



# HOKKAIDO UNIVERSITY

|                     |                                                                                   |
|---------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| Title               | コンクリート構造物の維持管理手法に関する基礎的研究                                                         |
| Author(s)           | 前田, 敏也                                                                            |
| Degree Grantor      | 北海道大学                                                                             |
| Degree Name         | 博士(工学)                                                                            |
| Dissertation Number | 甲第4549号                                                                           |
| Issue Date          | 1998-09-30                                                                        |
| DOI                 | <a href="https://doi.org/10.11501/3145372">https://doi.org/10.11501/3145372</a>   |
| Doc URL             | <a href="https://hdl.handle.net/2115/51565">https://hdl.handle.net/2115/51565</a> |
| Type                | doctoral thesis                                                                   |
| File Information    | 000000330564.pdf                                                                  |





コンクリート構造物の維持管理手法に関する  
基礎的研究

1998年8月

前田 敏也



①

コンクリート構造物の維持管理手法に関する  
基礎的研究

1998年8月

前田 敏也



## — 目 次 —

### 論文要旨

### 用語の定義, 記号

### 第1章 緒論

|                              |   |
|------------------------------|---|
| 1. 1 本論文の目的 .....            | 1 |
| 1. 2 コンクリート構造物の維持管理の現状 ..... | 2 |
| 参考文献 .....                   | 5 |

### 第2章 非破壊試験によるコンクリート構造物の調査手法

|                                |    |
|--------------------------------|----|
| 2. 1 はじめに .....                | 6  |
| 2. 2 既往の研究 .....               | 8  |
| 2. 3 非破壊試験の適用性と評価手法 .....      | 13 |
| 2. 3. 1 概説 .....               | 13 |
| 2. 3. 2 コンクリートの圧縮強度の推定手法 ..... | 16 |
| 2. 3. 3 鉄筋位置およびかぶりの推定手法 .....  | 25 |
| 2. 3. 4 ひび割れ深さの推定手法 .....      | 33 |
| 2. 3. 5 鉄筋腐食の推定手法 .....        | 35 |
| 2. 4 本章のまとめ .....              | 36 |
| 参考文献 .....                     | 37 |

### 第3章 表面保護工法によるコンクリート構造物の補修

|                               |    |
|-------------------------------|----|
| 3. 1 はじめに .....               | 38 |
| 3. 2 既往の研究 .....              | 39 |
| 3. 3 材料の積層化による表面保護工法 .....    | 40 |
| 3. 3. 1 概説 .....              | 40 |
| 3. 3. 2 表面保護工法の現状 .....       | 40 |
| 3. 3. 3 積層化工法の開発 .....        | 42 |
| 3. 3. 4 ひび割れ追従性の解析 .....      | 45 |
| 3. 3. 5 積層化工法の実用化 .....       | 49 |
| 3. 4 プレキャスト部材による表面保護工法 .....  | 54 |
| 3. 4. 1 概説 .....              | 54 |
| 3. 4. 2 プレキャストパネルの開発 .....    | 55 |
| 3. 4. 3 プレキャストパネル工法の実用化 ..... | 71 |
| 3. 5 本章のまとめ .....             | 77 |
| 参考文献 .....                    | 78 |



|                            |     |
|----------------------------|-----|
| 第4章 炭素繊維シートによるコンクリート構造物の補強 |     |
| 4.1 はじめに                   | 79  |
| 4.2 既往の研究                  | 80  |
| 4.3 炭素繊維シートの付着性状           | 81  |
| 4.3.1 概説                   | 81  |
| 4.3.2 実験および解析概要            | 81  |
| 4.3.3 実験および解析結果            | 84  |
| 4.4 炭素繊維シートで補強した部材の曲げ性状    | 89  |
| 4.4.1 概説                   | 89  |
| 4.4.2 実験および解析概要            | 89  |
| 4.4.3 実験および解析結果            | 94  |
| 4.4.4 CFS 界面の応力状態の有限要素解析   | 109 |
| 4.5 本章のまとめ                 | 112 |
| 参考文献                       | 113 |
| 第5章 コンクリート構造物の維持管理手法の提案    |     |
| 5.1 はじめに                   | 115 |
| 5.2 既往の研究                  | 116 |
| 5.3 コンクリート構造物の性能評価手法       | 117 |
| 5.3.1 概説                   | 117 |
| 5.3.2 基本フロー                | 117 |
| 5.3.3 調査                   | 119 |
| 5.3.4 鉄筋の腐食評価              | 121 |
| 5.3.5 耐力評価                 | 124 |
| 5.3.6 劣化予測                 | 125 |
| 5.4 対策                     | 130 |
| 5.4.1 対策の基本的な考え方           | 130 |
| 5.4.2 対策の計画・設計             | 132 |
| 5.5 コンクリート構造物の維持管理事例       | 133 |
| 5.5.1 構造物概要                | 133 |
| 5.5.2 調査                   | 135 |
| 5.5.3 現況の性能評価              | 143 |
| 5.5.4 劣化予測                 | 148 |
| 5.5.5 対策                   | 153 |
| 5.6 本章のまとめ                 | 154 |
| 参考文献                       | 155 |



## 謝辞



## 論文要旨

コンクリート構造物は、従来、耐久性のあるものと認識されてきたが、近年、塩害やアルカリ骨材反応等に代表されるコンクリートの早期劣化が問題視され、適切な維持管理を行わずに構造物を長期間供用することは困難となってきた。コンクリート構造物に対する維持管理の基本的な流れは、調査、評価、補修・補強であるが、現在のところ、調査項目および手法、調査結果の評価、構造物の性能評価指標および手法、適切な補修・補強工法の選択をいかに行うかといった多くの問題が残されている。

本論文は、このような現状を踏まえ、コンクリート構造物に対する維持管理の流れを体系的に捉え、合理的でかつ適切な維持管理が行える手法を提案するものである。本論文は全6章から構成されている。

第1章は緒論であり、本論文の目的および維持管理の現状について述べている。

第2章では、非破壊試験によるコンクリート構造物の調査手法について述べている。すなわち、反撥硬度法、電磁誘導法、レーダー法、超音波法、自然電位法および一部の破壊試験結果を基に、非破壊試験によるコンクリート構造物の合理的な調査手法の提案を行っている。

まず、コンクリートの圧縮強度の推定では、測定者によって反撥硬度にばらつきが生じること、既存の強度推定式は、実強度が高いほど強度を過小に評価する傾向にあることを明らかにした。この結果に基づき、構造物の代表的な箇所の実強度に応じて既存の強度推定式を補正する手法を提案している。次に、鉄筋位置の推定では、初めに電磁誘導法もしくはレーダー法により鉄筋位置およびかぶりを推定し、その後より高い精度が要求される場合には、超音波法によってかぶりを推定する手法を提案している。また、ひび割れ深さの推定では、超音波法による推定誤差はひび割れ深さに関わらず20mm程度であり、超音波法により精度良くひび割れ深さを推定できることを明らかにした。最後に、鉄筋腐食の推定では、ASTM規格に応じた自然電位により、腐食の有無および腐食程度の定性的な判定が可能であることを明らかにした。

第3章では、表面保護工によるコンクリート構造物の新しい補修工法について述べている。本章では、塩害や化学的劣化のような厳しい腐食環境下においてコンクリートを保護する二つの工法、すなわち、材料の積層化工法およびレジンコンクリートパネルによる保護工法を開発した。

異なる特性を持つ材料を積層化することにより、単体材料では困難であった塩害対策工法に要求される各種の性能、すなわち、塩化物イオン、酸素、水分の遮断性



およびひび割れ追従性が満足できることを、種々の試験および解析により明らかにしている。特に、ひび割れ追従性については、材料構成として、第1層には弾性係数が小さい柔軟性を有する材料、第2層には引張強度が高い材料が適していることを実験および解析の両面から明らかにした。また、レジンコンクリートと立体金網よりなるプレキャストパネルの各種促進試験を行った結果、本章で開発したプレキャストパネルは、塩害、中性化、凍結融解および化学的劣化の厳しい劣化条件に対し、優れた耐久性を有することが明らかとなった。また、パネルの継目となる目地部には、パネルと同等の劣化因子の遮断性のみならず、パネルの変形に追従できる伸び能力および十分な付着強度を有する材料である弾性エポキシ樹脂の適用が適切であると考えられた。さらに、パネルと一体化した鉄筋コンクリートはりの静的曲げ試験の結果、目地の位置によりパネルに過大な荷重が作用して引張破壊を生じる場合があるため、有限要素解析等により最適な目地間隔を検討する必要があることを示した。

本章で開発された工法を実構造物に適用した結果、補修後の再劣化は確認されず、工法の有効性が確認された。

第4章では、炭素繊維シートによるコンクリート構造物の補強について述べている。炭素繊維シート（以下、CFSと称す）は高強度・高耐久・軽量等の特性を有し、各種コンクリート構造物の補強に用いられている。しかし、CFSによる補強効果はCFSとコンクリートとの付着挙動に大きく影響されることから、CFSの付着性状について非線形有限要素解析を用いた数値解析的検討を行っている。その結果、CFSとコンクリートとの付着面に発生する付着ひび割れがCFSのひずみ分布形状に大きな影響を及ぼすこと、さらに、CFSの剥離破壊は界面の限界付着応力を4.5MPaとすることにより、解析により得られた剥離性状および剥離耐力が実験結果と概ね一致することを明らかにした。

また、コンクリートはりの引張力作用面にCFSを接着したはり部材の曲げ試験により得られたCFSの荷重-ひずみ関係および付着応力の挙動から、CFSの剥離箇所の推定を行った。その結果、CFSを1層貼付けた場合と3層貼付けた場合とでは剥離性状が異なることが明らかになった。すなわち、CFSの剛性が大きいほど端部付近で剥離が発生し、はりの中央部へ剥離が進展する現象が確認された。また、有限要素解析を行った結果、CFSの剛性が大きいほど、CFS端部において界面に直角方向の引張応力が卓越することが明らかになり、CFSの剥離を界面に発生するせん断応力と引張応力の組み合わせ応力下で考える必要性があることを示した。

第5章では、第2章から第4章で検討した結果を用いたコンクリート構造物の維持管理手法の提案を行っている。すなわち、コンクリート構造物の性能評価の指標として耐力および鉄筋腐食を取り上げ、本論文の第2章で示した調査結果に基づいた、コンクリート構造物の供用期間内の任意の時点での性能評価が可能な手法を示



し、さらに、コンクリート構造物の性能評価の結果から、供用期間中の要求性能を満足するような補修・補強の選択が行えるような維持管理手法を提案している。

コンクリート構造物の耐力評価は、鉄筋のかぶりと腐食確率の調査結果に基づいて定量的に表した腐食発生率、既往の研究成果に基づいて求めた腐食した鉄筋の引張強度、コンクリート強度、かぶり等の調査結果を用いて行う。さらに、鉄筋腐食が塩化物イオン含有量と密接な関係にあることに着目し、Fick の拡散式や差分法による塩化物イオンの浸透予測および既往の腐食ひび割れ発生予測式から鉄筋腐食を評価する手法により、将来の鉄筋腐食および耐力が予測できる手法を提案している。また、これらの手法を実構造物に適用した維持管理事例を示している。

第6章は結論であり、各章の主な結果をまとめている。



## 用語の定義

本論文では、次のように用語を定義する。

性能 (performance) : 目的または要求に応じて構造物が発揮する能力。

供用期間 (service term) : 構造物を供用する期間。

劣化 (deterioration) : 構造物が有する性能が、経時的に低下する現象。

耐久性 (durability) : 構造物が有する、経時劣化に抵抗する性能。

耐力 (strength) : 部材が有する、荷重に抵抗する力学的性能。

補修 (repair) : 供用期間中のある時点において要求性能は満足していても、将来、性能の低下により要求性能を満足しなくなることを未然に防ぐための行為。

補強 (strengthening) : 既設構造物が供用期間中に要求性能を満足しなくなった場合に、現状以上の性能を付与するための行為。

維持管理 (maintenance) : 構造物がその供用期間中、要求性能を満足できるようにするための行為。

対策 (measure) : 劣化した構造物あるいは部材を維持管理するために行う措置。無処置、点検強化、補修・補強、供用制限、解体・撤去、修景等がある。

## 記 号

本論文では、用いる記号を次のように定める。

- $A_s$  : 部材に配置されている鉄筋の断面積
- $C(x, t)$  : 深さ  $x$ 、時間  $t$  における塩化物イオン量
- $C_s$  : 表面塩化物イオン量
- $D_c$  : 塩化物イオン量の拡散係数
- $E$  : 自然電位、等価ひずみ
- $E_{CFS}$  : 炭素繊維シートの弾性係数
- $E_r$  : 樹脂の弾性係数
- $E_1$  : 積層化工法における第 1 層の材料の弾性係数
- $E_2$  : 積層化工法における第 2 層の材料の弾性係数
- $F_c(x)$  : 腐食確率の分布関数
- $f_{CFS}$  : 炭素繊維シートの引張強度
- $f'_c$  : コンクリートの推定圧縮強度
- $f'_{ck}$  : コンクリートの一軸圧縮強度
- $f_r$  : 樹脂の引張強度



|                  |                                                |
|------------------|------------------------------------------------|
| $f_r'$           | : 樹脂の圧縮強度                                      |
| $f_t$            | : コンクリートの引張強度                                  |
| $f_y$            | : 鉄筋の引張降伏強度                                    |
| $k$              | : 複合法の強度推定式における材齢による補正係数                       |
| $L_e$            | : 炭素繊維シートの有効付着長                                |
| $M_u$            | : 部材の曲げ耐力                                      |
| $P_c$            | : 腐食発生率                                        |
| $p_r(x)$         | : かぶりの確率密度関数                                   |
| $R$              | : 反撥度                                          |
| $r$              | : 鉄筋腐食による断面欠損と強度低下を併せて断面積の減少で評価する<br>際の鉄筋の換算半径 |
| $S$              | : 等価応力                                         |
| $t$              | : 材齢、経過年数、厚さ                                   |
| $\tau_b$         | : 炭素繊維シートとコンクリートとの付着応力                         |
| $V$              | : 部材のせん断耐力                                     |
| $V_c$            | : コンクリートが受け持つせん断耐力                             |
| $V_p$            | : 超音波伝播速度                                      |
| $V_s$            | : せん断補強筋が受け持つせん断耐力                             |
| $x$              | : コンクリート表面からの深さ                                |
| $\alpha_n$       | : 反撥硬度法の強度推定式における材齢による補正係数                     |
| $\Delta$         | : 腐食による鉄筋の引張耐力低減率                              |
| $\epsilon_{CFS}$ | : 炭素繊維シートのひずみ                                  |
| $\epsilon_c'$    | : コンクリートの圧縮ひずみ                                 |
| $\epsilon_t$     | : コンクリートの引張ひずみ                                 |
| $\sigma_{CFS}$   | : 炭素繊維シートの引張応力度                                |
| $\sigma_c'$      | : コンクリートの圧縮応力度                                 |
| $\sigma_{ct}$    | : コンクリートの引張応力度                                 |
| $\epsilon_{cu}'$ | : コンクリートの終局圧縮ひずみ                               |
| $\epsilon_{tu}$  | : コンクリートの終局引張ひずみ                               |



# 第 1 章

## 緒 論



## 第1章 緒論

### 1.1 本論文の目的

コンクリート構造物は、従来メンテナンスフリーで非常に耐久性のあるものと認識されてきた。しかし、昭和50年代の後半頃から、塩害やアルカリ骨材反応に代表されるコンクリートの早期劣化問題がマスコミでも取り上げられ、社会問題となった時期もあった。このような社会的背景から、コンクリートの劣化およびそれに対する対策についての研究が進められ、現在、劣化機構についてはほぼ解明されるとともに、種々の劣化に対する対策工法についても実用化の域に達しているといえる。

一方、劣化を受けたコンクリート構造物に対する調査手法については、従来のコアサンプリングのように構造物の一部を破壊させる試験に加え、超音波法等のように構造物を破壊させることなく調査を行う、いわゆる非破壊試験の研究が進められており、現在、開発・実用化されているだけでもかなりの実績がある。

コンクリート構造物をその供用期間中、要求性能を満足させるためには、構造物に対する調査、調査結果に基づく性能評価および評価結果から対策が必要と判定された場合の補修・補強を繰り返し行う行為、すなわち維持管理が必要である。特に、我が国において高度成長期に建設された構造物が、今後その供用年限を迎えることは必至であり、膨大な数の構造物に対して解体・更新あるいは供用期間の延長を効率よく計画する上でも、構造物の性能評価を適確に行うことは非常に重要であり、評価技術の確立が急務である。事実、我が国における維持管理投資額の建設投資額に占める割合は、現在15%程度で欧米に比べて低いが、将来的には30%程度に増大すると試算されている(図-1.1<sup>1.1)</sup>参照)。

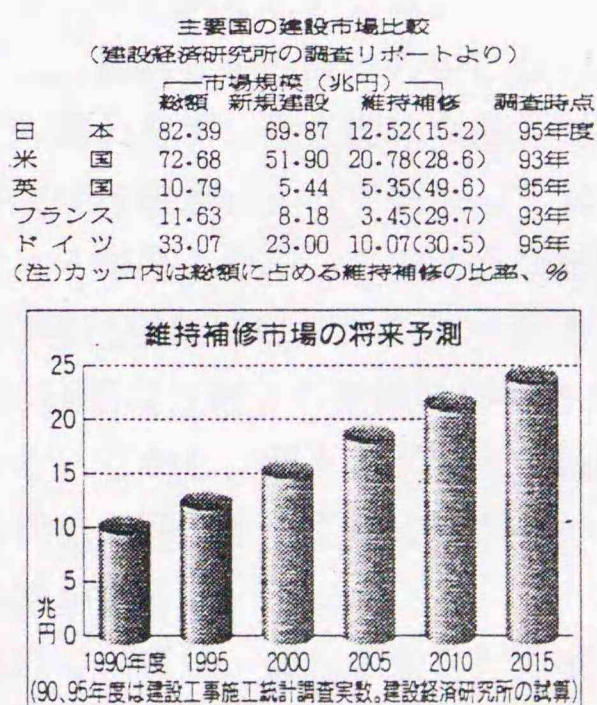


図-1.1 維持管理投資の将来予測<sup>1.1)</sup>



さらに、構造物に対する経済性の評価を建設時の初期投資のみならず、供用期間中の維持管理費も含めたライフサイクルコストで行うためにも、適確な性能評価、対策の選定・実施が必要である。しかしながら、現在のところ、調査項目および手法、調査結果の評価、構造物の性能評価指標および手法、適切な補修・補強工法の選択をいかに行うかといった問題が残されている。

また、最近の設計思想として、従来の構造設計・耐久性設計の二本立の設計から両者を総合的に評価しようとする性能照査型の設計手法への移行が提唱されている。性能照査型の設計では、構造物の供用期間中の性能を評価するため、現況の性能評価のみならず劣化予測に関する技術も不可欠である。

本論文は、このような社会的背景から、コンクリート構造物に対する維持管理の流れを体系的に捉えることにより、合理的でかつ適切な維持管理が行える手法の提案を行うことを目的としている。すなわち、コンクリート構造物に対する調査手法、調査結果の評価手法について検討し、それらの結果から鉄筋腐食および耐力を指標とした現況の性能評価および劣化予測手法の提案を行う。さらに、補修・補強工法について実験的・解析的に検討を加えることにより、調査および性能評価結果に基づいた補修・補強設計手法を提案する。

## 1. 2 コンクリート構造物の維持管理の現状

コンクリート構造物に対する一般的な維持管理の考え方を図-1.2<sup>1,2)</sup>に示す。維持管理の基本的な流れは、点検、評価、対策であり、前節の考えと同様である。ここで、維持管理区分とは、構造物あるいは部材の重要度、第三者影響度、供用期間、環境条件、維持管理の難易度等によって定められ、具体的には表-1.1<sup>1,2)</sup>に示すようである。これらの維持管理区分によって点検の手法、対策の方法が異なっており、構造物に要求される性能に応じた現実的な対応であるといえる。

一方、評価・判定については、維持管理の流れの中において、その後の対応を決定する最も重要な部分であるにも関わらず、最も曖昧な部分でもある。すなわち、点検結果から評価・判定を行う手法が技術者によって異なっており、技術者の知識・経験による主観に大きく影響を受ける結果となる。このような影響を少なくするためには、表-1.2<sup>1,3)</sup>に示すような個々の劣化現象に応じたグレーディングが有効な手段の一つである。グレーディングによる評価は技術者の主観に影響されず、かつ、煩雑な評価・判定のための作業が省略できる。しかし、個々のグレードは現在の劣化状態を表す指標であるに過ぎず、構造物の性能を評価するためにはグレードと性能との定量的・経時的な関連を明らかにする必要がある。

また、補修・補強等の対策については、劣化予測を行わずに劣化が顕在化した部分に対してのみ対策を行う事後対策が多く、将来顕在化する恐れのある劣化に対して事



前対策が行われることは比較的少ない。このため、対策後の再劣化・再補修が比較的早期に発生しているのが現状である。特に、化学的劣化等の非常に厳しい腐食環境下にある構造物に対する補修・補強技術の確立は未だ不十分であると考えられ、今後の研究・開発が期待される。

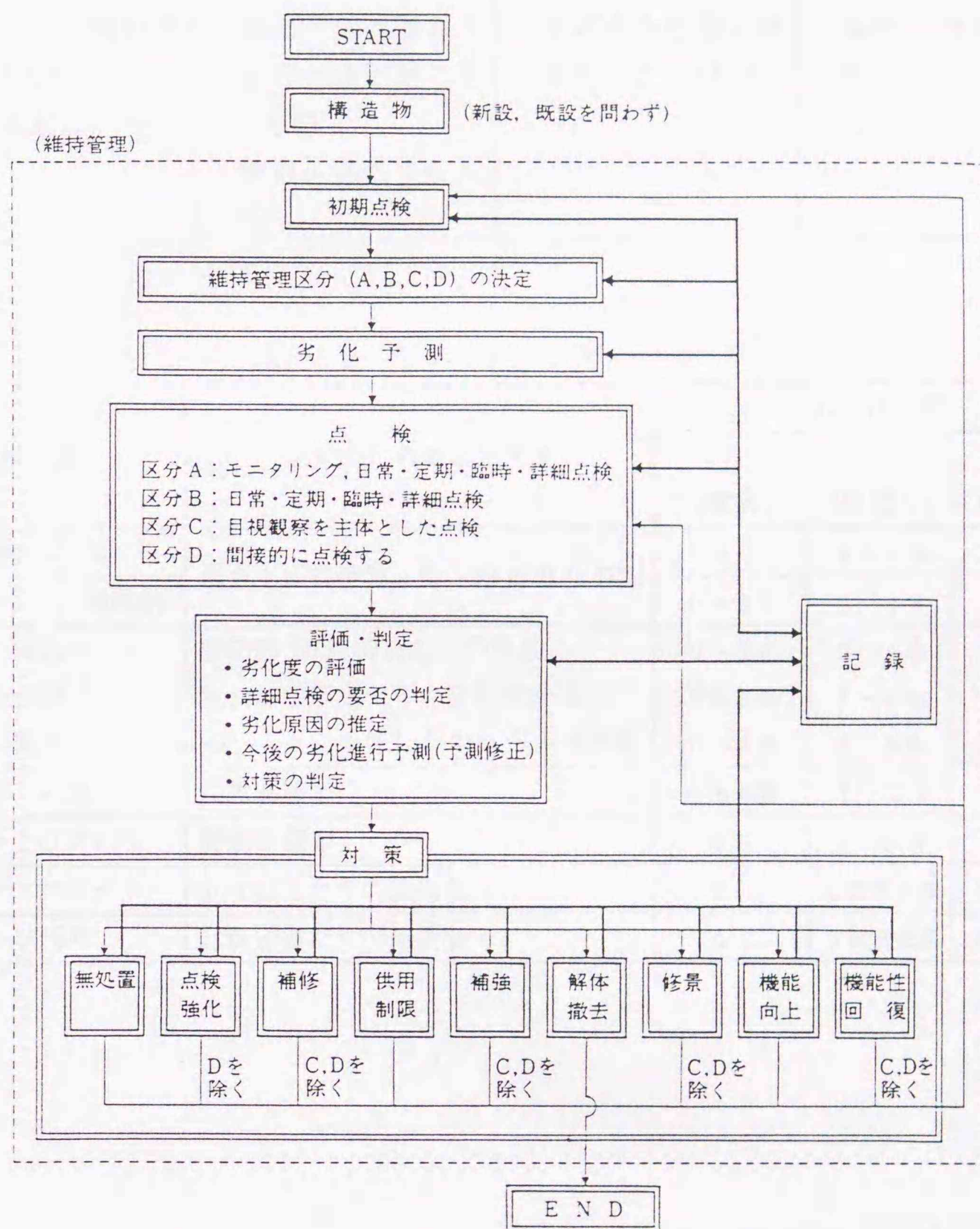


図-1.2 一般的な維持管理の考え方<sup>1.2)</sup>



表-1.1 維持管理区分<sup>1.2)</sup>

| A                                                                                                                   | B                                                                                                                             | C                                                                                                      | D                                                                                       |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|
| 予防維持管理                                                                                                              | 事後維持管理                                                                                                                        | 観察維持管理                                                                                                 | 無点検維持管理                                                                                 |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>・劣化が顕在化した後では対策が困難なもの</li> <li>・劣化が外へ現れては困るもの</li> <li>・長く供用したいものの</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・劣化が外へ現れてからでも何とか対策がとれるもの</li> <li>・劣化が外へ現れてもそれほど困らないもの</li> <li>・普通に供用するものの</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・使用できるだけ使用すればよいもの</li> <li>・第三者影響度に関する安全性さえ確保すればよいもの</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・直接には点検を行うのが非常に困難なもの、あるいは実質的には行えないものの</li> </ul> |

表-1.2 グレーディングの一例<sup>1.3)</sup>

| 症 状  |        |     | 区分のための単位尺度                           | 劣 化 度     |             |              |
|------|--------|-----|--------------------------------------|-----------|-------------|--------------|
|      |        |     |                                      | I<br>(健全) | II<br>(放置可) | III<br>(要調査) |
| ひび割れ | 鉄筋に沿う  | 主 筋 | 長さ 1 m に換算した 100 m <sup>2</sup> 当り本数 | なし        | 1 ～ 2 本     | 3 本以上        |
|      |        | 補強筋 |                                      | 0 ～ 2 本   | 3 ～ 4 本     | 5 本以上        |
|      | 開口周辺の  |     | 開口部 10 箇所当たりの本数                      | 0 ～ 2 本   | 3 ～ 4 本     | 5 本以上        |
|      | 網目状の   |     | 見つけ面積当たりの発生面積率                       | 5 % 未満    | 5 ～ 10 %    | 10 % 以上      |
|      | その他の   |     | 長さ 1 m に換算した 100 m <sup>2</sup> 当り本数 | 0 ～ 4 本   | 5 ～ 9 本     | 10 本以上       |
| 浮 き  |        |     | 発生面積率                                | 1 % 未満    | 1 ～ 3 %     | 3 % 以上       |
| 剥落   | 仕上げ材のみ |     | 発生面積率                                | なし        | 1 % 未満      | 1 % 以上       |
|      | コンクリート |     | 100 m <sup>2</sup> 当たりの箇所数           | なし        | 1 箇所未満      | 1 箇所以上       |
| さび汚れ |        |     | 100 m <sup>2</sup> 当たりの箇所数           | なし        | 2 箇所未満      | 2 箇所以上       |



## 参考文献

- 1.1) 日本経済新聞記事、1998.2.19.
- 1.2) 土木学会：コンクリート構造物の維持管理指針(案)、pp.7-9、平成 7 年 10 月
- 1.3) 建設省総合技術開発プロジェクト：コンクリートの耐久性向上技術の開発報告書、昭和 63 年 11 月



## 第2章

### 非破壊試験による コンクリート構造物の調査手法



## 第2章 非破壊試験によるコンクリート構造物の調査手法

### 2.1 はじめに

コンクリート構造物に対する調査技術については、現在までに数多くの試験機器および試験法が開発・実用化されている。これらの手法は大きく分類して、コア採取による圧縮試験のように構造物の一部を破壊することによって行う試験法と、反撥硬度法のように構造物を破壊することなく行う非破壊試験法とに分類することができる。前者に関しては、構造物の状態を直接把握できるという点から、その結果についてはほぼ信頼できるものと考えられる。これに対し、非破壊試験は、試験により得られる情報から構造物の状態を間接的に推定するという点において、推定精度、適用範囲等にいくつかの問題を残している。しかし、構造物を傷付けることなく数多くのデータが得られること、時間・手間がかからないこと等の理由から、今後その需要は益々多くなるものと考えられる。表-2.1 に現在使用されている主な非破壊試験法とその特徴をまとめて示す。表-2.1 は既往の文献に著者の経験に基づく知見を加筆したものである。

本章では、現在実用化されている各種非破壊試験法のうち、反撥硬度法、電磁誘導法、レーダー法、超音波法および自然電位法のコンクリート実構造物への適用性について、供用開始後数十年を経た実構造物における調査結果を基に、非破壊試験によるコンクリート構造物の合理的な調査手法を提案する。



表-2.1 コンクリートの非破壊試験の種類と現状評価

| 用途               |                       | 測定方法            | 実績 | 簡便性 | 効率 | 精度 | コスト | 将来性* |
|------------------|-----------------------|-----------------|----|-----|----|----|-----|------|
| 強度・<br>変形特性      |                       | 反 撥 硬 度 法       | A  | A   | A  | B  | A   | B    |
|                  |                       | 超 音 波 法         | A  | B   | B  | B  | B   | B    |
|                  |                       | 引 き 抜 き 法       | B  | B   | C  | B  | B   | B    |
|                  |                       | 組み合わせ・その他       | B  | B   | C  | B  | B   | B    |
| 内<br>部<br>探<br>査 | 寸法・<br>厚さ             | 放 射 線 透 過 法     | B  | C   | C  | B  | C   | C    |
|                  |                       | 超 音 波 法         | A  | A   | B  | B  | B   | B    |
|                  | 鉄筋<br>位置              | 電 磁 誘 導 法       | A  | A   | A  | A  | A   | A    |
|                  |                       | 放 射 線 透 過 法     | B  | C   | C  | B  | C   | B    |
|                  |                       | レ ー ダ ー 法       | A  | A   | A  | A  | B   | A    |
|                  | ひび<br>割れ              | A E 法 ( 変 化 )   | B  | C   | C  | B  | C   | A    |
|                  |                       | 赤 外 線 法 ( 分 布 ) | B  | A   | A  | B  | B   | A    |
|                  |                       | 超 音 波 法 ( 深 さ ) | A  | B   | B  | B  | B   | B    |
|                  | 欠<br>陥<br>空<br>隙<br>等 | 超 音 波 法         | A  | B   | B  | B  | B   | B    |
|                  |                       | 打 音 ・ 振 動 法     | A  | A   | A  | B  | B   | A    |
|                  |                       | 放 射 線 透 過 法     | B  | C   | C  | B  | C   | B    |
|                  |                       | 赤 外 線 法         | A  | A   | A  | B  | B   | A    |
|                  |                       | レ ー ダ ー 法       | B  | A   | A  | B  | B   | A    |
|                  | 鋼材<br>腐食              | 自 然 電 位 法       | A  | B   | A  | B  | B   | A    |
|                  |                       | 放 射 線 透 過 法     | B  | C   | C  | B  | C   | B    |

備考)

| 項目<br>ランク | 実績   | 簡便性 | 効率 | 精度 | コスト | 将来性  |
|-----------|------|-----|----|----|-----|------|
| A         | 有り   | 良   | 良  | 良  | 安い  | 有り   |
| B         | 一部有り | 普通  | 普通 | 普通 | 普通  | 一部有り |
| C         | 無し   | 悪   | 悪  | 悪  | 高い  | 無し   |

\*：将来性とは、精度の向上、実構造物への適用性等を表す。



## 2. 2 既往の研究

### (1) コンクリートの強度推定

現在、コンクリート強度を推定する非破壊試験として、反撥硬度法、超音波法およびこれらの複合法が用いられている。これらの手法に共通する推定精度上の問題として、コンクリートの材料、配合、打設・養生条件および材齢等の諸条件によって実強度と推定強度との間に汎用的な関係が成立しにくいという傾向が経験的に指摘されている。したがって、現在のところ、コンクリート強度を精度良く推定できるような決定的な手法は存在しない状況である。

反撥硬度法は、1948年にスイスの E.Schmidt が考案したシュミットハンマーによってコンクリート表面の反撥度を測定し、圧縮強度を推定する手法である。測定が容易であるため比較的広く用いられている手法である。しかし、反撥度は、コンクリートの表面状態、乾湿状況、材齢、打撃角度等多くの要因の影響を受ける。これらの要因のうち、コンクリートの表面状態および乾湿状況は、試験時に注意をすれば解決可能であり、打撃角度はハンマーの機械的な特性から補正を行うことができる。これに対し、材齢による影響については、表-2.2<sup>2.1)</sup>および式(2.1)<sup>2.1)</sup>に示す手法が提案されているが、コンクリートは材齢によって表面硬度のみならずコンクリート強度そのものも増大するため、安易に材齢による補正を行うことは実強度を過小に評価する可能性がある。

$$f'_c = 9.37 \times (0.987)^t \times R + (1.3t - 109) \quad (2.1)$$

ここに、 $f'_c$  : 推定強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$R$  : 反撥度

$t$  : 材齢(年)

表-2.2 材齢による補正係数  $\alpha_n$  の値 <sup>2.1)</sup>

| 材齢(日)      | 28  | 100  | 300  | 500  | 1000 | 3000 |
|------------|-----|------|------|------|------|------|
| $\alpha_n$ | 1.0 | 0.78 | 0.70 | 0.67 | 0.65 | 0.63 |



また、反撥度による強度推定式は表-2.3 に示すように、多くの研究者により提案されているが、強度を精度良く推定するためには必ずコアを採取すること、若材齢や長期材齢のコンクリートの強度推定には別途推定式を作成することが奨められている(2.2)。

表-2.3 反撥硬度法による強度推定式<sup>2.2)</sup>

| 研究者           | 推定式                                                        | 備考                                                                                                          |
|---------------|------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 梶原            | $f'_c = 10R - 110$<br>(大場・秋田らの東京都建築材料検査所の東京都判定式を利用)        | アルミセメント $f'_{ck} = 210 \sim 320 \text{ kgf/cm}^2$<br>材齢 7 日、14 日<br>南極における現地試験                              |
| 明石ら           | $f'_c = -0.27R + 0.29R^2$                                  | 材齢 7 日、28 日、推定値の方が大                                                                                         |
| 関ら            | $f'_c = 11.7R - 237$                                       | 材齢 1 ヶ月、モルタル使用                                                                                              |
| Boundy ら      | $f'_c = 9.9R^{1.818}$ (psi)                                | $f'_{ck} = 720 \sim 1400 \text{ psi}$<br>蒸気養生、材齢 28 日                                                       |
| 沢田ら           | $f'_c = 46R - 2054$                                        | $f'_{ck} \geq 200 \text{ kgf/cm}^2$                                                                         |
| 坂ら            | $f'_c = 13R - 184$                                         | 材齢 7 ~ 365 日<br>推定誤差: $f'_{ck} = 100 \text{ kgf/cm}^2$ で 30%<br>推定誤差: $f'_{ck} = 500 \text{ kgf/cm}^2$ で 6% |
| 木村            | $f'_c = -57 + 6.95R + 0.065R^2$                            | 坂式より同一 $R$ に対して強度小                                                                                          |
| 坂ら            | $f'_c = 13.9R - 249$                                       | 材齢 7 日、28 日                                                                                                 |
| 日本材料学会強度判定委員会 | 水平面 $f'_c = 6.44R - 112.5$<br>鉛直面 $f'_c = 7.39R - 166.7$   | 材齢 3 日 ~ 1 年、P 型 (低強度コンクリート)<br>一般型 $f'_c = 13R - 184$                                                      |
| 大場ら           | $f'_c = -40.6 - 1.07R + 0.36R^2$                           | W/C=40~90%, 材齢 7 日、28 日                                                                                     |
| 建築学会共通実験結果    | 普通コンクリート $f'_c = 7.3R + 10$<br>軽量コンクリート $f'_c = 10.1R + 2$ | 材齢 7 日 ~ 1 年<br>W/C=50~70% (普通, N型)<br>W/C=50~65% (軽量, L型)                                                  |

備考) ・  $R$  : 反撥度、 $f'_c$  : 推定強度(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $f'_{ck}$  : 実強度(kgf/cm<sup>2</sup>)



次に、超音波法については、1930～1950 年代に超音波伝播特性とコンクリートの物性との関連に関する研究が進められ、1970 年代以降、コンクリートの劣化調査に関する成果が報告されている。コンクリート中の超音波伝播速度と圧縮強度とは弾性係数を介して曲線的な関係にあるが、コンクリートの材料、配合、打設・養生条件および材齢等の諸条件によってかなりばらつくことが指摘されているため、ある特定の条件におけるコンクリートが強度推定の対象となる。したがって、各種マニュアルでは強度推定式をあえて示さず、別途圧縮試験を行って推定式を求める等の手続きを示しているに過ぎない。

さらに、反撥度と超音波伝播速度の2つの変数を用いることで精度向上を期待した複合法は、1960 年代以降研究が進み、重回帰式による強度推定式が提案されている<sup>2.3,2.4</sup>)。しかし、複合法においても推定精度に関する問題が指摘されている。すなわち、強度推定式の多くは、実験室における試験結果を分析したものであり、実構造物および長期材齢のコンクリートに対する適用事例が少ないのが現状である。

#### (2) コンクリート中の鉄筋位置の推定

コンクリート中の鉄筋位置の推定手法には、電磁誘導法、レーダー法、超音波法、X線透過法等がある。

電磁誘導法では、かぶりに対して鉄筋間隔が密な場合には鉄筋位置の判定が困難になることが指摘されている<sup>2.5</sup>)。また、鉄筋の材質および径が既知の場合は $\pm 3 \text{ mm}$ 以内の精度で最大120mm程度までかぶりが推定できるとの研究成果もある<sup>2.6</sup>)。

レーダー法および超音波法については、コンクリートの含水率による誘電率および超音波伝播速度の変化が推定精度に影響をおよぼすため、予め調査対象とするコンクリートの伝播速度を把握する必要がある。その手法として、レーダー法ではコンクリートの含水状態によって誘電率を補正し、超音波法では伝播距離が既知の部分で伝播時間を測定して伝播速度を求めているのが現状である。また、レーダー法および超音波法は、鉄筋のみならず、コンクリートの内部欠陥の探査にも用いられている。レーダー法および超音波法については、鉄筋探査における推定精度に関する研究発表は少ないようである。

X線透過法は、コンクリート内部の鋼材、欠陥等を画像解析により直接目視により確認することができるが、X線の透過距離を現状レベルの600mm程度以上とすること、透過写真の画像を如何に鮮明にするかといった研究が主流となっている。また、実用化に当たっては、調査機器の設置、放射線に対する安全性等の問題がある。



### (3) ひび割れ深さの推定

ひび割れ深さの推定手法には、従来から超音波法が広く用いられており、ひび割れ深さの算定式もいくつか提案されている。いずれの手法もひび割れを挟んで発振・受振子を設置して測定を行い、超音波がひび割れ先端を回折して伝播する時間からひび割れ深さを算定している。代表的な手法を以下に示す。

$T_c - T_0$ 法は、図-2.1 に示すように、発振・受振子をひび割れからそれぞれ等距離 ( $a$  mm) に配置した時の伝播時間  $T_c$  ( $\mu$  s) とひび割れの無い近傍表面での  $2a$  間の伝播時間  $T_0$  ( $\mu$  s) からひび割れ深さ  $y$  (mm) を式(2.2)により算定する方法である。

$$y = a \sqrt{(T_c / T_0)^2 - 1} \quad (2.2)$$

ただし、この手法では、ひび割れ深さが深くなった場合に誤差が大きくなることが指摘されている<sup>2.7)</sup>。

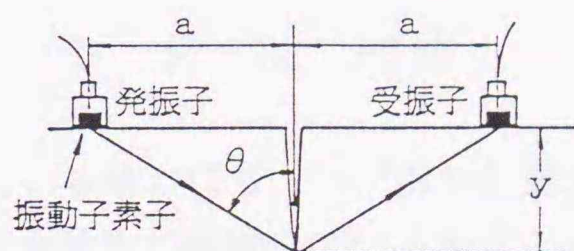


図-2.1  $T_c - T_0$ 法

$T$ 法は、図-2.2 に示すように、発振子をひび割れから  $a$  (cm) の距離に固定し、受振子をひび割れ方向と直角方向に一定間隔で移動したときの走時曲線 (伝播距離-時間曲線) からひび割れ位置での不連続時間  $T$  (s) を求めて、深さ  $y$  (cm) を算定する方法である。

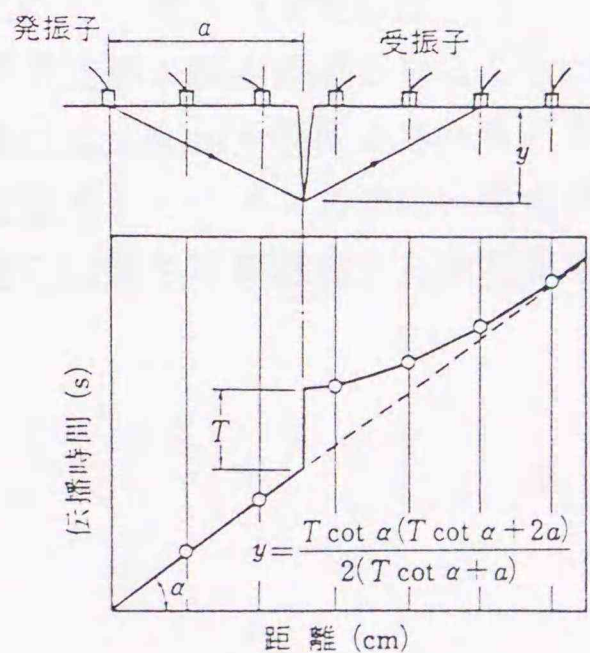


図-2.2  $T$ 法



BS 法は、図-2.3 に示すように、発振・受振子をひび割れからそれぞれ  $a_1 = 150\text{mm}$ 、 $a_2 = 2a_1 = 300\text{mm}$  に設置したときの伝播時間  $t_1$ 、 $t_2 (\mu\text{s})$  からひび割れ深さ  $y(\text{mm})$  を式(2.3)により算定する方法である。

$$y = 150 \sqrt{(4t_1^2 - t_2^2) / (t_2^2 - t_1^2)} \quad (2.3)$$

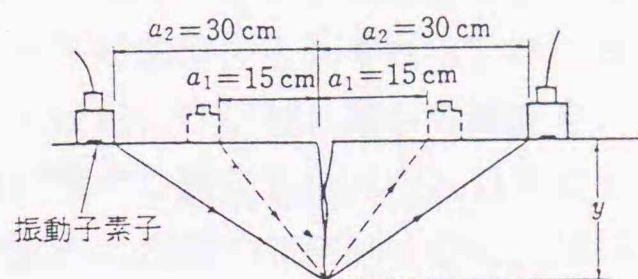


図-2.3 BS 法

上記のいずれの手法を用いる場合にも、ひび割れが途中で枝別れしている場合、ひび割れ両側のコンクリートが途中で接触している場合、ひび割れ途中に鉄筋等の異物が存在する場合には推定誤差が大きくなる。

#### (4) コンクリート中の鋼材腐食の推定

コンクリート中の鋼材腐食の推定手法としては、腐食が電気化学反応であることから、自然電位法、分極抵抗法、交流インピーダンス法等の電気化学的な手法が用いられている。

自然電位法による腐食評価は、ASTM 規格<sup>2.8)</sup>に代表されるように電位によって確率論的に行っている。ただし、電位の測定には、コンクリートのかぶり、含水状態、中性化や塩化物イオンの浸透等が誤差要因となることが指摘されており、これらの要因によって生じる測定誤差は  $\pm 50\text{mV}$  程度とされている<sup>2.9)</sup>。

一方、分極抵抗法、交流インピーダンス法は、腐食速度の把握や腐食の定量的な評価が可能であるが、測定の煩雑さ等の理由から未だ実用化には至っていない状況である。



## 2. 3 非破壊試験の適用性と評価手法

### 2. 3. 1 概要

#### (1) 実構造物への非破壊試験の適用性

本節では、各種非破壊試験を実構造物に適用し、非破壊試験による推定結果と一部に対する破壊試験による結果との比較検討を行う。その結果から、非破壊試験によってより実際に近い評価が行えるような手法を提案する。

#### (2) 対象構造物

対象構造物は、供用後数十年を経たタンク基礎、防油堤および開架式気化器の架構であり、調査時のコンクリート材齢は、それぞれ 37 年、15 年および 20 年である。ただし、タンク基礎に対しては主にひび割れ深さの調査を、また、開架式気化器の架構に対しては主に鉄筋腐食に関する調査を行った。目視による限りでは、タンク基礎および防油堤については目立った損傷や補修跡はなく、ほぼ健全な状態で供用されてきたと考えられた。これに対し、開架式気化器の架構については鉄筋腐食が原因と考えられるひび割れ、錆汁等の劣化現象が認められた。構造物概要および調査部位を図-2.4 に示す。



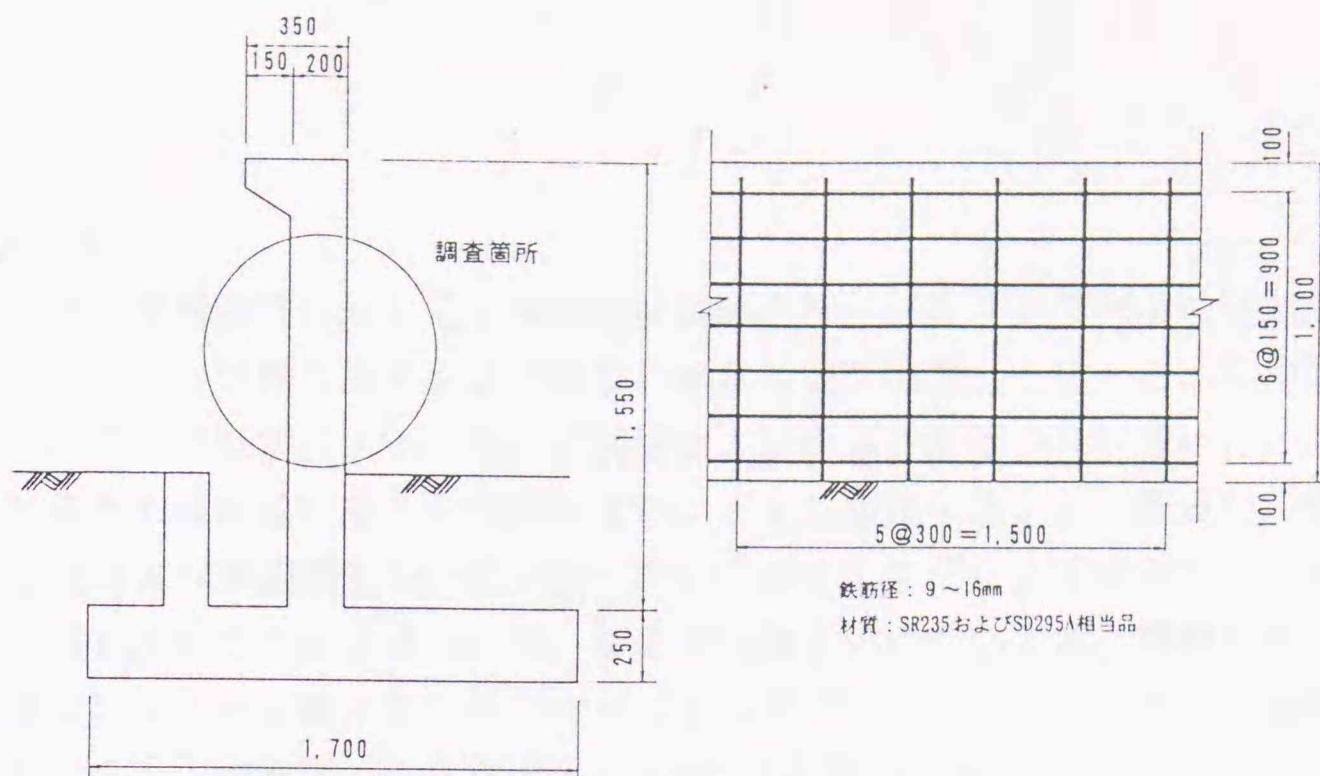


図-2.4(a) 対象構造物の概要 (防油堤)

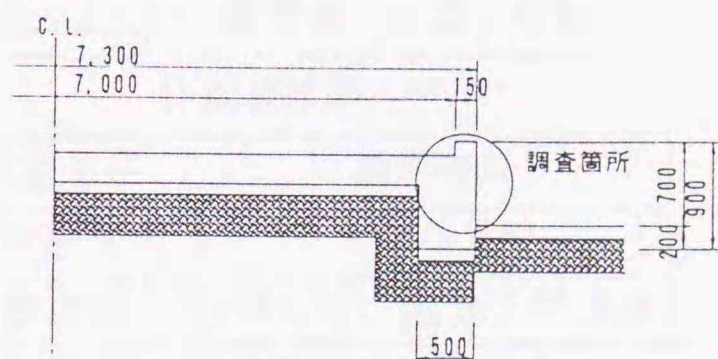


図-2.4(b) 対象構造物の概要 (タンク基礎)

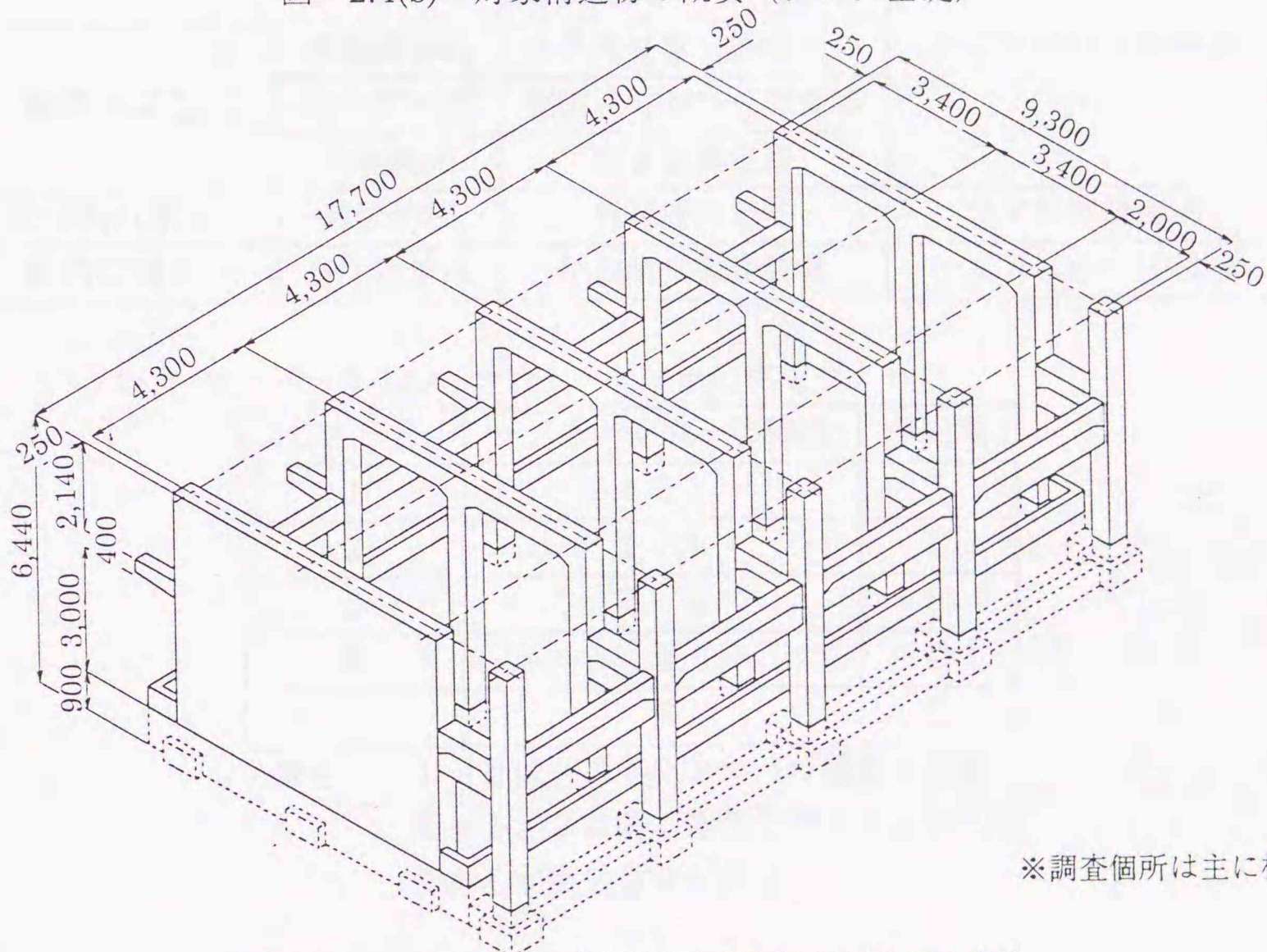


図-2.4(c) 対象構造物の概要 (開架式気化器架構)

(単位: mm)



### (3) 調査概要

調査は、まず対象構造物に対して各種非破壊試験を行い、コンクリートの圧縮強度、鉄筋位置、かぶり、ひび割れ深さおよび鉄筋の腐食状況を推定した後、これらの結果を検証するためにコア採取による一軸圧縮試験およびかぶりはつりを行った。ここで、ひび割れ深さの検証は、着色した低粘度のエポキシ樹脂を注入して行った。調査項目、試験方法および調査機器の一覧を表-2.4 に示す。ただし、反撥硬度法および反撥硬度法と超音波法との複合法（以下、複合法と称す）については、機種異なる3種類の普通コンクリート用テストハンマー（Ⅰ～Ⅲ；シュミットハンマーN型相等品）を使用し、5人の測定者により試験を行った（CASE-1～5）。

表-2.4(a) 調査項目および試験方法

| 調査項目       | 非破壊試験 2.10) |                 | 検証試験      |
|------------|-------------|-----------------|-----------|
|            | 試験方法        | 調査機器            |           |
| コンクリート圧縮強度 | 反撥硬度法       | テストハンマー         | コア採取後圧縮試験 |
|            | 複合法         | テストハンマー, 超音波測定器 |           |
| 鉄筋位置       | 電磁誘導法       | 鉄筋探査器（振幅式）      | かぶりはつり後実測 |
|            | レーダー法       | 電磁波式コンクリート探査器   |           |
| 鉄筋かぶり      | 電磁誘導法       | 鉄筋探査器（振幅式）      |           |
|            | レーダー法       | 電磁波式コンクリート探査器   |           |
|            | 超音波法        | 超音波測定器          |           |
| ひび割れ深さ     | 超音波法        | 超音波測定器          | コア採取後実測   |
| 鉄筋の腐食      | 自然電位法       | 鉄筋腐食探査装置        | かぶりはつり後目視 |

表-2.4(b) テストハンマーの測定パターン

| CASE | テストハンマーの機種 | 測定者 |
|------|------------|-----|
| 1    | Ⅰ-1        | A   |
| 2    | Ⅰ-1        | B   |
| 3    | Ⅰ-2        | C   |
| 4    | Ⅱ          | D   |
| 5    | Ⅲ          | E   |

備考) ・Ⅰ～Ⅲはテストハンマーの種類を示す。

・Ⅰ-1、2は同じ種類のテストハンマーであるが製造番号が異なる。



### 2. 3. 2 コンクリートの圧縮強度の推定手法

コンクリートの圧縮強度について、反撥硬度法および複合法による非破壊試験の結果（以下、推定強度と称する）と一軸圧縮試験の結果（以下、実強度と称する）を図-2.5、2.6 にそれぞれ示す。図中の  $n$  はデータ数、 $\mu$ 、 $\sigma$  はそれぞれ（推定強度／実強度）の平均値および標準偏差である。ここで、非破壊試験による強度推定は、それぞれ以下に示す日本材料学会式 (2.4) <sup>2.11)</sup> および日本建築学会のマニュアルに示されている推定式 (2.5) <sup>2.12)</sup> を用いた。ただし、式(2.4)中の材齢による補正係数は、日本建築学会のマニュアルを参考に調査時材齢から 0.63 とした <sup>2.1)</sup>。また、推定式において 0.098 を乗じているのは、推定式の原形を SI 単位系に変換するためである。

反撥硬度法による強度推定式

$$f'_c = (13R - 184)\alpha_n \times 0.098 \quad (2.4)$$

複合法による強度推定式

$$f'_c = (8.2R + 269V_p - C) \times 0.098 \quad (2.5)$$

ここに、 $f'_c$  : 推定強度(MPa)

$R$  : 反撥度

$\alpha_n$  : 材齢による補正係数

$V_p$  : 超音波伝播速度(km/s)

$C$  : 定数 (=1,094)

これらの結果から、反撥硬度法は圧縮強度を過小に、複合法は圧縮強度を過大に評価する傾向にあることがわかる。複合法による推定強度が実強度に比べて高い理由の一つとして、推定式(2.5)中の反撥度に対して材齢補正を行っていないことが考えられる。ただし、式(2.5)における反撥度に対する材齢補正值は、式(2.4)中の材齢補正值とは異なる値である。そこで、材齢による補正係数として、谷川・山田・小坂式 <sup>2.12)</sup> における材齢2年以上に対する値 ( $k=0.9$ ) を式(2.5)における反撥度に乗じた場合の結果を図-2.7 に示す。この結果から、補正後の推定強度は補正前に比べて実強度に近くなっており、複合法においても反撥度に対して材齢補正を行った方が推定精度が向上するものと考えられる。



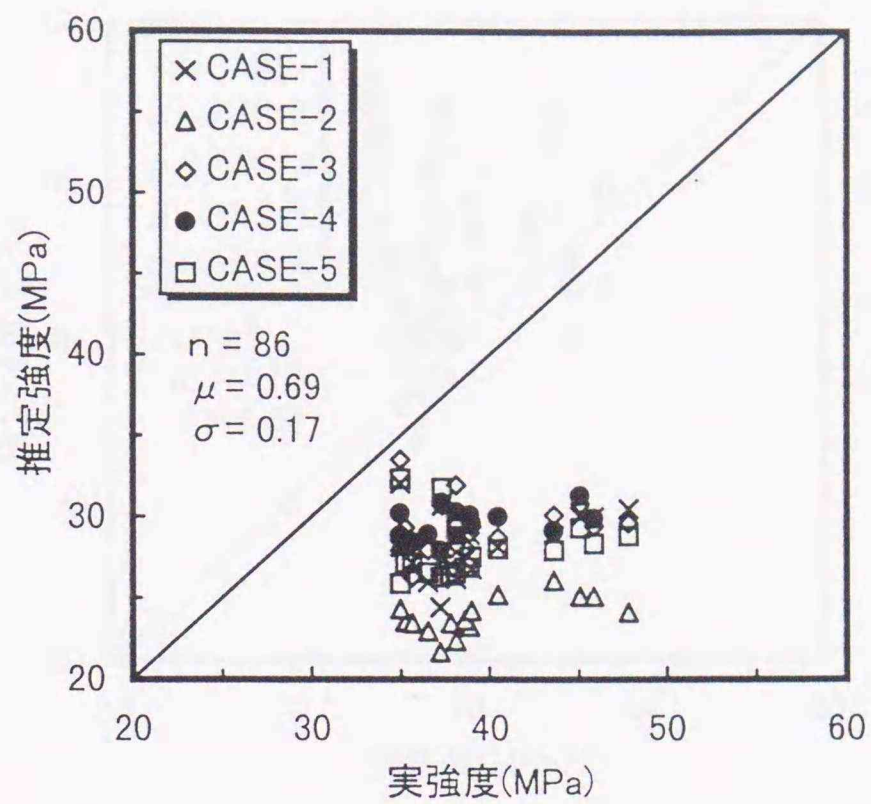


図-2.5(a) 圧縮強度の推定精度  
(反撥硬度法)

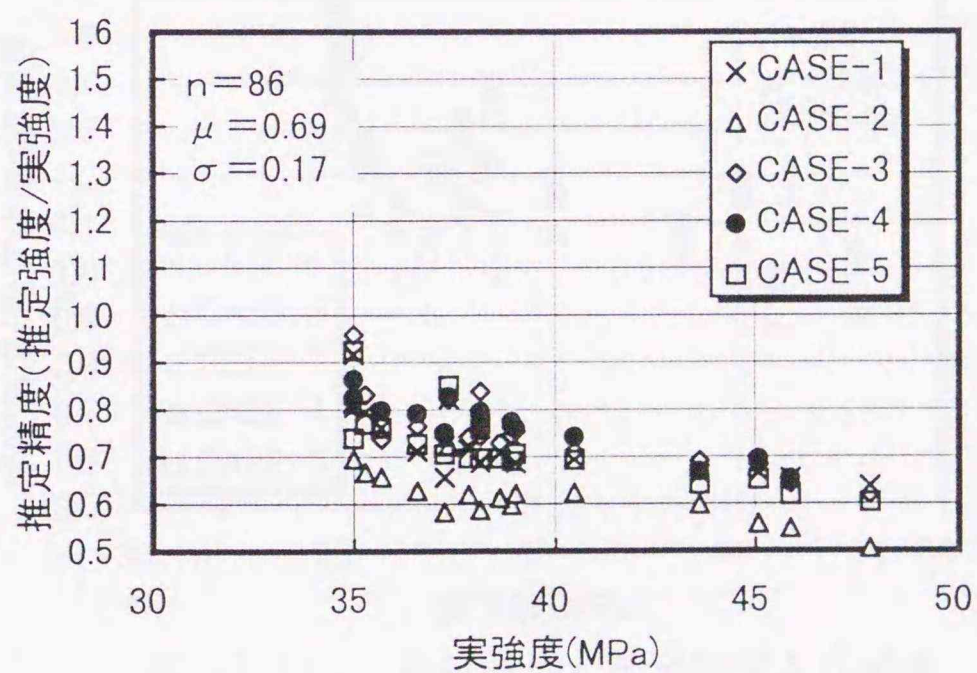


図-2.5(b) 圧縮強度と推定精度との関連  
(反撥硬度法)



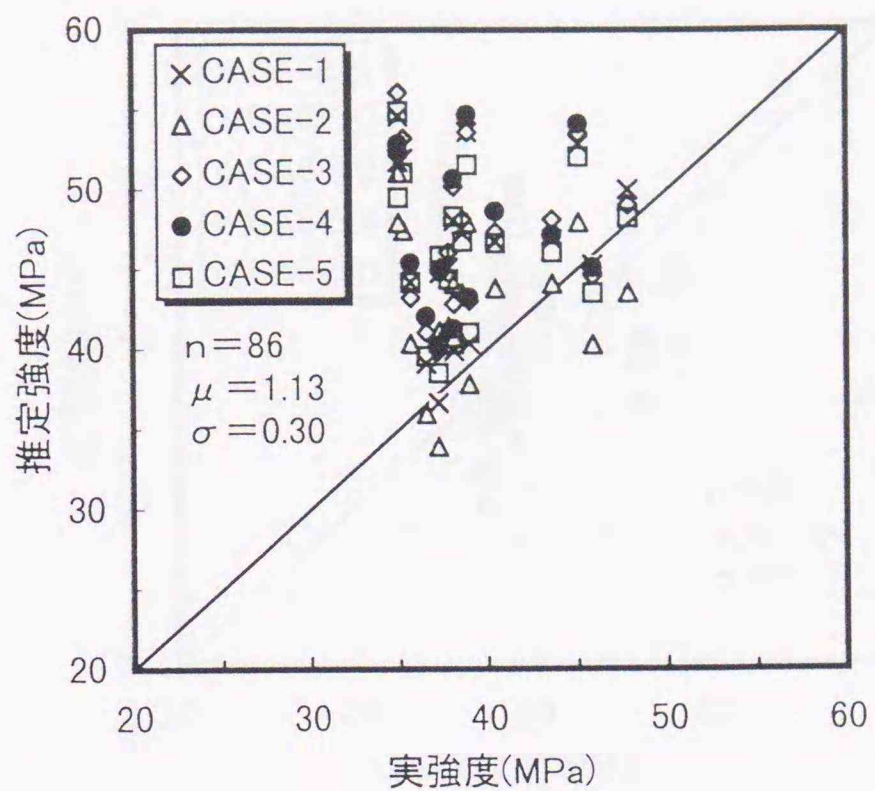


図-2.6(a) 圧縮強度の推定精度 (複合法)

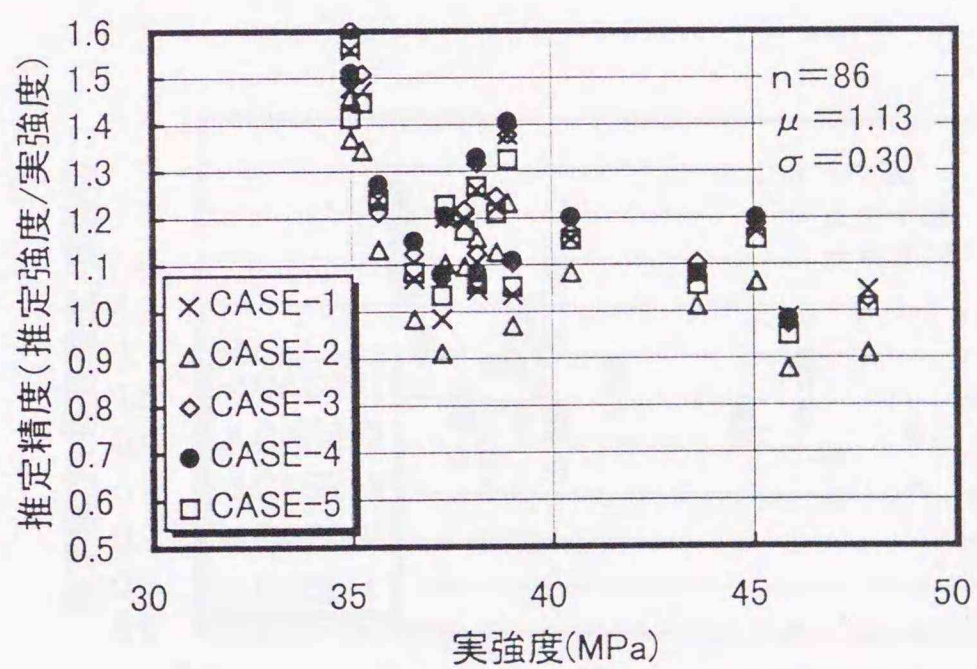


図-2.6(b) 圧縮強度と推定精度との関連 (複合法)



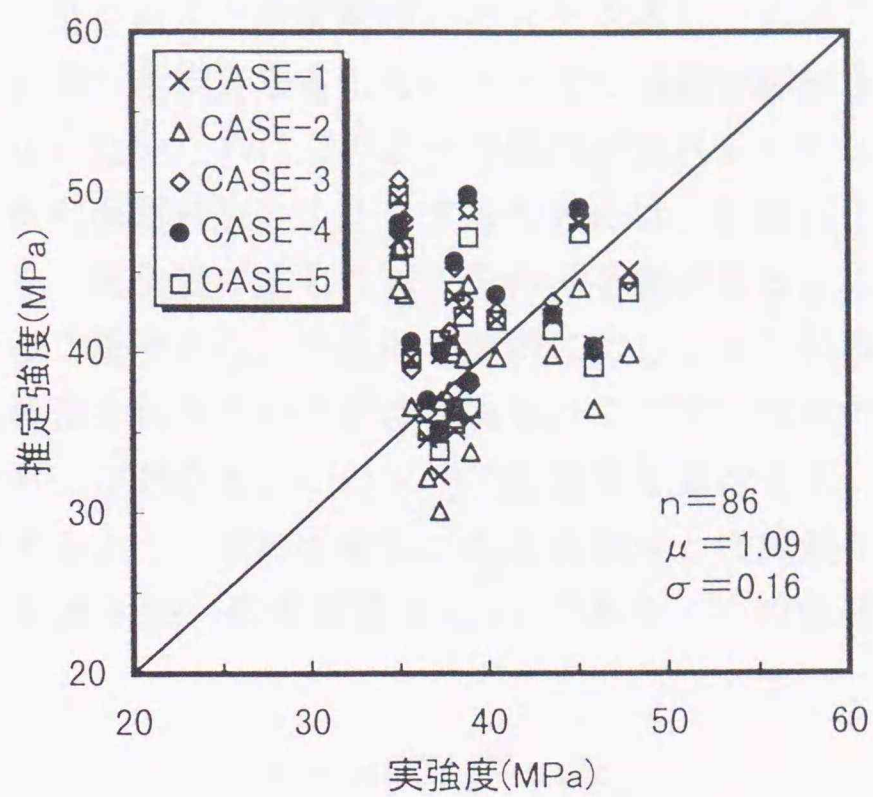


図-2.7(a) 圧縮強度の推定精度  
(複合法、材齢補正)

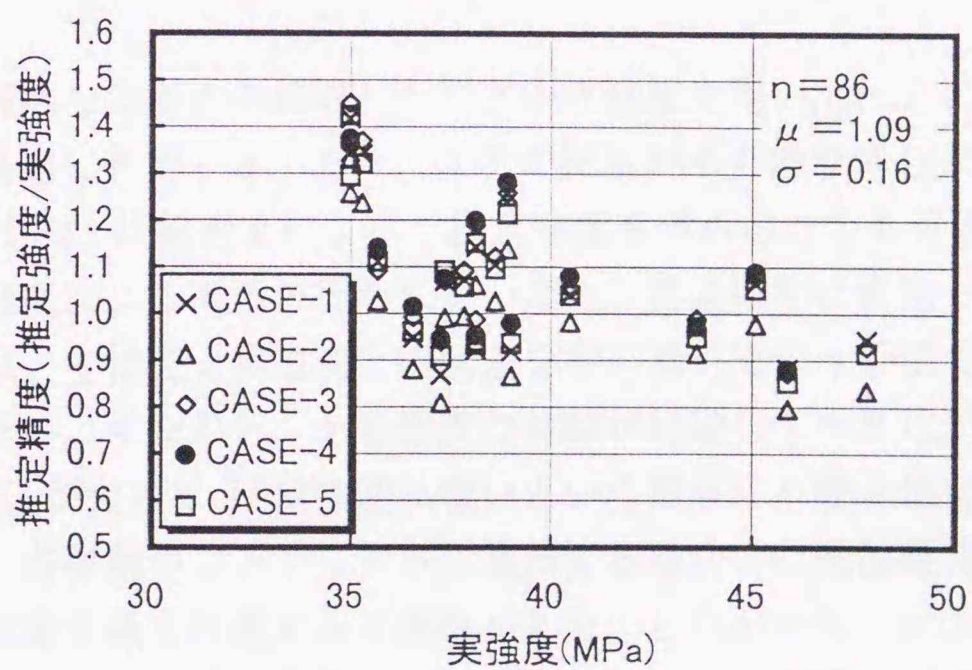


図-2.7(b) 圧縮強度と推定精度との関連  
(複合法、材齢補正)



また、いずれの推定結果についても実強度が高いほど推定精度が小さくなっており、強度が相対的に低く評価される傾向がある。この理由の一つとして、反撥度に対する材齢補正が、中性化の進行による表面硬度の増大を考慮したものであり<sup>2.13)</sup>、実際には実強度が高いほど表面が密実となるために中性化の進行が抑制され、表面硬度が予想されるほど大きくならないためにこのような傾向が現れるものと考えられる。したがって、このような傾向が現れないようにするためには、材齢によって一律に反撥度を補正するのではなく、実強度に応じた補正を行う必要があると考えられる。すなわち、非破壊試験を行った箇所から、代表的な箇所に対してコア採取による圧縮試験を行い、その結果から補正を行うという手法である。ここで、代表的な箇所とは、例えば、推定強度が最大および最小あるいは平均的な箇所を意味する。図-2.8 に推定強度と実強度とが一致するように求めた補正係数と実強度との関連を示す。この結果から、補正係数の平均値は 0.89、標準偏差は 0.11 であり、圧縮強度により式(2.6)で近似できる。

$$\alpha = 0.020f'_{ck} + 0.133 \quad (2.6)$$

ここに、 $\alpha$  : 補正係数

$f'_{ck}$  : 一軸圧縮試験による実強度(MPa)

よって式(2.4)は以下のようなになる。

$$f'_c = (13R - 184) \times (0.020f'_{ck} + 0.133) \times 0.098 \quad (2.7)$$

式(2.7)は、代表的な箇所から採取したコアの実強度を用いて、その他の箇所の圧縮強度を推定する場合に適用する。また、コアの採取が不可能な場合には、式(2.7)において  $f'_c = f'_{ck}$  とすれば、反撥度  $R$  によって推定強度を求めることも可能である。しかし、この場合には実強度による補正が行われなため、推定精度に問題を残す結果となる。ただし、式(2.6)は、中性化と実強度との関連を基に補正を行う手法であり、材齢の影響は考慮していない。すなわち、ある程度の材齢が経過して中性化が進行しやすいコンクリートは  $W/C$  が大きく、圧縮強度は低いという観点から補正係数を算出するものである。よって、若材齢のコンクリートに適用する場合には表面硬度および実強度とも小さいため、強度を過小評価する可能性がある。したがって、式(2.6)の適用範囲としては、強度発現が安定する材齢数年以降のコンクリートが適切であると考えられる。



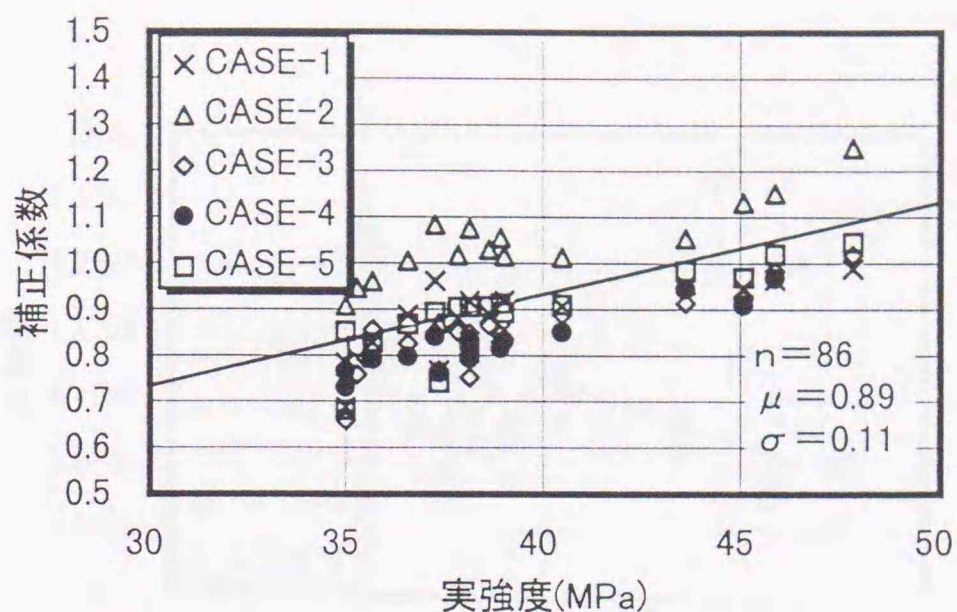


図-2.8 圧縮強度と補正係数との関連  
(反撥硬度法)

一方、複合法については、建築学会によると、材齢が1年を超えるコンクリートの実験データが不足しているため、強度推定式(2.5)の修正を定数項 $C$ の値を変化させることで行うとしている<sup>2.12)</sup>。図-2.9に推定強度と実強度とが一致するように求めた定数項と実強度との関連を示す。図より、実強度が高いほど定数項が小さくなることが明らかである。ただし、強度推定式(2.5)中の反撥度に対して材齢による補正( $k=0.9$ )を行った。この結果から、定数項の平均値は1,124.5、標準偏差は61.1であり、圧縮強度により式(2.8)で近似できる。

$$C = -9.633f'_{ck} + 1501.7 \quad (2.8)$$

ここに、 $C$  : 式(2.5)における定数項

$f'_{ck}$  : 一軸圧縮試験による実強度(MPa)

よって式(2.5)は以下ようになる。

$$f'_c = (8.2kR + 269V_p + 9.633f'_{ck} - 1501.7) \times 0.098 \quad (2.9)$$

式(2.9)は、式(2.7)と同様、代表的な箇所から採取したコアの実強度を用いて、その他の箇所の圧縮強度を推定する場合に適用する。しかし、コアの採取が不可能な場合には、式(2.9)において $f'_c = f'_{ck}$ とすれば、反撥硬度 $R$ および超音波伝播速度 $V_p$ によって推定強度を求めることも可能である。しかし、この場合には実強度による補正が行われないため、推定精度に問題を残す結果となる。



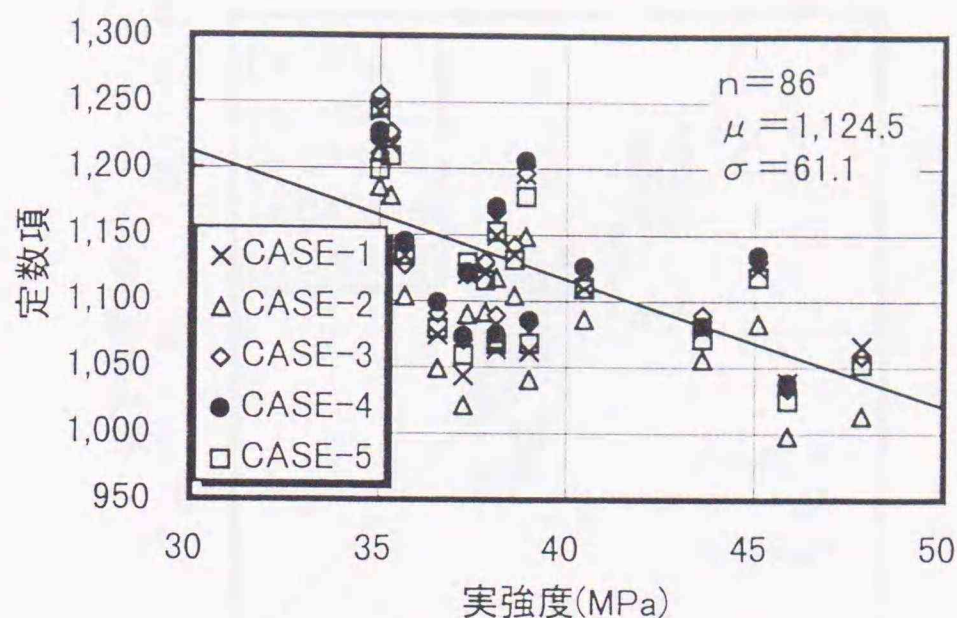


図-2.9 圧縮強度と定数項との関連  
(複合法、材齢補正)

ただし、コンクリートが凍害や化学的劣化を受けている場合には、表面が脆弱となっているため、式(2.6)、(2.8)は、これらの劣化を受けていない一般の環境下にあるコンクリート構造物に適用が限定される。

さらに、調査時の留意点としては、極端な乾燥・湿潤状態を避けること、対象部材の厚さが10cm以下の場合には、剛性を高めるために部材の背面に鋼材等で支持を設けること、コンクリート表面に凹凸がある場合には研磨等によって平滑にすること等が挙げられる。

次に、式(2.7)および(2.9)を用いて補正を行った場合の推定結果を図-2.10、2.11にそれぞれ示す。これらの結果から、図-2.5(b)および2.6(b)にみられたような圧縮強度による推定精度の変化はみられず、推定精度が既存の推定式に比べて向上していることが明らかである。ただし、反撥硬度法の場合、同一ケースでの推定強度はばらつきは小さいが、実強度よりも高いか低いかに分かれる傾向にある。これは、強度推定式におけるパラメータが反撥度のみであるため、使用するハンマーおよび測定者の影響が大きく表れるためと考えられる。これに対し、複合法の場合、同一ケースでの推定強度は実強度よりも高い場合と低い場合とがあり、強度推定式におけるパラメータが反撥度および超音波伝播速度の二つであるため、反撥硬度法のように使用するハンマーおよび測定者の影響がそれほど大きく表れないためと考えられる。



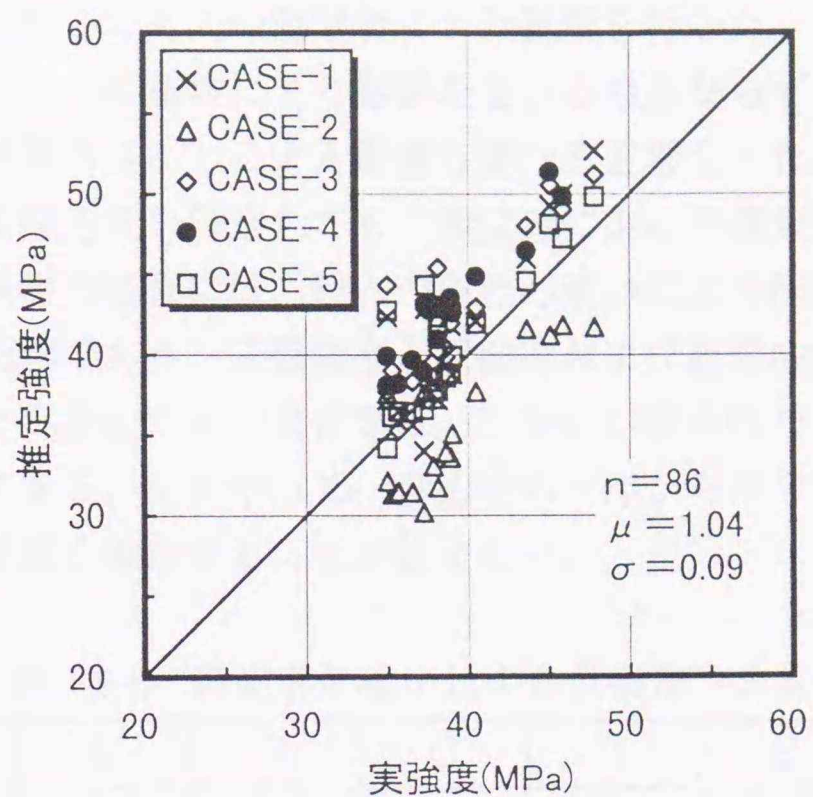


図-2.10 補正後の推定強度（反撥硬度法）

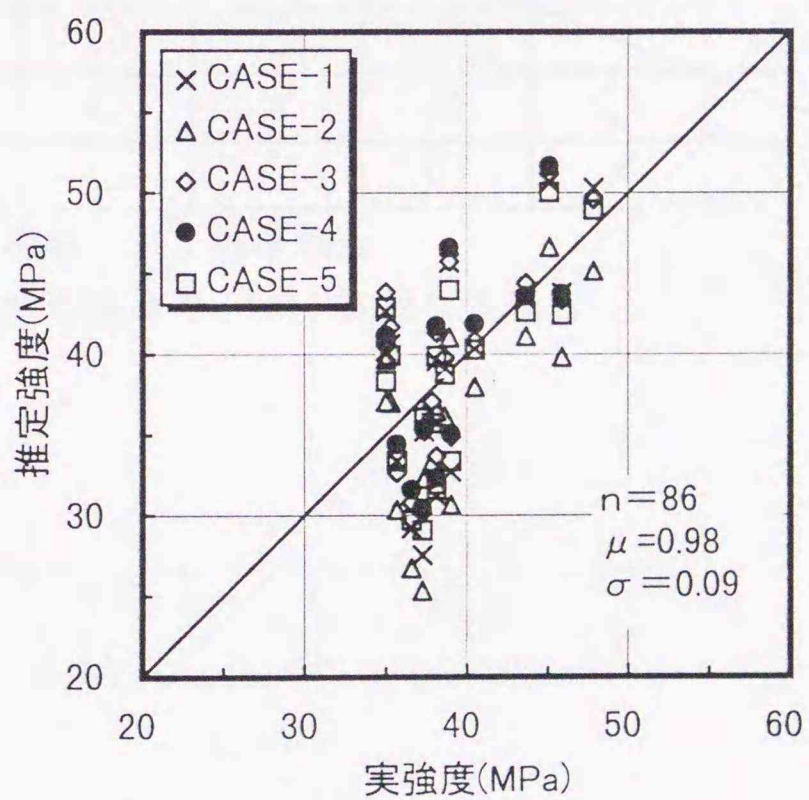


図-2.11 補正後の推定強度  
（複合法、材齢補正）



一方、測定者の違いによる反撥度への影響について有意水準 5 % で有意性検定を行った結果を表-2.5 に示す。ここでは、反撥度が既知の検定用試験体 ( $R_0 = 80$ ) を同一のテストハンマーを用いて 6 人の測定者により試験を行った。これらの結果から、反撥度は使用するハンマーの種類により影響を受けるのみならず<sup>2.14)</sup>、同一のハンマーを用いても測定者が異なることによる影響も受けると考えられる。すなわち、使用するハンマー毎に強度推定式を設定しても、測定者によって推定強度が異なる恐れがある。さらに、実構造物の場合には、種々の条件の違いにより既存の強度推定式が当てはまりにくいのが現状であり、圧縮強度と反撥度および超音波伝播速度との関係式をいくつかのデータから推定することになる。しかし、限られたデータから強度推定式を得ることは困難である。したがって、構造物の一部からコアを採取し、実強度に応じて既存の強度推定式を補正することが望ましい。

表-2.5 測定者の違いによる反撥度への影響

| 測定者 |          | A    | B    | C    | D    | E    | F    |
|-----|----------|------|------|------|------|------|------|
| 測定者 | $\mu$    | 82.2 | 82.9 | 83.1 | 79.6 | 83.8 | 80.7 |
|     | $\sigma$ | 0.63 | 1.45 | 1.20 | 1.96 | 0.63 | 1.34 |
| A   |          |      | ×    | ×    | ○    | ○    | ○    |
| B   |          | ×    |      | ×    | ○    | ×    | ○    |
| C   |          | ×    | ×    |      | ○    | ×    | ○    |
| D   |          | ○    | ○    | ○    |      | ○    | ×    |
| E   |          | ○    | ×    | ×    | ○    |      | ○    |
| F   |          | ○    | ○    | ○    | ×    | ○    |      |

備考) ・  $\mu$  : 平均値、 $\sigma$  : 標準偏差  
 ・ ○ : 有意な差有り、× : 有意な差無し



### 2. 3. 3 鉄筋位置およびかぶりの推定手法

電磁誘導法、レーダー法および超音波法による鉄筋位置およびかぶりの推定結果を表-2.6 に、推定誤差に対して有意水準 5 % で有意性検定を行った結果を表-2.7 にそれぞれ示す。ここで、鉄筋位置の推定誤差とは、非破壊試験による鉄筋の推定位置と実際の鉄筋位置との距離（図-2.12 参照）であり、かぶりの推定精度とは、非破壊試験による推定鉄筋位置におけるかぶりの推定値と実際の鉄筋位置におけるかぶりとの比とした（図-2.12 参照）。非破壊試験後、かぶりをはつった結果、鉄筋間隔は鉛直方向筋が 200~340mm、水平方向筋が 120~230mm、また、鉄筋径は 9~16mm であった。一方、かぶりは鉛直方向筋が 30~76mm、水平方向筋が 47~96mm であることが確認された。ここで、測定に用いた各種非破壊試験機器の特性として、電磁誘導法の場合、かぶりに対して鉄筋間隔が密な場合には鉄筋位置の判定が困難になることが指摘されているが<sup>2.5)</sup>、対象構造物の配筋は最大かぶりが 96mm、最小間隔が 120mm であることから、配筋状態による推定精度への影響は小さいと考えられる。また、レーダー法および超音波法については、コンクリートの含水率による誘電率および超音波伝播速度の変化が推定精度に影響をおよぼす可能性があるが、対象としたコンクリートは特に厳しい乾燥・湿潤状態下にはなかったことから、含水率による推定精度への影響は小さいと考えられる。

これらの結果から、鉄筋位置の推定誤差は 0~60mm の範囲で、平均値は 14mm、すなわち鉄筋径程度となっている。また、有意性検定結果から、電磁誘導法、レーダー法の推定誤差に有意な差はないと考えられる。一方、かぶりの推定精度については、実測値に対する推定値の比が 0.65~1.19 の範囲で、平均値は 0.88~0.96 となっている。また、有意性検定結果から電磁誘導法とレーダー法の間には有意な差がみられず、超音波法についてのみ他の 2 法との間に有意な差がみられることから、超音波法の推定精度が電磁誘導法およびレーダー法に比べて高いことが明らかである。

表-2.6 推定結果一覧

|      |           | 電磁誘導法<br>(n=48) | レーダー法<br>(n=52) | 超音波法<br>(n=52) |
|------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|
| 鉄筋位置 | 平均(mm)    | 14.2            | 14.0            | ——             |
|      | 標準偏差(mm)  | 14.8            | 12.3            | ——             |
|      | 最大,最小(mm) | 60, 0           | 50, 0           | ——             |
| かぶり  | 平均        | 0.88            | 0.89            | 0.96           |
|      | 標準偏差      | 0.08            | 0.06            | 0.11           |
|      | 最大,最小     | 1.07, 0.65      | 1.03, 0.78      | 1.19, 0.75     |



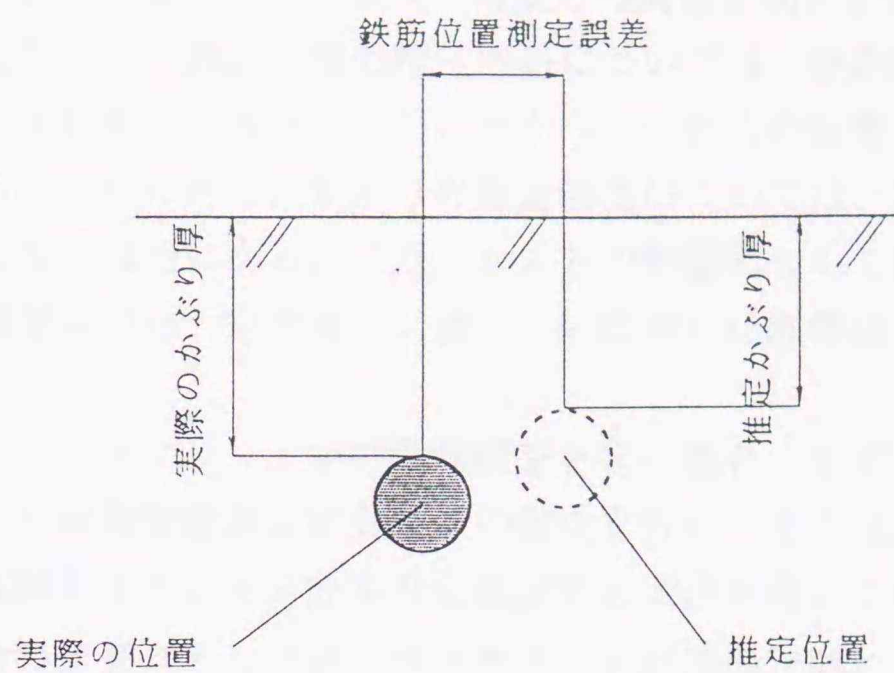


図-2.12 鉄筋位置の推定誤差

表-2.7 有意性検定結果

|      |       | 電磁誘導法 | レーダー法 | 超音波法 |
|------|-------|-------|-------|------|
| 鉄筋位置 | 電磁誘導法 |       | ×     | ——   |
|      | レーダー法 | ×     |       | ——   |
|      | 超音波法  | ——    | ——    |      |
| かぶり  | 電磁誘導法 |       | ×     | ○    |
|      | レーダー法 | ×     |       | ○    |
|      | 超音波法  | ○     | ○     |      |

備考) ・○：有意な差有り、×：有意な差無し



次に、鉄筋径およびかぶりと推定誤差・精度との関連を図-2.13~2.17にそれぞれ示す。これらの結果から、鉄筋位置の推定誤差については、鉄筋径およびかぶりによって誤差の分布状況に変化がみられないことから、これらの影響をほとんど受けないものと考えられる。これに対し、かぶりの推定精度については、鉄筋径が大きい場合に若干精度が高くなる傾向にある。また、かぶりの影響については、かぶりの大きさに関わらず推定精度はほぼ一定であり、表-2.6に示した標準偏差の $\pm 2$ 倍の範囲に分布している。

以上の結果から、コンクリート中の鉄筋探査を行う場合、まず、電磁誘導法あるいはレーダー法により鉄筋位置およびかぶりの推定を行い、その後、より高い精度が要求される場合には超音波法によりかぶりを推定する手法が適していると考えられる。

ただし、調査時の留意点としては、コンクリートが湿潤状態にある場合、かぶりが極端に大きい場合、鉄筋間隔が密な場合には、推定精度が低くなることが挙げられる。また、鉄筋以外の磁性体あるいは高電圧線のような強い磁場が存在する場合には、測定が不可能となる場合もある。



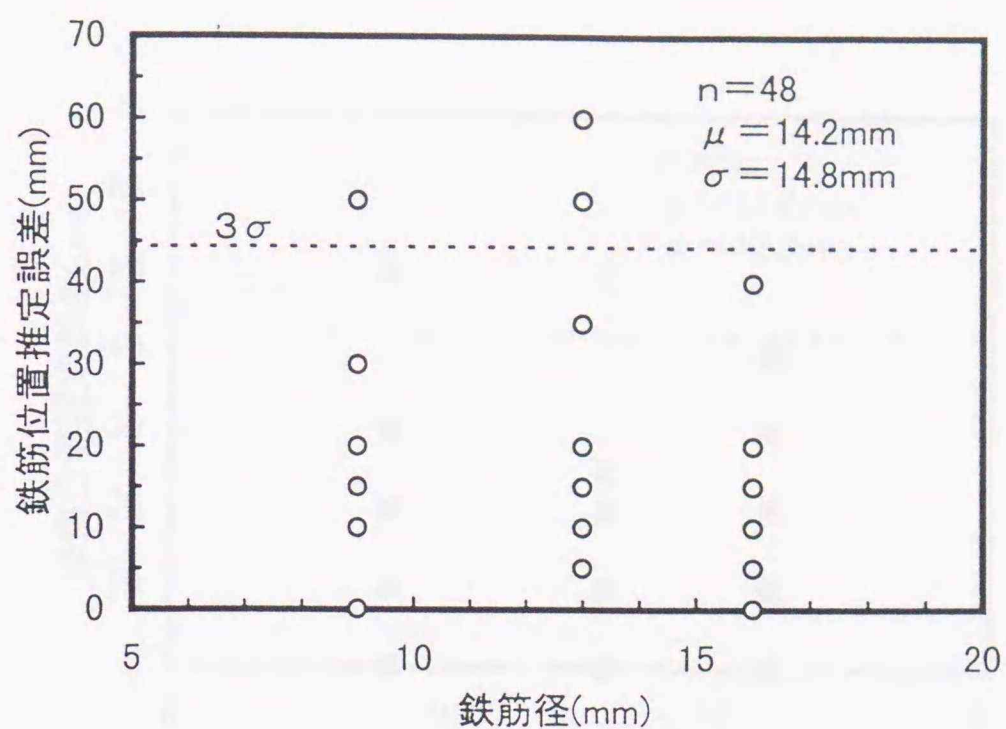


図-2.13(a) 鉄筋径と鉄筋位置推定誤差  
との関連（電磁誘導法）

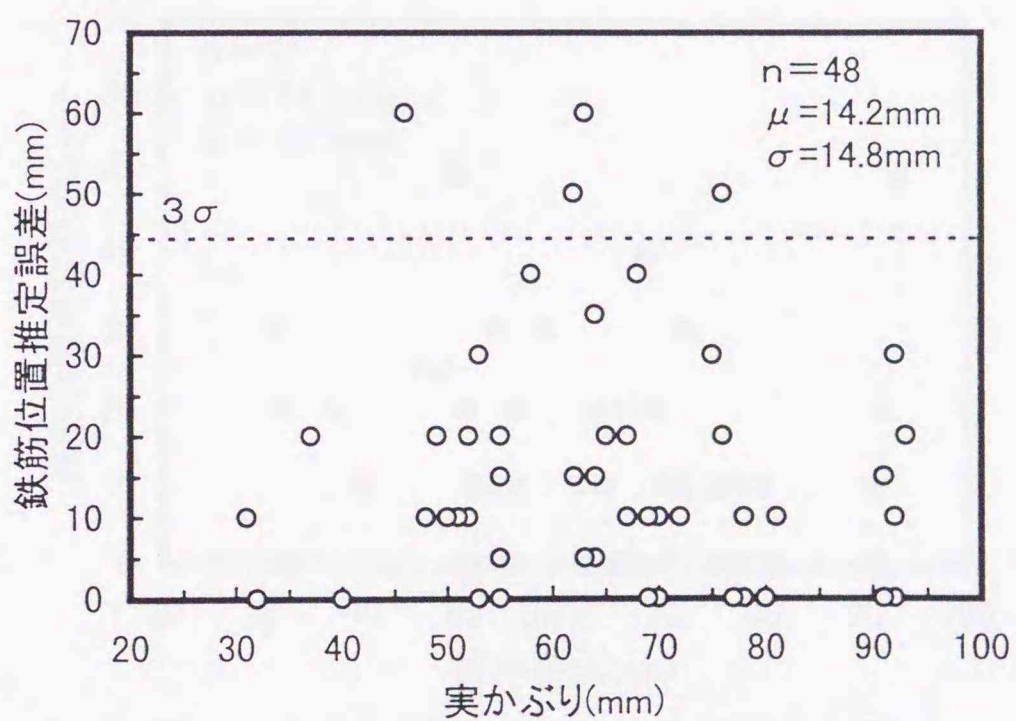


図-2.13(b) 実かぶりと鉄筋位置推定誤差  
との関連（電磁誘導法）



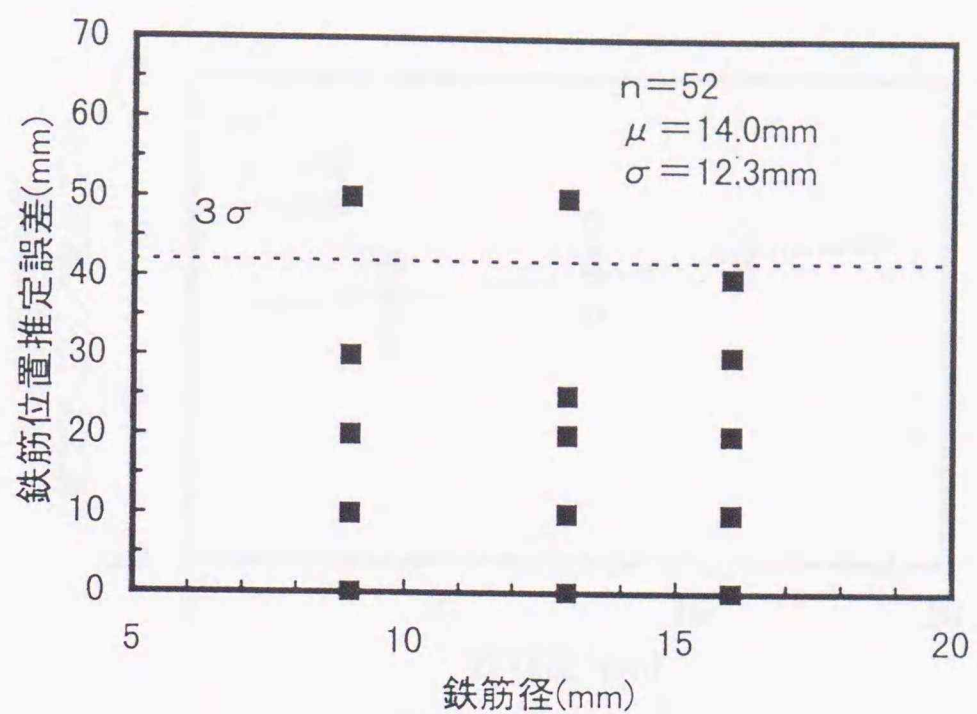


図-2.14(a) 鉄筋径と鉄筋位置推定誤差との関連（レーダー法）

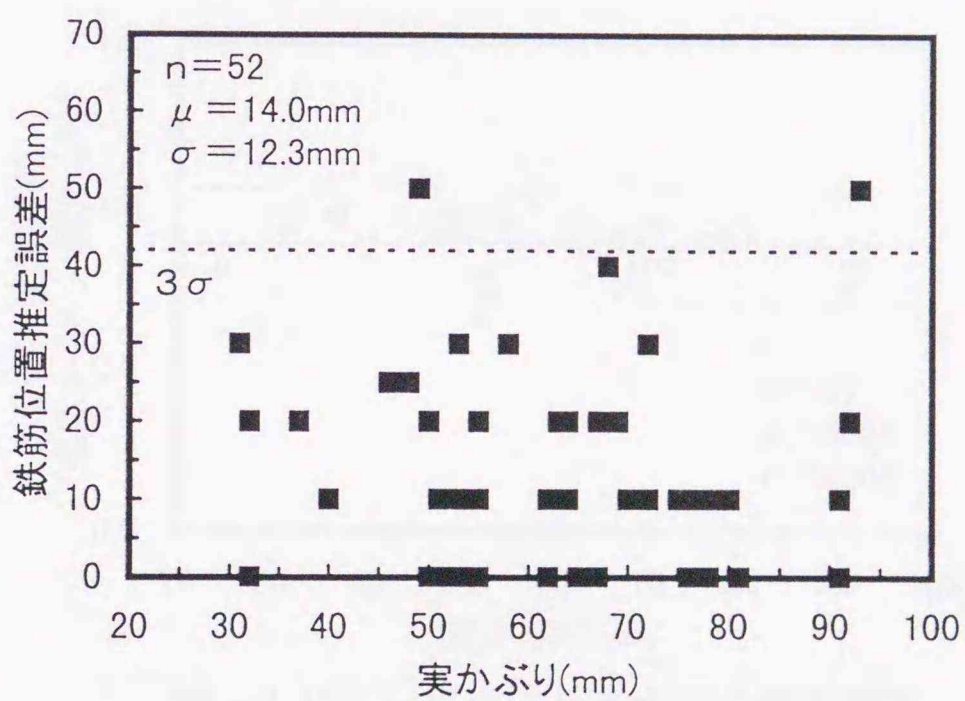


図-2.14(b) 実かぶりと鉄筋位置推定誤差との関連（レーダー法）



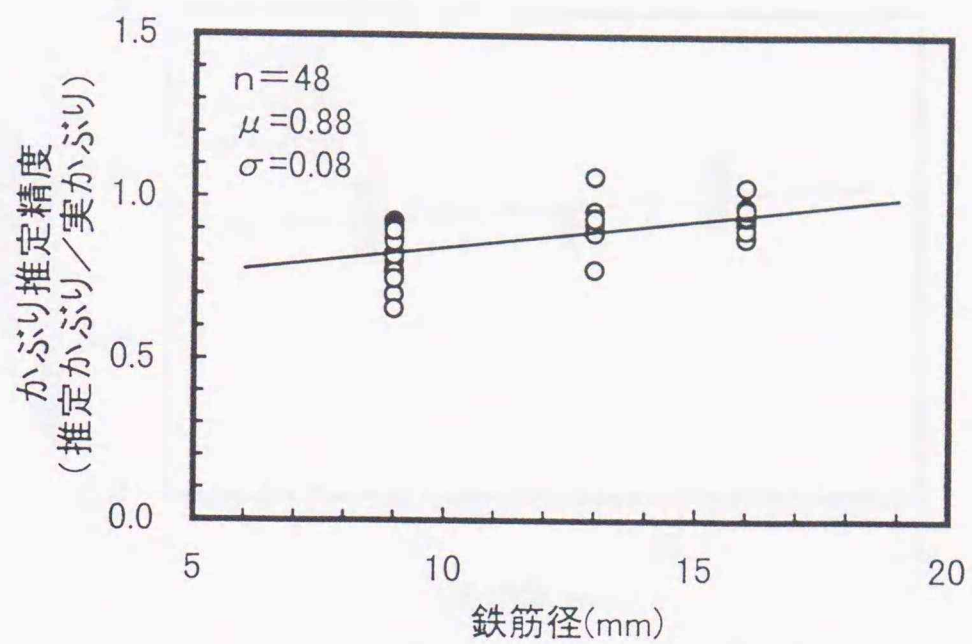


図-2.15(a) 鉄筋径とかぶり推定精度との関連 (電磁誘導法)

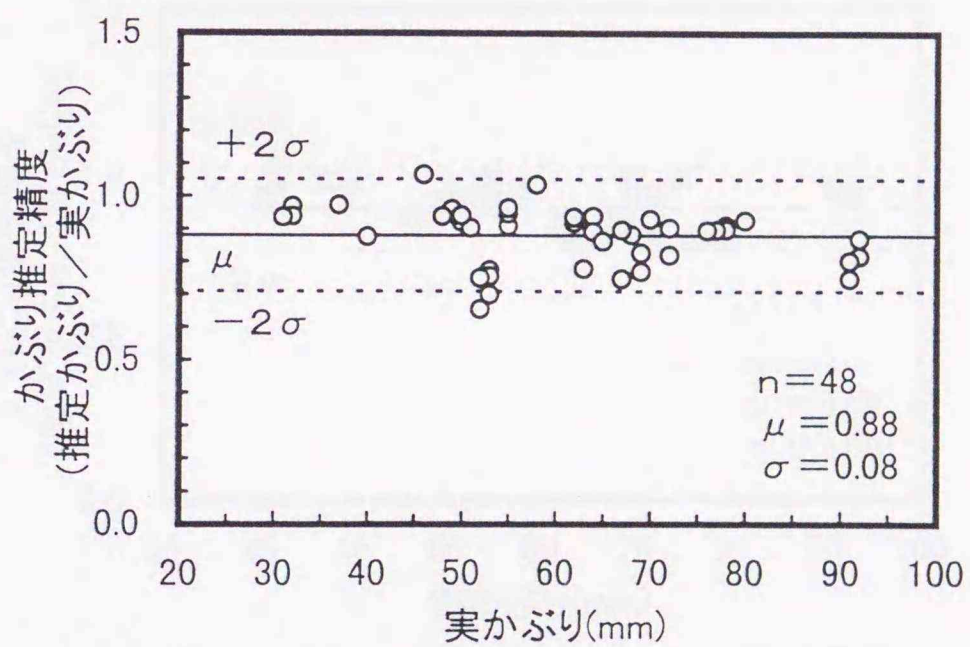


図-2.15(b) 実かぶりとかぶり推定精度との関連 (電磁誘導法)



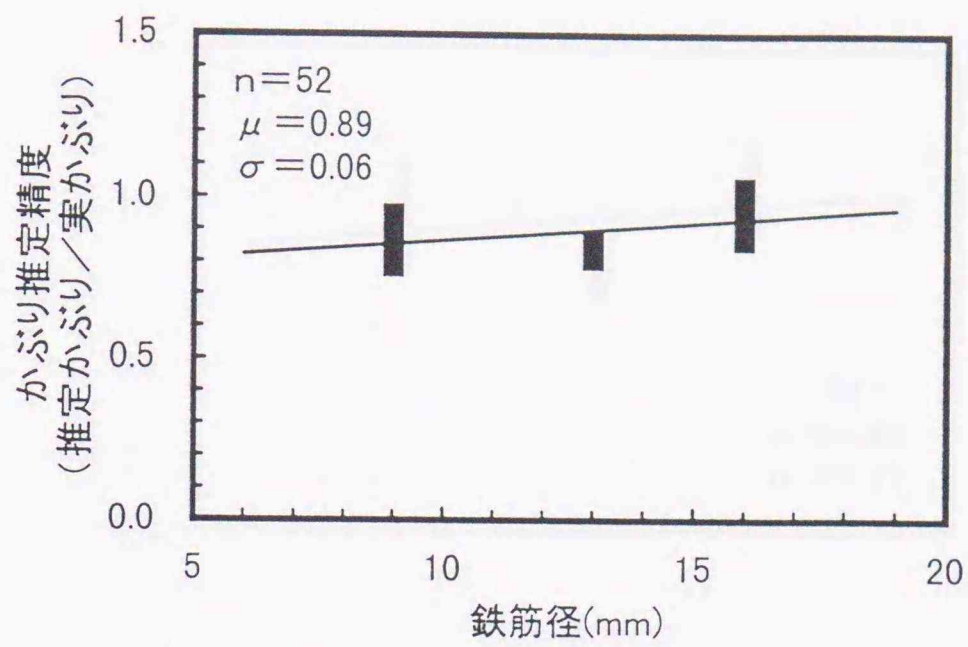


図-2.16(a) 鉄筋径とかぶり推定精度との関連  
(レーダー法)

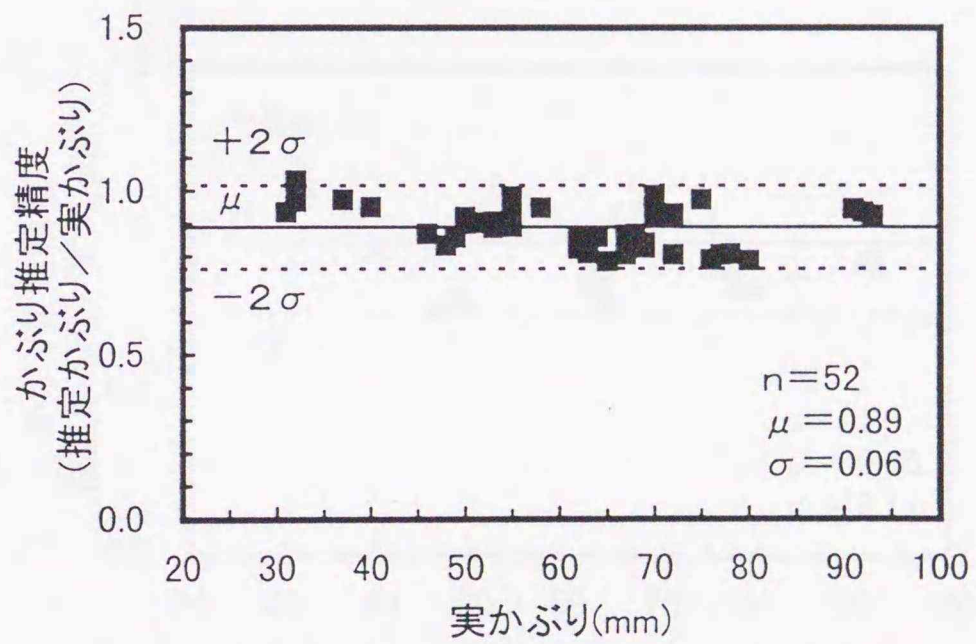


図-2.16(b) 実かぶりとかぶり推定精度  
との関連 (レーダー法)



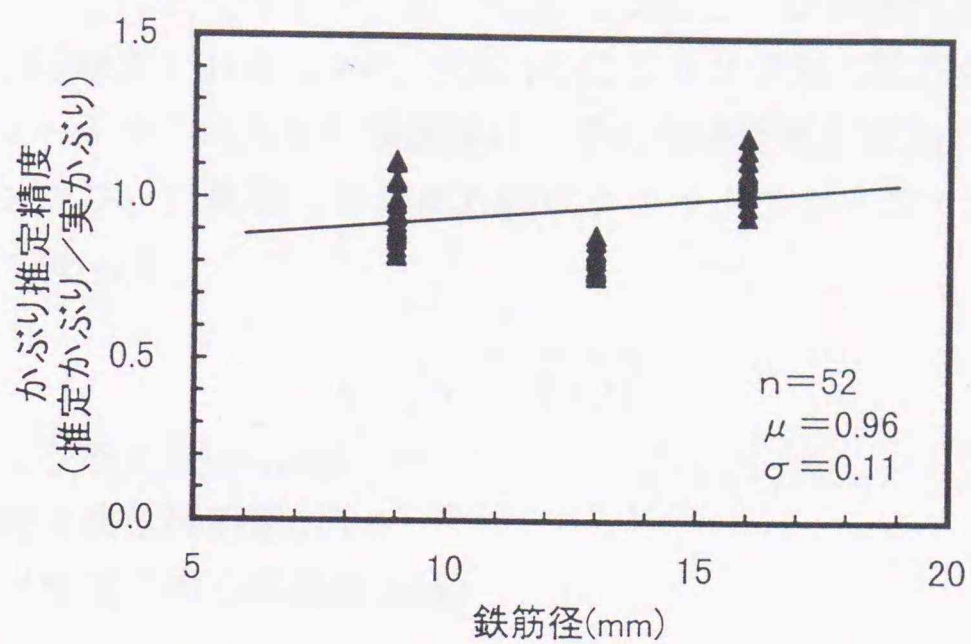


図-2.17(a) 鉄筋径とかぶり推定精度との関連  
(超音波法)

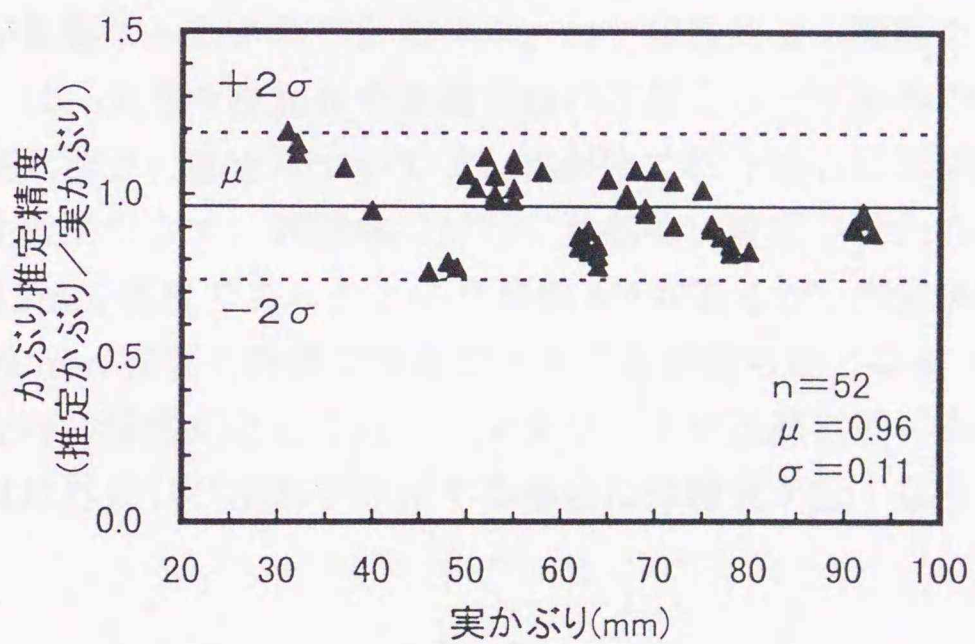


図-2.17(b) 実かぶりとかぶり推定精度  
との関連 (超音波法)



#### 2. 3. 4 ひび割れ深さの推定手法

超音波法によるひび割れ深さの推定結果を図-2.18 に、ひび割れに対する低粘度エポキシ樹脂の注入状況の一例を写真-2.1 にそれぞれ示す。ここで、ひび割れ深さはひび割れを挟むように送受振子を任意の位置に設置し、ひび割れ先端で回折する超音波を利用して伝播時間を測定し<sup>2.15)</sup>、式(2.10)によりひび割れ深さの推定を行った。ここで、コンクリート中の超音波伝播速度は、予め伝播距離が既知の部分で測定を行った。また、コンクリート表面のひび割れ幅はクラックスケールで測定した結果、0.2～0.8mm 程度であった。

$$h = \sqrt{W^2 - (Y/2)^2} \quad (2.10)$$

ここに、 $h$  : ひび割れ深さ(mm)

$W$  : 超音波伝播距離(mm)

$Y$  : 送受振子中心間距離(mm)

図-2.18 より、推定誤差の平均値は 15.3mm、標準偏差は 6.58mm であり、誤差の分布範囲はひび割れ深さに関わらず標準偏差の $\pm 3$ 倍、すなわち約 20mm であることが明らかである。このことから、ひび割れ深さが 100mm 程度であれば、ひび割れが深くなっても推定誤差はほぼ一定であると考えられる。ひび割れ深さ推定の誤差要因としては、内部におけるひび割れの枝別れやひび割れ先端のエフロッセンス、水分、ゴミ等の存在が影響するとされている<sup>2.16)</sup>。コア採取による検証の結果、測定対象としたひび割れには、大きな枝別れや先端における目立った異物等の存在は認められなかった。ひび割れ深さの推定については、実験室で行う場合には測定条件が良いために誤差要因が比較的少なく、試験体に対して強制的に発生させた曲げひび割れに対する推定誤差が 12mm 程度であったという事例<sup>2.15)</sup>があるが、測定条件の厳しい実構造物に対しても 20mm 程度の誤差で推定できることが明らかとなった。

ただし、調査時の留意点としては、コンクリートが湿潤状態にある場合、測定対象とするひび割れ以外にひび割れが存在する場合には精度が低くなることが挙げられる。





写真-2.1 樹脂の注入状況

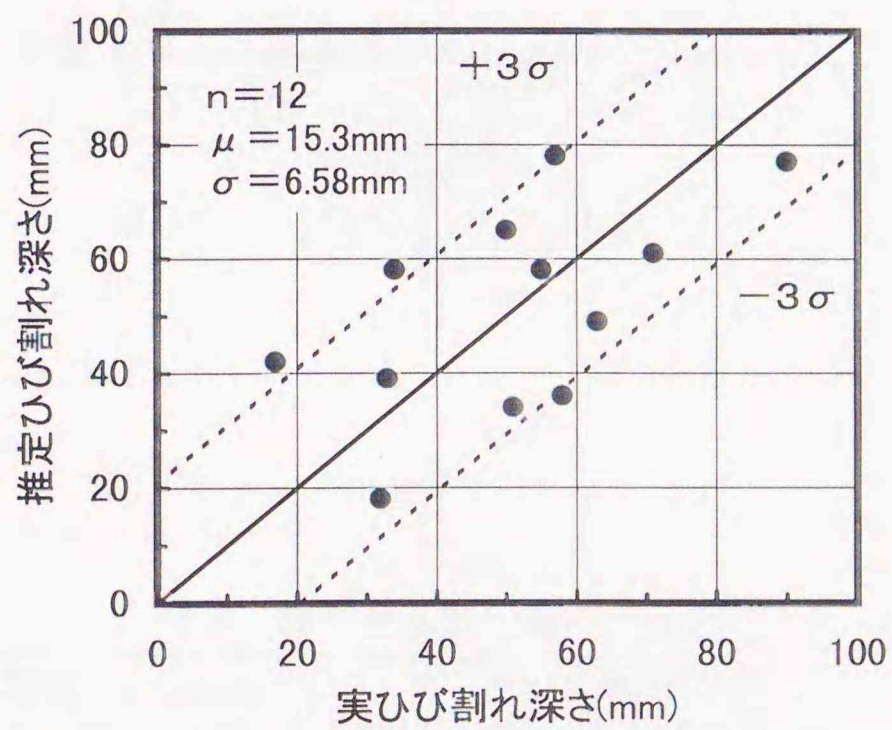


図-2.18 ひび割れ深さの推定結果



### 2. 3. 5 鉄筋腐食の推定手法

自然電位の測定結果と鉄筋の腐食状況との関連を図-2.19 に示す。図より、腐食が発生していない鉄筋における自然電位は-200mV よりも高くなっているのに対し、自然電位が-350mV よりも低い場合には腐食が発生していることがわかる。また、自然電位が-200~-350mV の範囲では腐食の判定は困難となっている。これらの結果は、表-2.8 に示す ASTM 規格<sup>2.8)</sup>に一致しており、自然電位によって鉄筋腐食の有無および腐食程度の定性的な判定が可能であることが確認できた。

ただし、調査時の留意点としては、コンクリートが乾燥している場合、中性化や塩化物イオンの浸透が深い場合には精度が低くなること等が挙げられる。

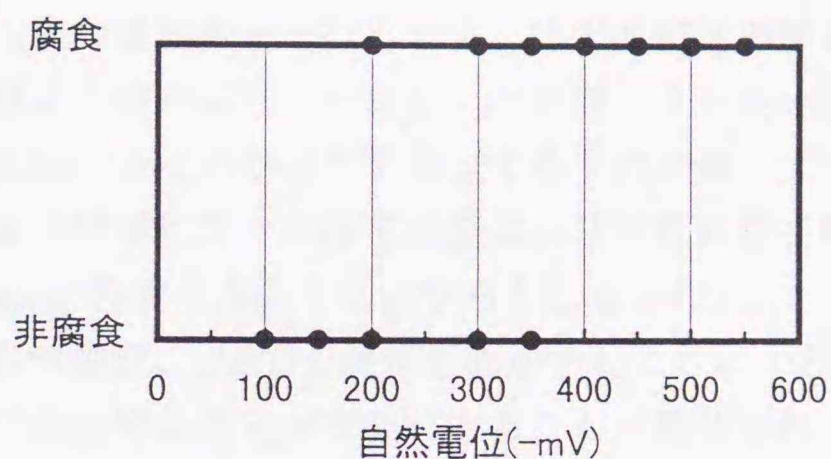


図-2.19 自然電位と腐食状況との関係

表-2.8 自然電位による腐食判定<sup>2.8)</sup>

| 自然電位 $E$ (-mV)                         | 腐食の判定              |
|----------------------------------------|--------------------|
| $-200\text{mV} < E$                    | 90%以上の確率で腐食が生じていない |
| $-350\text{mV} < E \leq -200\text{mV}$ | 不確定                |
| $E < -350\text{mV}$                    | 90%以上の確率で腐食が生じている  |



## 2. 4 本章のまとめ

本章では、非破壊試験と一部の破壊試験を併用することにより、実構造物の調査を合理的に行う手法の提案を行った。本章で得られた主な結果を以下にまとめる。

- (1) 同一のテストハンマーを用いた場合でも測定者によって反撥度にばらつきが生じる。
- (2) 圧縮強度の推定に反撥硬度法、複合法いずれの方法を用いる場合にも、実強度が高いほど強度が相対的に低く推定される可能性がある。しかし、あらかじめ代表的な調査箇所からいくつかのコアを採取し、実強度に応じて既存の強度推定式を補正することにより推定精度は向上する。
- (3) 鉄筋位置の推定に関して、電磁誘導法、レーダー法の推定誤差に有意な差はみられない。
- (4) かぶりの推定に関して、超音波法の推定精度が電磁誘導法およびレーダー法に比べて高い。
- (5) コンクリート中の鉄筋探査を行う場合、まず電磁誘導法もしくはレーダー法により鉄筋位置およびかぶりを推定し、その後、より高い精度が必要とされる場合には超音波法によってかぶりを推定する手法が適している。
- (6) 超音波によるひび割れ深さの推定誤差は、ひび割れ深さに関わらず実構造物においても 20mm 程度であることが明らかとなった。
- (7) 測定された自然電位に ASTM 規格を適用することにより、鉄筋腐食の有無および腐食程度の定性的な判定が可能であることが確認された。



## 参考文献

- 2.1) 日本建築学会：コンクリート強度推定のための非破壊試験方法マニュアル、  
pp.22-27、1983.2
- 2.2) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの非破壊試験法研究委員会報告書、  
pp.19-20、1992.3
- 2.3) Wiebenga, J.G : A Comparison between Various Combined Non-destructive  
Testing Methods to Derive the Compressive Strength of Concrete、Report  
No.BI-68-61/IHI、8 Institute TNO Bouwmaterialen en Bouconstructies Delft、  
The Netherland、pp.12、Aug.1962
- 2.4) 尼崎省二、明石外世樹：シュミットハンマーと超音波法によるコンクリートの非  
破壊試験、セメント・コンクリート、No.385、pp.16-22、1979.3
- 2.5) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの非破壊試験法研究委員会報告書、  
pp.133-134、1992.3
- 2.6) 和美広喜、小田喜信、林 憲秋：コンクリートの非破壊検査方法（原理と手法）  
－鉄筋位置、径、かぶり－、コンクリート工学、Vol.27、No. 3、pp.43-47、1989.3
- 2.7) 戸井田 克、広野 進、青木謙治、中野正吉：コンクリート構造物のクラック深  
さ測定法、土木学会第 42 回年次学術講演会講演概要集、第 V 部、pp.316-317、  
1987.
- 2.8) ASTM C876-77 : Half Cell Potentials of Reinforcing Steel in Concrete、1985
- 2.9) 武若耕司：コンクリートの非破壊検査方法（原理と手法）－鋼材腐食－、コンク  
リート工学、Vol.27、No. 3、pp.69-74、1989.3
- 2.10) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの非破壊検査方法（原理と手法）、コ  
ンクリート工学、Vol.27、No. 3、pp.31-83、1989.3
- 2.11) 日本材料試験協会：シュミットハンマーによる実施コンクリートの圧縮強度判定  
方法指針(案)、材料試験、Vol.7、No.59、pp.426-430、1958.8
- 2.12) 日本建築学会：コンクリート強度推定のための非破壊試験方法マニュアル、  
pp.41-55、1983.2
- 2.13) 柏 忠二：コンクリートの非破壊試験法、技報堂、pp.24-25、1981.3
- 2.14) 尼崎省二：反撥硬度法によるコンクリートの強度推定に関する 2、3 の考察、セ  
メント・コンクリート論文集 No.45、pp.346-351、1991.
- 2.15) 倉持 貢、今井 実、矢部喜堂：超音波によるコンクリート実構造物の品質測定  
事例、コンクリートの非破壊試験法に関するシンポジウム論文集、pp.43-50、  
1991.4
- 2.16) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針、  
pp.29-32、1991.



## 第3章

### 表面保護工法による コンクリート構造物の補修



## 第3章 表面保護工法によるコンクリート構造物の補修

### 3.1 はじめに

コンクリート構造物に対する耐久性評価の結果、何らかの対策が必要と判定された場合には適切な工法による補修を行い、耐久性の向上および劣化速度の低下を図る必要がある。

コンクリート構造物の耐久性を低下させる劣化現象は、中性化、塩害、アルカリ骨材反応、凍害および化学的劣化等に代表されるように、外部からの劣化因子、すなわち、炭酸ガス、塩化物イオン、水分、酸素および化学物質等の侵入によるものがほとんどである。したがって、劣化対策としては、これらの劣化因子のコンクリート中への侵入を遮断することが効果的であり、コンクリート表面を樹脂等の材料で保護する表面保護工法が開発・実用化されている。

表面保護工は、コンクリート表面に施工されるため、十分な耐アルカリ性およびコンクリートとの接着性が要求される。また、保護工の最大の目的である劣化因子の遮断性および逸散性、さらに、紫外線による劣化や外力による破壊に対して十分な耐久性を有していなければならない。表面保護工法としてこれまでに多くの材料・工法が実用化されているが、塩害や化学的劣化のような厳しい使用環境下において要求性能を満足できる工法は少ないようである。

本章では、このような厳しい使用環境下においてコンクリート表面を保護する2つの工法を開発した。すなわち、種々の材料を積層化することによってコンクリート構造物を塩害から保護する工法、もう1つは高耐久のレジンコンクリートをプレキャストパネルに成形してコンクリート表面に設置し、化学的劣化に対してもコンクリート構造物を保護する工法である。



### 3. 2 既往の研究

コンクリート構造物に対する表面保護工には、当初、従来から補修材料として実績のあったエポキシ樹脂が広く用いられてきた。エポキシ樹脂はコンクリートとの付着性があり硬質であるためにコンクリート中への劣化因子の遮断性にも優れている。しかし、コンクリートに発生したひび割れに対する追従性に劣るため保護工が破壊し、破壊箇所からの劣化因子の侵入により、再劣化が進行する状況であった。その後、伸び能力が大きくひび割れ追従性に優れたポリブタジエンゴムが用いられたが、コンクリートとの付着性や劣化因子の遮断性がエポキシ樹脂に比べて劣るため、厳しい腐食環境下では再劣化が生じている場合もある。表面保護工の長期耐久性については、日本コンクリート工学協会等で各種補修材を塗布したコンクリート試験体の暴露試験が行われており、材料、仕様の違いによる劣化進行への影響も報告されている。

阪神高速道路公団では、劣化現象に応じた表面保護工の仕様を便覧で定めている<sup>3.1)</sup>。便覧では、既存の表面保護材料に対して表面保護工に要求される種々の性能試験、すなわち、耐アルカリ性、コンクリートとの付着性、非吸水性、透湿性、塩化物イオン遮断性、酸素遮断性、ひび割れ追従性および耐候性の試験を行っている。その結果から個々の性能毎に使用する材料・仕様のランクを決定している。

また、近年問題となっている下水処理施設における化学的劣化等の非常に厳しい腐食環境下におかれたコンクリート構造物に対する表面保護工として、高耐久性埋設型枠が開発されている。高耐久性埋設型枠の特徴は、構成材料に樹脂が使用されていること、厚さが数十 mm であるため腐食しろとして十分な厚さがあること等が挙げられる。

内藤らは、ステンレススチール等の短繊維で補強した厚さ 15~40mm のコンクリート版にポリマーを含浸させた埋設型枠を開発・実用化している<sup>3.2)</sup>。また、松田らは、高耐久性埋設型枠を用いた鉄筋コンクリートはりに対して静的曲げ試験および非線形有限要素解析を行い、型枠が破壊しない最適な目地間隔が決定できるとしている<sup>3.3)</sup>。



### 3. 3 材料の積層化による表面保護工法

#### 3. 3. 1 概説

一般に、中性化、塩害はコンクリート中の鉄筋腐食を伴う劣化現象である。このような劣化に対する補修は、中性化した、あるいは塩化物イオンを含んだコンクリートを除去した後に樹脂モルタル等で断面修復を行い、その上に表面保護を行っているのが現状である。しかし、劣化因子を含んだコンクリートを完全に除去することは困難であるため、表面保護を行った後も鉄筋腐食がある程度進行し、その結果、ひび割れ等の再劣化が生じる場合がある。したがって、表面保護材には、劣化因子の遮断性のみならず、コンクリートに発生するひび割れに対する追従性あるいは拘束性が要求される。本節では、主として塩害に対する補修を目的として開発した積層化工法について述べる。

#### 3. 3. 2 表面保護工法の現状

塩害に対する表面保護工に要求される性能とその制御目標値を、現行の各種規準・指針等から表-3.1 のように設定した。また、既存の表面保護材のいくつかに対して表-3.1 の性能を満足するか否かを調査した結果を表-3.2 に示す。これらの結果から、塩害補修用の表面保護材には、現在、樹脂系および無機系の材料が使用されているが、表-3.1 の制御目標値を全て満足するものは認められなかった。これらの材料の問題点をまとめると以下のようである。

- ①ゴム系等の軟質な材料では、耐塩害性、すなわち、遮塩性、酸素透過阻止性、水蒸気透過阻止性のうち、酸素および水蒸気の透過阻止性能に劣るものが多くみられる。
- ②エポキシ、ビニルエステル等の硬質な材料では、コンクリートに発生したひび割れに追従できずに保護工にひび割れが生じるものが多くみられる。
- ③ゴム系の材料は、湿潤状態での付着力が小さく、はがれが生じるものがある。また、湿潤状態での付着力が小さいことから施工が天候等の影響を受ける。

以上の結果から、耐塩害性に優れた硬質な材料はひび割れ追従性に劣り、ひび割れ追従性に優れた軟質な材料は耐塩害性のうち、特に酸素透過阻止性に劣る傾向が明らかとなった。



表-3.1 要求性能と制御目標値の設定

| 要求性能     | 指標        | 制御目標値                                              | 文献   |
|----------|-----------|----------------------------------------------------|------|
| 遮塩性      | 塩化物イオン浸透量 | $1.0 \times 10^{-3} \text{mg/cm}^2 \cdot \text{日}$ | 3.4) |
| 酸素透過阻止性  | 酸素透過量     | $1.0 \times 10^{-2} \text{mg/cm}^2 \cdot \text{日}$ | 3.5) |
| 水蒸気透過阻止性 | 水蒸気透過量    | $2.0 \text{mg/cm}^2 \cdot \text{日}$                | 3.2) |
| ひび割れ追従性  | ひび割れ幅     | 2.0mm                                              | 3.6) |
| 付着性      | 付着強度      | $10 \text{kgf/cm}^2$                               | 3.1) |

表-3.2 既存材料の調査結果

| 材料              | 耐塩害性 | 付着性 |     | ひび割れ追従性 |
|-----------------|------|-----|-----|---------|
|                 |      | 乾燥面 | 湿潤面 |         |
| エポキシ            | ◎    | ◎   | ○   | △       |
| 柔軟性エポキシ         | ◎    | ◎   | ○   | ○       |
| アクリルゴム          | △    | ○   | ×   | ◎       |
| ブタジエンゴム         | △    | ○   | ×   | ◎       |
| クロロプレンゴム        | ○    | ○   | ○   | ◎       |
| シリコンゴム          | △    | ○   | ×   | ◎       |
| 柔軟性ウレタン         | ○    | ○   | ×   | ○       |
| ビニルエステル         | ◎    | ◎   | ○   | △       |
| 柔軟性ポリエステル       | ○    | ◎   | ○   | ○       |
| 柔軟性ホリマーセメントモルタル | △    | ○   | ○   | ○       |

備考) ◎：優、○：良、△：可、×：不可



### 3. 3. 3 積層化工法の開発

#### (1) 積層化材料

既存の表面保護材に対する調査の結果、単体材料では要求性能を満足するのは困難であることが明らかとなった。このことから、材料を単体ではなく、いくつかの層に積層化し、それぞれの層に特定の性能を満足できる材料を使用する工法が効果的であると推察された。すなわち、図-3.1 に示すように、1層目はコンクリートとの付着性およびひび割れ追従性に優れ、上層にコンクリートのひび割れを伝達しない材料、2層目は耐塩害性に優れた材料、3層目は紫外線に対する耐候性に優れた材料である。ただし、異なった種類の材料を積層化する際の問題点として材料間の付着、相性等が考えられた。ここでは、従来の実績および表-3.2 に示した調査結果から、ひび割れ追従性に優れた柔軟性ポリマーセメントモルタルを1層目に、また、耐塩害性に優れたエポキシ樹脂を2層目に塗布して各種の性能確認試験を行った。ここで、3層目に関しては、耐候性以外の性能にほとんど寄与しないことから試験では考慮しなかった。

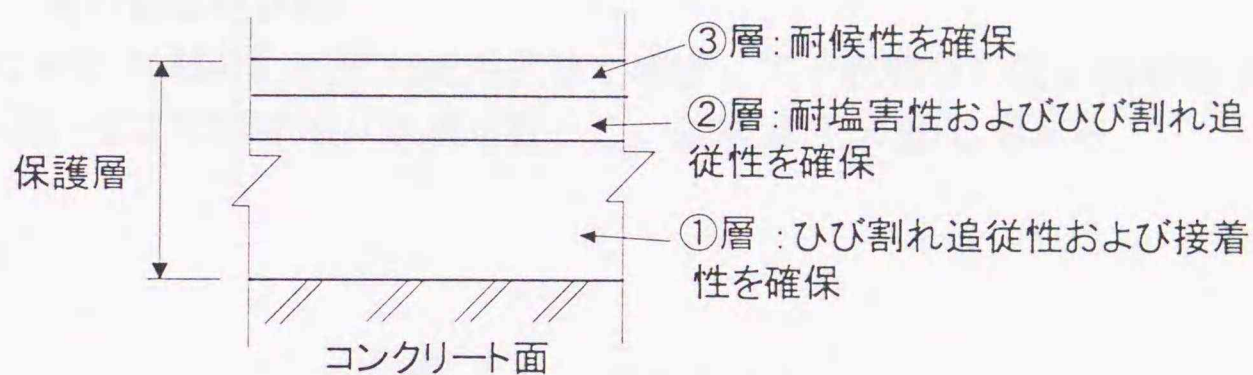


図-3.1 積層化材料の構成



## (2) 性能確認試験

試験項目および方法を表-3.3 にまとめて示す。また、試験対象とした材料は、柔軟性ポリマーセメントとエポキシの積層化材料、既存の材料であるセメント、ポリマーセメント、ブタジエンゴム、エポキシおよびビニルエステルである。試験の概要を以下にまとめる。

表-3.3 試験項目および方法

| 要求性能        | 試験方法             | 備考        |
|-------------|------------------|-----------|
| 塩化物イオン透過阻止性 | 道路橋の塩害対策指針(案)による | 標準養生後、20℃ |
| 酸素透過阻止性     | 製科研式フィルム酸素透過計方式  | 〃         |
| 水蒸気透過阻止性    | JIS Z 0208       | 〃         |
| ひび割れ追従性     | 曲げ試験 (図-3.2 参照)  | 〃         |
| 付着性         | JIS K 5400 8.7   | 湿潤面塗装、20℃ |

### 1) 耐塩害性試験

耐塩害性試験、すなわち遮塩性、酸素透過阻止性、水蒸気透過阻止性試験は、温度20℃、湿度65%で28日間標準養生した塗膜 ( $t=500\mu$ ) に対して行った。試験温度はいずれも20℃である。

### 2) ひび割れ追従性試験

ひび割れ追従性試験は、実際の使用状態を考慮して一般的な引張試験(JIS K 7133)ではなく、図-3.2 に示す曲げ試験を行った。試験温度は20℃である。

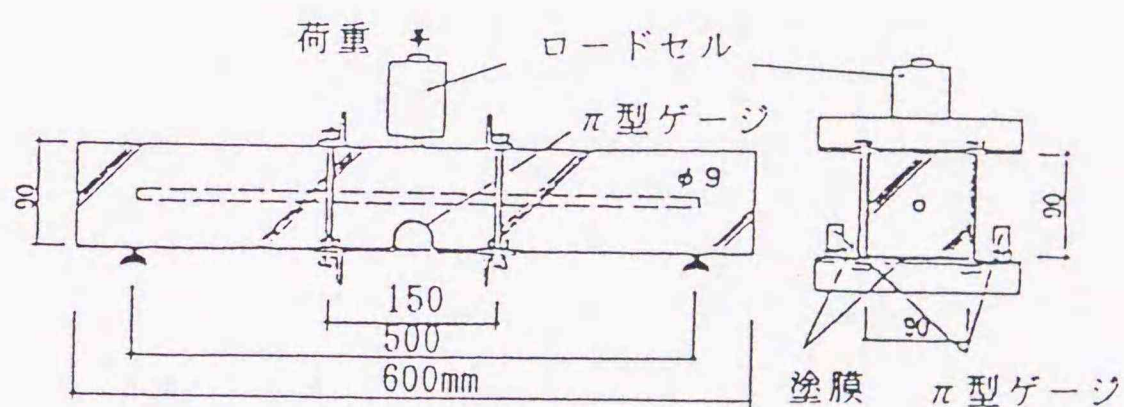


図-3.2 ひび割れ追従性試験 (曲げ試験)



### 3) 付着試験

付着試験は、JIS K 5400「塗膜一般試験方法」8.7に準じて行った。ここでは実際の港湾構造物等における補修工事が湿潤状態で行われることを想定し、モルタル板(70×70×20mm)を水に24時間浸漬したものを布で拭いて湿潤面とし、材料を塗布して試験体とした。試験温度は20℃である。

#### (3) 試験結果

性能確認試験結果を表-3.4にまとめて示す。これらの結果から、要求性能の全てを満足したものは積層化材料のみであり、既存の材料を積層化することによって塩害に対する要求性能を全て確保できることが確認された。

表-3.4 性能確認試験結果

| 材料名      | 塩化物イオン<br>透過量<br>(mg/cm <sup>2</sup> ・日) | 酸素透過量<br>(mg/cm <sup>2</sup> ・日) | 水蒸気透過量<br>(mg/cm <sup>2</sup> ・日) | 追従限界ひび<br>割れ幅(mm) | 付着強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|----------|------------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|-------------------|--------------------------------|
| 積層化材料    | 0.3×10 <sup>-3</sup>                     | 1.0×10 <sup>-2</sup>             | 0.2                               | 3.0               | 11                             |
| セメント系    | 0.3×10 <sup>-3</sup>                     | 1.4×10 <sup>-2</sup>             | 0.8                               | 0.2               | 12                             |
| ポリマーセメント | 0.3×10 <sup>-3</sup>                     | 3.9×10 <sup>-2</sup>             | 0.5                               | 3.4               | 11                             |
| ブタジエンゴム  | 0.7×10 <sup>-3</sup>                     | 4.1×10 <sup>-2</sup>             | 0.6                               | 4.2               | 4                              |
| エポキシ     | 0.3×10 <sup>-3</sup>                     | 0.3×10 <sup>-2</sup>             | 0.1                               | 0.2               | 28                             |
| ビニルエステル  | 0.3×10 <sup>-3</sup>                     | 0.3×10 <sup>-2</sup>             | 0.1                               | 0.2               | 13                             |



### (1) 目的

## (2) 解析モデルおよび材料特性

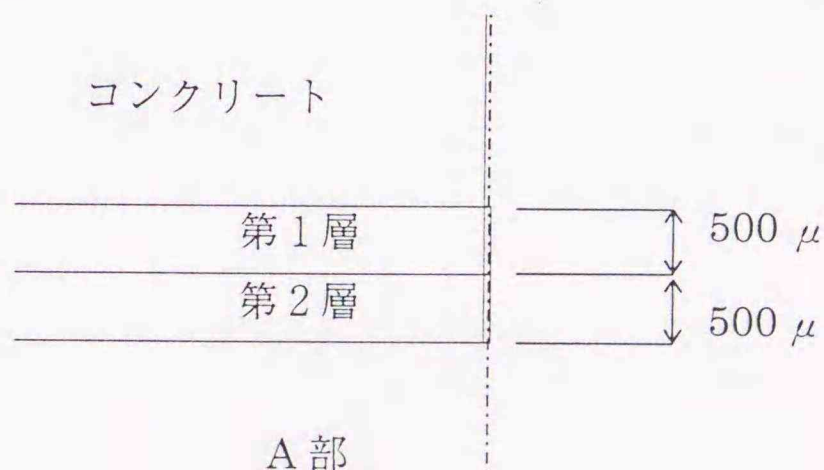


図-3.3 解析モデル



表-3.5(a) 解析に用いた材料特性

|           |     |     |     |      |       |       |
|-----------|-----|-----|-----|------|-------|-------|
| 弾性係数(MPa) | 10  | 50  | 100 | 500  | 1,000 | 3,000 |
| 引張強度(MPa) | 1.5 | 2.5 | 3.5 | 12.5 | 25.0  | 70.0  |

表-3.5(b) 解析ケース

|            |                             |       |       |       |       |       |       |
|------------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| CASE<br>-1 | 第 1 層の弾性<br>係数: $E_1$ (MPa) | 10    | 50    | 100   | 500   | 1,000 | 3,000 |
|            | 第 2 層の弾性<br>係数: $E_2$ (MPa) | 3,000 | 3,000 | 3,000 | 3,000 | 3,000 | 3,000 |
| CASE<br>-2 | 第 1 層の弾性<br>係数: $E_1$ (MPa) | 10    | 10    | 10    | 10    | 10    | 10    |
|            | 第 2 層の弾性<br>係数: $E_2$ (MPa) | 10    | 50    | 100   | 500   | 1,000 | 3,000 |



### (3) 解析結果

解析結果を図-3.4、3.5に示す。ここで、図-3.4は第1層の材料特性をパラメータとした結果であり、図-3.5は第1層に弾性係数が小さい材料を用いて第2層の材料特性をパラメータとした結果である。ただし、追従限界ひび割れ幅は、第2層の材料が引張破壊を生じた時点でのコンクリート表面のひび割れ幅とした。

図-3.4から、第1層の弾性係数を小さくすることによって追従限界ひび割れ幅が大きくなり、ひび割れ追従性能が向上することが明らかである。これは、第1層の弾性係数が小さいほど変形性能が大きいために、第2層に伝達されるせん断力が小さくなるためであると考えられる。したがって、第1層には硬質よりも柔軟性の弾性係数が小さい材料が適していると考えられる。また、図-3.5から、本解析で使用了材料物性値の範囲では、第2層には弾性係数が大きくても引張強度が高い材料を使用した方がひび割れ追従性能が向上する結果となった。既存の材料は弾性係数が小さいほど引張強度が低くなる傾向にあるが、弾性係数が小さくても引張強度が高い材料であれば、ひび割れ追従性能はさらに向上することが予想される。

以上の結果から、ひび割れ追従性を考慮した場合、積層化工法における材料構成として、第1層には柔軟性のポリマーセメントモルタル等、第2層には硬質でも引張強度が高いエポキシ樹脂等が適していることが明らかとなり、前述の性能確認試験の結果が解析によっても評価できた。

本解析の結果から、従来用いられてきた表面保護工は、第1層にエポキシ樹脂等の硬質の材料を用いていたために、ひび割れ追従性に劣っていたものと考えられる。また、伸び能力が大きい軟質のゴム系の材料でも経年劣化により硬化・強度低下する場合があるため、特に紫外線を受ける第2層に用いた場合には、ひび割れ追従性能が低下して再劣化が生じたものと考えられる。



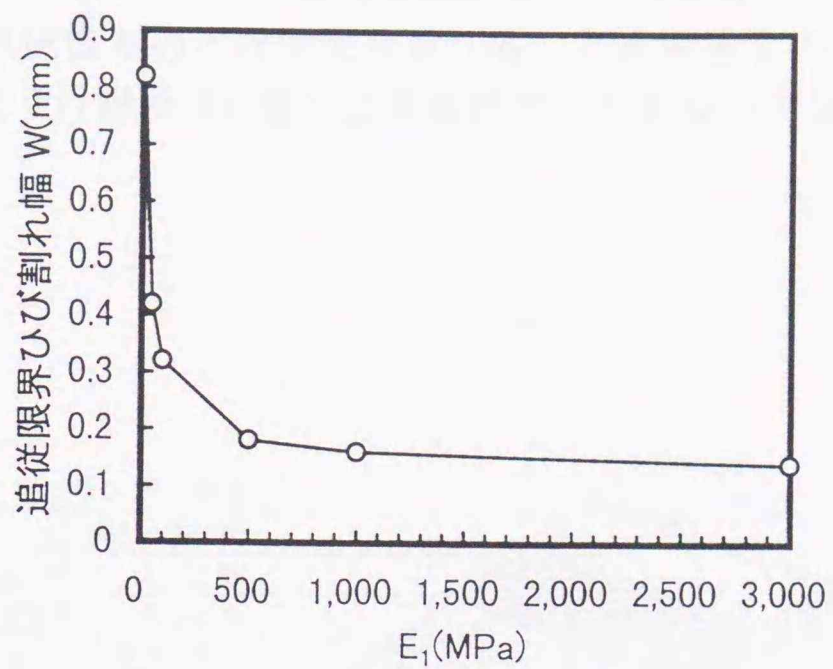


図-3.4 第1層の物性とひび割れ  
追従性との関連 ( $E_2=3,000\text{MPa}$ )

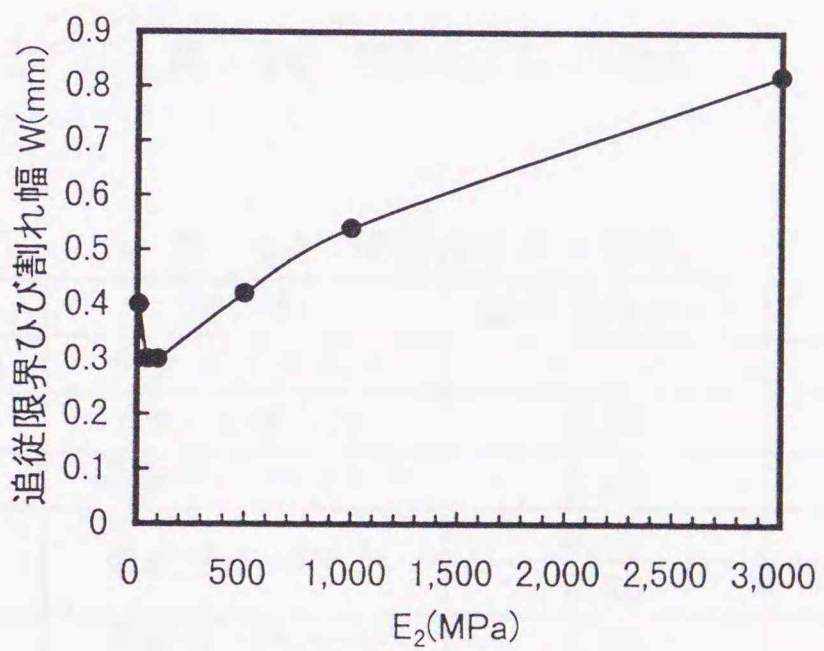


図-3.5 第2層の物性とひび割れ  
追従性との関連 ( $E_1=10\text{MPa}$ )



### 3. 3. 5 積層化工法の実用化

#### (1) 積層化材料の構成

実施工を行った積層化工法に用いた材料構成を図-3.6、表-3.6 に、施工の流れを図-3.7 にそれぞれ示す。ここで、耐塩害性が要求される層については、耐塩害性のみならずひび割れ追従性もある程度要求されることを考慮して柔軟性エポキシ樹脂とした。また、上塗りは耐候性に優れた柔軟性アクリルウレタン樹脂とした。

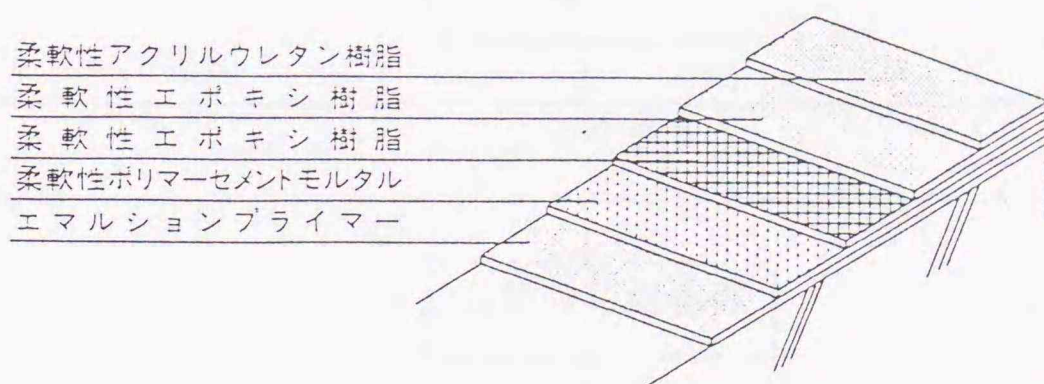


図-3.6 積層化工法の構成

表-3.6 積層化工法の構成

| 工 種   | 材 料         | 塗布量(kg/m <sup>2</sup> ) | 膜厚(μ) |
|-------|-------------|-------------------------|-------|
| 下地処理  | サンドブラスト     | —                       | —     |
| プライマー | エマルジョンプライマー | 0.13                    | 4     |
| 下塗    | 柔軟性ポリマーセメント | 0.86                    | 500   |
| 中塗    | 柔軟性エポキシ     | 0.30                    | 263   |
|       |             | 0.30                    | 263   |
| 上塗    | 柔軟性アクリルウレタン | 0.15                    | 54    |



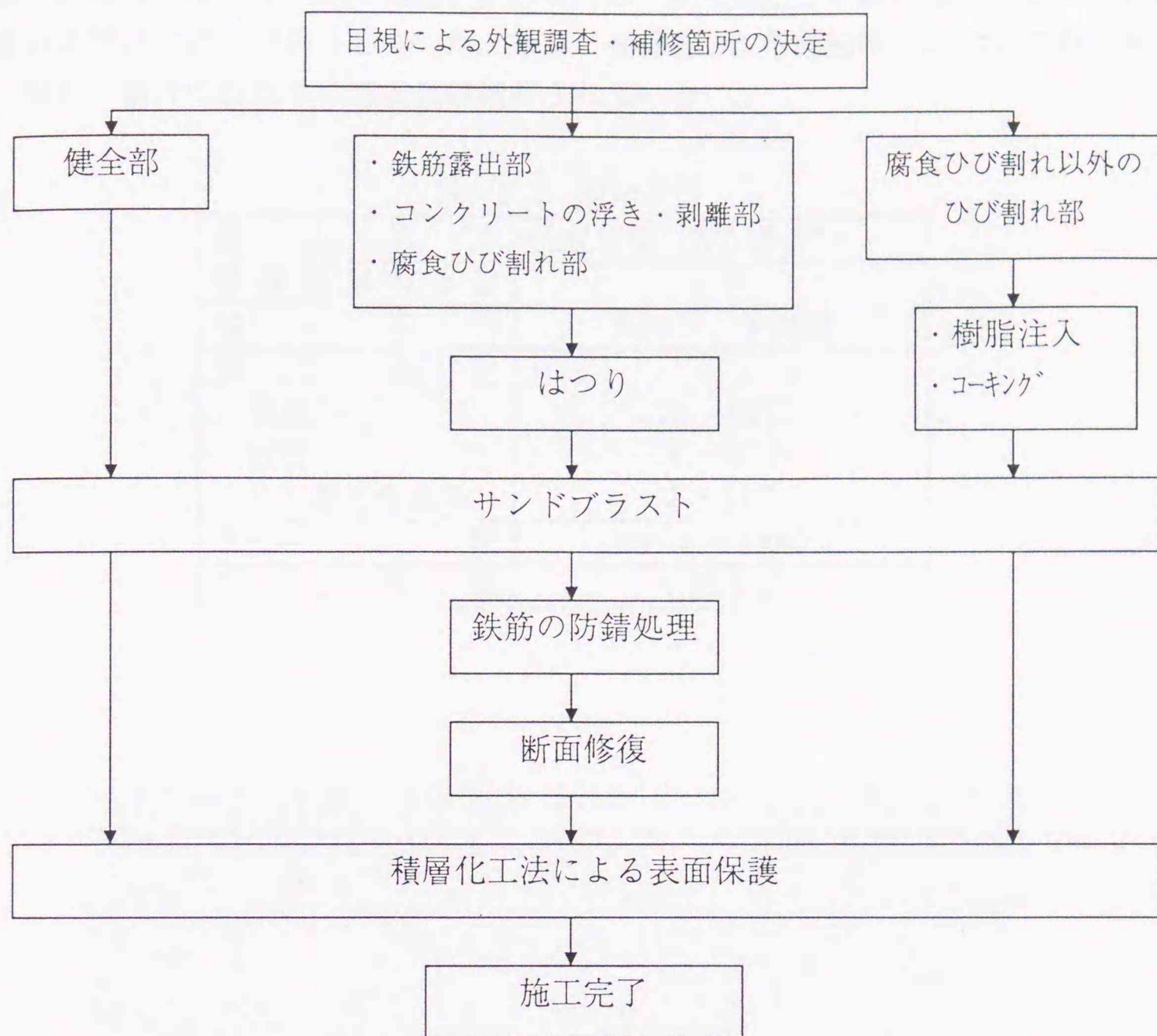


図-3.7 施工の流れ



## (2) 実施例

上記の仕様によって実際に補修された栈橋の事例を表-3.7 および写真-3.1~3.4に示す。当該構造物は、海洋環境下にあるため、供用開始5年後に塩害による鉄筋の腐食およびひび割れが発生していた。なお、補修後10年経過時点において表面保護工の割れ、錆汁の析出等の再劣化は確認されていない。

表-3.7 補修事例

|               |                                                        |
|---------------|--------------------------------------------------------|
| 構 造 形 式       | 杭式栈橋 (RC 構造)                                           |
| 補 修 時 供 用 年 数 | 5 年                                                    |
| 施 工 箇 所       | 飛沫帯、干満帯                                                |
| 施 工 条 件       | ・ 温度<br>15~33℃<br>・ 湿度<br>70~97%<br>・ 施工面の含水率<br>4~11% |
| 工 期           | 1987.4.~1987.7.                                        |
| 施 工 数 量       | 1,200 m <sup>2</sup>                                   |



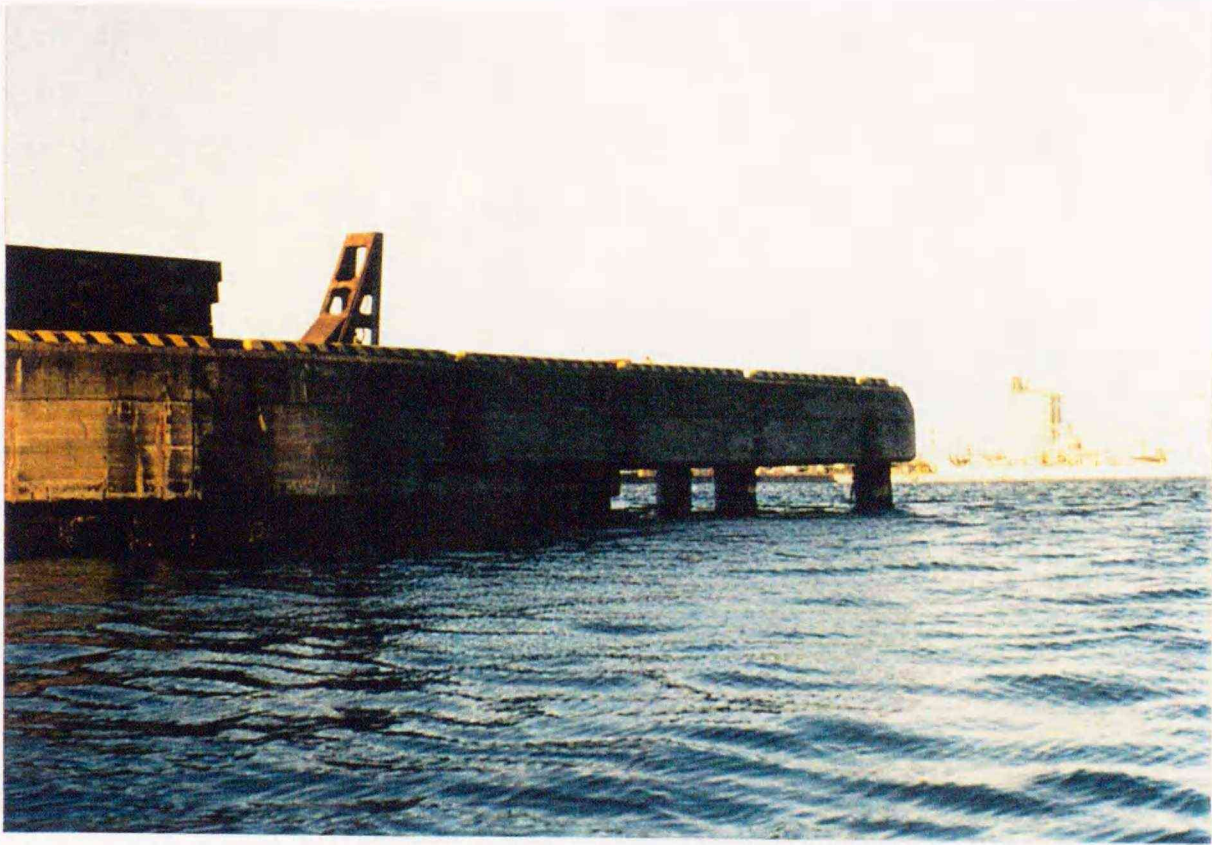


写真-3.1 補修前の栈橋

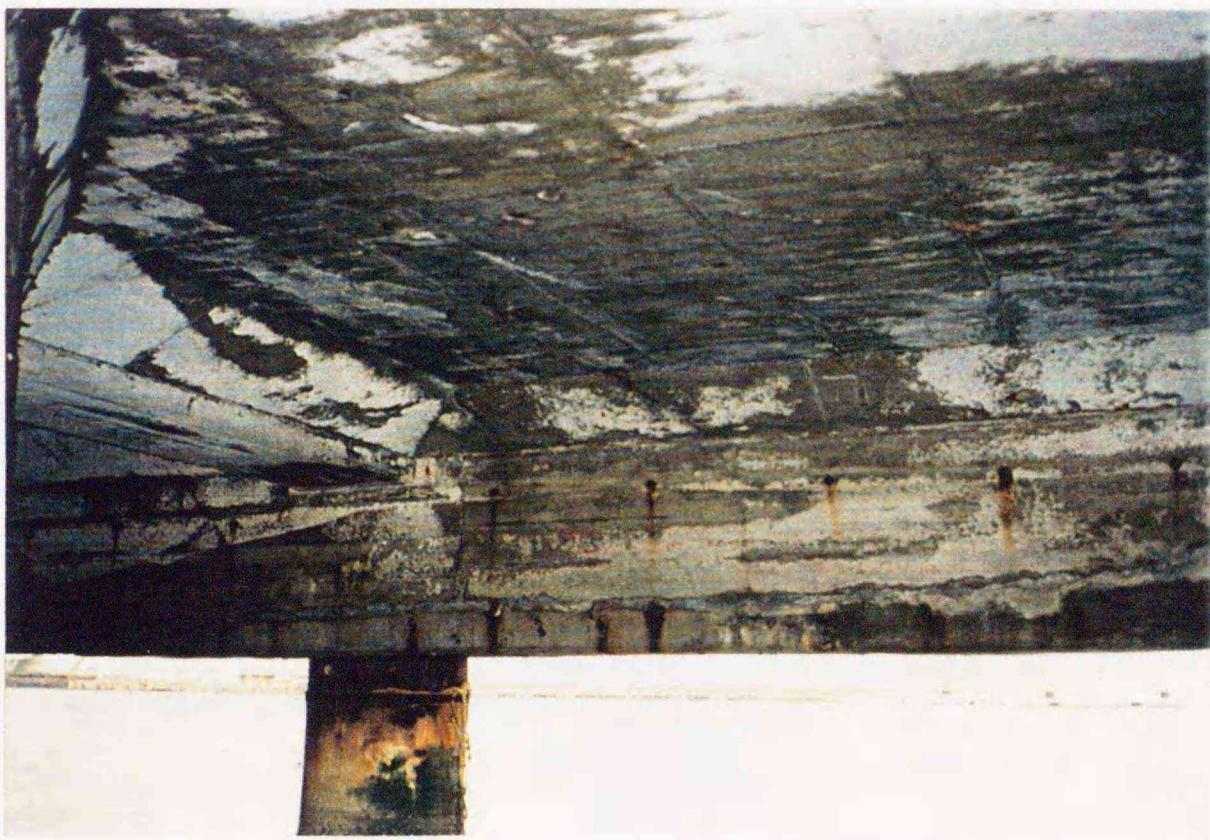


写真-3.2 劣化状況





写真-3.3 補修後の栈橋

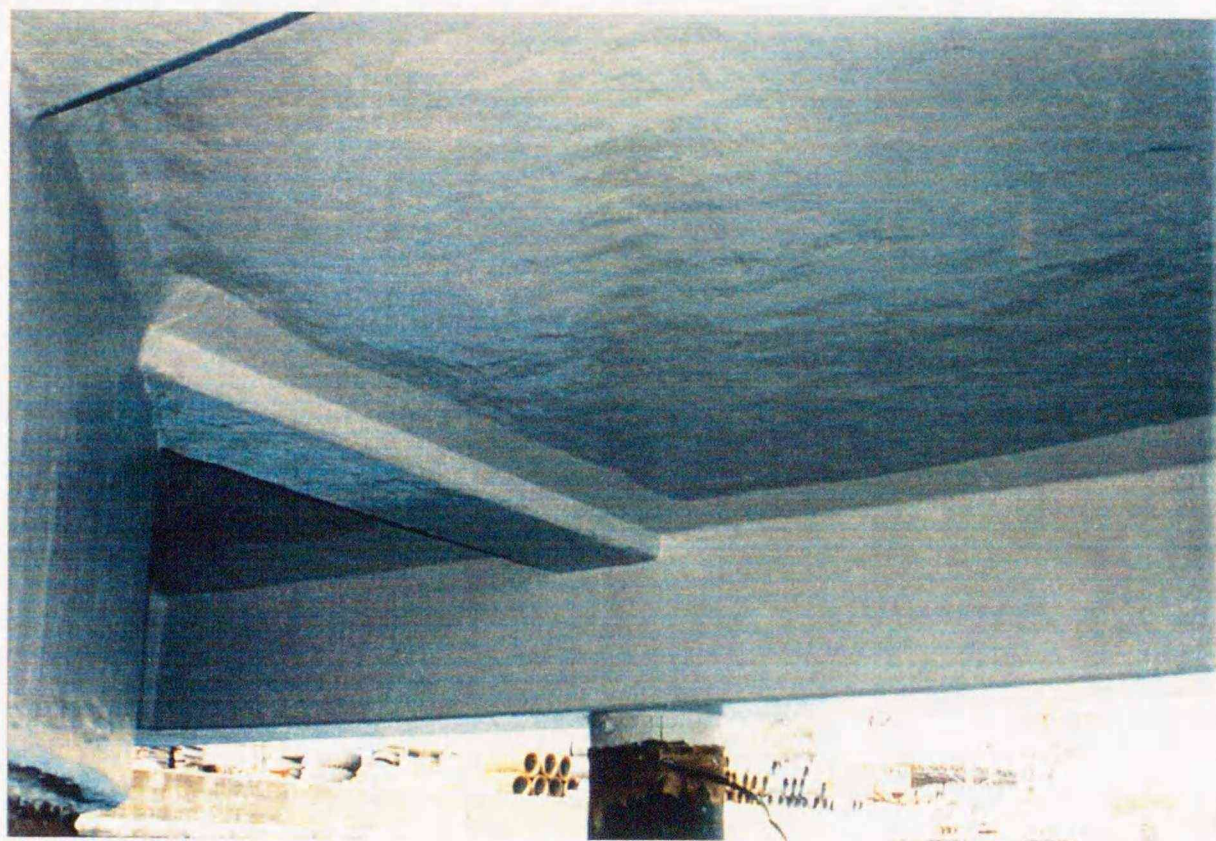


写真-3.4 補修完了



### 3. 4 プレキャスト部材による表面保護工法

#### 3. 4. 1 概説

コンクリート構造物の補修工法として、主として塩害に対する材料の積層化による表面保護工法について前節に述べた。しかし、コンクリート構造物の劣化のうち、近年特に下水処理施設において硫化水素によるコンクリートの軟化が問題となっている<sup>3.7)</sup>。このような化学的な劣化に対しては、通常の表面保護工法では耐久性を確保できない場合があるため、保護工の厚みを増したり、ガラスクロス等の補強材を積層化することによって劣化因子の浸入速度を遅くする等の対策が行われている。ここで、保護工の厚みを増す工法については、現場作業における品質の確保、工期が長くなる等の問題があることから、プレキャストパネルを補修材料として用いる工法が有効ではないかと考えられる。この工法は、当初、新設構造物の埋設型枠として開発されたものが多いが<sup>3.8)</sup>、品質、工期の問題点を解決する有効な工法として、近年、補修材料としての利用実績もある。しかし、構成材料に無機材料であるセメントを使用している場合には、強酸性等の非常に厳しい環境下における耐久性を確保することは困難である。

本節では、主として化学的劣化等の非常に厳しい腐食環境下における高耐久性補修材料として開発された、レジンコンクリートを使用したプレキャストパネルによる表面保護工法について述べる。



### 3. 4. 2 プレキャストパネルの開発

#### (1) パネルの概要

パネルの形状、構成材料および基礎物性を図-3.8、写真-3.5 および表-3.8 にそれぞれ示す。パネルはビニルエステル樹脂を結合材とするレジンコンクリート版とコンクリート躯体との一体化を図ることを目的とした立体金網で構成される。立体金網には耐久性を確保するためにエポキシ樹脂による被覆を行っている。また、各物性は普通コンクリートに比べて高強度であること、線膨張係数が大きいこと以外はコンクリートとほぼ同等である。

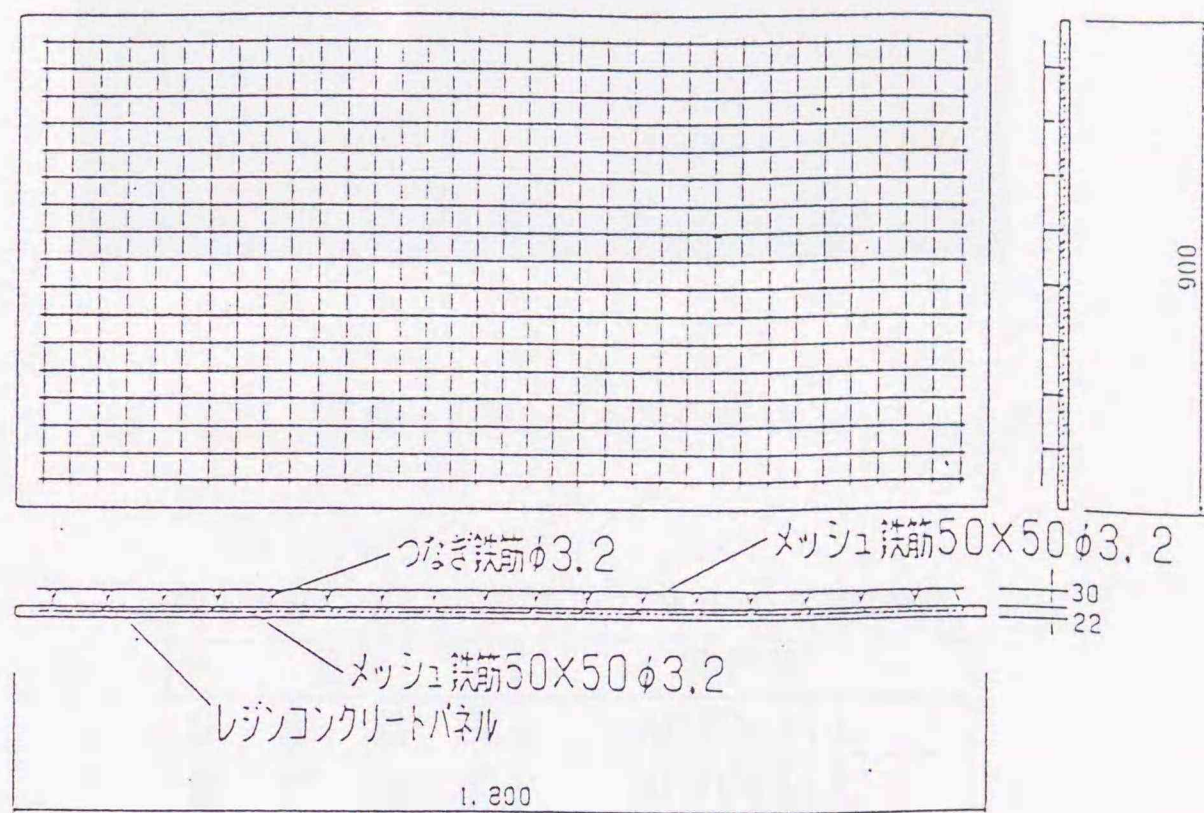


図-3.8 パネルの形状



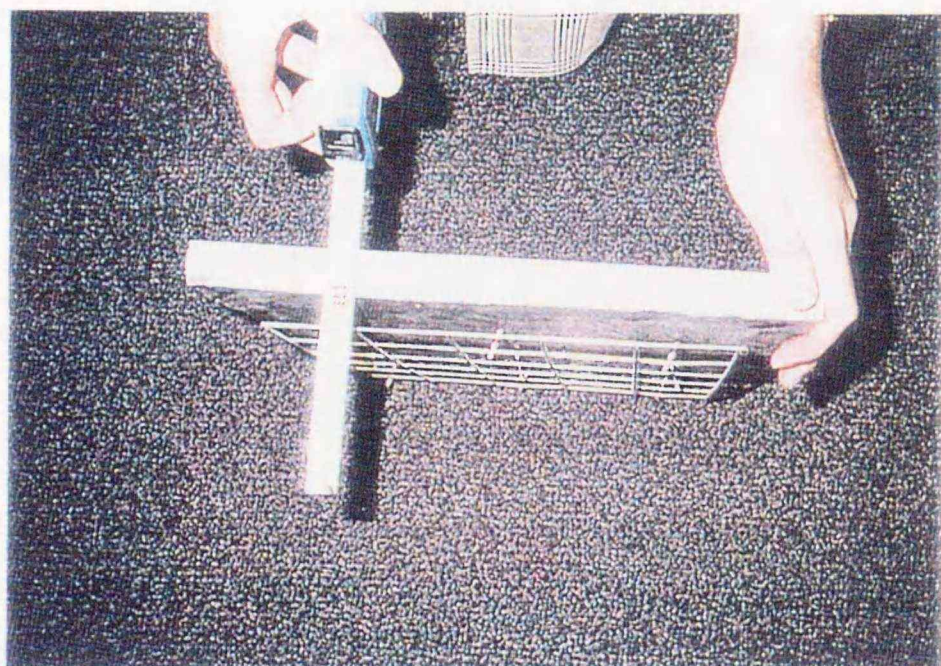


写真-3.5 パネルの形状

表-3.8 プレキャストパネルの基礎物性

| 項目    | 特性値                                   |
|-------|---------------------------------------|
| 圧縮強度  | 80MPa 以上                              |
| 曲げ強度  | 20MPa 以上                              |
| 引張強度  | 10MPa 以上                              |
| 弾性係数  | $2.0 \sim 3.0 \times 10^4 \text{MPa}$ |
| ポアソン比 | 0.2                                   |
| 比重    | 2.2                                   |
| 線膨張係数 | $20 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  |



## (2) 性能確認試験

### 1) 要求性能および試験項目

高耐久性補修材として要求される性能として、耐塩害性、耐中性化性、耐凍害性および耐酸性、また、コンクリートとの付着性等が挙げられる。これらの性能を各種試験により確認した。表-3.9 に要求性能および試験項目の一覧を示す。

表-3.9 要求性能および試験項目

| 要求性能        |       | 試験項目    |
|-------------|-------|---------|
| 遮断性         | 耐塩害性  | 塩害促進試験  |
|             | 耐中性化性 | 中性化促進試験 |
|             | 耐凍害性  | 凍結融解試験  |
|             | 耐硫酸性  | 硫酸浸漬試験  |
| コンクリートとの付着性 |       | 静的載荷試験  |

### 2) 試験体の作成

試験体は、コンクリートを全面プレキャストパネルで被覆した複合試験体（以下、複合試験体と称す）および被覆していないコンクリート試験体の2種類とした。表-3.10 および図-3.9 に使用したコンクリートの仕様および試験体寸法を示す。複合試験体における目地は、弾性エポキシ樹脂でシーリングを行った。なお、図-3.9 に示す試験体は塩害促進、中性化促進、凍結融解および硫酸浸漬試験に用いたものである。

表-3.10 コンクリートの仕様

| セメントの種類     | 水セメント比 | 空気量  | 単位セメント量              | 圧縮強度  |
|-------------|--------|------|----------------------|-------|
| 3成分系低発熱セメント | 55.8%  | 5.1% | 260kg/m <sup>3</sup> | 30MPa |

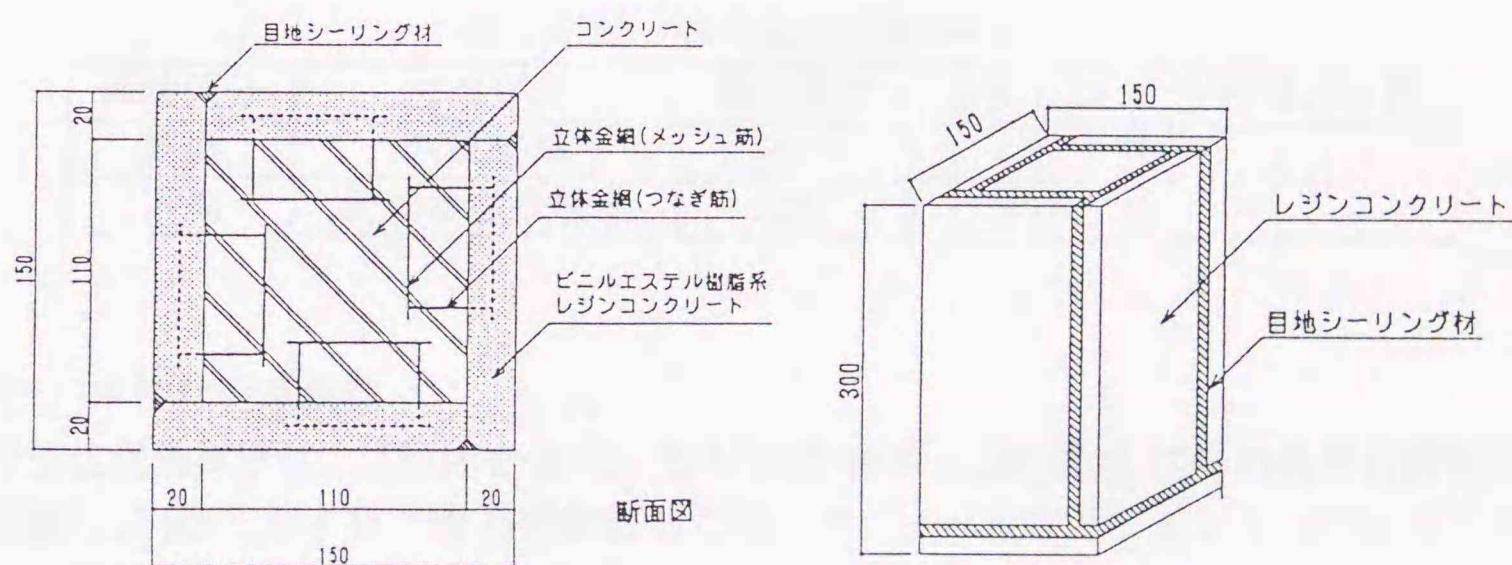


図-3.9 試験体寸法（塩害、中性化、凍結融解、硫酸浸漬試験用）



### 3) 試験方法

#### a) 塩害促進試験

塩害促進試験は、図-3.10 に示す装置を用いて表-3.11 に示す条件で 10 サイクルの乾湿繰り返しを行い、塩化物イオンの浸透を EPMA<sup>3.9)</sup>により測定した。

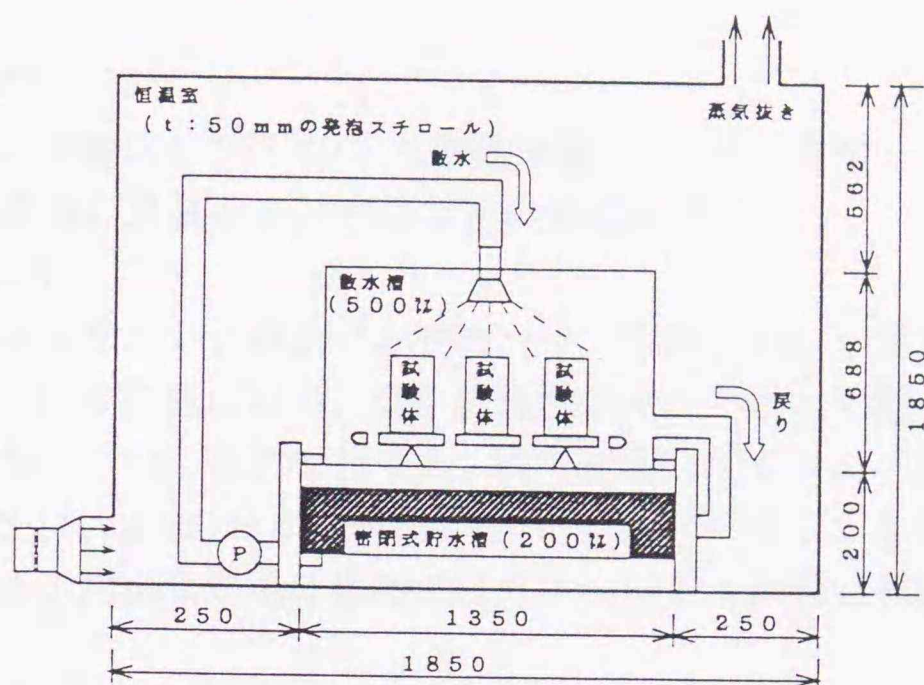


図-3.10 塩害促進試験装置

表-3.11 塩害促進試験条件

| 環境区分 | 作用方法    | 環境温度 | 作用日数 | 1 サイクルの日数 |
|------|---------|------|------|-----------|
| 乾燥   | 熱風乾燥    | 50℃  | 4 日  | 7 日       |
| 湿潤   | 飽和食塩水散水 | 30℃  | 3 日  |           |

#### b) 中性化促進試験

中性化促進試験は、試験体を 20℃、相対湿度 40%、CO<sub>2</sub>濃度 10%の条件に設定した装置内に 90 日および 180 日間放置した後、フェノールフタレイン 1%アルコール溶液を噴霧し、中性化深さを測定した。



c) 凍結融解試験

凍結融解試験は、ASTM C 666<sup>3.10)</sup>に基づき、水中凍結融解法により-17.8～4.4℃の温度範囲を1サイクル当たり4時間で凍結融解を400サイクル繰り返した。その過程において試験体の動弾性係数、重量および表面状態の変化を調査した。ここで、相対動弾性係数は式(3.1)により算出した。

$$\text{相対動弾性係数(\%)} = \frac{f_n^2}{f_0^2} \times 100 \quad (3.1)$$

ここに、 $f_n$  : nサイクル時の一次共鳴振動数(Hz)

$f_0$  : 試験前の一次共鳴振動数(Hz)

d) 硫酸浸漬試験

硫酸浸漬試験は、試験体を20℃の5%硫酸溶液に13週間浸漬し、その過程において試験体の動弾性係数、重量および表面状態の変化を調査した。

e) 静的載荷試験

プレキャストパネルを用いた鉄筋コンクリート（以下、RCと称す）複合はりの静的載荷試験を行い、はりの曲げ耐力、ひび割れ性状等の力学的挙動から、コンクリートとパネルの付着性について検討を行った。載荷試験の概要および使用したコンクリートの仕様を図-3.11、3.12 および表-3.12 にそれぞれ示す。また、比較のため、プレキャストパネルを用いないRC単独のはりについても同様に試験を行った。



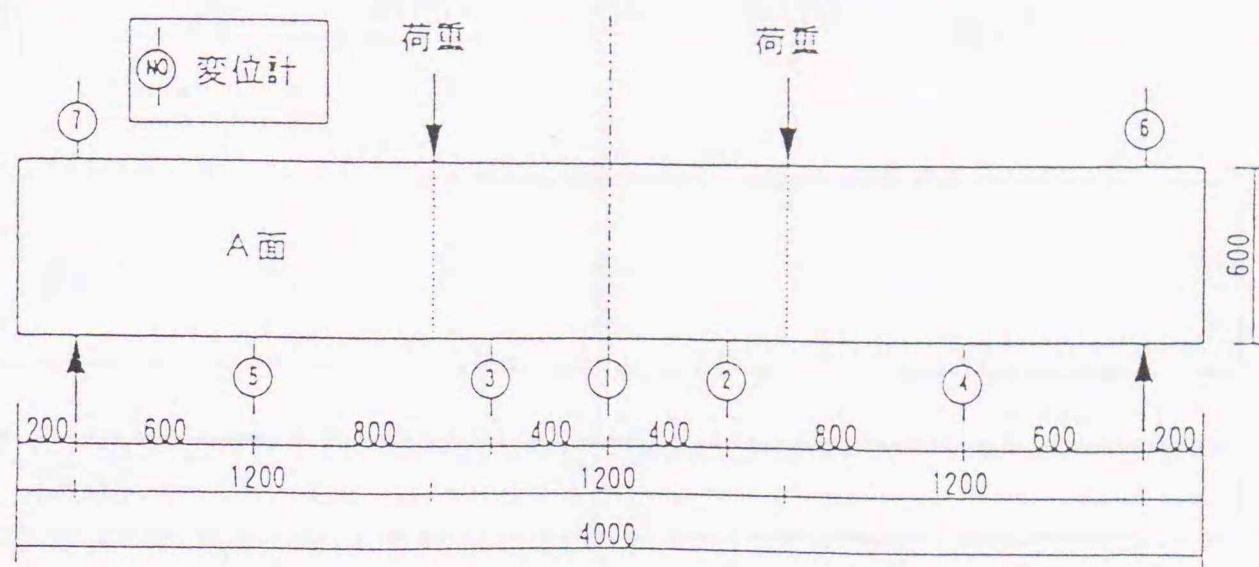


図-3.11 載荷方法

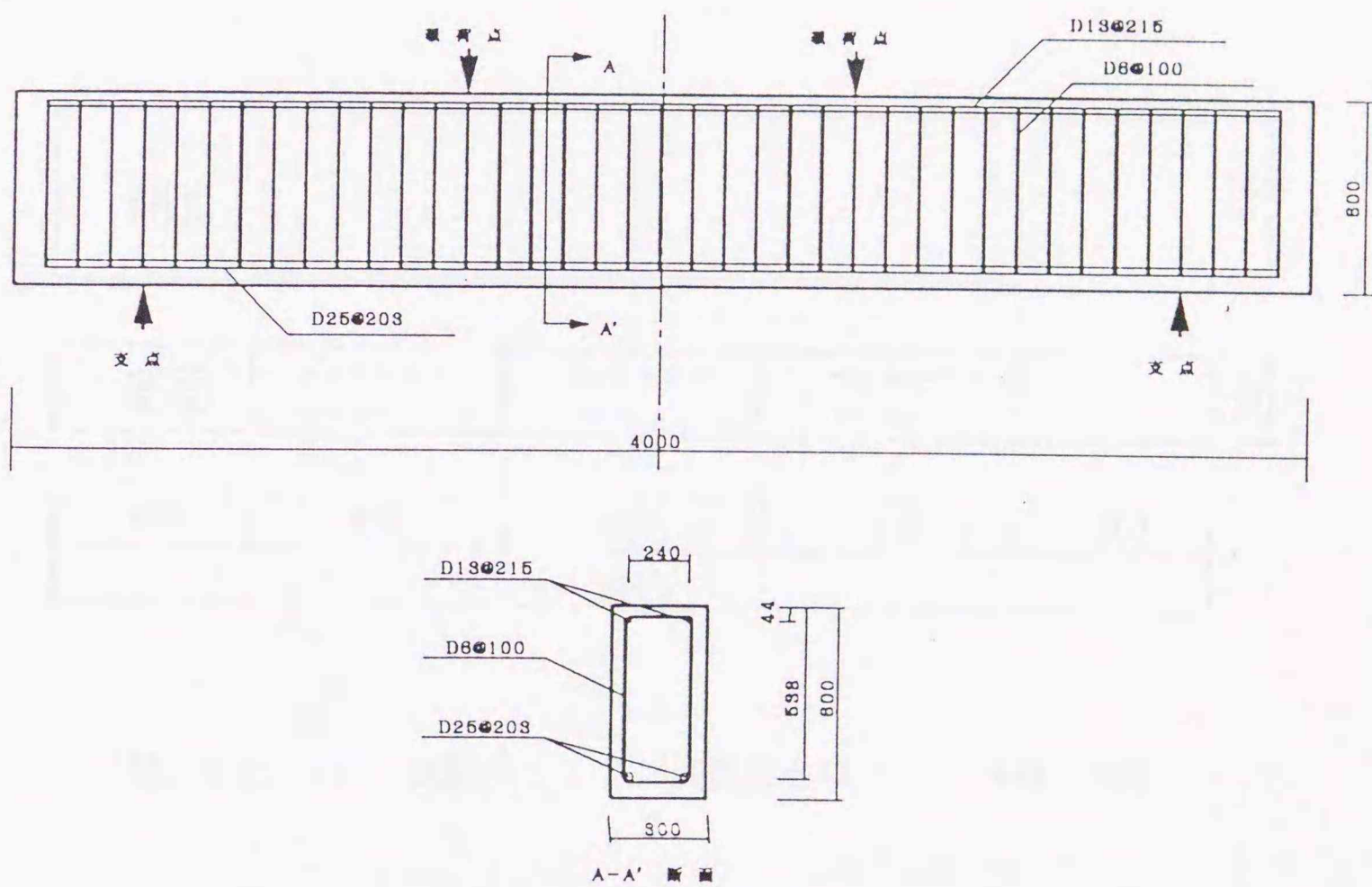


図-3.12(a) 試験体の配筋





図-3.12(b) 試験体 1 (RC 単独はり)

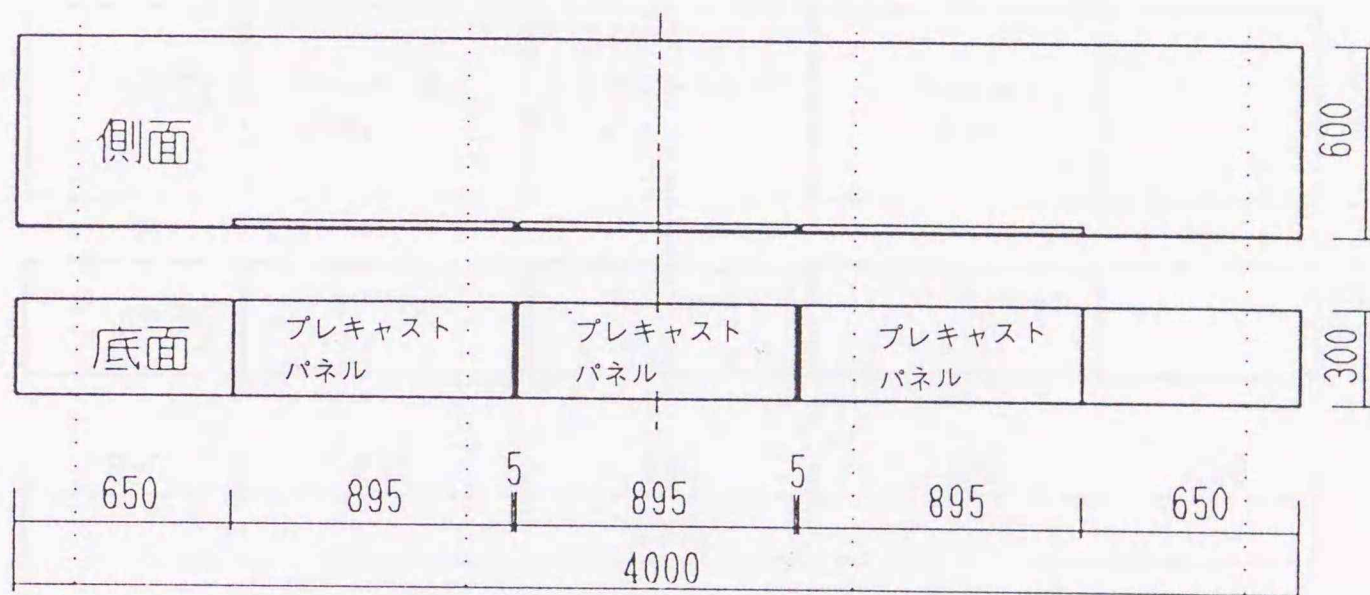


図-3.12 (c) 試験体 2、3 (底面複合はり、パネル長：900)



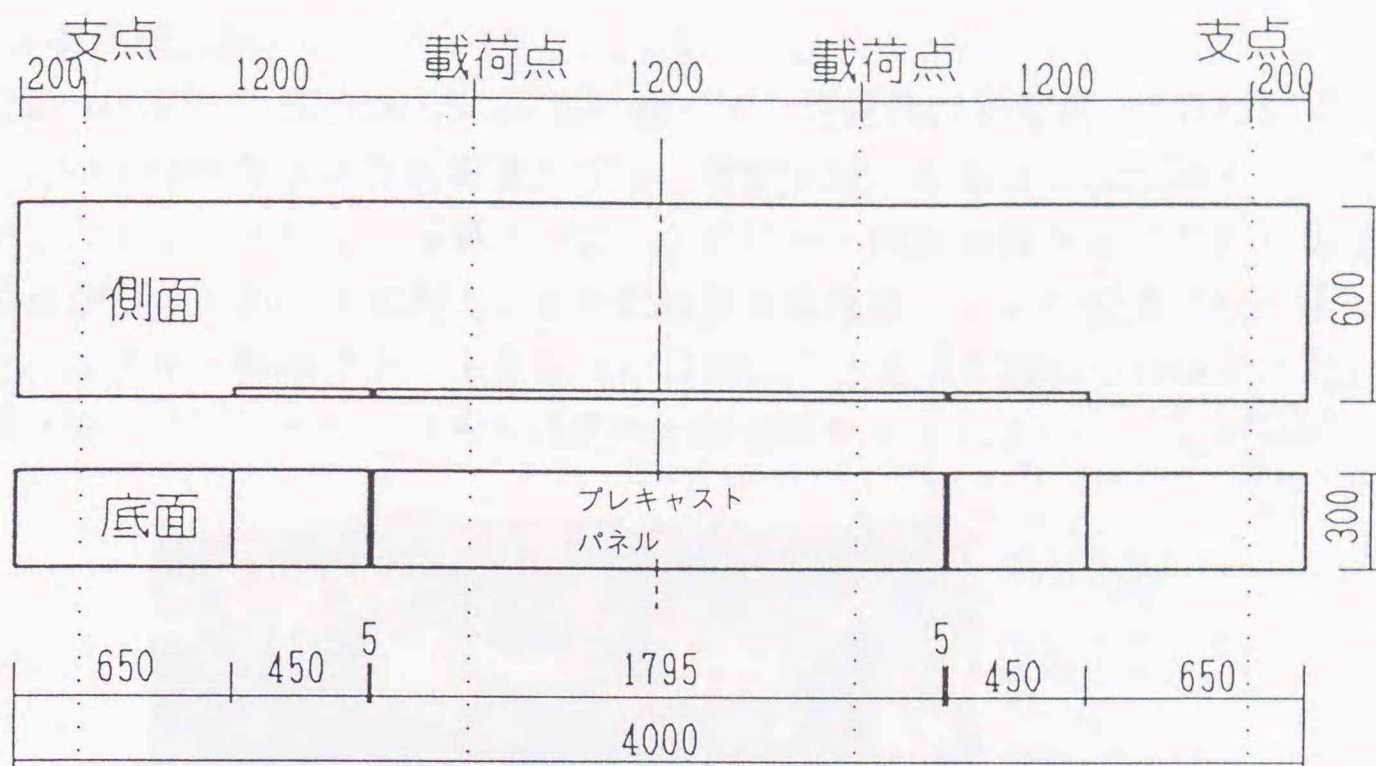


図-3.12(d) 試験体4 (底面複合はり、ハ°総長:1,800)

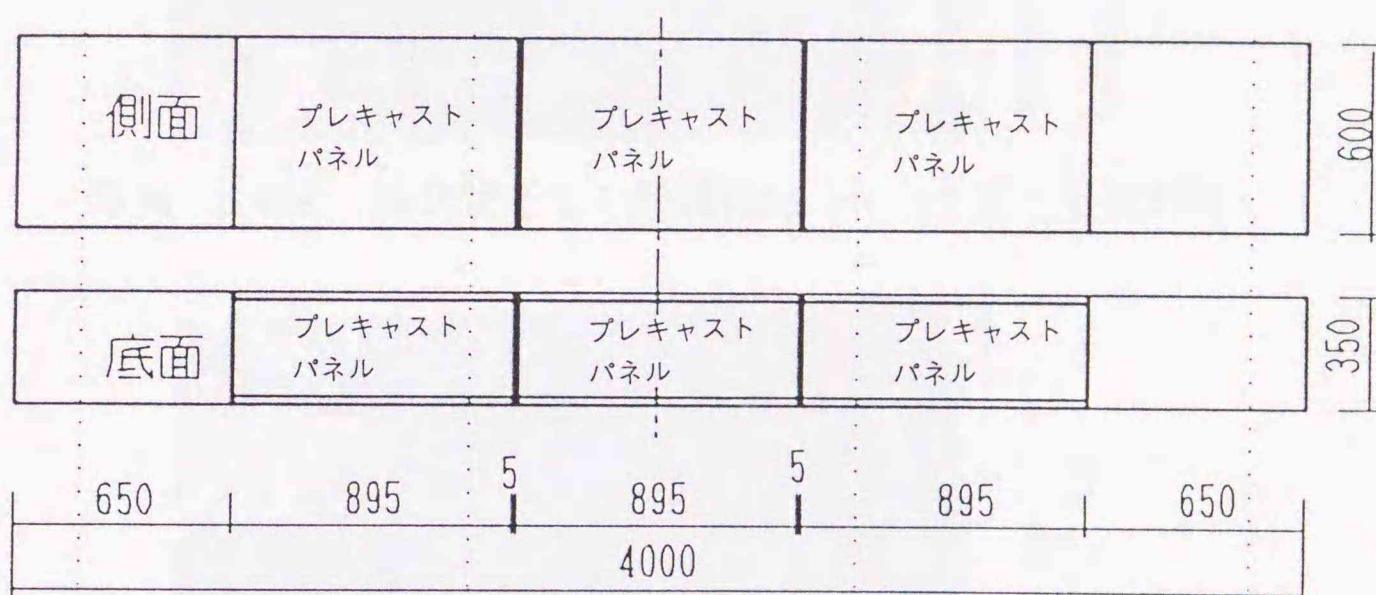


図-3.12(e) 試験体5 (3面複合はり、ハ°総長:900)

表-3.12 コンクリートの仕様 (静的載荷試験)

| スランプ | 空気量 | 粗骨材の最大寸法 | 圧縮強度     |
|------|-----|----------|----------|
| 18cm | 5 % | 20mm     | 40~44MPa |



#### 4) 試験結果

##### a) 塩害促進試験

試験開始 10 週後の EPMA による塩化物イオン浸透状況を写真-3.6 に示す。写真では、赤色ほど塩化物イオン含有量が多く、青から紫になるほど塩化物イオン含有量が少ないことを示している。写真より、コンクリート試験体は全体にわたり塩化物イオンの浸透が認められたのに対し、複合試験体は塩化物イオンの浸透が全く認められず、また、エポキシ樹脂でシールを行った目地部にも変状が認められなかった。これらの結果から、プレキャストパネルは優れた耐塩害性を有していることが確認された。

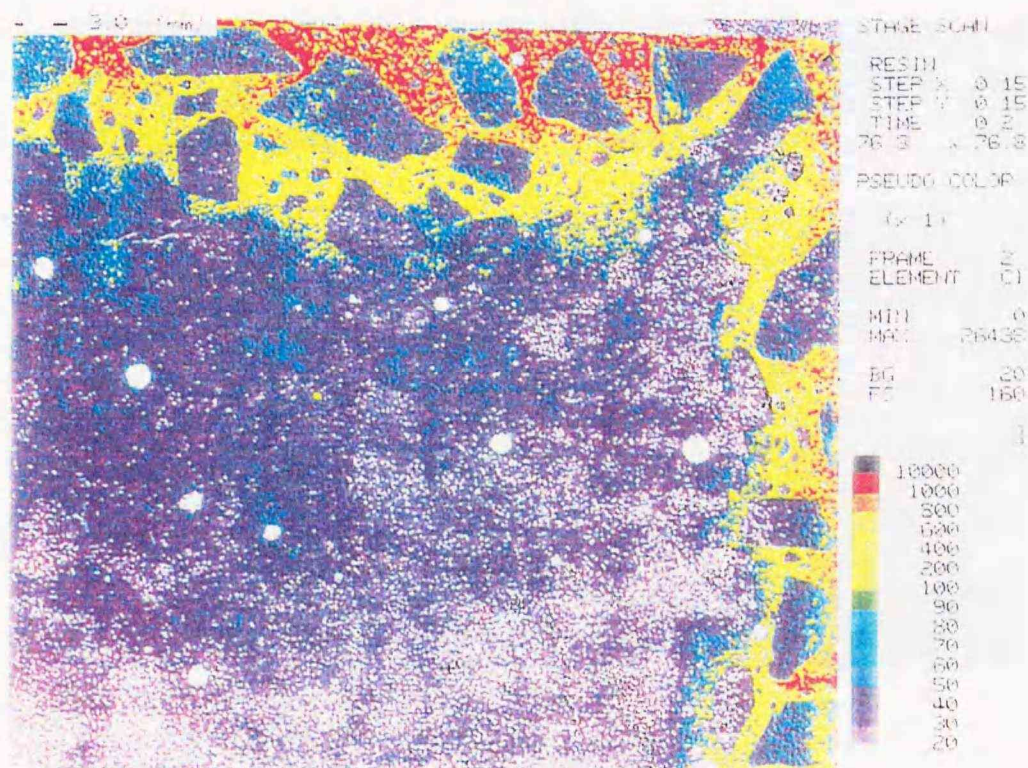


写真-3.6(a) 塩化物イオン浸透状況 (コンクリート試験体)

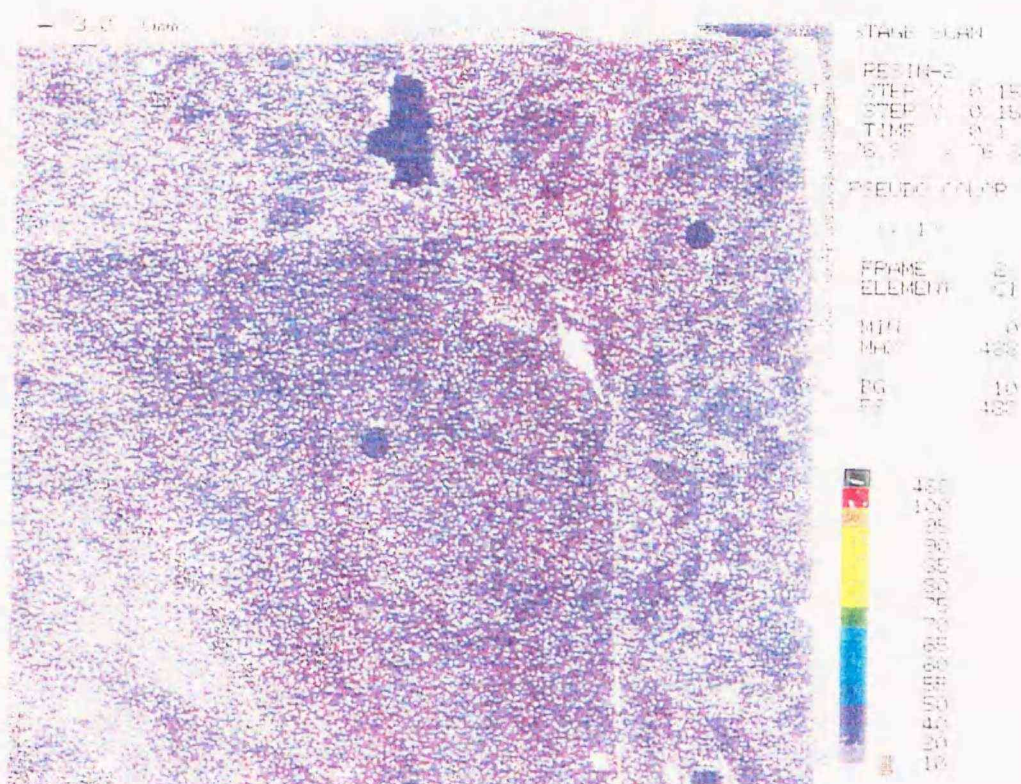


写真-3.6(b) 塩化物イオン浸透状況 (複合試験体)



#### b) 中性化促進試験

試験開始 180 日後の中性化深さの測定結果を写真-3.7 に示す。写真より、コンクリート試験体では中性化深さが約 5.5cm まで達しているのに対し、複合試験体はコンクリートの中性化が全く認められず、また、エポキシ樹脂でシールを行った目地部にも変状が認められなかった。これらの結果から、プレキャストパネルは優れた耐中性化性を有していることが確認された。

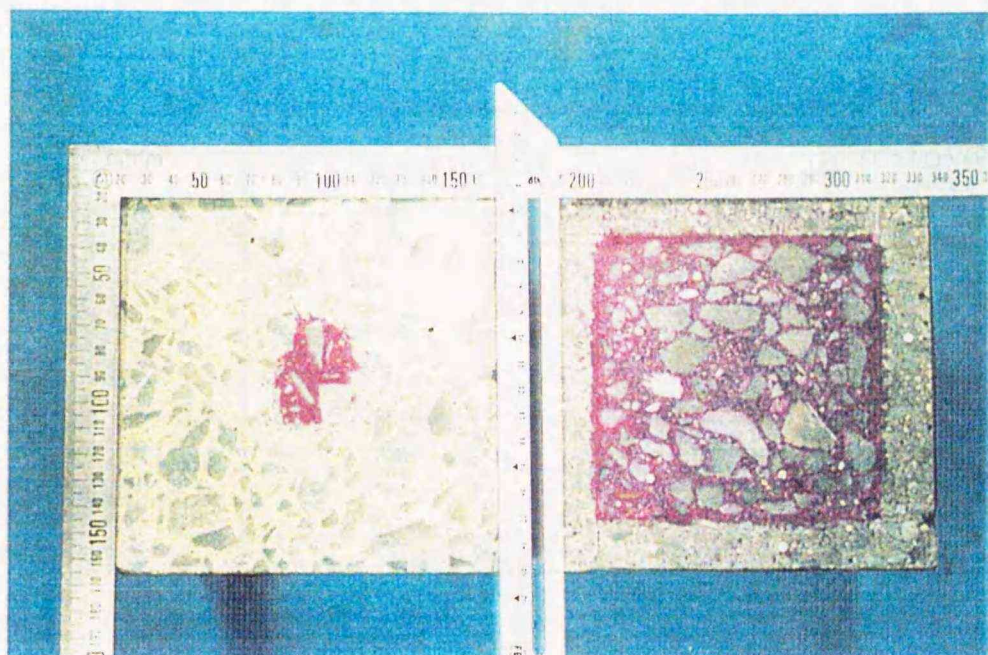


写真-3.7 中性化進行状況  
(左：コンクリート試験体、右：複合試験体)



### c) 凍結融解試験

凍結融解試験における動弾性係数、重量の変化を図-3.13、3.14 にそれぞれ示す。図-3.13 の結果から、動弾性係数についてはコンクリート試験体、複合試験体とも大きな変化はみられず、また、両者の間に顕著な差は認められない。これは、使用したコンクリートの空気量が5%程度と大きかったために凍結融解による劣化が内部まで進行しなかったことが原因の一つであると考えられる。また、図-3.14 からコンクリート試験体については、試験後骨材が露出しており、表層のモルタルの剥離に伴う重量減少が認められたのに対し、複合試験体については重量変化が全く認められなかった。これらの結果から、プレキャストパネルは優れた耐凍害性を有していることが確認された。

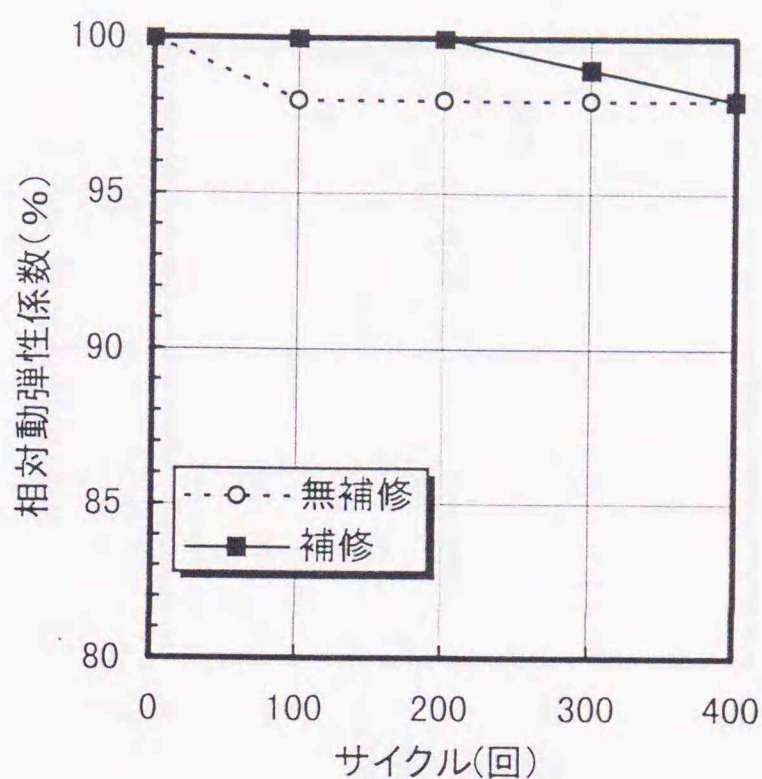


図-3.13 動弾性係数の変化(凍結融解試験)

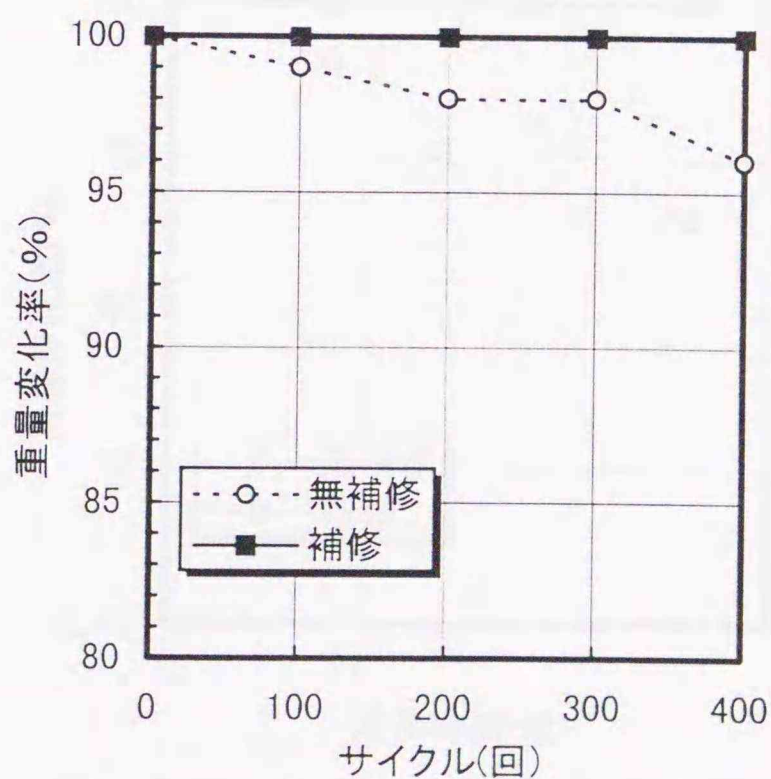


図-3.14 重量の変化 (凍結融解試験)



#### d) 硫酸浸漬試験

硫酸浸漬試験における動弾性係数および重量の変化を図-3.15、3.16 にそれぞれ示す。図-3.15 より、動弾性係数については凍結融解試験の場合と同様、コンクリート試験体、複合試験体ともに大きな変化はみられず、また、両者の間に顕著な差はみられなかった。また、図-3.16 からコンクリート試験体については、試験後骨材の露出とともに、硫酸による劣化の特徴の一つであるコンクリートの白色化が認められ、表層のモルタルの剥離に伴う重量減少が認められたのに対し、複合試験体については重量変化が全く認められなかった。これらの結果から、プレキャストパネルは優れた耐硫酸性を有していることが確認された。

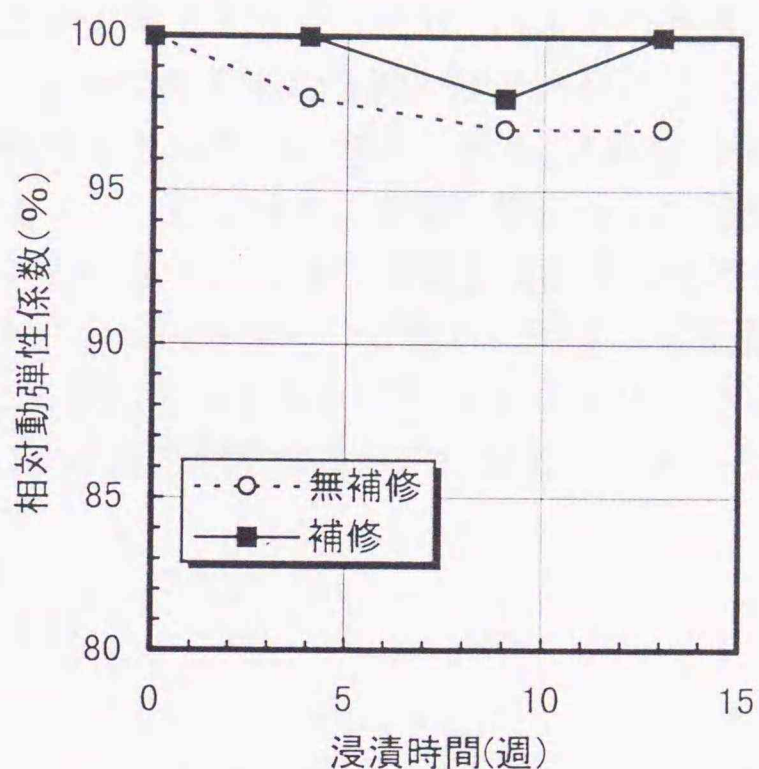


図-3.15 動弾性係数の変化(硫酸浸漬試験)

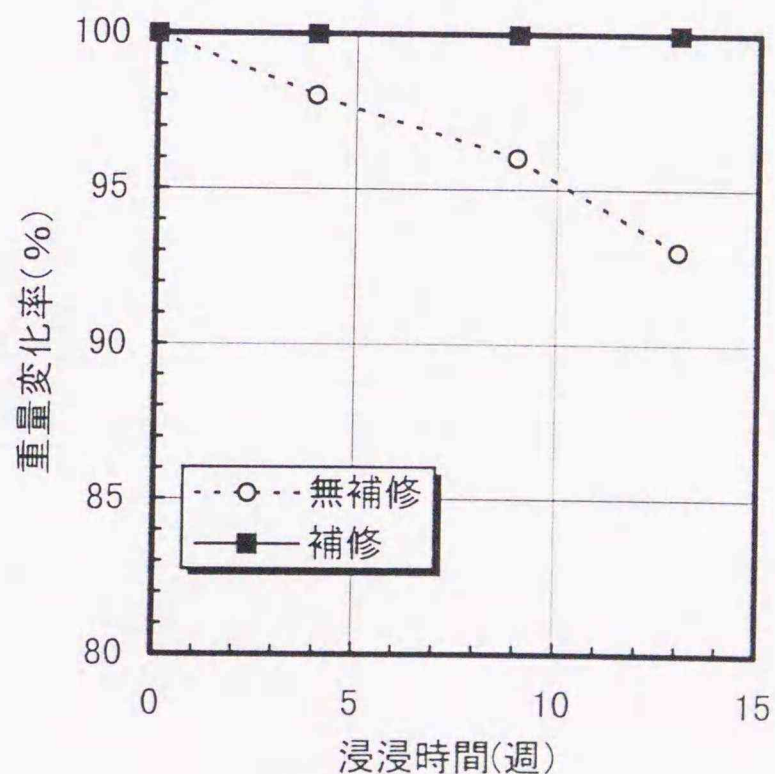


図-3.16 重量の変化(硫酸浸漬試験)



#### e) 静的載荷試験

はりの荷重－変位曲線、破壊荷重およびひずみ分布を図－3.17、表－3.13 および図－3.18 にそれぞれ示す。パネルを用いた試験体では、パネルとコンクリートとの剥離は認められず、付着性が確認された。これらの結果から、パネルの目地が載荷点よりも内側にある場合には、複合はりとはほぼ同様の挙動を示しており、パネルははりの力学的性能にはほとんど寄与しないことがわかる。これに対し、パネルの目地が載荷点よりも外側にある場合には、コンクリートのひび割れ発生荷重および鉄筋の降伏荷重が RC はりに比べて大きくなっていること、また、パネルにひび割れが発生していること等から、パネルがはりの力学的性能に寄与しているものと考えられる。これは、パネルとコンクリートとの付着が強いためにパネルの端部が支点となり、パネルに曲げが作用したためと考えられる。一方、パネルの目地の位置が載荷点よりも内側にある場合には、パネルに作用する荷重が目地の変形によって吸収されるため、パネルに過大な荷重が作用しないものと考えられる。これらの傾向は図－3.18 のひずみ分布からも明らかである。したがって、実構造物に対して補修を行う場合には、パネルが過大な荷重を受けないように目地の位置を検討する必要がある。目地の位置については、プレキャストパネルの目地をひび割れに対する誘発目地として期待できることが FEM 解析によって検討されており<sup>3,3)</sup>、プレキャストパネル工法において目地の位置を検討する上で FEM 解析が有効な手法のひとつであることがわかる。



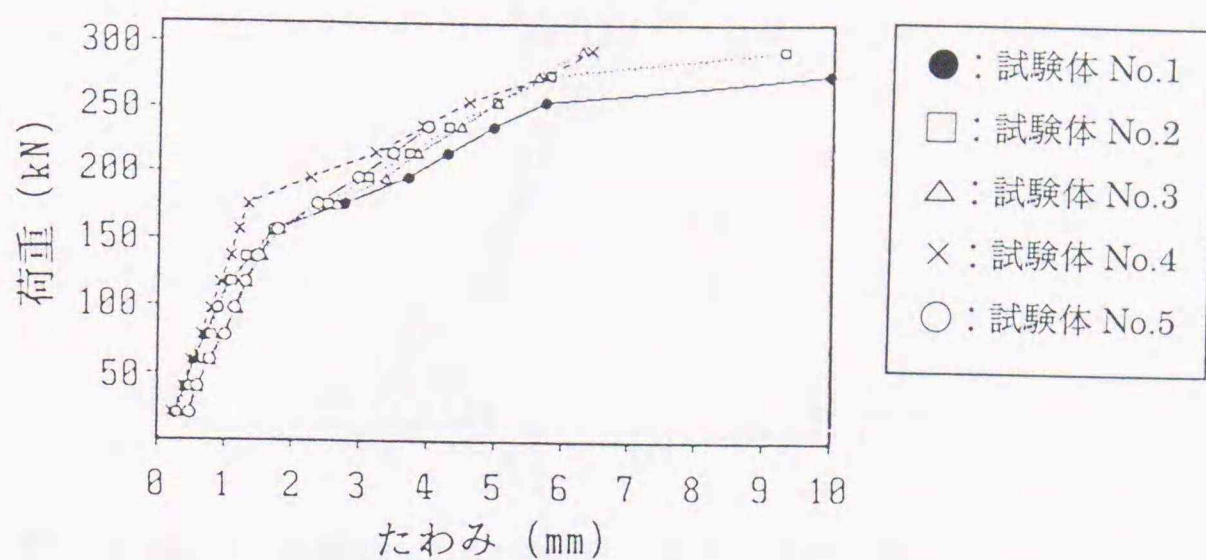


図-3.17 試験体中央の荷重-たわみ曲線

表-3.13 ひび割れ発生および鉄筋の降伏荷重

| 試験体 No. | 試験体の種類                                  | コンクリートひび割れ発生荷重(kN) | ハ° 礫のひび割れ発生荷重(kN) | 主鉄筋の降伏荷重(kN) |
|---------|-----------------------------------------|--------------------|-------------------|--------------|
| 1       | RC 単独はり                                 | 110                | ——                | 270          |
| 2       | 底面複合はり<br>(ハ° 礫長: 900、<br>メッシュ間隔: 50)   | 140                | ——                | 280          |
| 3       | 底面複合はり<br>(ハ° 礫長: 900、<br>メッシュ間隔: 100)  | 140                | ——                | 300          |
| 4       | 底面複合はり<br>(ハ° 礫長: 1,800、<br>メッシュ間隔: 50) | 180                | 270               | 320          |
| 5       | 3面複合はり<br>(ハ° 礫長: 900、<br>メッシュ間隔: 50)   | 140                | ——                | ——           |



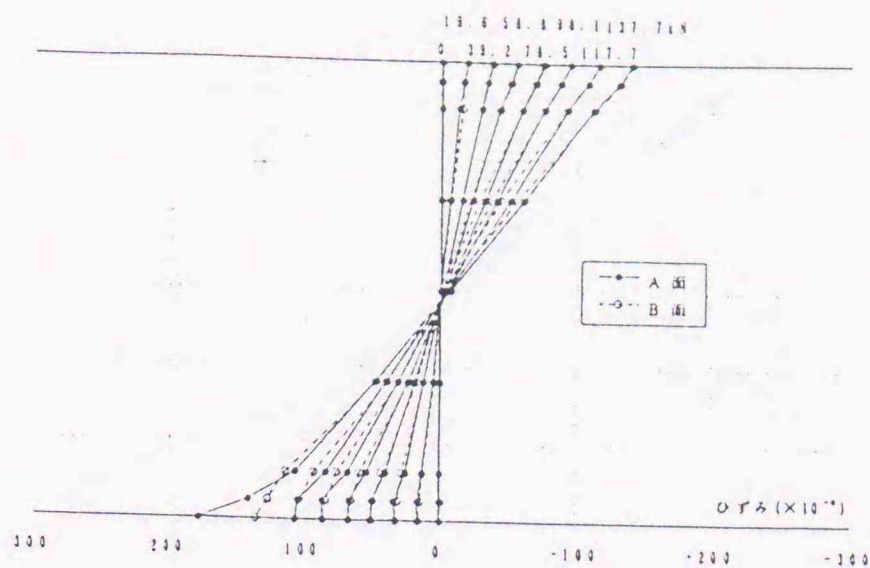


図-3.18(a) 試験体中央の側面ひずみ (試験体 1)

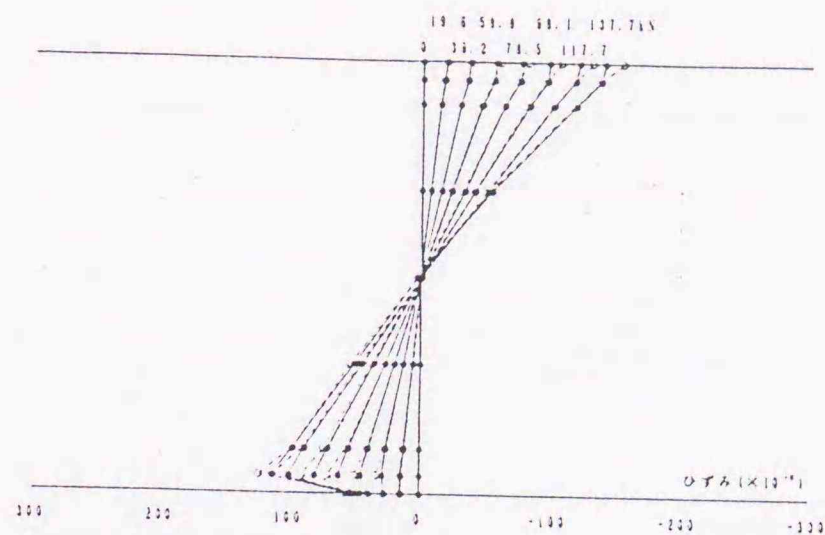


図-3.18(b) 試験体中央の側面ひずみ (試験体 2)

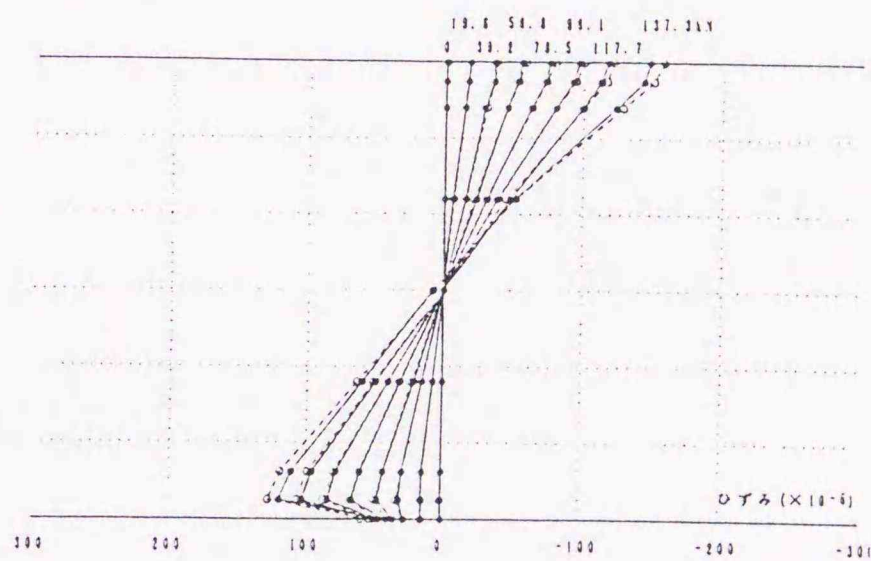


図-3.18(c) 試験体中央の側面ひずみ (試験体 3)



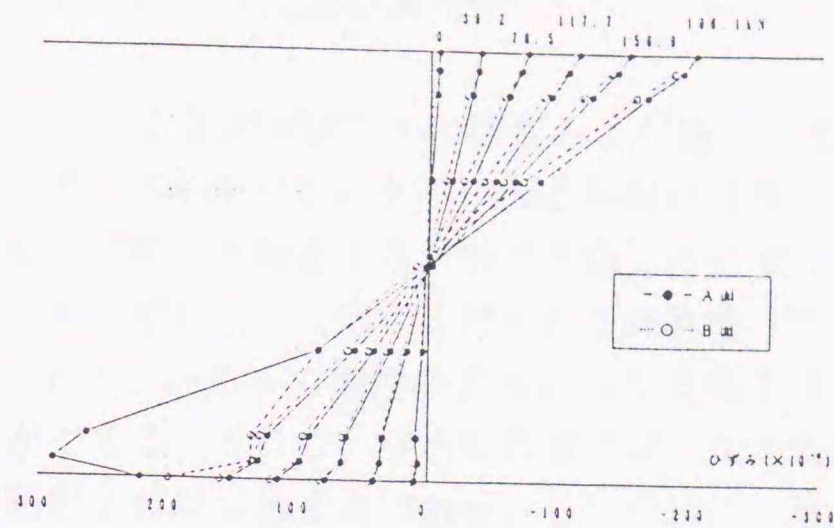


図-3.18(d) 試験体中央の側面ひずみ (試験体 4)

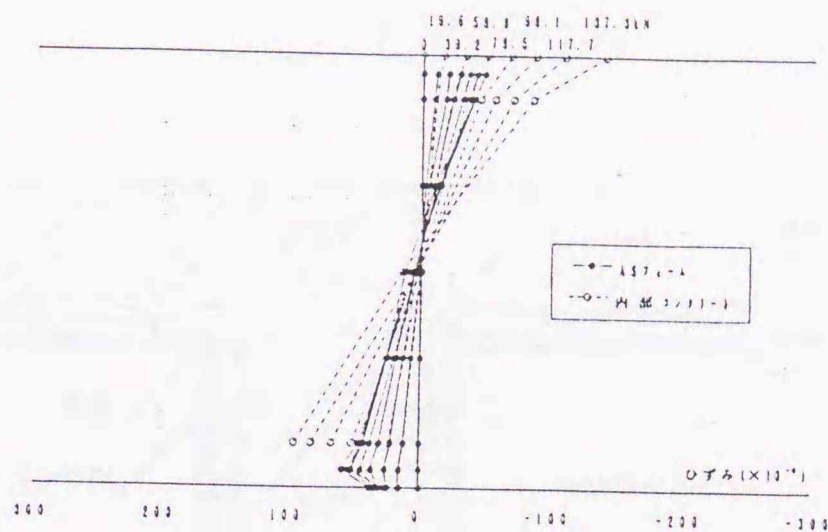


図-3.18(e) 試験体中央の側面ひずみ (試験体 5)



### 3. 4. 3 プレキャストパネル工法の実用化

#### (1) 支保工

プレキャストパネルによる表面保護工法の概要および施工の流れを図-3.19、3.20にそれぞれ示す。ここで、パネルとコンクリートとの間には無収縮モルタル等の注入を行うため、パネルの曲げ破壊を防止する目的で支保工が必要となる。支保工は通常の合板型枠と同様の設計手法によって行い、パネルの許容曲げ応力は曲げ試験結果から  $14.7\text{MPa}$  とする。ただし、パネルの剛性が大きいので支保工スパンは合板型枠に比べて大きくすることができる。ここで、パネルの厚さは、立体金網を埋設する製造上の条件と支保工の間隔および経済性から  $20\text{mm}$  としており、耐久性の面からも充分劣化に抵抗できる厚さである。また、セパレータの穴は高耐久性を確保するためにエポキシ樹脂モルタル等耐久性の高い材料で充填を行う。

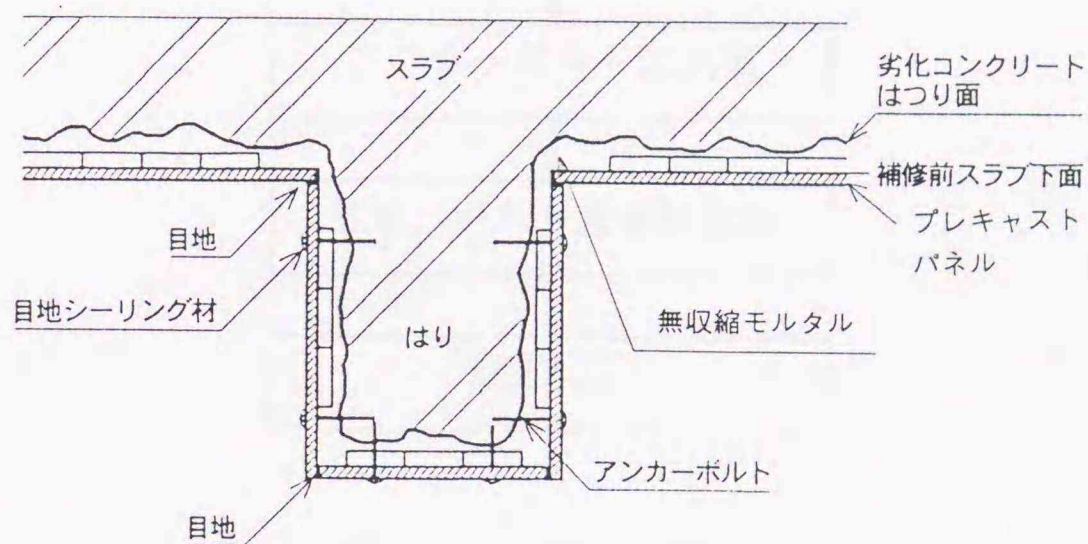


図-3.19 プレキャストパネルによる表面保護工法の概要



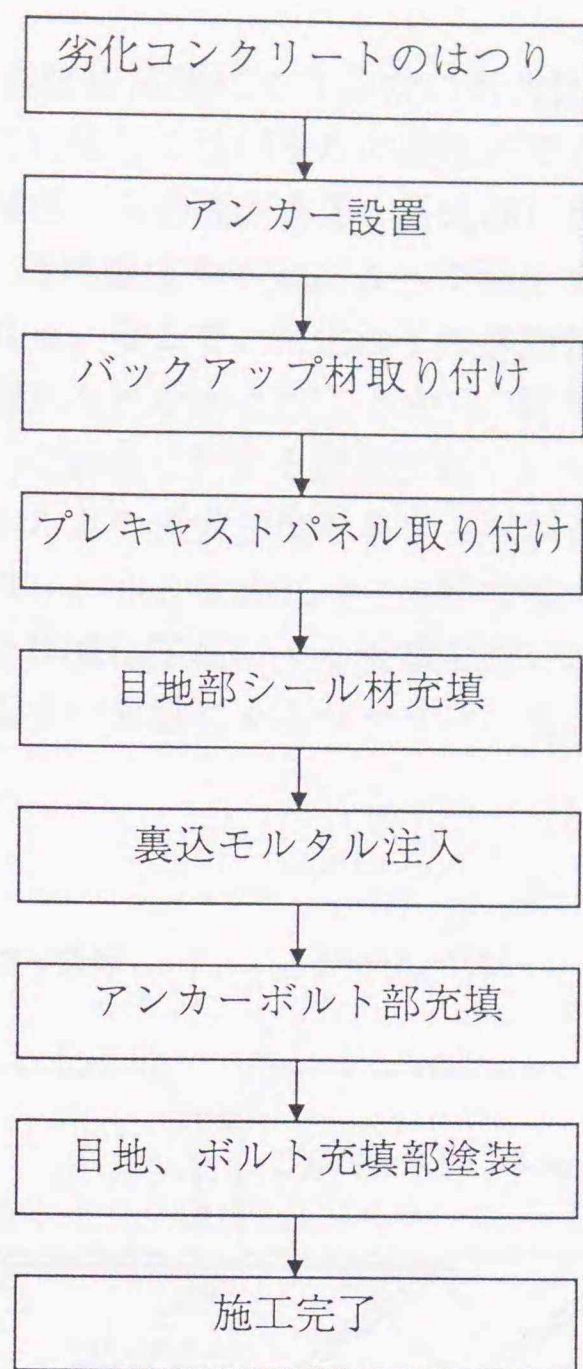


図-3.20 施工の流れ



## (2) 目地部の構造

プレキャストパネルは性能確認試験により非常に耐久性に優れた材料であることが確認されたが、実際の施工に際してはパネルの継目ができるため、目地部についてもパネルと同等の耐久性を確保する必要がある。目地部に要求される性能は、各種劣化因子の遮断性のみならず、温度変化や外力によって発生する荷重によるパネルの変形に対する追従性が挙げられる。ここで、劣化因子の遮断性については、性能確認試験において目地部に変状が認められなかったことから、耐久性は確保されているものと考えられる。一方、パネルの変形に対する追従性については、パネルの変形量に追従できる伸び能力およびパネルとの付着強度を有する材料を選定する必要がある。図-3.21に目地部の構造を示す。パネル背面には、前節で述べた、劣化因子の遮断性およびひび割れ追従性に優れた積層化工法による被覆を行い、さらに目地の隙間にはバックアップ材および弾性エポキシ樹脂によるシーリングを行う。

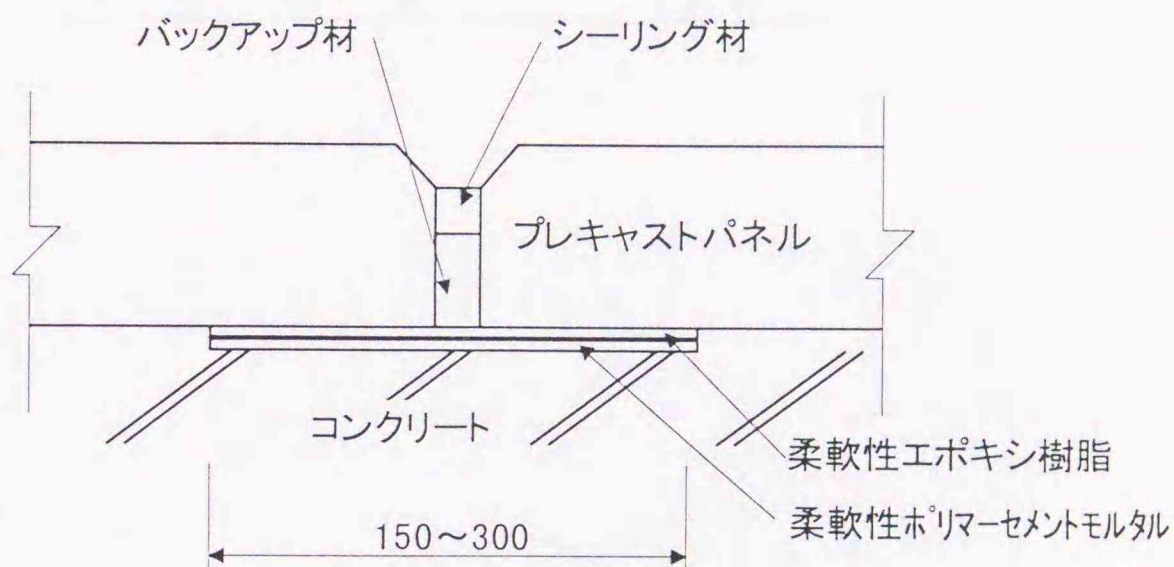


図-3.21 目地部の構造



### (3) 実施例

上記の仕様により実際に補修された構造物の事例を表-3.14 および写真-3.8～3.11 に示す。当該構造物は、工場内の排水処理水槽であり、硫化水素の発生によりコンクリートが著しく劣化していたため、品質および工期等の有効性からプレキャストパネルによる補修を行った。補修後3年が経過しているが、再劣化は認められていない。

表-3.14 補修事例

|                  |                       |
|------------------|-----------------------|
| 構 造 形 式          | 直接基礎式排水処理槽<br>(RC 構造) |
| 補 修 時 供 用 年 数    | 16 年                  |
| 施 工 箇 所          | 気相部                   |
| 施 工 条 件<br>・劣化深さ | 50mm 程度               |
| 工 期              | 1995.6.23～1995.8.3.   |
| 施 工 数 量          | 200 m <sup>2</sup>    |



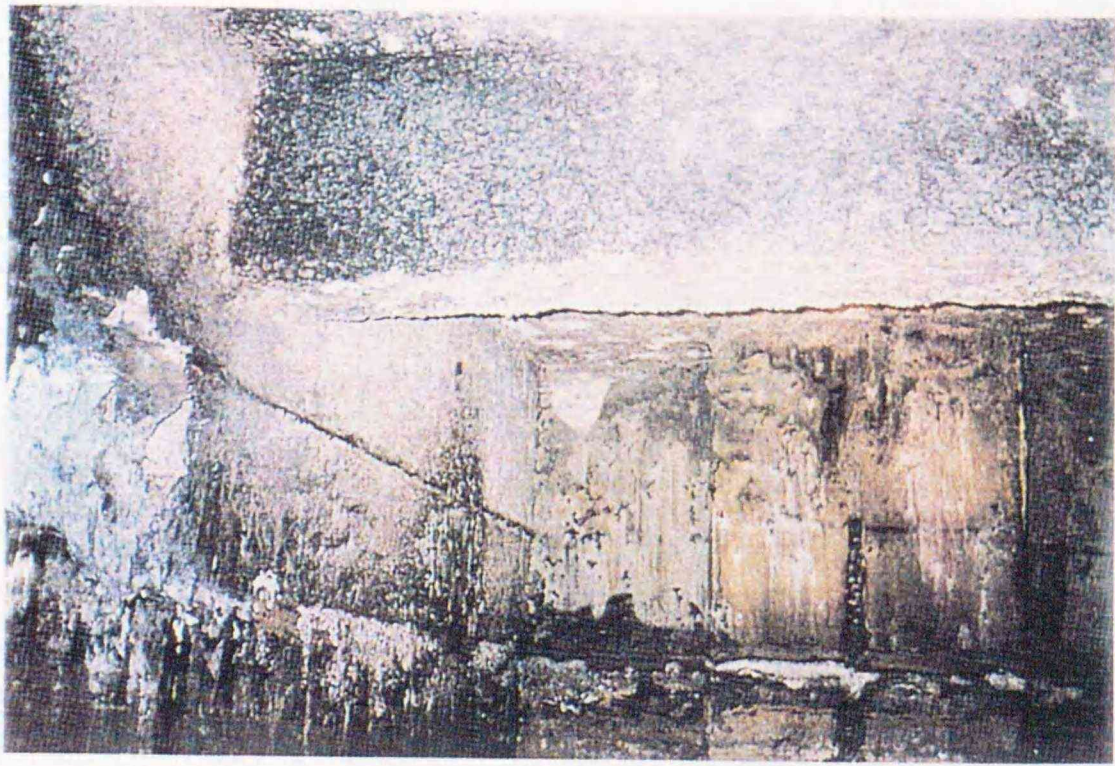


写真-3.8 補修前劣化状況

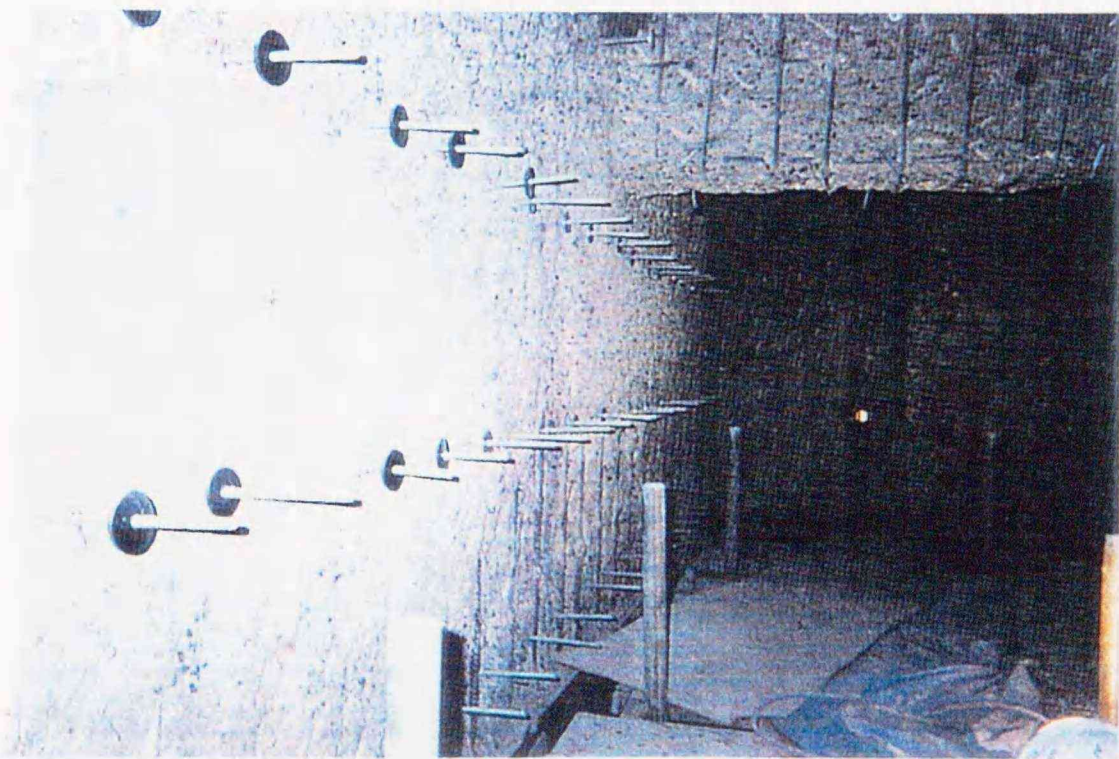


写真-3.9 劣化コンクリートはつり・アンカー設置状況



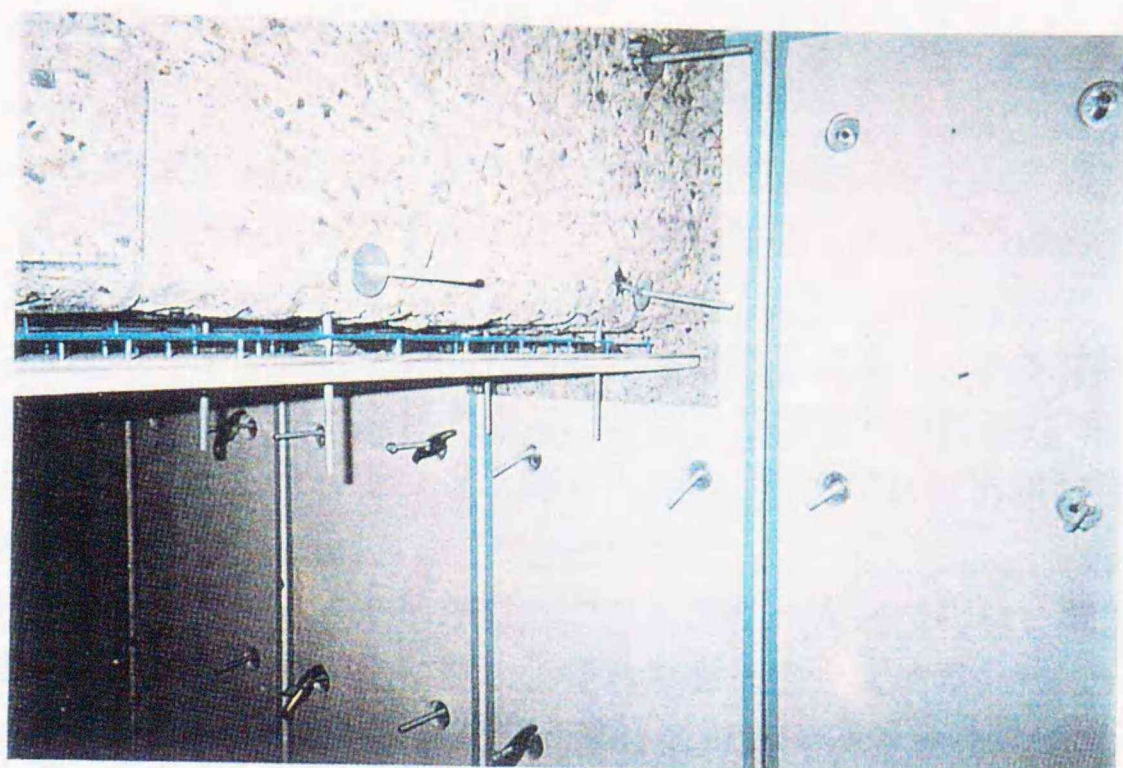


写真-3.10 プレキャストパネル設置状

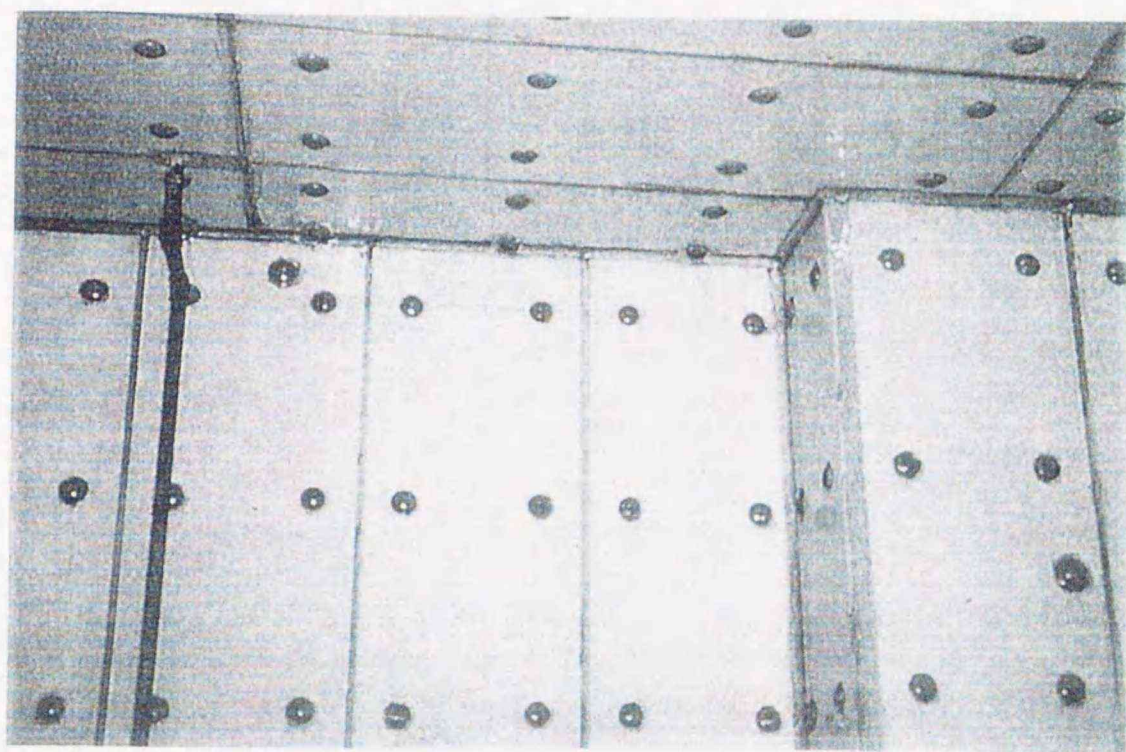


写真-3.11 補修完了



### 3. 5 本章のまとめ

本章では、特に厳しい劣化を受けるコンクリート構造物に対する表面保護工法による補修について、要求性能を満足するような工法の開発・実用化の検討を行った。本章で得られた主な結果を以下にまとめる。

- (1) 異なる特性を有する材料を適切に積層化することにより、単体材料では困難であった各種の要求性能が満足できる。特に、ひび割れ追従性については、第1層には柔軟性のポリマーセメントモルタル等、第2層には引張強度が高いエポキシ樹脂等が適している。
- (2) プレキャストパネルにより補修されたコンクリート構造物は、塩害、中性化、凍結融解および化学的劣化に対し、優れた耐久性を有する。
- (3) プレキャストパネルは立体金網の効果によりコンクリート躯体との付着が期待できるが、目地の位置によりパネルに過大な荷重が作用する場合があるため、FEM 解析等により適切な目地間隔を検討し、施工性に支障の無い範囲で目地間隔をなるべく小さくする必要がある。
- (4) プレキャストパネルの目地部には、パネルと同等の劣化因子の遮断性のみならず、パネルの変形に対して追従できる伸び能力およびパネルとの十分な付着強度を有する、弾性エポキシ樹脂等の材料を選定する必要がある。



## 参考文献

- 3.1) 阪神高速道路公団、日本材料学会：コンクリート構造物の表面保護工便覧(案)・同解説、平成元年 3 月
- 3.2) 内藤隆史、松岡康訓、新藤竹文、小沢満三、鶴田 健：ポリマー含浸コンクリートによる高耐久埋設型枠の開発、土木学会論文集、No.435/VI-15、pp.21-23
- 3.3) 松田 浩、才本明秀、崎山 毅、鶴田 健、原田哲夫、森田千尋：高耐久性埋設型枠接合部をひび割れ誘発目地としたRC構造物のひび割れ解析、平成9年度科学研究費補助金(基盤研究(B)(2))研究成果報告書、平成10年3月
- 3.4) 日本道路協会：道路橋の塩害対策指針(案)・同解説、昭和59年2月
- 3.5) 鉄道総合技術研究所：建造物保守管理の標準・同解説、昭和62年9月
- 3.6) 土木学会：臨海コンクリート設備の塩害に関する維持管理手引き、pp.22-28、平成7年2月
- 3.7) 例えば、中本 至、吉本国春、沼野良介、浦上良樹：終末処理場におけるコンクリート施設の腐食、劣化防止対策に係るケーススタディ、下水道協会誌、Vol.27 No.313、pp.38-48、1990.6
- 3.8) 例えば、内藤隆史、松岡康訓、新藤竹文：ポリマー含浸コンクリートによる高耐久埋設型枠、土木学会誌、Vol.75、No.5、pp.14-15、1990.
- 3.9) 笠井芳夫、池田尚治：コンクリートの試験方法(上)、p.62、技術書院、1993.6
- 3.10) ASTM C 666 : Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing, 1992.



## 第4章

### 炭素繊維シートによる コンクリート構造物の補強



## 第4章 炭素繊維シートによるコンクリート構造物の補強

### 4. 1 はじめに

近年、高強度・軽量・高耐久等の特性を持つ炭素繊維シートやアラミド繊維シート等の新素材が、耐震補強をはじめとして各種コンクリート構造物の補強に用いられている。これらの新素材シートで補強された構造物の挙動は、シートとコンクリートとの付着によって大きく影響を受ける。しかし、現在のところ、シートの付着機構については解明されていない状況である。

本章は、炭素繊維シート（以下、CFS と称する）によるコンクリート構造物の補強効果について、CFS の付着機構を解明することにより検討を行ったものである。すなわち、非線形有限要素解析による数値シミュレーションにより、CFS とコンクリートとの付着界面におけるひび割れおよび剥離現象を、CFS のひずみ性状の変化に着目して再現した。さらに、解析結果を付着試験結果と比較することにより、解析手法の妥当性を確認した。

また、CFS で曲げ補強した RC はりの挙動について、CFS の付着性状および剛性が補強効果、破壊性状におよぼす影響についても解析的・実験的に検討を行った。



## 4. 2 既往の研究

CFS によるコンクリート構造物の補強に関する研究は、1995 年の兵庫県南部地震以降、主として耐震補強を目的として各方面で行われており、現在、補強設計・施工指針等が整備されている<sup>4.1)</sup>。本章では、CFS による一般的な補強を対象としているため、耐震補強に関する既往の研究は割愛する。

CFS によって補強された部材の変形および耐力は、基本的には鋼板接着工法と同様、鉄筋コンクリートはりの曲げ理論に基づいて求めることが確認されている<sup>4.2,4.3,4.4)</sup>。しかし、CFS が剥離する場合には、平面保持の仮定が成立しなくなるため、部材の挙動を正しく把握するためには、剥離の発生および進展等の付着機構を考慮した解析を行う必要がある。しかし、現状の研究成果では、CFS の付着機構は解明されておらず、補強部材の挙動を把握することは困難である。現在、式(4.1)に示すように CFS の剥離の有無を簡易的に平均付着強度で評価する手法<sup>4.5)</sup>が提案されているが、付着強度は試験方法、付着長、CFS の剛性、コンクリート強度等に影響することが指摘されている<sup>4.6,4.7,4.8,4.9)</sup>。式(4.1)は、はり試験体に CFS を 2 m 程度貼り付けた場合、設計平均付着強度は  $0.44\text{N/mm}^2$  であった実験結果<sup>4.10)</sup>に基づくものであるが、実験条件が異なれば付着強度も異なることが予想される。したがって、簡易的に CFS の定着長を求めようとする際には、信頼のおける実験結果に基づく必要がある。

$$L = \frac{T}{\tau_a b_f} \quad (4.1)$$

- ここに、 $L$  : CFS の定着長(mm)  
 $T$  : CFS に作用する引張力(N)  
 $\tau_a$  : 設計平均付着強度 ( $=0.44\text{N/mm}^2$ )  
 $b_f$  : CFS の幅(mm)



### 4. 3 炭素繊維シートの付着機構

#### 4. 3. 1 概説

CFS で補強されたコンクリート部材の挙動は、CFS とコンクリートとの付着性状によって大きく影響を受ける。したがって、CFS で補強された部材の挙動を評価するためには、CFS の付着機構を明らかにすることが重要であるが、現在のところ、CFS の付着機構については明らかにされていない。

本節は、CFS とコンクリートとの付着試験における CFS のひずみ分布性状に着目し、非線形有限要素解析を行うことによって CFS の付着機構について明らかにした。すなわち、付着試験における CFS のひずみ分布性状が、初期の段階では二次曲線、次に直線そして終局状態直前では一定値を示すことに着目し、各ひずみ性状の段階における CFS、コンクリートおよびその界面の挙動を、非線形有限要素解析により明らかにした。

#### 4. 3. 2 実験および解析概要

##### (1) 実験

付着試験の概要を図-4.1 に示す。CFS に対する荷重は、断面  $100\text{mm} \times 100\text{mm}$  のコンクリート中に埋め込んだ鉄筋 (D16、SD345) に引張力を導入することにより行った。荷重は  $0.5\text{mm}/\text{min}$  の変位制御により行った。CFS はコンクリートの両面にエポキシ樹脂を用いて接着し、ひずみゲージを  $20\text{mm}$  間隔で設置した。ひずみゲージを設置しない側の CFS は、付着破壊を防ぐため、さらに CFS を巻き付けて補強を行った。CFS の積層数は 1 層および 2 層とし、定着長はいずれも  $150\text{mm}$ 、幅は  $50\text{mm}$  とした。試験に用いた CFS は目付け量  $200\text{g}/\text{m}^2$ 、厚さ  $0.110\text{mm}$ 、引張強度  $3.5\text{GPa}$ 、弾性係数  $230\text{GPa}$  である。また、試験時のコンクリートの圧縮強度は  $42\text{MPa}$  である。

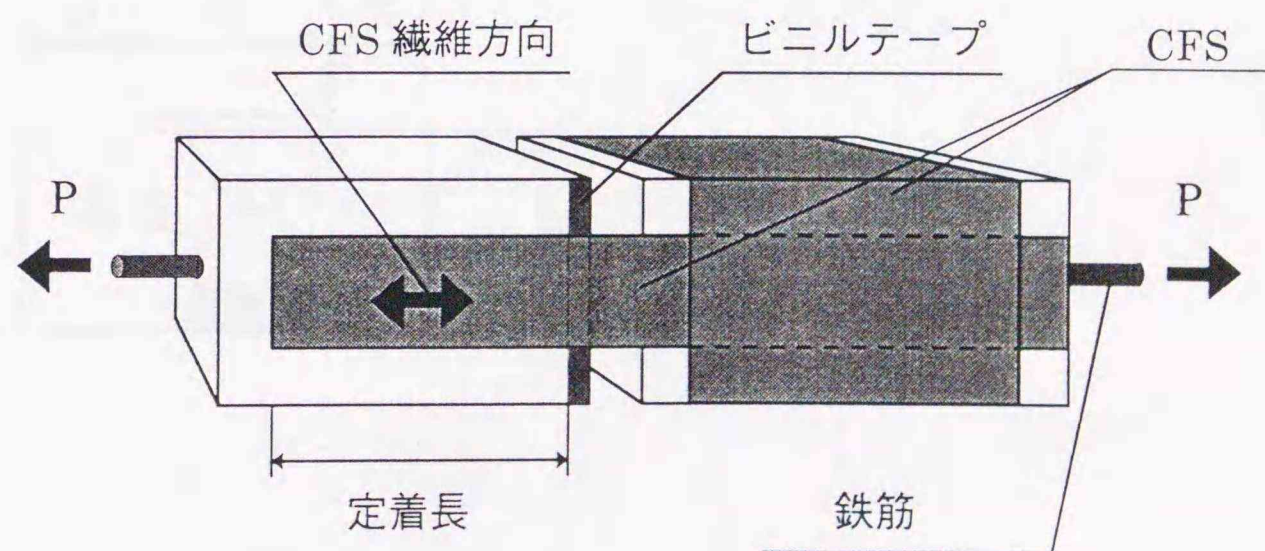


図-4.1 付着試験の概要



## (2) 解析

付着試験で得られたひずみ分布性状について検討するため、非線形有限要素解析を行った。解析プログラムには、コンクリートの離散型ひび割れが評価できるプログラムとして WCOMR<sup>4.11)</sup>を用いた。有限要素モデルを図-4.2 に示す。コンクリート要素と CFS 要素との間には接合要素を設けた。接合要素の物性は一般的なエポキシ樹脂の値とし、引張弾性係数を  $2.00\text{MPa}$ 、ポアソン比を  $0.30$  とした。CFS は幅  $50\text{mm}$ 、定着長  $150\text{mm}$  で 1 層および 2 層について解析を行った。また、コンクリートの引張応力-ひずみ関係は式(4.2)<sup>4.12)</sup>を、コンクリートの引張強度は式(4.3)<sup>4.13)</sup>を用いて算定した。

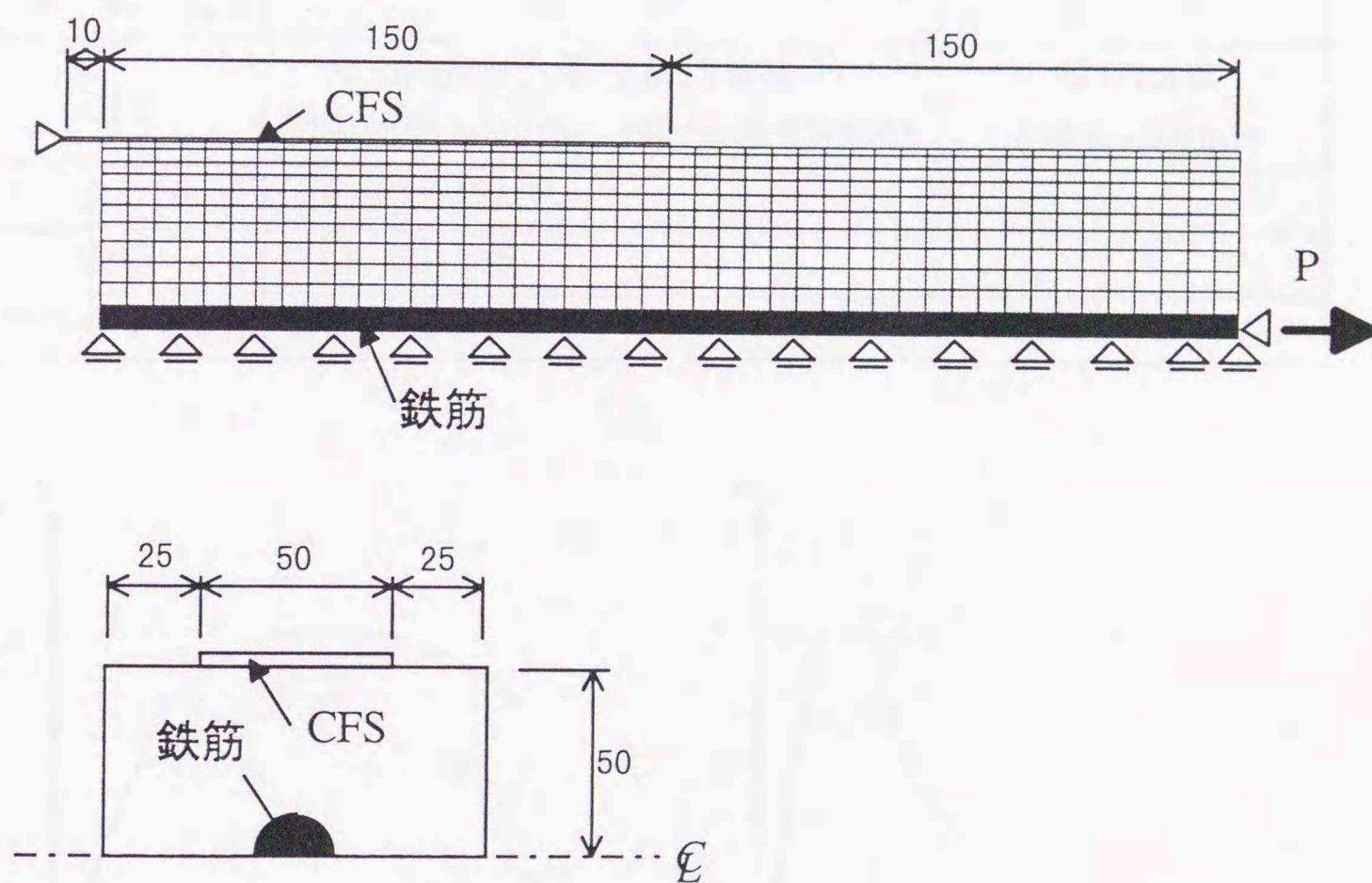


図-4.2 有限要素モデル



$$\frac{\sigma}{f_t} = \left\{ 1 + \left( c_1 \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tu}} \right) \right\} \exp \left( -c_2 \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tu}} \right) - \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tu}} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (4.2)$$

$$f_t = 0.23 f_{ck}'^{2/3} \quad (4.3)$$

ここに、 $f_t$  : コンクリートの引張強度(MPa)

$f_{ck}'$  : コンクリートの圧縮強度(MPa)

$c_1, c_2$  : 材料定数 (それぞれ、3.00 および 6.93)

$\varepsilon_{tu}$  : 引張限界ひずみ

$\varepsilon_t$  : 引張ひずみ

解析に用いた材料物性を表-4.1 に、コンクリートの応力-ひずみ関係を図-4.3 にそれぞれ示す。ここで、圧縮に関しては等価応力-等価ひずみ関係 (4.11) で示す。

表-4.1 材料物性

| 材 料 名  | 物 性                                                          | 備 考                 |
|--------|--------------------------------------------------------------|---------------------|
| CFS    | 目付 200g/m <sup>2</sup> 、厚さ 0.11mm<br>引張強度 3.5GPa、弾性係数 230GPa | 幅 50mm<br>定着長 150mm |
| コンクリート | 圧縮強度 42MPa                                                   |                     |
| 鉄筋     | D16、SD345                                                    |                     |
| エポキシ樹脂 | 弾性係数 2.0GPa                                                  | 一般的な値による            |

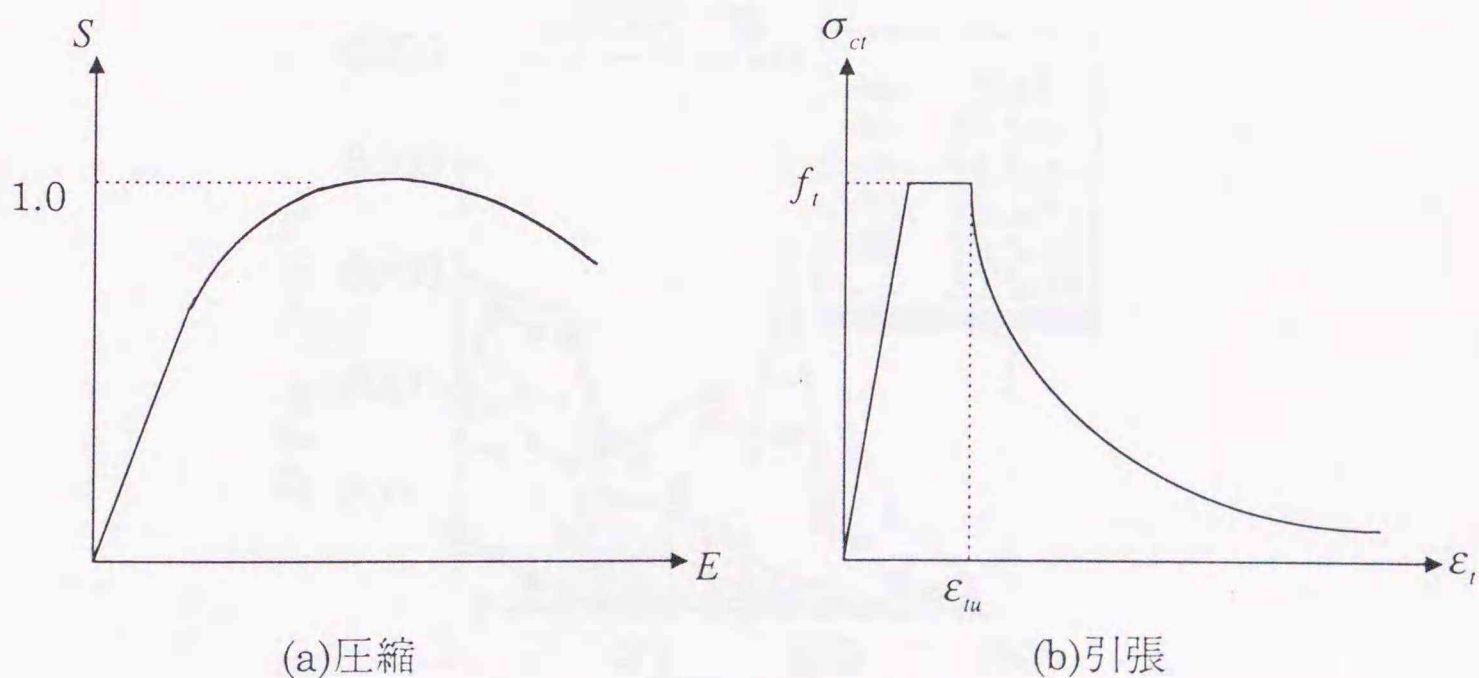


図-4.3 コンクリートの応力-ひずみ関係



### 4. 3. 3 実験および解析結果

CFS の積層数毎の付着試験結果<sup>4.14)</sup>を図-4.4 にそれぞれを示す。図-4.4 から、CFS のひずみ分布性状の変化については、载荷の初期の段階では付着を受け持つ領域で二次曲線を示すが、荷重が大きくなるにつれてひび割れが発生するとこの領域のひずみが大きくなって直線分布となり、さらに、終局状態では CFS が剥離を生じてひずみがほぼ一定となる領域が表れる<sup>4.14)</sup>。このようなひずみ分布性状の変化を模式的に表すと図-4.5<sup>4.14)</sup>のようになる。すなわち、実際に荷重に抵抗している領域はひずみ分布が二次曲線を示す一部の領域であり、荷重の増加に伴ってその領域が CFS の端部に順次移動して終局状態に至るものである。ここで、実際に荷重に抵抗している領域を有効付着長 ( $L_e$ ) と称する。したがって、解析において図-4.5 に示すようなひずみ性状の変化を表現するためには、コンクリートのひび割れおよび CFS の剥離現象をモデル化する必要がある。

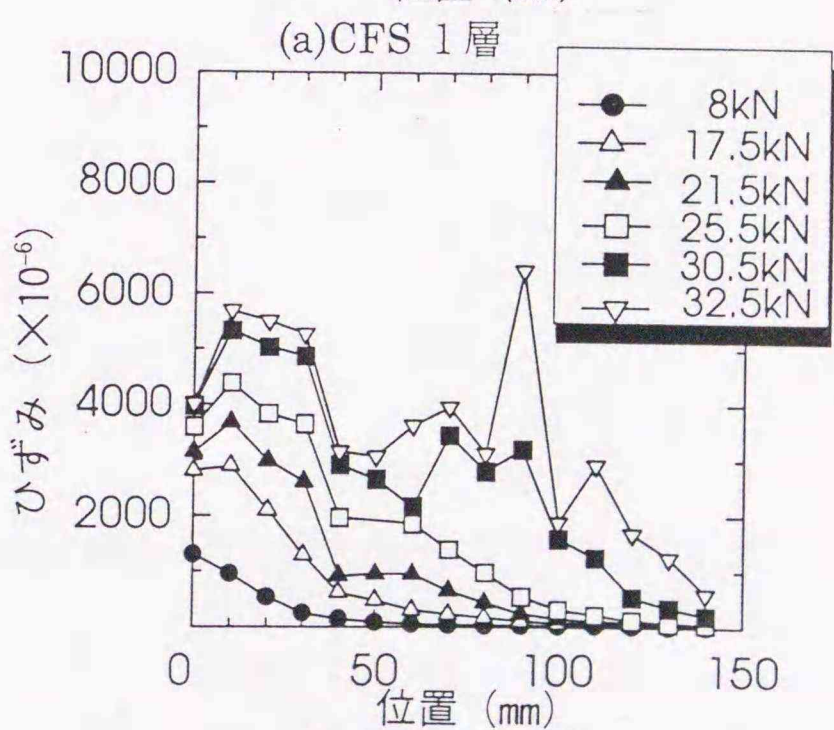
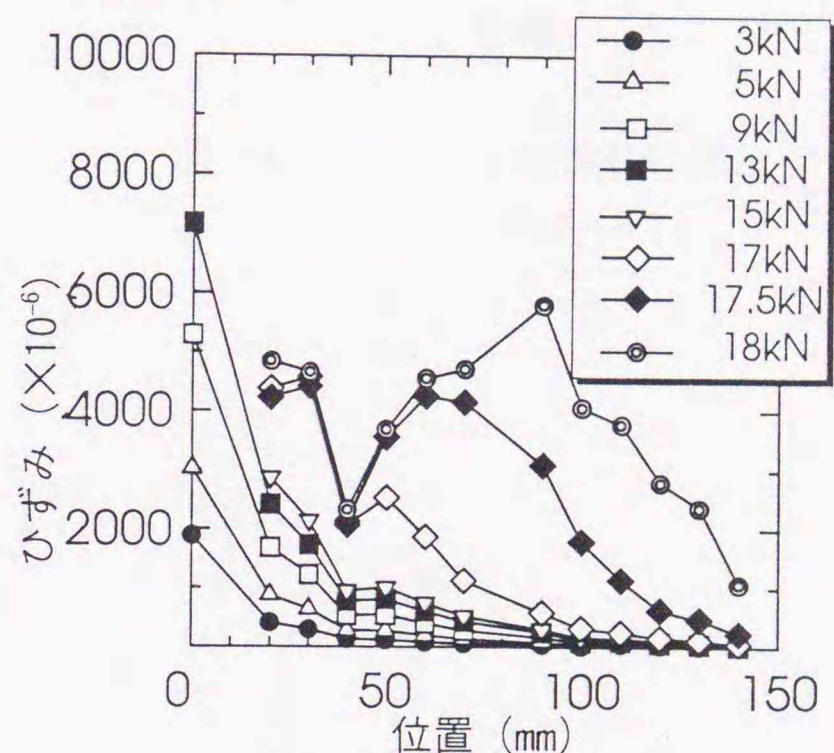


図-4.4 ひずみ分布 (実験結果)



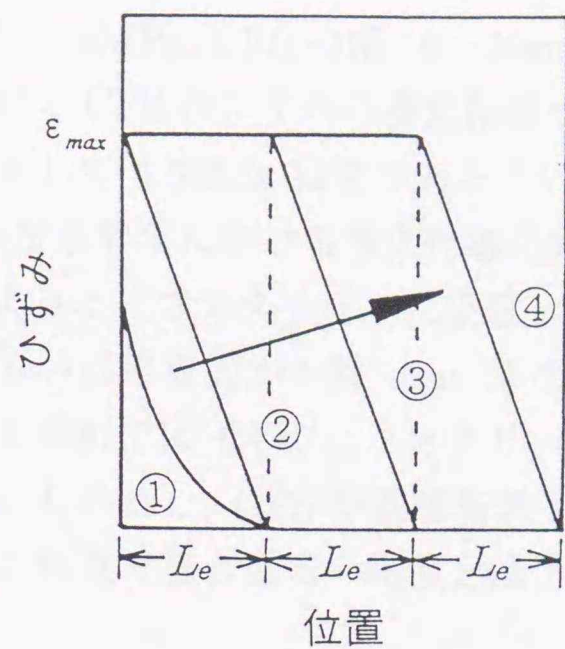


図-4.5 ひずみ分布性状の変化



ひび割れについては、コンクリート要素の主引張応力が引張強度を越えた時点で発生するものとした。一方、CFS の剥離については、CFS に作用する付着応力が、付着強度を越えた時点で発生するものとした。ここで、CFS の付着強度については、コンクリートの圧縮強度 20～45MPa、CFS の幅 10～50mm および積層数 1～5 層の条件に対する付着試験における CFS のひずみの測定結果から、付着強度は 4.0～8.0MPa に分布しており、平均値として 4.5MPa 程度であるという研究がある<sup>4.15)</sup>。また、別の研究においても CFS の付着界面における最大付着応力は平均 4.56MPa と推察されている<sup>4.16)</sup>。付着試験によると、コンクリートに接着した CFS の剥離は、CFS とコンクリートとの接着面あるいは接着面から数 mm 深さのコンクリート面で発生する場合が確認されている。本解析では CFS とコンクリートとの接着面、すなわち接合要素において剥離が生じるものとし、CFS の剥離基準として、接合要素に作用する付着応力が 4.5MPa を越えた時点で接合要素の剛性を低下させた（図-4.6 参照）。

$$\tau_b > 4.5\text{MPa} \quad (4.4)$$

ここに、 $\tau_b$ ：CFS とコンクリート界面に作用する付着応力(MPa)

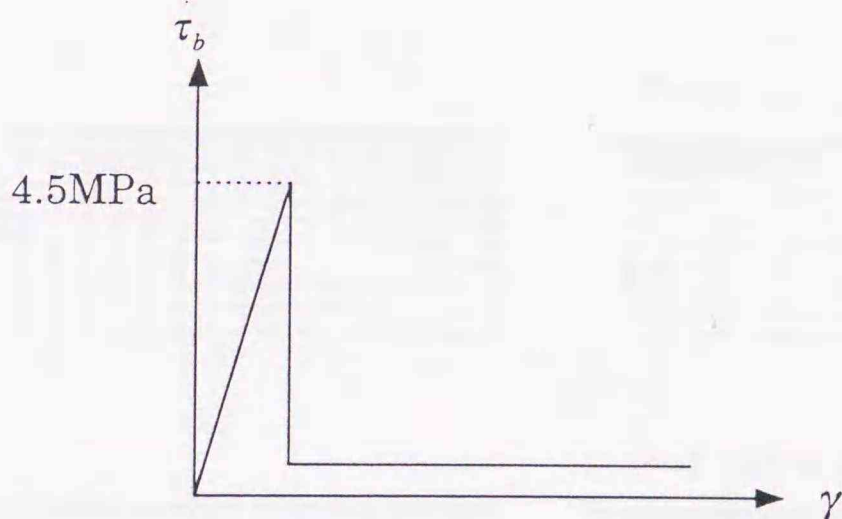


図-4.6 CFS の剥離基準

式(4.4)の剥離基準を適用した解析結果を図-4.7 に示す。これらの結果から、積層数が 1 層の場合には、ひずみが一定となる剥離領域および有効付着領域の移動が顕著に表れている。また、CFS のひずみの増加とともにコンクリート表層部にひび割れが発生し、有効付着領域の移動とともにひび割れ領域も移動していることがわかる。さらに、CFS の最大ひずみ、最大荷重とも実験値とほぼ一致する結果となった。一方、積層数が 2 層の場合には、計算が途中で終わる結果となったが、計算が終了する以前のステップでは、CFS のひずみ分布および荷重は実験値とほぼ一致しており、CFS の付着挙動をよく再現できているといえる。



以上の結果から、CFS の剥離は、コンクリート表層部のひび割れの発生に起因する有効付着領域の移動によって発生するものと推察される。したがって、コンクリートのひび割れ発生および CFS の剥離を解析で考慮することによって、CFS の付着機構が評価できるものと考えられる。

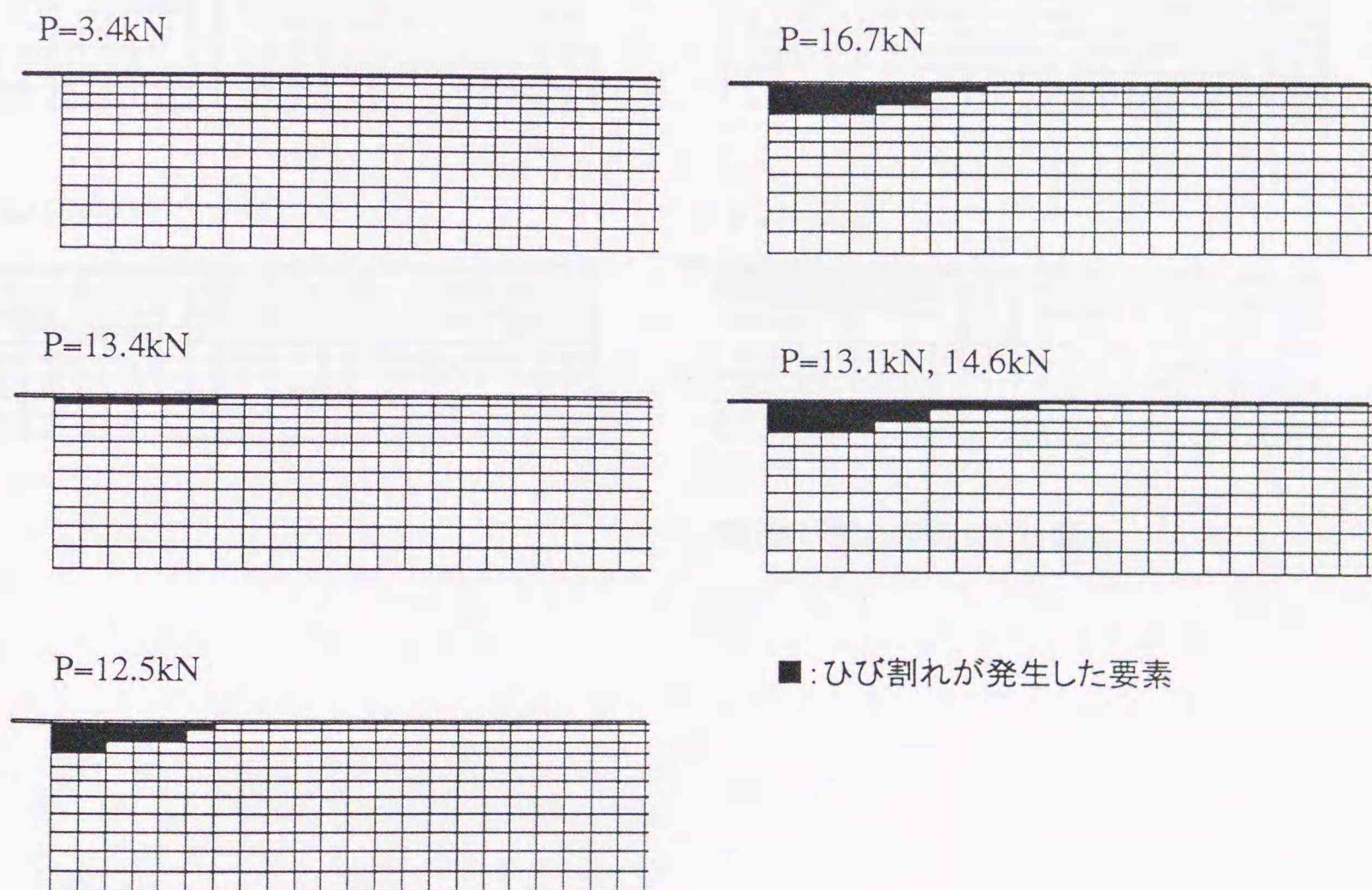
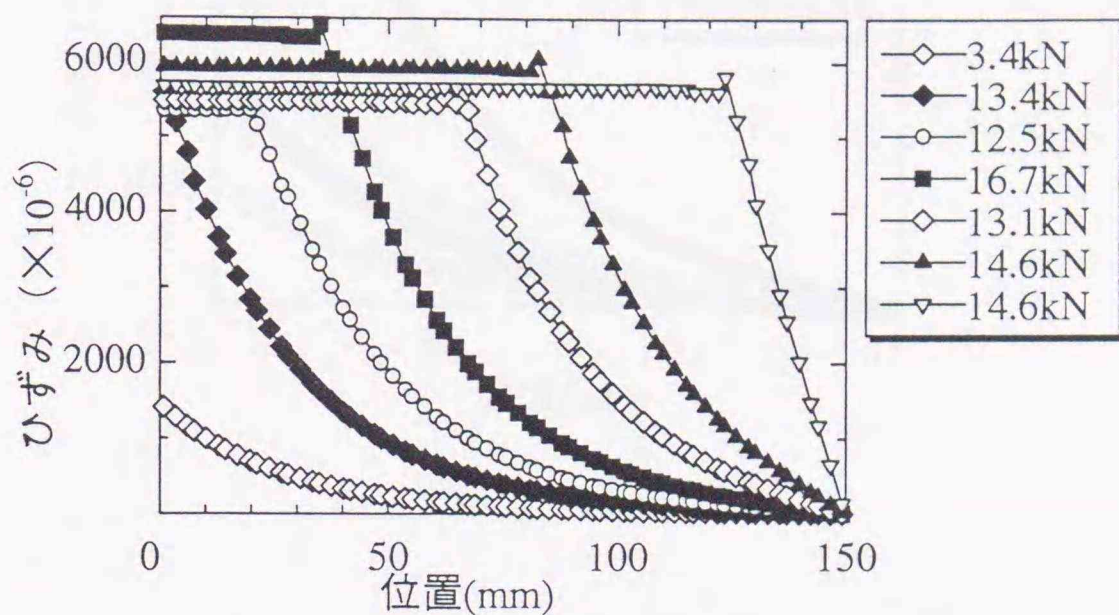
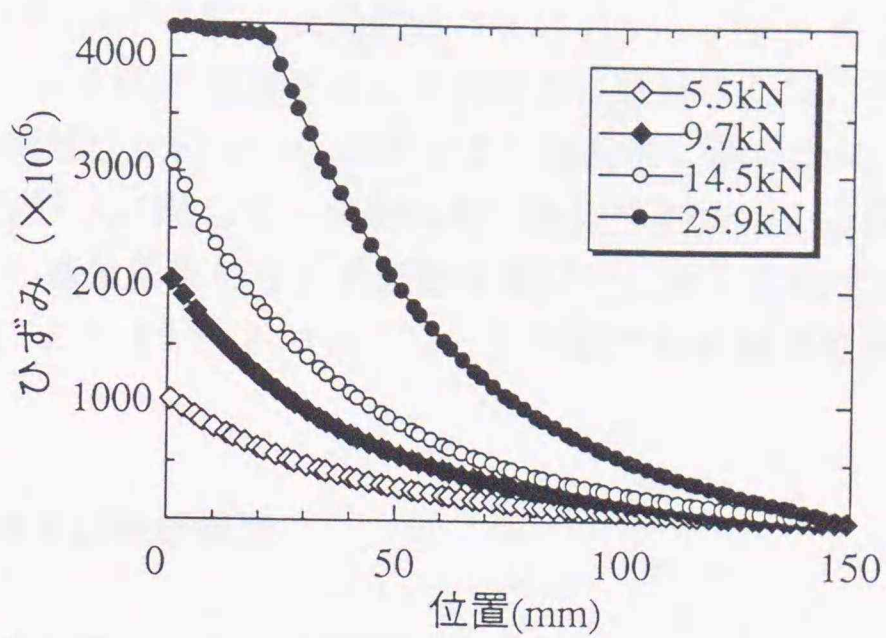
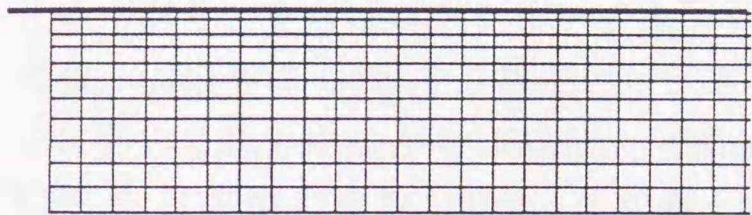


図-4.7(a) ひずみおよびひび割れ分布 (解析結果、CFS 1 層)

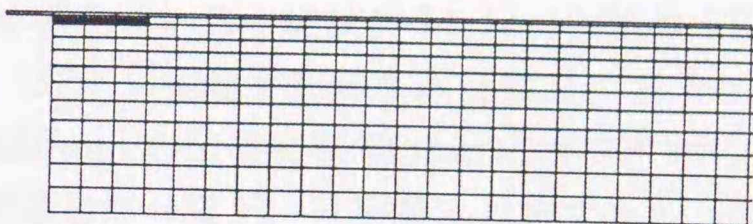




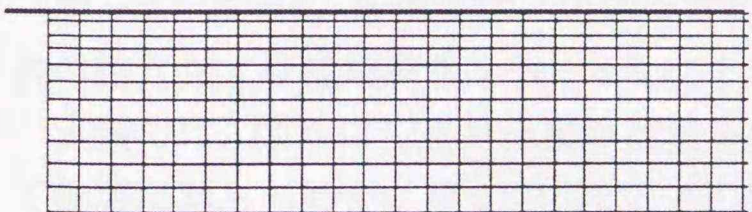
P=5.5kN



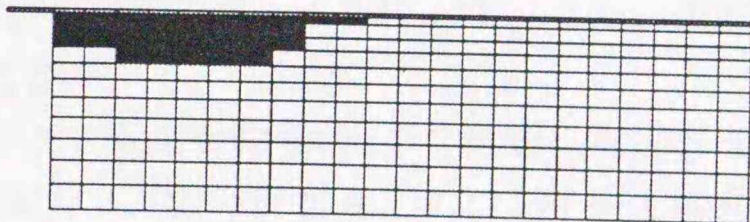
P=14.5kN



P=9.7kN



P=25.9kN



■: ひび割れが発生した要素

図-4.7(b) ひずみおよびひび割れ分布 (解析結果、CFS 2 層)



## 4.4 炭素繊維シートで補強したはりの曲げ性状

### 4.4.1 概説

本節では、はりの引張主鉄筋に降伏現象のないアラミドロッド（以下、AFRP と称する）を配置し、CFS を曲げ補強材として引張面に貼付けたコンクリートはりの曲げ性状および CFS の剥離性状について実験および解析的に明らかにした。すなわち、ひずみ性状および変形性状に関して、実験結果と断面分割法による解析値とを比較し、CFS の剥離がはりの補強効果に与える影響を実験的に明らかにするものである。さらに、有限要素解析により CFS とコンクリート界面での剥離発生基準に関する定性的な評価を行った。

### 4.4.2 実験および解析概要

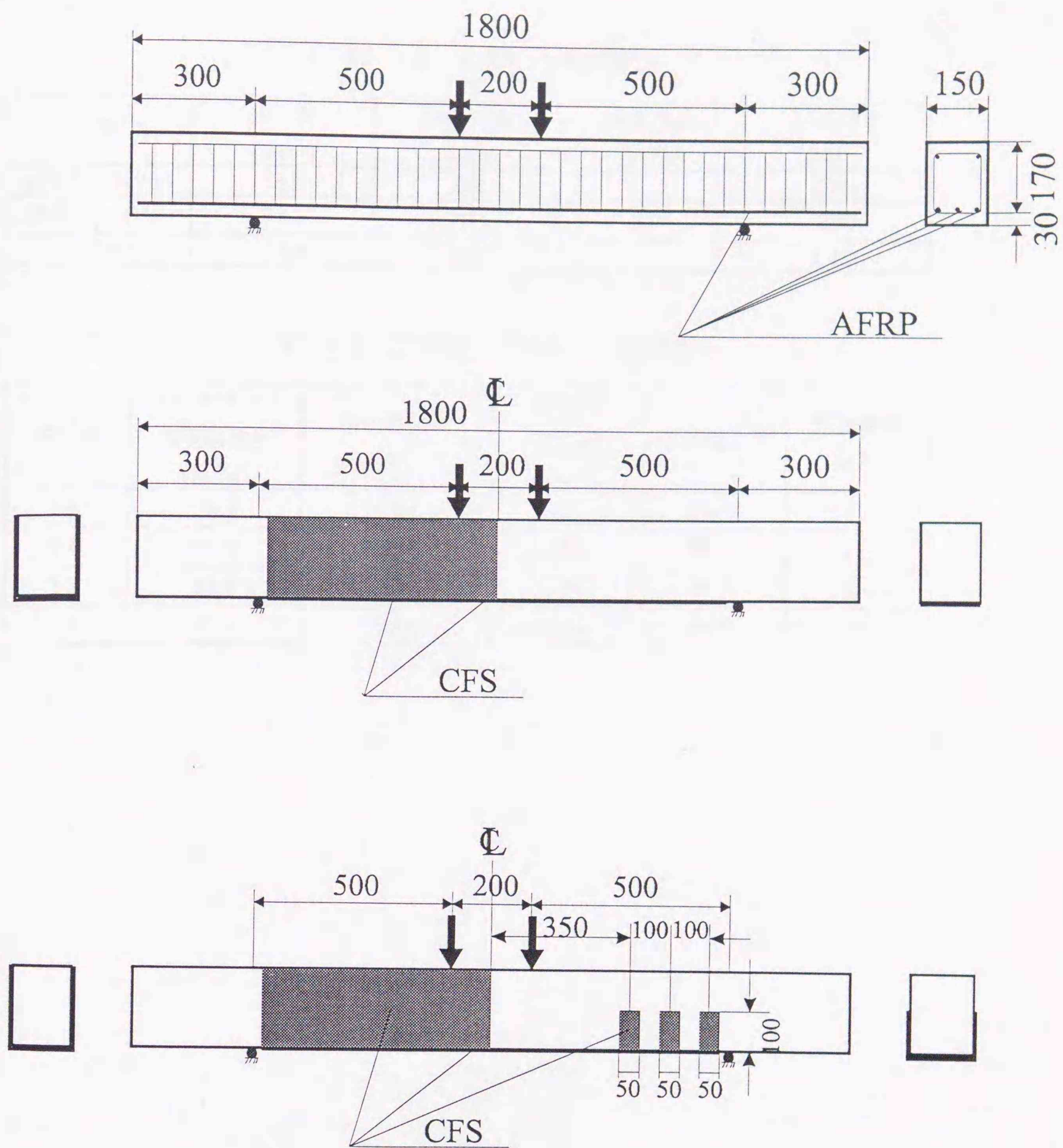
#### (1) 実験概要

実験供試体は合計 4 体とした。実験供試体の形状、寸法、配筋を図-4.8 に示す。せん断補強鉄筋は、D10 (SD 295) を 50mm 間隔で配置した。供試体 F0 は、CFS を貼付けていない無補強供試体である。供試体 F1 は引張面に CFS を 1 層、供試体 F2 は引張面に CFS を 3 層貼付けたものである。ただし、CFS は支点手前 3cm で貼止めており、支点はコンクリート表面を直接支持している。供試体 F3 は、供試体 F2 同様、引張面に CFS を 3 層貼付け、さらに、CFS の剥離を制御する目的で、右スパンにおいてはり中央から 350mm、450mm、550mm の位置に幅 50mm のゼブラ状の CFS を U 字型に高さ 100mm まで巻上げて補強した（以下、U 字巻きと称する）。ここで、試験対象区間を右スパンに限定するため、供試体 F1~F3 の左スパンには、引張面 CFS 貼付け後、はりの高さまで全面を CFS で包むように巻き上げ補強を行った（図-4.8 参照）。各供試体に用いた材料の力学的特性を表-4.2 に示す。また、供試体の諸元および破壊荷重を表-4.3 にまとめて示す。

実験では、はりに二点対称集中荷重を作用させ、荷重を約 5kN ずつ単調に増加させて破壊に至らしめた。測定項目は、AFRP および CFS のひずみ、スパン中央と載荷点直下の変位および破壊荷重である。AFRP および CFS のひずみは、電気抵抗式ひずみゲージにより測定した。AFRP のひずみ測定用ゲージは、スパン中央より 100mm、300mm、500mm の位置に設置した。また、引張面 CFS のひずみ測定用ゲージは、供試体 F1、F2 ではスパン中央から右側支点まで 20mm 間隔で、F3 ではスパン中央から両支点に向かって 40mm 間隔で設置した。さらに、供試体 F3 では、U 字巻き部の CFS に下縁より 30mm の位置に三軸ひずみゲージを設置した。変位は、高精度変位計、また、荷重はロードセルにより測定した。

なお、コンクリートは、水セメント比 45%、細骨材率 38%、早強ポルトセメント、海砂および川砂利を使用した。





AFRP : アラミドロッド  
CFS : 炭素繊維シート

図-4.8 供試体の概要



表-4.2 材料の力学的特性

| 材料   |      | 断面積<br>(mm <sup>2</sup> ) | 弾性係数<br>(GPa) | 降伏強度<br>(MPa) | 引張強度<br>(MPa) |
|------|------|---------------------------|---------------|---------------|---------------|
| AFRP | K96S | 73.0                      | 66            | ---           | 1,280         |
| 鉄筋   | D10  | 71.3                      | 200           | 377           | 390           |
| CFS  |      | 1.65                      | 230           | ---           | 3,480         |

表-4.3 供試体の諸元および破壊荷重

| 供試体 | コンクリートの<br>圧縮強度<br>(MPa) | 引張鉄筋比<br>(%) | CFS の<br>断面積<br>(mm <sup>2</sup> ) | U 字巻上げ | 終局荷重<br>(kN) |
|-----|--------------------------|--------------|------------------------------------|--------|--------------|
| F0  | 39.2                     | 0.86         | 0                                  | 無し     | 141.3        |
| F1  | 38.7                     | 0.86         | 198                                | 無し     | 142.3        |
| F2  | 38.3                     | 0.86         | 594                                | 無し     | 138.5        |
| F3  | 37.9                     | 0.86         | 594                                | 有り     | 156.8        |



## (2) 解析概要

本節では、実験結果と平面保持を仮定した断面分割法による解析値とを比較することにより、CFS の剥離性状、補強部材の変形状を検討する。

断面分割の概要を図-4.9 に示す。断面は、無筋コンクリート要素と鉄筋コンクリート要素および CFS 要素から構成される。ただし、CFS 要素と鉄筋コンクリート要素との剥離は生じないものとした。無筋コンクリート要素で必要となるコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係はコンクリート標準示方書 4.13<sup>1)</sup> に示されているものを用いた(図-4.10 参照)。一方、鉄筋コンクリート要素の引張応力-ひずみ関係は、図-4.11 に示すテンションステイフニングモデル 4.11<sup>1)</sup> を用いた。無筋コンクリート要素は、引張強度に達した後、応力を解放するモデルを用いた。解析における鉄筋比(ここでは AFRP の比)は、断面幅とかぶりの 2 倍を掛け合わせた面積で除した値とした(図-4.9 参照)。また、はりの変形は、部材断面を厚さ 0.5cm で 40 分割、部材軸方向に 2cm ピッチで 60 分割し、各応力により内力モーメントを求め、外力モーメントとのつり合いにより曲率および中立軸位置を求めた。ただし、供試体の非対称性は考慮していない。たわみは曲率を供試体軸方向に数値積分することにより求めた。また、計算は、はり上縁のコンクリートの圧縮ひずみが 0.35% に達した時点か、CFS もしくは AFRP が破断ひずみに達した時点で終了させるように設定したが、全てコンクリートの圧縮ひずみが 0.35% に達して終了した。

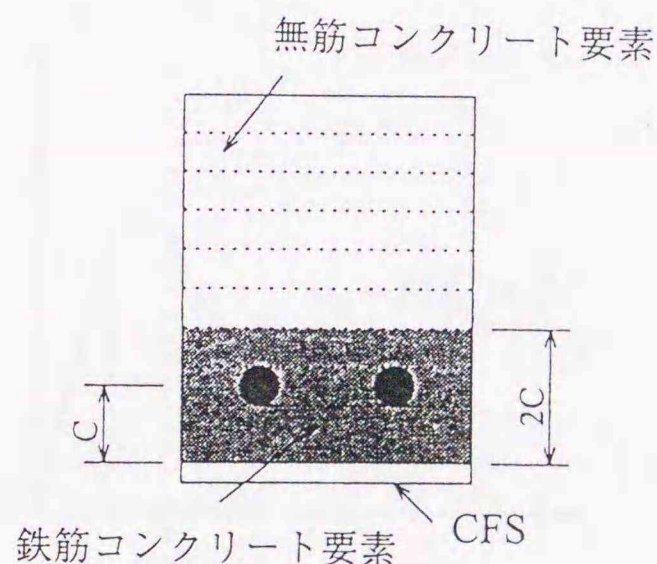


図-4.9 断面分割図



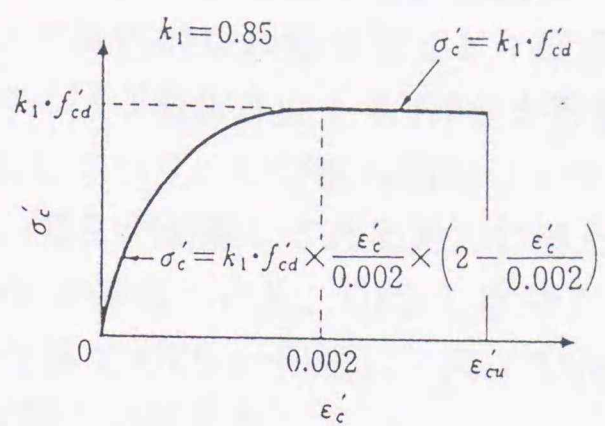


図-4.10 コンクリートの応力-ひずみ関係 4.13)

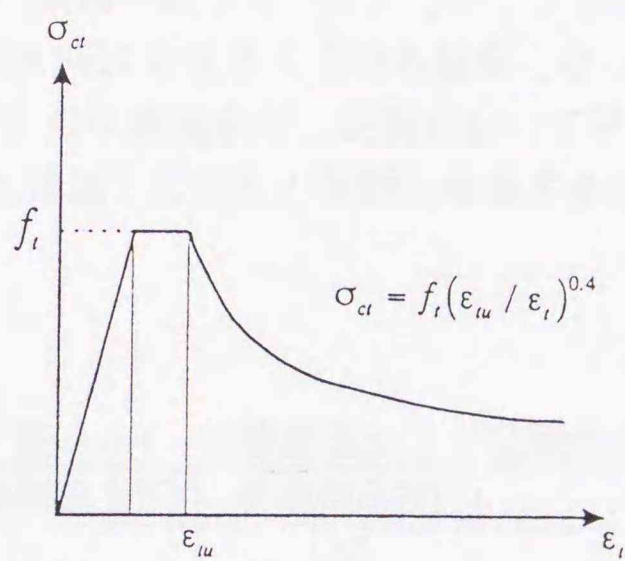


図-4.11 鉄筋コンクリート要素の引張応力-ひずみ関係 4.11)



#### 4. 4. 3 実験結果

##### (1) 破壊荷重および破壊性状

実験供試体の破壊荷重、破壊性状および終局時のひび割れ性状を表-4.4 および図-4.12 にそれぞれ示す。各供試体の破壊性状は、供試体 F0 がコンクリートの曲げ圧縮破壊、供試体 F1 は CFS の局所的な剥離発生により荷重が急激に低下したが、再度荷重が増加して最大荷重時にはほぼ載荷点直下で CFS が破断した。CFS の破断は、ひび割れをまたぐ位置で発生しており、ひび割れ部のコンクリートの角で切断されていた。供試体 F2 は引張面の CFS が剥離して終局耐力に達した。供試体 F3 は、等曲げ領域において引張面の CFS が剥離した後、CFS U字巻き上げ部のうち、まず、中央より 350mm、450mm の位置で CFS が剥離し、次に 550mm の位置の U字巻き上げ隅角部が水平に破断して終局耐力に達した。

表-4.4 に示すように、CFS で補強していない供試体 F0、CFS を 1 層貼付けた供試体 F1、CFS を 3 層貼付けた供試体 F2 の耐力は概ね等しく、CFS の有無および量の違いによる耐力の差はみられなかった。これは、供試体 F1 の場合、CFS がひび割れ部のコンクリートの角で切断されたこと、供試体 F2 の場合、CFS 端部で剥離が生じたことによって CFS の補強効果が十分に発揮されなかったためと考えられる。したがって、CFS の補強効果を期待するためには、ひび割れや部分的な剥離等の局所的な破壊の影響を小さくする必要がある。一方、供試体 F3 のように部分的に U字巻き上げを行ったのみの場合でも、引張面における CFS の剥離が制御されて約 10% の耐力増加が認められた。これは、端部を U字で巻き上げることによって、供試体 F2 にみられた CFS 端部の剥離が制御できたためと考えられる。

一方、断面分割法における耐力予測値は、供試体 F0 に関しては、予測値が 135kN、実験値が 141.3kN であり概ね一致している。しかし、供試体 F2 の予測値は 195kN であり、実験値である 138.5kN を大きく上回る結果となっている。これは、解析において考慮していない CFS の剥離現象が、実験において早期に生じたためと考えられる。したがって、CFS で補強した部材の挙動を把握するためには、CFS の剥離現象を考慮する必要がある。

表-4.4 破壊荷重および破壊性状

| 供試体 No. | 破壊荷重(kN) | 予測値(kN) | 破壊性状              |
|---------|----------|---------|-------------------|
| F0      | 141.3    | 135     | コンクリート曲げ圧縮        |
| F1      | 142.3    | 155     | CFS 破断            |
| F2      | 138.5    | 195     | CFS 剥離            |
| F3      | 156.8    | 195     | 下部 CFS 剥離、巻き上げ部破断 |



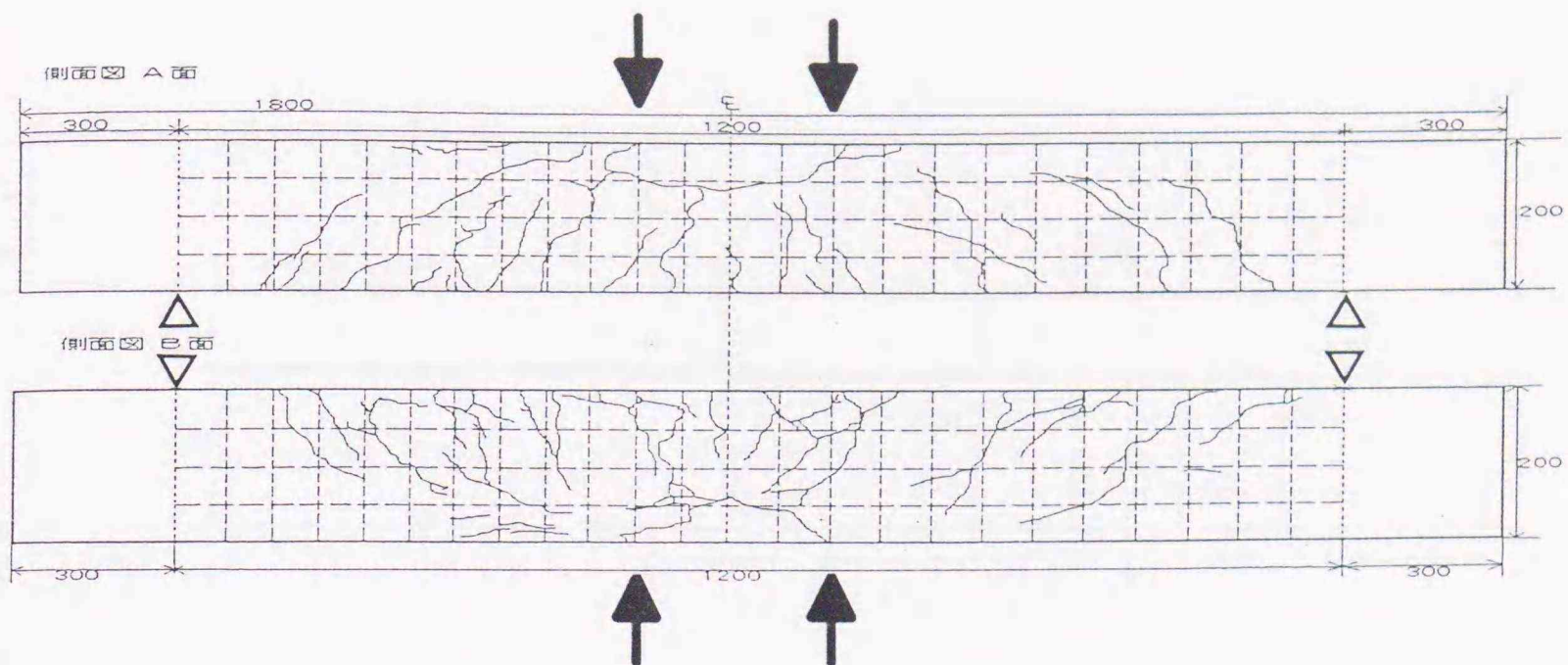


図-4.12(a) ひび割れ性状 (供試体 F0)

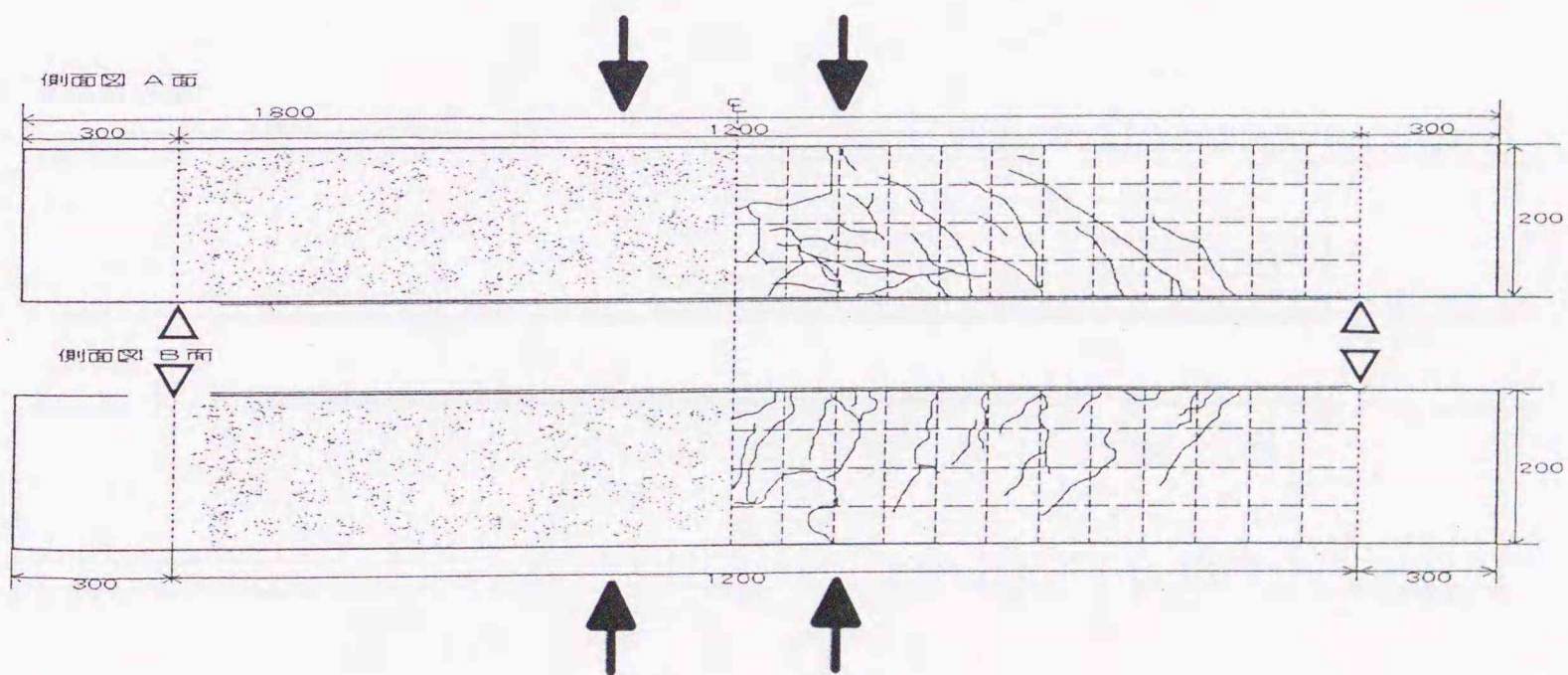
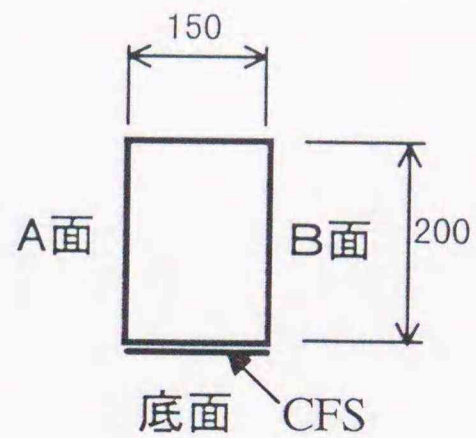


図-4.12(b) ひび割れ性状 (供試体 F1)



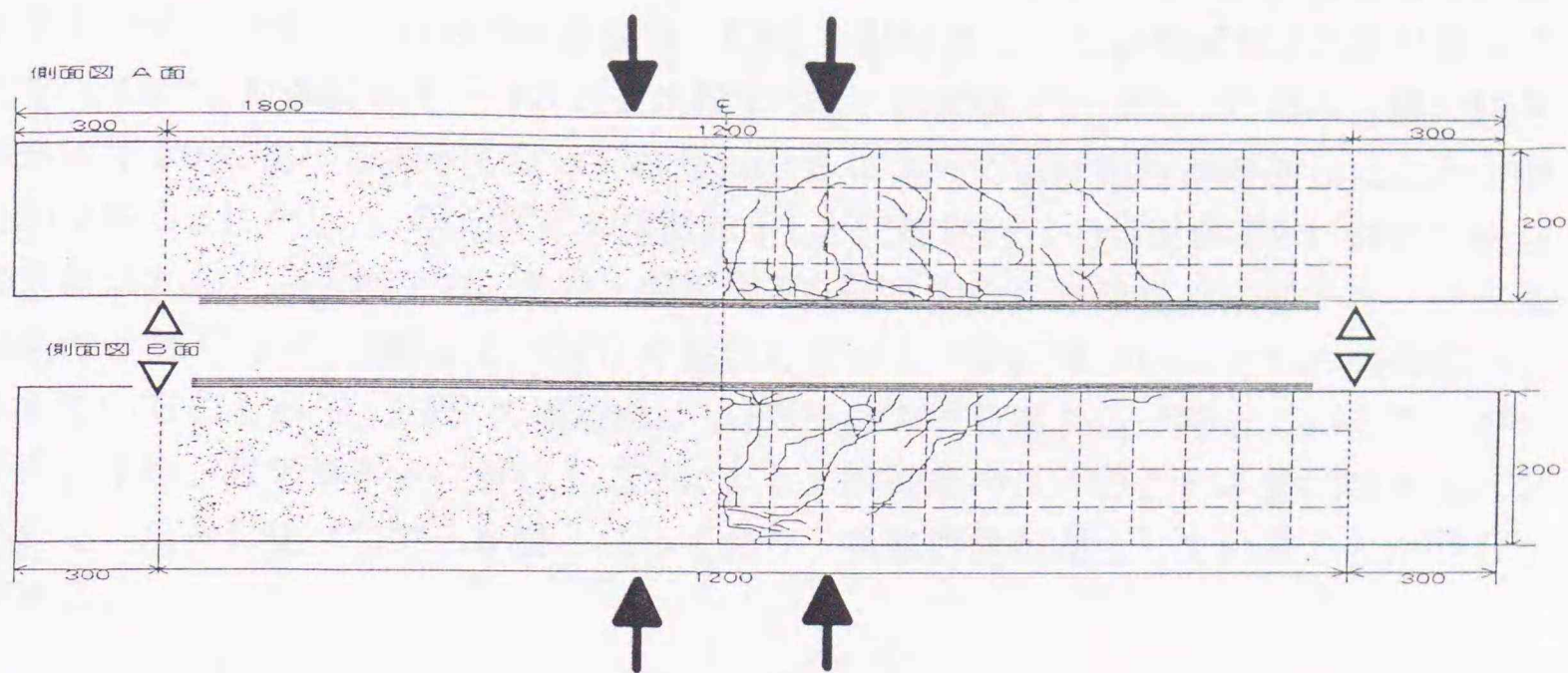


図-4.12(c) ひび割れ性状 (供試体 F2) A面

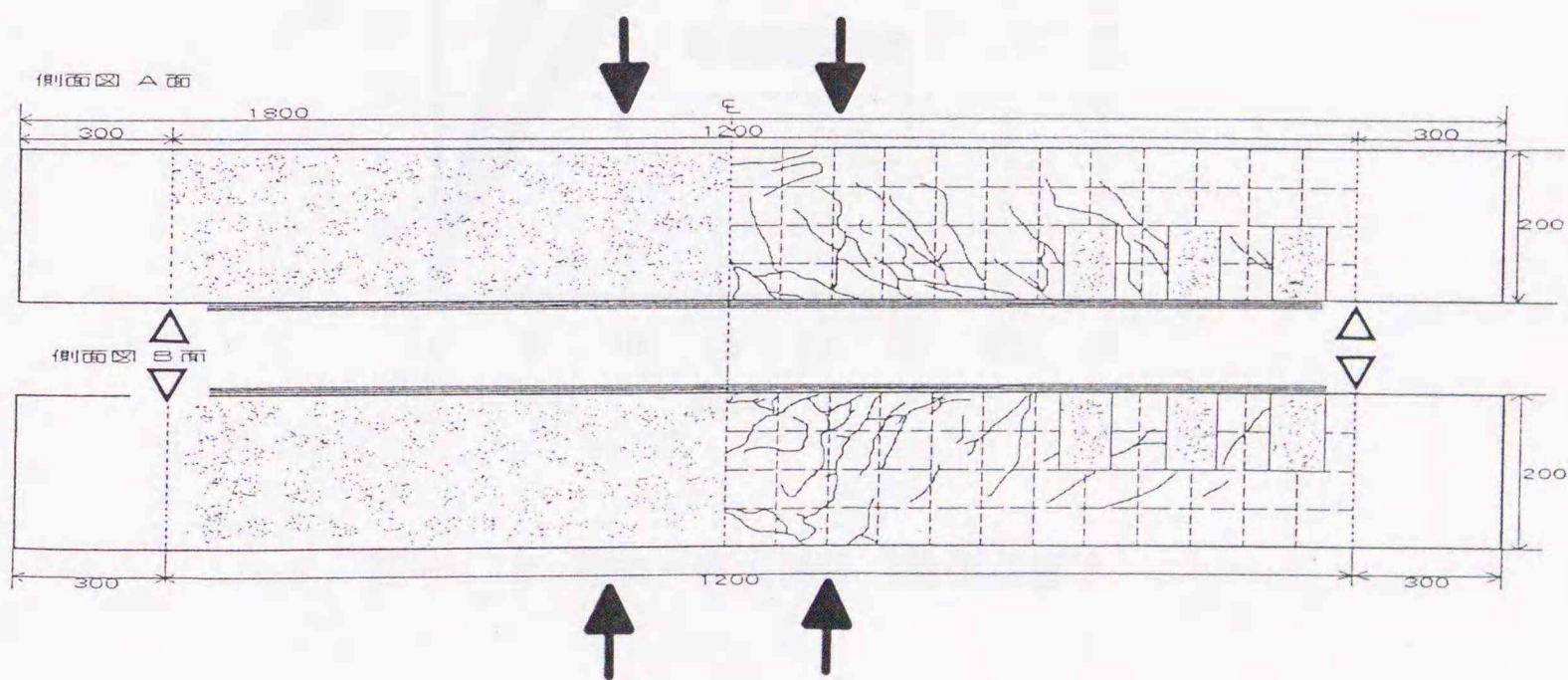
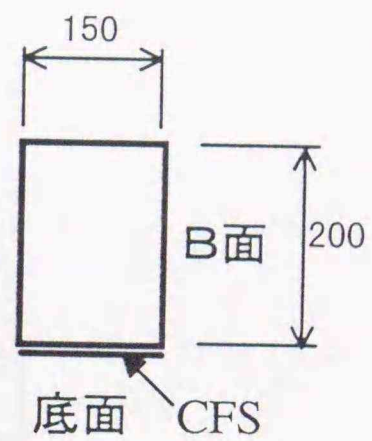


図-4.12(d) ひび割れ性状 (供試体 F3)



## (2) 変形性状およびAFRPのひずみ分布

全供試体の荷重と載荷点直下の変位との関係を図-4.13に示す。図には比較のため、CFS補強のない場合、CFS一層貼付け、三層貼付けの場合の断面分割法による計算結果も併せて示す。これらの結果から、CFSを貼付けていない供試体F0と引張面にCFSを貼付した供試体F1~F3とを比較すると、供試体F1~F3のたわみ曲線の傾きが供試体F0に比べて大きくなっており、CFSによって曲げ剛性が増加したことが明らかである。しかし、一層貼付けの供試体F1と三層貼付けの供試体F2において剛性の差はほとんどみられない。また、供試体F1~F3のたわみ曲線の推移から、引張面に貼付けたCFSの剥離後は、CFSを貼付けていない供試体F0のたわみ曲線にシフトしていることから、CFSの剥離後はAFRPのみで荷重を受け持っていることがわかる。また、U字巻き上げを行うことにより、終局時のはりのたわみ量は巻き上げを行わない場合に比べて約1.5倍となっており、変形性能が向上していることが明らかである。

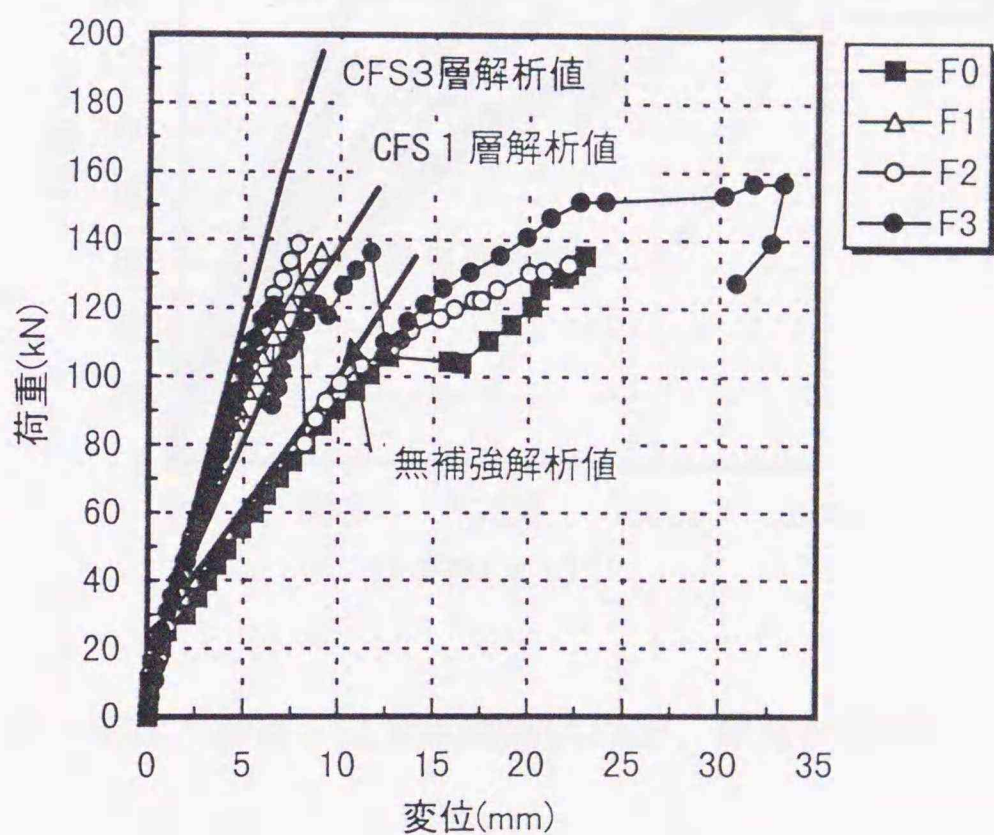


図-4.13 荷重-変位関係 (載荷点直下)



次に、載荷点直下の AFRP のひずみと荷重との関係を、断面分割法による解析値と併せて図-4.14 に示す。図より、供試体 F0 と供試体 F1~F3 のひずみ性状を比較すると、AFRP のひずみは、CFS の剥離前は供試体 F1~F3 の方が供試体 F0 に比べて小さいが、CFS の剥離後は供試体 F0 のひずみ性状にシフトしていることがわかる。また、CFS 剥離前の AFRP のひずみは、供試体 F1 に比べて供試体 F2 および F3 の方が小さく、CFS の補強量が多いほど AFRP の荷重分担が小さくなることが明らかである。

このことから、CFS の剥離前は CFS の補強量に応じて AFRP の荷重分担は小さくなるが、CFS の剥離後は AFRP のみで荷重を分担していることが明らかである。

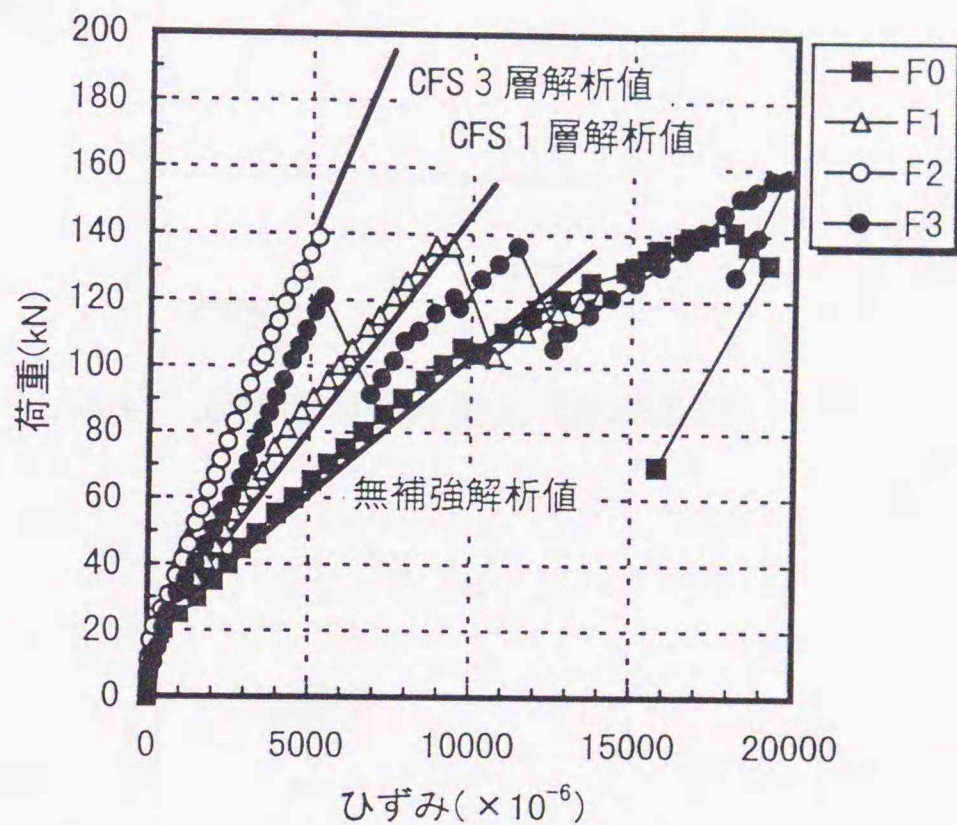
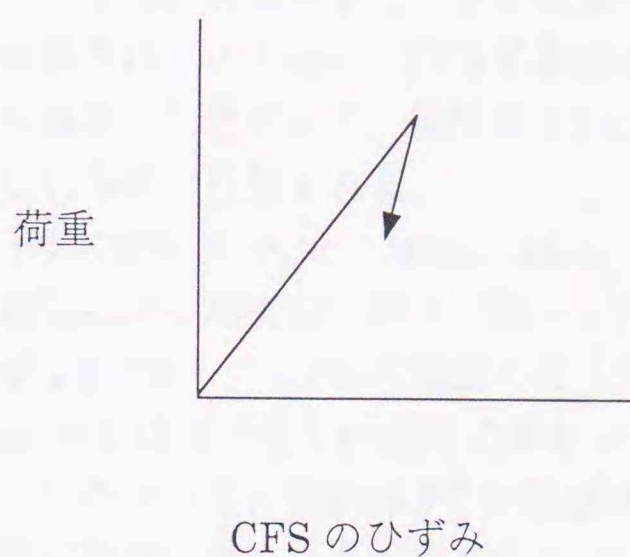


図-4.14 荷重-ひずみ関係(AFRP、載荷点直下)

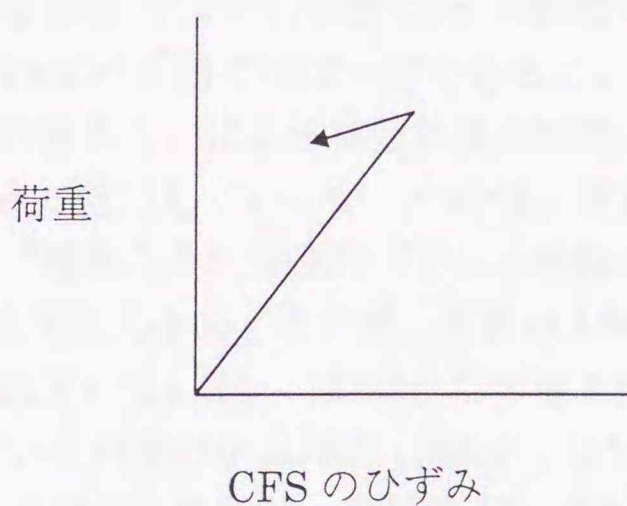


### (3) CFS のひずみ性状

CFS の荷重－ひずみ曲線は、図－4.15 のようにモデル化できると考えられる。すなわち、荷重が CFS の剥離により低下した場合、剥離を生じていない箇所のひずみは、図－4.15(a)に示すように除荷曲線をたどるため、荷重が低下する前のひずみ曲線の勾配よりも大きくなる。これに対し、剥離を生じている箇所では、CFS の応力解放によってひずみが急激に低下するため、荷重が低下する前のひずみ曲線の勾配よりも小さくなる（図－4.15(b)）。これによって、CFS が剥離している位置と剥離していない位置を概ね判別することが可能であると考えられる。



図－4.15(a) ひずみ勾配の変化（非剥離部）



図－4.15(b) ひずみ勾配の変化（剥離部）



供試体 F1 の 0cm、24cm、44cm 位置における CFS のひずみと荷重との関係を、断面分割法による解析値と併せて図-4.16 に示す。図より、等曲げ区間である 0cm 位置のひずみは、荷重が 60kN 程度から計算値と一致しなくなり、約  $4000 \times 10^{-6}$  で一定となっている。これは、この近傍で CFS の剥離が発生していることを示している。一方、曲げせん断区間である 24cm および 44cm 位置では、ひずみが荷重の増加に伴って増加しており、剥離が発生していないことがわかる。また、136.5kN で曲げせん断区間の剥離が急激に発生し、等曲げ区間の CFS のひずみはほとんど  $0 \times 10^{-6}$  に、また、24cm 位置でも  $8000 \times 10^{-6}$  から  $6000 \times 10^{-6}$  に、さらに、荷重の増加とともに  $1500 \times 10^{-6}$  まで低下している。一方、44cm 位置のひずみ性状から、この付近の CFS はひずみの急激な減少がなく、終局荷重近くまで付着が確保されていた可能性がある。この位置で付着が確保されていたため、CFS の剥離による荷重低下後も再び荷重が増加したものと考えられる。したがって、供試体 F1 における CFS の剥離は、等曲げ区間から端部に進展したものと推察される。

次に、供試体 F2 について 0cm、24cm、42cm 位置での CFS のひずみと荷重との関係を、断面分割法による解析値と併せて図-4.17 に示す。図より、まず、42cm 位置において荷重が 133.6kN で CFS の端部で最大荷重となり、続いて 138.5kN で等曲げ区間である 0cm および曲げせん断区間である 24cm 付近のひずみおよび荷重が急激に低下している。したがって、供試体 F2 の破壊は、CFS 端部の剥離に起因し、その後剥離が曲げ区間に進展したものと推察される。

また、供試体 F3 について 0cm、24cm、44cm 位置での CFS のひずみと荷重との関係を、断面分割法による解析値と併せて図-4.18 に示す。供試体 F3 は、CFS を三層貼付けた上に CFS の巻き上げを行った供試体である。図より、まず、120.7kN で等曲げ区間である 0cm 付近の引張面 CFS の剥離が生じている。これは、0cm 位置でのひずみが  $4000 \times 10^{-6}$  近傍でほぼ一定であることから確認できる。一方、曲げせん断区間では CFS の巻き上げによる補強効果が明確に認められる。すなわち、120.7kN で一時的にひずみが低下しているが、その後、荷重の増加に伴ってひずみも増加しており、U字巻き上げ補強により引張面 CFS の剥離が制御できるため、完全に剥離を生じていないものと考えられる。その後、荷重は 136.2kN まで増加しているが、再び荷重、ひずみとも低下している。これは、U字巻き上げの CFS の剥離が発生し、引張面 CFS に作用していた引張力が AFRP に移行したためと推察される。これは、図-4.14 に示した AFRP のひずみ性状が、供試体 F2、F3 に貼付けた引張面 CFS の剥離後は CFS を貼付していない供試体 F0 のひずみ性状と概ね一致していることから明らかである。



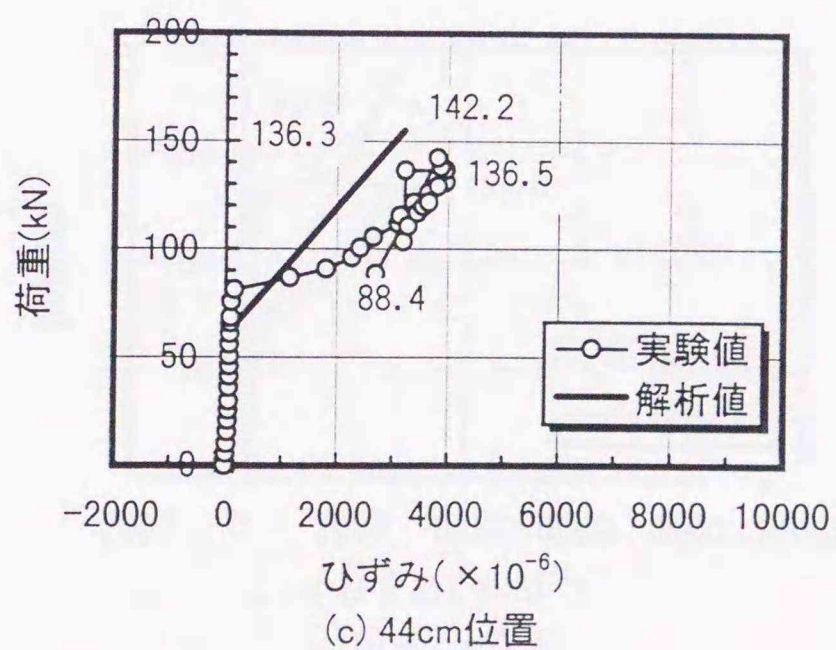
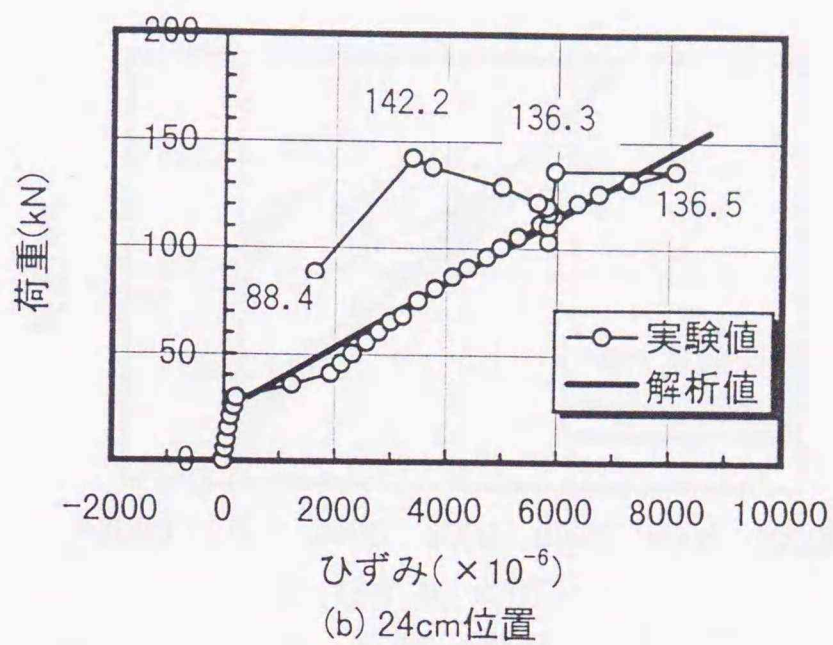
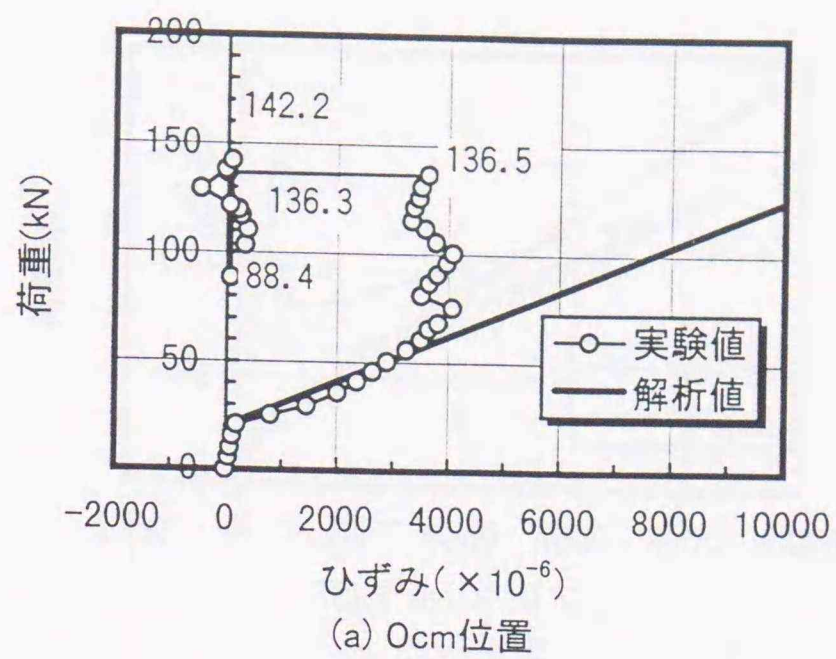


図-4.16 引張面 CFS の荷重-ひずみ関係 (供試体 F1)



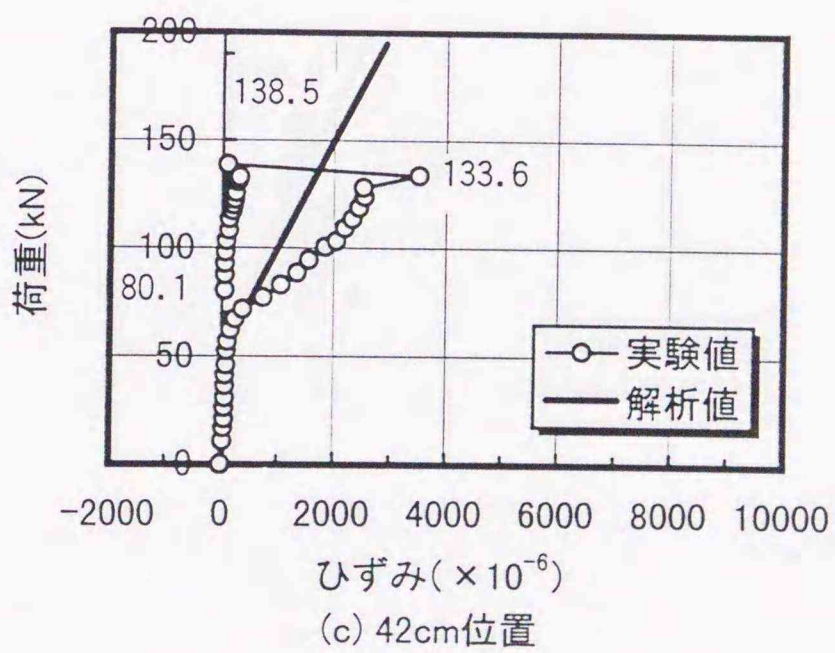
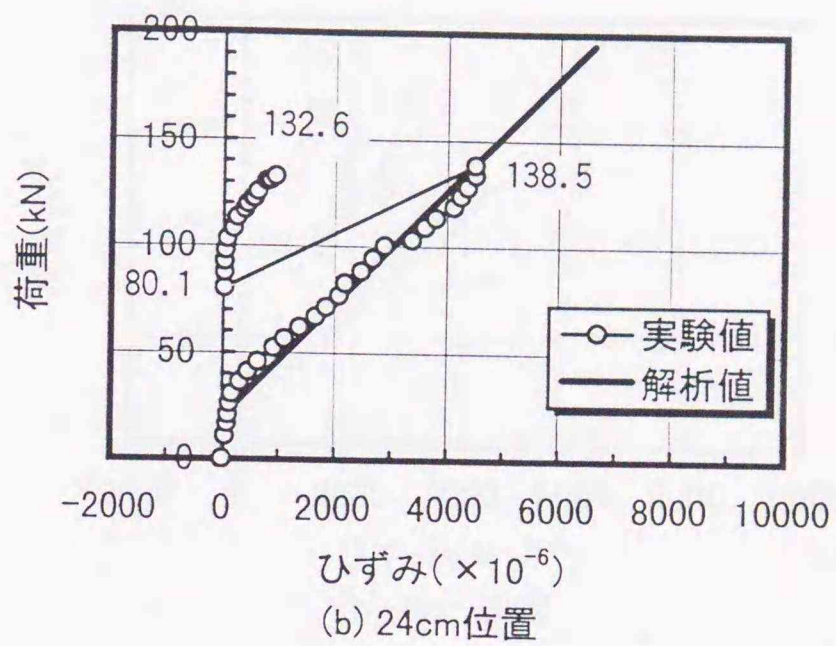
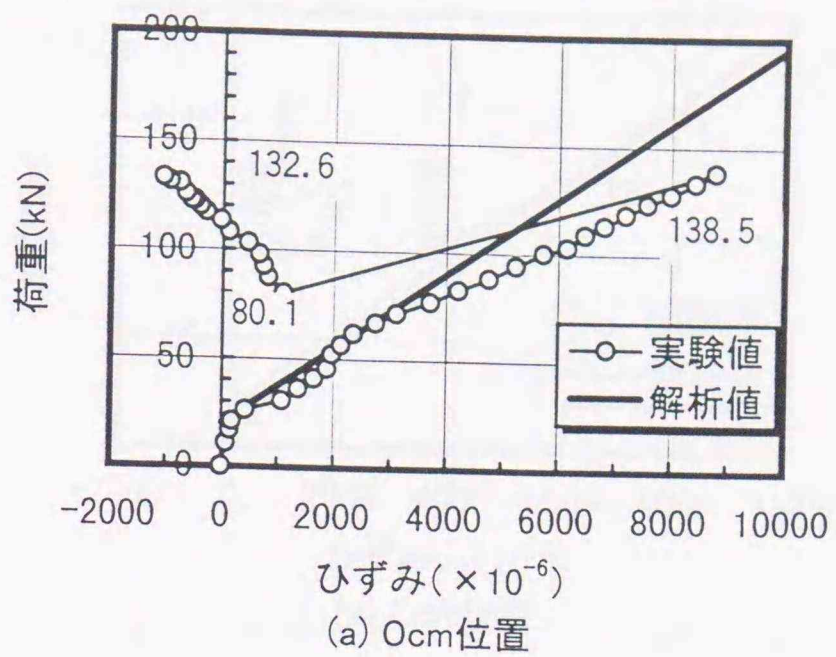


図-4.17 引張面 CFS の荷重-ひずみ関係 (供試体 F2)



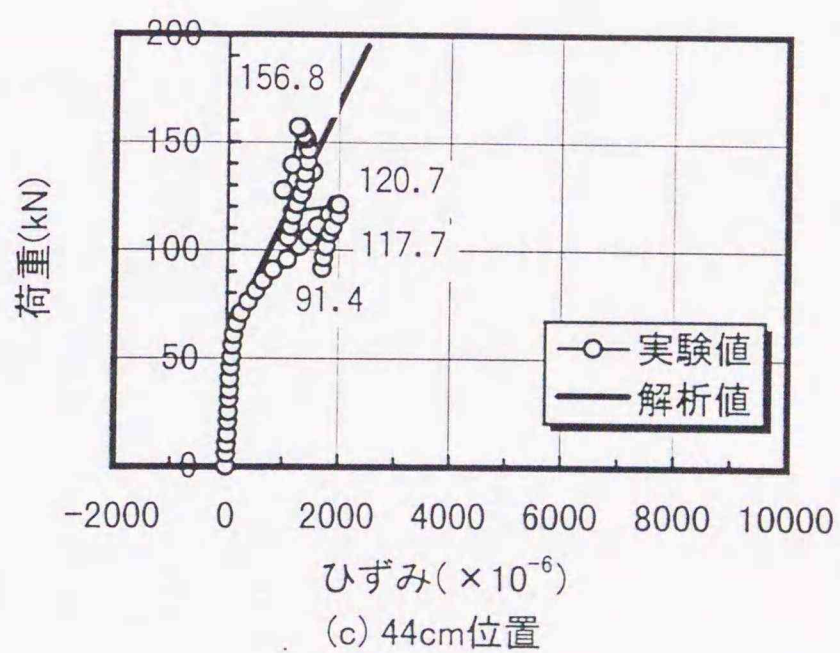
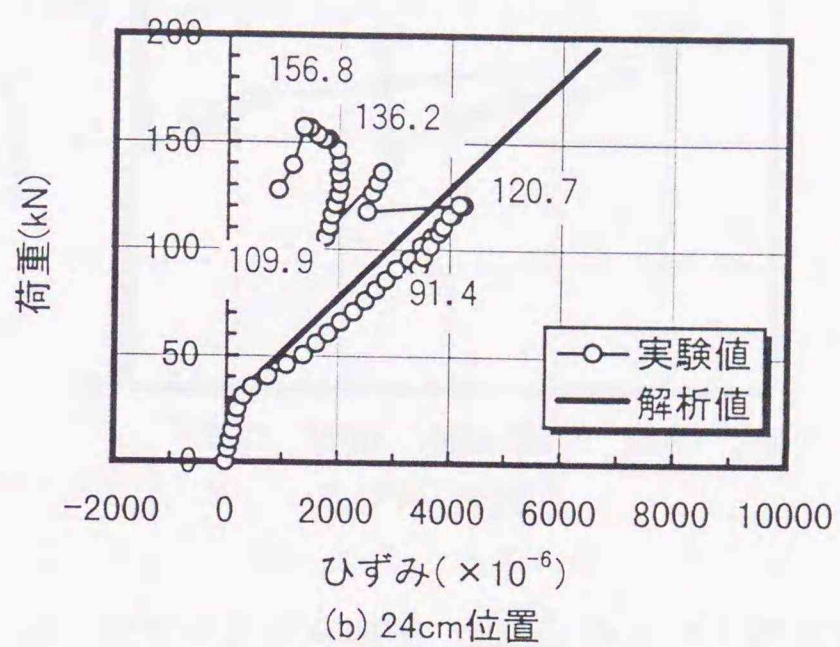
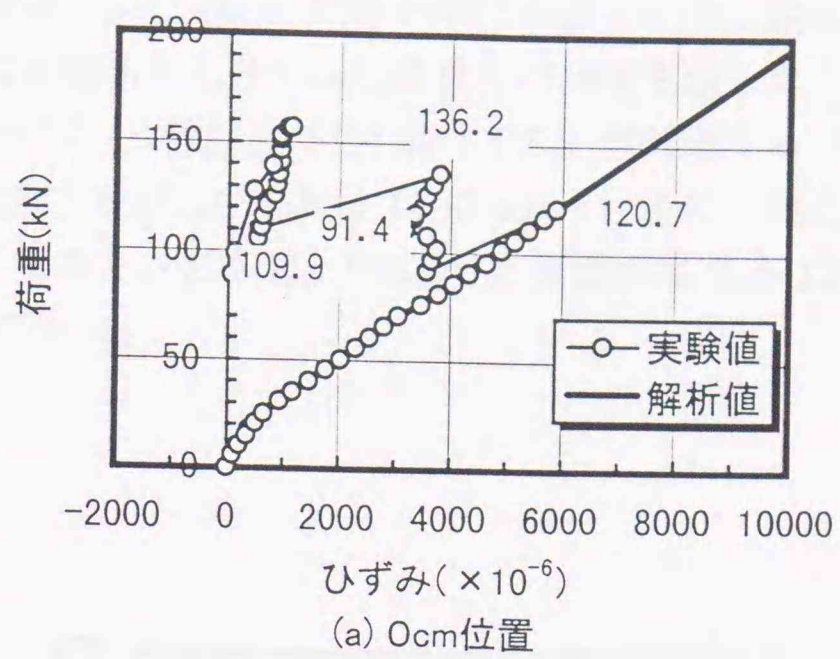


図-4.18 引張面 CFS の荷重-ひずみ関係 (供試体 F3)



図-4.19 は、供試体 F3 の 45cm 位置での U 字巻上げ部に貼付けた三軸ひずみゲージの Y 方向（CFS の繊維方向）ひずみと荷重との関係を示したものである。図より、90kN から徐々にひずみが増加し、引張面の CFS が剥離する 120.7kN から急激に 90kN まで荷重が減少するが、ひずみは  $1200 \times 10^{-6}$  付近で一定となっている。その後、ひずみは荷重と共に増加し、U 字巻上げ CFS の剥離が生ずる 136.2kN で急激にひずみは  $0 \times 10^{-6}$  になっている。

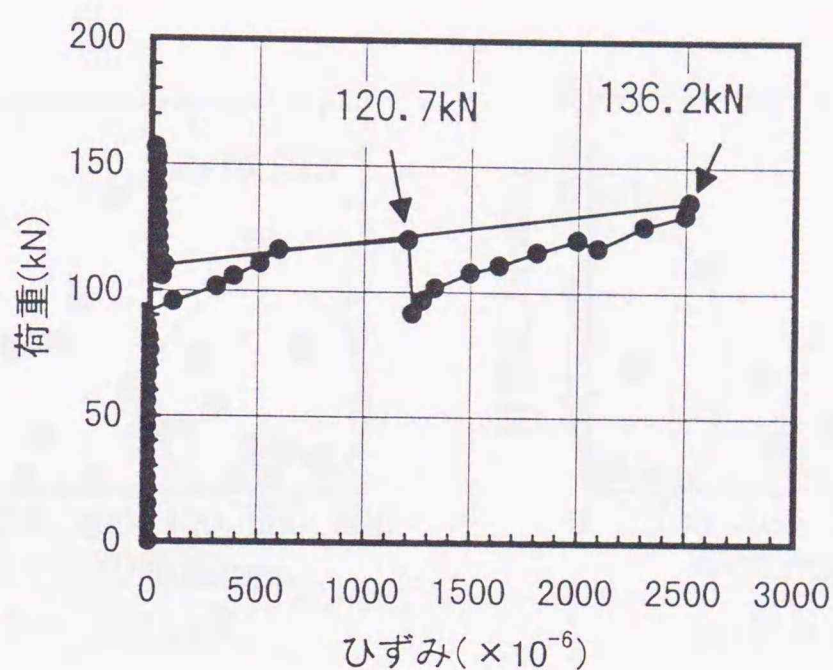


図-4.19 荷重－ひずみ関係（45cm 巻上げ、鉛直方向）



#### (4) 付着応力による剥離位置の推定

供試体 F1 の代表的な荷重ごとの付着応力の分布を図-4.20 に示す。図より、136.3kN で等曲げ区間である 0cm~10cm 区間 (図中A部) の付着応力が急激に減少しており、この区間で CFS の剥離が生じていることがわかる。また、CFS 端部 (図中B部) では終局荷重である 142.2kN 付近でも付着応力は減少しておらず、終局荷重近くまで付着が確保されていたと考えられる。これらの現象は、図-4.16 に示した荷重-ひずみ曲線と一致しており、付着応力分布によって CFS の剥離箇所が推定できるものと考えられる。

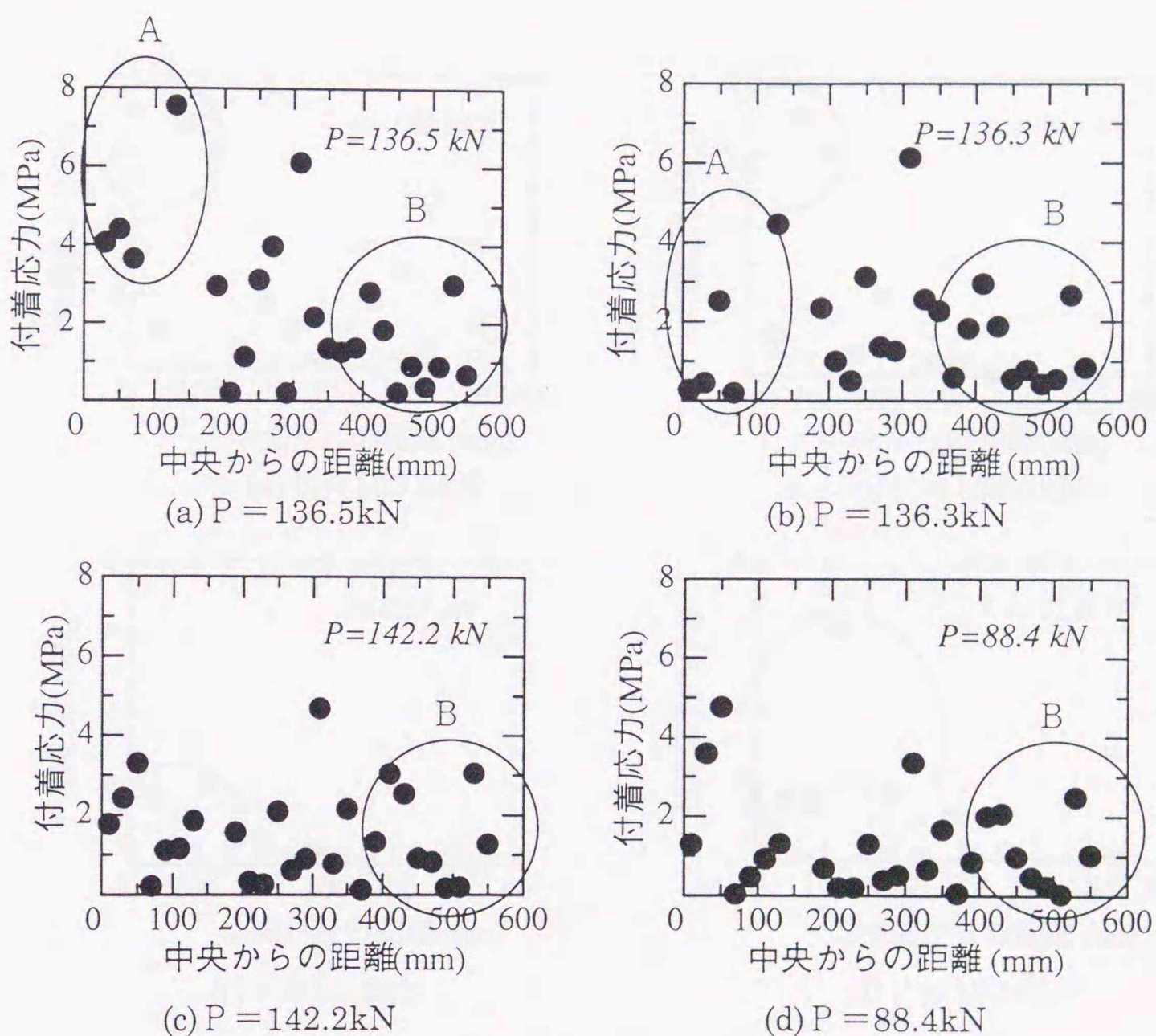


図-4.20 付着応力分布の変化 (供試体 F1)



供試体 F2 の代表的な荷重ごとの付着応力の分布を図-4.21 に示す。図より、138.5kN で CFS の端部（図中B部）の付着応力が急激に減少しており、この区間で CFS の剥離が生じていることがわかる。また、80.1kN では 0cm～20cm の区間（図中A部）で付着応力が減少しており、CFS の剥離が生じていることがわかる。しかし、132.6kN では再び 0cm～20cm の区間（図中A部）で付着応力が増加しており、この区間で CFS が完全に剥離せず、荷重の増加とともに付着応力も大きくなったものと考えられる。これらの現象は、図-4.17 に示した荷重-ひずみ曲線と一致しており、付着応力分布によって CFS の剥離箇所が推定できるものと考えられる。

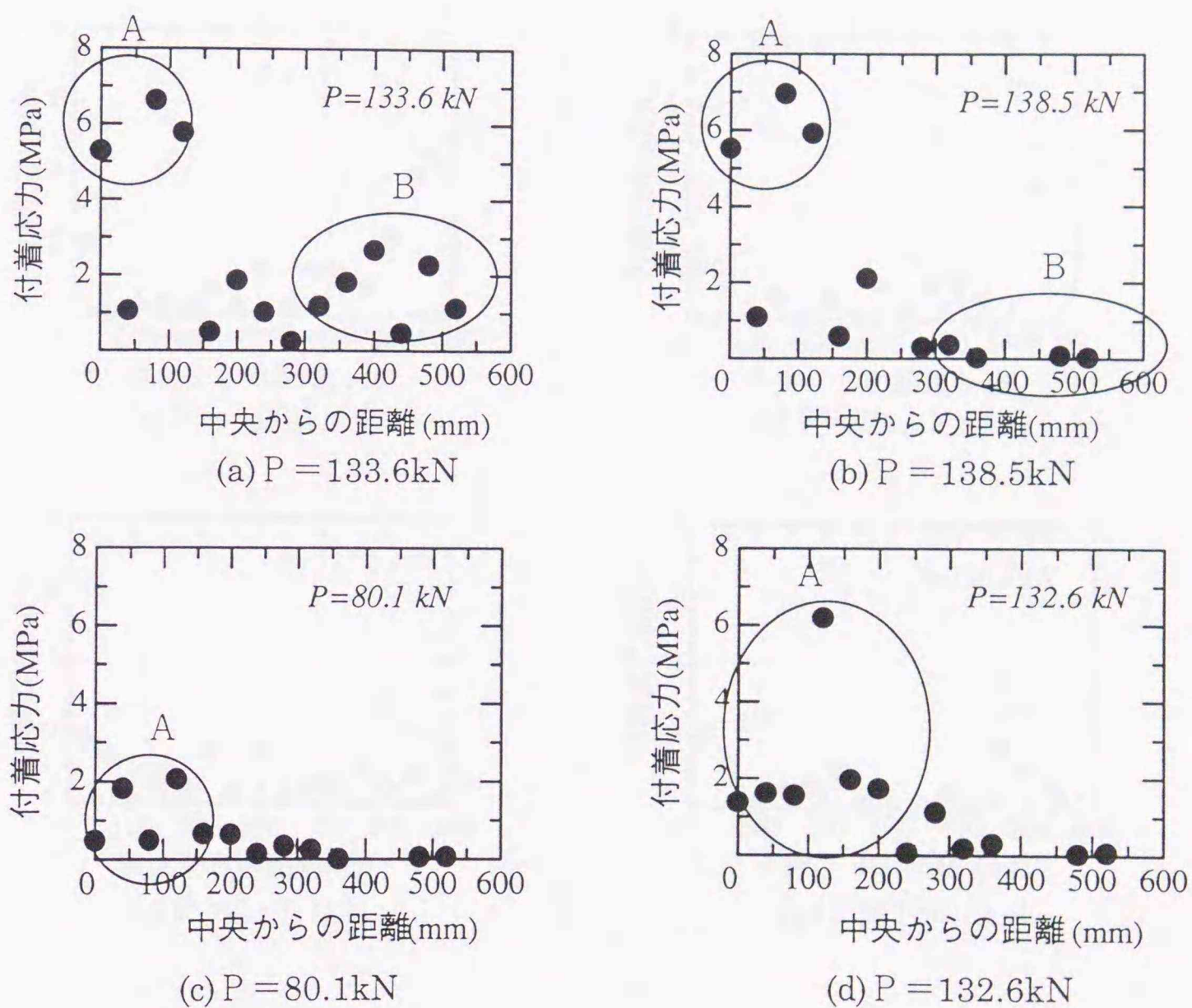


図-4.21 付着応力分布の変化（供試体 F2）



供試体 F3 の代表的な荷重ごとの付着応力の分布を図-4.22 に示す。図より、91.4kN で等曲げおよび曲げせん断区間（図中 A 部）の付着応力が若干減少しており、この区間で CFS の剥離が生じているものと考えられる。しかし、CFS 端部（図中 B 部）では付着応力が減少しておらず、U 字巻上げによる効果が現れている。また、117.7kN では CFS 端部（図中 B 部）の付着応力が減少しており、引張面の CFS の全面にわたって剥離が生じているものと考えられる。しかし、U 字巻き上げによる効果のため、その後も荷重が増加し、156.8kN で終局状態となっている。これらの現象は、図-4.18 に示した荷重-ひずみ曲線と一致しており、付着応力分布によって CFS の剥離箇所が推定できるものと考えられる。

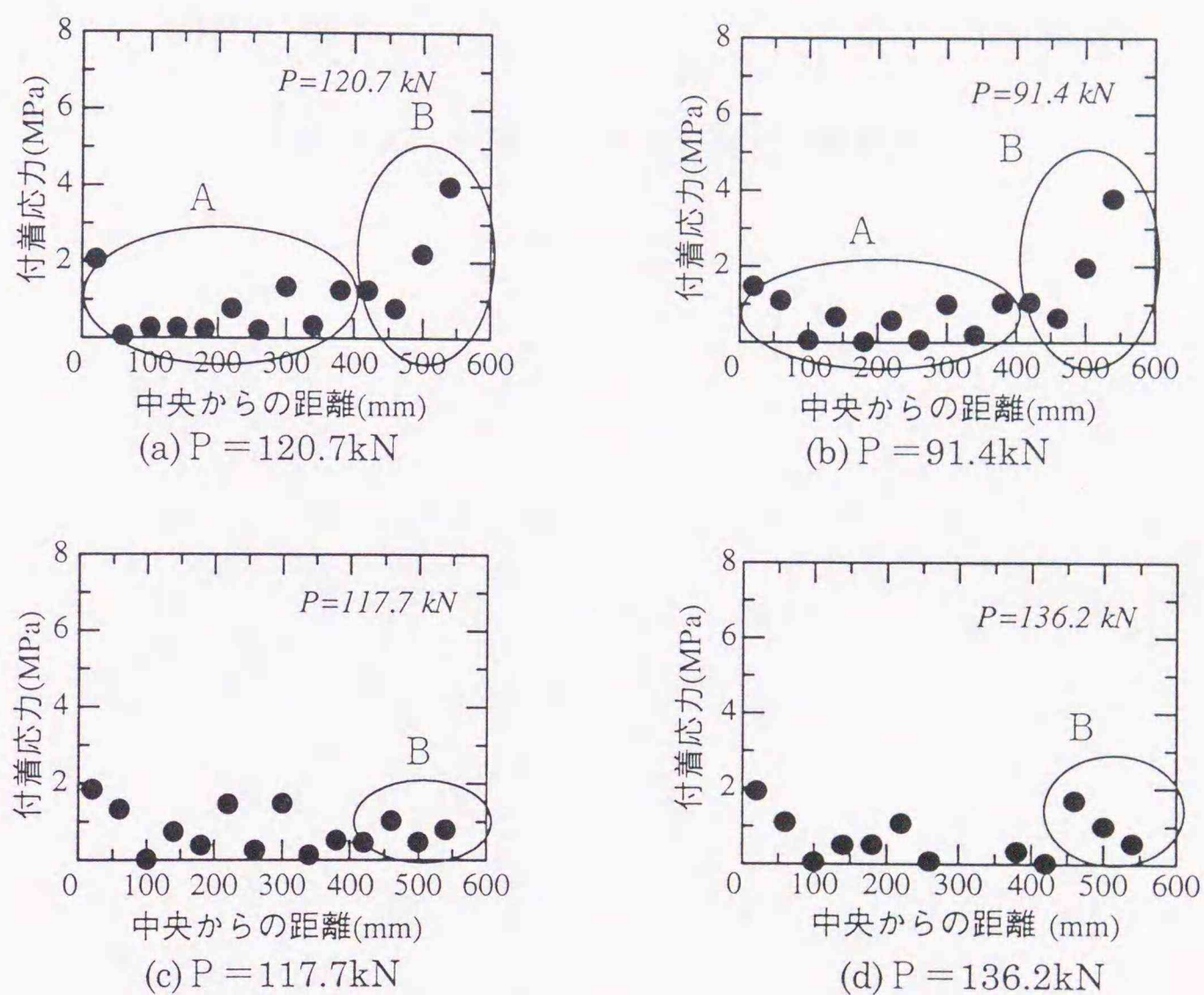
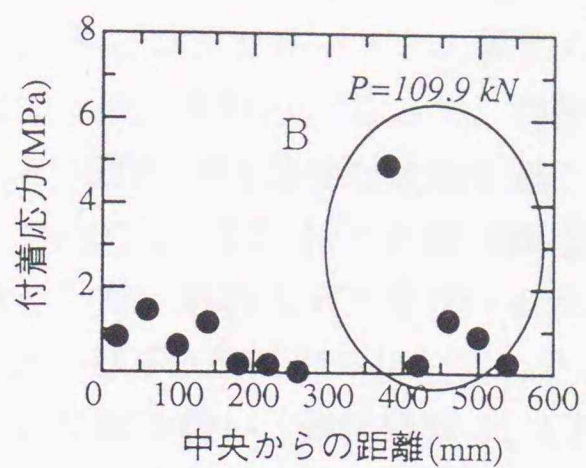
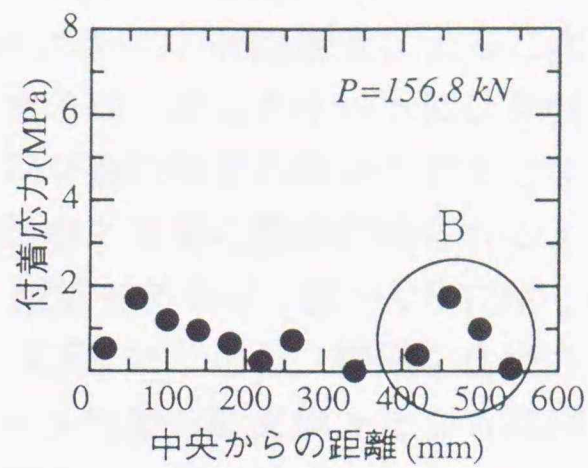


図-4.22 付着応力分布の変化（供試体 F3）





(e)  $P = 109.9 \text{ kN}$



(f)  $P = 156.8 \text{ kN}$

図-4.22 付着応力分布の変化 (供試体 F3)



#### 4. 4. 4 CFS界面の応力状態の有限要素解析

##### (1) 解析の概要

これまでに、CFSによる曲げ補強の性状について実験的に検証を行ってきたが、ここでは、CFSとコンクリートとの界面の応力状態について、有限要素による二次元弾性解析により検証を行う。ここで、弾性解析としたのは、コンクリートにひび割れが発生するとCFSが局所的な破壊を起こすため、ひび割れ発生のないモデルとするためである。ただし、RCはりの曲げ剛性は、曲げ試験と同等の変形が得られるような等価な値とした。解析モデルを図-4.23に示す。解析モデルは、図-4.8に示した試験体F1およびF2をモデル化している。ここで、CFSはエポキシ樹脂を含浸させたCFRPとして取り扱い、弾性係数は、CFSとエポキシ樹脂の断面構成比から換算した。ただし、供試体の非対称性は考慮していない。解析は、はりに載荷した際のCFSとコンクリート界面に発生するせん断応力および界面に直角方向の応力を求め、CFSの剛性と剥離現象との関連について定性的に検証することを目的としている。

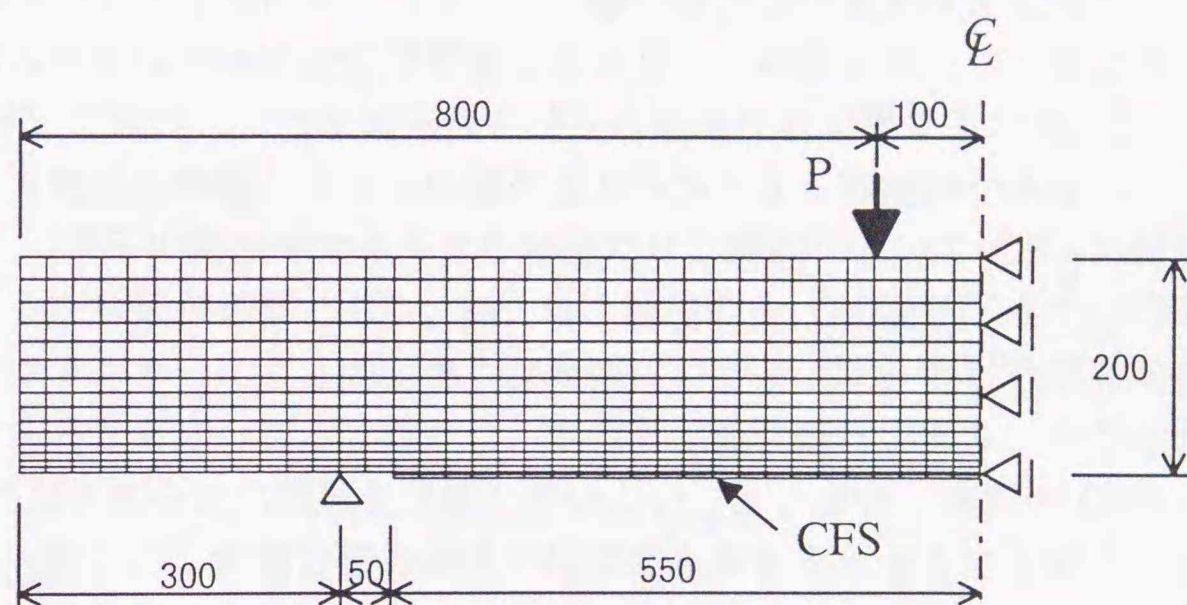


図-4.23 有限要素モデル



## (2) 解析結果

解析結果を図-4.24 に示す。これらの結果から、いずれの場合も CFS 端部においてせん断応力が急激に大きくなるとともに、端部から 5~10cm 中央よりの箇所では界面に直角方向の応力が最大となっていることがわかる。界面に直角方向の応力は、CFS をコンクリートから引き剥がそうとする方向に働くため、コンクリートの引張り強度が低い場合には CFS の剥離荷重は当然のことながら小さくなる。ここで、CFS が 1 層の場合と 3 層の場合の CFS の剛性の違いによる界面の挙動への影響については、CFS の剛性を大きくした方が、はり中央からの距離が 20~40cm におけるせん断応力一定区間でのせん断応力は約 2.3MPa で 1 層の場合と同程度であるが、端部におけるせん断応力は小さくなっている。一方、中央からの距離が 40~50cm における界面に直角方向の応力は 3 層の場合の方が大きくなっているようである。これは、CFS の剛性をある程度大きくすると、CFS が曲げに対して抵抗し、CFS の端部で界面に直角方向の剥離を生じるためであると考えられる。ここで、CFS のコンクリートに対するせん断方向の付着強度を付着の解析結果から 4.5MPa、また、界面に直角方向の付着強度を曲げ試験に用いた圧縮強度 39MPa のコンクリートの引張強度として式 (4.3) から算出される 2.6MPa とすると、1 層の場合は荷重 90kN 近傍でせん断方向の剥離、3 層の場合は 60kN 近傍で界面に直角方向の剥離を生じるものと考えられる。すなわち、CFS の剛性によって補強後のはりの破壊性状が異なるため、CFS の剛性を大きくしても端部の剥離によって破壊荷重が小さくなる可能性がある。

したがって、CFS の剛性を大きくする場合には、端部において CFS の付着強度を大きくするような対策が必要である。例えば、前述の曲げ試験で行った、CFS による U 字巻き上げやアンカーによる固定および端部における CFS の層数調整等は有効な手段の一つであると考えられる。ただし、本解析は弾性解析であり、ひび割れの発生による CFS の局所的な応力状態を考慮していないこと、また、実際の CFS は異方性材料であること等から、剥離近傍の状態では複雑な挙動を示すものと考えられる。

また、前節に述べた一軸状態における付着強度と曲げを受ける場合の付着強度との関連については、図-4.20、4.21 から、はりの中央部では CFS 剥離直前の付着応力が 4.0~8.0MPa の範囲にあり、一軸状態における付着強度と一致する。しかし、CFS の端部では 2.0MPa 程度で剥離が生じており、端部における界面に直角方向の応力が CFS の付着剥離を小さくしているものと考えられる。したがって、CFS の剛性を大きくした場合の CFS 端部における剥離は、界面のせん断応力と直角方向の応力との組み合わせ応力で評価する必要がある。



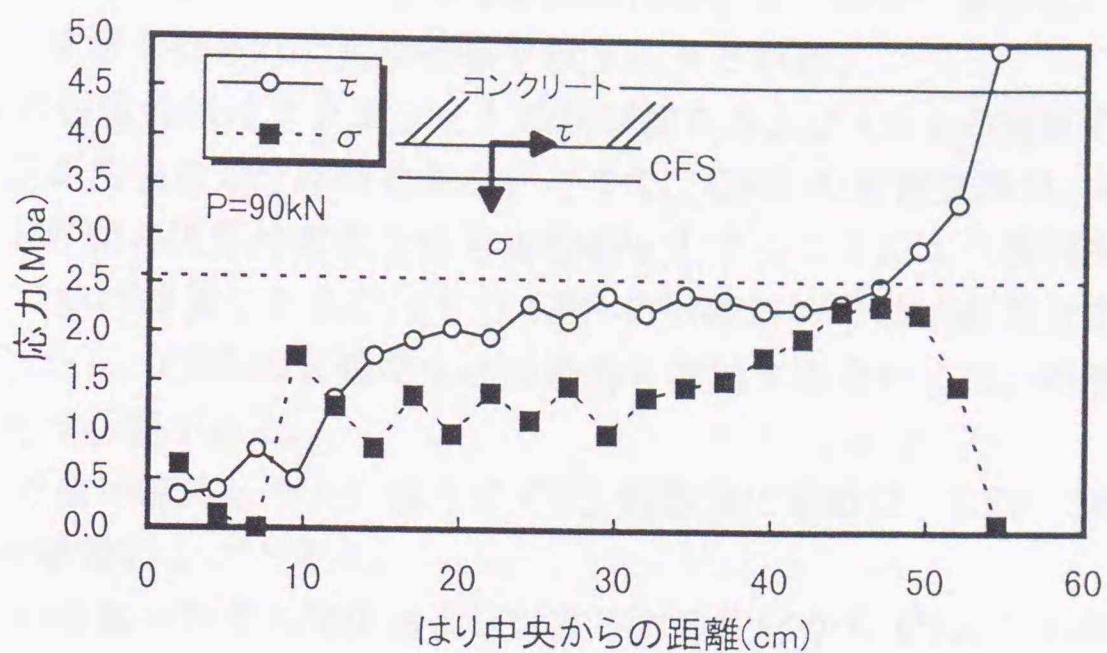


図-4.24(a) 界面の応力分布 (CFS 1層)

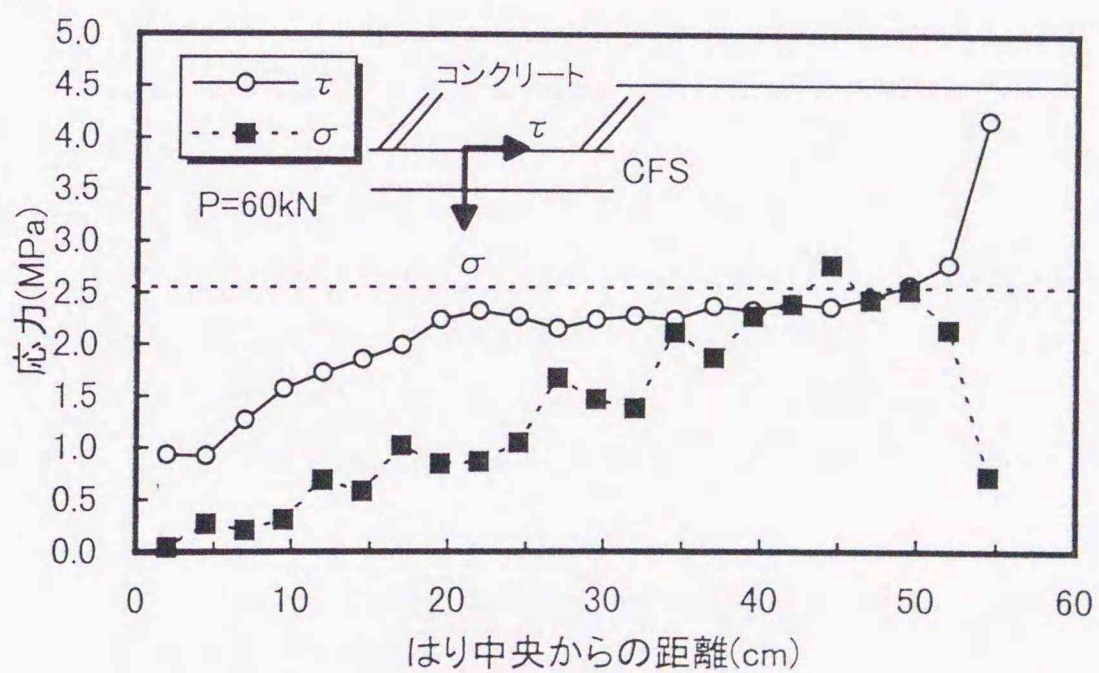


図-4.24(b) 界面の応力分布 (CFS 3層)



#### 4. 5 本章のまとめ

本章は、CFS によるコンクリート構造物の補強について、補強効果に大きな影響をおよぼす CFS とコンクリートとの付着性状に着目し、解析・実験的に付着機構の解明を行った。本章で得られた主な結果を以下にまとめる。

- (1) CFS の付着性状はコンクリートのひび割れおよび CFS の剥離を考慮した非線形有限要素法により評価できる。ここで、CFS の剥離基準は、CFS とコンクリート界面の限界付着応力度を  $4.5\text{MPa}$  とすることにより表現できる。
- (2) CFS で曲げ補強した RC はりの CFS の剥離前の挙動は断面分割法で評価できる。しかし、CFS の剥離発生後の挙動を評価するためには、剥離を考慮した解析を行う必要がある。
- (3) CFS で曲げ補強した RC はりの CFS 剥離後の挙動は、CFS で補強しない RC はりの挙動にシフトする。
- (4) CFS の荷重—ひずみ関係および付着応力の変化から CFS の剥離箇所が推定できる。
- (5) はり引張面に貼付ける CFS の剛性を大きくすると、CFS 端部において CFS とコンクリート界面に直角方向の応力が卓越する傾向にあるため、CFS の剥離は界面に発生するせん断応力と引張応力の組み合わせ応力下で考える必要がある。このような現象に対して CFS を U 字に巻き上げたりアンカー定着する等して CFS の付着強度を大きくする方法が有効である。



## 参考文献

- 4.1) 例えば、鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる地下鉄 RC 柱の耐震補強工法設計・施工指針、平成 9 年 1 月
- 4.2) 佐野 正、三浦 尚、小俣富士夫：鋼板接着により補強された鉄筋コンクリート梁の曲げ性状、構造工学論文集、Vol.39A、pp.1361-1370、1993.
- 4.3) 高橋義裕、前田敏也、佐藤靖彦、上田多門：炭素繊維シートにより曲げ補強した鉄筋コンクリートはりの耐力および変形、コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19, No.2, pp.1611-1616、1997.
- 4.4) 井上正一、西林新蔵、吉野 公、小俣富士夫：静的および疲労荷重下における CFRP 板で補強した鉄筋コンクリートはりの強度と変形特性、材料、Vol.43、No.491、pp.1004-1009、1994.
- 4.5) Takashi HORIGUCHI, Noboru SAEKI : Effect of Test Methods and Quality of Concrete on Bond Strength of CFRP Sheet, Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, pp.265-270, 1997
- 4.6) Yasuhiko Sato, Yasuyuki Asano, Toshiya Maeda, Akira Kobayasi, Tamon Ueda and Yoshio Kakuta : A STUDY ON PREDICTION OF BOND STRENGTH OF CONTINUOUS FIBER SHEET, Proceedings of the Sixth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & construction, pp.1319-1324, 1998
- 4.7) 木村耕三、小畠克朗、大野 了：炭素繊維シートとコンクリートとの付着・定着性状に関する研究、構造工学論文集、Vol.41B、pp.527-536、1995.
- 4.8) 関島謙蔵、大塚 靖：GFRP プレートとコンクリートとの付着性状に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.1581-1586、1997.
- 4.10) 日本道路公団：炭素繊維による鉄筋コンクリート橋脚の補強工法 設計・施工要領(案)、試験研究所技術資料 第 615 号、1995.
- 4.11) 岡村 甫、前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則、技報堂出版、1991.
- 4.12) Tamon UEDA, Hajime OKAMURA : FINITE ELEMENT ANALYSIS ON SHEAR RESISTING MECHANISM OF RC BEAM, pp.75-76、1991.
- 4.13) 土木学会コンクリート標準示方書—設計編—、1997.
- 4.14) T. Maeda, Y. Asano, Y. Sato, T. Ueda and Y. Kakuta : A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet, Proceedings of FRPRCS-3, pp.279-286、1997.
- 4.15) 浅野靖幸：炭素繊維シートとコンクリートの付着特性に関する研究、北海道大学大学院修士論文、1998.



- 4.16) 佐藤裕一、木村耕三、小島克朗：CFRP シートとコンクリートの付着挙動、日本建築学会構造系論文集 第 500 号、pp.75-82、1997.



## 第5章

### コンクリート構造物の維持管理手法の提案



## 第5章 コンクリート構造物の維持管理手法の提案

### 5.1 はじめに

コンクリート構造物を、供用期間を通じて健全で要求性能を満足するように供用するためには、調査、性能評価、補修・補強を含めた適切な維持管理が必要であることは第1章に述べた通りである。

本章では、第2章、第3章および第4章において検討を行った、コンクリート構造物の調査手法、補修工法および補強工法の維持管理における位置づけを明確にするとともに、これらを体系化することによって合理的で適確な維持管理手法の提案を行う。すなわち、コンクリート構造物に対する調査結果から、現況における耐力等の性能評価を行うとともに、鉄筋の腐食に着目した劣化予測を行うことにより、供用期間中の性能の低下を評価する手法について提案する。また、提案した手法に基づいて行った維持管理事例を示す。



## 5. 2 既往の研究

コンクリート構造物の維持管理手法について、調査、評価、補修・補強の個々の要素技術についての研究は多いが、これらを体系化した研究は少ないようである。

宮本らは、コンクリート橋を対象として最適な維持管理計画の策定を行うための Bridge Management System (以下、BMS と称する) を構築している<sup>5.1)</sup>。BMS の構成を図-5.1 に示す。BMS への入力は、橋梁諸元やひび割れ状況等の目視データである。これらの入力データは、エキスパートシステムを適用した劣化診断機能で処理され、現況の健全度が0～100の点数によって評価される。さらに、劣化予測を行い余寿命を予測している。ここで、劣化予測式は、耐久性については時間の3次関数、耐力については時間の4次関数と仮定している。以上の結果、橋梁の余寿命が供用期間を満足しない場合には、メンテナンスプラン最適化機能において対策工法、時期、コストが算出されるとともに、対策後の劣化予測も併せて行っている。ここで、工法、時期、コストの最適化手法には遺伝的アルゴリズム(GA)を適用している。また、BMS を実橋梁に適用した結果はほぼ妥当であるとされている一方、劣化曲線や対策後の劣化曲線に対する改良が今後の課題であると結言している。

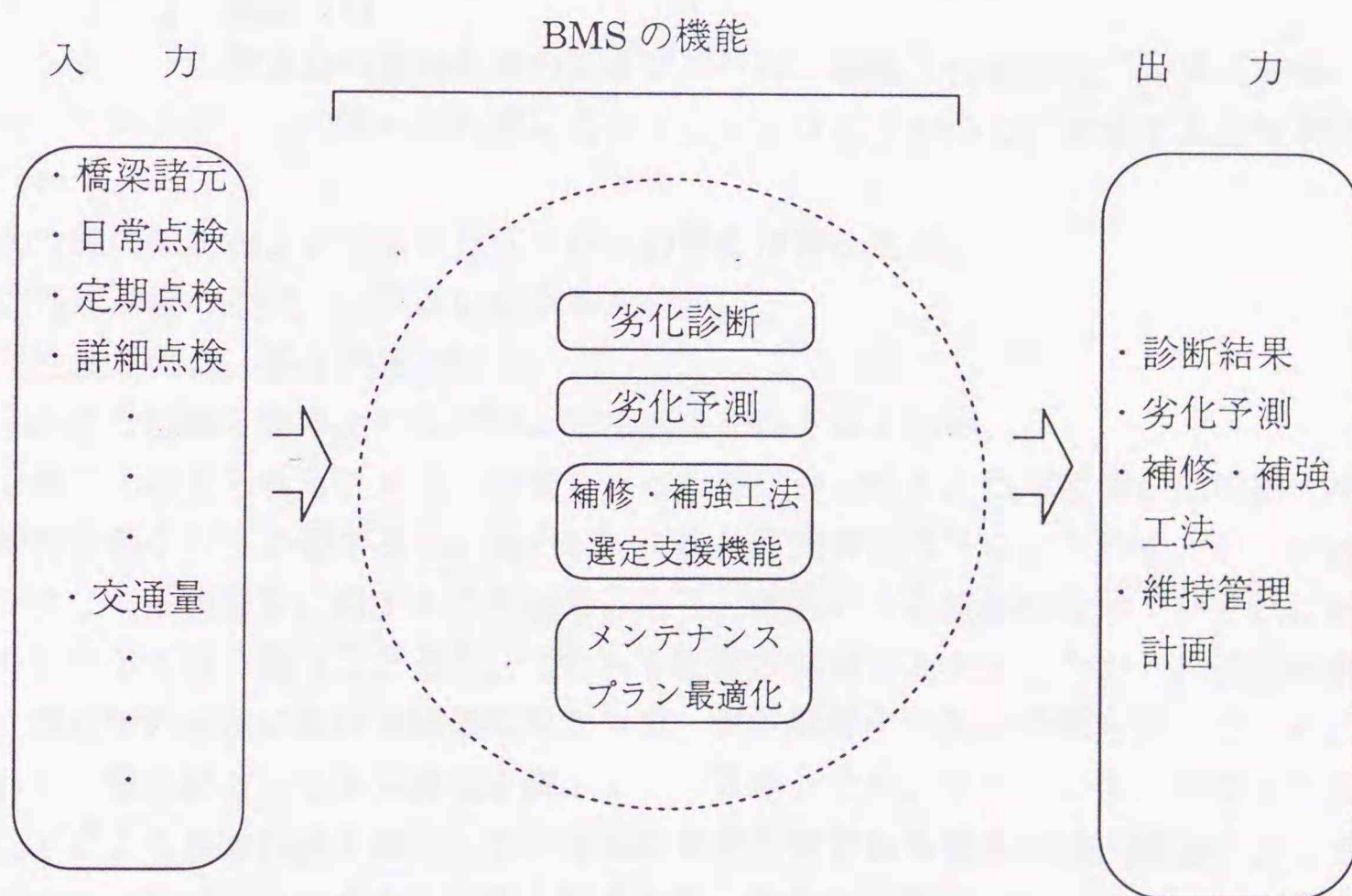


図-5.1 BMS の構成<sup>5.1)</sup>



## 5. 3 コンクリート構造物の性能評価手法

### 5. 3. 1 概説

従来、コンクリート構造物の設計は、力学的な安全性を照査する構造設計と、供用期間中の劣化を照査する耐久性設計とに区別して行われてきた。しかし、近年、構造物の安全性と耐久性との関連が明らかになりつつあること、また、構造物に要求される性能が多様化していること等によって、設計時において構造物の供用期間中に予想される種々の性能を照査する、いわゆる性能照査型の設計手法が提案されている。

本節では、主として塩害を受けるコンクリート構造物を対象とした性能評価手法の提案を行う。なお、構造物に要求される性能には美観を含めて様々なものが考えられるが、ここでは塩害による鉄筋腐食および耐力を性能評価の対象とする。すなわち、塩化物イオンの浸透に起因する鉄筋の腐食は、コンクリートにひび割れを発生させることによってその後の鉄筋腐食を助長させるのみならず、ひび割れ、さび汁の発生は構造物の美観を低下させる結果となる。また、腐食によって鉄筋の断面欠損、引張強度の低下が生じるため、構造物あるいは部材の耐力が低下する結果となる。さらに、構造物の性能は現況のみならず供用期間中において評価されるべきものであるため、劣化予測手法についての提案も行う。

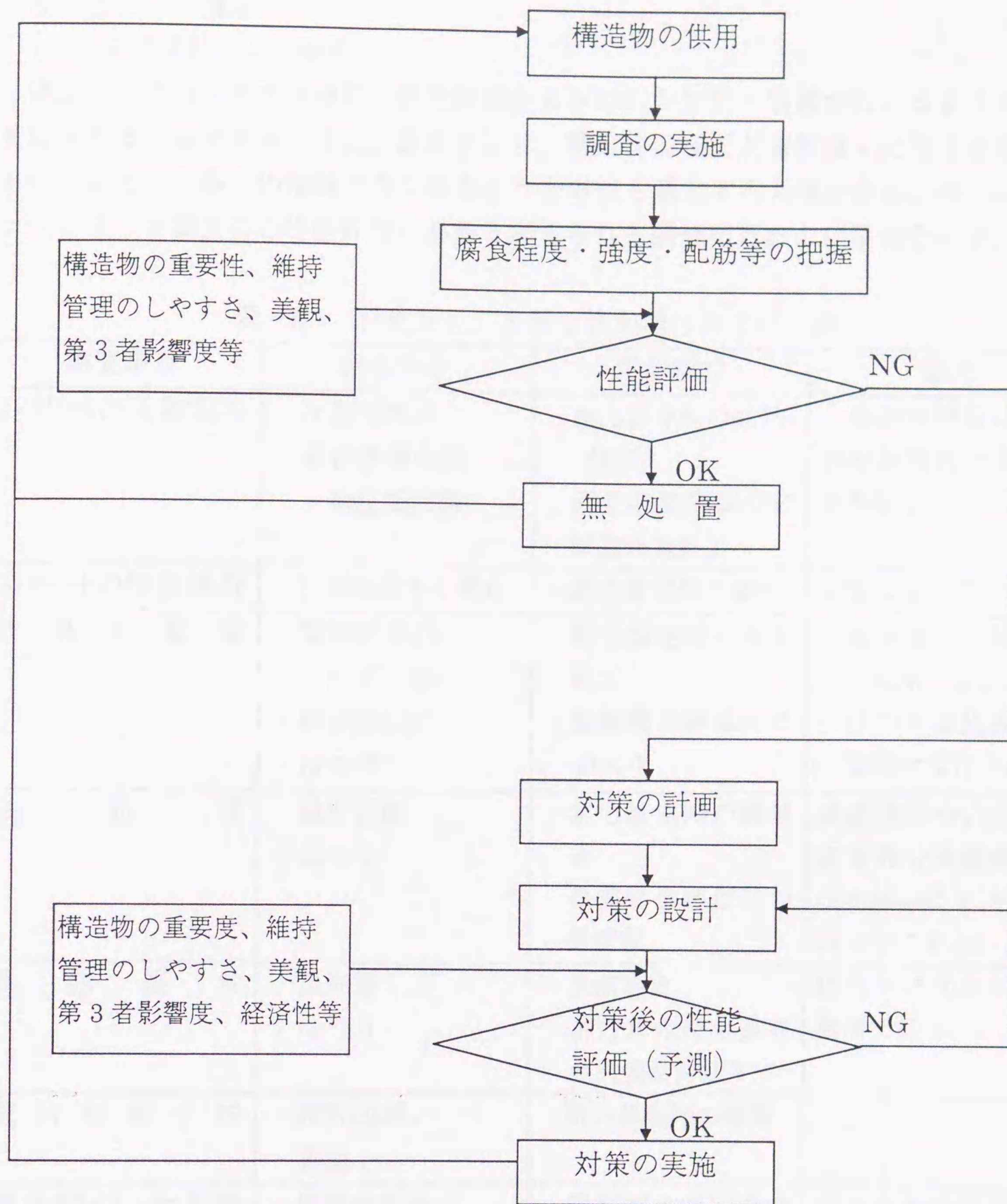
### 5. 3. 2 基本フロー

コンクリート構造物の維持管理の基本フローは、調査、性能評価、対策（補修・補強等）であるが、この流れを円滑に進めるためには以下のことに注意する必要がある。すなわち、

- ①対策の設計および施工を行うために必要な情報は何か。
- ②性能評価の手法・指標はいかなるものか。
- ③性能評価に必要な情報は何か。
- ④必要な情報を得るためにどのような調査を行えばよいか。

等であると考えられる。また、対策を行った後についても、供用期間中は同様の手法で維持管理を行う必要がある。図-5.2 に維持管理の基本フローを示す。ここでは、コンクリート構造物に対する劣化現象として、塩害による鉄筋腐食およびそれに伴う耐力の低下を取り扱うこととし、これらを性能評価項目とする。ただし、性能評価には、構造物の現況における評価のみならず、供用期間中の劣化予測も含んでいる。すなわち、現況において要求性能を満足している場合でも、その後の供用期間中に性能の低下により要求性能を満足しなくなることが予想される場合には、補修によってこれを未然に防ぐこととする。また、対策を行った後の性能評価についても、同様の手法によって劣化予測を行い、要求性能を満足しない場合には対策の見直しを行う。





※性能評価は供用期間中の劣化予測を含む

図-5.2 維持管理の基本フロー



### 5. 3. 3 調査

#### (1) 調査項目および手法

調査は、その結果から適切な性能評価および対策の設計・実施が行えるような項目を設定する必要がある。また、調査手法は、構造物の現況が精度良く把握できるとともに、なるべく多くの情報が得られるような方法を選定する必要がある。表-5.1 にコンクリート構造物の性能評価に必要と考えられる調査項目および手法を示す。

表-5.1 性能評価に必要な調査項目および手法

| 調査項目        | 調査手法                              | 評価項目                               | 備考                                  |
|-------------|-----------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| コンクリートの圧縮強度 | ・反撥硬度法<br>・超音波複合法<br>・一軸圧縮試験      | ・耐力算定時のコンクリート強度<br>・鉄筋腐食評価時の拡散係数算出 | 一軸圧縮試験は代表的な数箇所からコアを採取して行う。          |
| コンクリートの弾性係数 | ・圧縮強度から推定                         | ・耐力算定時の剛性                          | 必要に応じて求める                           |
| 鉄筋の配置       | ・電磁誘導法<br>・レーダー法<br>・超音波法<br>・はつり | ・耐力算定時の有効高さ<br>・鉄筋腐食評価時のかぶり        | ・超音波法は補助的に使用する。<br>・はつりは代表的な数箇所で行う。 |
| 鉄筋径         | ・設計図面<br>・はつり                     | ・耐力算定時の鉄筋量<br>・鉄筋腐食評価時の鉄筋径         | 鉄筋径については現在有効な非破壊試験法が無いので、図面・はつりによる。 |
| 鉄筋腐食        | ・自然電位法<br>・はつり                    | ・鉄筋腐食<br>・耐力算定時の鉄筋の引張耐力低下          | はつりは代表的な数箇所で行う。                     |
| 部材断面寸法      | ・設計図面<br>・実測                      | ・耐力算定時の断面                          |                                     |
| 塩化物イオン含有量   | ・化学分析法                            | ・鉄筋腐食評価時の塩化物イオン含有量                 | 深さ方向の分布を調べ、見かけの拡散係数、表面塩化物イオン量を求める。  |
| ひび割れ深さ      | ・超音波法<br>・コア採取                    | ・鉄筋腐食<br>・耐力算定時の剛性                 | 剛性は参考程度とする。                         |

備考) ・基本的に普通コンクリートを対象としている。

・コンクリートの単位体積重量、鉄筋の材質等は原則として設計図書に従う。



## (2) 調査結果の評価

調査により得られた結果から構造物の性能評価を行う場合には、調査結果に対する評価が必要である。すなわち、得られた結果が適切であるか否かを吟味することによって性能評価に適用できるか否かの妥当性を検討する必要がある。一般に、非破壊試験によって得られる結果は、ある程度の誤差を含んでいるため、調査範囲の一部に対して破壊試験を行って補正を行うのが現実的である。非破壊試験結果に対する評価手法については第2章に述べたが、表-5.2 にそれらをまとめて示す。

表-5.2 非破壊試験結果の評価

| 調査項目            | 調査手法        | 評 価                                                                                                                                                                          |
|-----------------|-------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| コンクリートの<br>圧縮強度 | 反 撥 硬 度 法   | $f'_c = (13R - 184)\alpha_n \times 0.098$<br>$\alpha = 0.020f'_{ck} + 0.133$<br>ここに、 $f'_c$ : 推定強度(MPa)<br>$R$ : 反撥硬度<br>$f'_{ck}$ : 一軸圧縮試験による実強度(MPa)                       |
|                 | 超 音 波 複 合 法 | $f'_c = (8.2R + 269V_p - C) \times 0.098$<br>$C = -9.633f'_{ck} + 1501.7$<br>ここに、 $f'_c$ : 推定強度(MPa)<br>$R$ : 反撥硬度<br>$V_p$ : 超音波伝播速度(km/s)<br>$f'_{ck}$ : 一軸圧縮試験による実強度(MPa) |
| 鉄筋位置            | 電 磁 誘 導 法   | $ L - L_0  = 0 \sim 41\text{mm}$ 、平均：14mm 程度<br>ここに、 $L$ : 推定位置(mm), $L_0$ : 実際の位置(mm)                                                                                       |
|                 | レ ー ダ ー 法   |                                                                                                                                                                              |
| かぶり             | 電 磁 誘 導 法   | $\frac{C}{C_0} = 0.9 \pm 0.2$<br>ここに、 $C$ : 推定かぶり(mm), $C_0$ : 実かぶり(mm)                                                                                                      |
|                 | レ ー ダ ー 法   |                                                                                                                                                                              |
|                 | 超 音 波 法     | $\frac{C}{C_0} = 1.0 \pm 0.2$<br>ここに、 $C$ : 推定かぶり(mm), $C_0$ : 実かぶり(mm)                                                                                                      |
| 鉄筋腐食            | 自 然 電 位 法   | ASTM C876 で評価                                                                                                                                                                |
| ひび割れ<br>深さ      | 超 音 波 法     | $h - h_0 = \pm 20\text{mm}$<br>ここに、 $h$ : 推定ひび割れ深さ(mm)<br>$h_0$ : 実ひび割れ深さ(mm)                                                                                                |

備考) コンクリート強度以外の項目についても、一部はつり・コア採取等によって精度を確認することを基本とする。



### 5. 3. 4 鉄筋の腐食評価

#### (1) かぶりの分布

一般に、かぶりが小さいほど、外部からの劣化要因がコンクリート中の鉄筋に到達しやすいため、鉄筋の腐食は進行しやすい。逆に、かぶりがある値以上大きくなると、鉄筋の腐食はほとんど生じない。鉄筋の腐食は、構造物が設置されている環境の影響を大きく受けるため、かぶり、コンクリートの密実さ、ひび割れの有無等により腐食の進行はある程度異なるが、同一条件下であれば、かぶりが大きいほど腐食に対する抵抗性能は高くなる。かぶりは、施工上の理由等により、ある程度のばらつきを有するが、その分布は図-5.3 および式(5.1)に示す正規分布と仮定できる。

$$P_r(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right\} \quad (5.1)$$

ここに、 $p_r(x)$  : かぶりの確率密度関数

$x$  : かぶり(mm)

$\mu$  : かぶりの平均値(mm)

$\sigma$  : かぶりの標準偏差(mm)

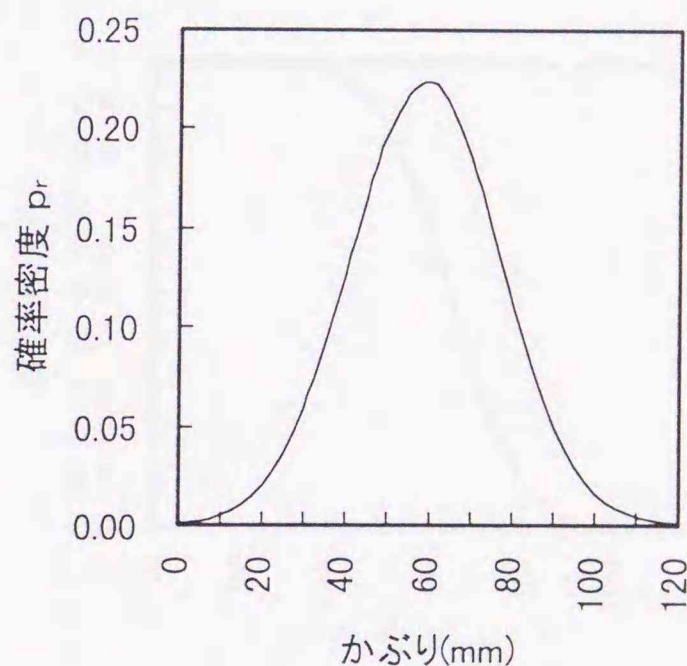


図-5.3 かぶりの分布



## (2) 腐食確率

鉄筋の腐食を評価する際、同一のかぶりを有する鉄筋でも種々の条件の違いによって腐食の進行状況が異なることがある。したがって、鉄筋の腐食現象は確定論的ではなく確率論的に取り扱う必要があると考えられる。ここでは、あるかぶりを有する鉄筋が腐食を生じているか否かを腐食確率で表す。すなわち、かぶりがある値以下の鉄筋は 100% の確率で腐食が生じており、逆にある値以上のかぶりを有する鉄筋は腐食が生じていない、すなわち、腐食確率が 0% であるとする。また、腐食確率が 0% から 100% に推移する区間は式 (5.2) に示す累積正規分布と仮定する。図-5.4 に腐食確率の分布を示す。

$$F_c(x) = 1 - \int_0^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right\} dx \quad (5.2)$$

ここに、 $F_c(x)$  : 腐食確率の分布関数

$x$  : かぶり(mm)

$\mu$  : 推移領域のかぶりの平均値(mm)

$\sigma$  : 推移領域のかぶりの標準偏差(mm)

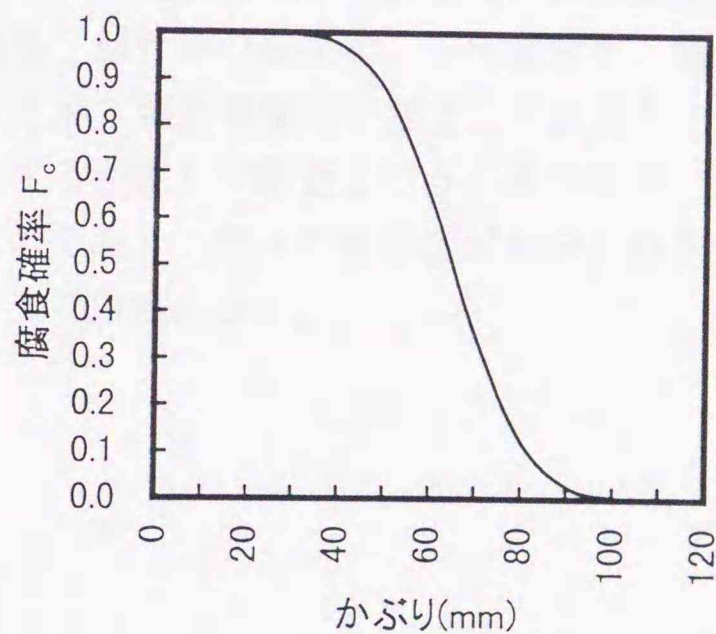


図-5.4 腐食確率の分布



### (3) 腐食発生率による評価

鉄筋の腐食評価は、かぶりの分布およびかぶりに対する腐食確率の分布から、式(5.3)に示す腐食発生率を指標として行う。ここで、腐食発生率とは、構造物あるいは部材に配置されている全鉄筋のうち、腐食している鉄筋の割合を表すものである。ただし、腐食状況としては、全周または全長にわたって浮き錆が発生し、コンクリートにひび割れが発生する程度の状況を対象としており、軽微な腐食は対象としていない。また、式(5.3)中のかぶりの上・下限値は、かぶりの確率密度関数において全体の95%が含まれる値とする。

$$P_c = \int_{x_l}^{x_u} p_r(x) F_c(x) dx \quad (5.3)$$

ここに、 $P_c$  : 腐食発生率  
 $p_r(x)$  : かぶりの確率密度関数  
 $F_c(x)$  : 腐食確率の分布関数  
 $x$  : かぶり(mm)  
 $x_u$  : かぶりの上限値(mm)  
 $x_l$  : かぶりの下限値(mm)

上記の手法で算定された腐食発生率の評価は、鉄筋腐食に起因するひび割れ、かぶりコンクリートの剥落、錆汁等の発生が、供用期間中、構造物の重要性、維持管理のしやすさ、美観および第三者影響度を考慮して設定される要求性能、すなわち、許容腐食発生率を満足するか否かで評価を行う必要がある。ただし、これらの要求性能は構造物に固有のものであり、個々の管理者が独自に設定するべきものと考えられるため、本論文ではあえて設定しない。



### 5. 3. 5 耐力評価

調査によって得られた材料強度、鉄筋位置、断面寸法および鉄筋量等の情報から構造物あるいは部材の耐力評価を行う。耐力算定は、限界状態設計法における終局耐力算定式<sup>5.2)</sup>等により行う。ただし、鉄筋が腐食している場合には腐食による鉄筋の引張耐力の低下を考慮する必要がある。鉄筋の腐食が進行すると、腐食生成物の増加とともに鉄筋の断面が欠損する。また、腐食によって降伏強度が低下するともいわれている。したがって、鉄筋の引張耐力は腐食とともに低下する。しかし、腐食による鉄筋の耐力低下を断面欠損と降伏強度の低下とに分けて評価することは現状では困難である。したがって、ここでは、断面欠損および降伏強度の低下を既往の研究<sup>5.3)</sup>を参考に、鉄筋の換算断面積の減少として式(5.4)により評価を行う。式中の $t$ に係わる係数0.000412は経年による腐食量を決定する係数であり、ここでは安全側をみて平均値0.000049、標準偏差0.0002200の正規分布における95%超過値とした。また、1.6は劣化曲線の形状を決定する係数であり、種々の調査結果から得られた値とした<sup>5.3)</sup>。

$$\Delta = \frac{(r - 0.000412t^{1.6})^2}{r^2} \quad (5.4)$$

ここに、 $\Delta$  : 鉄筋の引張耐力低減率  
 $r$  : 腐食前の鉄筋の換算半径(cm)  
 $t$  : 経過時間(年)

すなわち、構造物あるいは部材における腐食後の全鉄筋の引張耐力は、式(5.3)により算定される腐食発生率および式(5.4)により算定される鉄筋の引張耐力の低減率とから、式(5.5)により平均的に評価できる。

$$(A_s f_y)_c = A_s P_c \Delta f_y + A_s (1 - P_c) f_y \quad (5.5)$$

ここに、 $(A_s f_y)_c$  : 腐食後の全鉄筋の引張耐力(N)  
 $A_s$  : 構造物あるいは部材に配置される腐食前の鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)  
 $f_y$  : 鉄筋の引張降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)  
 $P_c$  : 鉄筋の腐食発生率  
 $\Delta$  : 鉄筋の引張耐力低減率

上記の手法で算定された耐力の評価は、耐力が供用期間中、設計断面力以上であるかという安全性のみならず、構造物の重要性、維持管理のしやすさ、美観および第3者影響度等を考慮して最終的な評価を行う必要がある。ただし、安全性以外の要求性能は構造物に固有のものであり、個々の管理者が独自に設定すべきものと考えられるため、安全性以外の要求性能については本論文ではあえて設定しない。



### 5. 3. 6 劣化予測

#### (1) 劣化予測のフロー

コンクリート構造物に対して供用期間中の性能評価を行うためには、構造物の現況のみならず劣化による性能の低下を評価するために、劣化予測を行う必要がある。図-5.5 に劣化予測のフローを示す。

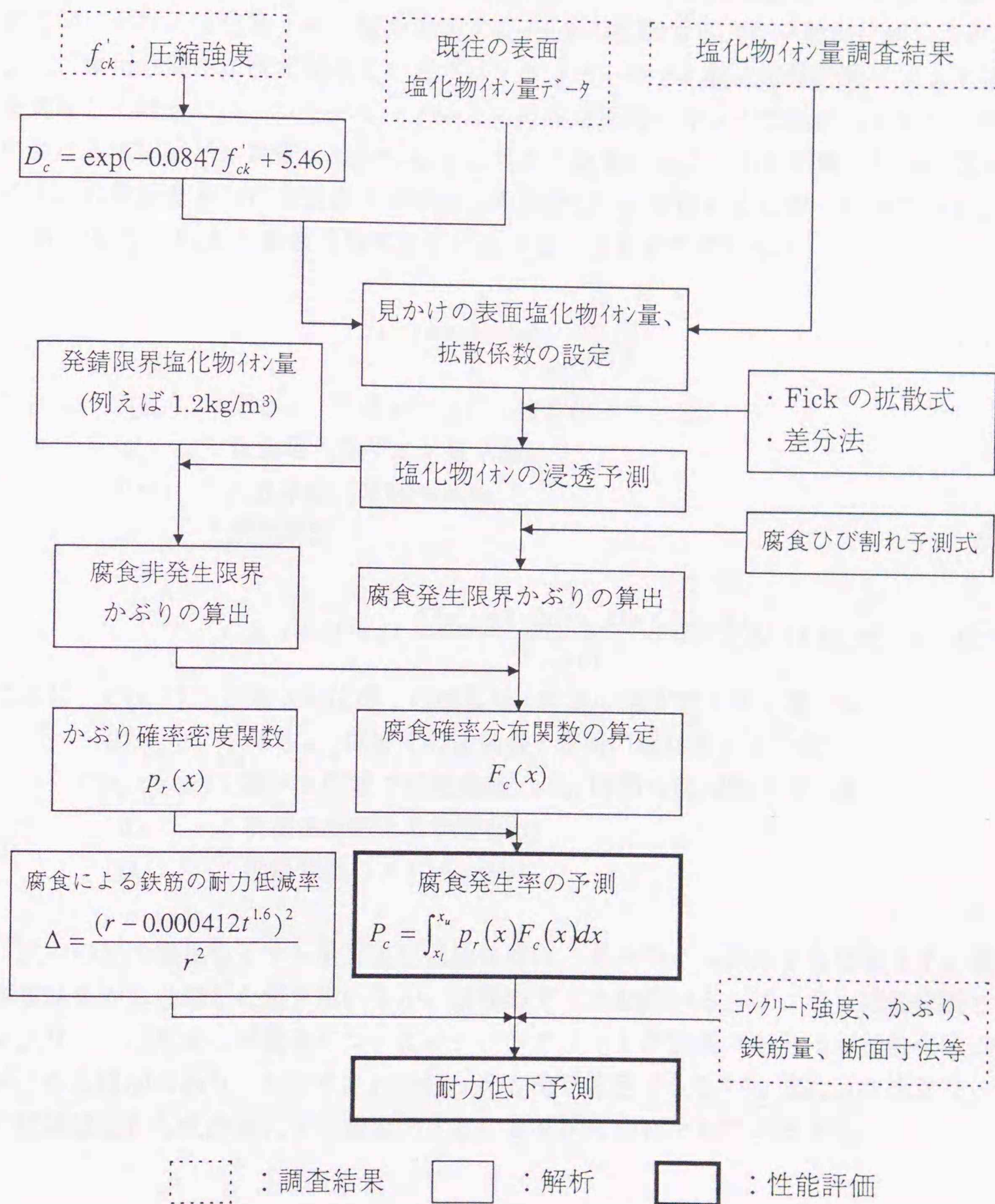


図-5.5 劣化予測のフロー



## (2) 塩化物イオンの浸透予測

コンクリート中に浸透した塩化物イオンは、鉄筋表面の不動態膜を破壊して鉄筋に腐食を発生させた後も触媒的な作用をおよぼし、鉄筋の腐食をさらに進行させる。したがって、鉄筋腐食の予測を行う上で塩化物イオンの浸透予測は不可欠である。塩化物イオンの浸透は、コンクリート中での拡散現象であるため、コンクリート表面の塩化物イオン量およびコンクリート中での塩化物イオンの拡散係数から、任意位置の任意時間における塩化物イオン量を算定する Fick の拡散方程式が一般的に用いられる。また、供用期間中に表面保護工によりコンクリート中への新たな塩化物イオンの浸透を遮断した場合には、コンクリート中における塩化物イオンの拡散のみとなり、表層における塩化物イオン量は減少する。このような場合には、ある領域における塩化物イオンの移動量および蓄積量を定式化した差分法<sup>5.4)</sup>を用いるのが一般的である。式(5.6)、(5.7)に Fick の拡散方程式および差分法の式をそれぞれ示す。

$$C(x,t) = C_s \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \quad (5.6)$$

ここに、 $C(x,t)$  : 深さ  $x$ 、時間  $t$  における塩化物イオン量 (%)

$C_s$  : 表面塩化物イオン量 (%)

$D_c$  : 拡散係数 ( $\times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{s}$ )

$\operatorname{erf}$  : 誤差関数

$$C(x_l, t + \Delta t) = D_c \frac{C(x_{l-1}, t) - 2C(x_l, t) + C(x_{l+1}, t)}{(\Delta x)^2} \Delta t + C(x_l, t) \quad (5.7)$$

ここに、 $C(x_l, t)$  : 深さ  $x_l$  位置での塗装後  $t$  時間の塩化物イオン量 (%)

$C(x_{l\pm 1}, t)$  : 深さ  $x_{l\pm 1}$  位置での塗装後  $t$  時間の塩化物イオン量 (%)

$C(x_l, t + \Delta t)$  : 深さ  $x_l$  位置での塗装後  $t + \Delta t$  時間の塩化物イオン量 (%)

$\Delta x$  : 計算上分割した距離(cm)

$D_c$  : 拡散係数 ( $\times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{s}$ )

式中の表面塩化物イオン量および拡散係数は、ある時点における塩化物イオン量の調査結果から近似した値を用いるか、既往のデータを用いる。ここで、拡散係数とコンクリートの品質との関連については、コンクリートが密実であるほど拡散係数は小さくなる傾向にあり、水セメント比から式(5.8)で算定できる<sup>5.5)</sup>。また、コンクリートの圧縮強度から式(5.9)により推定できることも明らかにされている<sup>5.6)</sup>。



$$D_c = \exp\left(11.5\frac{W}{C} - 21.85\right) \quad (5.8)$$

ここに、 $D_c$  : 拡散係数 ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )

$\frac{W}{C}$  : 水セメント比(%/100)

$$D_c = \exp(-0.08477 f'_{ck} + 5.46) \quad (5.9)$$

ここに、 $D_c$  : 拡散係数 ( $\times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{s}$ )

$f'_{ck}$  : 圧縮強度(MPa)



### (3) 鉄筋の腐食進行予測

鉄筋腐食の進行は、式(5.3)に示した腐食発生率の変化により予測を行う。式中のかぶりの確率密度関数については、構造物の供用期間を通じて一定であるため、ある時点での調査結果により推定が可能である。一方、腐食確率の分布関数については、塩化物イオンの浸透によって腐食が発生するかぶりの分布が変化するため、前述の塩化物イオンの浸透予測結果に基づいて予測を行う必要がある。これについては、式(5.2)に示した腐食確率の分布を累積正規分布関数の変化により予測を行う。この際、腐食確率が100%および0%となるかぶりの値が必要となる。ここでは、腐食確率が100%となるかぶりを腐食発生限界かぶりと定義して、式(5.10)に示す塩化物イオンによる鉄筋の腐食ひび割れ発生に関する寿命予測式<sup>5.7)</sup>により算出する。一方、腐食確率が0%となるかぶりを腐食非発生限界かぶりと定義して、塩化物イオンの浸透予測において塩化物イオン量が発錆限界、例えば一般的な値として1.2kg/m<sup>3</sup>となるかぶりとする。

$$t = \frac{Q_{cr}}{q} \quad (5.10)$$

ここに、 $t$  : 腐食ひび割れ発生時期(年)  
 $Q_{cr}$  : 腐食ひび割れ発生時の鉄筋の腐食減量 ( $\times 10^{-4}$ g/cm<sup>2</sup>)  
 $q$  : 鉄筋の腐食速度 ( $\times 10^{-4}$ g/cm<sup>2</sup>/年)

$$Q_{cr} = 0.602 \left( 1 + 2 \frac{c}{d} \right)^{0.85} d \quad (5.11)$$

ここに、 $c$  : かぶり(mm)  
 $d$  : 鉄筋径(mm)

$$q = \frac{q_1 \times q_2}{q_2'} \quad (5.12)$$

$$q_1 = \left( -0.51 - 7.60N + 44.97(W/C)^2 + 67.95N(W/C)^2 \right) d / c^2 \quad (5.13)$$

$$q_2 = 2.59 - 0.05T - 6.89H - 22.87O - 0.99N + 0.14TH + 0.51TO + 0.01TN \\ + 60.81HO + 3.36HN + 7.32ON \quad (5.14)$$

$$q_2' = 0.56528 + 1.4304N \quad (5.15)$$



- ここに、 $q_1$  : 塩化物イオンを含むコンクリート中での腐食速度 (温度 15℃、湿度 69%、酸素濃度 20%の条件下での値)
- $N$  : 練り混ぜ水に対する NaCl としての塩化物イオン濃度 (%)
- $\frac{W}{C}$  : 水セメント比(%/100)
- $q_2$  : 寿命予測対象の塩化物イオンを含むコンクリート中での腐食速度 ( $\times 10^{-4}\text{g/cm}^2/\text{年}$ )
- $q_2'$  : 寿命予測対象の標準条件下 (温度 15℃、湿度 69%、酸素濃度 20%) での腐食速度 ( $\times 10^{-4}\text{g/cm}^2/\text{年}$ )
- $T$  : 温度(℃)
- $H$  : 湿度に関する項 ( $H = (RH - 45)/100$ )
- $RH$  : 相対湿度 (%)
- $O$  : 酸素濃度(%/100)

#### (4) 耐力の低下予測

構造物あるいは部材の耐力は、構成材料の強度低下および断面諸量の変化等によって低下する。ここで、構成材料の強度低下に関しては、鉄筋コンクリート構造の場合鉄筋腐食により鉄筋の引張り耐力は低下するが、コンクリートの強度低下については化学的劣化や凍結融解等の特別な場合を除いて明らかにされていない。ただし、これらの劣化に関しては、劣化を受けたコンクリートの断面を部材の有効断面から除去することによって劣化後の耐力が評価できるものと考えられる。したがって、ここでは、耐力低下の影響要因として腐食による鉄筋の引張耐力の低下のみを対象とする。

鉄筋の引張耐力の低下に関しては、式(5.5)中の腐食発生率および腐食による鉄筋の耐力低下によって予測ができる。構造物あるいは部材の耐力低下予測は、種々の耐力算定式中の鉄筋の引張耐力に、腐食の影響を考慮することによって行うことができる。



## 5. 4 対策

### 5. 4. 1 対策の基本的な考え方

コンクリート構造物がその供用期間中に、性能評価の結果要求性能を満足しなくなった場合には、何らかの対策を行う必要がある。ここで、対策には、構造物の性能が要求性能を満足するように向上させる行為と、構造物が保有する性能に合わせて要求性能を下げる行為とがある。前者は一般に補修、補強、更新等に代表される対策であるが、後者は荷重制限、供用中止、撤去等の対策が挙げられる。ここでは、前者のうち補修・補強を対象とし、かつ、要求性能の経時変化は考慮しないこととする。ただし、補修・補強の定義は以下の通りとする。

- ・補修：供用期間中のある時点において要求性能は満足していても、将来、性能の低下により要求性能を満足しなくなることを未然に防ぐための行為。
- ・補強：既設構造物が供用期間中に要求性能を満足しなくなった場合に、現状以上の性能を付与するための行為。

すなわち、補修は事前対策、補強は事後対策と定義できる。補修・補強の概念および基本的な考え方を図-5.6、5.7にそれぞれ示す。

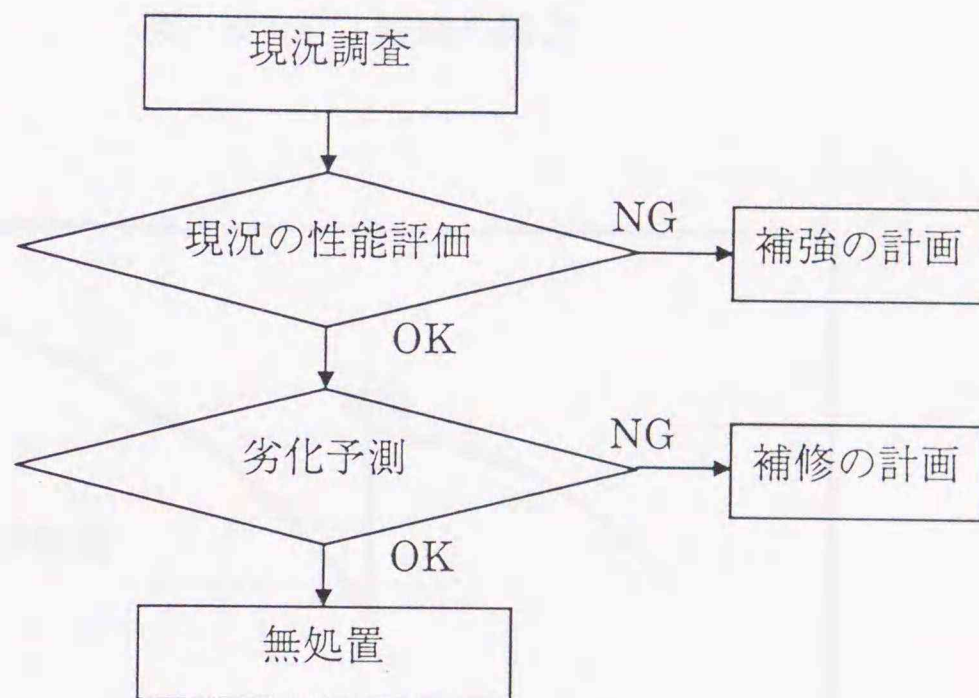


図-5.6 対策の基本的な考え



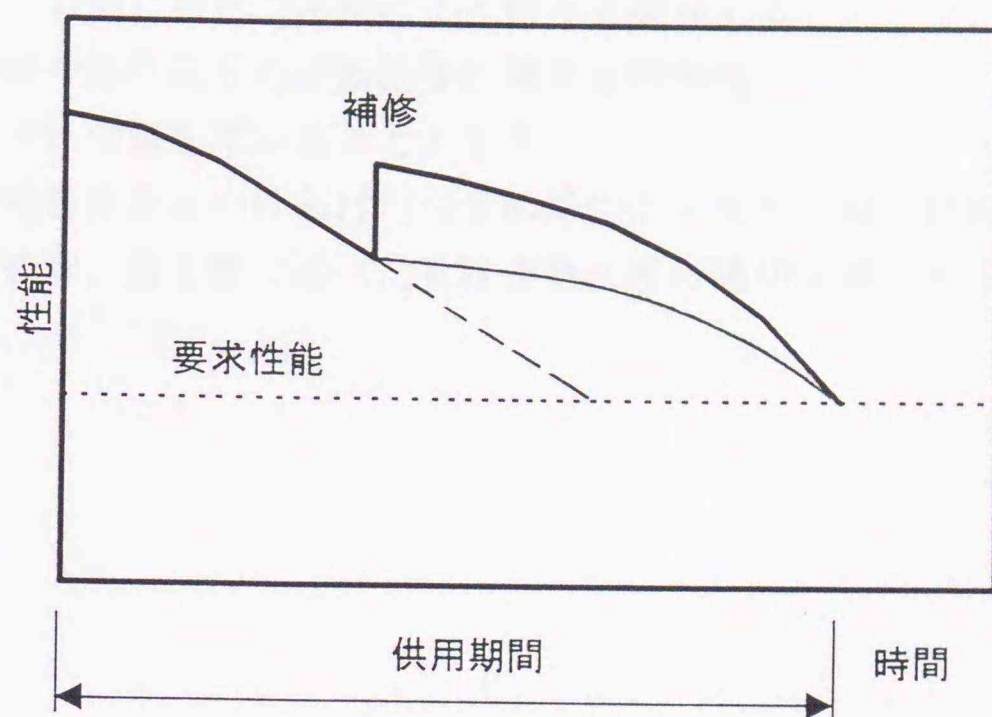


図-5.7(a) 補修の概念

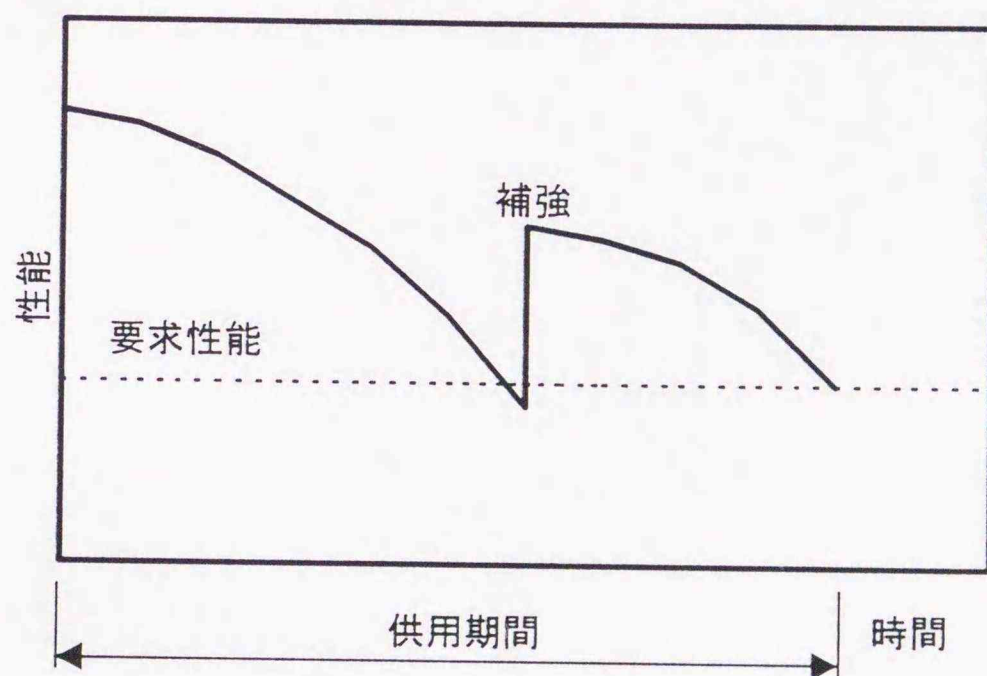


図-5.7(b) 補強の概念



#### 5. 4. 2 対策の計画・設計

補修・補強等の対策の計画は、対策後の構造物の性能がそれ以降も要求性能を満足するような工法および材料を選定する必要がある。

次に、対策の設計に当たっては、対策後の性能評価および対策後の劣化予測についても対策前と同様、前節に述べた手法により行う必要がある。ここで、設計に用いる材料強度等の特性値や劣化因子の遮断性等に関する物性値については、各種調査や要素試験により確認された値を用いることとする。

また、対策後の構造物あるいは部材の力学的特性から補修・補強材料の強度照査を行う場合には、第3章、第4章で述べた有限要素法等の適切な解析手法を用いることとする。



## 5. 5 コンクリート構造物の維持管理事例

### 5. 5. 1 構造物概要

事例対象とするのは、開架式気化器の架台で、構造は鉄筋コンクリートラーメン構造である。構造物概要を図-5.8 に示す。当該構造物は、常時海水の飛沫を受ける厳しい腐食環境下にあるため、コンクリート中への塩化物イオンの浸透によるひび割れ、錆汁といった塩害特有の劣化現象が随所にみられたため、供用開始後8年目にエポキシ樹脂による表面保護工が行われた。しかし、その後も約5年毎に部分的に再劣化が生じ、その都度対策を講じている。ここでは、供用開始後20年目に行った調査、性能評価および補修・補強の検討事例を示す。

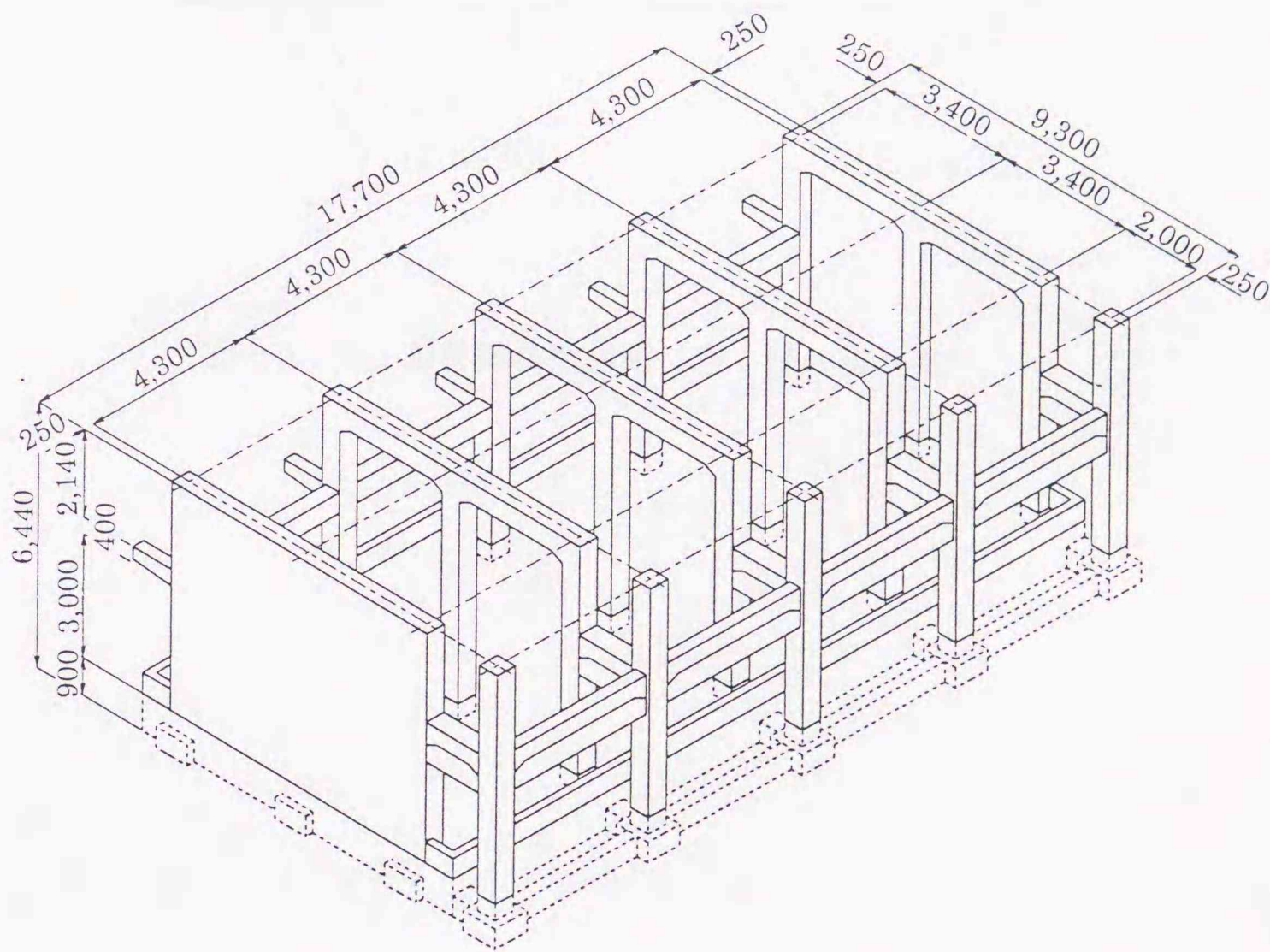


図-5.8(a) 構造物の概要



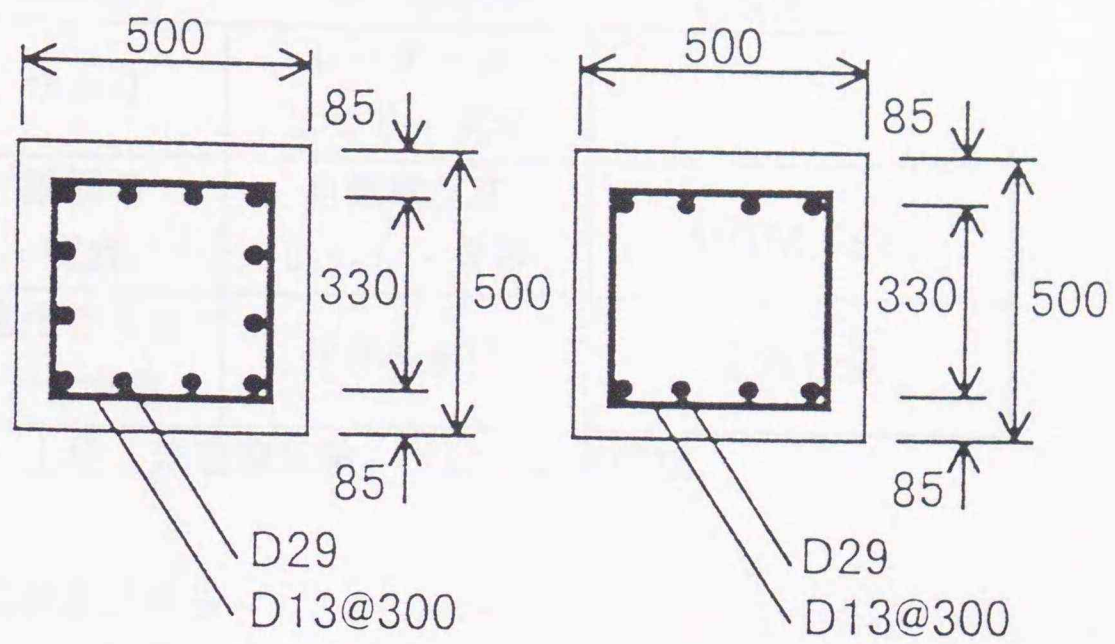


図-5.8(b) 部材標準断面図 (左: 柱、右: 梁)



## 5. 5. 2 調査

調査概要を表-5.3 にまとめて示す。

表-5.3 試験概要

| 調査項目            | 調査方法*           | 備考                      |
|-----------------|-----------------|-------------------------|
| コンクリートの<br>圧縮強度 | 反撥硬度法<br>一軸圧縮試験 | JSCE-G504<br>JIS A 1107 |
| かぶり             | レーダー法<br>はつり・実測 |                         |
| 鉄筋の<br>腐食       | 自然電位法<br>はつり・目視 | ASTM C876               |
| 塩化物イオ<br>ン含有量   | 化学分析法           | 全塩分量                    |

\* ) 上段：非破壊試験、下段：破壊試験

### (1) 調査項目および手法

#### 1) コンクリートの圧縮強度

シュミットハンマー (NR 型) を用いてコンクリート表面の反撥度を測定した。試験箇所 1 箇所当たりの打撃点数は 20 点とし、平均値を試験箇所の反撥度とした。測定された反撥度からコンクリートの圧縮強度を式 (2.4)、(2.6) により推定した。

反撥度の測定後、数箇所からコンクリートコア ( $\phi$  100) を採取し、整形、養生後、JIS A 1107 に準拠して一軸圧縮試験を行った。

#### 2) かぶり

鉄筋探査機 (レーダー法) を用いてコンクリート表面から内部鉄筋のかぶりを推定した。かぶりの推定は主鉄筋およびせん断補強筋それぞれに対して行った。

かぶりの推定後、一部でコンクリートをはつり、鉄筋の純かぶりを実測し、推定値の補正を行った。

#### 3) 鉄筋の腐食

電位差式鉄筋腐食度検査装置を用いて自然電位を測定した。測定された自然電位から鉄筋の腐食状況を ASTM C876 により推定した。

自然電位測定後、コンクリートをはつり、鉄筋の腐食状況を確認した。腐食状況は表-5.4 に示す腐食グレードにより評価した。

#### 4) 塩化物イオン含有量

コンクリート中の塩化物イオン含有量を化学分析法により測定した。



表-5.4 鉄筋の腐食グレード

| グレード | 腐食状況                  |
|------|-----------------------|
| I    | 腐食していない               |
| II   | 点錆程度の軽微な腐食である         |
| III  | 全周または全長にわたって浮き錆が生じている |
| IV   | 断面欠損を生じている            |

## (2) 調査結果

### 1) コンクリート圧縮強度

反撥硬度法によるコンクリート圧縮強度の推定値および一軸圧縮試験結果を表-5.5 にまとめて示す。推定強度は実強度の 99% となっており、推定精度は比較的高いと評価できる。

表-5.5 コンクリート強度の推定結果

| 項目        | 一軸圧縮試験 | 反撥硬度法 |
|-----------|--------|-------|
| 平均値(MPa)  | 44.4   | 43.8  |
| 標準偏差(MPa) | 1.5    | 3.4   |
| 変動係数      | 0.04   | 0.08  |
| 最大値(MPa)  | 46.2   | 53.4  |
| 最小値(MPa)  | 42.7   | 38.0  |
| 推定強度/実強度  |        | 0.99  |

### 2) かぶり

図-5.9 に実測かぶりの分布を主鉄筋およびせん断補強筋についてそれぞれ示す。平均値および標準偏差は、それぞれ (81mm、19.6mm) および (59mm、17.8mm) であり、正規分布と仮定した。また、レーダー法による推定かぶりと実測かぶりとの関連を表-5.6 および図-5.10 に示す。これより、レーダー法による推定精度 (= 推定値/実測値) は平均で 6% 大きく、 $\pm 2\sigma$  ( $\sigma$ : 標準偏差=0.16) の範囲から、推定精度は最大で  $\pm 30\%$  程度と評価できる。



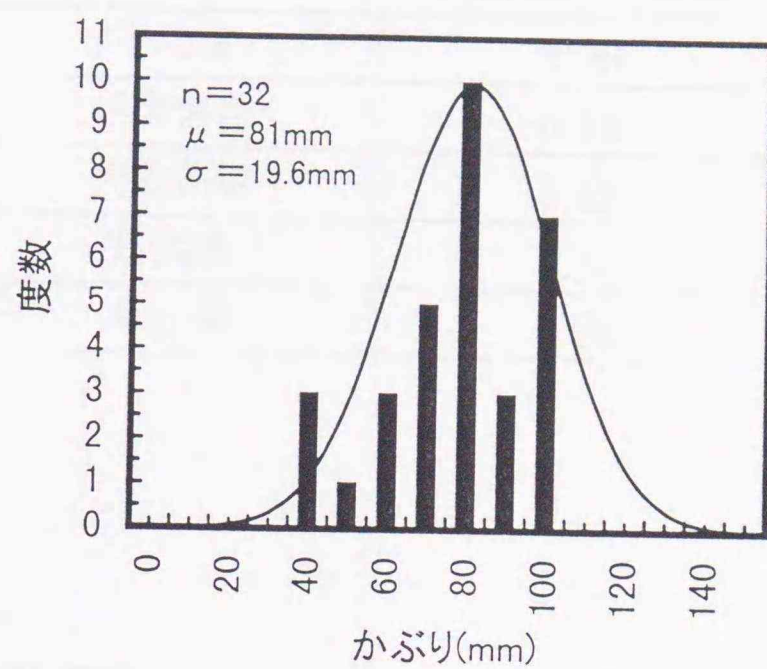


図-5.9(a) かぶりの分布  
(主鉄筋)

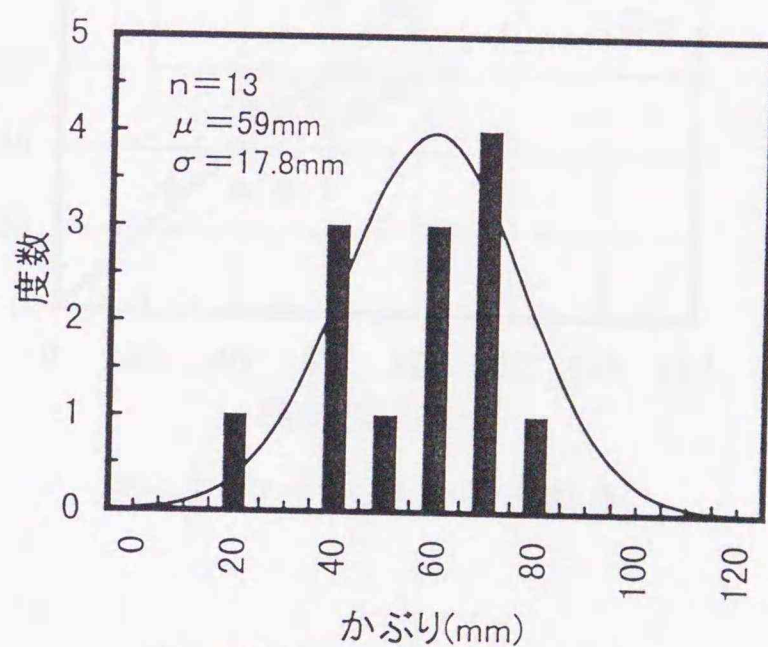


図-5.9(b) かぶりの分布  
(せん断補強筋)



表-5.6 かぶりの推定結果

| 項目   | 推定値／実測値 |
|------|---------|
| 平均値  | 1.06    |
| 標準偏差 | 0.16    |
| 変動係数 | 0.15    |
| 最大値  | 1.34    |
| 最小値  | 0.60    |

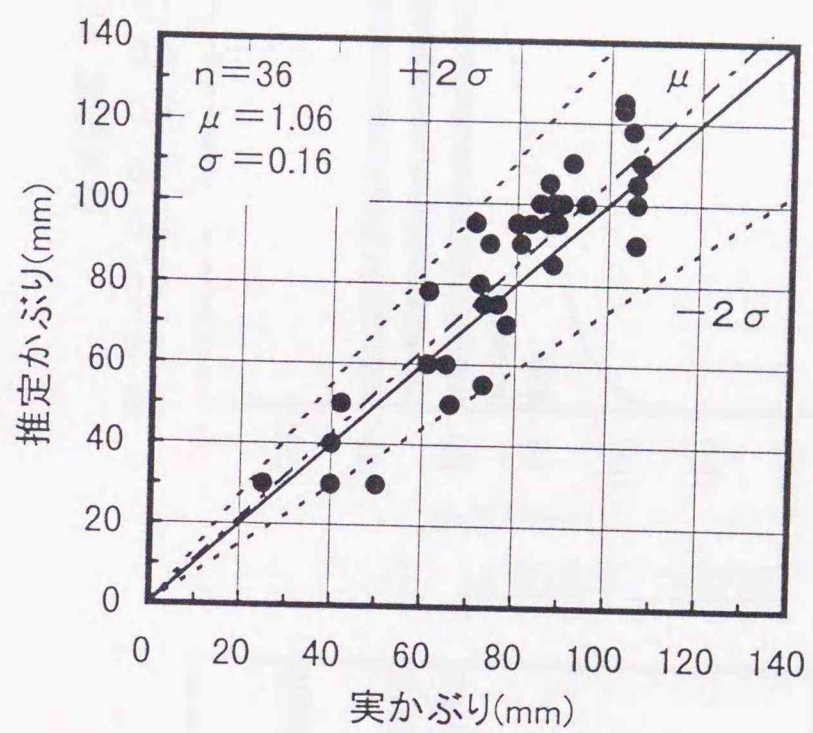


図-5.10 かぶりの推定結果



### 3) 鉄筋の腐食状況

図-5.11 に鉄筋のかぶりと腐食確率との関連を示す。ここで、腐食確率は同一かぶりにおいて腐食グレードがⅢおよびⅣである鉄筋の割合とした。これより、主鉄筋についてはかぶりが60mm以下、せん断補強筋についてはかぶりが50mm以下の場合、100%の確率で腐食が生じている。一方、主鉄筋については90mm以上、せん断補強筋については80mm以上の場合には鉄筋の腐食が生じていない。分布形状から腐食確率を累積正規分布と仮定した。正規分布関数における平均値および標準偏差は、主鉄筋およびせん断補強筋でそれぞれ(75mm、12.9mm) および(65mm、12.9mm)である。

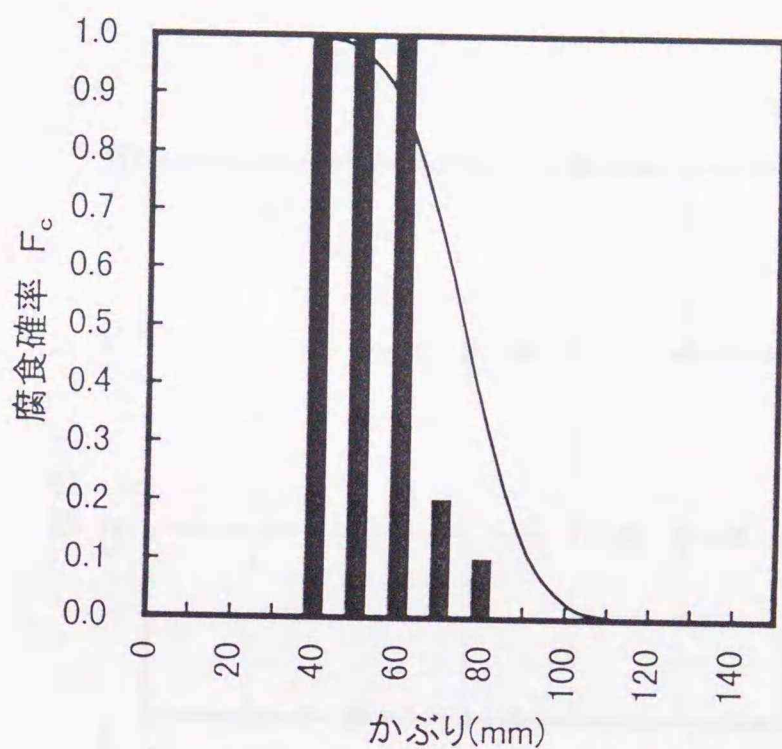


図-5.11(a) 腐食確率(主鉄筋)

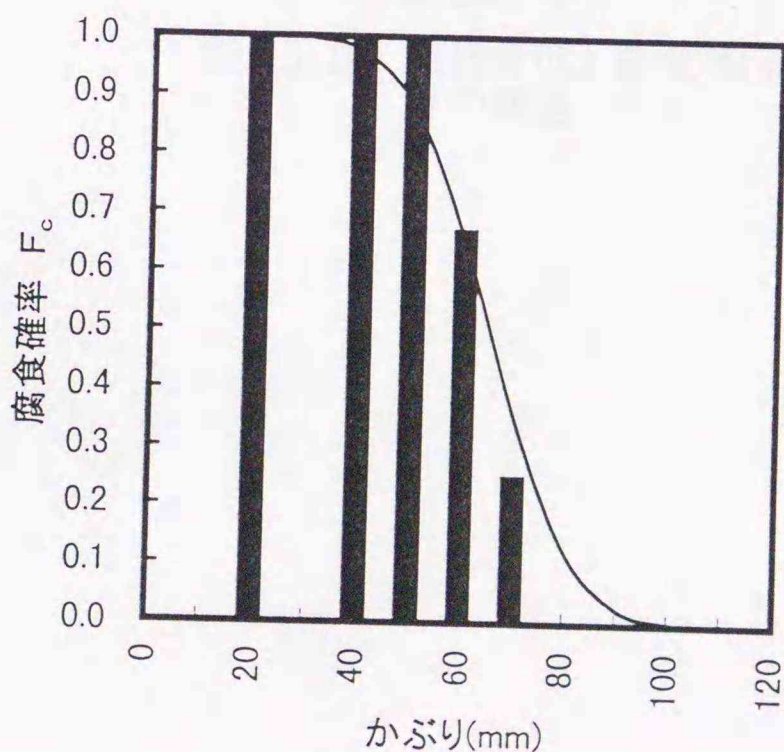


図-5.11(b) 腐食確率(せん断補強筋)



次に、自然電位の測定結果と鉄筋の腐食状況との関連を図-5.12 に示す。これより、電位が $-200\text{mV}$  より高い場合には腐食グレードはⅠであり腐食は生じていない。一方、電位が $-350\text{mV}$  より低い場合には腐食グレードはⅡ～Ⅳであり腐食が生じている。また、電位が $-200\sim-350\text{mV}$  の範囲では腐食グレードはⅠ～Ⅳであり、鉄筋腐食の判定は困難である。これらの結果は ASTM C876 の評価と一致している。また、表-5.7, 5.8 に鉄筋の種類別および腐食状況別の電位測定結果をそれぞれ示す。表-5.8 の結果から、腐食グレードⅢ～Ⅳを対象とした腐食確率は、電位が $-200\text{mV}$  より高い場合には0%、 $-200\sim-350\text{mV}$  の範囲では23%、 $-350\text{mV}$  より低い場合には69%と推察される。

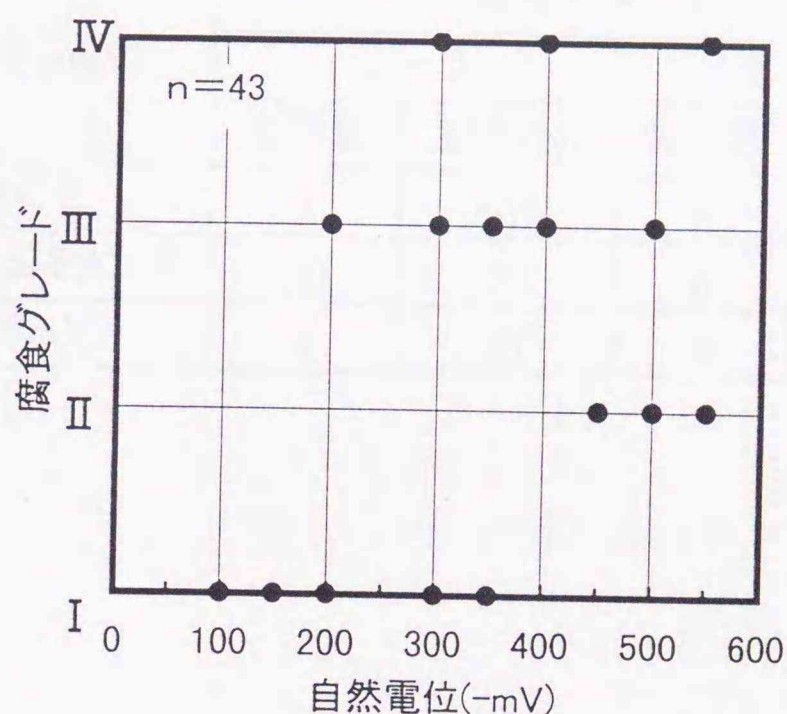


図-5.12 自然電位と腐食状況との関連



表-5.7 鉄筋種類別の自然電位測定結果

| 自然電位 E (-mV)        | 主鉄筋 |       | せん断補強筋 |       |
|---------------------|-----|-------|--------|-------|
|                     | 箇所数 | 割合(%) | 箇所数    | 割合(%) |
| -200mV < E          | 4   | 13    | 0      | 0     |
| -350mV < E ≤ -200mV | 19  | 63    | 7      | 54    |
| E < -350mV          | 7   | 24    | 6      | 46    |
| 合計                  | 30  | 100   | 13     | 100   |

表-5.8 腐食状況別の自然電位測定結果

| 自然電位 E (-mV)        | 腐食グレード |       |       |       | 合計箇所<br>数 |
|---------------------|--------|-------|-------|-------|-----------|
|                     | Ⅰ ～ Ⅱ  |       | Ⅲ ～ Ⅳ |       |           |
|                     | 箇所数    | 割合(%) | 箇所数   | 割合(%) |           |
| -200mV < E          | 4      | 100   | 0     | 0     | 4         |
| -350mV < E ≤ -200mV | 20     | 77    | 6     | 23    | 26        |
| E < -350mV          | 4      | 31    | 9     | 69    | 13        |



#### 4) 塩化物イオン含有量

図-5.13 に塩化物イオン量の分布状況を示す。図には、表面保護前の分布状況も併せて示す。図より、表面保護によって表層の塩化物イオンが内部に拡散していることが明らかである。また、表面保護前の分布状況から近似した表面塩化物イオン量および拡散係数は、それぞれ  $21.286\text{kg/m}^3$  および  $9.06 \times 10^{-8}\text{cm}^2/\text{s}$  である。

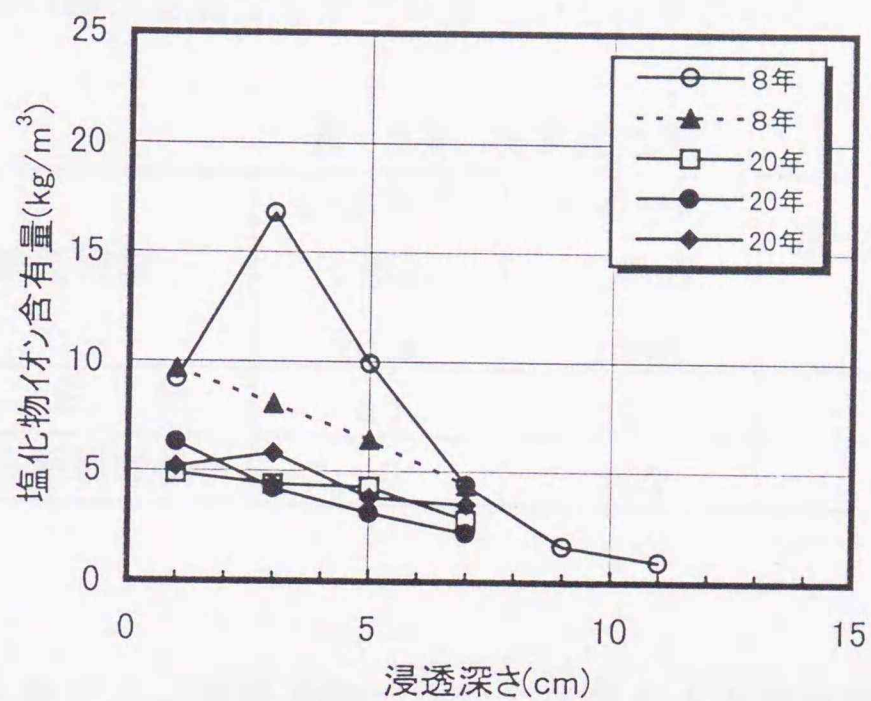


図-5.13 塩化物イオン量調査結果



### 5. 5. 3 現況の性能評価

#### (1) 鉄筋の腐食評価

図-5.9 に示したかぶりおよび図-5.11 に示した腐食確率の分布から、腐食発生率を式(5.1)～(5.3)により算定した。腐食発生率の算定結果を表-5.9 に示す。これより、主鉄筋は全体の約 40%、せん断補強筋は全体の約 60%が腐食していると評価できる。実構造物に対して全ての鉄筋の腐食状況を確認していないため、実際の腐食発生率は確認されていないが、過去数回にわたって塩害に対する補修を行っていることや、鉄筋腐食が進行している場合でも腐食ひび割れとして顕在化しない場合も考えられることから、評価結果は概ね妥当なものではないかと推察される。

表-5.9 腐食発生率

| 鉄筋種類   | かぶりの<br>下限値<br>(mm) | かぶりの<br>上限値<br>(mm) | 腐食発生率<br>(%) |
|--------|---------------------|---------------------|--------------|
| 主 鉄 筋  | 40                  | 120                 | 39           |
| せん断補強筋 | 20                  | 100                 | 61           |

#### (2) 耐力評価

耐力評価を行う断面は当該構造物の柱および梁を正方形単鉄筋にモデル化した断面とし、曲げおよびせん断耐力についてそれぞれ評価を行った。部材の耐力は「土木学会：コンクリート標準示方書－設計編－」に示されている、限界状態設計法による終局耐力とした<sup>5.2)</sup>。ここで、鉄筋の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度の設計値は、設計図書からそれぞれ 295Mpa および 24Mpa とした。

耐力の検討は、一軸圧縮試験による実強度、実測かぶりおよび表-5.9 に示した腐食発生率等の結果を用いたものを CASE-1、非破壊試験のみによる推定結果を用いたものを CASE-2 および非破壊試験による推定結果を実測結果に基づいて補正したものを CASE-3 とした。また、比較のため全て設計値を用いた場合の設計耐力も併せて算出した。検討ケースの一覧を表-5.10 に示す。ここで、調査結果から設定したコンクリートの圧縮強度および有効高さは調査位置によるばらつきを考慮して正規分布と仮定した。また、腐食による鉄筋の引張耐力の低下は式(5.4)、(5.5)により考慮した。



表-5.10 検討ケース一覧

| 項目                            | CASE-1         | CASE-2         | CASE-3         | 設計値  |
|-------------------------------|----------------|----------------|----------------|------|
| 主鉄筋量<br>(cm <sup>2</sup> )    | 26.4           | 26.4           | 26.4           | 26.4 |
| 主鉄筋の引張<br>耐力低減率               | 0.93           | 0.93           | 0.93           | 1.0  |
| 主鉄筋の腐食<br>発生率 (%)             | 40             | 53.5           | 31.9           | 0    |
| 有効高さ<br>(cm)                  | N(40.42, 1.96) | N(39.24, 1.86) | N(39.77, 1.76) | 39   |
| コンクリートの圧縮<br>強度(MPa)          | N(44.4, 1.54)  | N(42.9, 3.4)   | N(43.8, 3.4)   | 24   |
| 部材幅(cm)                       | 50             | 50             | 50             | 50   |
| せん断補強<br>筋量(cm <sup>2</sup> ) | 2.65           | 2.65           | 2.65           | 2.65 |
| せん断補強筋の<br>引張耐力低減率            | 0.85           | 0.85           | 0.85           | 1.0  |
| せん断補強筋の<br>腐食発生率 (%)          | 60             | 68.4           | 45.7           | 0    |

備考) N：正規分布であることを示す



耐力の算定結果を表-5.11 および図-5.14 にまとめて示す。ただし、設計耐力以外の算定値は耐力算定式において部材係数を考慮せず、分布関数の 95%超過値を耐力の特性値としている。これらの結果から、CASE-2 および CASE-3 で示される非破壊試験による耐力は、いずれも CASE-1 で示される実際の断面諸量等を用いて算定した耐力に比べて小さくなっている。しかし、設計耐力に比べて実際の耐力に比較的良く一致しており、部材の耐力がほぼ評価できているものと考えられる。すなわち、非破壊試験による耐力評価はほぼ妥当であり、耐力を過大に評価する可能性は小さいものと考えられる。また、腐食による鉄筋の引張耐力の低下により、部材の曲げ耐力およびせん断補強筋が受け持つせん断耐力の設計耐力に対する余裕度が小さくなっている。特に、せん断補強筋が受け持つせん断耐力の 95%超過値が設計値を下回っているものもあり、設計耐力が安全側に評価する可能性がある。しかし、今回の評価ではコンクリートの実強度が設計値に比べて高いためにコンクリートが受け持つせん断耐力が大きく、部材としてのせん断耐力は設計耐力よりも大きくなっている。

以上の結果から、当該構造物の耐力は、現状では要求性能を満足していると評価できる。また、非破壊試験による現有耐力の評価手法の有効性も併せて確認された。

表-5.11 耐力の算定結果

| 項目                   | CASE-1         | CASE-2         | CASE-3         | 設計値  |
|----------------------|----------------|----------------|----------------|------|
| 曲げ耐力(tfm)            | N(29.58, 1.51) | N(28.35, 1.42) | N(29.22, 1.37) | 24.2 |
|                      | 27.0           | 26.0           | 27.0           |      |
| せん断耐力(tf)            | N(27.66, 1.11) | N(26.83, 1.17) | N(27.49, 1.16) | 19.6 |
|                      | 25.8           | 24.9           | 25.6           |      |
| コンクリートが受け持つせん断耐力(tf) | N(19.17, 1.03) | N(18.71, 1.11) | N(18.95, 1.09) | 11.7 |
|                      | 17.5           | 16.9           | 17.2           |      |
| 鉄筋が受け持つせん断耐力(tf)     | N(8.48, 0.41)  | N(8.12, 0.38)  | N(8.54, 0.38)  | 7.8  |
|                      | 7.8            | 7.5            | 7.9            |      |

備考) ・ N：正規分布であることを示す

・ 下段は 95%超過値であり、耐力の特性値とする



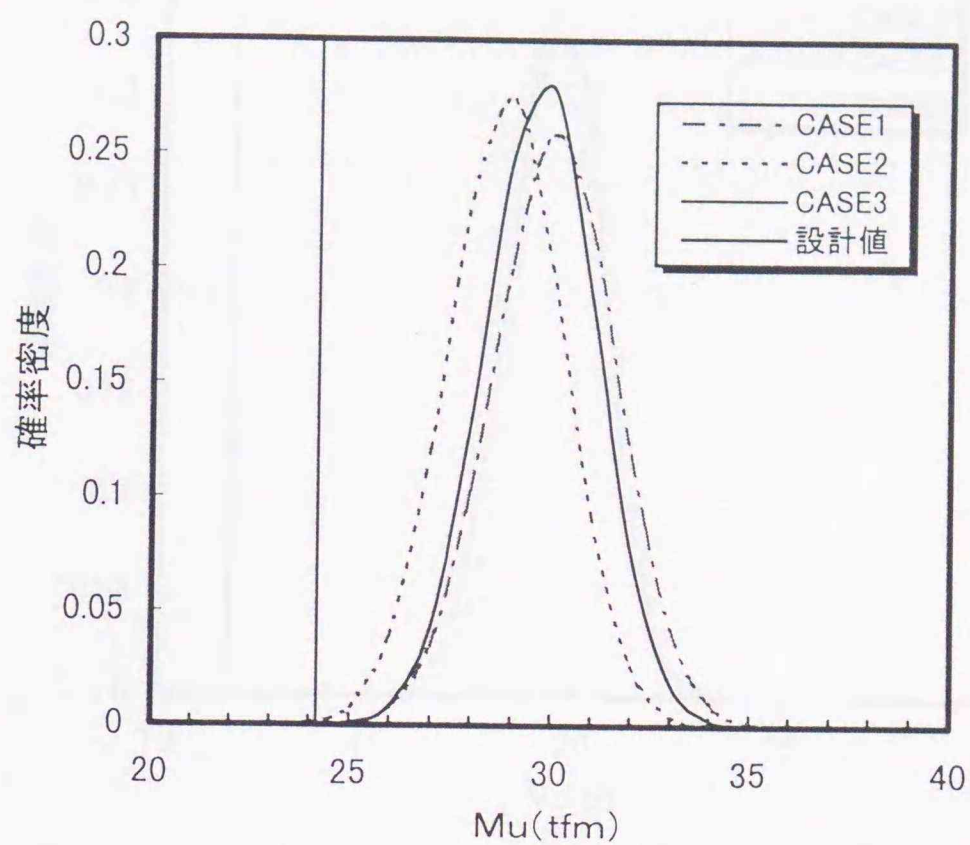


図-5.14(a) 曲げ耐力

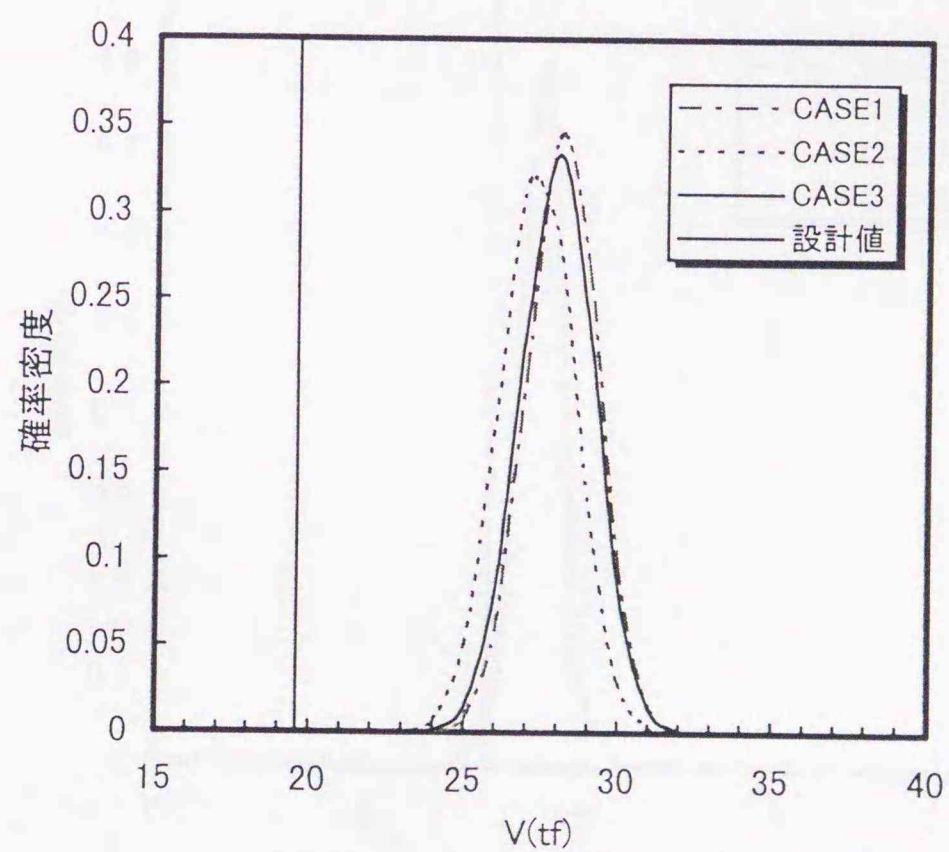


図-5.14(b) せん断耐力



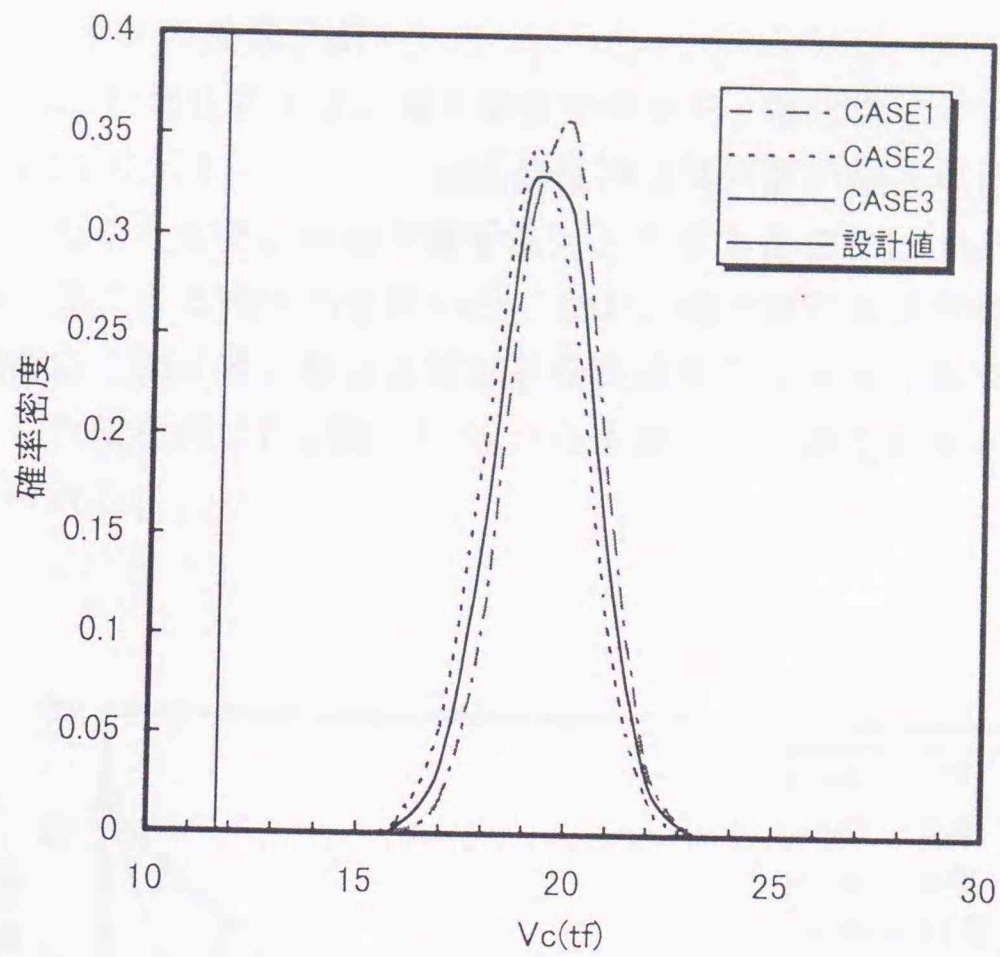


図-5.14 (c) コンクリートが受け持つせん断耐力

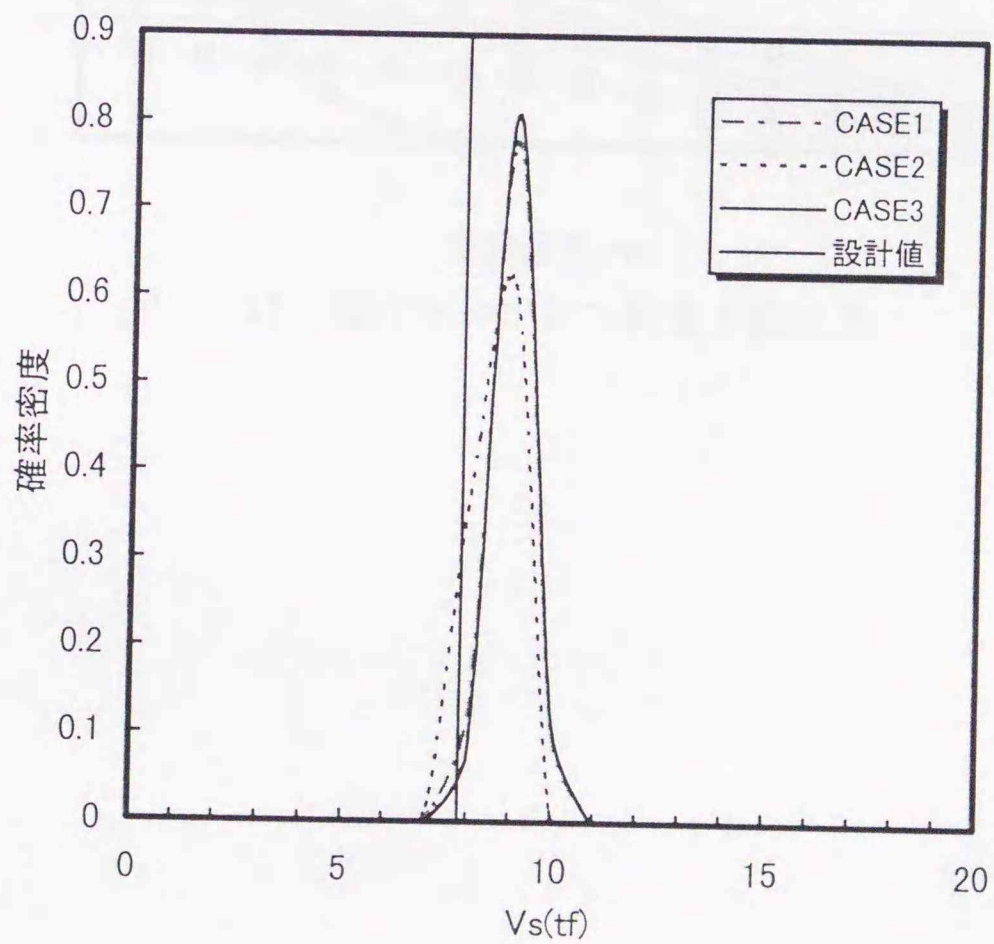


図-5.14(d) せん断補強筋が受け持つせん断耐力



#### 5. 5. 4 劣化予測

##### (1) 塩化物イオンの浸透予測

図-5.13 に示した塩化物イオン量の調査結果から、塩化物イオンの浸透予測を行った結果を図-5.15 に示す。ここで、当該構造物は供用開始後 8 年目に表面保護工による補修が行われたことから、浸透予測手法として 8 年目までは Fick の拡散式(5.6)を、それ以降は差分法による式(5.7)を用いた。なお、構造物の供用期間は 50 年と設定した。また、表面塩化物イオン量および拡散係数は表面保護前の調査結果から最小二乗法により近似した値を用いた。図-5.15 から予測結果は調査結果と比較的良く一致していると考えられる。

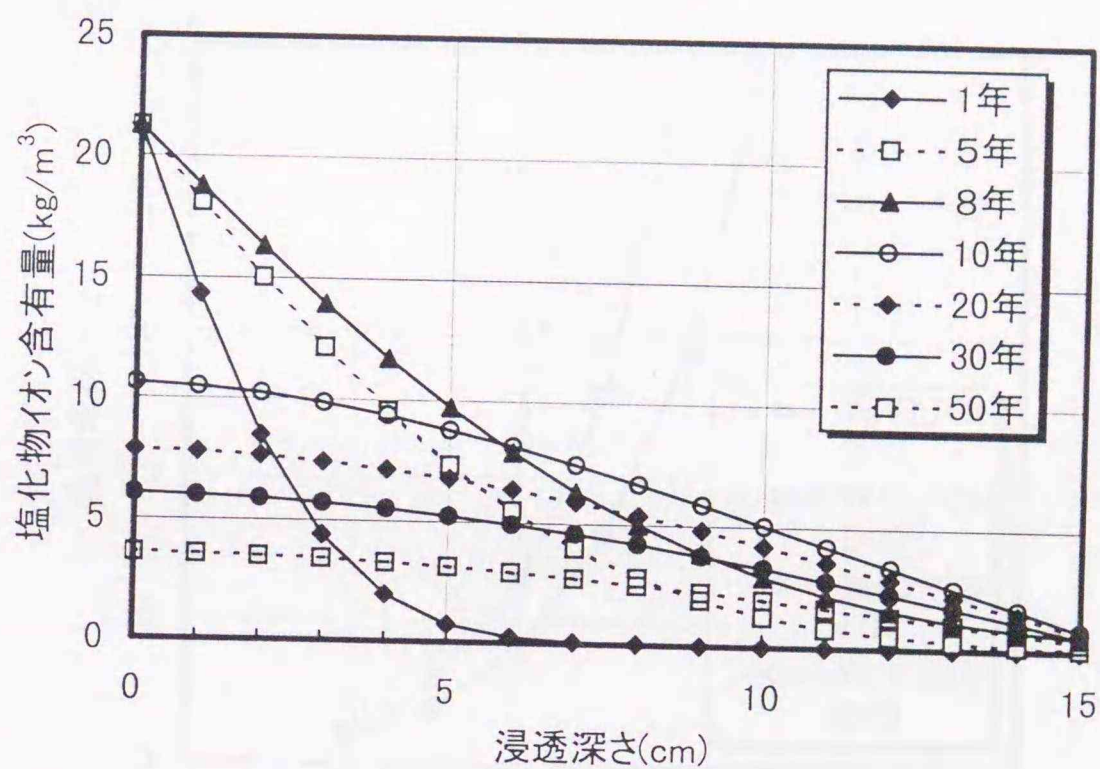


図-5.15 塩化物イオンの浸透予測結果



## (2) 鉄筋の腐食進行予測

塩化物イオンの浸透予測結果を基に式(5.10)～(5.15)により腐食発生限界かぶりを算定した結果を図-5.16 に、算定に用いたパラメータを表-5.12 に示す。ここで、W/C については実構造物におけるばらつきや不確実さを考慮して 55～70%と設定した。その他の条件は構造物が設置されている環境から設定した。

図-5.16 から、1997 年の調査時である供用 20 年目では、せん断補強筋ではかぶり 50mm、主筋ではかぶり 60mm 以下の鉄筋で腐食発生率が 100%となることがわかる。これは、図-5.11 に示した調査結果と一致しており、本手法の有効性が確認できる。また、供用 50 年目では、せん断補強筋ではかぶり 60mm、主筋ではかぶり 70mm 以下の鉄筋で腐食発生率が 100%となることが予測できる。

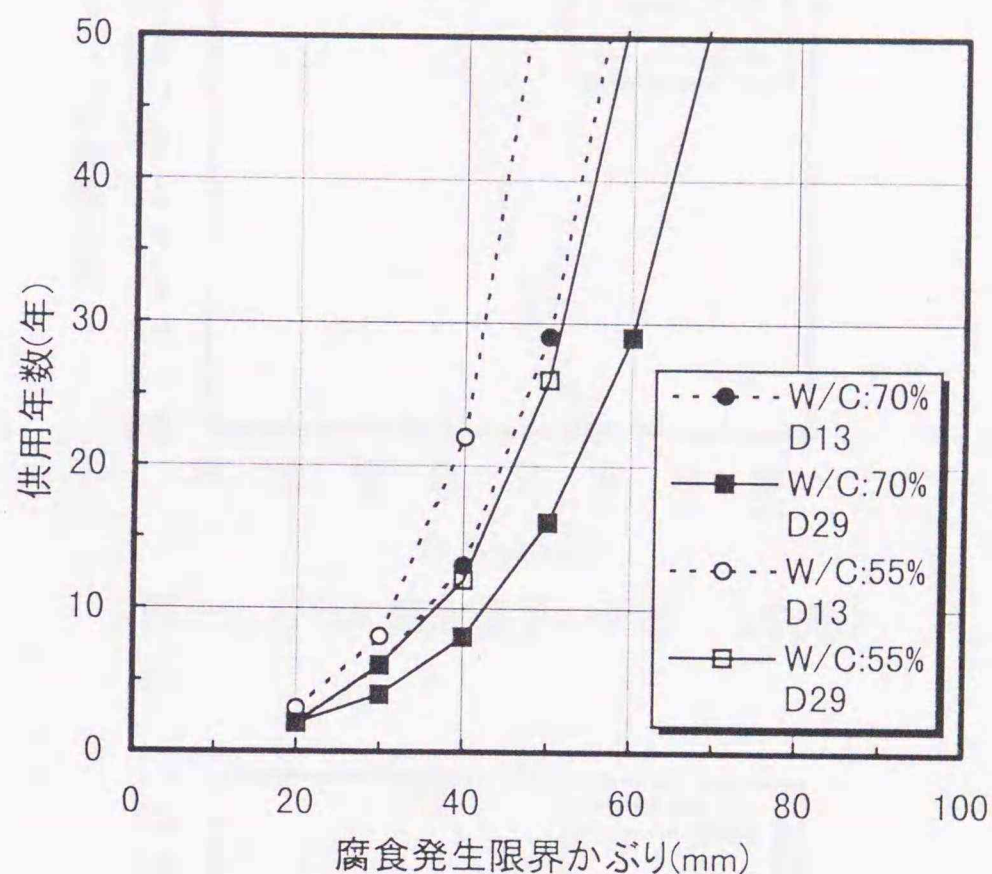


図-5.16 腐食発生限界かぶりの予測結果

表-5.12 予測に用いたパラメータ

| かぶり<br>(mm) | 鉄筋径<br>(mm) | 水セメント比<br>(%) | 温度<br>(℃) | 相対湿度<br>(%) | 酸素濃度<br>(%) |
|-------------|-------------|---------------|-----------|-------------|-------------|
| 20～150      | 13、29       | 55、70         | 15.5      | 100         | 21          |



図-5.17 および 5.18 に、今後の供用年数と腐食確率および腐食発生率の予測結果をそれぞれ示す。図-5.18 より、供用 20 年目の腐食発生率は、主鉄筋、せん断補強筋でそれぞれ 35%、55%であり、調査結果に比べてそれぞれ 5 %程度低くなっているが、比較的よく一致していると考えられる。また、今後の鉄筋腐食は 10 年間で 5%程度の割合で進行し、供用 50 年目では主筋で約 50%、せん断補強筋では約 70%の鉄筋が構造物の性能に影響を与える腐食を生じることが予測できる。したがって、今後新たに腐食の進行が予想される箇所については、事前の対策が必要であると評価された。

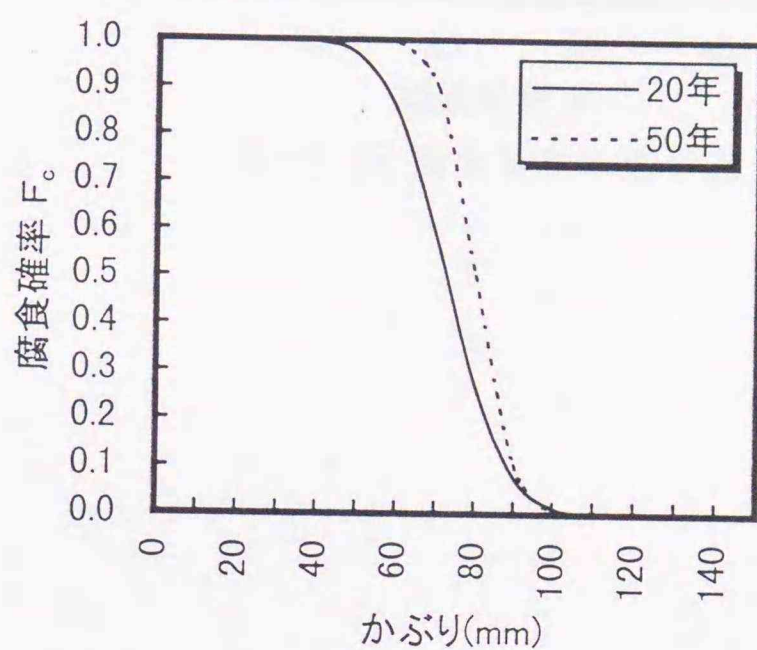


図-5.17(a) 腐食確率の予測 (主鉄筋)

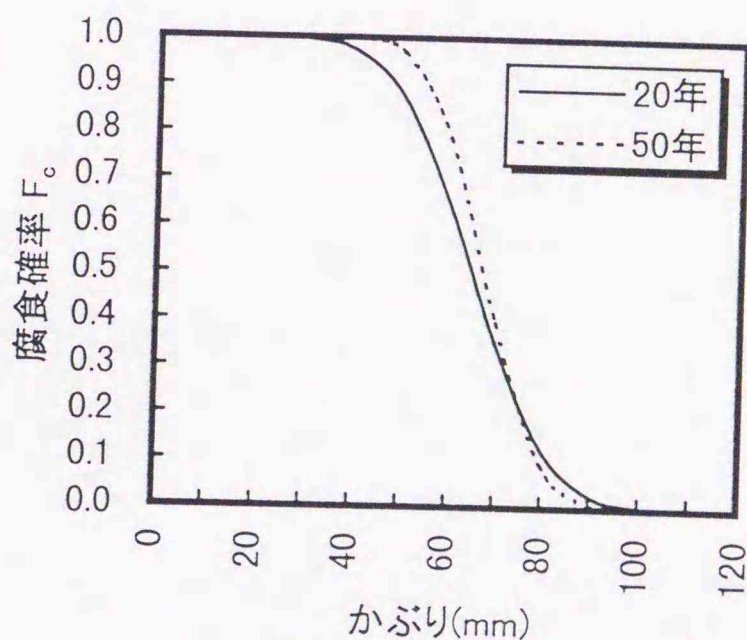


図-5.17(b) 腐食確率の予測  
(せん断補強筋)



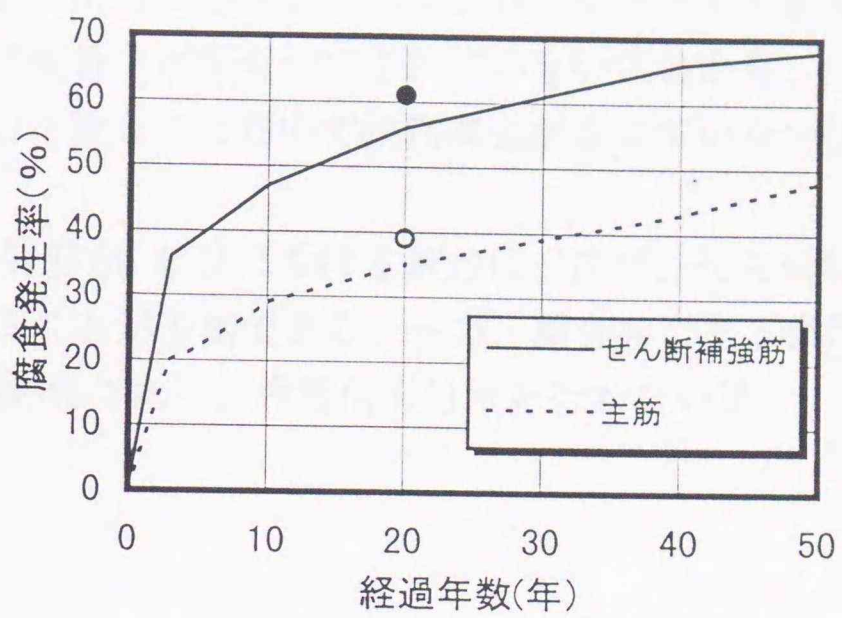


図-5.18 腐食発生率の予測



### (3) 耐力の低下予測

鉄筋の腐食進行予測結果を式(5.4)、(5.5)および耐力算定式に適用して耐力の低下予測を行った結果を図-5.19に示す。ここで、コンクリートの強度は化学的劣化等の特別な場合を除いて強度低下が明らかにされていないことから、一定としている。また、耐力の低下は、供用年数0年において鉄筋腐食が生じていない状態の耐力に対する比率で示している。

図-5.19から、供用50年目における耐力は、曲げ、せん断耐力とも供用開始時の88%程度に低下することが予測できる。一方、調査時である供用20年目における耐力は供用開始時の98%であり、今後何も対策を行わない場合、約10%の耐力低下が予測された。

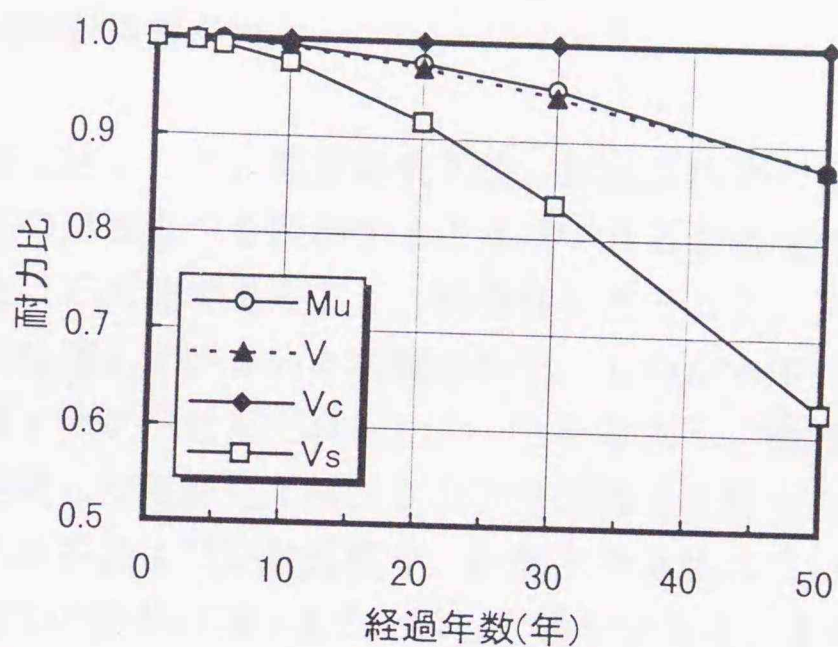


図-5.19 耐力の低下予測



### 5. 5. 5 対策

#### (1) 対策の計画

性能評価および劣化予測の結果、当該構造物の耐力は現況において要求性能を満足しているが、鉄筋腐食についてはひび割れ、錆汁の発生および将来的な耐力低下への影響という観点から、要求性能を満足しないと評価された。したがって、鉄筋腐食に対して性能を向上させる対策を行うこととした。

#### (2) 対策の設計

鉄筋腐食に対する性能を向上させる対策としては種々の工法があるが、ここでは以下の観点から工法選定を行った。すなわち、

- ①コンクリート中にはすでに多量の塩化物イオンが含まれている。
- ②鉄筋には腐食による断面欠損を生じているものもある。
- ③構造物の供用を長期間連続して休止することは不可能である。
- ④構造物を2～3年に1回程度の割合で、短期間休止することは可能である。
- ⑤対策には経済性が重視される。

等である。

鉄筋腐食の対策工法として、電気防食工法、脱塩工法等の電気化学的な工法があるが、これらは鉄筋の腐食進行を制御することはできるが断面欠損を生じた鉄筋の耐力を回復させることは不可能であること、経済性に劣ること、工期が長いこと等の理由から当該構造物には適していないと判断された。したがって、対策として腐食した鉄筋の周囲の塩化物イオンを含んだコンクリートを除去し、樹脂モルタルで断面修復した後、第3章で開発した積層化工法による表面保護工を行った。ただし、鉄筋の腐食に対しては、錆の除去および防錆処理を、断面欠損を生じている場合には新たな鉄筋を配置した。実施工の流れは図-3.7に示した通りである。また、構造物を2～3年に1回程度の割合で、短期間ではあるが休止することが可能であることから、ひび割れ、錆汁等の劣化が顕在化していない箇所は今回の対策では対象外とし、供用年数の経過とともに顕在化した場合に対してのみ対策を行うこととした。この点は図-5.2に示した維持管理の基本フローにおける、維持管理のしやすさを考慮したものである。



## 5. 6 本章のまとめ

本章では、コンクリート構造物の調査、性能評価および補修・補強の流れを体系化することによって合理的でかつ適確な維持管理手法の提案を行った。また、提案した手法に基づいて実構造物に対する維持管理を行った。本章で得られた主な結果を以下にまとめる。

- (1) かぶりの分布および腐食確率から腐食発生率を指標として鉄筋の腐食が評価できる。さらに、鉄筋の腐食による引張耐力低下を考慮することで構造物あるいは部材の耐力評価ができる。
- (2) 既往の腐食ひび割れ発生予測式によって腐食確率の分布を推定することが可能である。
- (3) 耐力評価において非破壊試験は有効な手段の一つであることが確認できた。
- (4) Fick の拡散式および差分法による塩化物イオンの浸透予測から、鉄筋の腐食進行、耐力低下等の劣化予測を行う手法を提案した。



## 参考文献

- 5.1) 宮本文穂、河村 圭、中村秀明：Bridge Management System (BMS) を利用した既存橋梁の最適維持管理計画の策定、土木学会論文集 No.588/VI-38、pp.191-208、1998.3
- 5.2) 土木学会：コンクリート標準仕方書－設計編－
- 5.3) 関 博、金子雄一：コンクリート部材の寿命予測－鉄筋の腐食を中心として－、コンクリート工学 Vol.29.No.8、pp.15-23、1991.8
- 5.4) 東京港埠頭公社：大井埠頭栈橋劣化調査・補修 マニュアル(案)、平成6年3月
- 5.5) 宮川豊章：コンクリート構造物の塩害とアルカリ骨材反応、最近のコンクリート技術と課題講習会資料、1989.6
- 5.6) 堤 知明、阿部久雄、前田敏也：コンクリート中の塩分浸透量の推定に関する検討、土木学会第48回年次学術講演会概要集V、pp.250-251、1993.
- 5.7) 森永 繁、入野一男、太田達見、土本凱士：腐食による鉄筋コンクリート構造物の寿命予測、コンクリート工学論文集、第1巻第1号、pp.177-189、1990.1



## 第 6 章

### 結 論



## 第6章 結論

本論文は、重要な社会資本の一つであるコンクリート構造物の維持管理を、調査、性能評価、補修・補強の流れを体系化することにより、合理的かつ適確に行う手法の提案を行ったものである。以下に、本論文で得られた主な結果を結論として各章ごとに示す。

第1章では、本論文の目的および維持管理の現状について触れ、コンクリート構造物を供用期間中、要求される性能を満足させるためには適切な維持管理が不可欠であること、しかしながら、現状では様々な解決すべき問題があることを示し、本論文の目的を述べた。

第2章では、維持管理における調査手法について、非破壊試験と一部の破壊試験を併用することにより、実構造物の調査を合理的に行う手法の提案を行った。その結果、

- (1) 同一のテストハンマーを用いた場合でも測定者によって反撥度にばらつきが生じる。
- (2) 圧縮強度の推定に反撥硬度法、複合法いずれの方法を用いる場合にも、実強度が高いほど強度が相対的に低く推定される可能性がある。しかし、あらかじめ代表的な調査箇所からいくつかのコアを採取し、実強度に応じて既存の強度推定式を補正することにより推定精度は向上する。
- (3) 鉄筋位置の推定に関して、電磁誘導法、レーダー法の推定誤差に有意な差はみられない。
- (4) かぶりの推定に関して、超音波法の推定精度が電磁誘導法およびレーダー法に比べて高い。
- (5) コンクリート中の鉄筋探査を行う場合、まず電磁誘導法もしくはレーダー法により鉄筋位置およびかぶりを推定し、その後、より高い精度が必要とされる場合には超音波法によってかぶりを推定する手法が適している。
- (6) 超音波法によるひび割れ深さの推定誤差は、ひび割れ深さに関わらず実構造物においても20mm程度であることが明らかとなった。
- (7) 測定された自然電位にASTM規格を適用することにより、鉄筋腐食の有無および腐食程度の定性的な判定が可能であることが確認された。

等の結論を得た。

第3章では、塩害や化学的腐食等の、特に厳しい劣化を受けるコンクリート構造物に対する表面保護工法として、積層化工法およびプレキャストパネル工法の開発・実用化を行った。その結果、

- (1) 異なる特性を有する材料を適切に積層化することにより、単体材料では困難であった各種の要求性能が満足できる。特に、ひび割れ追従性については、第1



層には柔軟性のポリマーセメントモルタル等、第2層には引張強度が高いエポキシ樹脂等が適している。

- (2) プレキャストパネルにより補修されたコンクリート構造物は、塩害、中性化、凍結融解および化学的劣化に対し、優れた耐久性を有する。
- (3) プレキャストパネルは立体金網の効果によりコンクリート躯体との付着が期待できるが、目地の位置によりパネルに過大な荷重が作用する場合があるため、FEM解析等により適切な目地間隔を検討し、施工性に支障の無い範囲で目地間隔をなるべく小さくする必要がある。
- (4) プレキャストパネルの目地部には、パネルと同等の劣化因子の遮断性のみならず、パネルの変形に対して追従できる伸び能力およびパネルとの十分な付着強度を有する、弾性エポキシ樹脂等の材料が適している。

等の結論を得た。

第4章では、コンクリート構造物の補強工法として、炭素繊維シート接着工法の付着機構および補強された構造物の曲げ挙動について解析・実験的に検討を行った。その結果、

- (1) CFSの付着性状はコンクリートのひび割れおよびCFSの剥離を考慮した非線形有限要素解析により評価できる。ここで、CFSの剥離基準は、CFSとコンクリート界面の限界付着応力度を4.5MPaとすることにより表現できる。
- (2) CFSで曲げ補強したRCはりのCFSの剥離前の挙動は断面分割法で評価できる。しかし、CFSの剥離発生後の挙動を評価するためには、剥離を考慮した解析を行う必要がある。
- (3) CFSで曲げ補強したRCはりのCFS剥離後の挙動は、CFSで補強しないRCはりの挙動にシフトする。
- (4) CFSの荷重—ひずみ関係および付着応力の変化からCFSの剥離箇所が推定できる。
- (5) はりの曲げ引張面に貼付けるCFSの剛性を大きくすると、CFS端部においてCFSとコンクリート界面に直角方向の応力が卓越する傾向にあるため、CFSの剥離は界面に発生するせん断応力と引張応力の組み合わせ応力下で評価する必要がある。このような現象に対してCFSをU字に巻き上げたりアンカー一定着する、あるいは端部でのCFSの層数を調整する等してCFSの付着強度を大きくする方法が有効である。

等の結論を得た。

第5章では、第2章、第3章および第4章において検討を行った、コンクリート構造物の調査手法、補修工法および補強工法の維持管理における位置づけを明確にするとともに、これらを体系化することによって、構造物の現況評価のみならず劣化予測を含めた、合理的で適確な維持管理手法の提案を行った。その結果、



- (1) かぶりの分布および腐食確率から腐食発生率を指標として鉄筋の腐食が評価できる。さらに、鉄筋の腐食による引張耐力低下を考慮することで構造物あるいは部材の耐力評価ができる。
- (2) 既往の腐食ひび割れ発生予測式によって腐食確率の分布を推定することが可能である。
- (3) 耐力評価において非破壊試験は有効な手段の一つである。
- (4) Fick の拡散式および差分法による塩化物イオンの浸透予測から、鉄筋の腐食進行、耐力低下等の劣化予測が可能である。

等の結論が得られた。

コンクリート構造物のみならず、各種構造物に対する維持管理の重要性は、今後益々高まってくるものと考えられる。その際、適切な維持管理手法によって構造物の延命化、撤去・更新を判断することが管理技術者に要求されるのは必至である。維持管理に関する研究・技術開発について未だ確固たる結論は出されていない。したがって、今後は、各種の提案された手法に基づく維持管理事例を増やし、手法の検証・修正・更新等を繰り返すことにより、精度の良い維持管理技術の確立を急ぐ必要がある。



## 謝 辞

本論文は、著者が清水建設(株)在職中に、社会人特別選抜により北海道大学大学院博士後期課程において行った研究成果をまとめたものである。

在学期間中は、御多忙中の身であるにもかかわらず終始温かく御指導頂きました、北海道大学大学院教授 角田與史雄博士、助教授 上田多門博士ならびに助手 佐藤靖彦博士に深く感謝の意を表します。特に、佐藤靖彦博士には、研究の細部にわたり熱心に御指導頂きました。厚く御礼申し上げます。

また、北海道大学大学院教授 佐伯 昇博士、北海道大学大学院教授 城 攻博士には、副査として本論文の審査をして頂きました。厚く御礼申し上げます。さらに、北海学園大学教授 高橋義裕博士、函館高専助手 今野克幸博士には、実験・解析を行う上でご尽力頂きました。厚く御礼申し上げます。

著者がコンクリート構造物の維持管理に関する研究を行うきっかけを与えて下さった大学時代の恩師である山口大学教授（当時神戸大学助教授） 宮本文穂博士には、研究期間中も貴重なアドバイスを頂きました。心より感謝いたします。

また、著者が在職期間中も研究が遂行できたのは、ひとえに清水建設(株)土木本部副本部長 小野武彦博士、技術第一部部長 小野 定博士、ならびに、技術第一部 渡辺泰充部長、野口恒久課長、阿部久雄課長、北海道支店土木技術部 戸叶春樹部長、北海道支店土木部 境 吉秀副部長の御配慮によるものであります。特に、小野 定博士には北海道大学大学院において研究を始める貴重な機会を与えていただきました。厚く御礼申し上げます。なお、本論文で使用した調査データは、著者が清水建設(株)において業務の一環として取りまとめたものであり、調査の場を与えて下さった得意先の関係各位、ならびに、清水建設(株) 杉野文明所長、和賀秀悦所長に感謝の意を表します。

最後に、論文作成中には何かと励まされた家族、特に、義父でもある北海道大学名誉教授 藤田嘉夫博士には常に精神的に緊張感を与えていただきました。また、実父 前田健次は著者が研究を始めて一月後に他界いたしました。無事に論文が完成したことを報告するとともに、感謝の意を表します。そして、妻 文子、娘 菖花には、論文作成中は何かと不自由な思いをさせました。心からお詫びするとともに、温かく見守ってくれたことに対して感謝の意を捧げます。



