

## 戦-25 損傷を受けた基礎の対策工に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：構造物研究グループ（基礎）

研究担当者：中谷昌一、竹口昌弘、河野哲也

### 【要旨】

本研究は、軟弱地盤上の橋台における代表的な損傷形態の一つである側方移動に対する対策工ガイドラインの整備、および近年顕在化しているアルカリ骨材反応により損傷を受けたフーチングの健全度評価手法について検討するものである。今年度は、橋台側方移動については、現状の課題の整理とその方策を検討し、それらを留意事項として対策工ガイドライン案にとりまとめた。また、アルカリ骨材反応により損傷を受けたフーチングの健全度評価については、フーチング供試体の暴露試験により損傷過程の観察を継続するとともに、暴露環境と損傷状況との関係を整理、分析した。

キーワード：橋台側方移動，アルカリ骨材反応，フーチング，健全度評価，対策工

### 1. はじめに

軟弱地盤上に構築された橋台では、側方移動による損傷が従来から問題となっている。このことから、H2 年改訂以降の道路橋示方書では、常時偏荷重を受ける基礎で側方移動の恐れがある場合は、その影響について検討するよう解説されている<sup>1)</sup>。ここでは側方移動の可能性について、側方移動判定値（I 値）を用いて概ね判定することができるとしている。I 値とは、橋台が側方移動を起こす原因として、盛土材料と盛土高さ、軟弱層の強度や層厚、地中部における基礎体の抵抗幅や橋台の長さ等に着目し、側方移動に関する実橋の調査結果を基にして、それぞれのパラメータと側方移動の有無との相関性を検討して得られた経験的な判定値である。しかしながら、橋台の側方移動問題は、様々な要因が複合的に関係していることから I 値による評価のみでは必ずしも十分とは言えず、設計から施工に至るまで、側方移動に対する十分な配慮が必要である。

また、近年では、地中構造物であるフーチングにおいても、アルカリ骨材反応（以下、ASR）により損傷を受けた事例が報告されており、その顕在化が懸念されている。しかしながら、従来から ASR による損傷が確認され多くの研究実績を有する上部工、橋脚などのはりや柱部材と異なり、フーチングは地中環境にある低鉄筋比の版構造であり、その ASR の発生条件、損傷過程、耐力低下に与える影響が明らかでない。

そこで本研究は、橋台の側方移動に対する設計・施工時の留意点および対策工計画に関するガイドラインの整

備、およびフーチングの ASR による損傷メカニズムの解明、損傷後の状態評価手法について検討するものである。

今年度は、橋台側方移動については、現状の課題の整理とその方策を検討し、それらを留意事項として対策工ガイドライン案にとりまとめた。また、アルカリ骨材反応により損傷を受けたフーチングの健全度評価については、フーチング供試体の暴露試験により損傷過程の観察を継続するとともに、現時点での暴露環境と損傷状況との関係を整理、分析した。

### 2. 橋台側方移動に関する検討

#### 2.1 研究概要

国内における橋台の側方移動に関する研究は、昭和 50 年前後に活発に行われており、道路橋については土木研究所資料第 1804 号にその成果がまとめられた<sup>2)</sup>。現在、道路橋示方書等に解説されている検討方法は、当時の研究成果が反映されたものである。しかし、昨今においても施工中または施工後に橋台の側方移動を生じた事例が報告されている。また、研究当時から既に 20 年以上が経過しており、新技術の開発と共に側方移動対策工として、研究当時にはあまり想定していなかった方法により計画・施工される事例も増えているのではないかと考えられる。

今年度は、土研資料 1804 号<sup>2)</sup>を基に、現在までに得られた知見を盛り込み、橋台の側方移動に関するガイドライン(案)を取り纏めることを目標として、昨年度に引き

続き現状における課題点を抽出し、その対応について各種の検討を行った。

## 2.2 近年における側方移動の傾向と課題

### 2.2.1 側方移動対策の傾向

平成18年度業務では橋台の側方移動に関する事例収集を行った。これらの事例からは、側方移動が生じた事例についての情報はほとんど入手できなかった。これは、現行の設計検討されている方法が側方移動の抑制に対して効果があることを示しているのかも知れない。しかし、施工中に橋台の移動が確認された事例や、今回収集した以外でも施工中あるいは施工後に移動を確認している事例もある。これらの移動の原因を特定することは難しいが、不適切な施工手順、設計時における対策工の検討で十分でない仮定や設定であった可能性も考えられる。設計から施工までの各種検討において安易な割り切りや判断は大きな不具合の原因となりうる。

また、今回収集した事例からは、以前の研究時と比べて異なる対策工法が主流となっている傾向が見られる。側方移動の対策工法は、土研資料1804号<sup>2)</sup>で収集された事例を整理すると、載荷重工法を行うのがほとんどで、併用工法としてサンドコンパクションパイル工法やバーチカルドレーン工法が採用されていた(図-2.1)。一方、今回収集した事例では、図-2.2に示すように、採用される対策工の傾向がこれまでと大きく変わっており、深層混合処理による地盤改良法、または軽量盛土材による軽量盛土工法と地盤改良法を併用した工法が主流となっている。これは、用地の制約や工期の短縮、軟弱層の条件が悪いこと等を理由に、載荷重工法を採用できないケースが多くなっているものと考えられる。「軽量盛土」「深層混合攪拌処理」「工法の組合せ」が近年のトレンドであると言えるだろう。

### 2.2.2 側方移動対策における課題

事例収集、技術相談及び文献調査の結果から、現状における課題を整理した。以下に列挙する。

- (1) 側方移動判定の検討におけるパラメータ設定
- (2) 側方移動対策の評価方法
- (3) 設計で考慮されない不具合発生の可能性

#### (1) 側方移動判定の検討におけるパラメータ設定

収集事例を対象に、側方移動判定の検討におけるパラメータの設定方法について調査を行ったところ、技術者間でのパラメータの設定にばらつきが見られた。特に軟弱層厚や背面盛土高さの設定において相違がある場合が多い。パラメータの設定次第で側方移動の可能性の有無が過小あるいは過大に評価されることになる可能性がある。そこで、パラメータの設定方法について再度整理す

ることとした。

#### (2) 側方移動対策の評価方法

側方移動判定の指標として用いられるI値の算定式は、一次元で考えられるため、その対象範囲が明確でない。このため、側方移動対策として、どの範囲で対策工を行えば良いのか、地盤条件が複雑でI値による判定が適用できない場合には、どのようにすれば良いのかについて、整理されたものがない。そこで、その他の地盤の変形問題や経験的な評価方法から、I値判定を適用するための対策範囲について示すこととした。また、I値による判定が適用できない設計条件の場合、現状では盛土地盤の円弧すべり問題として検討される場合が多い。今回、側方移動問題を橋台背面地盤のすべり問題として考えた場合の安全率の取り方を分析した結果を示すこととした。

#### (3) 設計で考慮されない不具合発生の可能性

前述したように、「軽量盛土」「深層混合攪拌処理」「工法の組合せ」が近年における側方移動対策工のトレンドである。ところが、これらの工法を採用することが、設計時には想定していなかった挙動を助長してしまい、結果として橋台に不具合が生じたと考えられる事例も報告されている。

例えば、図-2.3に示すように、橋台背面に軽量盛土を用いることにより、土圧の軽減効果を見込めるとして、橋台基礎を大幅にスリム化させる設計が増加傾向にある。このような考え方により、計算上は基礎への負担が減少し、基礎の規模及び躯体寸法を小さくできることから、コストメリットが期待される。しかし、安易にこのような工法を採用することは、橋台及び基礎の剛性が通常に比べて低くなり、軽量盛土の背後地盤や基礎地盤の全体的な移動に対して十分な剛性が確保できず、設計で想定した挙動とは異なる大きな挙動を生じさせてしまう可能性がある。近年の大地震後に橋台が前方に移動した事例を調査すると、背面に軽量盛土を使用した例が数例報告されている。橋台背面に軽量盛土を用いた場合の地震時動土圧の影響についてはいまだ確立されたものはない。このため、設計時には上記のような考えられる現象を想定し、それに対して十分な検討を行うことが求められる。

また、側方移動対策工として、深層混合処理工法を計画する場合、円弧すべり安全率を満足するように改良諸元が決定されるだろう。その場合、地盤改良体の強度が大きい場合、計算上では狭い改良範囲、低い改良率で照査を満足してしまう。しかし、図-2.4に示すように、狭い改良範囲の改良体に対する外的不安定や低改良率による軟弱粘性土のすり抜けが、橋台及び基礎に対して悪影響を与える可能性がある。このような対策工で実際に施

工した橋台が施工中に側方移動を確認した事例も報告されている。

以上を考慮して、側方移動対策として軽量盛土や地盤改良法を採用する場合に、遵守事項や留意点について整理し、これを示すこととした。

### 2.3 側方移動の検討手順

側方移動の検討手順は図-2.5 に示す手順で行う。

#### 2.3.1 側方移動の判定

側方移動の判定に用いる  $I$  値は次式で表される。なお、式そのものや式中に示される記号は従来の側方移動判定式と同一のものである。 $I$  値が 1.2 未満であれば、側方移動の恐れなし、1.2 以上であれば側方移動の可能性があると、対策工を検討する必要がある。

$$I = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times \frac{\gamma \cdot h}{c} \quad (1)$$

式(1)で、 $h$  は背面盛土高さとして示されているが、前面地盤の状態に応じてその取り扱いに注意が必要である。特に河川護岸部に構築する橋台で、前面地盤に十分な余盛り幅がないような場合には注意が必要である。河川の改修計画により、前面の河床掘り下げ等があれば、橋台はさらに不安定な状態になる。このような場合には、現況地盤からの背面盛土高さ(図-2.6の )ではなく、前面地盤の計画高さを考慮して、例えば図-2.6の を  $h$  として設定するのが望ましい。

#### 2.3.2 対策工の検討

対策工の検討としては、基礎地盤を強化し、軟弱地盤の流動化、変形を防ぐ地盤改良法、盛土荷重を軽減し、偏載荷重を出来るだけ小さくする荷重軽減法、軟弱地盤の変状に対して基礎の剛性を高めることによって基礎自体の抵抗力に期待する基礎体抵抗法等がある。軟弱地盤上に橋台を計画する場合には、式(1)を用いて側方移動の可能性の有無を判定する。何らかの対策工が必要であれば、地盤条件、工期、経済性、施工性等を考慮して対策工の検討、選定を行う。それぞれの対策工に適切な方法でその効果を確認する。ここで、地盤条件等の理由で  $I$  値による判定が困難な場合、その他の方法により側方移動の可能性を判定する必要がある。本研究では、橋台の側方移動問題を土のすべり破壊問題と仮定して、 $I$  値判定値と円弧すべり安全率との相関関係を求めた。検討に使用したデータは、土研資料 1804 号<sup>2)</sup>で  $I$  値と側方移動の有無の関係を求めたデータと同じものである。これを図-2.7 に示す。 $I$  値が大きくなるほど円弧すべり安全率  $F_s$  が小さくなる傾向があることから、両者の関係には高い相関があるものと考えられる。ここで、側方移動の恐れなしと判断できる  $I$  値  $< 1.2$  を満足する  $F_s$  は、1.2

~1.5 の範囲に分布していることから、 $F_s$  が 1.5 程度以上であれば、側方移動の恐れはないものと考えられる。

また、対策工の選定にあたっては以下の事項に十分留意する必要がある。

- 1) 上部構造の構造特性
- 2) 対象とする橋台の型式や構造特性
- 3) 現地盤の土質、地層構成
- 4) 地盤の側方流動による周辺構造物や地下埋設物への影響

なお、ここでは側方移動に着目しているが、側方移動を生ずるような軟弱地盤においては、同時に残留沈下量や盛土の安定も問題となることが多い。橋台背面部は一般盛土部と橋梁構造物を結ぶアプローチ的な構造物であると考え、沈下、安定問題が道路構造物として要求される性能が一般盛土部よりも高いことは明らかである。したがって、対策工の選定にあたっては、基礎地盤の安定、沈下に関する照査を実施し、必要な対策もあわせて検討することが望ましいと考える。

### 2.4 対策工の考え方、留意点について

本研究では、主な側方移動対策工のそれぞれについて、対策工の概要や基本的な考え方、設計、施工における留意点を整理した。ここでは主な対策工の概要及び留意点について示す。

#### 2.4.1 地盤改良法

##### (1) 載荷重工法

対象とする軟弱地盤上に盛土等の載荷重を与え、基礎及び橋台構築前に周辺地盤の圧密促進を図り、あらかじめ軟弱地盤を沈下流動させるとともに強度増加を図る。最も経済的だが、長期間の放置が必要である、周辺地盤の変状の恐れがある、対象とする軟弱層が深い場合や厚い場合には効果が小さい可能性があることに留意する。

##### (2) パーチカルドレーン工法

軟弱地盤中に砂杭等のドレーン材を鉛直方向に打設し、圧密促進及び強度増加を図る。載荷重工法の補助工法として利用される。変形性に富む軟弱な地盤ではドレーンが連続性を保てるようドレーン材を選定する必要がある。

##### (3) サンドコンパクションパイル工法

軟弱地盤中に大口径の砂杭を造成し、圧密排水促進及び強度増加を図る。また、すべり問題に着目すると、粘性土層に造成されると砂杭と粘性土地盤との複合地盤となり、砂杭のせん断抵抗力を見込むことが可能となる。さらに、設計計算上は考慮されないものの、上載荷重の多くを砂杭が支持する効果も期待できるため、一般に改良効果が高い。砂杭打込み時の一時的な地盤の乱れ、既設構造物への影響等に留意する必要がある。

#### (4) 深層混合処理工法

セメント系の安定材等により現地盤の軟弱土と攪拌混合して固化する。側方移動の検討においては、改良体によるせん断強度の増加を見込む。上載荷重の支持効果もある。しかし、2.2.2 に述べたように、改良地盤中の粘性土のすり抜けや水平力に対する応力の伝達等を考慮して改良率や改良範囲を検討する必要がある。また、コスト削減の観点から改良範囲を狭くした結果、側方移動による損傷が生じたとの報告もある。そこで、少なくとも接円式改良で、図-2.8 に示す範囲を改良することを原則とした。施工方法によっては、大きな水平変位が生じるので、周辺の基礎構造物への影響を考慮した工法の採用、対策工の検討及び施工順序に配慮する必要がある。

#### 2.4.2 荷重軽減工法

##### (1) 軽量盛土工法

気泡混合軽量土、発泡スチロール軽量材等を盛土材として用いることにより、偏載荷重の増加の影響を小さくする。軽量盛土の施工範囲は、経験的に図-2.9 に示す範囲を原則とする。軽量盛土工法を採用する場合、側方移動対策としての検討に加え、必要に応じて軽量盛土を構造体として考えて、滑動、転倒、支持による外的安定の検討及び円弧すべりによる地盤を含めた全体系の安定検討を実施して所定の安全率を満足していることを確認する。

橋台の側方移動対策に軽量盛土を用いる場合には、以下の点にも留意されたい。橋台背面に軽量盛土を用いた実橋が、大きな地震後に側方移動した報告が数例ある。これは、常時の偏土圧の影響とは異なる問題であるが、軽量盛土が橋台に作用する地震時の土圧等の挙動については未解明な部分も多い。このため、背面盛土に軽量盛土を用いる場合には、対策範囲を図-2.9 に示すように十分な範囲とすることが望ましく、設計条件を考慮して安易に背面土圧を考慮しない設計を行うことは避けた方がよい。また、背面盛土の一部分に軽量盛土を用いる場合の背面土圧の考え方もよく分かっていないのが現状である。このような方法の採用にあたっては慎重な検討が必要である。

気泡混合軽量土を用いた場合で、図-2.10 に示すように、一般盛土部が沈下するケースや軟弱地盤の沈下に伴う軽量盛土自体の回転等が原因となり、供用後に交通に支障をきたすような場合がある<sup>3)</sup>。これを防ぐため、載荷重工法により軟弱地盤を確実に圧密沈下をさせておくことで、これが困難な場合には図-2.11 に示すように、地盤改良により段差対策を講じる等の方法を検討する必要がある。

#### 2.5 施工管理について

構造物の施工にあたっては、軟弱地盤における構造物として設計で配慮されていることを十分に理解し、いたずらに側方移動を生じさせないように心掛けなければならない。側方移動を生じる恐れがあるような軟弱地盤上の施工では、不適切な施工工程や順序によって側方移動が生じうることに留意しなくてはならない。以下に、軟弱地盤に配慮した施工の一例を示す。

##### 2.5.1 施工手順

###### (1) 段階施工

橋台の構築前に、盛土の一部を施工しておき、橋台完成後に橋台背面の裏込めを行うことで、地盤の変状が構造物に及ぼす影響を出来るだけ小さくする(図-2.12)。

###### (2) 地盤の乱れを考慮した施工順序

側方移動対策として計画される深層混合処理工法等の地盤改良法は、少なからず地盤の乱れを伴う工法が多い。また、基礎の施工時における地盤の乱れや大きな施工機械の使用することによる軟弱地盤への影響も考えられる。このような条件で、例えば杭の打設後に深層混合処理工法を行うと杭が地盤の乱れの影響を受ける可能性があるため、施工順序をよく吟味する必要がある。地盤改良が先に施工された場合でも、改良体が壁となって杭の打設時に生じる地盤の乱れが他の杭に影響を及ぼす可能性がある。このようなケースでは図-2.13 に示すように、杭の施工順序を工夫して出来るだけ地盤の変状に伴う基礎の移動等が生じないように配慮することが望ましい。

##### 2.5.2 計測管理

軟弱地盤上の橋台の施工では、その条件から、一般的な施工条件の場合に比べ、構造物の変状する可能性が高い。橋台の施工管理においては、出来形管理の観点だけではなく、近接施工時や施工ステップ毎の計測管理を行い、変状等を逐次確認しておくことが望ましい。構造物の変状等の早期発見により、万が一の場合の復旧、補修等を最小限に抑えることが期待される。確認項目としては、位置、高さ(沈下量)、回転等が考えられる。その他、必要に応じて計測管理項目を追加すればよい。

橋台の側方移動が生じる場合、周辺地盤の隆起や部分的な沈下、既設構造物の損傷等が生じることが考えられる。計測管理とあわせてこれらの周辺状況についても日常的に点検を行っておくことが望ましい。いずれにしても、構造物は容易に動きうることを念頭に施工管理に對峙することが肝要である。

また、計測データを蓄積することにより、工法の適用性の確認、トラブルが生じた場合に逆解析等の手法を用いて原因を究明し、設計へのフィードバック等が期待さ

れる。将来的には側方移動のメカニズムの解明，対策工の効果を定量的に評価することも期待される。これらのデータは今後，側方移動のメカニズムを解明する上で重要なデータと考えられることから，計測管理の実施を規定することを提案したい。

2.6 橋台の側方移動対策ガイドライン(案)

これまでに述べた内容を中心に，橋台の側方移動対策ガイドライン(案)の原稿案を作成した。現状では，側方移動を定量的に評価することは難しく，経験的な評価をするに留まるため，特に目新しい項目はないものの，これまでの側方移動事例を取り上げる等により，留意点，現時点での知見から考えられる対応についても示した。

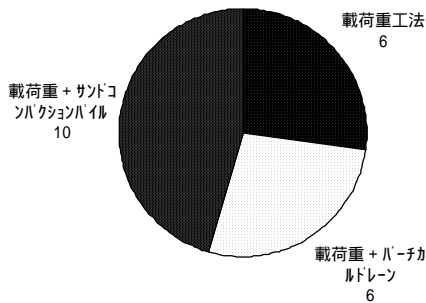


図-2.1 土研資料 1804 号で収集された事例における対策工法

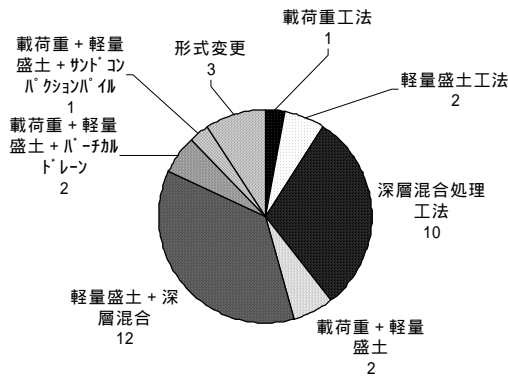


図-2.2 平成 18 年度業務にて収集した事例における対策工法

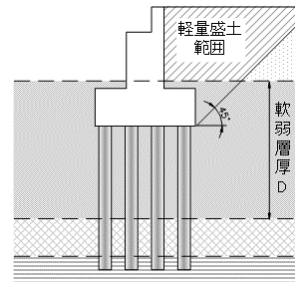


図-2.3 軽量盛土による橋台背面土圧軽減の例

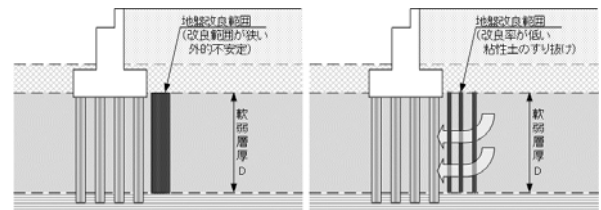


図-2.4 深層混合処理工法における課題

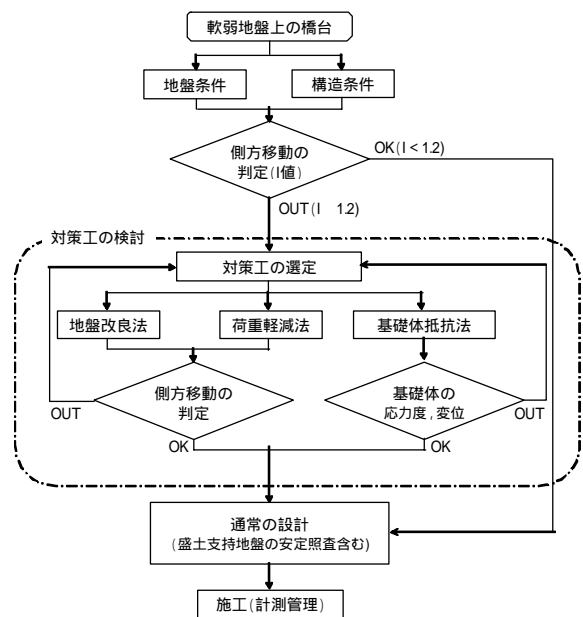


図-2.5 側方移動の判定及び対策の検討フロー

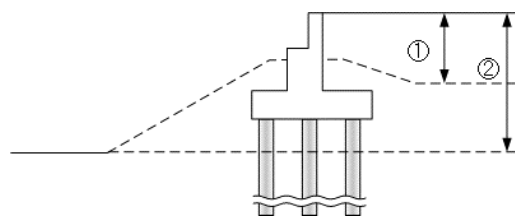


図-2.6 背面盛土高さの設定例

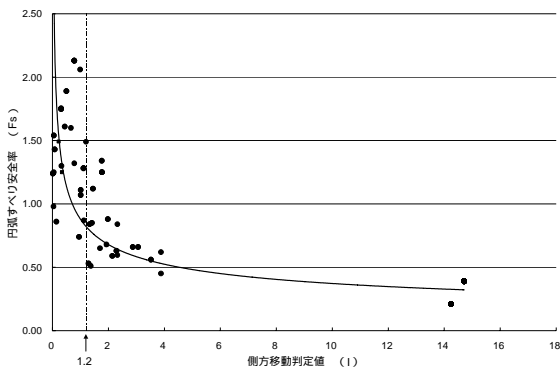


図-2.7 I 値と円弧すべり安全率Fsの相関

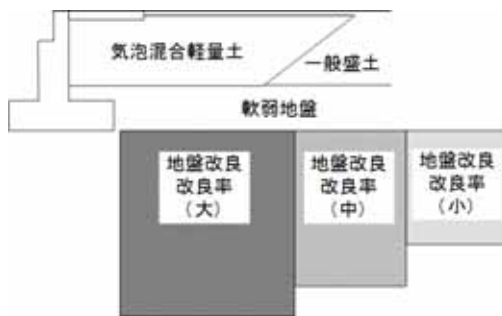


図-2.11 橋台背面の段差対策の例

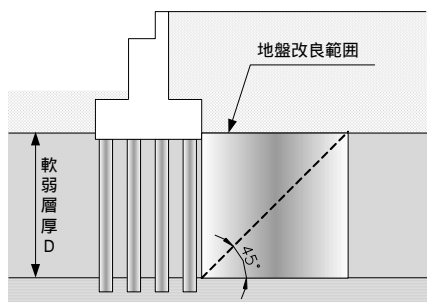


図-2.8 深層混合処理工法の改良範囲

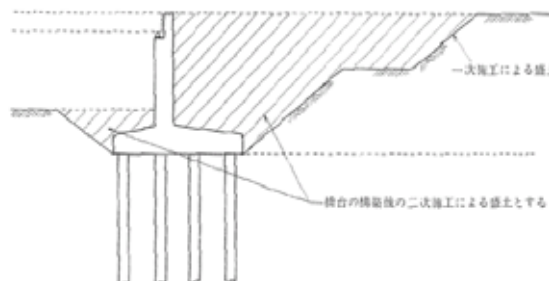


図-2.12 段階施工の例

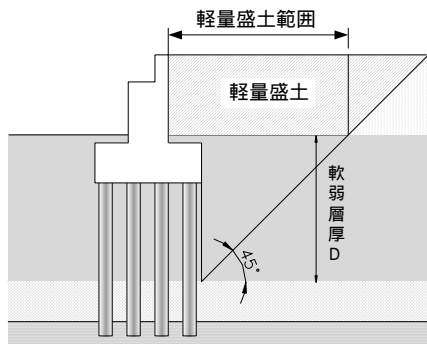


図-2.9 軽量盛土の改良範囲



図-2.13 杭の施工順序の例

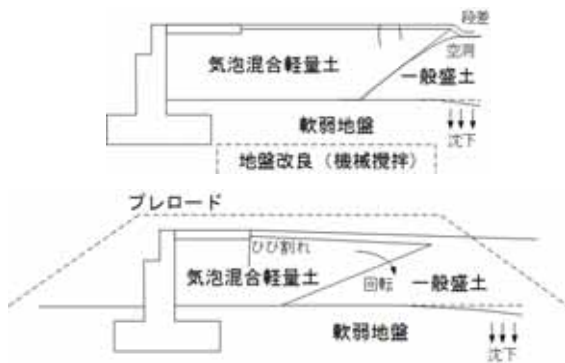


図-2.10 気泡混合軽量土を用いた段差の発生例<sup>2)</sup>

### 3. フーチングのASR 損傷に関する検討

#### 3.1 研究概要

本研究は、実橋の1/3程度のフーチング模型供試体を作製して野外にて暴露試験を実施し、ASRの進行状況を計測・分析するものである。供試体は平成18年度に作製され、平成19年2月に暴露試験及び計測を開始した。以降、本試験をフーチング模型暴露実験と呼ぶ。本年度は、昨年度に引き続き暴露試験および計測を継続した。

さらに、フーチング模型とは別に小型の供試体を作製し、温度及び湿度を一定に保った養生施設において暴露実験を実施した。そして、環境条件の違い、反応性骨材と非反応性骨材の割合の違い、非反応性骨材の種類の違いによるASRの進行状況の違いを確認した。以降、本試験を養生施設における暴露試験と呼ぶ。

本文では、上記2つの試験について、計測開始後の、計測結果について報告する。

#### 3.2 養生施設における暴露試験

##### 3.2.1 実験概要

供試体は、図-3.1に示すように、100×100×400mmの無筋コンクリートである。実験ケースを表-3.1に示す。Sシリーズは、非反応性骨材に滋賀県産のものを用いたケースであり、Tシリーズは茨城県つくば産のものを用いたケースである。なお、反応性骨材は、Sシリーズ、Tシリーズともに北海道産のものである。また、ASRの進行を十分に促進させるため、添加アルカリとしてNaClを12.0kg/m<sup>3</sup>添加した。

Sシリーズについては、非反応性骨材と反応性骨材の比率を何通りかに変化させた。そして、40 - 湿度100%、30 - 水中、20 - 水中の環境条件で暴露試験を行った。一方、Tシリーズは、反応性骨材と非反応性骨材の比率は一種類のみであり、40 - 湿度100%の環境条件で暴露試験を行った。SシリーズはTシリーズに先駆けて行われており、本文に示す計測結果は、Sシリーズについては試験開始後約600日、Tシリーズについては約400日が経過した時点でのものである。

計測項目は、外観のひび割れ状況とコンクリートの表面ひずみ及び超音波試験である。表面ひずみは、コンクリート表面に取り付けられた計測用チップ間の距離をコンタクトゲージにより計測することにより得られる。チップの位置を図-3.1に示す。チップ間の距離の初期値は、およそ100mmである。計測箇所は一体の供試体につき4点あり、その平均値をそのケースの表面ひずみとした。また、コンクリート内部の状況を計測するために、超音波試験を行った。コンクリートに透過させた超音波

は高周期成分ほどよく減衰する<sup>4)</sup>。高周期成分が減衰すると、透過速度が減少するとともに、スペクトル重心が低くなるが、ASRにより劣化したコンクリートではこの傾向がより顕著になる<sup>5)</sup>。超音波透過試験はこの特性を利用し、超音波の透過速度およびスペクトル重心を初期値(健全時)と劣化時で比較することにより、コンクリートの劣化度を推定するものである。

##### 3.2.2 計測結果

図-3.2はSシリーズの表面ひずみの計測結果を、環境条件ごとに示した図である。この図より、本研究で変化させた比率程度では、環境条件が同じであれば、反応性骨材と非反応性骨材の比率の違いにより、生じる表面ひずみに大きな違いは無いことがわかる。

次に、非反応性骨材の種類の違いによる劣化過程の違いについて見る。図-3.3は、Sシリーズ、Tシリーズの40 - 100%の暴露環境で試験されたケースの表面ひずみの時刻歴を示したものである。表面ひずみが急増する点を見てみると、Sシリーズは、暴露開始20日程度でひずみが急増し始めたが、Tシリーズはそれよりも遅い100日程度経過後に急増し始めた。また、ひずみの増加速度についてみてみると、Tシリーズは、Sシリーズよりも小さい。そして、現在では、Sシリーズ、Tシリーズともに、表面ひずみはほぼ収束している。ひずみが収束するまでにかかった時間は、Tシリーズ、Sシリーズともに300日程度でほぼ同じであるが、収束値は両者で異なり、Tシリーズは、Sシリーズの半分ほどのひずみ量で収束した。このように、暴露環境及び反応性骨材が同じであっても、非反応性骨材の違いにより、表面ひずみの発生・進展過程および終局値に違いが見られた。

次に、環境条件の違いによる劣化状況の違いについて見る。図-3.4は、Sシリーズのうち、反応性骨材と非反応性骨材の比率が等しい3ケースについて、表面ひずみの時刻歴を示したものである。表面ひずみの増加の開始時期は、Sシリーズの場合は40 - 100%、30 - 水中、20 - 水中の順に早い。また、増加速度も、40 - 100%が最も大きく、20 - 水中が最も小さい。40 - 100%と30 - 水中のケースでは、表面ひずみの増加はほぼ収束しており、両者の最終的なひずみ量はほぼ同程度である。一方、20 - 水中のケースは、まだ若干膨張の傾向が見られるものの、最終計測時において増加速度が明確に減少する傾向がみられ、今後、ひずみの大きな増加は期待できないといえる。そして、その最終ひずみ量は、40 - 100%、30 - 水中と比べて非常に小さくなるのが予測される。このように、表面ひずみについ



ては、その発現時期や増加傾向、最終膨張量が、暴露環境の違いにより異なることが分かった。図 3.5 は、超音波試験より得られる超音波の伝播速度を示したものである。いずれのケースも、暴露開始初期はともに上昇傾向が見られる。そして、図 3.4 に示した表面ひずみが発生し始める頃に減少し始める。また、表面ひずみが収束した頃に増加し始める。以上の結果より、表面ひずみと超音波伝播速度の計測結果において、ASR の発現時期および停止時期の予測結果は大差ないと考えられる。一方、40 100%のケースと、20 水中のケースで超音波伝播速度の最低値を比較すると、20 水中のケースの最低値は、他のケースよりも若干大きい。これより、20 水中のケースの内部の状態が、他の二ケースよりも若干健全であることを示している。写真-3.1 は、図 3.3 に示したケース(表1 でいう S シリーズの No.I の配合ケースで暴露されたもの)について、暴露開始 600 日経過後の外観状況を示したものである。(a) に示した 40 100%のひび割れと、(c) に示した 20 水中のひび割れを比較すると、40 100%のケースは比較的小さなひび割れが多数存在している一方で、20 水中のケースは、40 100%のケースよりもひび割れの数量は少ないものの、長大なものが存在している。このように、暴露環境の違いにより、発生するひび割れの性状にも違いが生じることが分かった。

以上のように、骨材の種類、環境条件の違いにより、ひび割れ、ひずみの発生・進展過程に違いがあることが分かった。

### 3.3 フーチング模型暴露実験

#### 3.3.1 実験概要

供試体の概要を図-3.6 に示す。供試体は3体作製された。いずれもフーチングの寸法は同じであり幅 2.0 m × 長さ 2.0 m × 高さ 0.7 m である。柱部の寸法は Case 1, 2 は幅 0.6 m × 長さ 0.6 m × 高さ 1.0 m であり、Case 3 は幅 0.6 m × 長さ 0.6 m × 高さ 2.6 m である。供試体のコンクリート打設は、フーチングと柱部に分けて二回行われた。供試体作製に用いたセメントは普通ポルトランドセメントである。設計基準強度は 21 kN/mm<sup>2</sup> であり、材齢 14 日、28 日の圧縮強度はそれぞれ 32.9 kN/mm<sup>2</sup>、34.5 kN/mm<sup>2</sup> であった。なお、添加アルカリとして NaCl を 12.0 kg/m<sup>3</sup> 添加した。用いた鉄筋は SD295A であり、配筋量は引張鉄筋比 0.20%、圧縮鉄筋比 0.05% である。鉄筋の曲げ半径は、フーチング上面 4 辺のうち、北側と東側のみ 1 であり、その他は全て 2 である。

実験ケースを表-3.2 に、暴露試験の概要を図-3.7 に示す。Case 1, 2 はそれぞれ幅 4.0 m × 長さ 4.0 m の水槽

内に設置した。Case 1 では水位を変動させ、フーチングの底面が着水している状態、フーチングの下から半分が水中にある状態、フーチング天端が浸水する状態という 3 つの状態が入れ替わるようにした。水位は、Case 3 の地下水位にあわせて変動させた。一方、Case 2 はフーチング天端が常時浸水するケースである。Case 3 は、供試体を土中に埋設し、柱頭部を 0.5 m 気中に出したケースである。

表-3.3 に計測項目を示す。計測には、大きく分けて 3 体の供試体について ASR の進行具合を計測するもの、ASR の促進に影響すると考えられる環境条件を測定するものの二つがある。ASR の進行具合の計測は、供試体内に埋め込まれた鉄筋ひずみゲージ、コンクリートひずみゲージによりそれぞれのひずみを計測する他、前述のコンタクトゲージを用いて表面の膨張量を計測する。さらに、目視により外観調査を行い、ひび割れ状況を確認する。また、前節の養生施設における暴露試験と同様に、超音波試験も実施した。環境条件の測定では、ASR の進行に寄与すると考えられる給水量の測定 (Case 3 における地下水位変動、降水量)、温度の測定 (土中温度、外気温、水温、コンクリート内部温度)を行う。各計測項目の暴露試験開始後の計測頻度は、うちのゲージによる計測項目及びの全ての項目は、1 回/h とし、暴露試験を終了するまで計測を続ける。ただし、本文に示す計測結果は、午前 0 時の計測結果である。上記以外の計測項目は、一年間を気温の変動により 4 つの時期 (3~5 月: 温度上昇期, 6~9 月: 高温期, 10~11 月: 温度下降期, 12~2 月: 低温期) に分け、各時期に応じて計測頻度を変えることにした。外観観察、コンタクトゲージによる膨張量計測は、高温期には毎月行うこととし、その他の時期には、計測センサの計測値を参考にしつつ、各期に 1 回ずつ行う。

#### 3.3.2 Case 1 (水中・水位変動有)の計測結果

まず、Case 1 の計測結果について述べる。Case 1 は水位変動のあるケースであり、その水位は暴露開始から 3 ヶ月間はフーチング下面、それ以降はフーチング中段に設定された。

図-3.8 に Case 1 の暴露環境温度 (気温・水温) の計測点及び計測結果を示す。気温と水温の時刻歴を比較すると、07/02~08/01 までの全体的な変動はよく似ている。一方で、短周期でみてみると、気温は水温よりも変動が大きく、高周期であることがわかる。

図-3.9 は、Case 1 のフーチング部におけるコンクリート内部温度の計測場所及び計測結果を示したものであ



る。コンクリート内部温度の周期，最大値は場所によって大きな差はない。また，内部温度の全体的な周期特性は，**図-3.8**に示した環境温度の周期特性と大きな違いはなく，環境温度に影響されていることがわかる。

**図-3.10**は，Case 1のフーチング部のひび割れ状況図である。配筋図を展開し，その上にひび割れを重ね描きしている。ひび割れ観察は，**表-3.3**に示す頻度で行われたが，本文では，第一期（2007/7，暴露開始5ヵ月後），第二期（2007/10，暴露開始8ヵ月後），第三期（2007/1，暴露開始11ヵ月後）の計測結果を示す。それぞれの計測結果は，計測時以前のひび割れを含めて示している。Case 1では，第一期からひび割れの発生が確認され，第二期計測時には大きく進展していた。ただし，第二期までに確認されたひび割れの多くが気中部分である。そして，第三期にもひび割れが進展し，その範囲は水中にまで及んでいる。また，一年を通して南側に多くのひび割れが発生している。これは，日射の影響を強く受ける南面のコンクリート表面温度が高いためであると考えられる。さらに，現在のひび割れのほとんどは，側面及び天端の外側部分に集中している。今後，さらに暴露試験を継続し，今後のひび割れの進展過程を確認したい。

**図-3.11**は，コンクリートの表面ひずみの計測点及び時刻歴を示したものである。天端の表面ひずみについて見てみると，暴露開始後150日程度経過したあたりから表面ひずみが増加し始めている。第三期もひずみが増加しているものの，第二期に比べるとその増加速度は小さい。また，**図-3.10**で見たように，ひび割れと同様に南面の方が大きなひずみが発生している。側面の表面ひずみについてみてみると，150日程度経過したあたりから増加し始め，南面の方が大きな値が得られている（A点 > B1, B2）のは，天端と同様の傾向である。次に，気中・水中の違いによる表面ひずみの違いについてみてみる。水位がフーチング中段にある場合において，**図中**に示した測線Aは気中部分，測線C1が水面付近，測線C2が水中である。3測線の表面ひずみの値を見ると，測線Aが最も大きく，水中の測線C2が最も小さい。これは，気中部分は日射を直接受けること，さらに，それに伴って温度が高くなることが原因であると考えられる。ただし，水中部分の測線C2においても，有意なひずみが計測されている。

**図-3.12**は，供試体内の鉄筋に取り付けられたひずみ計による計測結果と，その計測位置を示したものである。フーチング上面に設置されたa, bの計測結果を見ると，**図-3.11**に示した表面ひずみと比べると値は小さいものの，有意な値が計測されている。また，ひずみの増加

し始めるのは暴露開始後150日程度経過したあたりであり，**図-3.11**に示した表面ひずみが増加し始めるのとはほぼ同時期である。一方，フーチング下面付近に取り付けられたひずみ計の値を見てみると，現在のところ，有意な値は得られていない。以上より，場所によっては，コンクリートの膨張により，内部の鉄筋にも応力が作用していることが分かった。

**図-3.13**は，超音波試験の計測結果及び試験位置を示したものである。超音波試験は，フーチング部・柱部について行われ，それぞれの部位について，東西方向に透過させた場合と，南北方向に透過させた場合の二回を実施した。文献<sup>5,6,7)</sup>によれば，本供試体のように超音波の透過距離が比較的長い構造物に対しては，伝播速度よりもスペクトル重心による分析の方が，優れていると報告されている。そこで，本文では，スペクトル重心の分析結果について述べる。結果の分析は，暴露開始日(2007/2)に計測された結果（以下，初期値と呼ぶ）に対し，約8ヶ月後（2007/10）に計測された結果（以下，計測値と呼ぶ）がどの程度低下しているかを調べることにより行う。**図-3.13**の縦軸は，初期値を計測値で除した値である。計測地点及び透過方向にかかわらず，計測値は初期値よりも小さい値となっており，劣化が進行したことが分かる。計測地点の違いによるスペクトル重心の違いを見てみる。**図中**に示した印は，各部位のスペクトル重心の平均値である。透過方向にかかわらず，下部（水中部）に比べて上部（気中部）の方がスペクトル重心の低下率が大きく，劣化が激しいことがわかる。また，東西方向に透過した結果について見てみると，南側の方が，計測値は初期値に対して大きく減少している。これらは，表面ひずみ・ひび割れ状況さらに内部鉄筋のひずみゲージの計測結果とも整合する結果であり，一連の計測を通して下部（水中部）よりも上部（気中部）の方が，北面よりも南面の方が劣化が進展しているという結果が得られた。

### 3.3.3 Case 2 (水中・水位変動無し)の計測結果

次に，Case 2の計測結果について報告する。Case 2は，フーチング天端が常に浸水する条件で暴露されたものである。なお，水温は，**図-3.8**の水温と同程度である。

**図-3.14**は，Case 2のひび割れ状況図である。Case 2では，第二期までほとんどひび割れが見られなかった。しかし，10月以降，一気にひび割れが進行し，Case 1と同様に南側，隅角部において特に顕著なひび割れが確認された。ASRは化学反応であるため，温度の高い夏期に大きく進展するといわれているが，Case 2はこれとは

相反する結果である。ASR の暴露試験及び実橋の計測を行う際には、冬期の計測計画も念密に立てる必要がある。また、Case 2 の計測結果及び養生施設における暴露実験における 20 - 水中のケースの実験結果より、気中で暴露された場合だけでなく、比較的低温の水に常時浸水しているような場合にも、ASR によるひび割れが進行することが確認された。

図-3.15 は、Case 2 のコンクリート表面ひずみの計測結果である。天端・側面ともに、暴露開始 150 日程度経過したあたりからひずみが増加している点は Case 1 と同様であるが、生じているひずみ量は、Case 1 よりも小さい。天端の表面ひずみについてみると、方位の違いにより、生じるひずみの違いは見られない。しかし、図-3.14 で見たように、南側の方がひび割れが顕著に表れており、今後、南側の表面ひずみが他に比べて大きくなる可能性がある。側面のひずみについて見てみると、南側の方が大きく（測線 A のひずみ > 測線 B1, 測線 B2 のひずみ）、下段より上段の方が大きい（測線 A > 測線 C1, C2）。このように、水中においても方位の違いによるひずみ量の違いがみられた。これは、水中といえども日射の影響を受ける南面のコンクリート表面温度が高くなったためであると考えられる。今後、より詳細な分析を行うために、コンクリートの表面温度の計測を充実させる必要がある。

図-3.16 は、内部の鉄筋に取り付けられたひずみゲージによる計測結果である。Case 1 よりも生じているひずみ量は小さい。その一方で、フーチング天端に近い位置 (a, b) では比較的大きな値が得られている一方で、フーチング下面付近のゲージではひずみが得られていないという傾向は Case 1 と同様である。

図-3.17 は、超音波試験の計測結果を示した図である。いずれの計測点においても、初期値に比べて 8 ヶ月後の計測値のスペクトル重心は低下していることがわかる。また、下部よりも上部の方が、初期値に対する計測値の減少率が大きく、劣化が激しいことがわかる。

以上より、常に低温の水につかっているような場合にも ASR が進行することが分かった。現段階では、気中暴露のケースと比較して、ひび割れは少なく、また、ひずみは小さいが、今後の進展状況を注意して見ていく必

要がある。

### 3.3.4 Case 3 (土中)の計測結果

次に、土中に埋設された Case 3 の計測結果について述べる。Case 3 については、暴露開始以降常に土中に埋設しているため、フーチング部の外観計測はしていない。本文では、環境温度とゲージによるひずみの計測結果について述べる。図-3.18 は、Case 3 の柱部及びフーチング部の土中温度を計測した結果である。図-3.18 より、地表面に近いほど高温であり、また、温度変化が大きいことがわかる。図-3.19 は、コンクリート内部温度の時刻歴である。コンクリートの内部温度は、南側は 5 点、北側は 3 点について、かぶり 100 mm の点で計測された。北側・南側ともに土中温度と同様に夏期に大きく増加し、冬期に減少する傾向が見られた。

図-3.20 は、柱部の鉄筋ひずみの時刻歴を示した図である。南側・北側ともに、DL+0.5D の位置にある鉄筋ひずみゲージの値は、他の位置に設置されたゲージの値よりも大きな値が計測されている。しかし、図-3.17, 3.18 で見たように、DL+0.5D の位置の土中温度及びコンクリート内部温度は、他の地点と比べてわずかに大きい程度である。したがって、図-3.20 のように鉄筋ひずみの値として大きな差が生じたのは、温度の他にも要因があると考えられる。現在のところ、日射の有無が何らかの影響を与えていると考えられるが、今後、この要因を検証していく必要がある。

図-3.21 は、フーチングの鉄筋に取り付けられた鉄筋ひずみゲージの計測結果である。他の二ケースと比べるとひずみの値は小さいものの、フーチング天端付近に取り付けられたゲージは、微増傾向にある。今後、さらに計測を継続し、土中部分のひずみ量を計測していく予定である。

表3.1 養生施設における暴露試験ケース一覧

シリーズ	暴露環境	配合ケース	粗骨材		細骨材	
			反応性	非反応性	反応性	非反応性
S	20 水中	No.	50	50	50	50
	30 水中					
	40 100%	No.	40	60	50	50
		No.	40	60	40	60
		No.	50	50	40	60
T						

表3.2 暴露試験ケース

実験ケース	供試体 タイプ	暴露条件
Case 1	Type A	水中(乾湿繰返し)
Case 2	Type A	常時水中
Case 3	Type B	土中

表3.3 暴露試験計測項目一覧

大項目	中項目	細目	計測・試験項目	計測方法	計測頻度または時期
A S R進行状況	観察	ひび割れ状況	外観調査	目視観察	07/2, 07/4, 07/5, 07/7, 07/8, 07/9, 07/10, 08/1
		計測	ひずみ	コンクリート表面ひずみ	
	コンクリート内部ひずみ			計測ゲージ	1回/1時間
	鉄筋ひずみ			計測ゲージ	
	試験	コンクリート劣化度	超音波透過試験	超音波法	07/2, 07/10
鉄筋破断		鉄筋破断確認試験	電磁誘導法	07/2	
環境条件	計測	温度	コンクリート温度	計測ゲージ	1回/1時間
			外気温	計測ゲージ	
			土中温度	計測ゲージ	
			水中温度	計測ゲージ	
	その他	供給水分	地下水水位(CASE-3)	自動+手動計測	1回/1時間+適宜
水槽水位(CASE-1)			手動設定	適宜	
降水量			アメダス等利用		
品質管理試験	試験	強度試験	圧縮強度	JIS A 1108	07/2, 07/10
			静弾性係数測定	JIS A 1149	
	脆性試験	コンクリート表面ひずみ	標点計測(手動)	1回/2週間	

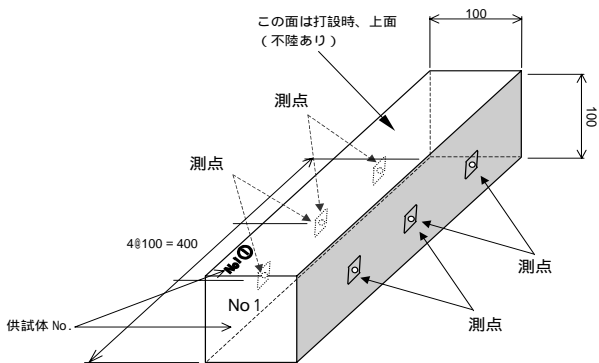


図 3.1 養生施設における暴露実験の供試体

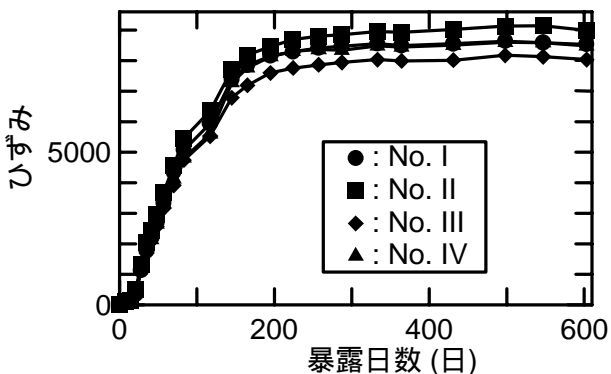


図 3.2 S シリーズ 40 -100%の暴露環境のケースにおける表面ひずみ時刻歴

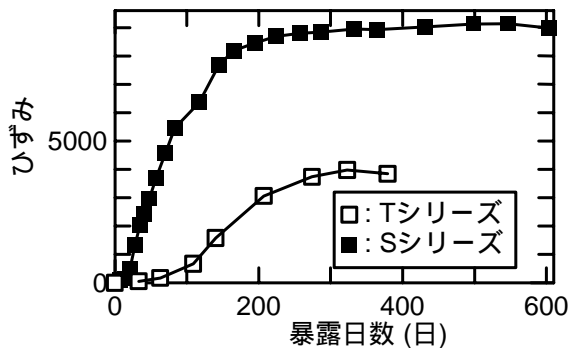


図 3.3 SシリーズとTシリーズの表面ひずみ時刻歴の比較 (40 -100%)

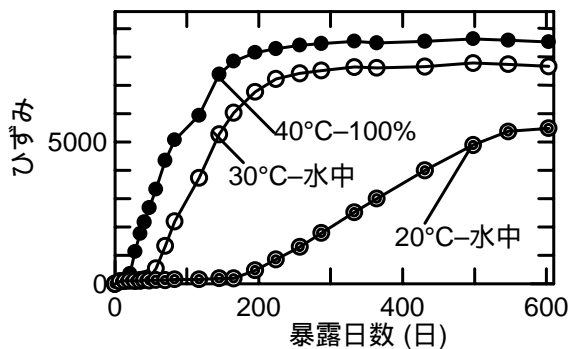


図 3.4 暴露環境の違いによる表面ひずみ時刻歴の違い (Sシリーズ)

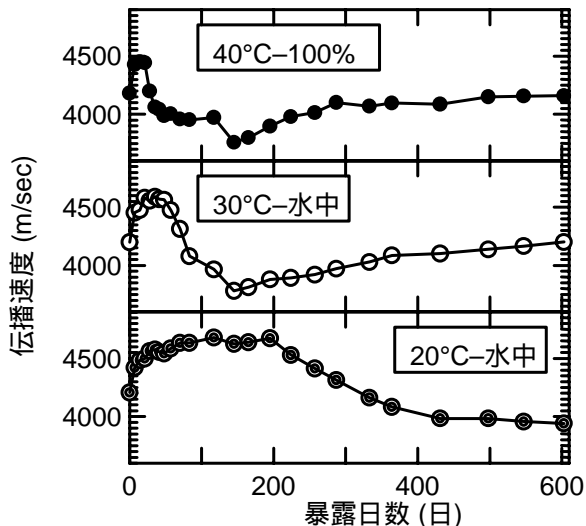


図 3.5 超音波試験結果 (Sシリーズ)

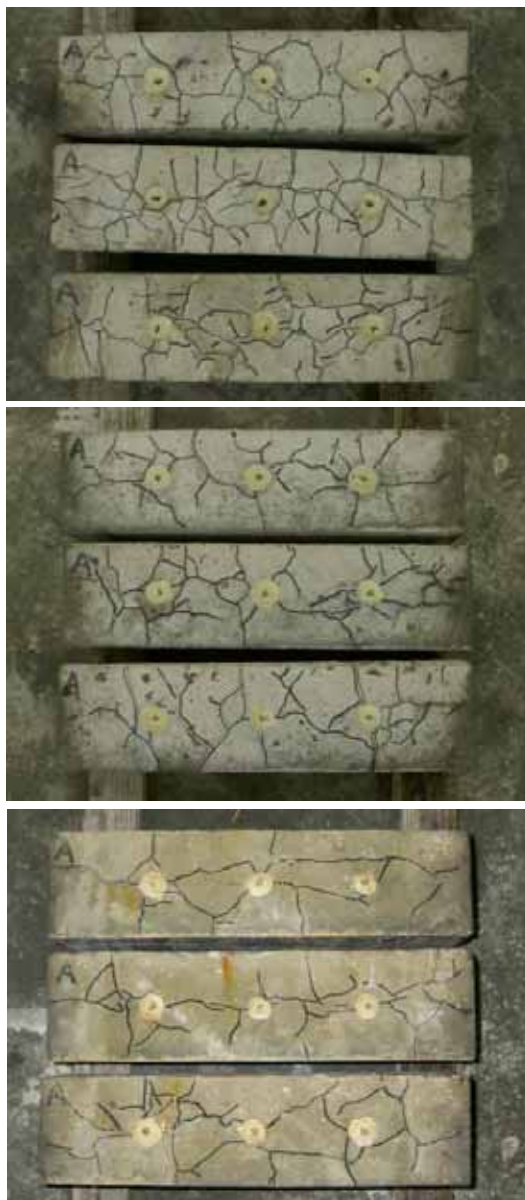


写真 3.1 養生施設における暴露試験供試体のひび割れ状況

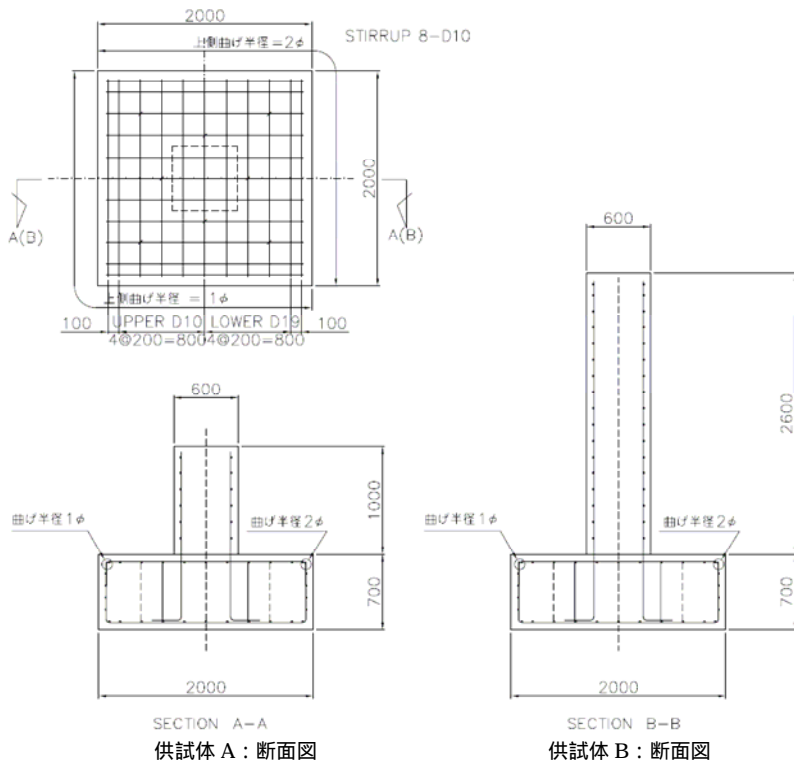


図-3.6 暴露試験供試体

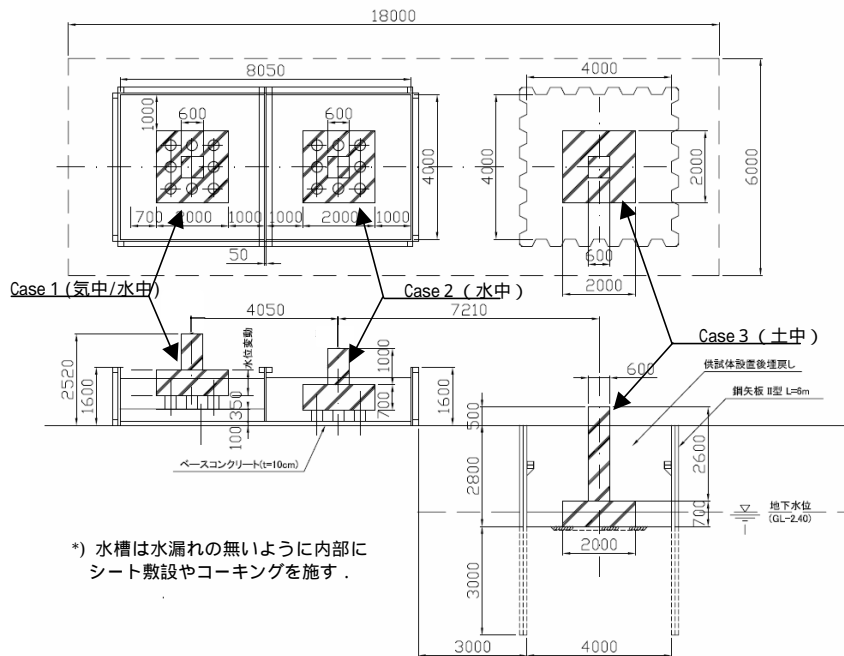


図-3.7 暴露試験概要

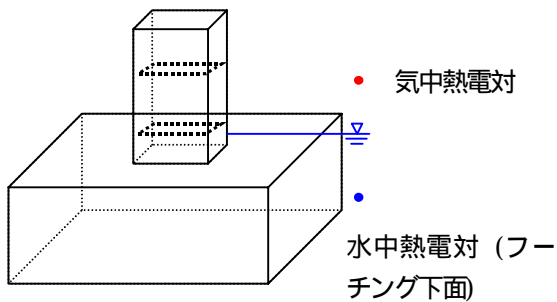
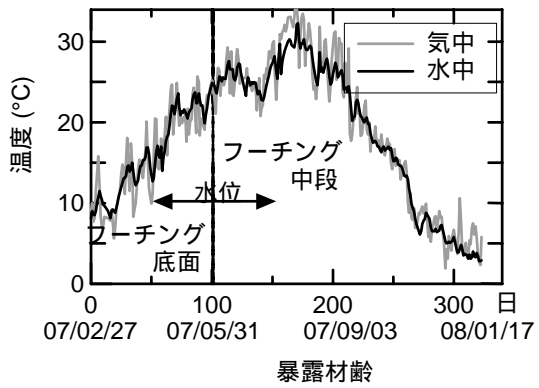


図 3.8 フーチング暴露環境温度 (気温, 水温)

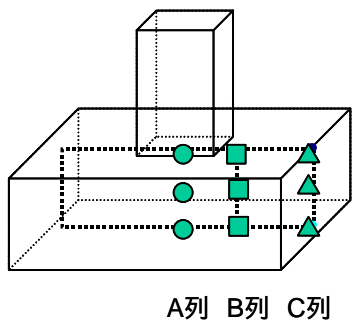
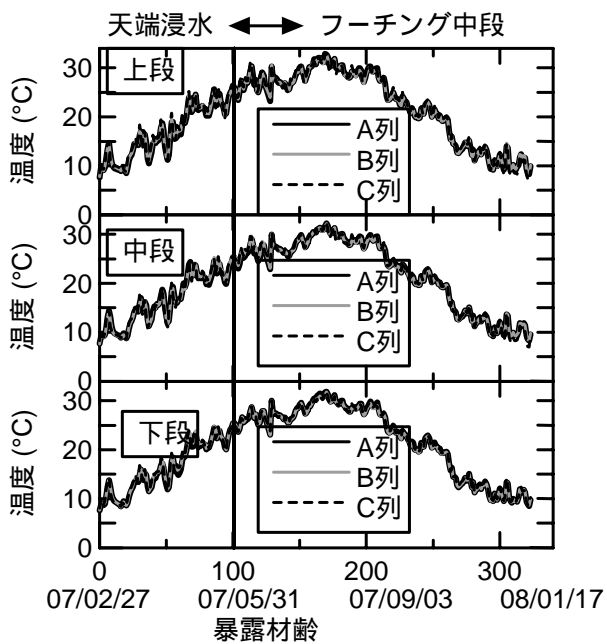


図 3.9 コンクリート内部温度時刻歴 (Case 1)

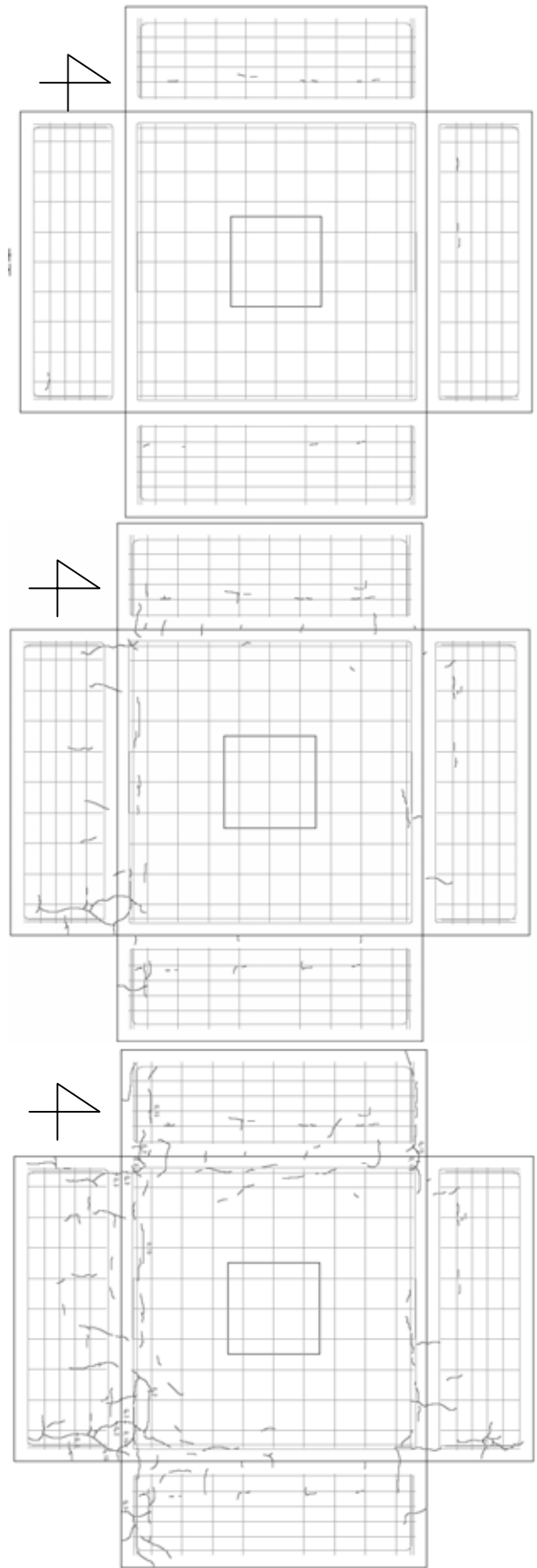
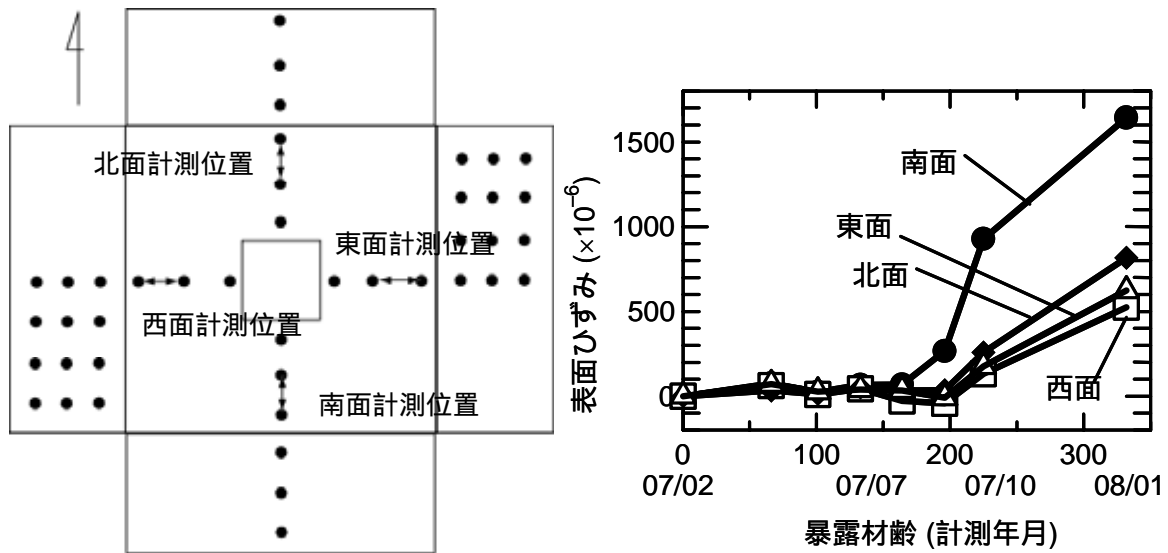
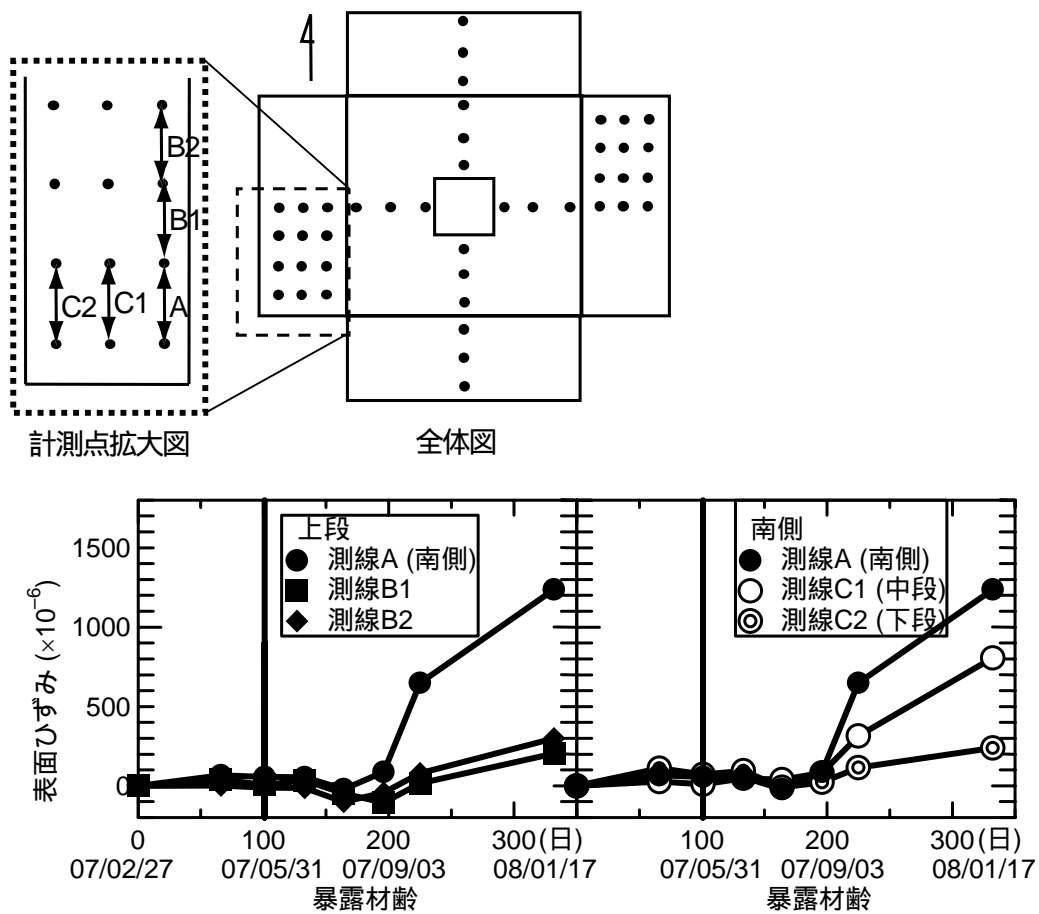


図 - 3.10 フーチング部ひび割れ図 (Case 1) (上段: 第一期, 中段: 第二期, 下段: 第三期)



(a) フーチング天端表面ひずみ



(b) フーチング側面表面ひずみ

図 3.11 コンクリート表面ひずみ時刻歴 (Case 1)



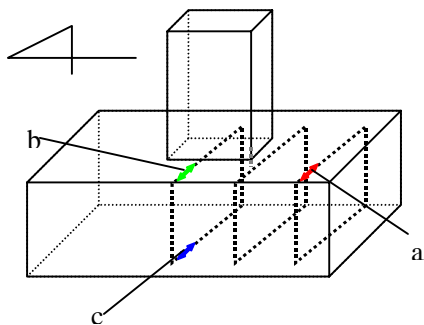
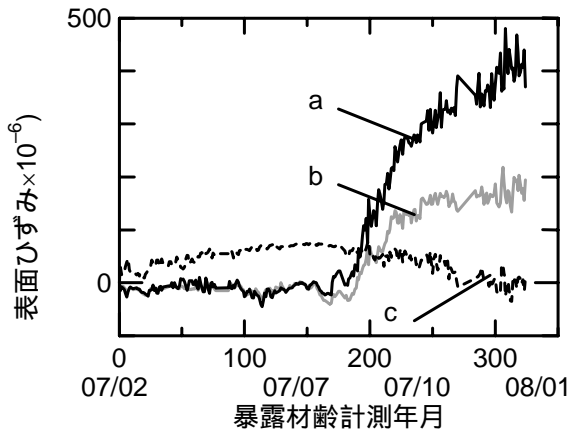


図 3.12 鉄筋ひずみ時刻履歴図 (Case 1)

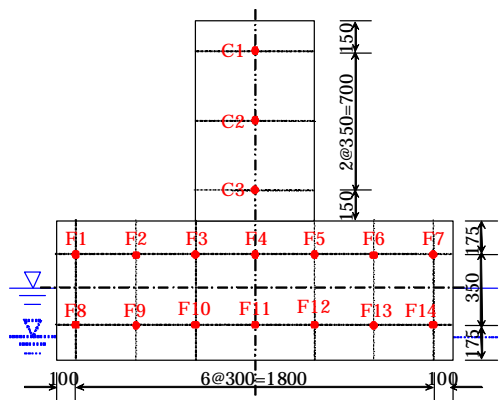
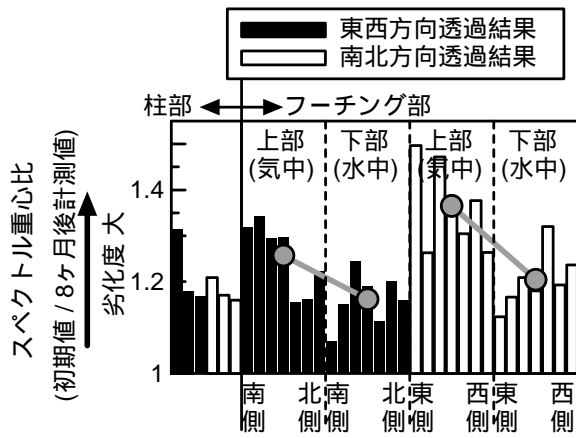


図 3.13 超音波試験結果 (Case 1)

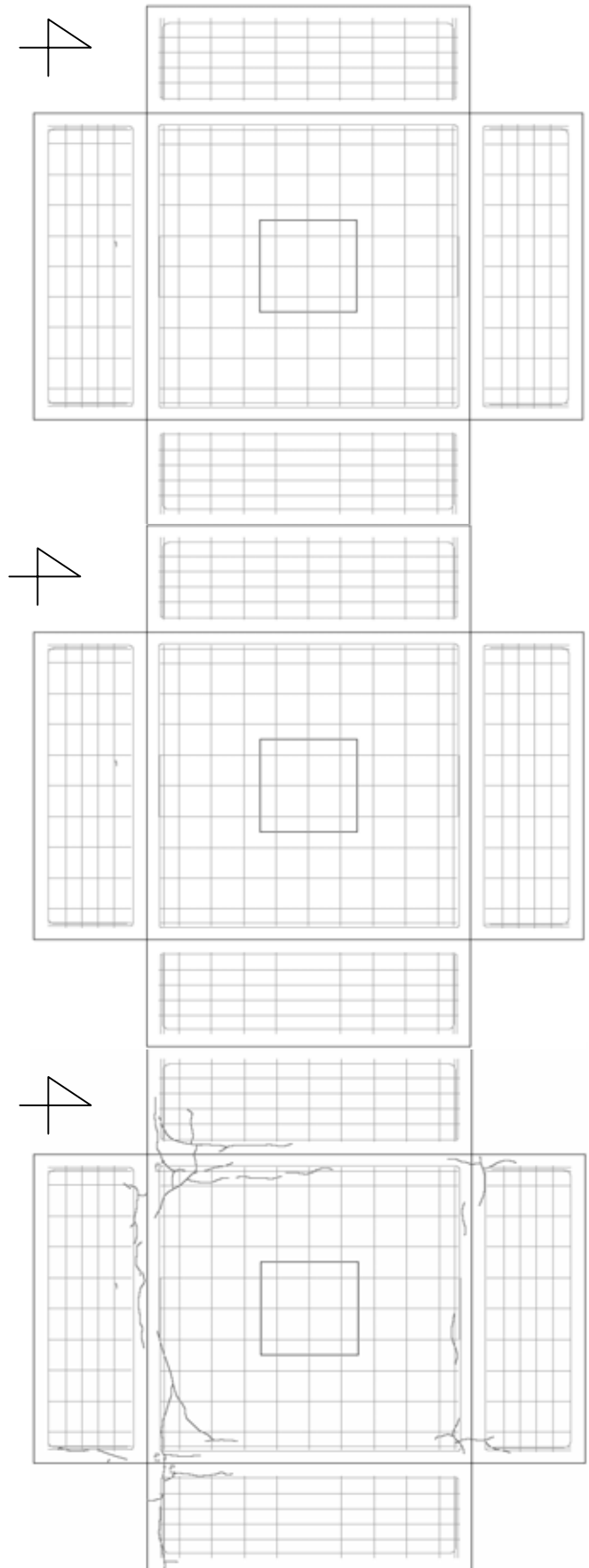
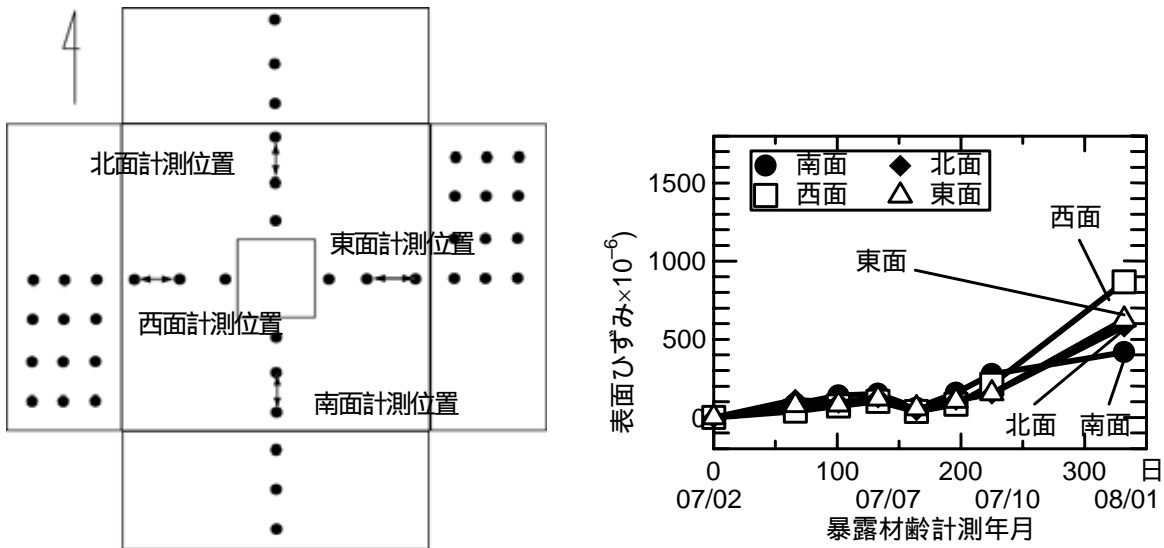
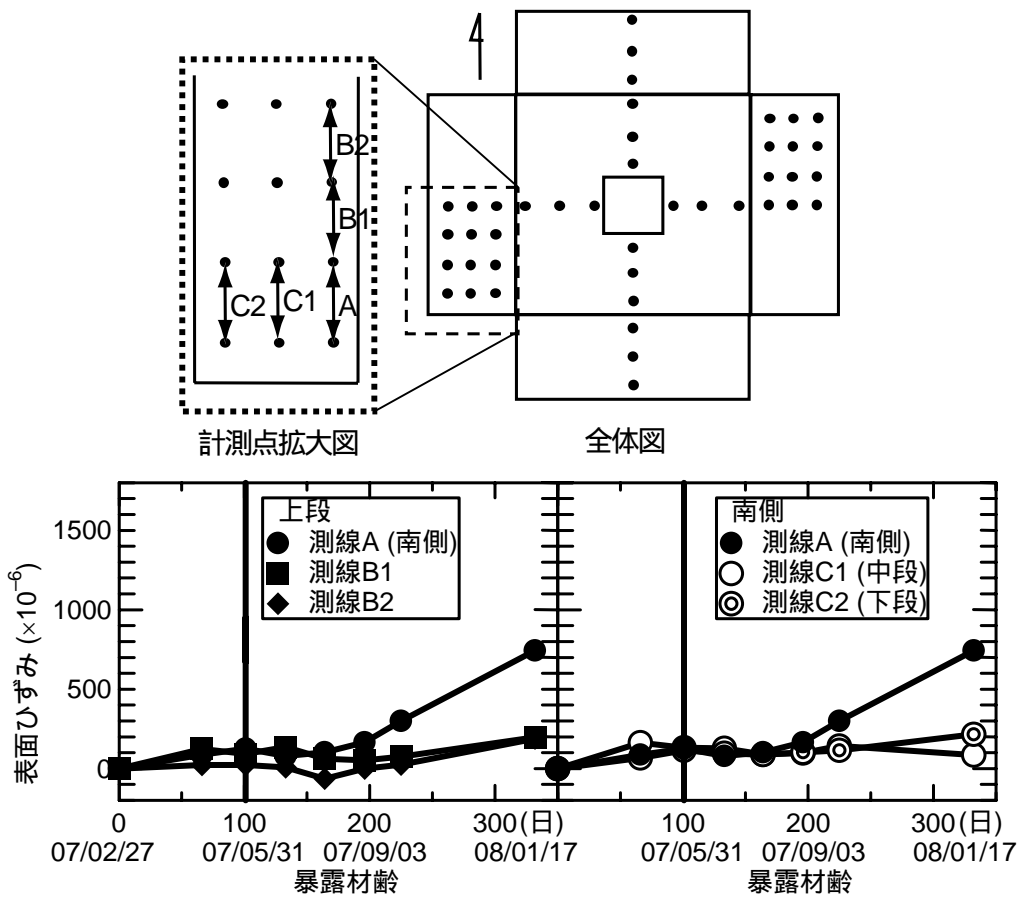


図 - 3.14 フーチング部ひび割れ図 (Case 2) (上段: 第一期, 中段: 第二期, 下段: 第三期)



(a) フーチング天端表面ひずみ



(b) フーチング側面表面ひずみ

図 3.15 コンクリート表面ひずみ時刻歴 (Case 2)

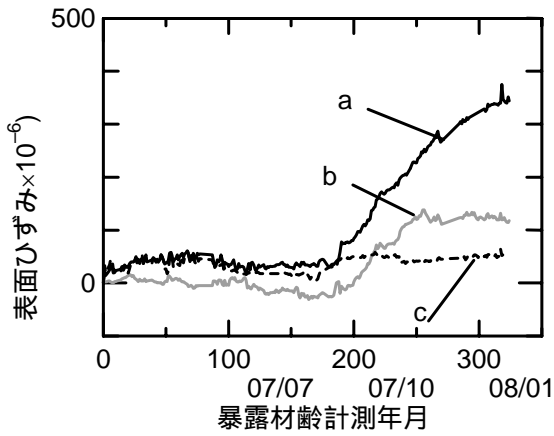


図 3.16 内部鉄筋ひずみ計測結果 (Case 2)

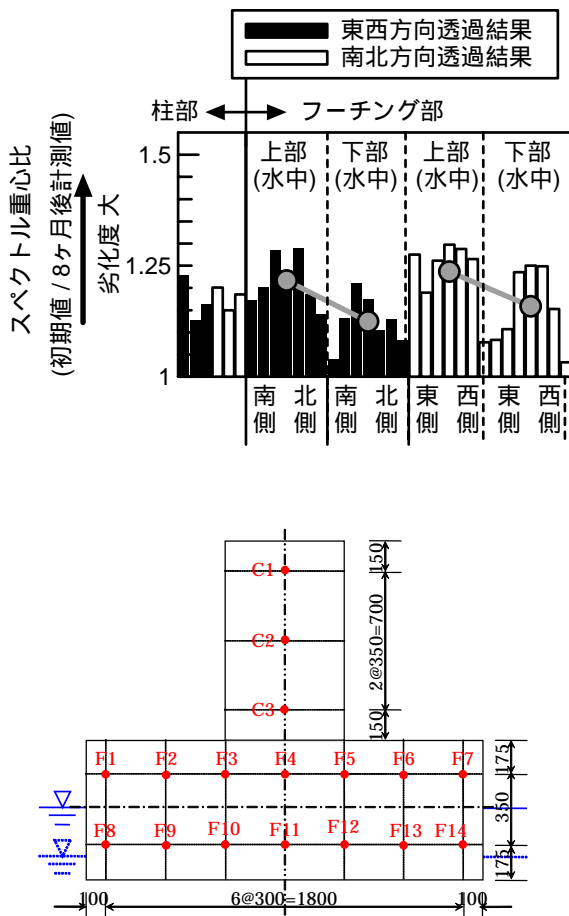


図 3.17 超音波試験結果 (Case 2)

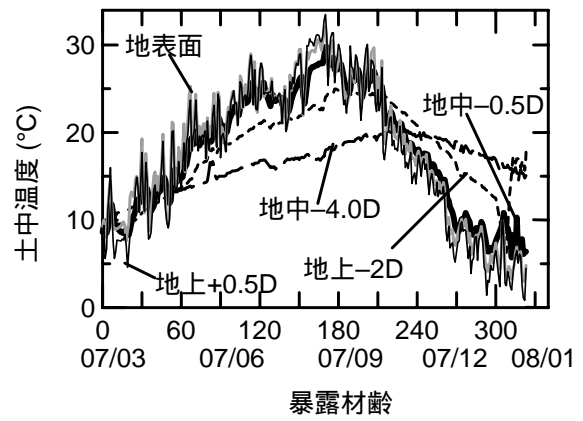


図 3.18 土中温度時刻歴

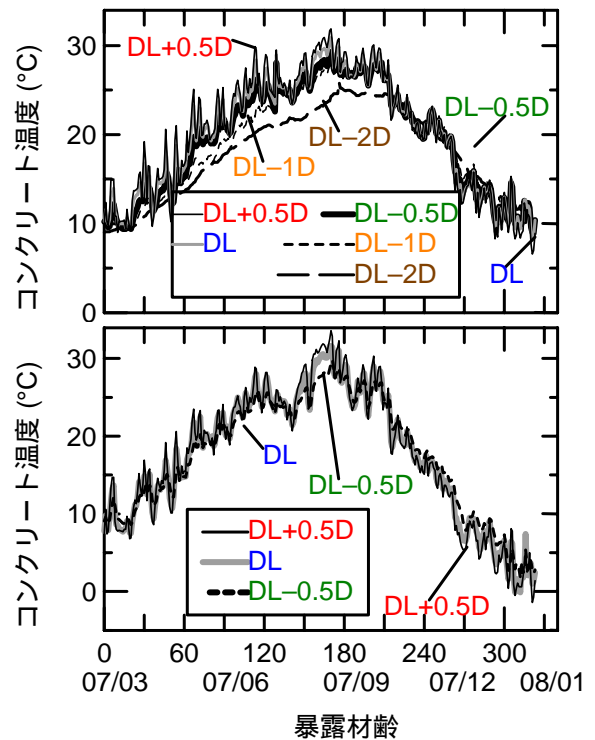


図 3.19 コンクリート内部温度時刻歴 (Case 3) (上段 南側, 下段 北側)

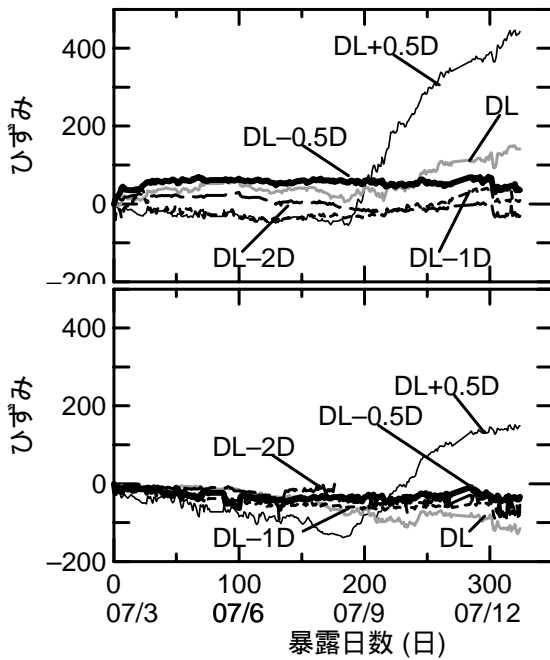


図 3.20 柱部鉄筋ひずみ時刻歴 (Case 3) (上段: 南側, 下段: 北側)

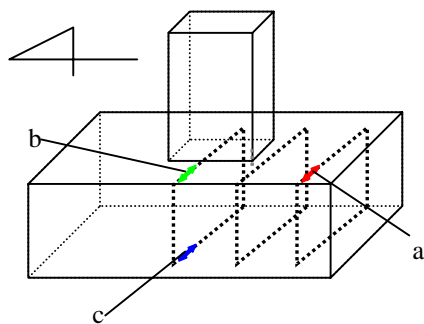
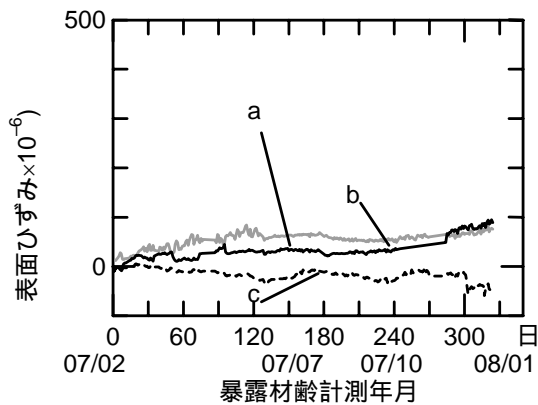


図 3.21 フーチング部鉄筋ひずみ時刻歴 (Case 3)

## 4. まとめ

### 4.1 橋台側方移動に関する検討

橋台側方移動対策に関する現状の課題の整理とその方策を検討した。そして、それらを留意事項として対策工ガイドライン案にとりまとめた。ガイドラインの主なポイントを以下に示す。

1 値判定における背面盛土高  $h$  などのパラメータ設定時の留意点を解説。

1 値判定の適用限界と円弧すべり安全率による評価の有効性を解説。

不具合事例に基づき対策工の設計, 施工における留意点を解説。特に, 対策範囲の取り方, 施工手順, 土圧軽減対策時の耐震性評価に関する留意事項を解説。

施工時における計測管理の留意事項を解説。

今後は, 地方整備局等の現場において, 橋台側方移動に関する対策工の計画, 施工計画の立案及び施工管理に本ガイドラインが活用されるよう周知していきたい。

### 4.2 フーチングの ASR 損傷に関する検討

フーチングの ASR による損傷メカニズムの解明, 損傷後の状態評価手法の確立を目的として, フーチング供試体の暴露試験により損傷過程の観察を継続するとともに, 現時点での暴露環境と損傷状況との関係を整理, 分析した。以下に主な検討結果を示す。

人工的に環境条件を固定した養生施設における暴露試験結果より, 温度の違い, 非反応性骨材の違いにより, ASR の発生過程, ひずみ量が異なることが分かった。

フーチング模型の暴露試験より, 気中だけでなく, 水中・土中においても ASR によるひび割れの発生及びひずみの増加が確認された。ただし, 気中部, 水中部, 土中部では, その発生過程・ひび割れの性状に違いが見られ, 現在では気中部の劣化が最も顕著であった。

次年度は 暴露試験を継続し, 温度などの環境条件と, 発生するひずみなどの計測値との相関関係を明らかにし, 環境の違いが, ASR の発生・進行過程にどのような影響を与えるかについて, さらに詳細に検討していく予定である。また, 劣化状況と構造物との耐力低下との関係を明らかにしていく予定である。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 丸善, 2002. 3.

- 2) 塩井ら：橋台の側方移動に関する研究，土木研究所資料第1804号，1981.12.
- 3) 松田ら：FCBを用いた土圧軽減工法の設計法の提案，土木学会年次学術講演会，第59回，pp.999-1000，2004.9.
- 4) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：設計要領 第二集 橋梁建設編，2006
- 5) 稲葉ら：コンクリート供試体における超音波減衰係数，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，第4巻，pp.289-292，2004.10.
- 6) 葛目ら：ASR劣化構造物の非破壊的な評価方法について，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，第5巻，pp.151-158，2005.10.
- 7) 葛目ら：ASR劣化調査に用いる非破壊検査手法，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，第4巻，pp.67-74，2004.10.

## RESEARCH ON COUNTERMEASURE OF FOUNDATIONS RECEIVED DAMAGE

**Abstract** : This research studies about a guideline of countermeasures for lateral movement of bridge abutment and evaluation method for soundness of footing damaged by alkali silica reaction.

In this fiscal year, about lateral movement of bridge abutment, we carried out case research and arranged present issues. And about evaluation method for condition of footing damaged by alkali silica reaction, we started observation of the damage situation of footing by exposure test.

**Key words** : lateral movement of abutment, alkali silica reaction, footing, evaluation method for soundness, countermeasure