実環境下での長期暴露試験に基づくフーチングの ASR 劣化状況の評価[†]

河野 哲也* 中谷 昌一**
山本 貴士*** 宮川 豊章***

An Evaluation of the ASR-Degenerated Condition for the Footings Based on the Long Term Exposure Tests under the Actual Condition

by

Tetsuya KOHNO*, Shoichi NAKATANI**, Takashi YAMAMOTO*** and Toyoaki MIYAGAWA***

In these days, the footings degenerated due to Alkali Silica Reaction (ASR) have been discovered in Japan. To perform an appropriate diagnosis for those footings, a lot of knowledge for the footings degenerated due to ASR have to be obtained, such as the occurrence condition of ASR in footings, the internal degradation conditions. Accordingly, the road administrator can't maintenance them, and this is a big problem to carry on safe road network. So, the long term exposure test has been done under the actual condition up to now, and the crack and strain of the footings, temperature and water level of the exposure environmental have been measured to get those knowledge. At first, we analyzed the difference of the degradation of footings caused by environmental condition, in water, air and under the ground, from measured data, and we examined the reason of the difference. And we showed that the strain of steel is affected by reflection from temperature. Further out, we identified the internal degradation mechanism in footings. Finally, the characteristic value, for example temperature, needed for the occurrence of ASR and the evaluation of the degenerated condition in the footings are revealed.

Key words : RC footings, Hygrothermal environment, Strain behavior over time, Ultrasonic determination, Maintenance

1 緒 言

近年、フーチングにおいて、アルカリ骨材反応（以下、ASR）により劣化を受けた事例が報告されており、中には Fig. 1 に示すように非常に幅の広いひび割れや鉄筋破断を伴い、せん断耐力の大きな低下が疑われる甚大な損傷が生じているものもある。

ASR による構造物の劣化については現在までに多数の暴露試験や実橋に対する調査が行われており、その劣化の程度や ASR による劣化を受けた後の性能評価に関する知見が蓄積されている。^{1), 2)}ただし、これらは主に梁や柱などの気中に存在する構造物を対象としたものであり、

Fig. 1 Fracture of the steel at the footing corner.

一般的に地中部にあるフーチングに関する知見は、2007 年能登半島地震後の掘り出し調査でフーチングに ASR が発生していることを確認した例³⁾など、極めて僅かしかない。また、目視困難なフーチングに対しては ASR によるひび割れなどの初期の劣化状態を把握することは難しく、ASR によるフーチングの劣化の初期から鉄筋破断等の最終的な劣化に至るまでの過程を把握した例は無い。そして、筆者らが実際に見た限りでは、地中構造物における ASR による劣化はひび割れの数が少ない一方でそれぞれのひび割れ幅が大きいという特徴を有するようであり、地中という環境や低鉄筋大断面という構造特性等の影響により、フーチングにおける ASR による劣化はその他の部材が ASR により受ける劣化とは大きく異なると予想され、他の部材で得られた既往の知見がフーチングにも当てはまるとは限らない。

このように、フーチングにおける ASR がどのような条件下で発生し、ASR が生じた結果フーチングはどのように劣化するのか、その劣化特性はフーチングの構造や環境条件によってどのように変わるのか、そして、どの程度性能が低下するのかなど、フーチングにおける ASR に関する知見は極めて少なく、橋梁の性能評価の大きな妨げとなっている。

そこで筆者らは、フーチングにおける ASR 劣化に関す

[†] 原稿受理 平成 24 年 2 月 10 日 Received Feb. 10, 2012 ©2012 The Society of Materials Science, Japan

* 正 会 員 (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター (CAESAR) 〒305-8516 つくば市南原, Public Works Res. Inst., Tsukubacity, Minamihara, Tsukuba, 305-8516

** (独)土木研究所地質・地盤研究グループ (元 CAESAR) 〒305-8516 つくば市南原, Public Works Res. Inst., Tsukubacity, Minamihara, Tsukuba, 305-8516

*** 正 会 員 京都大学大学院工学研究科 〒615-8540 京都市西京区京都大学桂, Dept. of Civil and Earth Resources Eng., Kyoto Univ., Nishikyoku, Kyoto, 615-8540

る知見を得ることを目的とし、フーチング供試体に対する暴露試験を実施した。暴露試験にあたっては、実橋のフーチングのASRによる劣化を忠実に再現するため、暴露試験を野外にて実施することで実橋フーチングの設置される実環境と同じ暴露環境とした。またフーチングにおける劣化を適切に評価するため、平成18年度から現在に至るまでの長期にわたって実施し、フーチング供試体内外に取り付けた計測機器や非破壊検査により劣化状況を評価するとともに、温度や水位などの環境条件に関するデータを計測し、環境条件と劣化状況の関係について知見を得た。そして、これらの劣化状況を踏まえ、ASRによる劣化が生じたフーチングの維持管理の具体的な方法、留意事項を提案した。

2 実験概要

ASRによる劣化に影響を与える因子としては、温度や水の供給条件等の環境条件の他、構造物の鉄筋量にも大きく依存する。フーチング供試体の暴露試験にあたってはこれらの要因がフーチングのASRによる劣化にどのように影響するかを調べるため、実験ケースおよび供試体の諸元、配筋を下記の通り定めた。

供試体の諸元および配筋図をFig. 2に示す。平面図は1/4、断面図は1/2のみ示している。ASRによる劣化が生じる恐れがあるのは、昭和61年の旧建設省通達「コンクリート中の塩化物総量規制およびアルカリ骨材反応暫定対策について」によるコンクリート中のアルカリ総量規制が始まる前に設計・施工された構造物が中心であることから、本供試体の配筋は昭和50年代のフーチングを想定して決定した。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。供試体は合計3体作製した。3体の供試体のフーチングの寸法は同じであり、幅2.0m×長さ2.0m×高さ0.7mである。柱部の寸法は幅0.6m×長さ0.6m、高さはCase 1, 2が1.0m、Case 3が2.6mである。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り、設計基準強度は21N/mm² ($\sigma_{28} = 34.5\text{N/mm}^2$) である。反応性骨材と非反応性骨材の割合はベシマム試験により決定し、粗骨材が50:50、細骨材が40:60である。

Fig. 2 The dimensional data and bar arrangement drawing of the footing models. (for Case 1, 2. Left : plane section for footing, Right : vertical section)

Fig. 3 The photo for exposure test situation.

Table 1 Exposure test case for footing models.

Case	Exposure environment
Case 1	In the cistern. The water level changes for 3 levels (over the footing surface, half height of the footing, and about 5cm over from the footing bottom)
Case 2	In the cistern. The water level doesn't change. (always over the footing surface)
Case 3	In the ground.

Table 1に暴露試験のケースの一覧を示す。また、Fig. 3に暴露試験の状況を示す。暴露試験は脱型して2カ月後に開始した。この間はシートで覆い、湿潤状態にて養生した。各ケースの暴露条件について、Case 1, 2は、野外に設けた水槽内に供試体を設置し、ASRの進行に伴うひび割れの観察や表面のコンクリートのひずみの計測等を出来るように、表面を露出させたケースである。Case 3は供試体を土中に埋設させる条件である。ただし、Case 3の柱頭部は0.5m 気中に露出させた。Case 3のフーチングの設置深度は、水位変動によってフーチングの暴露環境が地下水位以下、以上と変化する深度(G.L.-2.4m)とした。Case 1, 2には水槽内に水を注入し、フーチングに十分水が供給される条件とした。Case 1はCase 3で計測する地下水位に合わせて水位を変動させるケースであり、フーチングの底面、下半分、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。Case 2はフーチング天端が浸水する水位を保持するようにした。これにより、一般的にフーチングが設置される水中・気中・土中という環境において、水中・乾燥・乾湿繰返しという水の供給条件や、気温・水温・土中の温度という温度条件の違いにより、フーチングのASRによる劣化がどのように異なるかを調べることとした。

計測は、ASRによる劣化の進行具合を把握することを目的として、ひび割れ観察の他、表面に取り付けたコンタクトゲージ (Case 1, 2のみ)、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るひずみの計測、超音波試験を実施した。また、ASRによる劣化に影響する因子として考えられる環境条件について把握することを目的として、それぞれの暴露環境の温度 (土中温度、外気温、水温)、供試体の温度 (コンクリート内部・表面温度)、および前述のCase 3における地下水位変動を計測した。

3 フーチング暴露試験の実験結果と考察

3・1 フーチングにおけるASR劣化の発生条件および進展過程に関する調査結果

(1) Case 1とCase 2の違い

(i) 暴露環境に関する計測結果

Fig. 4に、Case 1, 2のフーチング天端近傍で計測された気温および水温の時刻歴を示す。気温の方がやや高いものの、大きな差は無い。

(ii) 供試体に生じた劣化状況

Fig. 5に、暴露開始後4年9カ月のCase 1, 2の供試体の状況を示す。2ケースともフーチング表面にASR特有の亀甲状のひび割れが生じている。

Fig. 6に、Case 1, 2に生じたひび割れをスケッチした図を示す。(a)は暴露開始後5カ月経過時(2007年7月)に、Case 1において初めてひび割れが確認された時のCase 1のひび割れ図である。これを見ると、Case 1にはFig. 1と同様にフーチング上半分を中心にひび割れが

Fig. 4 Time history of the air and water temperature in the exposure environment of Case 1 and 2.

Fig. 5 The crack of Case 1 and 2. (4 years and 9 months have passed since exposure test start)

生じている。なお、暴露開始後1年間の水位は常にフーチング中段もしくは下段であった。すなわち、Case 1においてひび割れが確認された範囲はほぼ気中であり、水中にはひび割れがほとんど生じなかった。一方、この時点およびこの3カ月後の計測では、フーチング表面が常に水面下にあるCase 2にはひび割れは観察されなかった。この結果により、ひび割れの発生時期は水中よりも気中の方が早いことが示された。

Case 1でひび割れが確認された半年後、暴露開始後11カ月が経過した時(2008年1月)のひび割れの状況を(b)に示す。(a)に示した時から(b)の時までのCase 1の水位は中段であり、フーチングの下半分が水中にある状態であった。(b)をみるとCase 1では(a)よりも多数のひび割れが確認されている。また、(a)とは異なり、水中にあったフーチング下半分にもひび割れが進展し、(a)に比べてひび割れ幅が大きくなっていた。

一方、Case 2は(b)の計測で初めてひび割れが確認された。この時期のCase 1とCase 2のひび割れを比較すると、Case 1では短いひび割れが多数生じているのに対し、Case 2ではひび割れの数はいくつか少ない一方で、一本一本のひび割れが長い。これは、Case 1ではASRによって

(a) Case 1 (5 months have passed since exposure test start. In July, 2007)

(b) Case 1 (8 months have passed since exposure test start. In January, 2008)

(c) Case 2 (8 months have passed since exposure test start. In January, 2008)

Fig. 6 Crack sketch of Case 1 and 2.

生じた応力がコンクリート内部で分散したためにひび割れが広い範囲に発生したのに対し, Case 2 では応力が分散せずに一箇所に集中したため, ひび割れが応力の集中した箇所のみに限定されて本数が少なくなるとともに, それぞれのひび割れが長くなったことを示している。

Fig. 4 に示したように, Case 1 と 2 の暴露環境の温度に大きな違いは無いことから, このような違いが生じた理由は気中と水中という初期の暴露環境の違いによると推察される。すなわち, Case 1 においてひび割れが全体的に広がったのは, 気中暴露のために乾燥収縮により全面的に生じた多数の微細なひび割れが拡大することにより ASR による膨張エネルギーを吸収したためであると推察される。一方, Case 2 においてひび割れの本数が少なく, かつ, 一本のひび割れが長かったのは, 暴露初期から水中にあるために乾燥収縮によるひび割れが生じにくく, Case 1 のように初期のひび割れが ASR による膨張エネルギーを吸収することができなかったためであると考えられる。そのため, 局所的に大きなひび割れが発生し, その後はこのひび割れが膨張エネルギーを吸収することにより増長したものと思われる。なお, いずれのケースもひび割れが生じているのは隅角部のかぶり部分のみであった。これは, 隅角部のかぶり部分は他に比べて鉄筋の拘束が少ないためであると推察され, フーチング内でも相対的に鉄筋の拘束が小さい部位の劣化が先行したことがわかる。

Fig. 7 に暴露試験開始から約 3 年間のフーチングの表面ひずみの時刻歴を示す。Fig. 7 に示した表面ひずみは (a) の展開図に示すフーチング上側コンクリート表面の隅角部 8 箇所に取り付けられたコンタクトゲージの計測値の計測値である。縦軸にひずみ (μ), 横軸に時間を示しており, 横軸上段は暴露開始からの経過日数, 下段は年 (西暦下 2 けた) / 月である。また, 上の横軸に示す Water level は Case 1 の水位を表わしており, H (High water level): フーチング天端が浸水する状態, M (Middle water level): 水位がフーチング中段にある状態, L (Low water level): 水位がフーチング下端にある状態を示す。

Case 1, 2 とともに, 2 年目の夏 (暴露開始後 1 年 9 ヶ

Fig. 7 Time history of the concrete strain of the footing surface of Case 1 and 2.

月後) にひずみが大きく増加した。ただし, Case 2 の増加速度は Case 1 より大きく, この時期に両ケースのひずみに大きな違いが生じた。このような違いが生じた理由としては水の供給条件およびひび割れ性状の違いが考えられる。すなわち, この時期以前の Case 1 の水位は中段もしくは下端であり, 計測点が水面下にあった時期は無い一方で Case 2 の隅角部かぶりコンクリートは常に水面下にある。そして, 前述のように Case 2 の隅角部かぶりコンクリートに生じたひび割れは, 一つ一つのひび割れが大きく, 局所的なひずみが大きい。以上より, Case 2 の隅角部かぶりコンクリートは, ひび割れが大きく水面下にあるため, Case 1 に比べてシリカゲルの膨張に必要な水が供給されやすい条件にあり, コンクリートのひずみに大きな違いが生じたものと思われる。

(iii) コンクリートの圧縮強度, 静弾性係数の試験結果

Fig. 8 に, テストピースに対して圧縮強度と静弾性係数を調べた結果を示す。上段に静弾性係数の結果を, 下段に圧縮強度試験の結果を示している。本試験はフーチングコンクリート打設時に作製し, かつ, Case 1, 2 のフーチングと同じ位置にて暴露した多数のテストピースに対して試験することで, ASR の進行に伴うコンクリートの圧縮強度と静弾性係数の変化を調べたものである。Fig. 8 中の exposed in air or water は Case 1 の水槽内にて暴露したケースであり, 例えば Case 1 のフーチングが水中にあるときはテストピースも水中に設置するなど, 水位とフーチングの位置の関係に合わせて暴露環境を変更したものである。exposed in air, exposed in water はそれぞれ常に気中, 水中にて暴露したケースの結果である。

静弾性係数および圧縮強度ともに暴露期間が長くなるに従って低下している。静弾性係数については, いずれのケースについても暴露開始約 270 日経過後に顕著な低下がみられ, 約 1000 日で最低値を示している。ただし, 暴露環境の違いによってその低下傾向に違いがみられ, 気中や気中/水中で暴露したケースは暴露開始後約 270 日から約 650 日にかけての低下が著しく, 約 650 日以降の低下は微小である。一方, 水中暴露のケースは低下し始めた時の低下率はその他の環境条件のケースに比べて緩慢であり, また, 暴露開始後約 270 日から約 1000 日にかけて, ほぼ同じ割合で低下している。すなわち, 水中暴露のケースは, 他のケースと比べて ASR によるコンクリートの性質の変化が緩慢であるといえる。圧縮強度についてはこの傾向がさらに顕著であり, 気中暴露のケースおよび気中/水中暴露のケースでは約 270 日後に強度が低

Fig. 8 Time history of the concrete elastic coefficient and compressive strength.

下し始めたのに対し、水中暴露のケースは約 650 日後においてもそれまでと同等の強度が発現した。

このように、環境条件によらず、ASR によりコンクリートの圧縮強度や静弾性係数は低下するものの、水中暴露のケースは乾湿繰返しや気中暴露に比べて ASR による圧縮強度、静弾性係数の低下時期が遅いことが分かった。これは、水中暴露のケースが他の条件に比べてひび割れの発生等の劣化が遅いためであると考えられる。

(2) 土中環境下のケースの試験結果

(i) 暴露環境に関する計測結果

Fig. 9 に Case 3 供試体周囲の環境の温度の時刻歴を示す。温度の計測位置は (a) に示す通りであり、深度方向に 4 点計測した。ここに、GL は地表面位置であり、以後、地表面より X mm 下の深度を GL- X mm, X mm 上の位置を GL+ X mm と表記する。Fig. 9 より、温度は深度に強く依存しており、深度が深くなるほど最高温度は低く、最低温度は高くなる傾向がみられる。特に、フーチング位置の温度と地表面位置の温度は最大 10°C 程度の違いがあり、同じ土中でも暴露環境条件は全く異なる。

Fig. 10 に地下水位の計測結果を示す。地下水位は降雨によって瞬間的に GL-1200 mm 程度まで上昇することはあるものの、この高さに 1 日以上水位が保持された記録はなく、概ね GL-1800 mm 以深の範囲で推移している。この範囲は柱の下端以深であり、Fig. 9 で示した温度の計測結果において地下水位の影響を受けたのは、フーチング下面の GL-2800 mm のみであったことが分かる。

(ii) 供試体に生じた劣化状況

Fig. 11 に、柱部材の帯鉄筋のひずみと温度の時刻歴を示す。鉄筋ひずみと温度の計測位置は同じであり、(a) に示したうちの柱部の 3 点 (GL+300 mm, GL-300 mm, GL-1200 mm) である。なお、Fig. 10 の結果より、この 3 点はいずれも地下水位の影響がない範囲にある。また、鉄筋ひずみに影響を与える可能性がある鉄筋量や死荷重等の構造条件についても、柱部材は深度方向に鉄筋量の違いはなく、作用する自重も柱部材の自重のみであるため、これらが鉄筋のひずみに大きな影響を与えるとは考えにくい。以上から、着目する鉄筋ひずみは、温度以外の要因により変動する可能性は低いと考えられるため、ここでは温度についてのみ考慮することとする。

柱部材内部の温度の時刻歴は、浅い位置ほど最高温度が高く、最低温度が低い結果となっている。これは Fig. 9 の土中の温度の記録と同様の傾向であり、柱部材内部の温度が周囲の温度に強く依存していることがわかる。

ひずみの増加傾向は深度によって異なっている。計測点のなかで最も温度の高い GL+300 mm 位置の鉄筋は暴露開始半年後にひずみが増加し始めてから 760 日ほどで

Fig. 9 Time history of the steel strain and temperature in the column.

2000 μ ほどに達している。一方、位置が深くなるほど、すなわち温度が低くなるほどひずみが増加し始める時期は遅くなり、例えば GL-300 mm 位置の鉄筋ではひずみが増加し始めたのは暴露開始 1 年 3 カ月後、さらに温度が低い GL-1200 mm 位置の鉄筋では暴露開始 1 年 6 カ月後である。そして、温度が低い位置ではその後の増加速度も遅く、GL+300 mm 位置の鉄筋がひずみが増加し始めてから約 1 年後にひずみの増加が収束したのに対し、GL-300 mm 位置の鉄筋は収束するのにひずみが増加し始めてから 2 年半を要した。また、GL+300 mm の位置の鉄筋のひずみは、温度が 10°C 程度以下になる冬場になるとほとんど増加しなくなる一方、冬場でも 10°C 程度以上の温度条件下にある GL-1200 mm 位置の鉄筋ひずみは、季節によらずほぼ一定の速度で増加した。そして、GL-300 mm 位置の鉄筋の最終的なひずみは、GL+300 mm 位置の鉄筋に生じたひずみよりも 500 μ ほど大きかった。また、GL-1200 mm 位置の鉄筋は未だに増加途中であるにも関わらず GL+300 mm 位置の鉄筋に生じたひずみと同程度のひずみが生じており、今後、この値を上回る可能性も考えられる。

次に、フーチングの上側鉄筋に生じたひずみについて、温度との関係を含めて考察する。Fig. 12 に、Case 1 ~ 3 のフーチングの鉄筋に貼り付けたゲージで計測されたひずみおよび熱電対により計測されたフーチング内部温度の時刻歴を示す。計測位置は全ケースとも Fig. 12 (a) に示す位置に取り付けられたものである。

温度の時刻歴を見ると、Case 1 と 2 については、Fig. 4 で示したように周囲の環境温度（水温・気温）に大きな差が無かったため、フーチング内の温度も大差はない。一方、Case 3 のフーチング内の温度の記録は他の 2 ケースとは大きく異なっており、他の 2 ケースに比べて最高温度は低く、最低温度は高い。これは、Fig. 11 で考察

Fig. 10 Time history of the under water level around Case 3 model.

Fig. 11 Time history of the steel strain and temperature in the column.

Fig. 12 Time history of the steel strain and temperature in the footings.

した柱部のコンクリート内部温度と同様に、周囲の温度の影響を受けたものである。

ひずみの時刻歴をみると、いずれのケースにおいても暴露試験によりひずみが増加しているが、Fig. 11に示した柱部の計測結果と同様に、温度によって膨張特性に違いがみられる。すなわち、温度の高いCase 1, 2と温度の低いCase 3にはその膨張特性に大きな違いがあり、Case 3のひずみが増加し始める時期はCase 1, 2よりも約1年程度遅い。また、温度変化がほとんどないCase 3は年間を通してほぼ同一の膨張勾配を示している。Case 1, 2の鉄筋のひずみは、増加し始めてから約9カ月程度経過した時点でほぼ同程度の値に収束している一方で、Case 3ではひずみが増加し始めてから約2年半経過した時点においても増加途上にあり、収束までに要する時間が長い。ただし、Case 3のひずみは増加途上にあるにもかかわらず、既にCase 1, 2のひずみと同等の値を示しており、今後、Case 1, 2を上回る可能性も考えられる。

以上のように、ASRによる鉄筋ひずみの増加特性は、柱とフーチングという構造部材の種類に関わらず、温度に強く依存する。すなわち、温度が高い条件においてはASRによりひずみが増加しはじめるまでの時間が短く、またひずみが増加し始めた後の増加速度が大きい。一方、温度が低い場合は、温度が高い場合に比べてASRによりひずみが増加するまでに時間を要し、ひずみが増加し始めた後の増加速度も小さいものの、最終的なひずみは温度が高い場合よりも大きくなる可能性がある。

高温ほどASRによるひずみ増加時期が早く、かつ、増加速度が大きい理由は、ASRが化学反応であることを考えれば自然である。一方、最終的なひずみが低温条件の方が大きくなった点については、既往の実験においても確認されている。⁴⁾この理由はいくつか考えられるが、一因としてゲルの物性の違いが挙げられる。ASRによりひずみが生じる理由は、反応によってゲルが生じ、このゲルが膨張するためである。このゲルの剛性および粘性は温度や暴露期間によって変化し、温度が高いほど剛性および粘性は早く低下する。剛性や粘性が低下すると、コンクリート中の間隙に浸透しやすくなるため、ゲルの膨張によりコンクリートに作用する圧力は小さくなる。すなわち、温度が高い条件では、ゲルが水を吸収してもその場で膨張するのではなく間隙に広がる。一方、低温状態ではゲルの剛性や粘性は低下しにくく、水を吸収しても間隙に広がることなくその場で膨張する。本実験でも低温下においてはこのようなメカニズムでコンクリートにひび

割れが発生し、さらに内部まで水が浸透するようになり、内部においてもゲルの膨張が発生し、鉄筋ひずみが増加したものと考えられる。

(3) 環境条件の違いによる劣化状況の違い

暴露試験結果から得られた知見は以下の通りである。

- 水中、気中、土中という暴露環境の違いにかかわらず、ASRによる劣化が確認された。
- 水中暴露、気中暴露のケースにおいては、鉄筋の拘束が少なく、かつ、外気に触れやすい隅角部のかぶりコンクリートにおいて、最初にひび割れが確認された。
- 気中暴露のケースに確認されたひび割れは、初期に全面的に生じた乾燥収縮によって生じたひび割れがASRにより増加したものと思われる。すなわち、ASRによる膨張エネルギーは、乾燥収縮によって生じたひび割れの拡張・増大によって吸収されたと思われる。そのため、水中暴露のケースに比べて、ひび割れが確認される時期は早く、ひび割れは微細なものが多数生じた。
- 水中暴露のケースにおけるASRによるひび割れは、気中暴露のケースよりも発生が遅く、また、少数であった一方、一つ一つのひび割れは大きかった。これは、ASRの膨張エネルギーを乾燥収縮によるひび割れの発展により吸収することができなかったためと思われる。
- コンクリートに生じたひずみは水中暴露の方が大きかったが、鉄筋に生じたひずみは気中暴露と水中暴露に大きな違いは見られなかった。
- 土中暴露の試験より、ASRにより鉄筋に生じるひずみは、周囲の温度に強く依存することが明らかになった。すなわち、温度が低いほど鉄筋のひずみの増加時期は遅く、増加後の速度は小さい。一方で、最終的なひずみは、温度が低い方が大きくなる可能性がある。
- 低温下の方が最終的なひずみが大きい理由については、生成されるゲルの物性の違いによるものと推察される。すなわち、低温下で生成されるゲルは剛性や粘性が大きいために、水和反応によって得られた膨張エネルギーがその位置での応力の増加となるのに対し、高温下で生成されるゲルは剛性、粘性が小さいために、その場で膨張せずにコンクリートの間隙に流入するため、局所的な応力の増加は生じなかったと考えられる。

3・2 環境条件と鉄筋に生じるひずみの関係

上述のように、鉄筋に生じるひずみの大きさやひずみの増加時期は、温度に強く依存することが明らかになった。そこで、鉄筋に生じたひずみと暴露環境の温度との関係について定量的に評価することを試みた。

ASRによる劣化が懸念される構造物に対しては、一般的に目視によるひび割れ観察により、ASRの発現の有無を確認するのが基本である。しかし、フーチングにおいては目視によるひび割れを確認することは難しいため、ひび割れ観察以外にASRが発現しているかどうかを判断できる目安を有しておくことは有用であると考え。そこで、ASRが発現する条件を評価するための指標を提案することを念頭におき、鉄筋に有意なひずみが生じるまでの結果について分析した。

鉄筋はコンクリートの乾燥収縮の影響により一度圧縮した後に緩やかな引張りに転じ、その後、引張ひずみが増加する。この特性を踏まえ、本研究では、鉄筋の有意なひずみをコンクリートの膨張速度が増加する時点でCase 1～3に生じた鉄筋ひずみとした。その結果、いずれのケースにおいても、鉄筋のひずみが150μ以上になる

と、その後のひずみ増加速度が大きくなることが分かったため、本文では 150μ を ASR により鉄筋ひずみが増加する閾値（以下、基準ひずみと呼ぶ）とする。なお、この値は、文献⁵⁾において、ひび割れが発生する際の目安として示されている値にほぼ一致する。

Fig. 13 は、全ケースについて、各ケースのフーチング側面（東面）の中段の鉄筋に取り付けたひずみゲージにより計測されたひずみと、同位置に取り付けた熱電対により計測されたコンクリート内部温度から評価した温度の関係を示したものである。温度については、暴露期間の温度変化を考慮するため、温度とその温度が持続した日数の積として評価した。また、Fig. 11, 12 で述べたように、温度が一定値よりも小さくなると、鉄筋のひずみはほとんど増加しない。そこで、次式に示すようにある温度（以降、基準温度と呼ぶ）以上にさらされた日数のみを乗じて求めた。以下、これを有効積算温度と呼ぶ。基準温度は、Fig. 12 の結果より、Case 3 の鉄筋は現在までの暴露期間を通してひずみの増加が停滞する期間が無かったため、この位置の最低温度 13°C とした。

$$\text{有効積算温度} = T \times \Delta t$$

ここで、 T : (コンクリート内部温度-基準温度)

Δt : コンクリート内部温度が基準温度以上となった日数

Fig. 13 に示すように、鉄筋に生じるひずみは有効積算温度と強い相関がある。また、暴露環境や上載荷重（柱の長さ）により推定誤差に大きな違いはなく、Fig. 13 中に示した回帰式は、本実験において実施した条件下では区別することなく適用できるものと思われる。そして、本回帰式によれば、有効積算温度がおよそ $3000^{\circ}\text{C} \cdot \text{日}$ となった時点で有意なひずみに達することがわかる。この結果より、実橋においては、周囲の環境温度を計測し、当該橋梁における積算温度を計算することで、基準ひずみに至る日数が評価できる。ただし、この手法を一般化するためには、骨材種や死荷重、寸法、鉄筋量等が異なる場合の適用性について検討する必要がある。

3・3 フーチング内部の劣化状況の評価

Fig. 14 は、Case 1, 2 は暴露開始 1 年半後、Case 3 は暴露開始 5 年後の各ケースのフーチング内部の鉄筋、もしくはコンクリートの水平ひずみの計測結果をコンター図として示したものである。計測位置は Fig. 14 (d) に示す通りであり、フーチングの真ん中の東西断面の東側に配置されている 9 つのゲージの計測結果に基づいて評価したものである。なお、Fig. 14 に示す時点では鉄筋は降伏ひずみを大きくは超えていないため、ある位置におい

て鉄筋とコンクリートに生じるひずみはほぼ同じである。

いずれのケースにおいても、上面および側面に 2000μ 程度以上のひずみが生じており、鉄筋はほぼ降伏に近い状態に至っていると推察される。Fig. 1 に示した事例において鉄筋が破断していたのはフーチング上面の隅角部であり、Fig. 14 において最も大きなひずみが生じた箇所と一致している。一方、内部や下面においてもひずみが生じていることが確認されるものの、上面や側面ほど大きな値ではない。このように、フーチング内においてはその劣化状況は均一ではなく、この時点においては、内部は上面や側面ほどには劣化が進行していないことがわかる。これは ASR の進行が表面から進行するため、上面は下面に比べて鉄筋量が少ないためである。

このように、フーチングの内部の劣化状況は、外面からの距離や鉄筋量によって大きく異なる。フーチングの性能評価においては、この違いをよく考慮しておくべきである。例えば、道路橋示方書のフーチングの構造性能の照査においては、フーチング全面を有効とするのではなく、Fig. 15 に示すように柱やフーチング高さを考慮して柱直下の部分のみを考慮することとされている。⁹⁾すなわち、フーチングにとって構造的に最も重要となる部位は、ASR の進行が比較的遅い部位であり、例えば掘り出しにより目視できるフーチング天端表面の劣化状況とは著しく異なる可能性がある。既設フーチングの性能評価にあたっては、フーチングの耐荷メカニズムとフーチング内部の劣化状況をよく考慮した上で、劣化部分については地盤反力、部材耐力を期待しない場合の照査を行う等の配慮が必要であろう。

このような内部の劣化状況の評価する手法として、超音波試験等の非破壊検査がある。超音波試験は、超音波をコンクリート構造物に透過させると劣化が激しいほど伝ば速度が低下することを利用し、伝ば速度等を劣化度の指標とする手法である。実験供試体や実橋に対しても実施されている例があり、構造物の内部の状況进行评估する手法として期待されている。しかし、従来の超音波試験により ASR 劣化を評価する方法は、ASR が発生する前の健全な状態で初期値を計測しておき、その後の計測結果が初期値に対してどの程度変化したかを評価するものである。既設フーチングの場合、健全な状態における

Fig. 13 The relationship between effective accumulated temperature and steel strain. (before expand)

Fig. 14 Contour figure of the strain in the footings.

Fig. 15 Effective width of the highway bridge footings.⁶⁾

初期値を計測していることは皆無であり, このような評価ができない。また, 現在の超音波試験機器の精度ではフーチングのような10mに及ぶ大断面に対しては超音波が透過しない可能性があり, 適用性が明らかではない。以上より, 現状ではフーチング内部の劣化状況を上記のような超音波試験で評価することは困難である。

一方, Fig. 14 に示したように, フーチングのASR劣化は外側から進行するためある時点における外側と内側のひずみは異なり, 内部は表面よりも劣化が進行していないことは既に述べた。これに着目し, 小椋らが提案した斜角法⁷⁾を用い, Fig. 16 (a)に示すように, フーチングの隅角部を挟んで超音波を透過し, かつ, 表面からの距離をパラメータとして透過位置を外側から内側に数点計測することで, 隅角部からの距離によって超音波伝ば速度がどの程度異なるかを評価することを試みた。

斜め方向の超音波試験は, Fig. 16 (a)に示すように, フーチング隅角部の上・中・下段の3段について実施した。Fig. 16 (b)に示す計測結果を見てみると, 下段の計測結果は, 上・中段よりも伝ば速度が大きくなっており, 前述の通り比較的健全であることがわかる。ただし, 上中下段に関わらず, フーチング表面からの距離が短いほど, すなわち外側の計測結果ほど伝ば速度が小さくなっている。これは, 隅角部付近の劣化が内部に比べて激しいことを意味している。また, 地表面からの距離が200 mm 程度以上内側になると, 表面からの距離の違いによる伝ば速度の違いは見られず, これよりも内側においては劣化の程度に大きな違いが無いことがわかる。加えて, 下段の計測結果では, 超音波伝ば速度が4000 m/s 程度であり, 比較的健全であることも伺える。この傾向は, Fig. 14 でみたコンター図とも一致している。このように, 超音波試験の透過方法を工夫することで, 初期値を把握していなくとも, 内部の劣化状況を把握できると思われる。

Fig. 16 Diagonal ultrasonic test for footings.

4 結 言

フーチングを対象として実環境下にて暴露試験を実施し, 内部の劣化状況を評価するとともに, 実橋における内部の劣化状況の評価方法を検証するなど, 維持管理に役立つ知見を得た。主な成果を以下にまとめる。

(1) 気中・水中・土中等の暴露環境や温度, 湿度等の条件に関わらず, ASR が発生, 進行した。

(2) 水中暴露と気中暴露では, 初期のフーチングの劣化に違いがみられ, 気中暴露のケースでは, 微細なひび割れが比較的早い時期に多数生じた一方, 水中暴露のケースではひび割れの数少なく, 局所的に大きなひび割れが気中暴露よりもやや遅れて生じた。この違いが生じた要因は, 気中暴露により生じた乾燥収縮によるひび割れの影響等が考えられる。

(3) コンクリートの最終的なひずみは水中暴露の方が大きく, 鉄筋に生じたひずみは同程度であった。

(4) 鉄筋のひずみは温度と強い相関があり, 高温条件では低温条件に比べて, ひずみが増加し始める時期が早く, 一度増加し始めた後の増加速度が大きかった。ただし, 最終的なひずみは低温条件の方が大きくなる可能性がある。

(5) フーチングの環境条件や死荷重等の応力状態に関わらず, 鉄筋ひずみの膨張開始時期は, 有効積算温度の関数として評価できる可能性がある。

(6) ASR による内部の劣化状況について, 隅角部鉄筋は暴露開始5年程度で降伏程度のひずみに達した一方, フーチングの耐荷に大きく寄与する有効幅の付近のひずみはそれよりもかなり小さかった。

(7) ASR によるフーチングの劣化は隅角部から始まることに着目し, 超音波試験を斜め方向に透過する手法により部位ごとの劣化状況の違いを相対的に評価できることを示し, フーチング内部の劣化の進行状況を評価できる可能性を示した。

参 考 文 献

- 1) K. Sasaki, S. Matsumoto, Y. Hisari, K. Kuzume, S. Kanaumi and T. Miyagawa, "Expansion behavior of prestressed concrete beam deteriorated by alkali-silica reaction under long term exposure test", Journal of the Society of Materials Science, Japan, Vol.57, No.10, pp.973-980 (2008).
- 2) H. Kawano and H. Koga, "Alkali-silica reaction in Japanese road bridge", Civil Engineering Journal, Vol.47, No.12, pp.66-71 (2005).
- 3) K. Torii, M. Miyamura, T. Minato and G. Nishikawa, "Deterioration of ASR-affected foundation structures on noto expressway and its countermeasures", Concrete Journal, Vol.46, No.4, pp.27-33 (2008).
- 4) S. Diamond, R. S. Barneyback and L. T. Struble, "On the physics and chemistry of alkali-aggregate reaction in concrete", Cape Town, pp.S 252/22 (1981).
- 5) Architectural Institute of Japan, "Standard for structural calculation of reinforced concrete structures", (2010).
- 6) Japan Road Association, "Specifications for highway bridges", Part IV Substructures (1996).
- 7) N. Ogura, K. Kuzume, T. Tamakoshi, T. Yamamoto and T. Miyagawa, "Experimental study on detection of damaged depth by ASR, using ultrasonic method", Proceedings of the Concrete Structure Scenarios, JSMS, Vol.8, pp.51-56 (2008).