

アルカリシリカ反応による損傷を受けたフーチングに対する
損傷度評価および補修・補強方法に関する研究

河野 哲也

目次

1. 序論	1
1.1 背景	1
1.2 既往の知見および課題の整理	4
1.2.1 ASRに関する既往の研究および対策	5
1.2.2 ASRによるフーチングの損傷事例	7
1.2.3 フーチングの耐荷性能および補強方法に関する既往の研究と実態	15
1.2.4 ASRによる損傷が懸念されるフーチングに対する維持管理上の課題	17
1.3 本研究の目的と本論文の構成	21
2. ASRの膨張に与える骨材種、温度、骨材配合の影響に関する検討	23
2.1 実験条件	23
2.1.1 実験および供試体概要	23
2.1.2 実験ケース	23
2.1.3 計測概要	25
2.2 実験結果	26
2.2.1 ひび割れ状況	26
2.2.2 表面ひずみ	27
2.2.3 超音波の伝播特性	30
2.3 フーチング供試体のコンクリート配合に関する考察	32
2.4 まとめ	33
3. 実環境下での長期暴露実験に基づくASRによるフーチングの損傷状況の評価	34
3.1 実験条件	34
3.1.1 実験ケース	34
3.1.2 供試体の概要	35
3.1.3 計測概要	38
3.2 フーチング暴露実験の実験結果と考察	45
3.2.1 Case 1（水位変動条件下で暴露したケース）とCase 2（常に水中で暴露したケース）の実験結果	45
3.2.2 Case 3（土中環境下のケース）の実験結果	50

3.2.3	暴露環境の違いがフーチングの ASR に与える影響	54
3.2.4	各ケースの調査結果のまとめ	57
3.3	ASR による損傷状況の推定方法の提案	58
3.3.1	ASR によって生じる鉄筋ひずみの推定式の提案	58
3.3.2	超音波を用いた内部の損傷状況の推定方法の提案	60
3.4	まとめ	62
4.	載荷実験による ASR が生じたフーチングの耐力・変形性能の評価および ASR が生じたフーチングに対する補修・補強方法の検討	64
4.1	実験条件	64
4.1.1	載荷実験の概要	64
4.1.2	実験ケース	64
4.1.3	供試体概要	67
4.1.4	実験供試体の ASR による損傷	71
4.1.5	供試体の設計結果と補修・補強の概要	74
4.1.6	計測概要	85
4.2	供試体の作製に用いた材料特性	85
4.2.1	材料試験結果	85
4.2.2	材料試験結果を踏まえた供試体の諸元の見直し	87
4.3	曲げ破壊先行型供試体に対する実験結果	88
4.3.1	各ケースの損傷の進展と破壊形態	88
4.3.2	各ケースの実験結果の比較	105
4.3.3	補修・補強設計に関する知見	119
4.3.4	曲げ破壊先行型供試体の実験結果のまとめ	120
4.4	せん断破壊先行型供試体に対する実験結果	124
4.4.1	各ケースの損傷の進展と破壊形態	124
4.4.2	各ケースの実験結果の比較	139
4.4.3	補強設計に関する知見	149
4.4.4	せん断破壊先行型供試体の実験結果のまとめ	150
5.	ASR が懸念される既設道路橋フーチングに対するメンテナンスのシナリオデザイン	153
5.1	[ステップ 1] ASR 発生条件の特定	153
5.2	[ステップ 2] ASR によるフーチングの損傷メカニズムの評価および損傷程度の推定	155
5.3	[ステップ 3] ASR が生じたフーチングの耐荷性能の評価	157
5.4	[ステップ 4] ASR が生じたフーチングに対する補修・補強	158
6.	結論	162

参考文献

166

謝辭

172

目次

1.1	米国と日本の橋梁の架設年代水位	2
1.2	ASRによりフーチングの上面鉄筋が破断した例	4
1.3	A橋のフーチング損傷状況(その1)	9
1.4	A橋のフーチング損傷状況(その2)	10
1.5	B橋のフーチング損傷状況	11
1.6	C橋のフーチング損傷状況	12
1.7	D橋のフーチング損傷状況	13
1.8	E橋のフーチング損傷状況	14
1.9	フーチングの補強方法一覧	16
2.1	供試体および表面ひずみ・超音波実験計測概要	24
2.2	超音波の周波数分析の概念	26
2.3	非反応性骨材と反応性骨材の割合による表面ひずみ時刻歴の違い(非反応性骨材種： S種, 暴露環境：40℃-湿度100%)	28
2.4	暴露環境による表面ひずみ時刻歴の違い(非反応性骨材種：S種, 配合:No.I)	28
2.5	非反応性骨材の違いによる表面ひずみ時刻歴の違い	29
2.6	非反応性骨材と反応性骨材の割合による超音波伝播特性の違い(非反応性骨材種： S種、環境条件：40℃-湿度100%)	30
2.7	暴露環境による超音波伝播特性の違い(非反応性骨材：S種, 配合：No. I)	31
2.8	非反応性骨材による超音波伝播特性の違い	32
3.1	フーチング供試体に対する暴露実験の概要	35
3.2	暴露実験供試体の配筋	37
3.3	コンタクトゲージによるコンクリート表面ひずみの計測概要	40
3.4	供試体の表面ひずみ計測位置	41
3.5	供試体の内部ひずみ計測位置(Case 1, 2)	42
3.6	供試体の内部ひずみ計測位置(Case 3)	43
3.7	全断面法による超音波伝播特性の計測位置	44
3.8	斜角法による超音波伝播特性の計測位置	44
3.9	Case 1 および Case 2 のフーチング天端で計測されたコンクリート表面温度の時刻歴	45

3.10	ひび割れ図	47
3.11	Case 1 および Case 2 のコンクリート表面ひずみの時刻歴	48
3.12	圧縮強度・弾性係数の時刻歴（左：弾性係数、右：圧縮強度）	49
3.13	Case 3 のフーチングおよび柱周辺の温度の時刻歴	50
3.14	Case 3 の供試体周辺で計測された地下水位の時刻歴	51
3.15	Case 3 の柱部の温度および鉄筋ひずみの時刻歴	52
3.16	曲げ半径の違いによる鉄筋ひずみの違い	53
3.17	Case 1, 2 および 3 のフーチング部において計測された鉄筋ひずみの時刻歴	55
3.18	フーチング内部に取り付けた鉄筋ひずみにより計測されたひずみの分布	57
3.19	鉄筋に生じたひずみと積算温度の関係	59
3.20	全断面法による超音波の伝播特性の計測結果	60
3.21	斜め方向の超音波試験の計測結果	62
4.1	载荷実験の概要	65
4.2	供試体の概要	68
4.3	Case CA1 の配筋図	69
4.4	Case CB1 の配筋図	70
4.5	ASR による損傷を模擬した供試体の鉄筋破断状況	71
4.6	载荷実験供試体に対する超音波の伝播速度	74
4.7	炭素繊維シート貼付けによる補強図 (Case AA3)	80
4.8	水平プレストレス鋼材導入による補強図 (Case AA4)	81
4.9	鉛直プレストレス鋼材導入による補強図 (Case AA4)	82
4.10	プレストレスの有効範囲および影響範囲の概念図	83
4.11	主な損傷イベントの発生個所 (Case CA1)	89
4.12	载荷点における荷重と変位の関係 (Case CA1)	90
4.13	ひび割れ図 (Case CA1)	90
4.14	主な損傷イベントの発生個所 (Case AA1)	93
4.15	载荷点における荷重と変位の関係 (Case AA1)	94
4.16	ひび割れ図 (Case AA1)	94
4.17	主な損傷イベントの発生個所 (Case AA2)	97
4.18	载荷点における荷重と変位の関係 (Case AA2)	97
4.19	ひび割れ図 (Case AA2)	98
4.20	主な損傷イベントの発生個所 (Case AA3)	100
4.21	载荷点における荷重と変位の関係 (Case AA3)	100
4.22	ひび割れ図 (Case AA3)	101
4.23	主な損傷イベントの発生個所 (Case AA4)	103

4.24	載荷点における荷重と変位の関係 (Case AA4).....	104
4.25	ひび割れ図 (Case AA4).....	104
4.26	曲げ破壊先行型供試体の荷重－変位関係.....	106
4.27	ひび割れ充填剤の未充填の状況.....	106
4.28	曲げ破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの載荷方向の空間 分布（上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：上面鉄筋全降伏時、右：最大荷重時） (1/3).....	110
4.28	曲げ破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの載荷方向の空間 分布（上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：上面鉄筋全降伏時、右：最大荷重時） (2/3).....	111
4.28	曲げ破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの載荷方向の空間 分布（上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：上面鉄筋全降伏時、右：最大荷重時） (3/3).....	112
4.29	載荷荷重と荷重に対して主として抵抗する領域の鉄筋で計測されたひずみの関係 （曲げ破壊先行型供試体）.....	113
4.30	載荷荷重と炭素繊維シート・上面鉄筋のひずみの関係.....	115
4.31	水平 PC 鋼材に生じたひずみの載荷方向の空間分布.....	117
4.32	荷重と水平 PC 鋼材・フーチング上下面鉄筋に生じたひずみの関係.....	118
4.33	主な損傷イベントの発生個所 (Case CB1).....	126
4.34	載荷点における荷重と変位の関係 (Case CB1).....	126
4.35	ひび割れ図 (Case CB1).....	127
4.36	主な損傷イベントの発生個所 (Case AB1).....	130
4.37	載荷点における荷重と変位の関係 (Case AB1).....	130
4.38	ひび割れ図 (Case AB1).....	131
4.39	主な損傷イベントの発生個所 (Case AB2).....	133
4.40	載荷点における荷重と変位の関係 (Case AB2).....	134
4.41	ひび割れ図 (Case AB2).....	134
4.42	主な損傷イベントの発生個所 (Case AB3).....	137
4.43	載荷点における荷重と変位の関係 (Case AB3).....	138
4.44	ひび割れ図 (Case AB3).....	138
4.45	せん断破壊先行型供試体の荷重－変位関係.....	140
4.46	せん断破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの載荷方向の空 間分布（上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：せん断ひび割れ発生時、右：最大 荷重時）(1/3).....	143

4.46	せん断破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの荷重方向の空間分布（上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：せん断ひび割れ発生時、右：最大荷重時）(2/3)	144
4.46	せん断破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの荷重方向の空間分布（上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：せん断ひび割れ発生時、右：最大荷重時）(3/3)	145
4.47	荷重荷重と荷重に対して主として抵抗する領域の鉄筋で計測されたひずみの関係（せん断破壊先行型供試体）	147
4.48	荷重荷重と鉛直方向 PC 鋼材のひずみの関係	148
5.1	既設道路橋フーチングの ASR による損傷に対するメンテナンスのシナリオデザイン	161

表目次

1.1	フーチングに ASR による損傷が確認された橋梁の概要と損傷状況	8
2.1	コンクリート配合	23
2.2	実験ケース一覧	24
3.1	暴露実験の実験ケース一覧	35
3.2	ASR コンクリートの配合	37
3.3	コンクリートの使用材料	38
3.4	計測・試験項目	38
4.1	実験ケース一覧	67
4.2	実験供試体諸元の詳細	67
4.3	供試体のせん断スパン比	69
4.4	コンクリートの配合	71
4.5	供試体の降伏曲げモーメントの算出に用いた物性値の一覧	75
4.6	供試体のせん断耐力の算出に用いた物性値の一覧	76
4.7	H14 道示 IV におけるせん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の 割増係数 C_{dc}	76
4.8	コンクリートの負担するせん断耐力 S_c の算出に用いる物理量および値の一覧	77
4.9	H14 道示における部材断面の有効高 d に関する補正係数 C_e	77
4.10	H14 道示における軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 C_{pt}	77
4.11	斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 S_s の算出に用いる物理量および値の一覧	78
4.12	供試体の耐力計算結果	78
4.13	炭素繊維シートの物性値	79
4.14	補強した供試体の耐力計算結果	84
4.15	鉄筋の材料試験結果	86
4.16	柱部のコンクリートに対する試験結果	86
4.17	基準供試体のフーチングコンクリートの試験結果	86
4.18	ASR を模擬したフーチングコンクリートの試験結果	87
4.19	各補強材の材料試験結果	87
4.20	Case CA1 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位	89

4.21	Case AA1 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位	92
4.22	Case AA2 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位	96
4.23	Case AA3 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位	99
4.24	Case AA4 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位	103
4.25	曲げ破壊先行型供試体に生じた損傷イベントおよび最大荷重時の載荷荷重・載荷 変位（上段：荷重 kN，下段：変位 mm）	107
4.26	フーチングが降伏に達する時の荷重値の実験値と設計値の比較（曲げ破壊先行型 供試体）	107
4.27	Case CB1 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位	125
4.28	Case AB1 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位	129
4.29	Case AB2 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位	133
4.30	Case AB3 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位	137
4.31	せん断破壊先行型供試体に生じた損傷イベントおよび最大荷重時の載荷荷重・載 荷変位（上段：荷重 kN，下段：変位 mm）	141
4.32	フーチングのせん断耐力が発揮される時の荷重値の実験値と設計値の比較（せん 断破壊先行型供試体）	141
4.33	鉛直 PC 鋼材がせん断補強筋として機能するときのせん断耐力の算出に用いる物 理量および値の一覧	149

写真目次

1.1	米国の落橋事例	2
1.2	日本の橋梁の損傷事例	3
2.1	コンクリート表面ひずみの計測状況.....	25
2.2	超音波の伝播特性の計測状況	26
2.3	供試体に生じたひび割れ状況	27
3.1	暴露試験の状況（上：全景、下左：Case 1、下中央：Case 2、下右：Case 3）	36
3.2	Case 1 および Case 2 のフーチング天端のひび割れ状況（暴露実験開始後 4 年 9 か月経過時点）	46
4.1	載荷実験の状況	66
4.2	模擬供試体のひび割れ状況 (Case AA1).....	72
4.3	模擬供試体のひび割れ状況 (Case AB1).....	73
4.4	実験終了後のフーチングの状況 (Case CA1)	88
4.5	実験終了後のフーチングの状況 (Case AA1)	92
4.6	実験終了後のフーチング隅角部の状況	95
4.7	実験終了後のフーチングの状況 (Case AA2)	96
4.8	実験終了後のフーチングの状況 (Case AA3)	99
4.9	実験終了後のフーチングの状況 (Case AA4)	102
4.10	実験終了後のフーチングの状況 (Case CB1)	125
4.11	実験終了後のフーチングの状況 (Case AB1)	129
4.12	実験終了後の上面鉄筋の状況	132
4.13	実験終了後のフーチングの状況 (Case AB2)	132
4.14	実験終了後のフーチングの状況 (Case AB3)	136
4.15	柱部の圧壊の状況.....	139

1. 序論

1.1 背景

我が国の交通インフラは急速に老朽化比率が増加しており、道路橋においては建設後 50 年が経過する割合が 10 年後には約 40%、20 年後には約 65% となると言われている¹⁾。さらに、道路橋に対する要求性能は過去の地震の被災や経年劣化の状況を踏まえて見直されていることから、既設構造物の中には、現在の要求性能を満たさないものもある。我が国よりも早くに道路整備が進んだアメリカ合衆国では、1980 年代に道路橋の老朽化に伴う損傷が多く報告され、「荒廃するアメリカ」と呼ばれた。図-1.1 に示す日米の年代別の架設橋梁数を見るとわかるように、アメリカでは 1920 年代から 1930 年代にニューディール政策によって大量に架設されている一方で、その後はインフラの維持管理に十分な予算措置が取られていなかったために老朽化が進み、当時建設された橋が架設後 50 年を経過した 1980 年代に多数の損傷が確認されたものとされている²⁾。写真-1.1 に示すように、アメリカで生じた橋梁の損傷の中には、鋼桁の疲労ひび割れによるマイアナス橋（架設後 25 年）の落橋事故（1983 年）³⁾、I-35W 橋（架設後 40 年）の落橋事故（2007 年）など⁴⁾、重大な損傷も生じている。図-1.1 に示すように、我が国において橋梁が多数建設された年代はアメリカよりも 30 年遅い 1950 年代から 1960 年代の高度成長期であり、この時期に建設された橋梁がアメリカで損傷が多発した架設後 50 年を迎えることとなるのは 2000 年から 2010 年にかけてである。既に日本においても老朽化に伴う橋梁の損傷は確認されている。例えば、写真-1.2 (a) に示すように、2006 年には架設後 35 年が経過した鋼桁橋において主桁と横桁の間の溶接部から疲労に起因する 1 m を超える亀裂が確認され、一時期通行止めされた⁵⁾。また、写真-1.2 (b) に示すように、2009 年には架設後 37 年が経過した PC 橋で下床板下面に PC 鋼材の腐食と破断が確認された⁶⁾。

このような損傷を防ぎ、安全な交通インフラを提供し続けるためには、これらの既設橋の性能を適切に評価した上で、必要に応じて維持管理や耐震補強を行って供用可能な状態にしておくことが求められ、国や各学協会などでそのための既設橋に対する維持管理や耐震補強の方針が示されている。

維持管理については、1988（昭和 63）年までは各道路管理者が個々に点検要領の策定や実施体制の構築を行っていた⁷⁾。その結果、管理者で点検の内容や水準が必ずしも一致していなかったことから、昭和 60 年度に旧建設省が技術管理業務連絡会に設置した橋梁部会において橋梁点検要領（案）⁸⁾が定められ、10 年ごとの点検（定期点検）が実施されることとなった。この点検要領は 2004（平成 16）年に改訂され⁹⁾、点検や補修などの記録を一元化して管理するためのカルテの作成要領、補修・補強工事に関する基本情報の記入要領と合わせて公表された。同時に、定期点検に加えてアルカリシリカ反応（以下、ASR）や塩害、第三者被害などの特定事象に対する特定

検、地震などの災害時に実施する異常時点検の要領も定められた。その結果、橋梁点検は上記の定期点検、特定点検、異常時点検に、道路管理者が日常に行う巡回（通常点検）と合わせ、4つの点検体系となった。さらに、2012（平成24）年の笹子トンネルにおける吊構造のトンネル天井板の崩落事故を受け、2013（平成25）年に第三者および道路利用者の被害を防止することを目的とした総点検実施要領（案）が公表された¹⁰⁾。

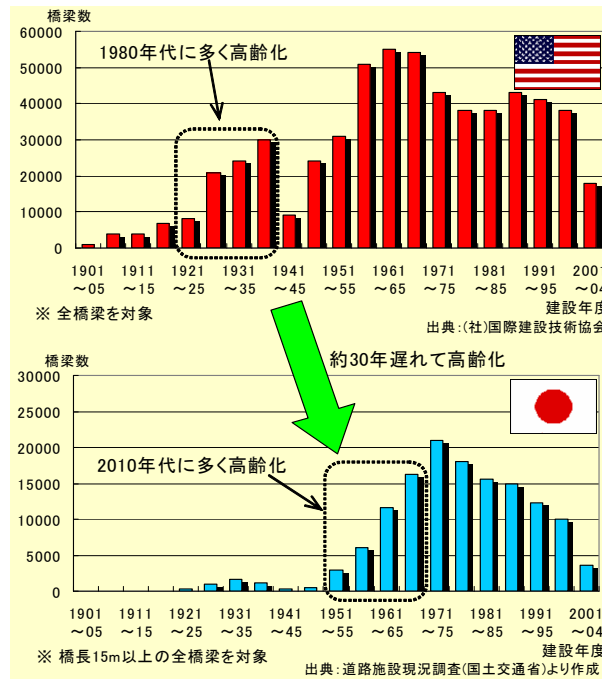


図-1.1 米国と日本の橋梁の架設年代水位



(a) I-35w 橋の落橋状況



(b) マイアナス橋の落橋状況

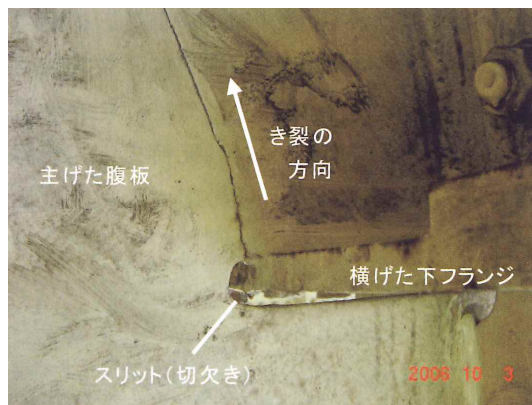
出典: Federal Highway Administration HP

写真-1.1 米国の落橋事例

耐震補強については、1995（平成7）年に発生した兵庫県南部地震が大きな契機となり、優先的に補強すべき構造物から随時実施されている。地震発生から41日後に旧建設省から通知された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」においては、橋を構成する部材の強度



(a) PC 鋼材の腐食



(b) 疲労亀裂

写真-1.2 日本の橋梁の損傷事例

を向上させるとともにじん性を高めて橋全体系として地震に耐える構造を目指すべく、地震時保有水平耐力法の導入などが規定された¹¹⁾。さらに同年5月には、複断面区間の橋梁や跨線橋、跨道橋などの緊急度の高い橋梁のうち、1980（昭和55）年に発刊された道路橋示方書よりも古い基準に基づいて設計施工された鉄筋コンクリート製の単柱橋脚および落橋防止措置の補強を優先することとされた。また、2005（平成17）年度から2009（平成19）年度にかけて、新幹線や高速道路を跨ぐ橋梁および緊急輸送路の橋梁に対して兵庫県南部地震と同程度の地震動に対しても落橋などの甚大な損傷を防止し、緊急輸送路としての機能を確保すること、跨道橋・跨線橋に対しては落橋による二次的な災害を防止することを目的とした「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」が実施された¹²⁾。

以上のように、維持管理や耐震補強に関する要領や基準は定められてきているものの、現在までに既設橋の維持管理や耐震補強がすすめられているのは主として上部構造や橋脚などの下部構造躯体である。基礎については、地中部にあるために効率的な点検方法がないこと、また、過去の地震被害が比較的少なく¹³⁾、耐震補強の優先順位が必ずしも高くないことから、現時点では維持管理や耐震補強が積極的に進められているとは言えない。しかし、今後は基礎を含めて耐震補強を行うことも考えられ、来たるべき基礎の耐震補強の実施に向けて、数多くある基礎形式の中で優先的に補強すべき基礎形式の選定フローの開発¹⁴⁾や、基礎の形状および損傷を調査する方法¹⁵⁾、基礎の補強方法に関する研究が進められている^{16, 17, 18, 19)}。

このような状況の中、近年、フーチングにおいてASRによる損傷を受けた事例が確認されており、中には写真-1.2に示すように、鉄筋破断を伴う損傷を生じて耐荷性能の大きな低下が疑われるものもある。前述のように基礎の補強の優先順位は必ずしも高くないものの、鉄筋破断を伴うような損傷を生じた場合には耐力や変形性能が著しく低下している可能性があり、補強の必要性を検討する必要がある¹⁹⁾。しかし、ASRによる損傷を目視で確認できる上部構造と違って地中部にあるフーチングに対しては目視で確認する機会がないため、補強が必要なフーチングを選別することができない。また、どのような条件にあるフーチングにASRが生じるのかが明らかでない



図-1.2 ASRによりフーチングの上面鉄筋が破断した例

ため、全国で68万橋²⁰⁾と言われる数の橋梁の中からASRによる損傷を生じているフーチングを選定することができない。さらに、ASRによってどのような損傷を受け、損傷によって耐荷メカニズムはどのように変化するのか、耐荷性能はどの程度低下するのかについても知見がなく、その結果、どのような補修・補強対策を講ずれば耐荷性能が回復・向上するのかが明らかでない。そのため、このような損傷を受けたフーチングに対して適切な対策を取ることができていない。幸いにして、現時点ではこのようなフーチングが要因となって落橋などの甚大な損傷に至った事例はないと考えられるものの、切迫性が懸念される大地震に対する安全性は不明であり、安全な道路ネットワークを確保するための維持管理政策において、これらのフーチングに対する対応が大きな課題となっている。本論文では、ASRによる損傷を受けたフーチングを対象としてそのメンテナンスを行うにあたって必要となる事項について研究を行い、メンテナンスに関するシナリオを提案しようと試みるものである。

1.2 既往の知見および課題の整理

ASRの発生メカニズムや抑制方法、フーチングの耐震補強方法に関しては既に研究が実施されており、これらの研究で得られた知見が基準化され現場実務にも反映されている。また、ASRによる損傷を受けたフーチングについてもいくつか確認されている。本節では、これらの知見を整理した上で、ASRによる損傷を受けたフーチングのメンテナンスのシナリオを提案するにあたって解決すべき課題を示す。

1.2.1 ASRに関する既往の研究および対策

従来、アルカリ骨材反応はASR（アルカリシリカ反応）とアルカリ炭酸塩反応の二種類があるとされていた。ただし、我が国で確認されているのはASRであるため、本論文ではASRのみを対象とする。なお、近年の研究より、従来アルカリ炭酸塩反応とされていたものは、石灰岩中の微晶質シリカによるASRであることが報告されている^{21, 22}）。ASRは、アルカリイオンと水酸基イオン、骨材中に含まれるシリカが化学反応を起こすことにより、アルカリシリカゲルが発生する現象であり²³）、ASRによるコンクリートの損傷メカニズムは、生成されたアルカリシリカゲルが水を吸収することにより膨張し、それによって周囲のコンクリートに膨張圧が作用することで、コンクリートにひび割れが生じるというものである。

ASRに関する最初の知見は、1938年にアメリカカリフォルニア州において確認された事例を1940年にStantonが報告したものとされており²⁴）、世界的にはこの事例を契機にASRに関する調査・研究がすすめられた。その一方で、日本においてASRはほとんど存在しないと言われていた。しかし、1982（昭和57）年に阪神高速道路公団管轄の橋梁においてASRが発見された²⁵）。これを契機に、我が国においても本格的に研究がおこなわれるようになった。そして、建設省や日本コンクリート工学協会等によりASRによる損傷を受けた構造物に関する全国的な調査が進められ、近畿だけでなく北陸や中国、四国、九州等においてもASRによる損傷を受けた構造物が確認されることとなり、我が国の広い範囲においてASRによる損傷を受けた構造物が存在していることが明らかになった^{23, 26, 27, 28}）。

このような状況を踏まえ、旧建設省ではコンクリート構造物の耐久性を総合的に検討し、耐久向上のための技術開発を目的として、1985（昭和60）年から3か年にわたって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」（以下、総プロ）を実施した^{29, 30}）。1986（昭和61）年、これらの研究成果の一部が建設大臣官房技術審議官から「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」として通達され、ASR抑制の暫定対策が示された。この通達を受け、JIS A5308「レディーミクストコンクリート」において「フレッシュコンクリート中の塩化物総量規制」が記載された。さらに1989（平成元）年には、通達時には含まれていなかったフライアッシュセメントによる抑制対策、骨材の反応性確認のための試験方法、ASRによる損傷を受けた構造物の補修・補強指針など、総プロの一連の研究成果を取りまとめた「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（土木構造物に関する研究成果）報告書」が発刊され、同年7月にこれらの内容が改めて通達されるとともに、JIS A5038も改定された。その後、福島県でのデータ改ざん問題などにより、2002（平成14）年に通達が一部改訂され、構造物に使用するコンクリートは、アルカリ骨材反応を抑制するため、次の3つの対策の中のいずれか1つについて確認をとらなければならないとされた。

1. コンクリート中のアルカリ総量の抑制：アルカリ量が表示されたポルトランドセメント等を使用し、コンクリート1 m³に含まれるアルカリ総量をNa₂O換算で3.0 kg以下にする。
2. 抑制効果のある混合セメント等の使用：JIS R 5211 高炉セメントに適合する高炉セメント（B

種またはC種)あるいはJIS R 5213 フライアッシュセメントに適合するフライアッシュセメント (B種またはC種)、もしくは混和材をポルトランドセメントに混入した結合材でアルカリ骨材反応抑制効果の確認されたものを使用する。

3. 安全と認められる骨材の使用：骨材のアルカリシリカ反応性試験（化学法またはモルタルバー法）の結果で無害と確認された骨材を使用する。

土木構造物に対しては、これらのうち1,2を優先することとされた。1999（平成11）年に旧建設省、旧運輸省、農林水産省により設立された「土木コンクリート構造物耐久性検討委員会」（委員長：町田篤彦埼玉大学教授）の基で全国の土木構造物に対して実施された調査の結果、ASRが生じている、あるいはASRの疑いがある構造物は全体の1%（22件）であり、1986（昭和61）年の通達以降に施工された構造物についてはASRは確認されず³¹⁾、上記の一連の対策が有効に機能していると考えられた。

一方、同時期にASRによって鉄筋が破断した事例が報告され、国土交通省では「アルカリ骨材反応橋脚等に関する対策検討委員会」（委員長：宮川豊章京都大学大学院教授）を設立した。同委員会で鉄筋の破断のおそれのある場合の見分け方や鉄筋破断を伴うようなASRへの対策が検討され、「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領（案）」（以下、ASR要領）として取りまとめられた。ASR要領に基づき、2003（平成15）年から全国の橋梁に対して調査が実施された結果、この調査においても、ASRが確認されたのは1986（昭和61）年の通達以前に施工された構造物のみであり、通達が出させた後に施工された構造物にはASRは確認されなかった³¹⁾。

以上から、現在までに取られた対策はASRの抑制に効果的であり、これらの対策を講じておけばASRが起きることはほとんどなくなったと考えられる。その一方で、1980年代前半（昭和50年代）以前に施工された既設構造物においては、依然ASRによる損傷を生じる可能性があり、中には鉄筋破断に至るような甚大な損傷を受けたものも存在している³²⁾。そのため、ASRに関する研究はそれまでの発生メカニズムや抑制対策に関する検討だけでなく、主として既設構造物の性能評価、具体的にはどのような条件の時にどのような損傷が生じるのか、ASRによる損傷を受けた構造物の性能はどの程度かなどに関する内容にも主眼をおいて実施されている。

例えば、米倉らは、温度が異なる場合にASRによる損傷がどの程度異なるかを調べるため、角柱供試体(100 mm × 100 mm × 400 mm)に対して、80℃、60℃、40℃の3つの温度条件下で暴露試験を行っている³³⁾。その結果、温度が高いほど発生時期が早い一方で、最終的な膨張量は必ずしも温度が高い方が大きくはないことを示している。また、黒田らは保存温度や骨材、OH⁻の濃度影響がASRによる膨張特性に与える影響を調べる為に、NaOH溶液中で実施した暴露試験を実施している³⁴⁾。その結果、最終膨張量は、保存温度が高いほど膨張を開始する時期が早くなる一方で、長期的な膨張率は温度だけに依存するのではなく、OH⁻の濃度や骨材の種類によって異なることを述べている。

最終的な膨張量は温度だけでなく、骨材に含まれるシリカ量にも影響される。すなわち、ASRにはシリカ成分を有する反応性骨材が必要である一方で、ASRによる膨張量は反応性骨材のみで

打設されたコンクリートよりも、反応性骨材と非反応性骨材をある一定の割合で混合したコンクリートの方が大きくなる場合が多いことが分かっている^{24,35,36}。この割合はペシマムと呼ばれ、骨材の種類によって大きく異なることが確認されている³⁷。

実構造物においては上述の温度や骨材の影響の他、配筋状態や拘束条件、給水条件によっても損傷程度は変わるものと推察される。栗林ら³⁸、釣田ら³⁹は ASR による損傷を受けた既設のコンクリート擁壁を調査し、直射日光により高温になる橋台躯体の前面では ASR が発現しやすく、日陰、水中や乾湿繰返しを受ける橋台躯体の背面では ASR が発現しにくく、調査時における損傷程度は、背面側に比べて前面側の方が大きいこと、残存膨張量は背面側の方が大きいことを報告している。また、2003（平成 15）年に設立された（社）土木学会 アルカリ骨材反应对策小委員会（委員長：宮川豊章京都大学大学院教授）によれば、橋台の背面など、土に覆われている箇所は土が保水材として機能することで気中に存在する部材よりも給水量が多くなるため、損傷が甚大になる可能性が示唆されている⁴⁰。

さらに、このような損傷が生じた構造物に対する補修・補強方法に関する研究も進められている。例えば、（社）土木学会は前述のアルカリ骨材反应对策小委員会における検討結果を取りまとめた「アルカリ骨材反应对策小委員会報告書—鉄筋破断と新たな対応—」⁴⁰において、それまでの補修・補強では再劣化した事例を踏まえて補修・補強方法の選定の留意点を整理して、補修・補強後の維持管理の必要性や方法について記載している。また、ASR 要領の策定の契機となった鉄筋破断のような甚大な損傷に対する補修・補強事例についてもまとめている。国土交通省においては、2005（平成 17）年に「ASR に関する対策検討委員会」（委員）（委員長：宮川豊章京都大学大学院教授）を設立し、先に示した「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領（案）」において示された補修・補強を行う場合の指針として、「アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン（案）」が取りまとめられ、耐荷性能の詳細評価法や補修・補強を行うかどうかの判断基準、補修・補強方法の基本的な考え方や具体的な方法等が示されている。

1.2.2 ASR によるフーチングの損傷事例

フーチングは地中部にあるため、橋台躯体の背面と同様に土が保水材として機能しうる環境にある。さらにフーチングの場合は雨水だけでなく地下水の影響も受ける場合もあり、橋台躯体の背面以上に給水環境が整っており、ASR が発現・進展しやすい環境である可能性がある。その一方で、前述の通りフーチングは目視により観察することができないため、上記のような環境条件にあるフーチングの損傷程度に関する情報は非常に少ない。しかし、近年、ASR による損傷を受けたフーチングが確認されている^{41,42}。ここでは、実橋の損傷事例に基づいてフーチングにおける ASR による損傷の特徴を確認する。

表-1.1 に、橋梁の諸条件と損傷状況を示す。また、図-1.3～図-1.8 に各橋梁のフーチングのひび割れ図、損傷状況を示す。A 橋～D 橋は同一県の同一路線の橋梁であり、使用している骨材も同

じであると推察される。一方、E橋はA橋～D橋とは異なる県にある。

表-1.1 フーチングに ASR による損傷が確認された橋梁の概要と損傷状況

		A 橋	B 橋	C 橋	D 橋	E 橋
施工年		1980 (昭和 55)	1982 (昭和 57)	1979 (昭和 54)	1981 (昭和 56)	1974 (昭和 49)
ASR が確認された 橋脚・橋台		A1, P1 ～P4	P2, A2	P1, A1, A2, A3	A1, P1, P2, A2	複数 (特に P4 の損傷が甚大)
上部 構造 形式		9 径間単純 ポストテン ション T 桁橋	3 径間 連続 トラス橋	2 径間連続 鋼鉄桁+単純 合成鋼桁橋	3 径間連続 鋼非合成 鋼桁橋	7 径間 単純鋼 合成 I 桁橋
下部 構造 躯体の 損傷状況	最大ひび 割れ幅	25 mm (P3 基部 *2)	9 mm (P2 梁部)	15 mm (P1 梁側面)	15 mm (A1, P1 梁前面)	0.8 mm (P4 梁部)
	鉄筋の 状況 *1	破断有り (P1:48/86)	破断有り (P2:6/14)	破断有り (P1:2 本以上)	破断有り (A1:1/10, P1:2/5)	破断無し (腐食有り)
ASR が確認された 基礎の形式		全て 直接基礎	全て 直接基礎	全て 直接基礎	橋脚：直接基礎 橋台：深礎基礎	全て場所 打ち杭
地下 水位		常に基礎 底面以深	(情報なし)	(情報なし)	常に基礎 底面以深	フーチング 上面より上
基礎の 損傷 状況	最大ひび 割れ幅	7mm	45 mm	25 mm	45 mm	1.0 mm
	鉄筋の 状況 *1	破断有り (48/86)	(情報なし)	破断有り	破断有り	破断有り 全本数の 60%

*1: 分数表記のものは、(破断本数 / 調査本数) として示す。

*2: A 橋の脚で最大幅のひび割れが生じた位置は P3 橋脚の柱とフーチングの接合部であり、土中であった。

いずれの橋梁についても、フーチングだけではなく下部構造躯体にもフーチング上面に亀甲状のひび割れ、側面上部に水平のひび割れが生じ、ASR による損傷が確認されている。ここで示した事例においてはフーチングの損傷と下部構造躯体の損傷のどちらが先行したのかは定かではないものの、下部構造躯体に ASR による損傷が確認された場合には、フーチングにおいても損傷が生じているか、もしくはこれから損傷が生じる可能性があるかと推測され、目視により点検できないフーチングに対して ASR による損傷を受けているかどうかを判断するうえでの一つの目安になりうると考えられる。

上記に示した 5 橋のうち B 橋を除く 4 橋のフーチングにおいて、鉄筋破断が生じている。鉄筋破断の有無について情報が無い B 橋においても、図-1.5 に示すように最大 45 mm の幅を有するひび割れが生じており、極めて甚大な損傷が生じている。図-1.7～図-1.8 を見ると、比較的大きな幅を有するひび割れが生じた箇所はフーチング側面の上部である。そして破断した鉄筋はいずれもフーチング上面鉄筋であり、その破断箇所はフーチング側面の上部の折曲げ部であった。この原因としては、ASR による鉄筋破断は鉄筋の曲げ加工時に鉄筋の内側に生じる亀裂が ASR による膨張によって曲げ戻されることで亀裂が進展して脆性的な破壊に至ることから曲げ加工部が破断しやすい箇所であること⁴³⁾、A 橋～D 橋についてはフーチングの下側部分が岩やコンクリートで拘束されているために上面に応力が集中したこと、一般的にフーチングの上面鉄筋は下面鉄筋に比

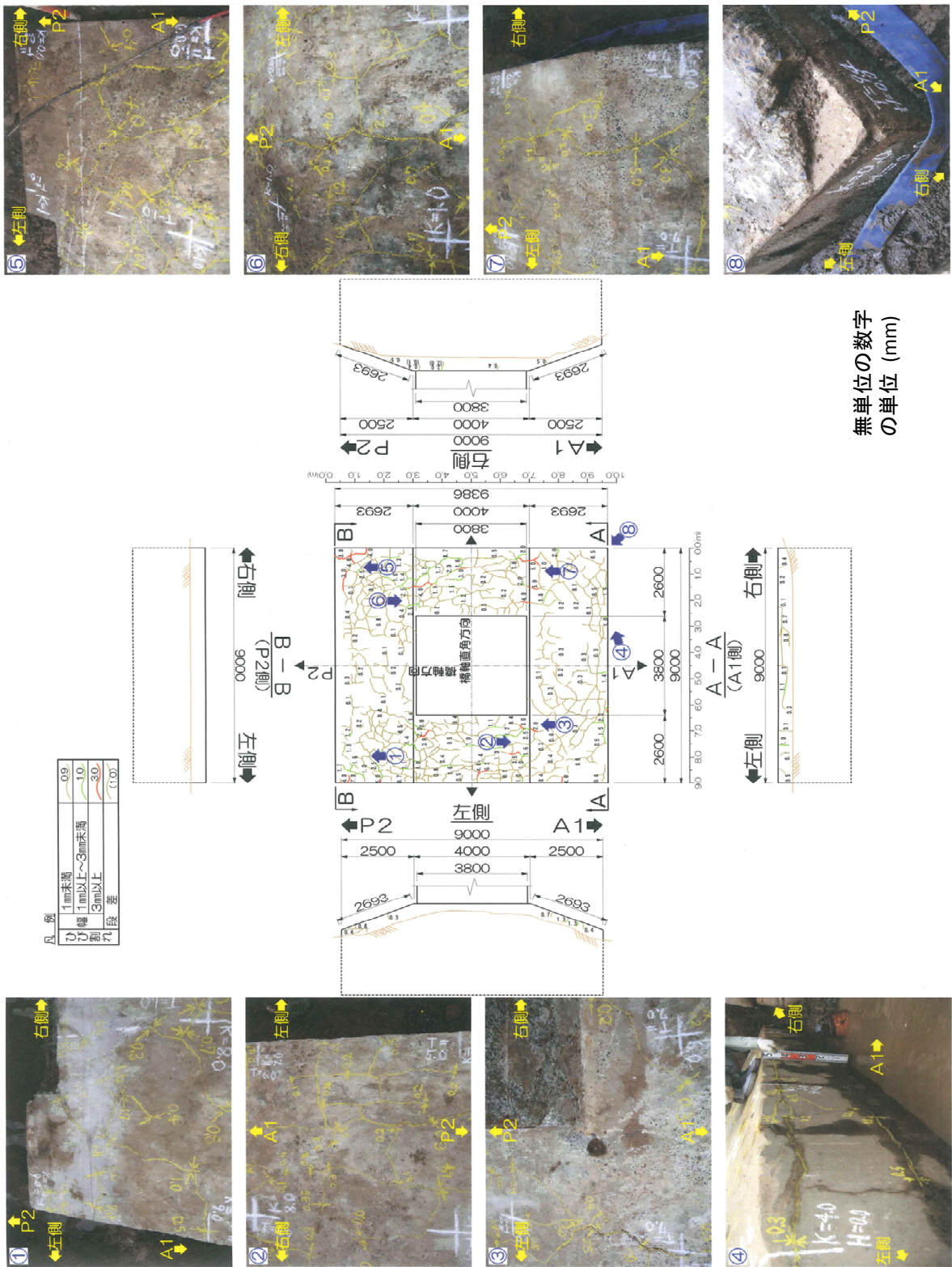


図-1.3 A橋のフーチング損傷状況（その1）

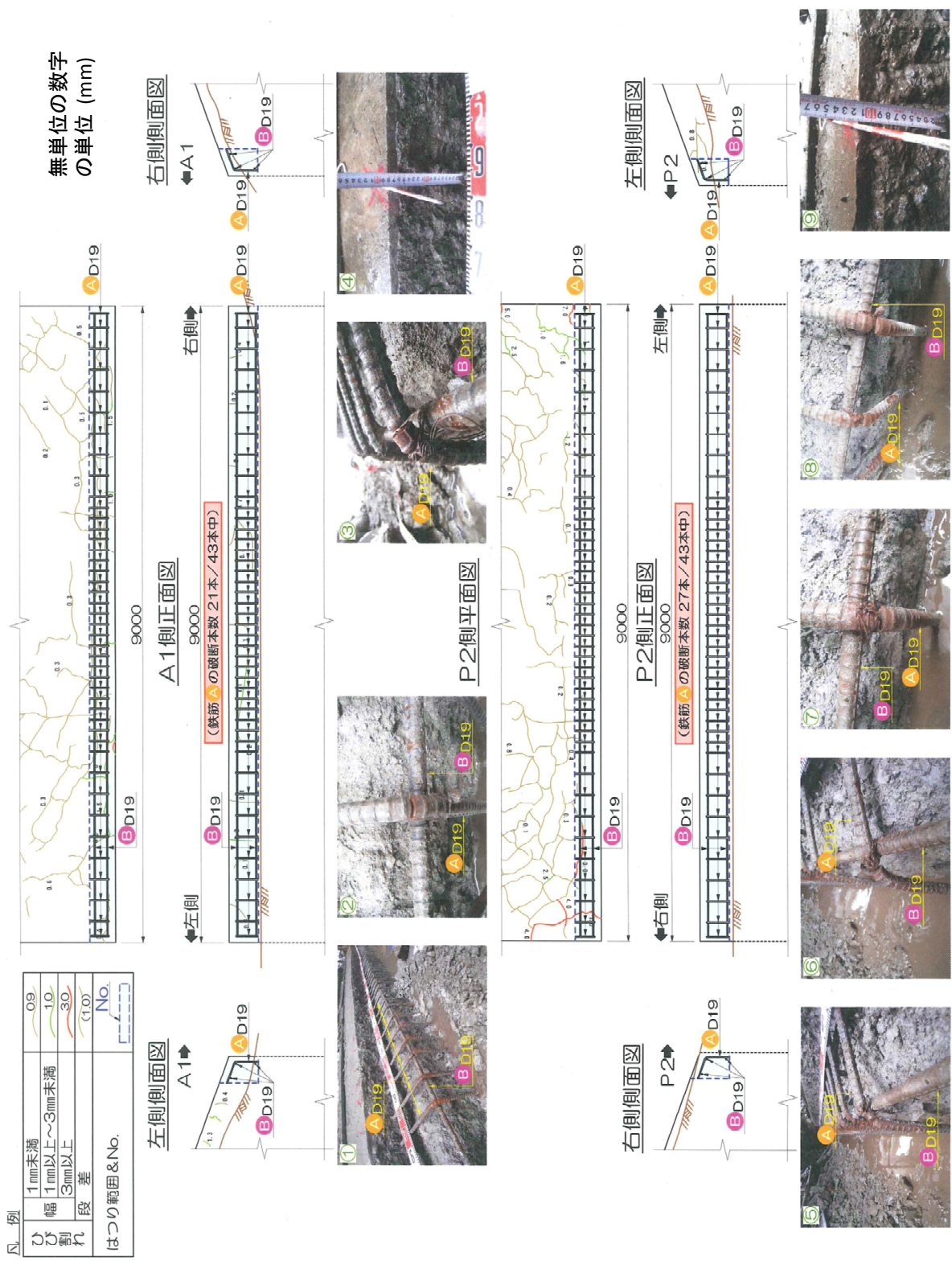
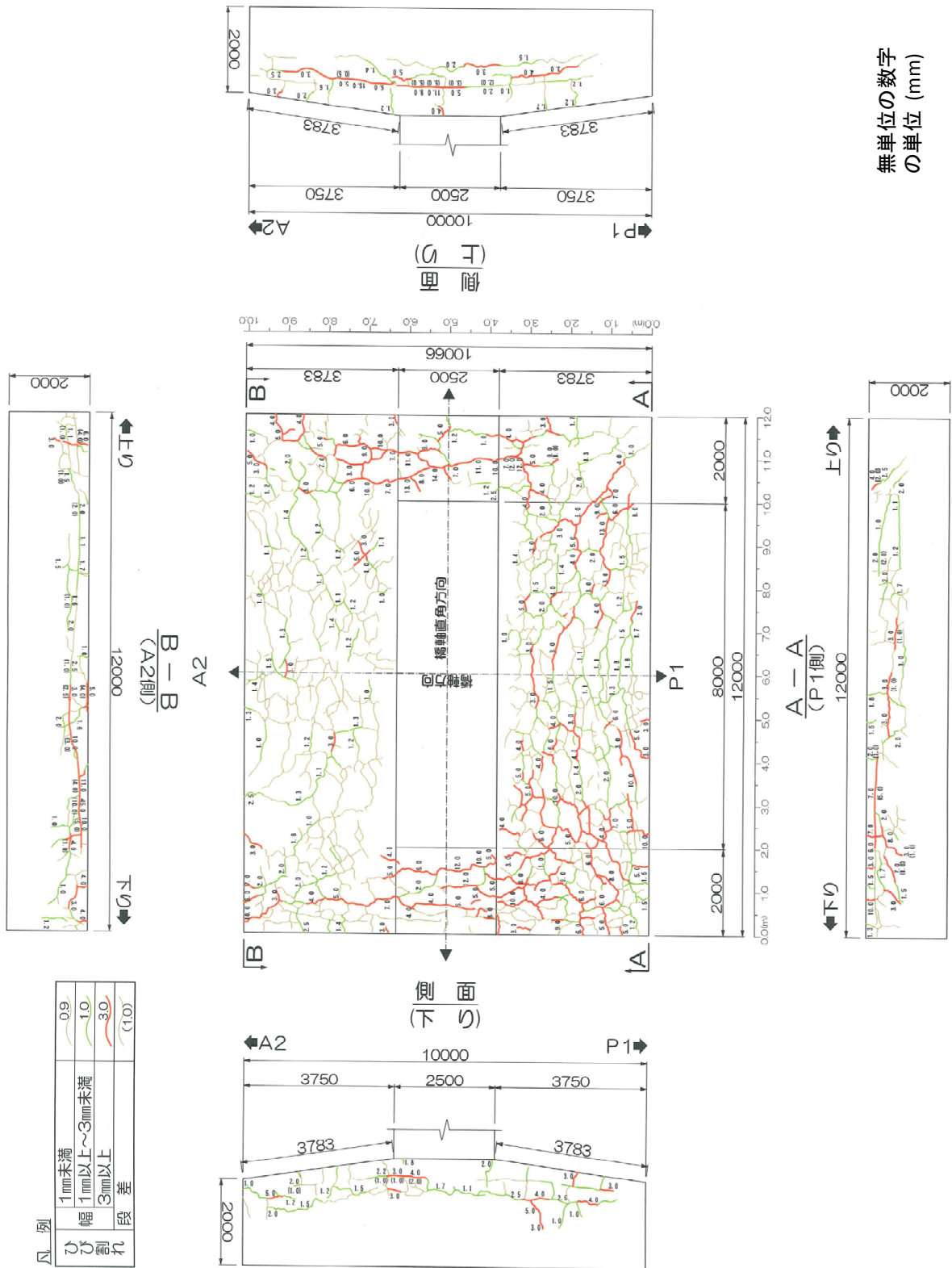


図-1.4 A橋のフーチング損傷状況 (その2)



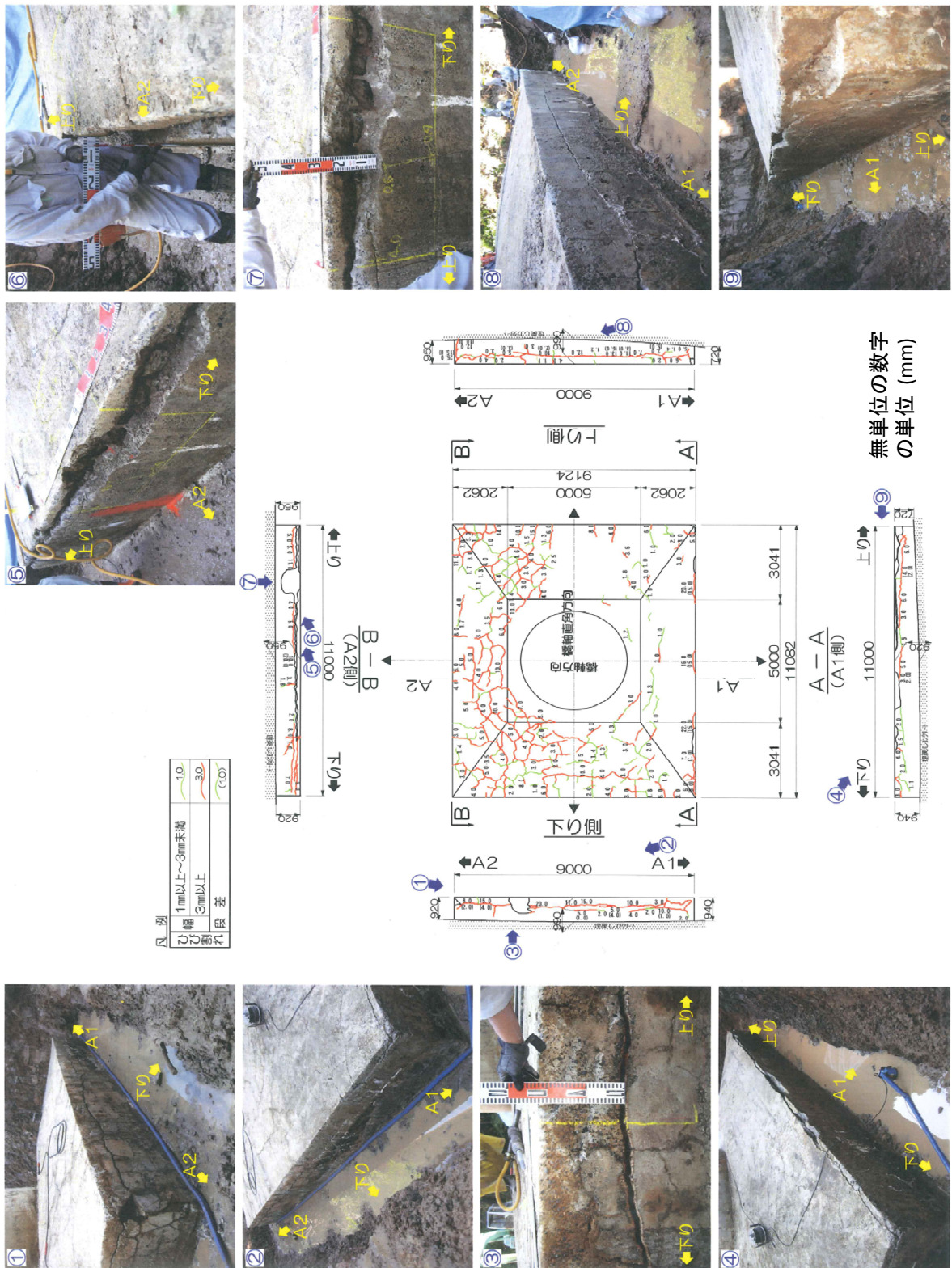


図-1.6 C橋のフーチング損傷状況

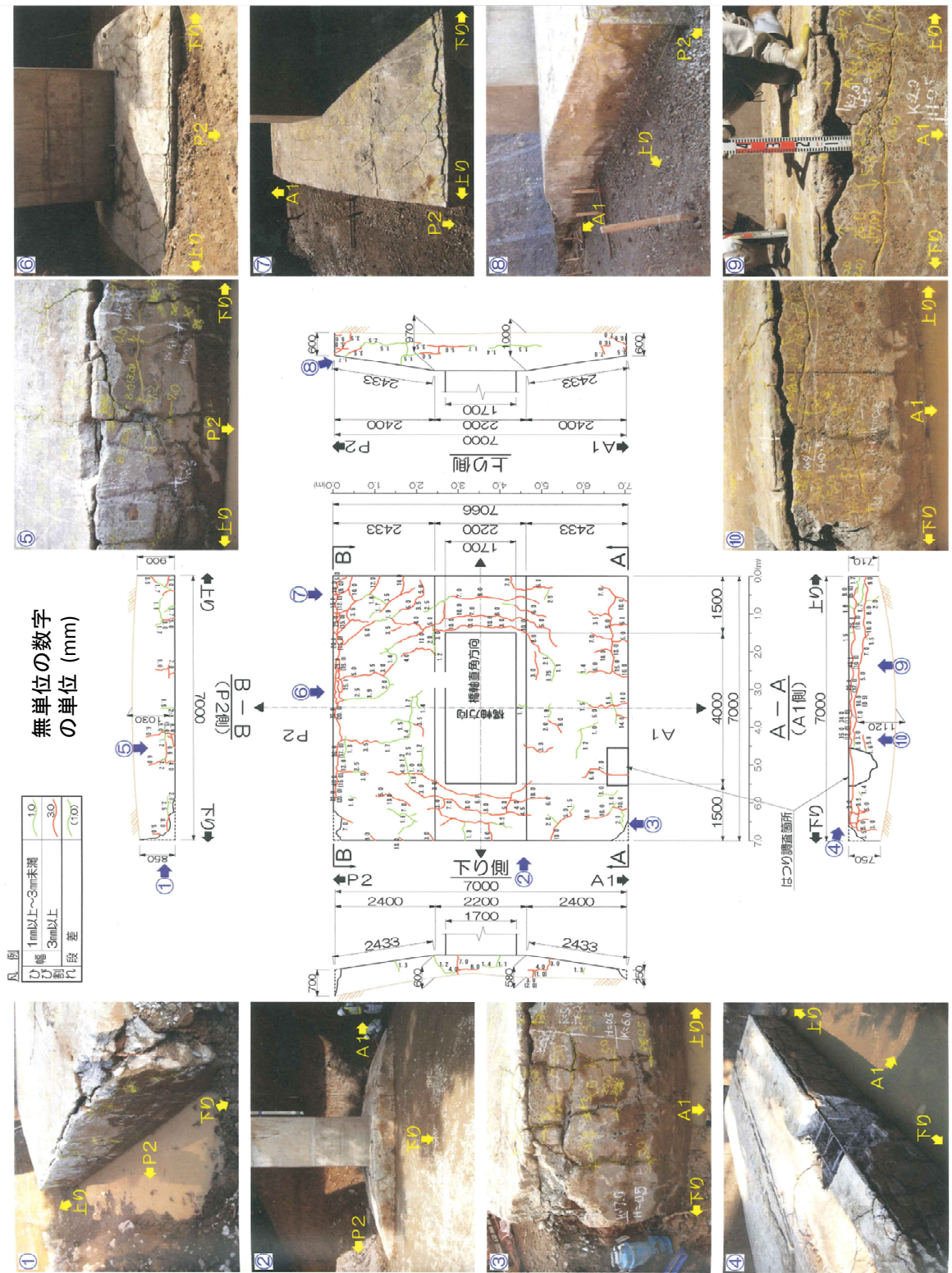


図-1.7 D橋のフーチング損傷状況

べて少なく、一本あたりに作用する ASR による膨張力が大きかったことなどが考えられる。

各橋梁の下部構造躯体とフーチングの損傷程度の違いについて見てみると、A～D 橋については、下部構造躯体においても鉄筋破断を伴う損傷が確認されている一方で、E 橋では下部構造躯体には鉄筋破断が確認されていない。E 橋のフーチングの鉄筋は全体のおよそ 60% が破断しており、下部構造躯体よりも損傷が甚大であった。E 橋のみがこのような状況に至った理由は定かではないが、E 橋のみ所在地が異なることから、使用した骨材の特性などが考えられる。また、A 橋において下部工躯体で最も大きなひび割れが生じた位置、および鉄筋破断が生じた位置は柱とフーチングの接合部であり、土中であった。さらに、B 橋～D 橋についても、ひび割れ幅の最大値を下部構造躯体とフーチングで比較すると、いずれの橋においてもフーチングのひび割れ幅の方が大きい。以上から、地中部にある部材においては気中部よりも甚大な損傷が生じる可能性があると考えられる。

1.2.3 フーチングの耐荷性能および補強方法に関する既往の研究と実態

1995（平成 7）年の兵庫県南部地震においては橋脚の倒壊や落橋など、道路橋においても多くの損傷が確認された。地震後に公表された復旧仕様や地震後に改訂された平成 8 年版道路橋示方書（以下、H8 道示）では、大地震に対しても落橋などの重大な損傷が生じないような要求性能が定められ、従来よりも大きな耐力、変形性能が求められた。その一方で、基礎の損傷は必ずしも甚大でなく、比較的軽微であった^{44, 45)}。この要因としては、基礎の耐力が下部構造躯体の耐力よりも大きかったことが考えられる⁴⁶⁾。例えばフーチングに対しては、フーチングの耐力が設計で想定しているよりもかなり大きいことが実験的にも確認されている^{47, 48)}。ただし、H8 道示によって下部構造躯体の耐荷性能が増加したことにより、必ずしも基礎の耐力が下部構造耐力を上回るとは限らないため、基礎に対しても大地震時に対する設計法が導入された。

フーチングについては、福井らによってフーチングの下側が引張領域になる場合の耐荷メカニズムについて検討され、曲げ耐力、せん断耐力の評価式を提案し^{49, 50)}、その検討結果が H8 道示 IV 下部構造編（以下、H8 道示 IV）に反映された。その一方で、上面鉄筋が引張側になる場合のせん断スパン比の評価方法などは今後の課題とされ⁵¹⁾、幸左らの検討によりせん断スパン比によってフーチングの破壊形態が違うことも明らかにされるとともに⁵²⁾、福井ら⁵³⁾、白戸ら^{54, 55, 56)}が上面側が引張領域になる場合についても検討し、せん断スパンの取り方やせん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数を見直している。これらの成果は平成 14 年版道路橋示方書 IV 下部構造編（以下、H14 道示 IV）に反映された。

一方、H8 道示が発刊される以前に設計・施工されたフーチングについては大地震に対する設計がなされていない。前述の通り、兵庫県南部地震ではフーチングや杭などの基礎の損傷は比較的軽微であったため、優先的に補強すべき部材ではないものの、上部構造の拡幅などによってフーチングに作用する死荷重が増加する場合や、下部構造躯体の補強によって下部構造躯体の耐力がフーチングよりも大きくなってフーチングの損傷が下部構造躯体に先行する場合には、ASR の有

無にかかわらず、フーチングに対する耐震補強を検討する必要がある¹⁹⁾。特に、昭和55年の道路橋示方書⁵⁷⁾ (以下、S55道示) 以前は現行道示と比較して設計地震力が小さく、フーチングの許容せん断応力度が大きかったため、フーチング上面鉄筋やせん断補強筋が極端に少ない。既往の研究でも明らかにされているようにせん断補強筋はフーチングのせん断耐力に有効に機能することから^{50, 55, 58, 59, 60)}、現行の道路橋示方書に基づいて設計されるフーチングに比べると耐荷性能が低いものと考えられる。

既にいくつかの現場ではフーチングの耐震補強が実施されており、その場合にはフーチング上面増厚や断面拡幅補強が採用されることが多い^{61, 62, 63)}。しかし、河川内や市街地の高架橋など用地の制約上、フーチングの拡大が出来ない施工状況下で補強対策が必要となる場合がある。フーチングの拡幅ができない場合には、例えば炭素繊維シートやプレストレスの導入により形状を変えずに補強することが考えられる。これらの補強方法の概要を図-1.9に示す。

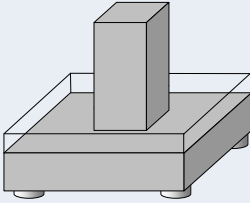
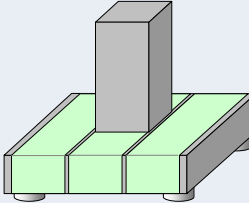
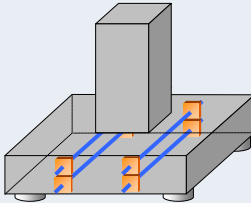
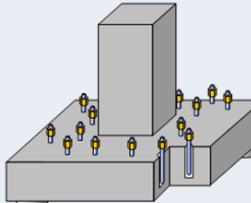
工法	増厚工法	連続繊維シート接着工法	水平プレストレス導入工法	鉛直プレストレス導入工法
補強目的	曲げ補強およびせん断補強	上面引張の曲げ補強	曲げ補強およびせん断補強	せん断補強
概略図				
補強概要	フーチング上面にRC増厚を行い、曲げ及びせん断耐力の向上を図る。	フーチング上面に連続繊維シートを接着し、曲げ耐力の向上を図る。	フーチングを水平方向に削孔し、PC鋼材と定着具を配置してプレストレスを導入することで、曲げ及びせん断耐力の向上を図る。	PC鋼材等の先端をフーチングに内部定着させ、鉛直方向にプレストレスを導入し、せん断耐力の向上を図る。

図-1.9 フーチングの補強方法一覧

これらの補強方法のうちいくつかについては、以下に示すように実験的な知見がある。せん断補強筋の補強効果に関する実験としては、山村らによる開削トンネル擁壁部のような連続壁構造におけるレベル2地震動に対するせん断耐力に着目した実験⁶⁴⁾、半井らによるフーチングのせん断載荷実験⁶⁵⁾などが行われている。また、加藤らはせん断補強材として鉄筋ではなく、鉛直プレストレス鋼材を導入した場合の補強効果について確認している⁶⁶⁾。いずれの実験においてもせん断補強筋の埋込み長やせん断補強筋のスパンなどによって耐力の違いはあるものの、無補強の場合に比べて耐力が増加することを確認している。ただし、これらの実験の供試体はいずれも梁

のような形状であり、その載荷方法は供試体の上から鉛直荷重を作用させるものである。実橋のフーチングには上部構造および下部構造の死荷重に加えて、地震時には上部構造から慣性力が作用し、これがフーチングの耐荷性能に大きく影響するため、実橋への適用性を確認するためには、柱部を含めた供試体に対して、実際に作用する荷重条件下での実験が必要である。

このようなフーチングの荷重状態を考慮した実験の例としては、Yan Xiao, et. al⁶⁷⁾、David I. McLean, et. al⁶⁸⁾などの研究例がある。Yan Xiao, et. al は、フーチングの耐震性評価と補強効果を調べることを目的とし、無補強の供試体、増厚した供試体、せん断補強筋を配置した供試体などに対して、正負交番水平載荷実験を実施している。供試体は柱とフーチングからなり、軸力に加えて柱部に正負交番水平載荷を作用している。実験の結果、増厚時に新旧コンクリートの境界部に配置するずれ止め鉄筋が多くなると残留変位が小さくなることを確認している。また、せん断補強筋を導入することでエネルギー吸収性能が向上することを確認している。David I. McLean, et. al は、柱とフーチングの接合部でのせん断破壊に着目し、無補強の供試体と増厚、増し杭に加えてせん断補強筋を導入した供試体に対する正負交番水平載荷実験を実施している。実験の結果、補強することによって履歴ループが増大してエネルギー吸収性能が向上したことを示すとともに、回転抵抗力が増大したことを示している。

これらの実験で確認されたせん断補強筋は鉄筋であり、プレストレスを導入するものではない。一般的に、プレストレスを導入することによりひび割れ発生荷重は大きくなることが期待されるものの、その効果を確認した実験はない。また、フーチング上面に連続繊維シートを接着し、フーチング上面の曲げ耐力を向上させる工法についても、現在までに載荷実験などによって明らかにされておらず、文献⁶⁹⁾などにおいて採用する際には実験による確認が必要とされている。さらに、上記の研究例を含め、対象としたフーチングは ASR が生じていないものであり、ASR が生じたフーチングへの適用性については検証されていない。ASR による損傷を受けたフーチングは、ひび割れによって内部に断面欠損を有するとともに、鉄筋破断を有している場合がある。このような損傷を受けたフーチングは、ASR による損傷を受けていない状態とは耐荷メカニズムが変化している可能性があるため、既往の研究の成果が ASR による損傷を受けたフーチングにも適用できるかどうかは不明である。そのため、まずは ASR による影響を受けたことによってどのような破壊形態となるのかを耐荷メカニズムを明らかにする必要がある。そして、ASR による損傷を受けたフーチングの破壊を決定づける損傷要因を補修・補強するための方法について検討し、例えば、ASR によるひび割れにより断面欠損を生じたフーチングに対してもプレストレスの導入効果が発揮されるのか、炭素繊維シートと既設フーチングが一体化されるのかなどについて実験的に確認する必要がある。

1.2.4 ASR による損傷が懸念されるフーチングに対する維持管理上の課題

1.2.1 で述べたように、現在までに取られた対策により、新設構造物に対しては ASR による損傷を懸念する必要は低くなったと考えられる一方で、今後は ASR による損傷を受けた既設構造物、

もしくは受ける可能性のある既設構造物への対応が求められる。ASRによる損傷を受けたフーチングに対する補修、補強方法を検討するにあたっては、以下の4つの課題を解決する必要がある。

課題1 ASRによる損傷を受けているフーチングの選定方法

一点目は、ASRによる損傷を受けているフーチングの選定方法がないことである。そのため、フーチングが置かれる環境のうち、ASRが発生する環境はどのような環境なのか、それを決定づけるパラメータは何なのかを同定する必要がある。

上部構造などでは、目視によりひび割れの有無、およびその性状を確認することで、ASRが生じているかどうか判断できる。しかし、フーチングは地中部にあり、68万橋の道路橋のフーチングを全て掘り返して目視でひび割れを確認することは不可能である。そのため、掘り出して目視確認することなく、ASRによる損傷を受けているフーチング、今後受ける可能性があるフーチングを選定する手法を提案することは非常に重要である。そのヒントの一つは、目視できる梁や柱部材の損傷状況から類推することである。例えば、1.2.2で示した既設橋の損傷事例ではフーチングのASRが確認された5橋については、気中の柱部や梁部にもASRによるひび割れが確認されていることから、気中の柱部や梁部にASRによる損傷が確認されている場合は、地中部においてもASRが発現している、もしくは今後発現する可能性があると判断することが考えられる。しかし、現段階ではこの指標は数少ない事例に基づく経験則であり、その妥当性が確かめられているとは言えない。特に、目視できる上部構造や下部構造躯体は気中にあり、地中部にあるフーチングとは環境条件や拘束条件が異なるため、気中部材と同様にASRが発生、進展するかどうかについては、さらに多くの事例を調査するとともに、計測結果に基づく分析と工学的な考察が必要である。そのため、環境的な要素や拘束条件などを考慮し、気中部の部材でASRが生じていないにもかかわらず地中部ではASRが生じるようなことが起こりうるのか、気中部の部材でASRが生じているにもかかわらず地中部ではASRが生じないようなことが起こりうるのか、それらが起こりうるとするとそれはどのような条件がそろったときか、などを暴露実験により明らかにする必要がある。

課題2 ASRによるフーチングの損傷メカニズムの評価および損傷程度の推定

二点目は、フーチングにおいてはASRがどのように進展してどのような部位にどのような損傷を受けるのかという損傷メカニズムと、その結果どのような程度の損傷を生じるのかを明らかにすることである。これは、三点目に述べるASRによる損傷を受けたフーチングの耐荷性能の評価において耐荷メカニズムを明らかにするうえで、また、四点目に述べる補修、補強方法を検討するうえでも非常に重要である。

ASRによる損傷メカニズムは温度や給水条件、骨材、拘束条件、鉄筋量などによって大きく異なり、一概に評価することは難しいことは述べた通りである。そのため、実構造物におけるASR

による損傷程度を評価するためには、1.2.1 で述べたような室内試験を主とする基礎的な研究や、1.2.2 で示した実橋での損傷事例から得られる知見などを考慮しつつ、実橋に近い条件での実験に基づいて、ASR によってどの位置にどの程度のひずみが生じるのかなど、ASR による構造物の損傷メカニズムについて適切に評価することが必要である。例えば佐々木らは、PC 梁を作製し、これに対して ASR の暴露実験を実施している⁷⁰⁾。佐々木らの暴露実験は、高温多湿のようないわゆる促進膨張環境下ではなく、自然環境下で 4 年間という長期にわたって行われたものであり、実橋に近い条件で行われている。そして、ひび割れや鉄筋に生じるひずみの性状、鉄筋破断の有無によるひずみの違い等を調査している。特に地中構造物においては梁部材のように目視できないために ASR に関する知見が絶対的に少なく、かつ、地中部という特殊な環境にあるために気中にある部材で得られた知見がそのまま当てはまるとは限らない。さらに、既往の損傷事例や研究成果でも述べたように、地中部にある部材にはおいては、気中にある部材よりも甚大な損傷を受ける可能性があるものの、現在までに有用な知見は得られておらず、フーチングにおいては損傷メカニズムは必ずしも明らかになっておらず、さらには当該橋の損傷状況を評価する手法についても知見がない。そのため、どのような損傷がどの位置にどの程度生じているかわからない現状では、どのような補修をどの程度実施すればよいかを判断することができない。ASR による損傷を受けたフーチングの維持管理、補修・補強を行うためには、実橋に近い環境下での暴露実験に基づいて、ASR がどのように進展してどのような部位にどのような損傷を受けるのかという損傷メカニズムと、その結果どのような程度の損傷を生じるのかを明らかにすることが必要である。

課題 3 ASR による損傷を受けたフーチングの耐荷性能の評価

1.2.1 に述べた通り、ASR による損傷が懸念されるのは 1980 年代前半（昭和 50 年代）以前の構造物であり、1.2.2 で示したように、ASR による損傷を受けたフーチングの中には鉄筋破断を伴う甚大な損傷に至るものもある。また、1.2.3 に述べた通り、昭和 55 年道路橋示方書より前のフーチングの鉄筋量は少なく、耐荷性能が低いと想定される。すなわち、ASR による損傷を受ける可能性があるフーチングは、そもそも耐荷性能が小さいうえに、ASR によってさらなる性能低下が懸念される構造物である。

その一方で、耐荷性能がどの程度低下するかについては必ずしも明らかにされていない。さらに、荷重が作用した時の破壊形態が損傷を受ける前に比べてどのように変化するかについても知見がなく、荷重に対して既設部材のどの部位が抵抗要素として機能し、どの部位が抵抗要素として機能しなくなっているのか、その結果どの程度の荷重でどのように破壊するのかが明らかではない。これは二点目の課題としてあげたように、ASR による損傷メカニズムが明らかになっていないことも一因である。このような状況下では、どの部位にどのような補修・補強をどの程度行えばよいかの判断ができず、仮に一点目の課題が解決して ASR による損傷を受けるフーチングが選定できたとしても、その後、打つ手がないのが現状である。

ASRによる損傷を受けたフーチングに対して補修・補強を行うためには、[課題2]で挙げたASRによる損傷メカニズムを踏まえて、ASRによる損傷を受けたフーチングの耐荷性能や破壊メカニズムを明らかにし、ASRによる損傷を受けることで耐荷性能はどの程度低下するのか、それはなぜか、すなわちASRを受けることで耐荷メカニズムがどのように変わったのかを明らかにする必要がある。

課題4 ASRによる損傷を受けたフーチングに対する補修・補強方法の検討

ASRによる損傷を受けたフーチングに対する補修・補強としては、次の2つのステップが考えられる。

i) 今後さらに進行する可能性のあるASRを抑止するための措置

ii) ASRによって低下した性能を補い、現行設計法で要求する性能を確保するための処置

i) は、ASRによる損傷が確認されたフーチングに対して、今以上にASRを進展させないための措置である。この措置としては、上部構造等に対して実施されている措置と同様に、ASRを進展させるための条件を除外することが考えられ、一般的には、文献^{29,30})に記載のあるように、柔軟性のあるエポキシ系の塗料を塗装することによる給水経路の遮断などが実施されている。また、近年の研究成果により、リチウムイオン内部圧入工法によるASR膨張抑制効果も明らかになっている⁷¹)。この工法は、ASRが生じたコンクリート中に亜硝酸リチウムを注入し、ゲル中のNa⁺と添加されたLi⁺とのイオン交換によりゲルの化学組成が変化し、ゲルを非膨張性のものに変化させるものであり⁷²)、施工管理方法についても検討され、実橋の補修においても採用された事例がある⁷³)。

ii) については、さらに二つの措置に分けられる。一つ目はASRによって生じた損傷を補修するための措置であり、ひび割れの充填や破断した鉄筋の継筋などがこれにあたる。補修を行うためには、[課題2]で述べたようなASRによる損傷状況や、どの部分がどのように損傷しているのかという損傷メカニズム、さらに[課題3]で述べたようなASRによる損傷を受けたフーチングの耐荷メカニズムがASRによる損傷を受ける前とどのように変わったのかを考慮し、損傷を受ける前の状態に近づけるために必要な補修方法を検討する必要がある。二つ目は、現在の道路橋に求められる性能を満たしていないことに対して、性能を向上させるための措置である。1.2.3で述べた通り、既にいくつかの工法は実験的に効果があることが確認されている。ASRによる損傷を受けたフーチングに対してはこれらについてASRによる損傷を受けたフーチングに対してii)の対策が取られた例は数例程度報告されているものの^{74,32})、ASRによる損傷を受けたフーチングの耐荷性能の評価や具体的な補強方法、その補強効果について研究された例はなく、これらが明らかになっているとは言えない。例えば橋脚については、鳥居らがASRによる損傷を受けた供試体やそれに対して補強した供試体に対して実験を行い、ASRによって鉄筋破断が生じる荷重値が低くなること、PC鋼材巻立てによって耐荷性能が向上することを示している⁷⁵)。フーチングに対しても同様の検討が必要であり、ASRによる損傷を受けたフーチングの耐荷性能、損傷メカニズムはど

のようなものか、それを踏まえてどのような補強方法が効果的か、補強を実施したとした時に想定した通りに補強材が機能するのか、その結果耐荷性能は向上するのか、補強材が機能するとするとそのメカニズムはどのようなものなのか、明らかにする必要がある。

1.3 本研究の目的と本論文の構成

以上より、本研究では、1.2.4 に示した課題を解決し、ASR による損傷を受けた既設フーチングを対象として、その損傷メカニズムや損傷程度の評価、補修・補強方法を提案することにより、既設フーチングに対する維持管理・耐震補強において最低限必要となる事項について知見を得、得られた知見に基づいて ASR による損傷が懸念される既設道路橋フーチングに対するメンテナンスに関するシナリオを提案することを目的とする。前述の通り、1989（昭和 61）年以降に施工された構造物に対しては ASR が発生する可能性は低いと考えられることから、本研究ではこれ以前のフーチングを対象とする。

本論文の構成は以下の通りである。

第一章では、我が国や海外の橋梁の損傷事例を引きながら、既設橋の維持管理の必要性と現状について述べた。基礎についてはメンテナンスの緊急性が高いものが少ない中で、ASR による損傷を受けたフーチングに対しては耐震性能の著しい低下が懸念されることから、これを研究対象とすることを述べた。そして、ASR に関する既往の知見と対策、実橋における損傷事例、フーチングの耐震補強方法に関する既往の研究をレビューし、これらから ASR による損傷を受けたフーチングのメンテナンスに関する課題を 4 つに整理し、これを解決することを目的とする旨を示している。

第二章では、課題 1 の ASR による損傷を受けるフーチングの選定方法、課題 2 の損傷メカニズムの推定に関して基礎的な知見を得るため、小型の供試体に対して恒温恒湿条件下で暴露実験を実施し、環境条件や骨材の種類、配合によって ASR による損傷にどのような影響を与えるかを調べている。本論文の対象はフーチングであるため、残存膨張量の試験等で実施されている ASR 促進環境下となる高温多湿条件だけではなく、地中部に近い温度でも実施して温度が ASR に与える影響について考察している。また、この実験結果に基づいて第三章で実施する暴露試験のコンクリート配合を決定している。

第三章では、課題 1, 2 に関して実環境に近い条件での知見を得るため、実環境下で長期にわたって実施したフーチングの暴露実験について報告している。そして実験結果で得られた鉄筋ひずみの値などを分析し、ASR によってフーチングにどのような損傷を生じるのかという損傷メカニズムを明らかにしようと試みている。また、環境条件の中でも温度に着目し、温度と鉄筋に生じるひずみの相関性を分析し、ASR による損傷が生じているかどうかを推定するための評価式について検討している。さらに、実橋で損傷程度を評価する際に期待される超音波試験法について、フーチングに適用するうえでの留意事項を踏まえたうえで、実橋のフーチングの損傷程度を評価できる調査法とその妥当性について検討している。

第四章では、課題3に述べたASRによる損傷がフーチングの耐荷性能に与える影響、課題4に述べた補修・補強効果を確認するために実施した载荷実験について報告している。実験は曲げに対する耐荷性能、せん断に対する耐荷性能のそれぞれについて、ASRによる損傷を生じていない供試体、ASRによる損傷を生じている供試体、補修や補強を行った供試体に対して実施しており、ASRによる損傷を受けること、また、ASRによる損傷を受けたフーチングに対して補修や補強を行うことで耐荷メカニズムがどのように変化し、耐荷性能がどの程度低下するかを確認している。

第五章では、これらの検討結果に基づいて、ASRによる損傷を受けるフーチングの選定方法、フーチングのASRによる損傷メカニズム、ASRによる損傷を受けたフーチングの耐荷性能の評価と、その補修・補強方法を「ASRによる損傷が懸念される既設道路橋フーチングに対するメンテナンスに関するシナリオ」として取りまとめている。

第六章では、結論として各章で得られた成果を取りまとめている。

2. ASRの膨張に与える骨材種、温度、骨材配合の影響に関する検討

1.2.1 に述べたように、ASR の反応速度や最終膨張量は温度や水の供給条件、骨材に含まれる反応性シリカの量、コンクリート中のアルカリの量に依存する。特に骨材に含まれる反応性シリカは必ずしも多いほど大きな膨張量が生じるわけではなく、反応性シリカを多く含む骨材（反応性骨材）と、ほとんど含まない骨材（非反応性骨材）をある程度の割合で混合した場合に膨張量が最大となることが知られている³⁶⁾。最も大きな膨張量となる際の反応性骨材と非反応性骨材の割合のことをペシマムと言い、ASR において特徴的かつ重要なパラメータである。

本章では、ASR の膨張に与える骨材種、温度、骨材配合の影響を調べることを目的として実施した、小型の供試体に対する恒温恒湿状態での暴露実験の結果⁷⁶⁾を報告する。また、本章の結果に基づいて、次章に述べる暴露実験用の供試体において使用する骨材種やその配合について提案した。

2.1 実験条件

2.1.1 実験および供試体概要

本実験は図-2.1 に示すような 100 × 100 × 400 mm の寸法の無筋コンクリートの供試体に対して、恒温恒湿条件で暴露実験を行うものである。供試体のコンクリートの配合は表-2.1 に示す通りである。なお、使用したセメントは普通ポルトランドセメントである。

表-2.1 コンクリート配合

スランブ (cm)	W/C (%)	空気量 (%)	s/a (%)	単体量 (kg/m ³)			
				水	セメント	細骨材	粗骨材
8	66	4.5	48.0	168	255	875	991

2.1.2 実験ケース

本実験における実験ケースは表-2.2 に示す 9 ケースである。実験パラメータは非反応性骨材の種類、暴露環境（温度および湿度）、反応性骨材と非反応性骨材の割合の違いである。また、本論文の対象は気中に比べて最高温度が低く、地下水位の影響を受ける条件下にある地中部のフーチングであることから、一般的に実施される 40 °C という高温条件、90% という湿潤条件だけでなく、20 °C という低温条件や地下水以下の条件に相当する水中条件下でも実施した。なお、反応性骨材、非反応性骨材を区分するためには、岩石学的実験や化学的実験を行ってその特性を評価す

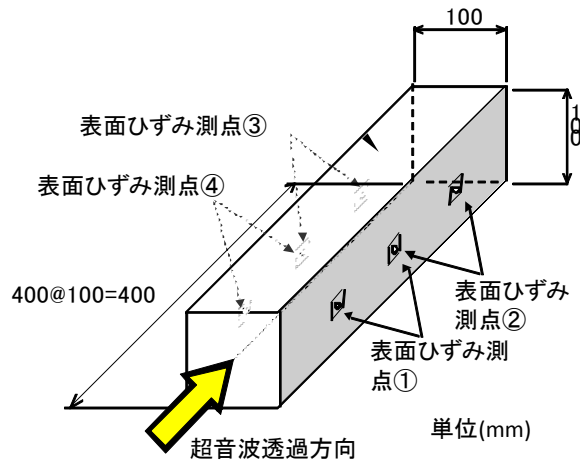


図-2.1 供試体および表面ひずみ・超音波実験計測概要

る必要があり、しかもそれらによる評価によっても厳密に評価することは難しいとも言われている。しかし、前述の通り本実験はフーチングの暴露実験に用いる骨材の膨張特性を評価することも目的としており、これらの材料学的な分析に重きを置くものではないため、本研究においてはこれらの実験を実施しておらず、既往の実験や研究⁷⁰⁾で反応性が高い骨材（反応性骨材）、反応性が低い骨材（非反応性骨材）として扱われていた骨材を使用した。本実験において使用した非反応性骨材はランダムに選定した二種類であり、以後、S種、T種と呼ぶ。一方、いずれの非反応性骨材に組み合わせる反応性骨材は一種類である。以後、非反応性骨材にS種を用いたケースをSシリーズ、T種を用いたケースをTシリーズと呼ぶ。Sシリーズの暴露環境は、40℃-湿度100%、30℃-水中、20℃-水中であり、Tシリーズの暴露環境は、40℃-湿度100%、20℃-水中、20℃-湿度90%である。反応性骨材と非反応性骨材の割合は、文献⁷⁰⁾で検討されたペシマム実験の結果を参考に粗骨材・細骨材それぞれについて50:50、40:60とし、これらを組み合わせてI~IVの4通りの配合とした。

表-2.2 実験ケース一覧

Case	非反応性骨材種	配合ケース					暴露環境 (温度-湿度)
		配合No.	粗骨材比率		細骨材比率		
			反応性	非反応性	反応性	非反応性	
S-I-20w	S種	I	50	50	50	50	20℃-水中
S-I-30w	S種	I	50	50	50	50	30℃-水中
S-I-40	S種	I	50	50	50	50	40℃-100%
S-II-40	S種	II	50	50	40	60	40℃-100%
S-III-40	S種	III	40	60	50	50	40℃-100%
S-IV-40	S種	IV	40	60	40	60	40℃-100%
T-II-20	T種	II	50	50	40	60	20℃-90%
T-II-20w	T種	II	50	50	40	60	20℃-水中
T-II-40	T種	II	50	50	40	60	40℃-100%

2.1.3 計測概要

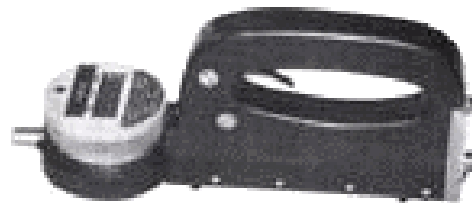
計測項目は目視による表面のひび割れ状況、コンタクトゲージによるコンクリート表面ひずみ、超音波の伝播特性である。なお、本実験では各ケースに対して3体の供試体を作製しており、本文に示す表面ひずみ、超音波の伝播特性の結果は3体の平均値である。

(a) コンクリート表面ひずみの計測概要

写真-2.1にコンクリート表面ひずみの計測状況および計測機器を示す。コンクリート表面ひずみは、供試体表面に取り付けたコンタクトチップの間隔を、写真-2.1に示すように手動により計測した。コンタクトチップの位置は図-2.1および写真-2.1に示した通りであり、各供試体の両側面に100 mm 間隔で6枚貼り付けた。そして、各コンタクトチップ間の距離（一供試体あたり4点）を計測し、4点の計測結果の平均値をその供試体の表面ひずみとした。



(a) コンタクトゲージの計測状況



(b) 計測機器

写真-2.1 コンクリート表面ひずみの計測状況

(b) 超音波の伝播特性の計測概要

ASRが生じたコンクリートに対して超音波を透過させると、ASRが生じていないコンクリートに場合に比べて超音波の伝播速度が低下するとともに、超音波の高周期成分が透過しにくくなるのが既往の研究より分かっている^{77,78)}。この理由としては、ひび割れの影響などにより超音波が減衰・迂回すること、さらに透過エネルギーが小さい高周波成分は減衰し易くなることなどが考えられる。本研究では、図-2.1および写真-2.2に示すように供試体の長手方向に超音波を透過させ、透過波の伝播速度と周期成分を分析して、コンクリートの損傷状況を評価した。ここで、超音波の伝播速度は、供試体の長さ (m) を、発信端から発信した超音波が受信端に到達するまでの時間 (sec) で除した値とした。周期成分については、図-2.2に示すように、受信波についてFFT解析を行って得られたスペクトル分布に基づき、その周波数と伝播エネルギーの積 ($\sum F_i \cdot E_i$) を伝播

エネルギーの和 ($\sum E_i$) で除して周波数の平均値（以下、スペクトル重心と呼ぶ）を求め、これを評価指標とした。ASR による損傷を受けた構造物の伝播特性については、低周期成分よりも高周期成分が大きく低下することから、スペクトル重心を評価することで周期成分を確認できると思われる。



写真-2.2 超音波の伝播特性の計測状況

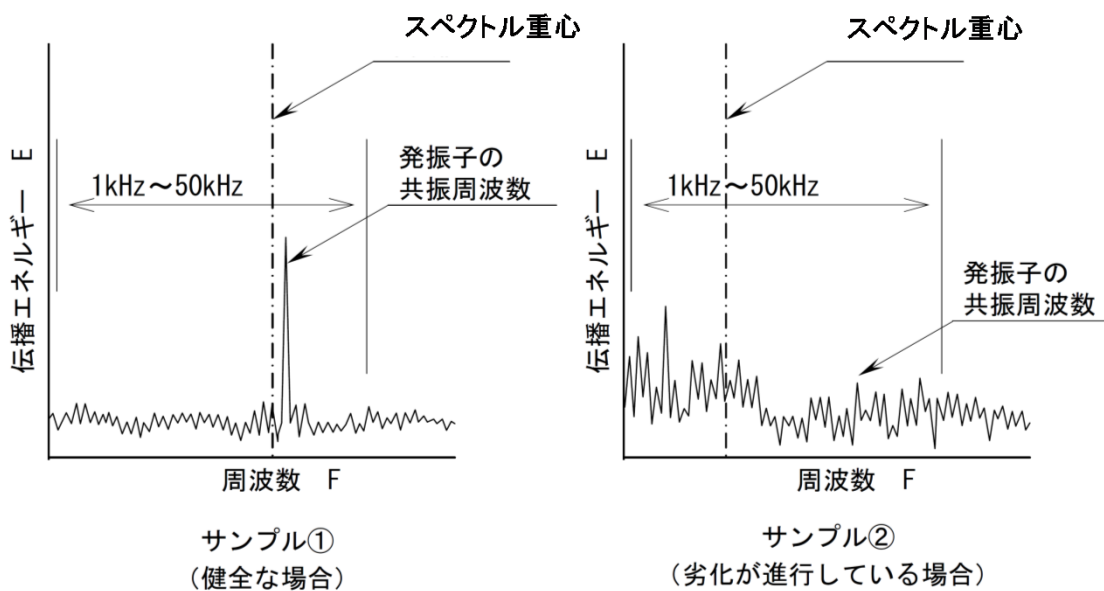


図-2.2 超音波の周波数分析の概念

2.2 実験結果

2.2.1 ひび割れ状況

写真-2.3 にひび割れ状況を示す。写真-2.3(a) が S-I-30w、写真-2.3(b) が S-I-20w の暴露実験開始後 28 週経過時のひび割れ状況である。また、写真-2.3(c) は S-I-20w の暴露実験開始後約 4 年経過時のひび割れ状況である。

写真-2.3(a) を見てみると、30℃-水中の条件下で暴露した S-I-30w には、暴露開始後 28 週で ASR 特有の亀甲状のひび割れが生じている。一方、20℃-水中で暴露した S-I-20w には写真-2.3(b) に示すように 28 週時点ではひび割れは発生していない一方で、写真-2.3(c) の暴露開始後 4 年経過時には亀甲状のひび割れが発生しており、かつ一部にゲルの析出が確認された。以上から、温度条件によってひび割れの発生時期は異なるものの、いずれの暴露環境においても ASR によるひび割れが発生した。



(a) 暴露開始から 28 週経過時のひび割れ状況
(S-I-30w (非反応性骨材種：S 種, 配合：No.I,
暴露環境：30℃-水中))



(b) 暴露開始から 28 週経過時のひび割れ状況
(S-I-20w (非反応性骨材種：S 種, 配合：No.I,
暴露環境：20℃-水中))



(c) 暴露開始から 4 年経過時のひび割れ状況
(S-I-20w (非反応性骨材種：S 種, 配合：No.I,
暴露環境：20℃-水中))

写真-2.3 供試体に生じたひび割れ状況

2.2.2 表面ひずみ

図-2.3 に S 種の 40℃-湿度 100% の環境条件において、非反応性骨材と反応性骨材の割合を変化させた 4 ケースの表面ひずみの時刻歴を示す。この図より、いずれのケースでも暴露実験開始直後から表面ひずみが増加し、暴露実験開始後 200 日程度でひずみが 8000~9000 μ 程度に達した後は増加が見られないという傾向が確認できる。以上から、配合によってひずみの増加時期やその後の増加速度、最終的なひずみの値に大きな違いはないことがわかる。

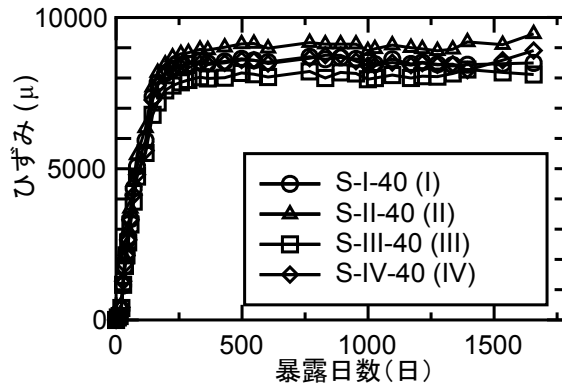


図-2.3 非反応性骨材と反応性骨材の割合による表面ひずみ時刻歴の違い (非反応性骨材種：S種，
暴露環境：40℃-湿度100%)

図-2.4 に、S種の配合Iの供試体について、環境条件を変化させた3ケースの表面ひずみの時刻歴の違いを示す。

温度が40℃のケース (S-I-40) と30℃のケース (S-I-30w) についてひずみが増加し始めるまでの暴露期間を比較すると、S-I-40の方がわずかに早くひずみが増加し始めている。また、最終ひずみはS-I-40が約8500μ、S-I-30wが約7700μであり、S-I-40の方が約800μ大きい。温度が20℃のケース (S-I-20w) は他の2ケースのひずみが収束した暴露開始後200日経過したあたりでようやくひずみが増加し始めており、3ケースの中でひずみが増加し始めるまでに要した期間が最も長かった。さらに、他の2ケースに比べてひずみの増加速度が緩慢であり、最終ひずみは約6000μと3ケースの中で最も小さかった。以上から環境条件によってひずみが増加し始める時期、その後の増加速度、最終的なひずみの値に違いがみられ、高温ほどASRによるひずみの増加が早期に生じ、ひずみの増加速度や最終ひずみが大きい傾向にあることが分かった。

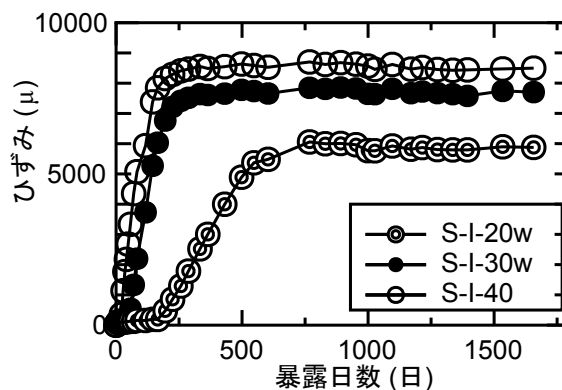


図-2.4 暴露環境による表面ひずみ時刻歴の違い (非反応性骨材種：S種，配合:No.I)

一方、後に示す図-2.5中のT-II-20とT-II-20wを比較すると、湿度90%で暴露したT-II-20はひずみが増加した一方で、水中で暴露したT-II-20wは増加していない。このように、水中と気中という条件の違いによってもひずみの増加特性は異なる。なお、同じ20℃-水中の条件でも、図-2.5に示したようにS種の場合はひずみが増加している。これについては、図-2.5に対する考察で後

述する。

図-2.5 は、非反応性骨材の種類が異なる S 種と T 種のひずみの時刻歴を比較したものである。

T 種の 3 ケースの結果を比較すると、最も早くひずみが増加し始めたのは暴露環境の温度が最も高い T-II-40 であり、図-2.4 に示した S 種と同様に、温度が高いほどひずみの増加時期が早い傾向がみられた。一方、T-II-40 とこれに次いで暴露開始後 500 日程度経過した時点でひずみが増加し始めた T-II-20 は、暴露開始後約 1400 日時点でひずみの増加が収束した。T-II-40 と T-II-20 のひずみの収束値はほぼ同程度であり、S 種において確認された温度が高いほど最終ひずみが大きいという傾向とは異なる。さらに、同じ 20℃-水中で暴露した S-I-20w と T-II-20w の結果を比較すると、S-I-20w ではひずみが増加したにもかかわらず T-II-20w では増加していない。このように、非反応性骨材種によって膨張特性に違いがみられることが分かった。

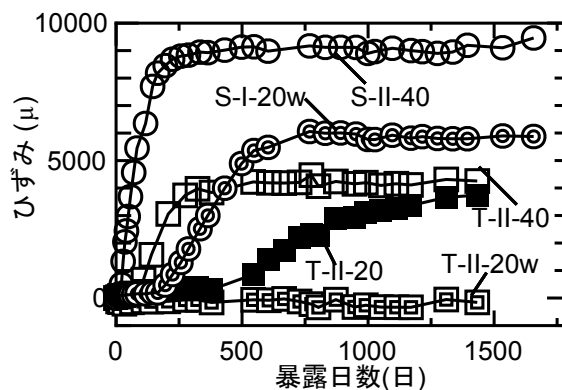


図-2.5 非反応性骨材の違いによる表面ひずみ時刻歴の違い

環境条件や配合が同じで、非反応性骨材の種類のみが異なる S-II-40 と T-II-40 の結果を比較すると、表面ひずみが増加し始めた後の表面ひずみの増加速度は S-II-40 の方が大きい。また、T-II-40 の最終ひずみは S-II-40 の約半分の 4000 μ 程度である。さらに、T-II-40 は T 種の中で最終ひずみが最も大きかったケースであるにもかかわらず、S 種の中で最終ひずみが最も小さかった S-I-20w と比べても約 2000 μ 小さい。その一方で、T-II-40 と S-I-20w のひずみ増加速度を比較すると、T-II-40 の方が大きい。上述のように最終ひずみが S-I-20w の方が大きかったことから、図に示すように暴露開始 500 日あたりで S-I-20w のひずみが T-II-40 を上回ったものである。

以上から、同一環境においては T 種は最終ひずみ、増加速度ともに S 種よりも小さいものの、T 種と S 種の違いは、ひずみ増加速度よりも最終ひずみに強く反映される結果となった。このように、環境条件や反応性骨材の種類が同じであるにもかかわらず、非反応性骨材の種類の違いだけでひずみの値が違う理由は、非反応性骨材に微量に含まれる反応シリカ成分の量の違いや、非反応性骨材の表面積や構造・組織の違いによってゲルがアルカリおよび水を吸着する面積の違いなどが考えられる。ただし、詳細については材料学的・化学的な検証が必要である。

2.2.3 超音波の伝播特性

図-2.6～図-2.8 に超音波の伝播特性の計測結果を示す。いずれも左側に伝播速度の時刻歴を、右側にスペクトル重心の時刻歴を示している。また、縦軸はそれぞれの時点の計測結果を初期値で除して無次元化した値としている。

図-2.6 に、S 種の 40℃-湿度 100% の環境条件において、非反応性骨材と反応性骨材の割合を変化させた 4 ケースに対する超音波の伝播特性の分析結果を示す。伝播速度とスペクトル重心の時刻歴ともに、各ケースの時刻歴に大きな違いはない。これは図-2.3 の表面ひずみの時刻歴と同じ傾向であり、配合の違いによって超音波の伝播特性に大きな違いはないことが確認された。

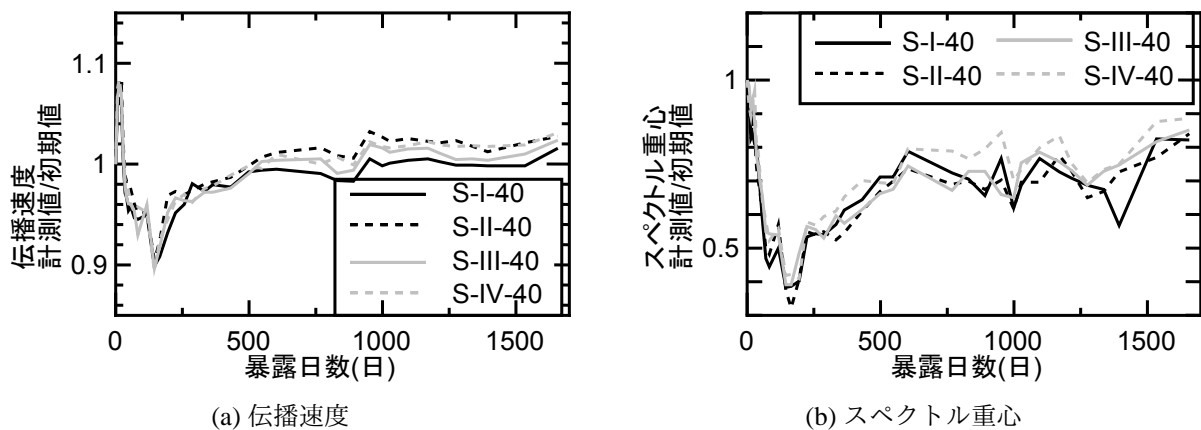


図-2.6 非反応性骨材と反応性骨材の割合による超音波伝播特性の違い（非反応性骨材種：S 種、環境条件：40℃-湿度 100%）

伝播速度の計測結果をみると、計測開始直後に一度値が増加する傾向がみられる。これは、既往の研究でも確認されているように、打設直後の供試体において未水和セメントの水和反応が進行したためにコンクリートが密実化したことをとらえたものであると推察される⁷⁹⁾。その一方で、スペクトル重心には初期に増加する傾向が見られない。初期の密実化の影響は、透過波のスペクトルよりも伝播速度に強く現れるようである。

暴露日数がおよそ 200 日程度に至るまでの間に、伝播速度、スペクトル重心ともに著しく低下する。この期間は、図-2.3 において表面ひずみが増加している期間と同時期である。以上から、この期間において伝播速度、スペクトル重心の計測値が低下した理由は、ASR の進行によるコンクリートの損傷をとらえたものであると推察される。その後、伝播速度、スペクトル重心ともに増加する傾向がみられる。図-2.3 より、この期間は表面ひずみの増加が収束し、ASR による膨張が完了した時期と同時期である。写真-2.3 に示したように、ASR が生じるとアルカリシリカゲルが発生して内部に生じたひび割れが充填されるため、超音波の伝播特性が向上し、伝播速度、スペクトル重心が増加したものと推察される^{77,79)}。ただし、伝播速度は最終的には伝播速度初期値とほぼ同程度の値を示している一方で、スペクトル重心の最終的な値は初期値よりもやや小さい。このような評価方法による違いについては、今後、実物大の構造物に対する実験なども踏まえ、さらに分析、検討が必要である。

なお、実橋において超音波の伝播特性を計測するにあたっては ASR 発生前の初期値や供用期間中の多数の計測値が得られることは稀であり、本研究のように超音波の伝播特性を継続的に把握することは難しい。そのため、ある時期の計測結果を一般的な健全なコンクリートの超音波の伝播速度と言われている 4000 m/s ⁸⁰⁾と比較して構造物の内部の損傷状況を評価することが多い。しかし、前述のように ASR が収束した後であれば健全なコンクリートと同程度の伝播速度が計測される可能性もある。実橋の ASR の損傷程度の評価にあたっては、このような超音波伝播特性の特性も考慮し、構造物の表面や採取したコアのひび割れやゲルの析出状況なども踏まえて総合的に評価する必要がある。

図-2.7 に、暴露環境の異なる 3 ケース (S-I-40、S-I-30w、S-I-20w) の超音波の伝播特性の分析結果を示す。伝播速度、スペクトル重心ともに、 40°C -湿度 100% の S-I-40 と 30°C -水中の S-I-30w の時刻歴はよく似ている。ただし、S-I-40 に比べると S-I-30w において伝播速度、スペクトル重心が低下し始める時期が若干遅い。これは、図-2.4 の表面ひずみの時刻歴でも述べたように、S-I-30w は S-I-40 に比べて ASR による損傷が生じるのが若干遅かったことをとらえたものと考えられる。一方、S-I-20w においても、一度増加した後には減少に転じ、その後再度増加するという傾向は、他のケースと変わらない。ただし、伝播速度、スペクトル重心が低下し始める時期は遅く、ひび割れ状況や表面ひずみの時刻歴と同様に、ASR の進行が遅いことを示している。

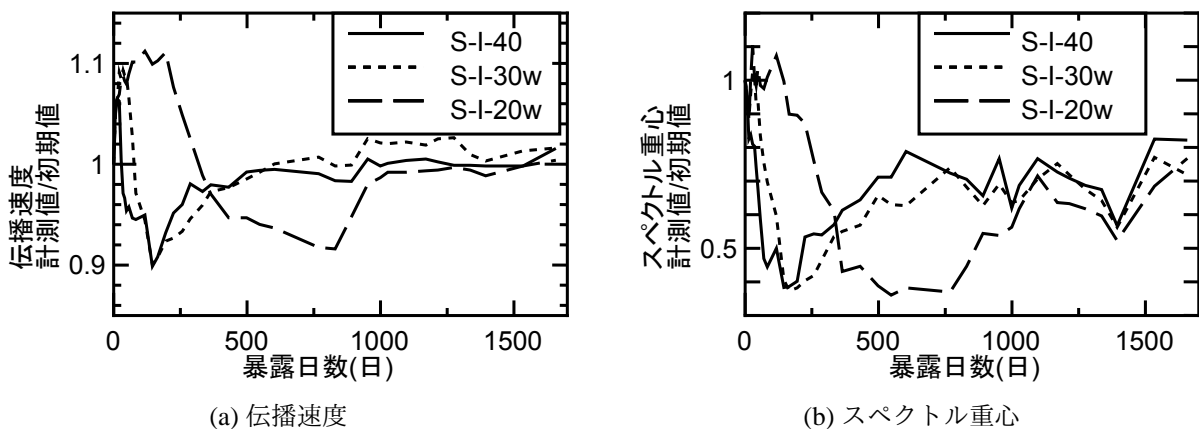


図-2.7 暴露環境による超音波伝播特性の違い (非反応性骨材：S 種, 配合：No. I)

図-2.8 に、非反応性骨材および暴露環境が異なる 5 ケースに対する超音波実験結果の時刻歴を示す。非反応性骨材に T 種を用いた 3 ケースのうち、ASR によるひずみの増加が確認された T-II-40、T-II-20 は、図-2.6、図-2.7 と同様に初期に一度増加した後、表面ひずみが増加し始める時期に低下し、ひずみの増加が収束した時期にやや増加する。以上から、超音波の伝播特性の変化は、非反応性骨材の種類によらず同様に生じることが分かった。一方、ASR による表面ひずみの増加が確認されなかった T-II-20w においては、超音波の伝播特性においても有意な変動は見られず、暴露期間中の計測結果はほぼ一定であった。

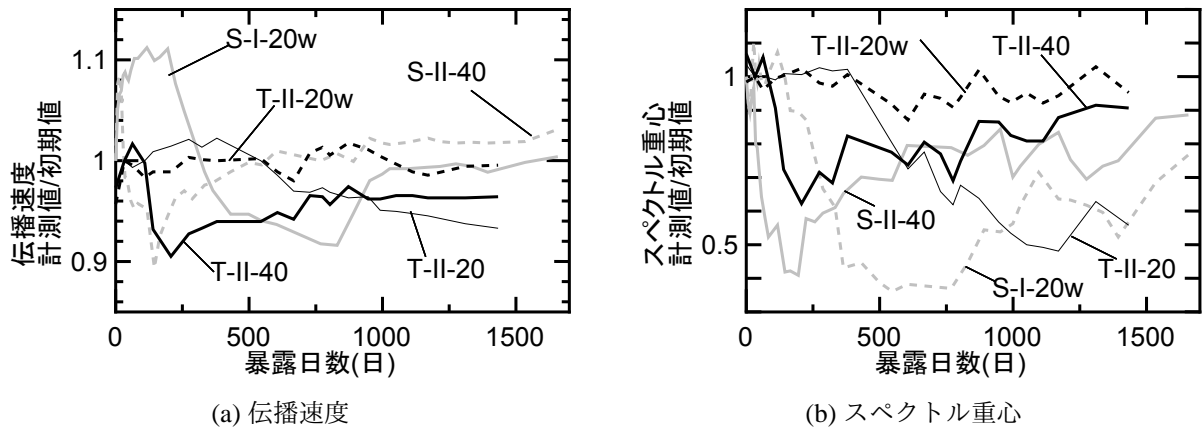


図-2.8 非反応性骨材による超音波伝播特性の違い

2.3 フーチング供試体のコンクリート配合に関する考察

本章で述べた実験結果に基づいて、次章で述べるフーチングに対する暴露実験で用いる供試体のコンクリート配合を提案する。

- 今回用いた反応性骨材と非反応性骨材の割合の違いは、膨張特性に大きな影響を与えなかったことから、反応性骨材と非反応性骨材の割合は、おおむね 50 : 50 でよいと考えられる。
- 最終的な膨張量が最も大きかったのは非反応性骨材として S 種を用いて 40 °C の湿度 100 % の状態で暴露実験を実施したものであった。ただし、非反応性骨材として S 種を用いた場合は、40 °C ・ 30 °C という高温条件下においては最終的なひずみが 8000 μ 程度であったのに対して 20 °C の条件では 6000 μ 程度であり、温度の違いが最終的なひずみに与える影響が大きく、低温条件では最終的なひずみが小さくなる傾向がみられる。本実験では 20 °C 未満の条件では実験していないものの、より低温条件下ではさらにひずみの値が小さくなる可能性がある。
- 一方、T 種については、いずれの温度条件においても最終的なひずみは S 種よりも小さいものの、T 種の 40 °C と 20 °C のケースの最終的なひずみはほぼ同じである。以上から、T 種は S 種に比べて低温条件下においてひずみの増加量が低下する割合が小さいものと考えられる。
- 前述のように、フーチングが設置される環境は土中や水中であり、次章で後述するように地中の温度は 20 °C を超えることはなく、また、水温は最低 0 °C 程度まで低下する。ASR によるフーチングの損傷メカニズムや損傷程度を適切に評価するためには、フーチングの暴露実験において ASR を極力促進させる必要があり、フーチングの暴露実験において低温条件でひずみが増加しない骨材を用いることは望ましくない。以上から、フーチング供試体の作製に用いる骨材のうち、非反応性骨材については T 種を用いることとした。

2.4 まとめ

温度や水の供給条件という環境条件や、今回用いた骨材の種類の違いが ASR にどのような影響を与えるかを確認することを目的に、小型供試体に対して恒温・恒湿状態で暴露実験を実施した。本実験から得られた知見を以下にまとめる。

- 環境条件の違いがコンクリートひずみの増加特性に与える影響については、非反応性骨材の種類にかかわらず、温度が高いほど ASR によるひずみの増加が早期に生じ、ひずみが増加し始めた後のひずみの速度が大きいことが分かった。
- 骨材の種類の違いがコンクリートひずみの増加特性に与える影響については、同じ暴露条件にあっても非反応性骨材の種類によって膨張特性は異なることが明らかになった。特に暴露環境の温度と最終ひずみの関係については、非反応性骨材に S 種を用いた場合は暴露環境温度が高温であるほど最終ひずみが大きくなった一方で、非反応性骨材に T 種を用いた場合は環境温度が 40℃ の場合でも 20℃ の場合でも、最終ひずみに大きな違いはなかった。
- 実構造物の ASR による損傷状況の評価にあたっては、本章に述べたような条件の違いなどに留意が必要である。例えば、実橋において ASR が確認された場合は残存膨張量を調べるために、構造物から採取したコアに対して、本章で述べたような実験を実施することが多い。その際の方法としてはカナダ法やコンクリートバー法などを採用することが多いと思われる一方で、これらの試験法の暴露環境温度は 80℃ や 40℃ と比較的高温であり、フーチングが施工される環境条件とは異なる可能性がある。当該構造物のコンクリートが今後も ASR による膨張を持続する可能性があるか否かを確認するうえでは、当該構造物と同じ環境条件でも実験を行い、これらの実験結果を総合的に判断して当該構造物の ASR の進展を予測する必要があると思われる。
- 上述のように、温度や湿度の環境条件や骨材の種類によって ASR による損傷が大きく異なる。実構造物の場合はさらに配筋状態によっても ASR による損傷状況の違いが生じるものと考えられる。実橋の損傷状況の評価にあたっては近傍の構造物と比較することにより有意な情報が得られることもある一方で、ASR のこのような複雑な特性を考慮し、当該構造物の損傷状況については個々の構造物の環境条件などを考慮して評価する必要がある。
- 超音波の伝播特性は、初期の水和反応によるコンクリートの密実化、ASR による損傷、反応収束後のゲル等によるひび割れ充填というコンクリート内部の変状をよく評価できたものと考えられる。ただし、超音波実験の結果、反応収束後の値が評価法によって異なり、超音波伝播速度により評価した場合は供試体打設直後と同程度の値となったのに対し、スペクトル重心により評価した場合は供試体打設直後よりも小さい値となった。実物大の構造物に対する検討なども踏まえ、非破壊検査手法の評価法の違いによる結果の違いが生じた要因を分析するとともに、評価法の適用範囲などを検討する必要がある。

3. 実環境下での長期暴露実験に基づく ASR による フーチングの損傷状況の評価

本章では、フーチングにおける ASR による損傷メカニズムに関する知見を得ることを目的として実施したフーチング供試体に対する暴露実験の結果を報告する^{81, 82)}。暴露実験は、ASR によってフーチングが受ける損傷を忠実に再現するため、供試体を野外に設置することで実橋のフーチングと同様に周囲の温度の変化を自然に受ける暴露環境において、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た。なお、実験は現在も実施中である。そして、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内部コンクリートの損傷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た。本文では、計測開始から約 7 年間の計測結果を分析し、どのような環境条件下でフーチングに ASR が生じるのか、フーチングは ASR によってどのような損傷を受けるのか、また、損傷程度・状況は環境条件によって異なるのかについて考察した結果を述べる。さらに、フーチングの ASR による損傷程度を決定づける要因を同定し、この要因と損傷状況との相関性を明らかにするとともに、ASR による損傷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。

3.1 実験条件

3.1.1 実験ケース

表-3.1 に暴露実験のケースの一覧を示す。また、図-3.1、写真-3.1 に暴露実験の状況を示す。実験は暴露環境をパラメータとした 3 ケースに対して実施しており、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できるように、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 0.5 m 気中に露出させた。Case 3 のフーチングの設置深度は、水位変動がフーチング周辺となるように、フーチング下面を G.L-2.8 m (G.L. : 地表面位置) の深さに設置した。また、Case 3 のフーチング底面には実際の構造物と同様に砂利を敷き、地下水がフーチングに直接到達するようにした。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, 2 では、フーチング底面と水槽底面の間に無筋コンクリートの台を設置し、フーチング底面が水槽に着底しないようにした。なお、台とフーチングは結合されていない。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・気中・乾湿繰返しという水の供給条件や、

表-3.1 暴露実験の実験ケース一覧

Case	暴露環境
Case 1	水位が変動する状態。水位は Case3 の地下水位にあわせて3段階に変動
Case 2	フーチングが常に水没する状態
Case 3	フーチングが土中に埋設される状態

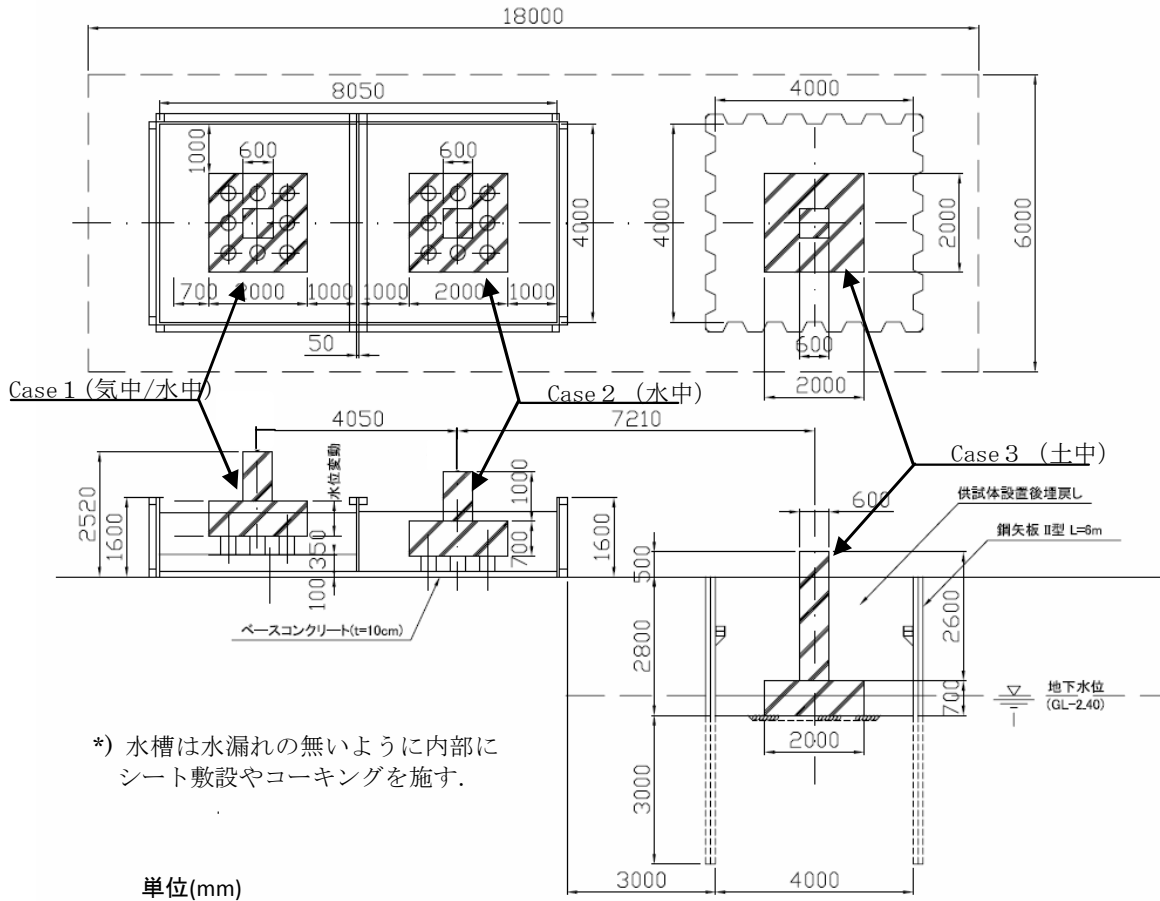


図-3.1 フーチング供試体に対する暴露実験の概要

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による損傷がどのように異なるかを調べることにした。

3.1.2 供試体の概要

ASRによる損傷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実験にあたっては、これらの要因がフーチングのASRによる損傷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図-3.2に示す。1.2.1に述べた通り、ASR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



写真-3.1 暴露試験の状況（上：全景、下左：Case 1、下中央：Case 2、下右：Case 3）

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と考えられることから、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 SD 295A であり、鉄筋径は上面鉄筋が D10、下面鉄筋が D19 である。配筋量は引張鉄筋比 0.20%、圧縮鉄筋比 0.05% であり、フーチング上側の鉄筋量は、下側の鉄筋量のおよそ 1/4 程度である。フーチング上面鉄筋の曲げ半径による ASR の損傷程度の違いを評価するため、上面鉄筋の曲げ半径は半数（東側と南側）を 1ϕ 、半数（西側と北側）を 2ϕ （ ϕ は鉄筋径）とした。3 体の供試体のフーチングの寸法は同じであり、幅 2.0 m × 長さ 2.0 m × 高さ 0.7 m である。柱部の寸法は幅 0.6 m × 長さ 0.6 m、高さは Case 1, 2 が 1.0 m、Case 3 が 2.6 m である。

コンクリートの配合を表-3.2 に、使用材料を表-3.3 に示す。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 21 N/mm^2 ($\sigma_{28} = 34.5 \text{ N/mm}^2$) である。コンクリートの配合は設計基準強度を満足するよう選定工場の呼び強度 21 の配合を参考に計画し、試験練りにより確定した。2 章で述べた小型供試体に対する暴露実験の結果を踏まえ、反応性骨材のペシマム量（反応性：非反応）は粗骨材 50:50、細骨材 40:60 とし、非反応性骨材は T 種を用いた。なお、ASR の促進を図るためアルカリ成分を別途添加することとした。添加アルカリは使用の安全面から NaCl を使い、既往の研究等からコンクリート中のアルカリ量が 12 kg/m^3 となるよう設定した。暴露実験は脱型して 2 カ月後に開始した。脱型から暴露開始までの期間はシートで覆い、湿潤状態にて養生した。

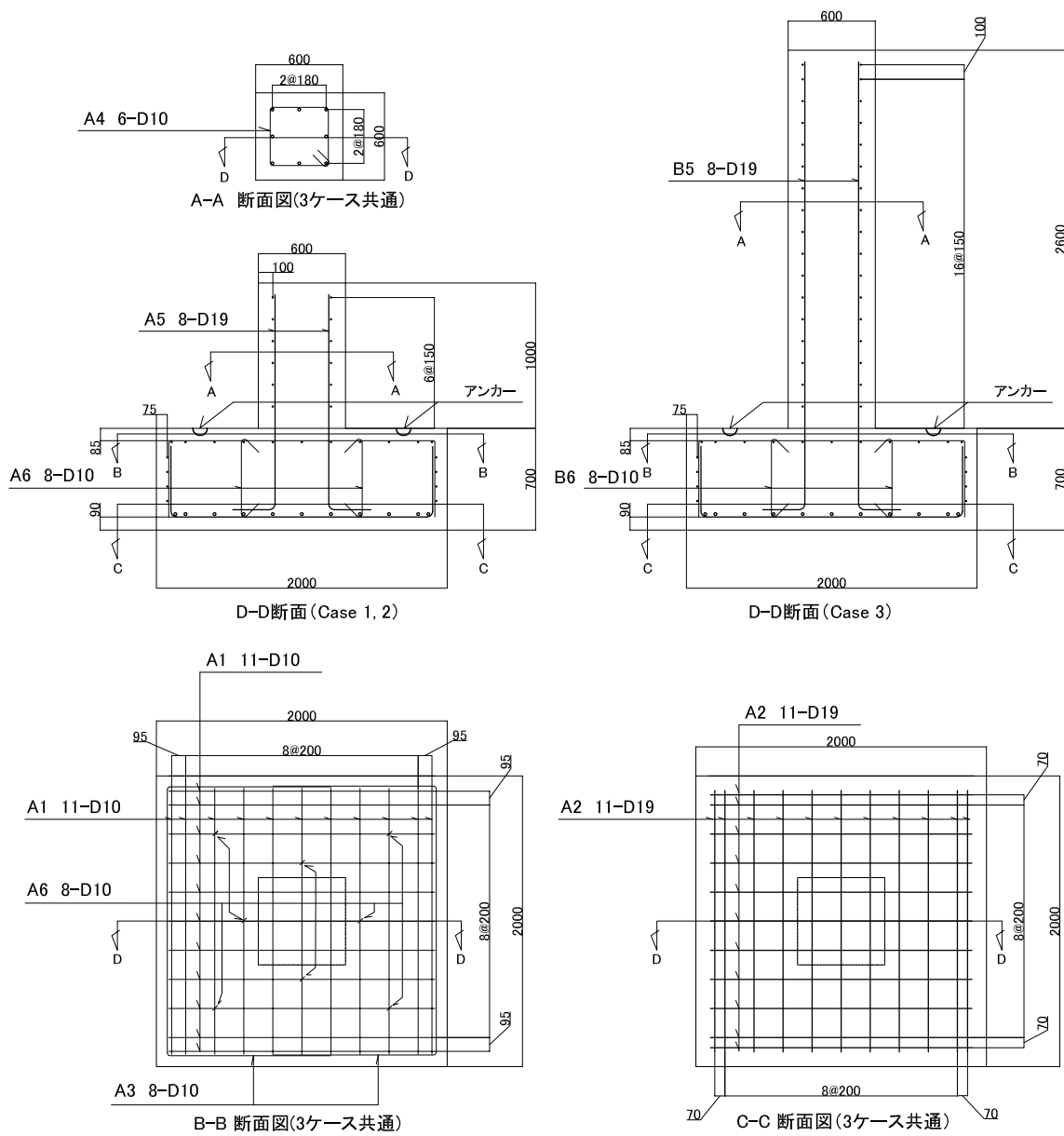


図-3.2 暴露実験供試体の配筋

表-3.2 ASR コンクリートの配合

粗骨材 最大 寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	空 気 量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)						AD (kg)	NaCl (kg)
					W	C	S		G			
							S1	S2	G1	G2		
25	12	4.5	58.9	45.5	162	275	493	339	499	514	2.75	19.9

表-3.3 コンクリートの使用材料

記号	材料	備考
C	セメント	普通ポルトランドセメント 密度 3.16(g/cm ³)
W	水	
S1	細骨材 (非反応性)	表乾密度 2.56(g/cm ³)
S2	細骨材 (反応性)	表乾密度 2.64(g/cm ³)
G1	粗骨材 (非反応性)	表乾密度 2.59(g/cm ³)
G2	粗骨材 (反応性)	表乾密度 2.59(g/cm ³)
AD	混和材	AE 減水材 (ポゾリス No. 78)
NaCl	添加アルカリ	

反応性：非反応の割合…粗骨材 = 50:50、細骨材 = 40:60

3.1.3 計測概要

本実験で計測した項目を表-3.4 に示す。計測は、

1. 3体のフーチング供試体の ASR の進行程度を確認するための計測
2. ASR に影響すると考えられる環境条件を確認するための計測

に分けて実施した。

表-3.4 計測・試験項目

計測・試験内容		計測方法	計測頻度
ASR 進行 状況	ひび割れ状況	外観調査	目視
	ひずみ	コンクリート表面ひずみ	標点計測 (手動)
		コンクリート内部ひずみ	計測センサ (自動)
		鉄筋ひずみ	計測センサ (自動)
内部コンクリートの 損傷状況	超音波の透過	斜角法	
環境 条件	温度	コンクリート温度	計測センサ (自動)
		外気温・土中温度・水温	計測センサ (自動)
	供給 水分	地下水位 (Case 3)	自動+手動 *1
		水槽水位 (Case 1)	手動 *2
コンクリ ートの物性 試験	強度	圧縮強度	JIS A 1108
	弾性係数		JIS A 1149

*1: 観測井戸での手動計測および水位計による計測センサーを用いた自動計測により実施。

*2: 地下水位の計測値 (平均値) から月 1 回の頻度で水位を設定。

一つ目の ASR による損傷の進行具合を把握するための計測としては、ひび割れ観察の他、表面に取り付けたコンタクトゲージによるコンクリート表面ひずみ、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を計測した。また、超音波の伝播特性を調べた。なお、ひび割れ観察、コンクリートの表面ひずみの計測、超音波の伝播特性の計測はフーチングが露出している Case 1 と 2 に対してのみ実施し、地中部にて暴露した Case 3 に対してはフーチング内部に取り付けた鉄筋ひずみゲージ、コンクリートひずみゲージの計測のみを行った。二つ目の ASR に影響する因子として考えられる環境条件を把握するための計測としては、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 Case 3 における地下水位変動を計測した。

各計測項目の暴露実験開始後の計測頻度については、1. ASR による損傷の進行具合を把握するための計測のうち、ゲージによるひずみの計測、および 2. 環境条件に関する計測の全ての項目の計測は 1 時間に 1 回とし、暴露実験を終了するまで計測を続ける計画である。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とした。外観観察、コンタクトゲージによる膨張量計測は、高温期には毎月行い、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 回ずつ行うことを基本とした。なお、以下に示す計測結果のうち、コンクリートの内部の計測結果（温度およびひずみ）の値は、コンクリート内部（かぶり 100 mm 位置）に取り付けられた熱電対、ひずみゲージにより計測された値である。

また、ASR がコンクリートの圧縮強度や弾性係数に与える影響を確認するため、供試体作製時に供試体と同じコンクリートを用いて管理供試体を作製し、フーチングの暴露実験と同じ時期に暴露実験を開始した。管理供試体は 3 体のフーチングの脇に設置することで、管理供試体とフーチングの暴露環境を同一にした。Case 1 のフーチングの横に置いた管理供試体については、Case 1 のフーチングの水位の変動に伴って位置を変化させ、フーチングの天端が水面下にある場合は管理供試体も水中にあるようにし、水位がフーチングの中段にある場合は管理供試体も下半分だけが水面下にあるようにした。圧縮強度は JIS A1108、弾性係数は JIS A 1149 にしたがって、年 2 回のペースで試験を実施した。

(a) 供試体表面ひずみおよび内部ひずみの計測概要

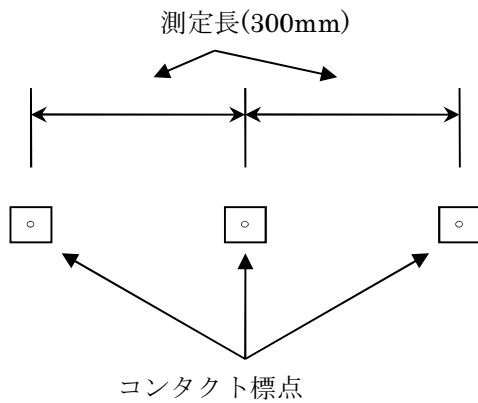
コンクリート表面のひずみの計測方法は、2.1.3(a) にて説明したものと同一である。すなわち、**図-3.3** に示すように供試体表面に 300 mm 間隔で貼り付けたコンタクト標点（**図-3.3(a)**）の間隔（**図-3.3(b)**）の変化を、**図-3.3(c)** に示すようにコンタクトゲージで計測する手法で評価した。

供試体に取り付けたコンタクト標点の位置は**図-3.4** に示す通りであり、フーチング天端の水平方向のひずみ、フーチング側面の水平方向および鉛直方向のひずみ、柱の水平方向のひずみを計測した。

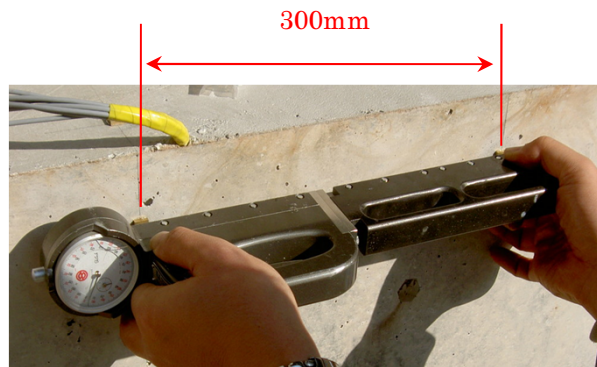
次に、フーチング供試体内部に取り付けたひずみゲージおよび熱電対の位置の概略を**図-3.5** および**図-3.6** に示す。フーチング供試体内部には、鉄筋のひずみを計測するために鉄筋に張り付けたゲージと、コンクリートのひずみを計測するためにコンクリート中に埋め込んだゲージの二種類がある。これらの計測を行うことでフーチングの内部の損傷状況が全体的に把握できるように、比較的表面に近い部分から内部に渡るまで、万遍なく配置した。なお、本実験は長期にわたって野外にて実施するものであるため、鉄筋ひずみゲージは長期にわたって計測可能な溶接ゲージを用いた。ただし、溶接ゲージだけではフーチング全体の損傷状況を評価することは困難であるため、不足分については一般的なゲージを用いた。また、熱電対は鉄筋ひずみに温度が与える影響を直接的に評価できるように、基本的に鉄筋の溶接ゲージとほぼ同じ位置に取り付けた。



(a) コンタクト標点



(b) コンタクト標点の計測概要

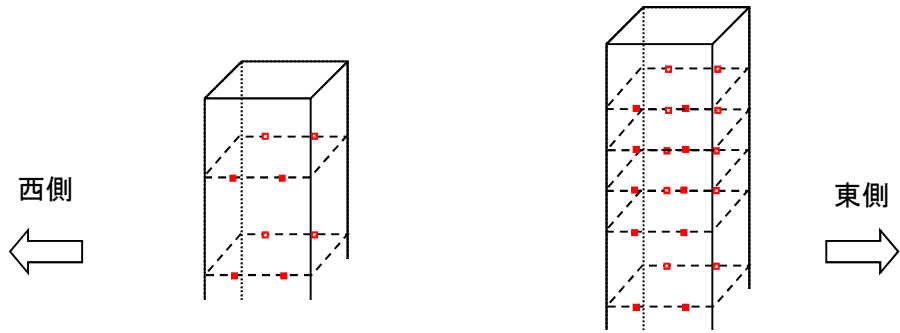


(c) コンタクト標点の計測状況

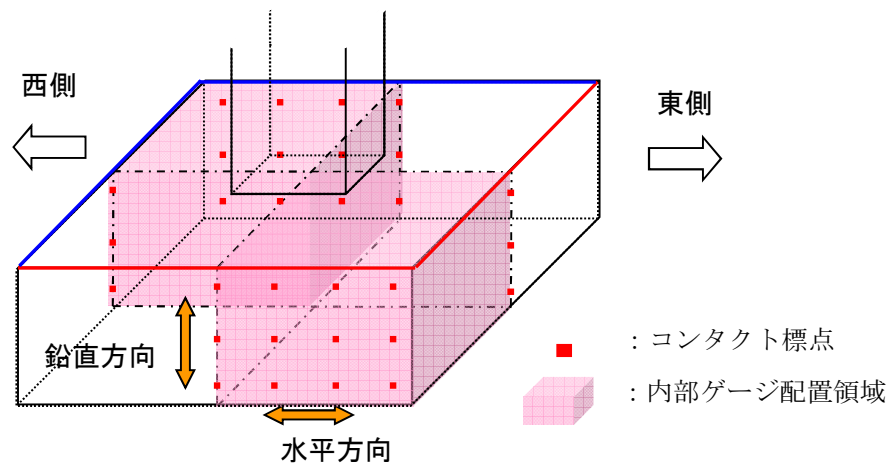
図-3.3 コンタクトゲージによるコンクリート表面ひずみの計測概要

(b) 超音波の伝播特性の計測概要

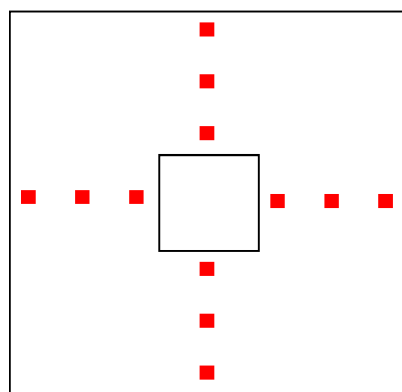
超音波の伝播特性の計測方法や評価手法は、2.1.3(b)で述べたものと同じであり、初期値を含めて継続的に計測を行い、計測結果の変遷を評価した。計測位置は図-3.8に示す通りであり、フーチングに対しては東西方向・南北方向に14点ずつ、柱部に対しては東西方向・南北方向に3点ずつ計測を行った。また、本実験においては、フーチングの両端に発信端子、受信端子を取り付けて超音波を部材断面全幅に透過させる方法だけでなく、文献⁸³⁾で検討されている手法を準用して、図-3.8に示すようにフーチングの四隅に対して、超音波を斜め方向にフーチングの外側から内側にかけて6測線透過させる計測も行った。以降、前者の方法を全断面法、後者の方法を斜角法と呼ぶ。



(a) 柱部の計測点



(b) フーチング部側面の計測点



(c) フーチング部上面の計測点

図-3.4 供試体の表面ひずみ計測位置

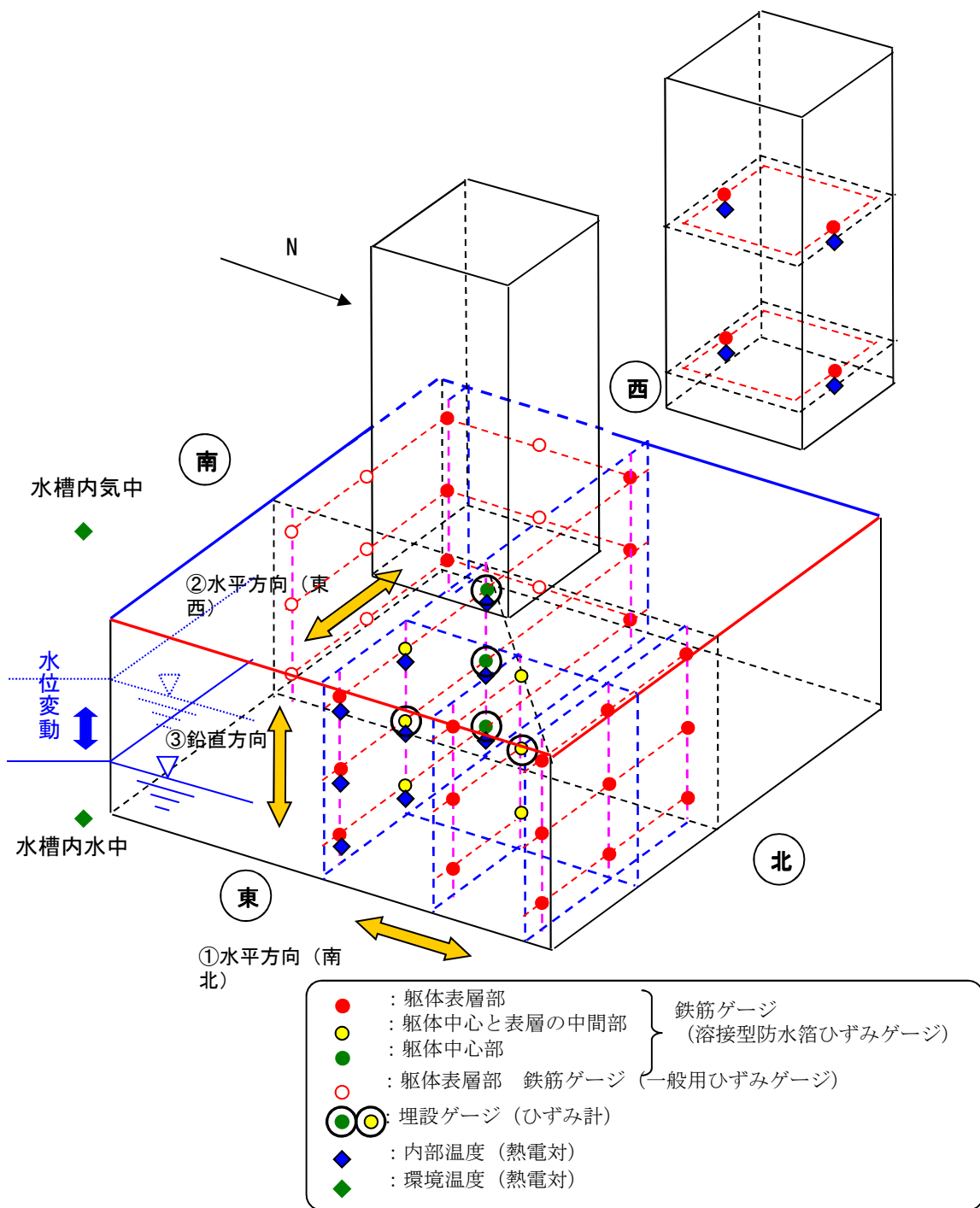


図-3.5 供試体の内部ひずみ計測位置 (Case 1, 2)

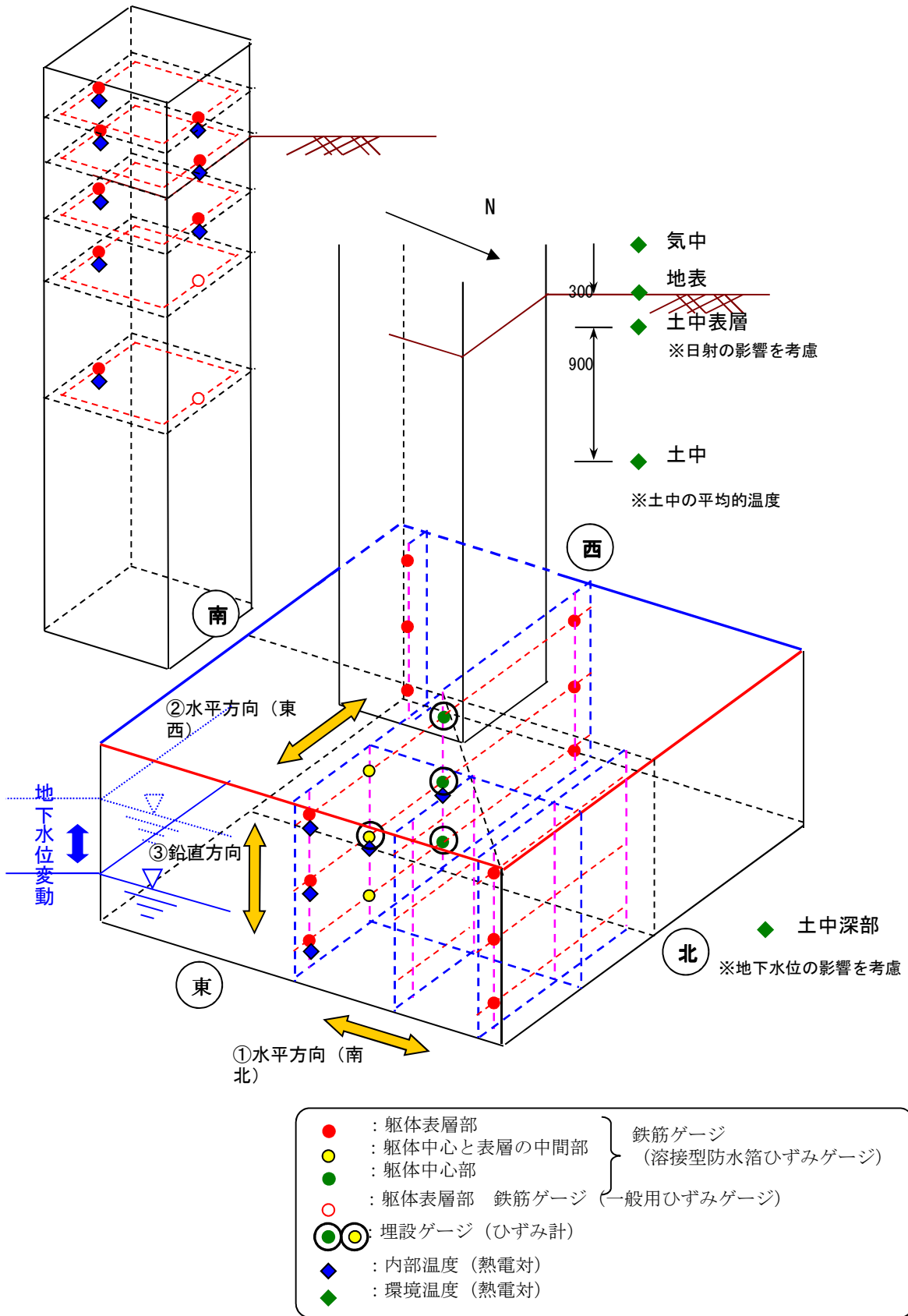


図-3.6 供試体の内部ひずみ計測位置 (Case 3)

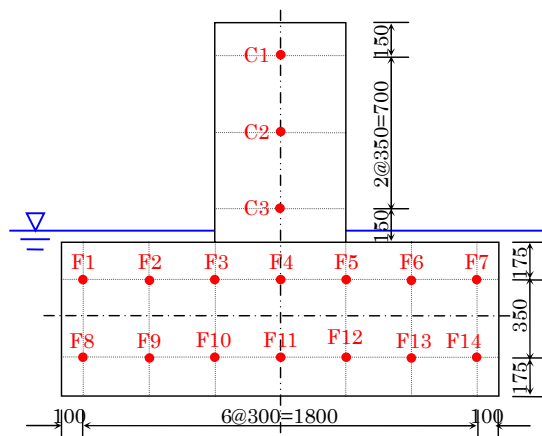


図-3.7 全断面法による超音波伝播特性の計測位置

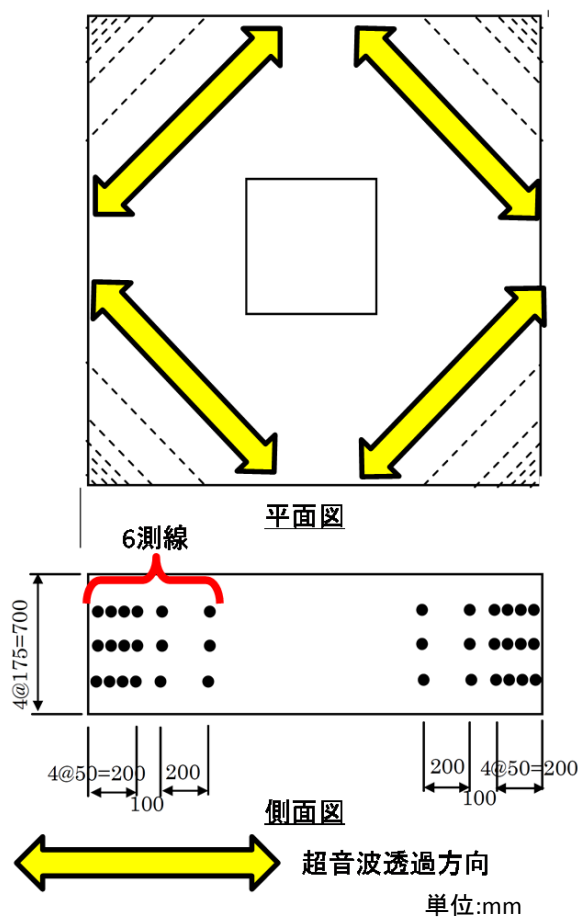


図-3.8 斜角法による超音波伝播特性の計測位置

3.2 フーチング暴露実験の実験結果と考察

3.2.1 Case 1（水位変動条件下で暴露したケース）と Case 2（常に水中で暴露したケース）の実験結果

(a) 暴露環境に関する計測結果

図-3.9 に、Case 1, 2 のフーチング天端表面で計測されたコンクリート表面の温度の時刻歴を示す。同図に示した期間において、Case 1 のフーチング天端は気中暴露環境にあった。水中で暴露された Case 2 の天端付近で計測された水温よりも、気中暴露の Case 1 の天端付近で計測された気温の方が直射日光などの影響によりやや高いものの、大きな差は無い。

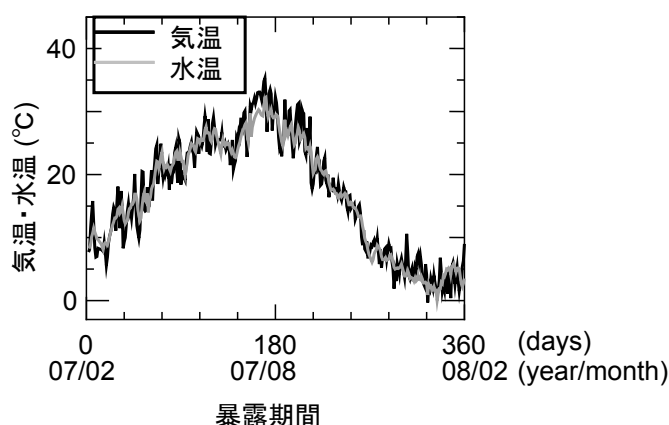


図-3.9 Case 1 および Case 2 のフーチング天端で計測されたコンクリート表面温度の時刻歴

(b) 供試体の損傷状況の計測結果

写真-3.2 に、暴露開始後 4 年 9 か月の 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おり、暴露実験によって ASR が進行したことが分かる。

図-3.10 に、Case 1, 2 に生じたひび割れ図を示す。図-3.10 (a) は暴露開始後 5 カ月経過時（2007 年 7 月）に、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、1.2.2 で述べた実橋における損傷事例と同様にフーチング上半分を中心にひび割れが生じている。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にあり、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。すなわち、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 Case 1 のひび割れの状況を図-3.10 (b) に示す。図-3.10 (a) に示した時から図-3.10 (b) の時までの Case 1



(a) Case 1

(b) Case 2

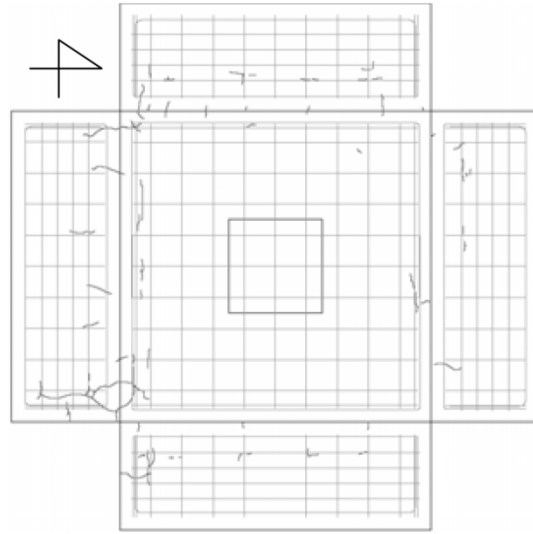
写真-3.2 Case 1 および Case 2 のフーチング天端のひび割れ状況（暴露実験開始後 4 年 9 か月経過時点）

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。図-3.10 (b) をみると Case 1 では図-3.10 (a) よりも多数のひび割れが確認されている。また、図-3.10 (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、図-3.10 (a) に比べてひび割れ幅が大きくなっていった。

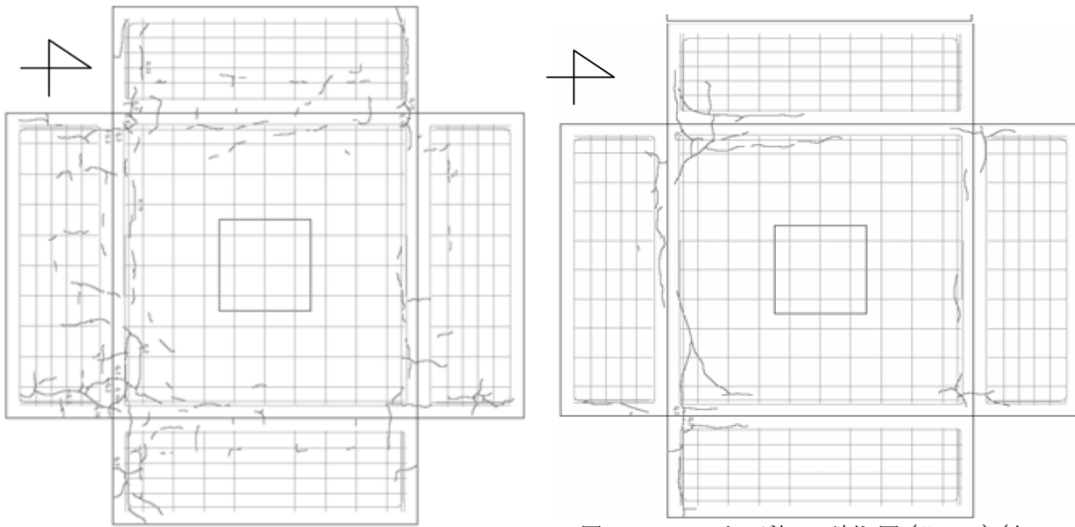
図-3.10 (c) は図-3.10 (b) と同じ時期の Case 2 のひび割れ図である。図-3.10 (c) の計測時期は図-3.10 (b) と同じ暴露開始 11 か月後であるものの、Case 2 ではこの時の計測で初めてひび割れが確認された。すなわち、Case 2 においては、ひび割れが確認された時期は Case 1 よりも約半年遅かった。この時期の Case 1 と Case 2 のひび割れを比較すると、Case 1 では短いひび割れが多数生じているのに対し、Case 2 ではひび割れの本数は少ない一方で、一本一本のひび割れが長い。

図-3.9 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の存在により、ASR によって生じた応力がコンクリート内部で分散し、さらに微細なひび割れが拡幅・増大することで ASR による膨張エネルギーを吸収したためと推察される。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かったために、応力の分散や微細ひび割れによるエネルギー吸収が生じなかったと考えられる。その結果、Case 2 では ASR によって局所的に大きなひび割れが発生し、その後は ASR による膨張エネルギーによりこのひび割れが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やコンクリート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。

図-3.11 (a) に暴露実験開始後約 5 年間のフーチングの表面ひずみの時刻歴を示す。図-3.11 (a)



(a) Case 1 (暴露開始 5 か月後, 2007 年 7 月)



(b) Case 1 (暴露開始 11 か月後, 2008 年 1 月)

(c) Case 2 (暴露開始 11 か月後, 2008 年 1 月)

図-3.10 ひび割れ図

に示した表面ひずみは図-3.11 (b) に示すフーチング上側の隅角部 8 箇所 の平均値であり、コンクリート表面に取り付けたコンタクトゲージにより計測されたものである。縦軸にひずみ (μ)、横軸に暴露期間を示しており、横軸上段は暴露開始からの経過日数、下段は計測年 (西暦下 2 桁) / 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 は High water level の略でフーチング天端が浸水する状態、M は Middle water level の略で水位がフーチング中段にある状態、L は Low water level の略で水位がフーチング下端にある状態を示す。

Case 1, 2 ともに、2 年目の夏 (暴露開始後 1 年 9 ヶ月後) にひずみが大きく増加している。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て

いる。このような違いが生じた理由としては水の供給条件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、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、図-3.10 で述べたように、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。図-3.11(b) に示すように、同図に示したひずみはひび割れが顕著であった隅角部の計測結果であることから、一つ一つのひび割れが大きい Case 2 の方が水がコンクリート内部まで浸透しやすいと考えられる。ASR は化学反応によって生成したゲルが水を吸収することにより膨張する現象であることから、水が供給されやすい Case 2 の方がコンクリートの表面ひずみが大きくなったものと考えられる。以上より、Case 2 の隅角部かぶりコンクリートは、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、かつ、局所的に生じるひずみは大きいため、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。

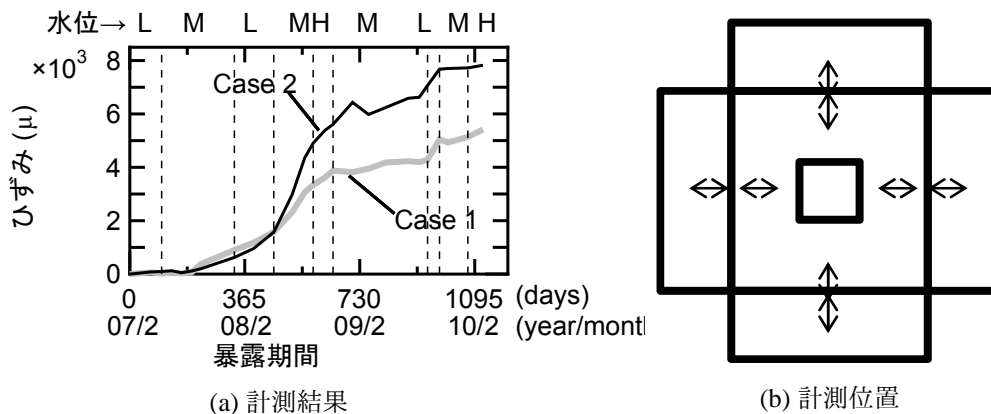


図-3.11 Case 1 および Case 2 のコンクリート表面ひずみの時刻歴

なお、図-3.17 で後述するように、フーチング内部の鉄筋のひずみは Case 1 と 2 で大きな違いはない。この要因としては、図-3.21 に示すようにコンクリートの損傷がかぶりコンクリート程度までしか生じていなかったことから、内部の鉄筋の内側においてはひび割れの性状が Case 1 と 2 で大きな違いが無かったためであると考えられる。そのため、内部のコンクリートの給水条件は Case 1 と 2 で大きな違いはなく、また、温度もほぼ同じであるため、鉄筋のひずみに有意な差が生じなかったものと考えられる。

(c) コンクリートの圧縮強度、弾性係数の試験結果

図-3.12 は、管理供試体に対して圧縮強度と弾性係数を調べた結果である。左に弾性係数の結果を、右に圧縮強度試験の結果を示している。各図の縦軸に弾性係数 (kN/mm²)、もしくは圧縮強度 (kN/mm²) を示しており、横軸に試験実施時の暴露期間を示している。横軸の数字の上段は暴露日数、下段は試験実施年月を示している。図中の凡例について、水中暴露、気中暴露はそれぞれ常に水中・気中に存置した管理供試体に対する試験結果である。また、水中/気中暴露は、Case 1 のフーチングの水位と合わせて暴露環境を変化させた乾漆繰返し条件下で暴露した管理供試体に対

する試験結果である。

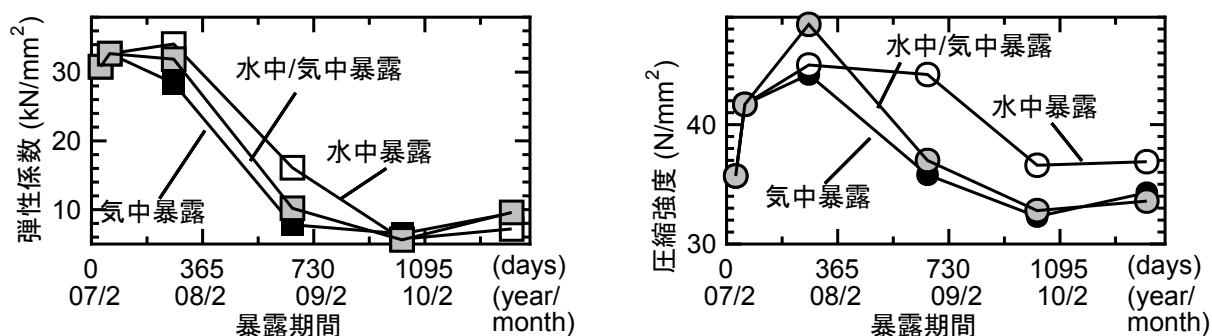


図-3.12 圧縮強度・弾性係数の時刻歴（左：弾性係数、右：圧縮強度）

いずれの暴露環境においても、弾性係数および圧縮強度ともに暴露開始直後に一度値が増加している。これは、2.2.3 で述べたように、打設直後の未水和セメントの水和反応が進行したために、コンクリートが密実化したためであると考えられる。その後は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。弾性係数については、いずれの暴露環境においても暴露開始 10 カ月以降（3 回目の試験以降）に顕著な低下がみられ、35 カ月目の 5 回目の試験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 10 カ月から 20 カ月（3 回目から 4 回目の試験）にかけての低下が著しく、20 カ月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 10 カ月から 35 カ月目（3 回目から 5 回目の試験）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 10 カ月後に実施された 3 回目の試験以降強度が低下し始めたのに対し、水中暴露のケースは 20 カ月後の 4 回目の試験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弾性係数は低下するものの、水中暴露のケースは水中/気中野乾湿繰返しや気中暴露に比べて ASR による圧縮強度、弾性係数の低下時期が遅いことが分かった。これは、図-3.10 や図-3.11 で既に述べたように、水中暴露のケースは気中暴露に比べて初期に生じる収縮ひび割れが少なく、ひび割れの発生が遅いためであると考えられる。

なお、圧縮強度の最終的な値は暴露開始 1 日後と同程度の値である $33\sim 37 \text{ N/mm}^2$ であり、3 回目の計測で得られた最大値の 7 割程度にとどまったものの、弾性係数の最終的な値は 10 kN/mm^2 程度であり、3 回目の計測で得られた最大値の 2 割にまで低下している。これは、圧縮強度に関しては ASR による損傷の影響よりも、水和反応による強度増加の影響の方が大きく、ASR による影響が生じにくいためであると考えられる⁸⁴⁾。以上から、ASR によるコンクリートの物性の変化は、強度よりも弾性係数に顕著に現れることが明らかになった。

3.2.2 Case 3（土中環境下のケース）の実験結果

(a) 暴露環境に関する計測結果

図-3.13 に Case 3 の供試体周辺の環境の温度の時刻歴を示す。温度の計測位置は図-3.13 (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、地表面より X mm 上の位置を $GL.+X$ mm と表記する。図-3.13 (b) 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 ($GL.-1200$ mm) の温度と地表面付近 ($GL.-300$ mm) 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異なることがわかる。

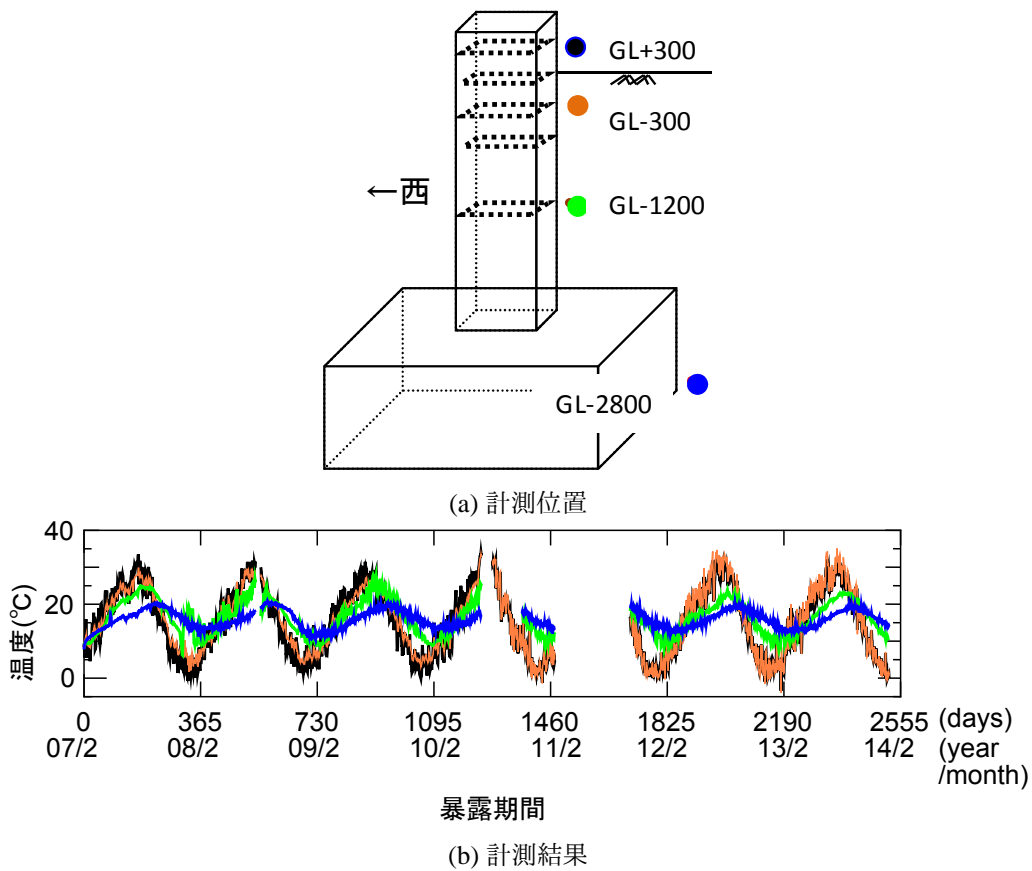


図-3.13 Case 3 のフーチングおよび柱周辺の温度の時刻歴

図-3.14 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、この高さに一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、図-3.13 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 のみであり、他の計測点については影響を受けていないことが分かる。

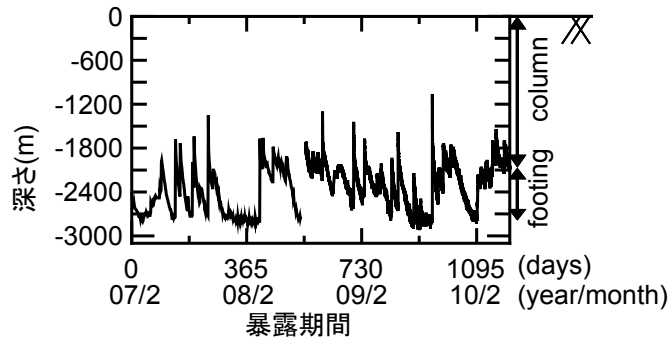


図-3.14 Case 3 の供試体周辺で計測された地下水位の時刻歴

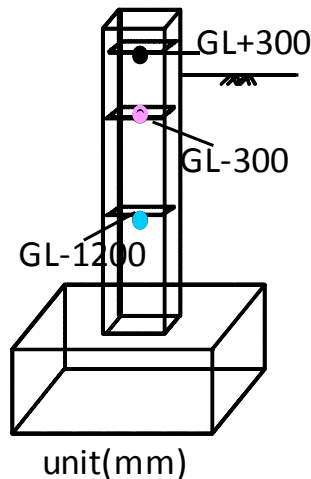
(b) 供試体の損傷状況の計測結果

図-3.15 に、柱部材の帯鉄筋に生じた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、図-3.15 (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、図-3.14 にて述べたように地下水位は GL.-1800 mm 以深で推移していたため、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無く、作用する自重も柱部材の自重のみであるため、これらが ASR による鉄筋のひずみに大きな影響を与えようとは考えにくい。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。

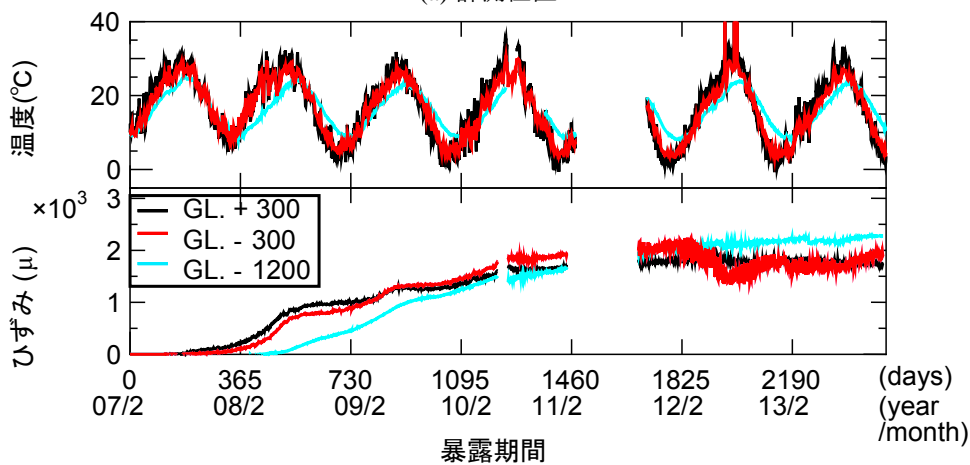
柱部材内部の温度の時刻歴は浅い位置ほど最高温度が高く、最低温度が低く、最高温度と最低温度の差が大きく、深い位置の計測結果ほど最高温度が低く、最低温度が高く、最高温度と最低温度の差が大きい結果となっている。これは図-3.13 の土中の温度の記録と同様の傾向であり、柱部材内部の温度が周囲の温度に強く依存していることがわかる。なお、以降の本文では、地表面よりも高い位置のように最高温度が高く、最低温度が低く、最高温度と最低温度の差が大きい環境を気中型環境、地中部のように最高温度が低く、最低温度が高く、最高温度と最低温度の差が小さい環境を地中型環境と呼ぶ。

ひずみの増加傾向は深度によって異なっており、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 日ほどで約 2000 μ に達している。一方、位置が深くなるほど、すなわち地中型環境の傾向が強いほどひずみが増加し始める時期は遅くなり、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。季節ごとの各点のひずみの増加特性について見てみると、GL.+300 mm の位置の鉄筋のひずみは、温度が高い夏季に大きく増加する一方で、10℃程度以下になる冬場になるとほとんど増加しなくなる。しかし、冬場でも 10℃程度以上の温度条件下にあって夏季・冬季の温度差が小さい 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。

ひずみが収束するまでの期間も計測点によって異なる。GL.+300 mm 位置では鉄筋のひずみは



(a) 計測位置



(b) 計測結果

図-3.15 Case 3 の柱部の温度および鉄筋ひずみの時刻歴

増加し始めてから約1年後に収束したのに対し、GL.-300 mm 位置で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。GL.-1200 mm 位置においては、ひずみが増加し始めてから6年半が経過した現在においても緩やかに増加している。さらに、GL.-1200 mm 位置で計測されたひずみは、暴露開始後約5年半が経過した時点で、GL.+300 mm および GL.-300 mm の位置において計測されたひずみを超過している。以上から、地中型環境の傾向が強いほどひずみが増加し始めるまでに要する期間は長く、ひずみが増加し始めた後のひずみの増加速度が小さい一方で、最終的なひずみの値は大きくなることが示された。これまでも述べている通り、地中部は気中部よりも低温環境下にあるため、地中部にある部材は気中部よりも大きな損傷となる可能性がある。

(c) 鉄筋の曲げ半径による鉄筋ひずみの違い

上面鉄筋の曲げ半径が1φの場合と2φの場合で、鉄筋に生じるひずみがどの程度異なるかを比較する。計測位置を図-3.16(a)に、ひずみの時刻歴を図-3.16(b)に示す。西側の上面鉄筋の曲げ半径が2φ、東側の上面鉄筋の曲げ半径が1φであり、西側・東側ともに上面鉄筋の折り曲げ部直下の

鉛直方向のひずみを示している。

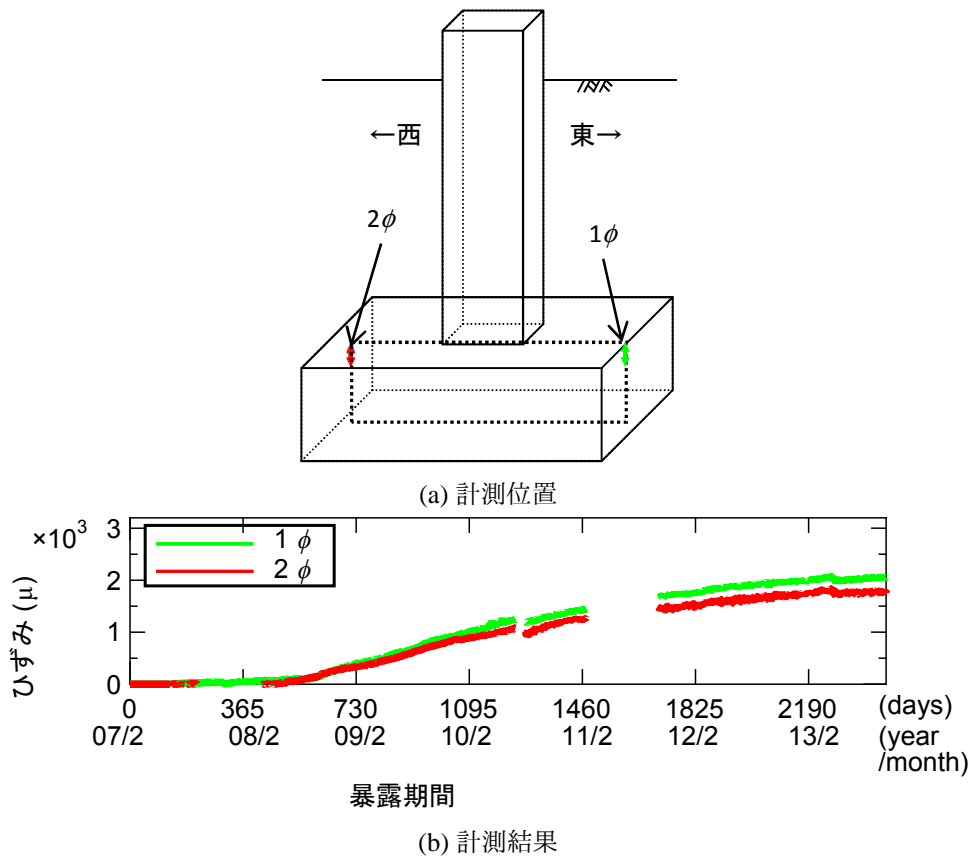


図-3.16 曲げ半径の違いによる鉄筋ひずみの違い

図-3.16(b) を見てみると、鉄筋の曲げ半径を 1ϕ とした場合と 2ϕ とした場合のいずれにおいても、ひずみが増加し始める時期は暴露開始後 1 年強経過したあたりであり、ほぼ同時期である。また、その後の増加傾向にも大きな違いは見られない。現時点における最終的なひずみの値は曲げ半径を 1ϕ とした場合の方が若干大きいものの、その差は約 150μ であり、大きな違いはないと考えられる。以上から、本実験供試体においては、鉄筋の曲げ半径の違いが鉄筋のひずみに与える影響は小さかったと考えられるため、以降の検討においては曲げ半径の違いによる影響はないものとして考察を進める。

一方、佐々木は鉄筋の曲げ半径を 1ϕ とした場合は曲げ半径を 2ϕ とした場合に比べて鉄筋の残存引張力が大きくなること、さらに、実橋で破断した鉄筋は曲げ半径が総じて小さいことを示しており⁴³⁾、本実験結果とは異なり、鉄筋の曲げ半径が鉄筋のひずみに大きな影響を与えることを述べている。この違いが生じた一因は、鉄筋の節形状の違いであると考えられる。すなわち、昔の鉄筋の節形状は現在の節形状に比べて大きく、曲げ加工した場合に内部に亀裂が生じやすい。そして曲げ加工時に内部亀裂が生じた場合は、内部亀裂が生じていない場合に比べて ASR によるひずみの増加が大きくなる。佐々木が検討対象とした鉄筋は実橋から採取したものであることから内部亀裂が生じやすい鉄筋であると考えられる。しかし、本実験の供試体作製時には昔の節形状の鉄筋を入手することができなかつたため、内部亀裂が生じにくい現在の節形状の鉄筋を用いて

いる。そのため、曲げ加工を行った時に生じる内部亀裂が生じにくく、佐々木の検討結果とは異なり、曲げ半径によって ASR によるひずみの増加特性に大きな違いが生じなかったものと考えられる。

3.2.3 暴露環境の違いがフーチングの ASR に与える影響

(a) フーチング上面鉄筋に生じたひずみの比較

次に、Case1 および 2, 3 のフーチングの上側鉄筋に生じたひずみを比較し、暴露環境の違いによるひずみの増加特性の違いについて考察する。これまでの分析の結果、鉄筋ひずみの増加特性はフーチングの環境条件の中でも特に温度に強く依存していることが明らかになったため、温度とひずみの関係に着目して整理する。図-3.17(b)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図-3.17(a)に示すように、最も東側のフーチング上面鉄筋の中央である。なお、Case 1 のひずみは 2011 年 2 月あたりで計測不能になったため、それ以前の計測結果のみを示している。

温度の時刻歴を見ると、Case 1 と 2 については、図-3.9 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 ケースに比べて地中型環境の傾向が強い。これは、図-3.13, 3.15 で考察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と考えられる。

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実験によりひずみが増加しているものの、図-3.15 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、気中型環境の傾向が強い暴露環境にある Case 1, 2 と、地中型環境の傾向が強い暴露環境にある Case 3 で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 年遅い。また、現時点の Case 3 のひずみは 3 ケースの中で最も大きい。さらに、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 7 年経過した現在においても緩やかに増加しており、収束までに要する時間が長く、今後さらに増加する可能性がある。

1.2.2 の E 橋の例でみたように、実橋においても、気中部の梁では鉄筋破断が生じていない一方で、地中部のフーチングでは鉄筋破断が生じているものもある。このことから、地中部は気中部よりも甚大な損傷となる可能性がある。

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、気中環境条件下にある場合は ASR によりひずみが増加し始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、地中環境下にある場合は、気中環境下にある場合に比べて ASR によりひずみが増加するまでに時間を

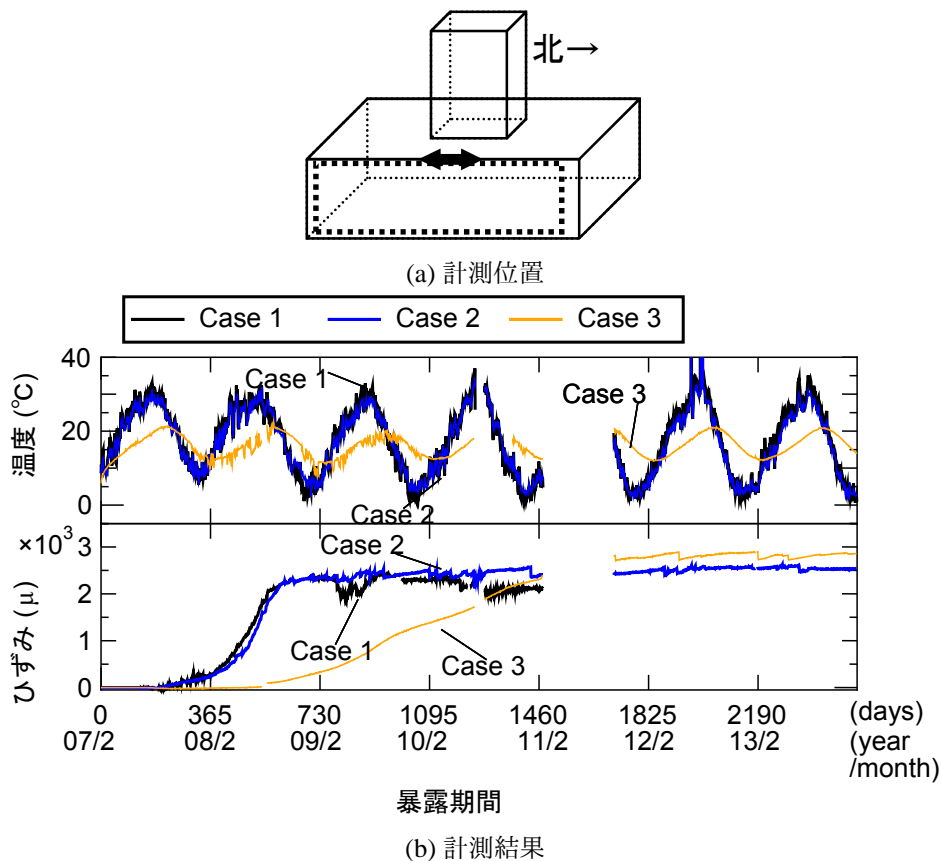


図-3.17 Case 1, 2 および 3 のフーチング部において計測された鉄筋ひずみの時刻歴

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。なお、奥山ら^{85, 86)}、西村ら⁸⁷⁾が実施している、ASR による損傷を受けた実橋のフーチングに対して補修を行った後に温度およびひずみのモニタリングの結果、本研究と同様に、気中環境下にある気中部の部材に対しては3年の間にひずみの増加は確認できないものの、地中環境下にあるフーチング部に対してはひずみが増加したことを述べている。これは、上記のように気中環境下と地中環境下で ASR の反応速度が違うためであると考えられる。

高温ほど ASR によるひずみ増加時期が早く、かつ、増加速度が大きいことは、ASR による膨張がアレニウスの関係に従うことを示唆している^{88, 89)}。ASR がアレニウスの関係に従うとすれば、生成されるゲルの量は高温条件下で暴露された場合の方が多くなり、その結果ひずみも大きくなると想定されるものの、本実験ではかならずしもそのような結果になっておらず、総じて温度が低い地中部の方が大きなひずみが生じた。また、1.2.2 でも示したように、実橋の損傷事例を見る限り、低温環境下にある地中部の方が大きな損傷となっている。このように、低温条件の方が最終的なひずみが大きくなるという結果については、既往の実験においても確認されている³⁶⁾。この一因としてゲルの物性の違いが挙げられる。ASR によってコンクリートのひび割れや鉄筋の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。剛性や粘性が小さいゲルは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して内部応力を発生させるのではなく、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ため、温度が高い場合に生じるゲルに比べて局所的なひずみを与えやすい。それに伴って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、ひずみが増加したものと考えられる。

ただし、前章で述べた恒温恒湿条件下での暴露実験の結果では、S種の場合は低温で暴露した場合の方が大きなひずみが生じている。本実験においては野外で暴露したために温度の変動があり、一概に高温、低温という評価はできない。また、黒田らが報告しているように、最終的なひずみが低温ほど大きくなるかどうかは、骨材の材質によっても異なると考えられる³⁴⁾。つまり、ASRによって生じるゲルの量とゲルの剛性および粘性のうち、ひずみに与える影響はどちらが大きいのかという問題となり、それは骨材の種類などによって異なるものと考えられる。現時点においては、地中部にある構造物は気中部よりも大きな損傷となる可能性がある、という認識をもって実橋の維持管理にあたるのが安全側であると考えられる。

(b) フーチング内部のひずみ分布の比較

図-3.18 (a), (b) は Case 1, 2 に対して暴露開始 1 年半後、図-3.18 (c) は Case 3 に対して暴露開始 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。計測位置は図-3.18(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、図-3.18 (a)~(c) のうち、中段の 3 点のひずみはコンクリートに埋設したゲージによる計測結果でコンクリートのひずみを示しており、残りの 6 点のひずみは鉄筋に張り付けたひずみゲージによる計測結果で鉄筋ひずみを示している。ただし、図-3.18 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、同位置での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 2000 μ 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。1.2.2 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、図-3.18 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損傷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損傷が進行していないことがわかる。これは ASR による膨張が表面から進行するため、また上面は下面に比べて鉄筋量が少ないためである。

以上から、暴露環境の違いによらず、フーチングにおいては、ASR によって上面の隅角部付近に比較的大きな損傷を受けることが明らかになった。

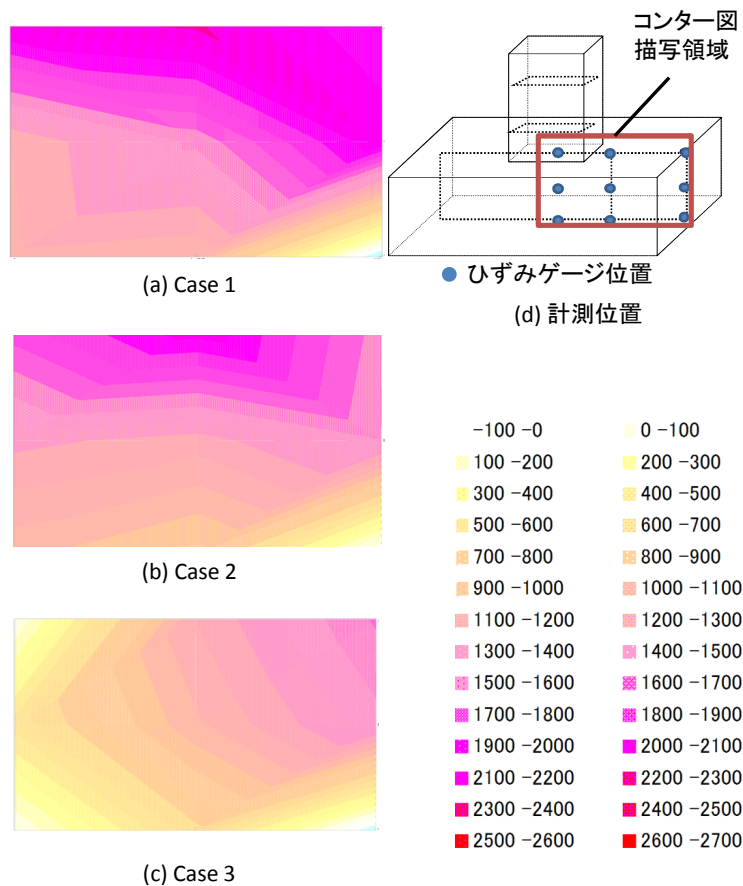


図-3.18 フーチング内部に取り付けた鉄筋ひずみにより計測されたひずみの分布

3.2.4 各ケースの調査結果のまとめ

暴露実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の発現が確認された。
- 水中暴露、気中暴露のケースにおいては、鉄筋やコンクリートの拘束が少なく、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により拡幅したものである。すなわち、ASRによる膨張エネルギーが、乾燥収縮によって生じたひび割れが拡幅することで吸収されたものと考えられる。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。これは、水中暴露のケースでは気中暴露のケースに比べて乾燥収縮などの初期の微細なひび割れが少なかったためであると考えられる。その一方で、一つ一つのひび割れは大きかった。
- フーチング天端の隅角部のコンクリートに生じたひずみは、隅角部のひび割れが微細なもの

が多かった Case 1 に比べて、一つ一つのひび割れが大きい水中暴露のケースの方が大きかった。これは、ひび割れを介してフーチングに供給される水量が、Case 2 の方が多かったためであると考えられる。一方で、鉄筋に生じるひずみは気中暴露のケースと水中暴露のケースで大きな違いは見られなかった。これは、気中暴露のケースと水中暴露のケースのひび割れの違いが生じたのはかぶりコンクリート付近までであり、鉄筋で囲まれた内部のコンクリートのひび割れ性状には大きな違いはなかったためであると推察される。

- 土中暴露の実験より、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、最高温度が低く、最低温度が高く、最高温度と最低温度の温度差が小さ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、最高温度が低く、最低温度が高く、最高温度と最低温度の温度差が小さ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は、生成されるゲルの物性の違いであると推察される。すなわち、低温下で生成させるゲルは剛性や粘性が大きいため、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。

3.3 ASR による損傷状況の推定方法の提案

3.3.1 ASR によって生じる鉄筋ひずみの推定式の提案

これまで述べたように、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 による損傷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、ASR が発現しているかどうかを判断するためのひび割れ観察以外の目安を有しておくことが有用であると考えられる。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された後に緩やかな引張に転じ、その後、ASR により引張ひずみが増加する。この特性を踏まえ、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温度との関係を調べた。計測結果を分析したところ、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しはじめる閾値（以下、基準ひずみと呼ぶ）とする。なお、この値は、文献⁹⁰⁾において、ひび割れが発生する際に鉄筋に生じるひずみの目安として示されている値にほぼ一致する。

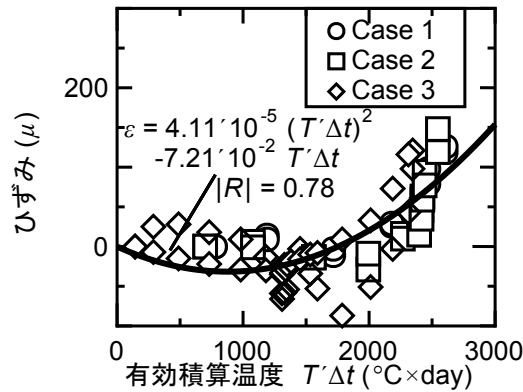


図-3.19 鉄筋に生じたひずみと積算温度の関係

図-3.19 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。ひずみの値として負の値が計測されているのは、初期に生じる乾燥収縮や自己収縮などの影響であると考えられる。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、図-3.15, 図-3.17 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、式(3.1)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。基準温度は図-3.15 の Case 3 の柱部の実験結果に基づいて 13℃とした。GL. +300 mm や GL. -300 mm の計測点においては、温度が 13℃未満ではひずみの増加量が数μであり、ほとんど伸びなかった一方で、GL. -1200 mm の計測点においては 13℃以下となる期間がほとんどなく、前述のように現在までのひずみの増加量がほぼ一定していることから、13℃を基準温度とした。

$$T' = (T - T_s) \times \Delta t \quad (3.1)$$

ここに、

T' : 有効積算温度

T : コンクリート内部温度

T_s : 基準温度で、ここでは 13℃とする

Δt : コンクリート内部温度が基準温度以上となった日数

図-3.19 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り、その関係は式(3.2)で表すことができる。

$$\epsilon = 4.11 \times 10^{-5} (T' \cdot \Delta t)^2 - 7.21 \times 10^{-2} (T' \cdot \Delta t) \quad (3.2)$$

ここに、

ϵ : 鉄筋のひずみ

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、図-3.19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℃・日となった時点で基準ひずみである150 μ に達し、ASRが発現していると判断できる。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。

3.3.2 超音波を用いた内部の損傷状況の推定方法の提案

図-3.20に、全断面法によって計測した超音波の伝播特性の分析結果を示す。図-3.20の左側の上下二段はCase 1の分析結果であり、右側の上下二段はCase 2の分析結果である。また、各ケースの上段は伝播速度の分析結果、下段はスペクトル重心の分析結果である。各図においては、図-3.8に示した計測点のうち、フーチング隅角部のF1とF8、柱直下のF4とF11の計測点を示している。なお、F1とF4はフーチング上段、F8とF11はフーチング下段の計測結果であり、いずれも超音波を東西方向に透過させた場合の結果である。

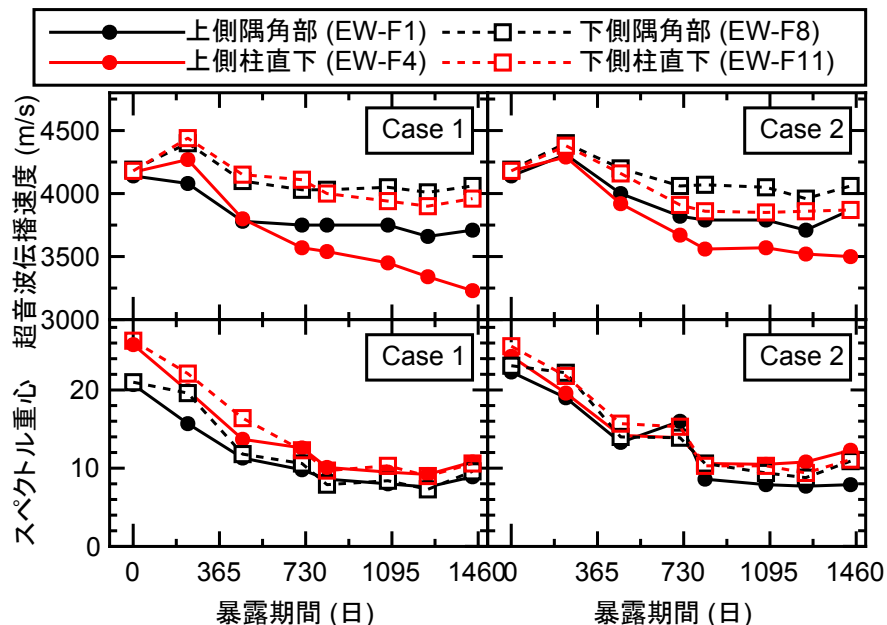


図-3.20 全断面法による超音波の伝播特性の計測結果

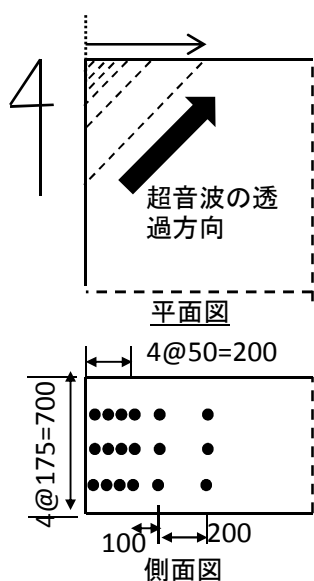
図-3.20を見ると、いずれの計測点においても、伝播速度、スペクトル重心ともに暴露期間が長くなるに伴って低下しており、フーチング内部の損傷が進行していることが分かる。また、フーチング上側の隅角部で計測されたF1とフーチング下側の隅角部で計測されたF8を比較すると、いずれのケースにおいてもフーチング上段側のF1の方が伝播速度、スペクトル重心の低下程度が大きく、フーチング下面よりも上面の方が損傷が激しいことが分かる。フーチング上側で計測されたF4と下側で計測されたF11の計測結果についても同様の傾向がみられる。これは、図-3.10に示したひび割れ図において、ひび割れが生じていたのはフーチング上側の隅角部であること、図-3.18に示したフーチング内部のひずみのコンター図において、大きなひずみが生じていたのはフーチング上面であることと一致している。

その一方で、フーチング上側の隅角部で計測されたF1と柱直下で計測されたF4を比較すると、柱直下のF4の方が、隅角部のF1に比べて伝播速度やスペクトル重心の低下程度が大きく、大きな損傷を生じているという結果になっている。この傾向は下側のF8、F11についても同様である。これは、図-3.10や図-3.18において、隅角部のひび割れやひずみが卓越したという結果と異なる。このような違いが生じた要因は、柱直下のF4やF11は柱の軸方向鉄筋の影響を受けたために、精度よく評価できなかつたことが考えられる。以上から、フーチングに対しては、各断面の鉄筋量の違いにより、全断面法によって内部の損傷度を評価することは不可能であると考えられる。

次に、図-3.21に斜角法によって計測した超音波の伝播特性の分析結果を示す。下段の計測結果は、上・中段よりも伝播速度が大きくなっており、図-3.10や図-3.18の結果と同様に、上側に比べて下側の方が健全であることがわかる。ただし、上中下段に関わらず、フーチングの隅からの距離が短いほど、すなわち外側の計測結果ほど伝播速度が小さくなっており、隅角部付近の損傷が内部に比べて激しいことを意味している。そして、フーチングの隅からの距離が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播速度の違いは見られず、これよりも内側においては損傷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、超音波伝播速度が4000 m/s程度であり、比較的健全であることも伺え、本実験供試体においては、フーチングの損傷は、フーチング上側のコンクリート表面から200 mm程度のかぶりコンクリート程度までが顕著であることが確認できた。

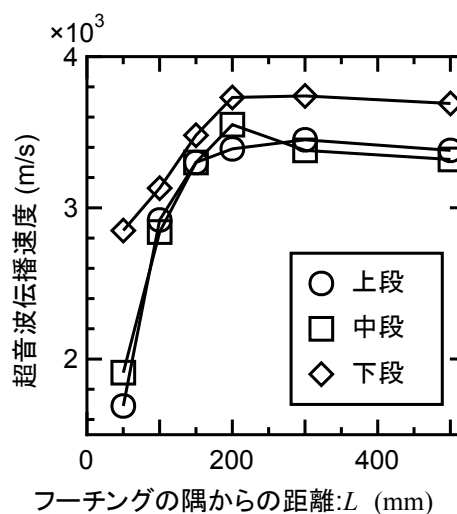
以上より、斜角法の計測結果は、図-3.18でみたコンター図とも一致しており、斜角法によって内部の損傷を適切に評価できることが確認できた一方で、全断面法については計測箇所の鉄筋量の違いにより、内部の損傷状況を推定できなかつた。実橋の調査においては、全断面法による場合でも、本実験と同様に同じ計測箇所において何度も計測し、伝播特性の経時変化をとらえることでピンポイントの損傷程度を評価することは可能である。しかし、既設の実構造物の場合は健全な状態における初期値を計測していることは皆無であるため、初期値に対してどの程度低下したのかを調べることができない。また、フーチングは地中部にあり、頻繁に掘り返して計測を行うことは多くのコストがかかるとともに、地盤を緩めることによって構造物の安定性にも影響する。そのため、初期値を含めて多くの回数を計測結果を必要とする手法は現実的ではない。さら

L: フーチングの隅からの距離



単位: mm

(a) 計測位置



(b) 計測結果

図-3.21 斜め方向の超音波試験の計測結果

に、健全なコンクリートの伝播速度は4000 m/sec程度と言われているものの、使用した骨材などによって健全な状態でも伝播速度はばらつくものと思われるため、実橋において比較対象となる基準値を定めることは難しい。加えて、現在の超音波試験機器の精度ではフーチングのような10 m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損傷状況を従来の全断面法で評価することは困難である可能性がある。

一方で、斜角法による場合には、計測箇所を奥行き方向に変化させて何測線かの計測を行うことで、鉄筋量がほぼ同じ個所に対して複数の調査結果を得ることができる。そして、フーチングの損傷は隅角部から進展するということが前節の検討結果から明らかになったため、本研究のようにフーチング隅角部からの距離を変化させた複数の計測結果を分析することにより、フーチング内部の損傷がどこまで進展しているかを概ね評価できるとと思われる。

3.4 まとめ

フーチングを対象として実環境下にて暴露実験を実施し、内部の損傷状況を評価するとともに、実橋における内部の損傷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損傷に違いがみられ、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は少なく、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、気中暴露の場合は ASR によるひび割れが生じる前に生じていた乾燥収縮によるひび割れにより、ASR によって発生する応力が分散するとともに、ASR による膨張エネルギーが乾燥ひび割れの拡幅・増大によって吸収されたのに対し、水中暴露の場合は乾燥ひび割れが生じていないために、気中暴露よりも時間がかかったとともに、応力の分散や膨張エネルギーの吸収が生じず、局所的に大きなひび割れが生じたものと考えられる。

3. ASR によってコンクリートの弾性係数、圧縮強度が低下した。ただし、圧縮強度は最大値の 7 割程度でとどまったのに対し、弾性係数は 2 割程度まで低下しており、ASR による影響は圧縮強度よりも弾性係数に強く表れた。
4. フーチング天端隅角部の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。これは、水中暴露の方がひび割れを介して供給される水量が多いために隅角部のコンクリートのひずみが大きくなった一方で、鉄筋で囲まれた内部のコンクリートのひび割れ性状には大きな違いが無く、かつ温度条件もほぼ同一であったためであると推察される。
5. 鉄筋のひずみは温度と強い相関があり、最高温度が高く、最低温度が低い条件では最高温度が低く、最低温度が高い条件に比べて、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。一方、最終的なひずみは低温条件の方が大きかった。
6. 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。
7. ASR によるフーチング内部コンクリートの損傷状況を分析した結果、フーチングの隅角部付近のひずみが大きく、柱直下の部分のひずみはほとんど増加しないことを示した。
8. ASR によるフーチングの損傷が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損傷状況の違いを相対的に評価できることを示し、フーチング内部の損傷の進行状況を評価できる可能性を示した。

4. 載荷実験による ASR が生じたフーチングの耐力・変形性能の評価および ASR が生じたフーチングに対する補修・補強方法の検討

本章では、ASR による損傷が生じたフーチング、これに対して補修・補強したフーチングの耐力性能、耐荷メカニズムを調べることを目的として実施した載荷実験結果⁹⁾を報告する。

4.1 実験条件

4.1.1 載荷実験の概要

実験は、独立行政法人土木研究所 基礎特殊実験場にて実施した。本実験の実験概要を図-4.1、写真-4.1 に示す。

供試体は柱・フーチング・4本の杭から構成されている。荷重は、4本の杭を底面に固定した状態で、フーチング上面から 1000 mm 上側の柱部に単調な水平荷重を作用させた。また、柱部の中心からフーチング下面にかけて貫通孔を設け、そこに導入した鋼材に圧縮荷重を作用させることで供試体に死荷重相当の鉛直荷重を作用させた。後述するように、水平載荷や補修・補強は鉛直荷重が作用した状態で実施した。

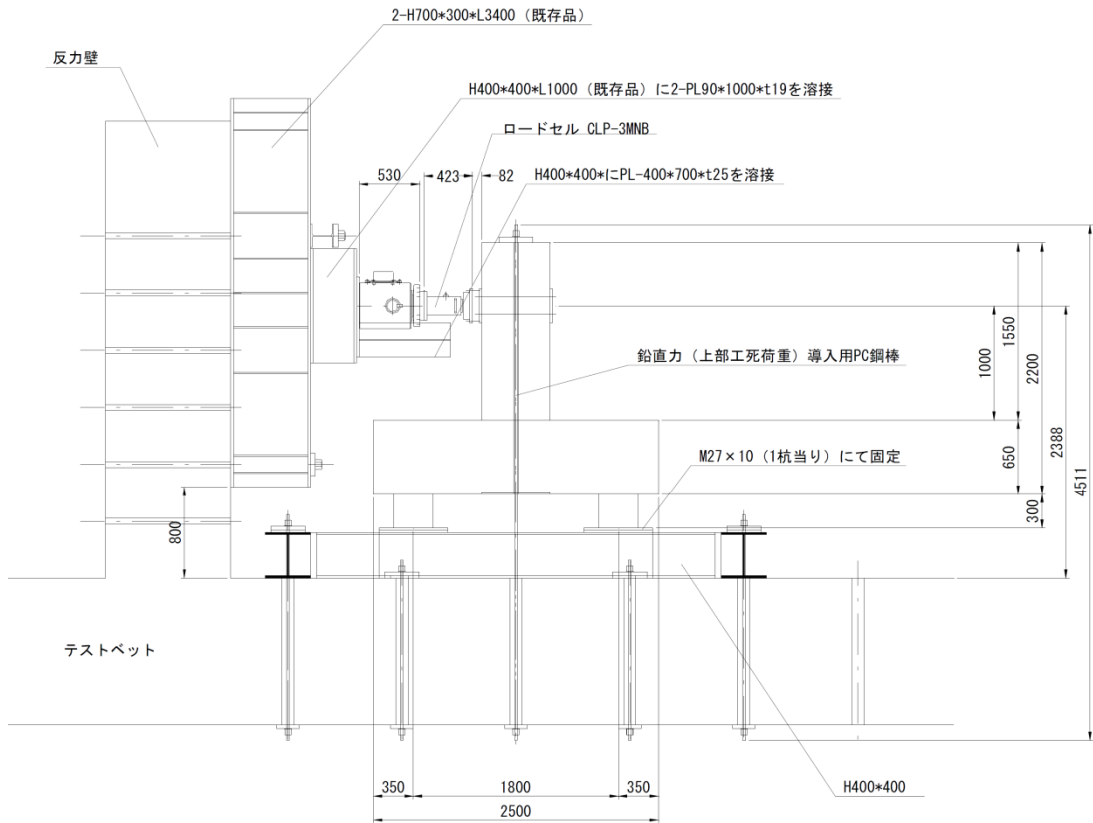
図-4.1、写真-4.1 に示す通り、本実験は反力壁の前に供試体を設置し、反力壁に取り付けたジャッキを用いて供試体の柱部（フーチング天端から 1000 mm 上の位置）に水平荷重を単調に作用させるものであり、フーチングには柱から作用する水平荷重と、押込側の杭から作用する押込み反力、引抜側の杭から作用する引抜力が作用する。

4.1.2 実験ケース

実験ケースは、表-4.1 に示す 7 ケースである。ケース名の最初のアルファベットが C の 2 ケース（Case CA1・CB1）は、ASR が生じていないフーチングに対する実験であり、これらを基準供試体とする。本実験では、フーチングの曲げ耐力とせん断耐力の両方を評価することを目的とし、基準供試体の Case CA1 は曲げ破壊が先行するもの、Case CB1 はせん断破壊が先行するものとして設計した。

ケース名の最初のアルファベットが A のケースは、ASR を模擬したフーチングに対する実験である。4.1.3、4.1.4 に後述するように、本実験では供試体の ASR は実際に反応させたものではなく、コンクリート中に膨張材を導入してひび割れを発生させるとともに、あらかじめ上面鉄筋の隅

側面図



平面図

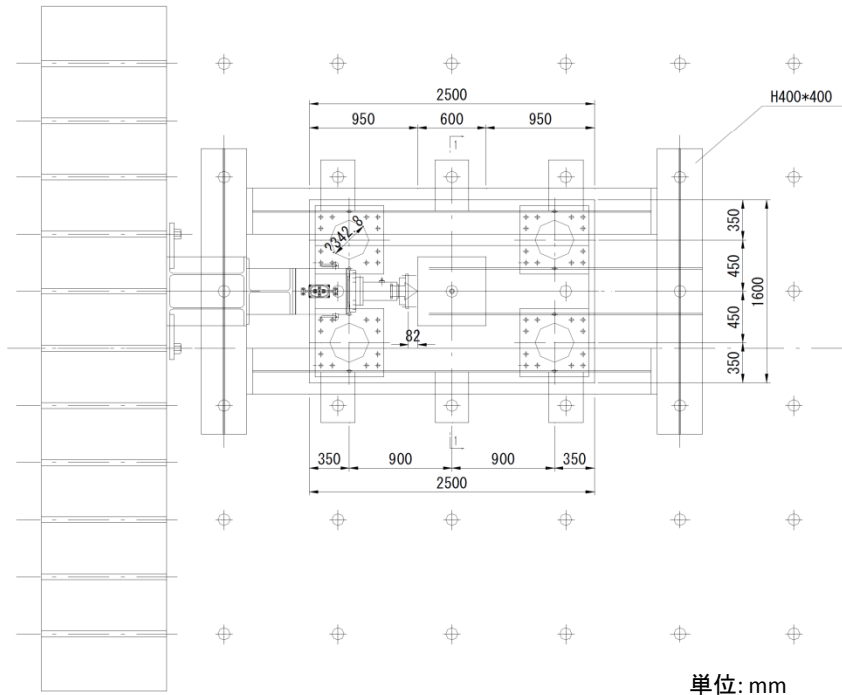


図-4.1 載荷実験の概要

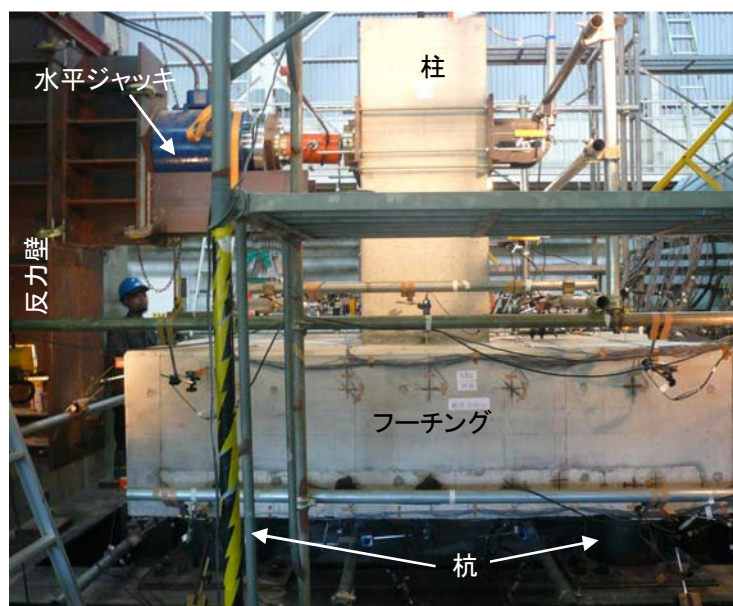


写真-4.1 載荷実験の状況

角部の鉄筋を破断させることで人工的に ASR を模擬したものである。Case AA1 は Case CA1 に対して、Case AB1 は Case CB1 に対して ASR を模擬したものであり、Case AA2 は Case AA1 に対して、Case AB2 は Case AB1 に対して ASR による損傷を補修したものである。補強については、増厚・拡幅のように部材体積を増加させることなくフーチングの耐力を増加させる方法に対して検討することとし、図-1.9 に示した補強方法のうち、曲げ補強として炭素繊維シートの貼付け、水平プレストレスの導入、せん断補強として鉛直プレストレスの導入を選定した。いずれも実橋の耐震補強方法として期待されているものの、1.2.3 に述べたように、ASR による損傷を生じたフーチングに対する効果や補強メカニズムに未解明な点があり、一般的に使用されるには至っていないものである。Case AA3 は Case AA2 に対して炭素繊維シートの貼付けにより補強したものの、Case AA4 は Case AA2 に対して水平プレストレスの導入により補強したものであり、Case AB3 は Case AB2 に対して鉛直プレストレスの導入により補強したものである。以降、曲げ破壊が先行するものとして設計された Case CA1 と Case CA1 を基準供試体とする Case AA1, AA2, AA3, AA4 を曲げ破壊先行型、せん断破壊が先行するものとして設計された Case CB1 と Case CB1 を基準供試体とする Case AB1, AB2, AB3 をせん断破壊先行型と呼ぶ。

なお、実橋における補修・補強は、上部構造および下部構造躯体重量が作用している状況下で実施されるため、死荷重の影響によってひび割れ充填剤の充填程度やプレストレスの導入量等が変わり、得られる効果が低減する可能性がある。そこで本研究では、供試体前に前述の死荷重 (600 kN) を作用させた状況下で補修・補強を行った。

表-4.1 実験ケース一覧

ケース		損傷	補修	補強
曲げ破壊先行型	CA1	無し	無し	無し
	AA1	有り	無し	無し
	AA2	有り	有り	無し
	AA3	有り	有り	炭素繊維シート
	AA4	有り	有り	水平プレストレス
せん断破壊先行型	CB1	無し	無し	無し
	AB1	有り	無し	無し
	AB2	有り	有り	無し
	AB3	有り	有り	鉛直プレストレス

各ケースの供試体数は一体である。

4.1.3 供試体概要

実験供試体の形状寸法、配筋に関する情報を図-4.2、表-4.2 に示す。また、基準供試体の配筋図を図-4.3、4.4 に示す。

表-4.2 実験供試体諸元の詳細

		曲げ破壊先行型供試体	せん断破壊先行型供試体
柱	柱高	1550 mm	
	水平荷重作用高さ	1000 mm	
	柱断面	600 mm × 600mm	
	柱鉄筋量	D32-24 本 ($\Sigma A_s = 19060.8 \text{ mm}^2$)	
フーチング	a/d	1.02	
	幅	2500 mm	
	高さ	650 mm	
	有効高さ	590 mm (ただし、Case AA3 は 650 mm)	
	鉄筋	上面 (鉄筋比)	D13-8 本 (0.107%)
下面 (鉄筋比)		D19-16 本 (0.486%)	D19-16 本 (0.486%)
スターラップ		D16-4 本, S = 200 mm	-
杭	杭径	ϕ 350 mm	
	杭間隔	1800 mm	
	杭鉄筋量	D25-14 本	
使用材料	コンクリート	21 N/mm ²	
	鉄筋	SD345	

供試体の寸法は、昭和 40 年～50 年に設計された場所打ち杭基礎を想定し、これの 1/3 程度のスケールとなるように定めた。配筋は当時の実橋の配筋図や標準設計集を参考に決定した。

実験供試体の寸法や配筋を決定する際に昭和 40～50 年代の場所打ち杭を想定した理由は、ASR が発現するためには骨材として反応性骨材が使用されなければならない一方で、昭和 61 年に旧建設省よりアルカリ総量規制が通達され、昭和 61 年以降の構造物には ASR が生じる可能性が低いと考えられること、当時の基礎としては場所打ち杭基礎が多いことである。

供試体の寸法は全てのケースで同じであり、柱の寸法は幅 600 mm・奥行 600 mm・高さ 1500 mm、フーチングの寸法は幅 1600 mm・奥行 2500 mm・高さ 650 mm である。

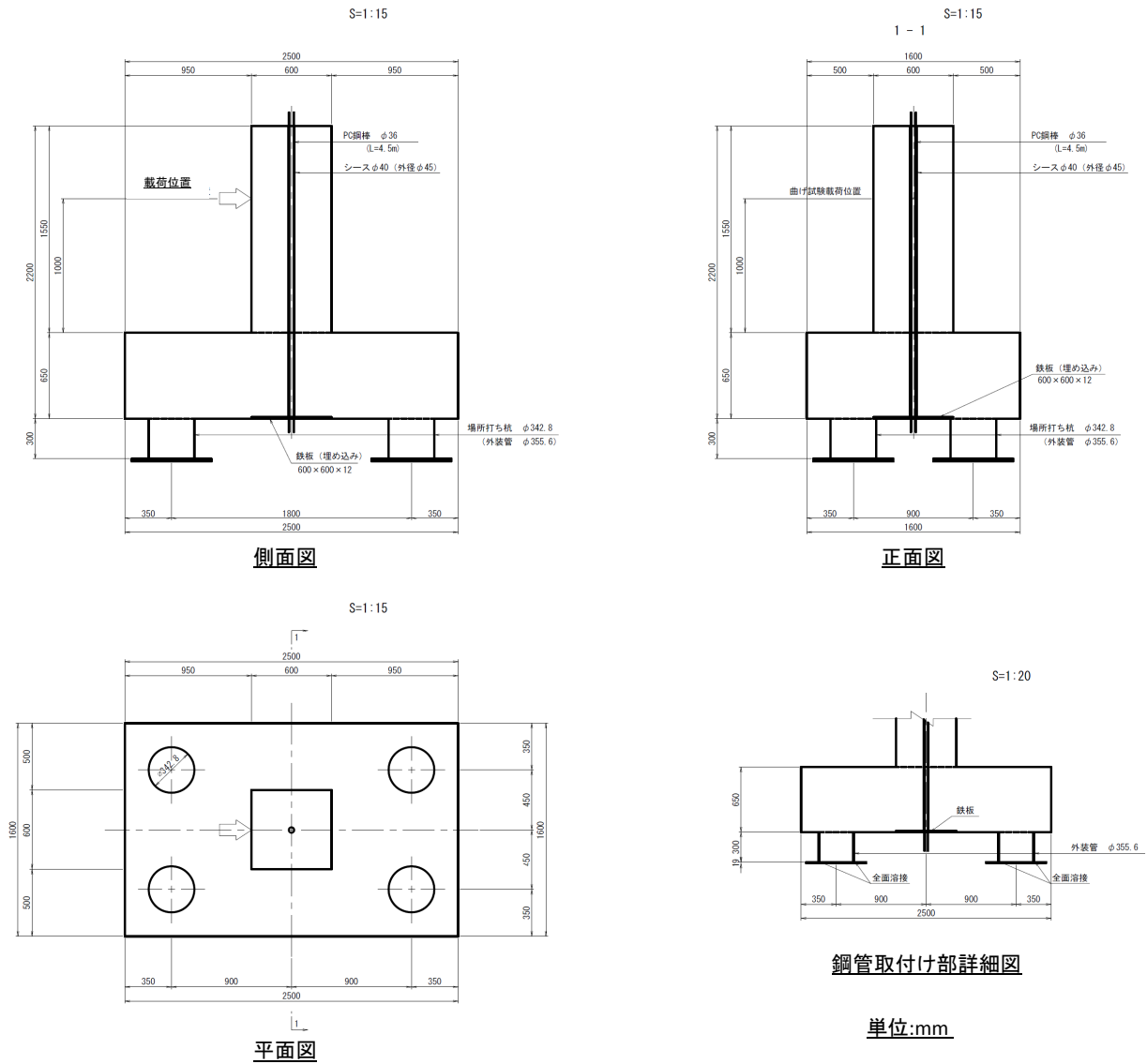


図-4.2 供試体の概要

有効高は、圧縮縁から引張側の鉄筋である上面鉄筋までの高さの 590 mm である。ただし、4.1.5(c) で詳述するように、フーチング上面に炭素繊維シートを貼付けて補強した Case AA3 の補強による耐力増分を計算する場合は、圧縮縁から炭素繊維シートまでの高さ (= フーチングの高さ) の 650 mm を有効高とした。

せん断スパン比は H14 道示 IV⁹²⁾ に準じて下記の通りに定めた。

フーチング下面側が主鉄筋になる場合 最外縁の杭中心位置から柱または壁前面までの距離で、本実験の場合はいずれの供試体においても 600 mm。

フーチング上面側が主鉄筋になる場合 式-(4.1) により求める。

$$a = L + L' \quad (4.1)$$

ここに、 L は柱または壁前面から最外縁の杭中心位置までの距離で、本実験の場合はいずれの供試体においても 600 mm である。また、 L' はせん断スパンの補正長さ (mm) で $L' = \min(t_{cc}/2, d)$

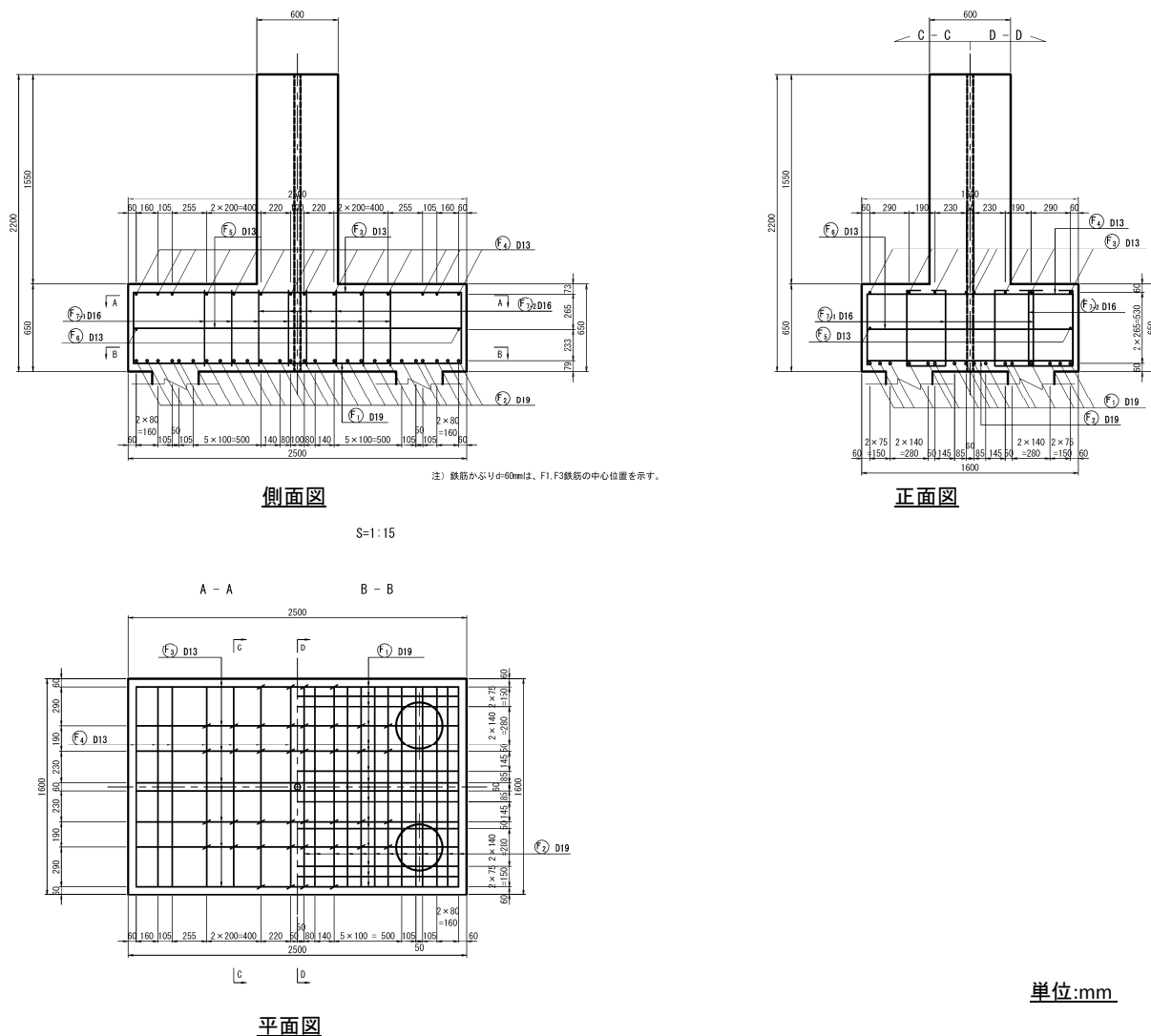


図-4.3 Case CA1 の配筋図

で求められる。 t_{cc} は照査断面直角方向の柱または壁の幅であり、本実験の場合はいずれの場合も 600 mm である。本実験の場合はいずれの供試体においても有効高 d (590 mm) に比べて $t_{cc}/2$ の方が小さくなるため、 L' は $t_{cc}/2 = 300$ mm となり、フーチング上面側が主鉄筋になる場合のせん断スパン a は、900 mm となる。以上より、本実験供試体のせん断スパン比 a/d は、表-4.3 の通りとなる。

表-4.3 供試体のせん断スパン比

	a	d	a/d
フーチング下面側が主鉄筋になる場合	600	590	1.017
フーチング上面側が主鉄筋になる場合	900	590	1.525

杭径は 350 mm であり、載荷方向・載荷直角方向の間隔はそれぞれ 1800 mm・900 mm である。本実験において杭をモデル化した理由は、杭からの押込み・引抜反力をフーチングに作用させることであるため、杭長は必要最低限となる 300 mm とした。ただし、杭体が先行して破壊しない

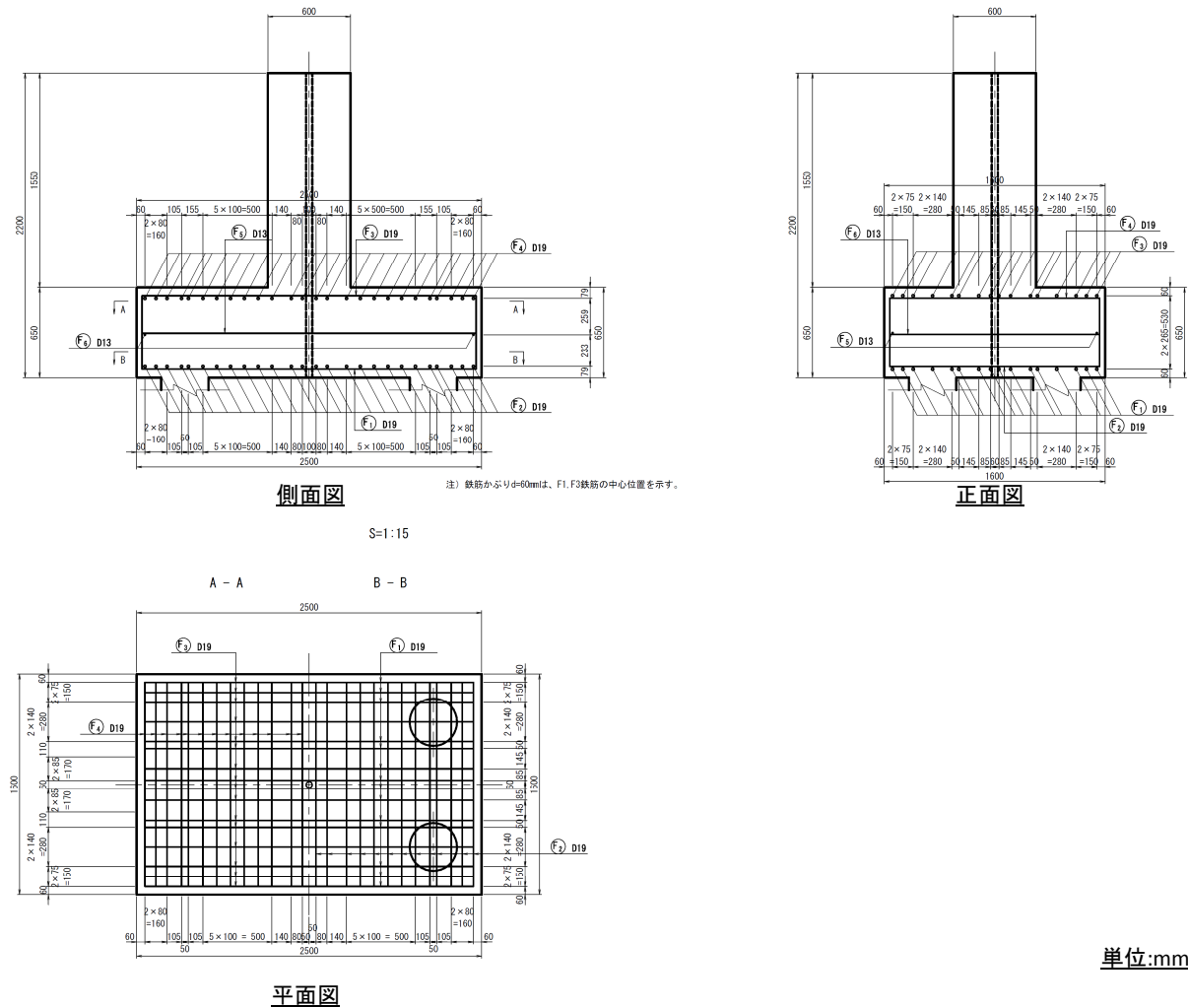


図-4.4 Case CB1 の配筋図

ように、杭の軸方向鉄筋の配筋は場所打ち杭としつつ、周囲に鋼管を配置して杭体を補強している。いずれの部位においても、用いたコンクリートの設計基準強度は 21 N/mm^2 であり、鉄筋は SD345 である。鉄筋の径や量は、表-4.2 に示す通りである。コンクリートの配合は表-4.4 に示す通りである。表-4.4 中の E は膨張材であり、その配合量は、膨張材量を 80 kg/m^3 、 100 kg/m^3 、 120 kg/m^3 と変化させた無筋コンクリート供試体 ($100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$) を作製し、そのひび割れ性状を見て定めた。その結果、膨張材量を 80 kg/m^3 、 100 kg/m^3 とした場合ではひび割れが発生した範囲は打設面にほぼ限定されており、側面にまで至らなかった一方で、 120 kg/m^3 とした場合では側面にまでひび割れが発生していた。1.2.2 で述べたように、実橋による損傷事例では ASR によるひび割れはフーチングの側面にまで達していることから、これを模擬できる配合量として 120 kg/m^3 を採用した。

供試体の配筋は ASR や補修・補強の有無によらず同じである一方で、曲げ破壊先行型、せん断破壊先行型で異なっている。曲げ破壊先行型の 4 ケースはせん断破壊先行型の 3 ケースに比べて上面鉄筋量が少なく、せん断補強筋として D16 のスターラップが配されている。せん断破壊先行

表-4.4 コンクリートの配合

G _{max} mm	スランプ cm	空気量 %	W/C+E %	s/a %	単位量 kg/m ³				
					W	C	E	S	G
20	12	4.5	58.9	45.5	162	155	120	819	922

型の供試体については、曲げ破壊を先行させないために上面鉄筋は下面鉄筋と同程度の鉄筋を配置した。また、せん断補強筋は配置していないものの、柱の押込み側端部から押込み側の杭への応力の流れを確認するため、この付近に耐力にほとんど影響しないと思われる D6 の鉄筋を配置し、これらの鉄筋にゲージを張り付けてひずみを計測している。本実験ではフーチングの耐力を評価することが目的であるため、いずれの基準供試体についても柱がフーチングに先行して破壊しないように、柱の耐力がフーチングの耐力よりも大きくなるように配筋している。また、ASR を模擬した Case AA1, AB1 については、図-4.5 において赤丸で囲んだ上面鉄筋の隅角部を破断させており、これらのケースに対して補修・補強を実施した供試体においては、この位置に継筋をして上面鉄筋と側面鉄筋を一体化させている。

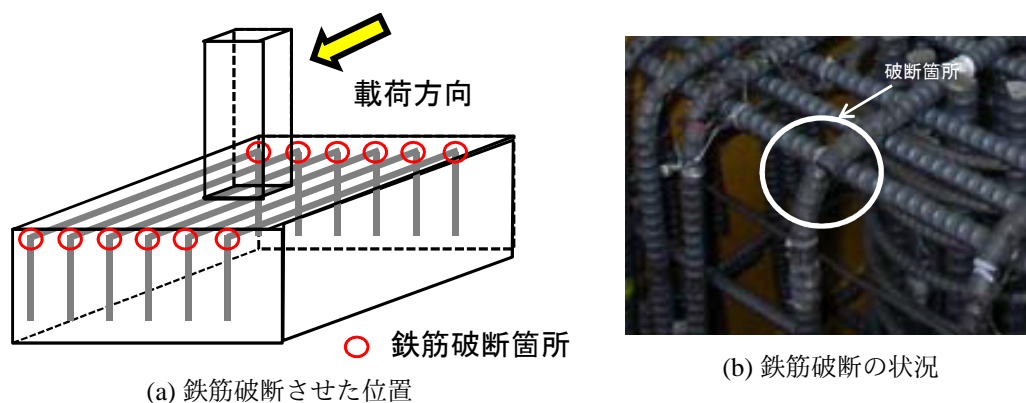


図-4.5 ASR による損傷を模擬した供試体の鉄筋破断状況

いずれの供試体においても、柱頂部からフーチング下の反力床にかけて貫通孔を設けて $\phi 45$ のシース管を配置し、その中に導入した $\phi 36$ のプレストレス鋼材を柱頂部およびフーチング下面で定着した後に緊張し、実橋の死荷重相当の 600 kN 程度の鉛直荷重を作用させた。供試体に断面欠損が生じさせないために、鉛直荷重作用後はシース管内にグラウトを注入した。実橋において ASR が発生し始める時期、また補修・補強を行う必要性が生じる時期は供用後であり、実橋の状況を模擬するためには、死荷重が ASR による鉄筋のひずみやひび割れ分布、補修・補強効果、補修・補強の施工性などに与える影響を再現しておく必要があると考え、プレストレス鋼材は ASR を模擬させる際や補修・補強時、載荷実験時においても作用させ続けた。

4.1.4 実験供試体の ASR による損傷

本節では、載荷実験用の供試体の ASR の損傷の状況と、1.2.2 に述べた実橋のフーチングに生じた損傷状況や、3 章に述べた野外におけるフーチングの暴露実験で生じた損傷状況を比較すること

により、載荷実験用の実験供試体に生じさせた ASR による模擬的な損傷が、実際に ASR によってフーチングに生じる損傷の状況をどの程度再現できているかを確認する。

(a) 実橋や暴露実験で確認されたフーチングの損傷状況の整理

1.2.2 に述べた実橋のフーチングに生じた損傷状況や、3 で示した暴露実験の結果などから推察される、ASR によるフーチングの損傷の特徴は以下の通りである。

1. フーチングの天端および側面の上側に亀甲状のひび割れが発生する。
2. フーチング側面には水平方向に横断するひび割れが発生する。
3. ASR が進行すると、フーチング上側主鉄筋は隅角部の折り曲げ部において破断する。
4. 1.2.2 で述べた実橋の事例から、鉄筋破断を伴うような甚大な劣化が生じた場合におけるひび割れ密度は 1.5 m/m^2 程度である。
5. ASR による損傷を受けたフーチングに対して超音波をと浮かせた場合、伝播速度は 3300 m/sec 以下である⁹³⁾。

(b) 載荷実験用の実験供試体に生じた ASR による損傷状況

写真-4.2、4.3 に、打設後 25 日が経過した時点で実験供試体に生じたひび割れの状況を示す。フーチング上面・側面ともに、多数のひび割れが生じている。ひび割れは、特に上面の隅角部と側面の中央部に集中していた。上面の隅角部に関しては、コンクリートが剥落している供試体もあった。これは、隅角部の上面鉄筋を破断させたためであると思われる。側面の中央部に生じたひび割れはフーチングを横断する方向に生じていた。本実験供試体は鉛直方向の鉄筋が少なく、膨張材によるはらみだしの影響が顕著に現れたものと考えられる。なお、側面の中央部に生じたひび割れは、特にせん断破壊先行型供試体のひび割れが甚大であった。これは、曲げ破壊先行型供試体と比べて、せん断破壊先行型供試体においてはせん断補強筋が少なかったためであると考えられる。



(a) フーチング上面

(b) フーチング側面

写真-4.2 模擬供試体のひび割れ状況 (Case AA1)



(a) フーチング上面

(b) フーチング側面

写真-4.3 模擬供試体のひび割れ状況 (Case AB1)

実橋や暴露実験のフーチングに生じたひび割れは、暴露条件によって差があるもののひび割れ本数が少なく、かつ、それぞれのひび割れの幅が大きい。一方、載荷実験用の供試体には微細なひび割れが多数生じており、ひび割れの密度は 10 m/m^2 以上と大きく、実際に ASR によって生じるひび割れとは性状が異なっていた。このため、実橋におけるひび割れ密度よりも大きくなったものと推察される。

載荷実験用の供試体の超音波の伝播特性の計測結果を図-4.6 に示す。超音波の伝播速度は $2500 \sim 3500 \text{ m/sec}$ であった。式-(4.2) により求められる初期値からの低下割合 ΔV は $-0.125 \sim -0.375$ であり、3章で述べた値とほぼ同程度であった。また、下段に比べて上段の速度が小さいことから、実橋や暴露実験の供試体と同様に、下段に比べて上段の損傷が著しい結果となった。

$$\Delta V = (V - V_0)/V_0 \quad (4.2)$$

ここに、

ΔV : 超音波伝播速度の低下割合

V : 損傷を模擬した供試体に対する超音波透過試験で計測された伝播速度

V_0 : 損傷が生じていない状態における超音波伝播速度（初期値）で、Case CA1, CB1 に対する計測結果

(c) 載荷実験用の実験供試体の ASR による損傷の模擬精度

以上から、ASR により模擬した損傷状況と実際の ASR による損傷状況の違いを比較すると、実験供試体では以下の点で実構造物の ASR による損傷を模擬できた。

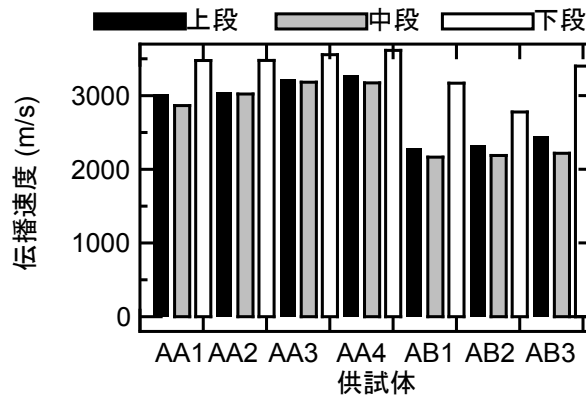


図-4.6 荷重実験供試体に対する超音波の伝播速度

- フーチングのひび割れ状況、超音波透過試験の結果から、フーチングの下側に比べて上側の損傷が激しい。また、側面には水平方向に横断するひび割れが生じた。
- 超音波透過試験による計測の結果、膨張完了時の計測値と初期値との割合は、ASR 暴露実験供試体とほぼ同程度であった。
- 実構造物、ASR を模擬した供試体ともに、鉄筋破断が生じた箇所あるいは鉄筋破断を模擬した箇所には、多くのひび割れが発生していた。

一方、下記の点においては模擬できなかった。

- 実構造物におけるひび割れは亀甲状のものが多い一方で、ASR を模擬した供試体は線状のひび割れが多数生じていた。また、ASR を模擬した供試体に生じたひび割れの密度は、実構造物に比べて非常に大きかった。

上記のように、本実験の供試体の損傷状況は、特にひび割れ性状について実構造物とは異なる。ただし、ひび割れの発生箇所や、上段・下段などの損傷程度の空間的な分布などは実構造物と同様であり、鉄筋の破断箇所も実構造物と同じである。そのため、荷重に対して抵抗しうる箇所、抵抗しえない箇所は実構造物と供試体で同じであると考えられ、荷重に対する抵抗メカニズムもほぼ同様であると期待される。以上より、本論文の目的である ASR による損傷を受けたフーチングの耐荷メカニズムを評価するという観点からは十分な精度で模擬できたと考えられることから、本実験においてはこれらの供試体を用いることとした。

4.1.5 供試体の設計結果と補修・補強の概要

(a) 基準供試体の詳細設計

基準供試体は、以下の条件を満たすような配筋・諸元とした。

1. 曲げ破壊先行型の Case CA1 においては、フーチングのせん断耐力 P_s がフーチングの曲げ耐力 (降伏曲げモーメント M_y) よりも大きく、フーチングの上面鉄筋の降伏が、せん断破壊よりも先に生じること。つまり、上面鉄筋が降伏するときの荷重レベル (フーチングの発

生曲げモーメントが降伏曲げモーメント M_y に達するときの荷重レベル) が、せん断破壊に至るときの荷重レベルよりも小さいこと。

2. せん断破壊先行型の Case CB1 においては、フーチングの曲げ耐力 (降伏曲げモーメント M_y) がフーチングのせん断耐力 P_s よりも大きく、フーチングのせん断破壊が上面鉄筋の全降伏よりも先に生じること。つまり、せん断破壊に至るときの荷重レベルが、上面鉄筋が降伏するときの荷重レベル (フーチングの発生曲げモーメントが降伏曲げモーメント M_y に達するときの荷重レベル) よりも小さいこと。

以下に具体の計算方法を示す。なお、設計計算は平成 14 年版道路橋示方書 III コンクリート橋編 (以下、H14 道示 III)⁹⁴⁾、H14 道示 IV⁹²⁾ に基づいて行った。また、特に断りのない限り、用いた物性値は規格値である。

供試体の降伏曲げモーメントは、H14 道示 IV 5.2.2 の記載に準じて、式-(4.7) により求めた^{92, 50)}。それぞれの物性値の意味と計算に用いた値は、表-4.5 の通りである。

$$M_y = \sigma_{sy} \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad (4.3)$$

$$j = z/d \quad (4.4)$$

$$z = d - x/3 \quad (4.5)$$

$$x = k \cdot d \quad (4.6)$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p_t + (n \cdot p_t)^2} - n \cdot p_t \quad (4.7)$$

表-4.5 供試体の降伏曲げモーメントの算出に用いた物性値の一覧

物理量	単位	耐力計算に用いた値			
		曲げ破壊先行型		せん断破壊先行型	
		下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
σ_{sy} 鉄筋の降伏応力度	N/mm ²	345			
A_s 鉄筋量	mm ²	1013.6	4584.0	4584.0	
d 有効高	mm	590			
x 圧縮縁から中立軸までの距離	mm	74.4	147.0	147.0	
k 中立軸比	-	0.126	0.249	0.249	
n 鉄筋とコンクリートの弾性係数比で E_s / E_c	-	8.51			
E_c コンクリートの弾性係数	N/mm ²	23500			
E_s 鉄筋の弾性係数	N/mm ²	200000			
p_t 鉄筋比 $A_s / (b \cdot d)$	-	0.00107	0.00486	0.00486	
b 断面幅	mm	1600			
M_y フーチングの降伏曲げモーメント	kN · m	197.4	855.6	855.6	

鉄筋量 A_s は、上面鉄筋、下面鉄筋の鉄筋断面積に鉄筋本数を乗じて求めた。すなわち、曲げ破壊先行型供試体については、D13 を 8 本配置した上面鉄筋の A_s は $126.7 \text{ mm}^2 \times 8 = 1013.6 \text{ mm}^2$ 、D19 を 16 本配置した下面鉄筋の A_s は $286.5 \text{ mm}^2 \times 16 = 4584.0 \text{ mm}^2$ である。せん断破壊先行型供試体については、上下面鉄筋ともに D19 を 16 本配置したため、 $A_s = 4584.0 \text{ mm}^2$ である。

供試体のせん断耐力は、H14 道示 IV 8.7.4 に準じて、式-(4.8) により求めた。それぞれの物性値の意味と計算に用いた値は、表-4.6 の通りである。

$$P_s = C_{dc} \cdot S_c + C_{ds} \cdot S_s \quad (4.8)$$

なお、既往の研究でも述べられているように、フーチングのせん断破壊には、上面引張に伴うせん断破壊^{95, 55)}と下面引張に伴うせん断破壊⁵⁰⁾の二つが想定されるため、以降では両者について示す。ただし、本供試体の場合は発生断面力は下面の方が大きいため、本小節の最後に述べるように、最終的には下面のせん断耐力に基づいて諸元や配筋を定めている。

表-4.6 供試体のせん断耐力の算出に用いた物性値の一覧

記号	記号が示す物理量	単位	耐力計算に用いた値			
			曲げ破壊先行型		せん断破壊先行型	
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
C_{dc}	せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数	-	3.949	2.454	3.949	2.454
S_c	コンクリートの負担するせん断耐力	N	455.9	274.9	455.9 (式-(4.10) により求める)	
C_{ds}	せん断スパン比による斜引張鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数	-	0.407	0.610	0.407	0.610
S_s	斜引張鉄筋の負担するせん断耐力	N	703.0		0	0 (式-(4.11) により求める)
P_s	フーチングのせん断耐力	N	2086.4	1103.5	1800.3	1118.8

なお、既往の研究でも述べられているように、フーチングのせん断破壊には、上面引張に伴うせん断破壊^{95, 55)}と下面引張に伴うせん断破壊⁵⁰⁾の二つが想定されるため、以降では両者について示す。ただし、本供試体の場合は発生断面力は下面の方が大きいため、後述するように、最終的には下面のせん断耐力に基づいて諸元や配筋を定めている。

C_{dc} については、H14 道示 IV では表-4.7 に示すように、せん断スパン比 a/d との関係を示した表の形で与えられている⁹²⁾。本研究においては、表-4.3 に示した本実験の基準供試体のせん断スパン比 a/d である 1.017 (下側引張時)、1.525 (上側引張時) の補正係数を H14 道示 IV の値を線形補間して求め、これらを C_{dc} とした。

C_{ds} は、H14 道示 IV 8.7.4 に準じて、式-(4.9) により求めた。

$$C_{ds} = \frac{a/d}{2.5} \leq 1.0 \quad (4.9)$$

ここに、 a/d はせん断スパン比で、表-4.3 に示した通りである。

表-4.7 H14 道示 IV におけるせん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 C_{dc}

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

コンクリートの負担するせん断耐力は、式-(4.10)に示す、H14 道示 IV 式 (5.2.1) により求めた。

$$S_c = C_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \quad (4.10)$$

ここに、式-4.10に示されている物性値の意味および、耐力計算に用いた値は、表-4.8に示す通りである。

表-4.8 コンクリートの負担するせん断耐力 S_c の算出に用いる物理量および値の一覧

記号	記号が示す物理量	単位	耐力計算に用いた値			
			曲げ破壊先行型		せん断破壊先行型	
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
C_c	荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	-	1			
C_e	部材断面の有効高 d に関する補正係数	-	1.234			
C_{pt}	軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数	-	1.186	0.715	1.186	
C_N	軸圧縮力に関する補正係数	-	1			
τ_c	コンクリートの平均せん断応力度	N/mm ²	0.33			

C_c および C_N は、フーチングの場合は 1 とするとされており⁹²⁾、本研究でもこの値に準じた。
 C_e および C_{pt} は、H14 道示 IV では表-4.9、表-4.10 に示すように、有効高 d もしくは軸方向引張鉄筋比 p_t の関係を示す表の形で与えられており、本研究ではこれらの表の値を線形補間して実験供試体相当の値を算出した。

表-4.9 H14 道示における部材断面の有効高 d に関する補正係数 C_e

有効高 d (mm)	300 以下	1000	3000	5000	10000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

表-4.10 H14 道示における軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 C_{pt}

軸方向引張鉄筋比 p_t %	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

斜引張鉄筋の負担するせん断耐力は、式-(4.11)に示す、H14 道示 IV 式 (5.2.1) により求めた。

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d(\sin \theta + \cos \theta)}{1.15s} \quad (4.11)$$

ここに、式-4.11に示されている物性値の意味および、耐力計算に用いた値は、表-4.11に示す通りである。

以上の結果、曲げ破壊先行型供試体、せん断破壊先行型供試体の耐力と、それらが発揮されるときの水平荷重の値は表-4.12の通りである。なお、せん断耐力については、曲げ破壊先行型供試体、せん断破壊先行型供試体ともに上面引張条件の場合の方が小さくなるものの、別途実施した解析により、発生断面力は押込側の杭からの反力の影響で下面のせん断力が大きくなると想定されたことから、上面引張条件でのせん断破壊よりも先に下面引張条件でのせん断破壊が生じると想定されたため、表-4.12には下面引張条件の値を示している。

表-4.11 斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 S_s の算出に用いる物理量および値の一覧

記号	記号が示す物理量	単位	耐力計算に用いた値			
			曲げ破壊先行型		せん断破壊先行型	
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
A_w	斜引張鉄筋（スターラップ）の断面積	mm ²	794.4		0	
σ_{sy}	斜引張鉄筋の降伏応力度	N/mm ²	345		0	
d	フーチングの有効高	mm	590			
θ	せん断補強筋が部材軸方向となす角度	°	90	90	-	-
s	せん断補強筋の部材軸方向の間隔	mm	200	200	-	-

表-4.12 供試体の耐力計算結果

(a) 曲げ破壊先行型供試体

右記の断面力が発生するとき作用する水平荷重 H kN	フーチング上面の発生曲げモーメント $M_y = 197$ kN·m	フーチング下面の発生せん断力 $P_s = 2086$ kN	柱下端の発生曲げモーメント $M_y = 1460$ kN·m
875 kN	197 kN·m	1168 kN	875 kN·m
1460 kN	410 kN·m	1748 kN	1460 kN·m
1800 kN	536 kN·m	2086 kN	1800 kN·m

(b) せん断破壊先行型供試体

右記の断面力が発生するとき作用する水平荷重 H kN	フーチング上面の発生曲げモーメント $M_y = 856$ kN·m	フーチング下面の発生せん断力 $P_s = 1800$ kN	柱下端の発生曲げモーメント $M_y = 1460$ kN·m
1460 kN	410 kN·m	1748 kN	1460 kN·m
1532 kN	436 kN·m	1800 kN	1532 kN·m
2684 kN	856 kN·m	2962 kN	2684 kN

四角で囲んだ部分が、設計上の降伏曲げモーメント、せん断耐力に達したことを示す。

(b) 補修の概要

本研究においては、補修工法としては上面コンクリートのはつりだし、破断部の鉄筋の継筋、ひび割れ充填剤の注入、上面のモルタル打設を行った。

構造物の補修のためのひび割れ充填剤としてはいくつ開発されている。本研究では、湿潤状態にある環境での付着性に優れているとされているセメント系の充填剤を用いることとした。充填剤は、フーチングの側面から注入した。注入完了は目視および注入量から判断し、充填剤が注入量からあふれる、もしくは注入量が増加しなくなる時点を注入完了とした。ただし、後述するように注入完了後にフーチングからコアを採取して確認したところ、かぶり部分程度までは充填剤が注入されていることが確認できた一方で、かぶりコンクリートよりも内部のコンクリートには充填剤が十分に注入されていないことが確認された。これは、4.1.4で述べたように本実験で用いた供試体に生じたひび割れ幅が小さく、全体的にひび割れが細かいこと、また、外部のひび割れと内部のひび割れがつながっていないことなどが要因と考えられる。本実験では、かぶりコンクリート部分程度が充填されたものとして、実験を実施した。

充填剤注入後、表面コンクリートを上面鉄筋の下側が露出する程度まではつり、破断した鉄筋

を重ね継手により継筋した後、モルタルを打設した。コンクリート打設後に内部のひずみを計測した結果、補修によって鉄筋に生じた引張りひずみは最大で 100μ 程度であり、補修における一連の施工により内部の応力・ひずみ状況に大きな変化は生じていないことを確認した。

(c) 炭素繊維シートの貼付けによる曲げ補強の概要と設計

本補強方法は、フーチング上面に炭素繊維シートを貼付け、フーチングに作用する曲げ荷重に対して鉄筋やコンクリートと一体となって抵抗させることで、フーチングの曲げ耐力の向上を期待する方法である。本実験に使用した炭素繊維シートに対して引張り試験を実施した結果を表-4.13に示す。載荷方向は一方向であるため、繊維方向が載荷方向に一致するように1枚のシートを柱下部（フーチング上面から300 mm 上方）からフーチング側面の下側まで接着剤で貼付けた（図-4.7 参照）。なお、目付量は 200 g/m^2 、設計厚さは 0.111 mm である。

表-4.13 炭素繊維シートの物性値

引張り強度 σ_{tu}	弾性係数 E	破断ひずみ ϵ_{tu}
4665 N/mm^2	$2.63 \times 10^5\text{ N/mm}^2$	1.74%

炭素繊維シートの枚数は、文献^{96, 97)}に記載されている連続シートを用いた RC 橋脚の断落とし部の補強方法を参考に、式-(4.12)により算出した。

$$\Delta M = A_f \cdot \sigma_f \cdot (7/8) \cdot d \tag{4.12}$$

ここに、

ΔM : 炭素繊維シートによる補強によって増加する降伏曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

A_f : 補強に必要となる炭素繊維シートの断面積 (mm^2) で、式-(4.13)により求める

σ_f : 炭素繊維シートの設計引張強度で、引張破壊強度（公称値で 3400 N/mm^2 ）の6割の 2040 N/mm^2 とする

d : 有効高で 650 (mm)

$$A_f = n_f \cdot t_f \cdot b_f \tag{4.13}$$

ここに、

n_f : 炭素繊維シートの枚数

t_f : 炭素繊維シートの厚さ (mm) で、 0.11

b_f : 炭素繊維シートの幅 (mm) で、 1600

炭素繊維シートを一枚張り付けたときの A_f は 176 mm^2 となり、これを式-(4.12)に代入すると、 ΔM は $204\text{ kN} \cdot \text{m}$ となる。したがって、炭素繊維シートの貼付けによって補強した供試体の曲げ耐力は、表-4.12に示す基準供試体の曲げ耐力である $197\text{ kN} \cdot \text{m}$ に ΔM を加算し、 $401\text{ kN} \cdot \text{m}$ となる。

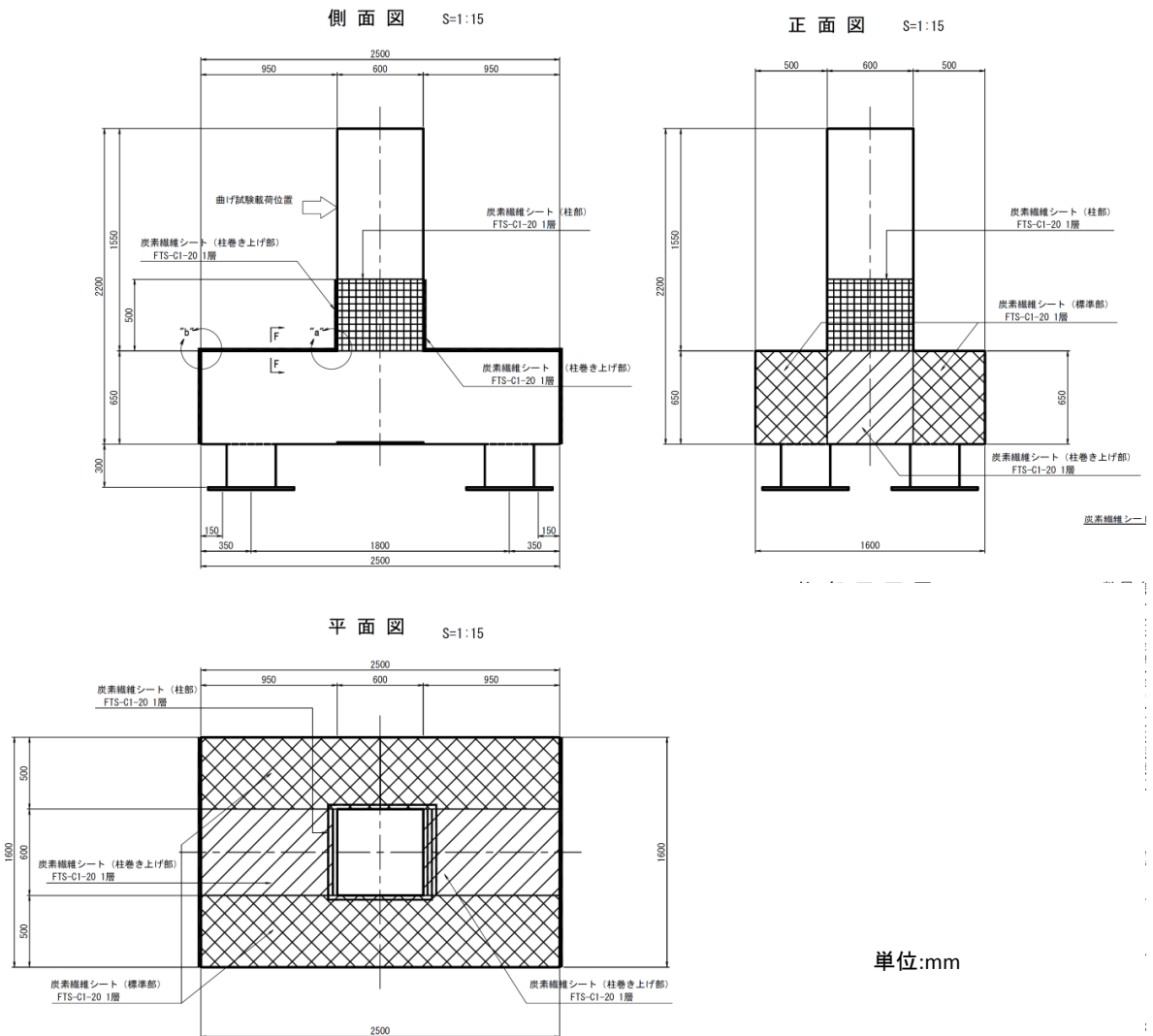


図-4.7 炭素繊維シート貼付けによる補強図 (Case AA3)

(d) 水平プレストレス導入による曲げ補強の概要と設計

本補強方法は、フーチングの荷重方向に貫通する掘削孔を設け、そこにプレストレス鋼材（以下、PC鋼材）を設置してプレストレスを導入する方法である。水平方向にプレストレスを導入することでコンクリートに付加的な圧縮力が作用し、荷重作用時にフーチング内部に発生する引張り応力度が減少することにより、フーチングの曲げ耐力の向上を期待する方法である。また、導入する鋼材が補強筋として抵抗する効果も考えられる。

鋼材の配置にあたっては、フーチングを掘削する必要があるものの、杭周辺には杭頭鉄筋が多数配筋されているために、掘削によって杭頭鉄筋を傷つける可能性や、杭頭接合部の剛結度を変化させる可能性がある。そのため、実橋において杭周辺に水平プレストレスを導入することは困難であると判断し、本実験では杭周辺ではなく杭間に配置することとした。具体的には、図-4.8に示すように、フーチングの上下縁から 160 mm の位置、フーチング中心から 110 mm の位置に

合計4本配置した。なお、プレストレスの導入量は一本当たり100 kNである。

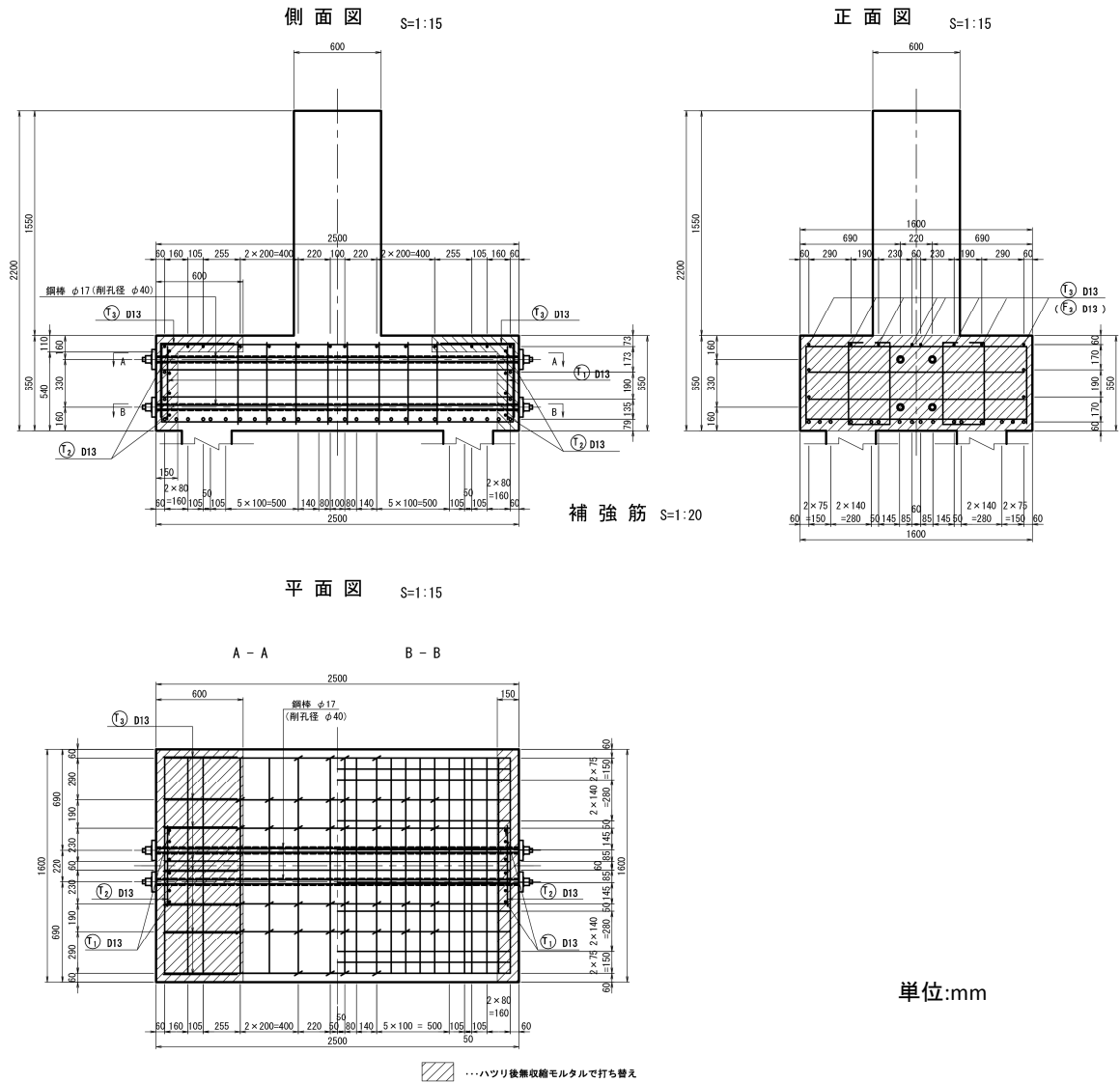


図-4.8 水平プレストレス鋼材導入による補強図 (Case AA4)

水平 PC 鋼材を導入により補強した場合のフーチングの曲げ耐力は、4.1.5(a) に示した基準供試体の曲げ耐力の算出方法と同様の方法で算出することとし、4本の水平 PC 鋼材により合計 400 kN の軸力が導入されていることから、これを軸力として考慮した。その結果、水平 PC 鋼材の導入により補強したフーチングの降伏曲げモーメントは 310 kN・m となる。

(e) 鉛直プレストレス導入によるせん断補強の概要と設計

本補強方法は、フーチングの上面から下面にかけて鉛直の掘削孔を設け、そこに PC 鋼材を設置してプレストレスを導入する方法である。本補強方法に期待される補強メカニズムは、水平 PC 鋼材と同様である。ただし、実橋においてはフーチング下面をあらわにして下面の表面で PC 鋼材を

固定することは難しい。そこで、本実験では鋼材先端をフーチング内部に定着させることでプレストレスを発揮すると考えられる方法を用いた。

図-4.9 に示すように、本実験では、1本あたり 100 kN の導入プレストレスを有する鉛直 PC 鋼材を 18 本配置した。

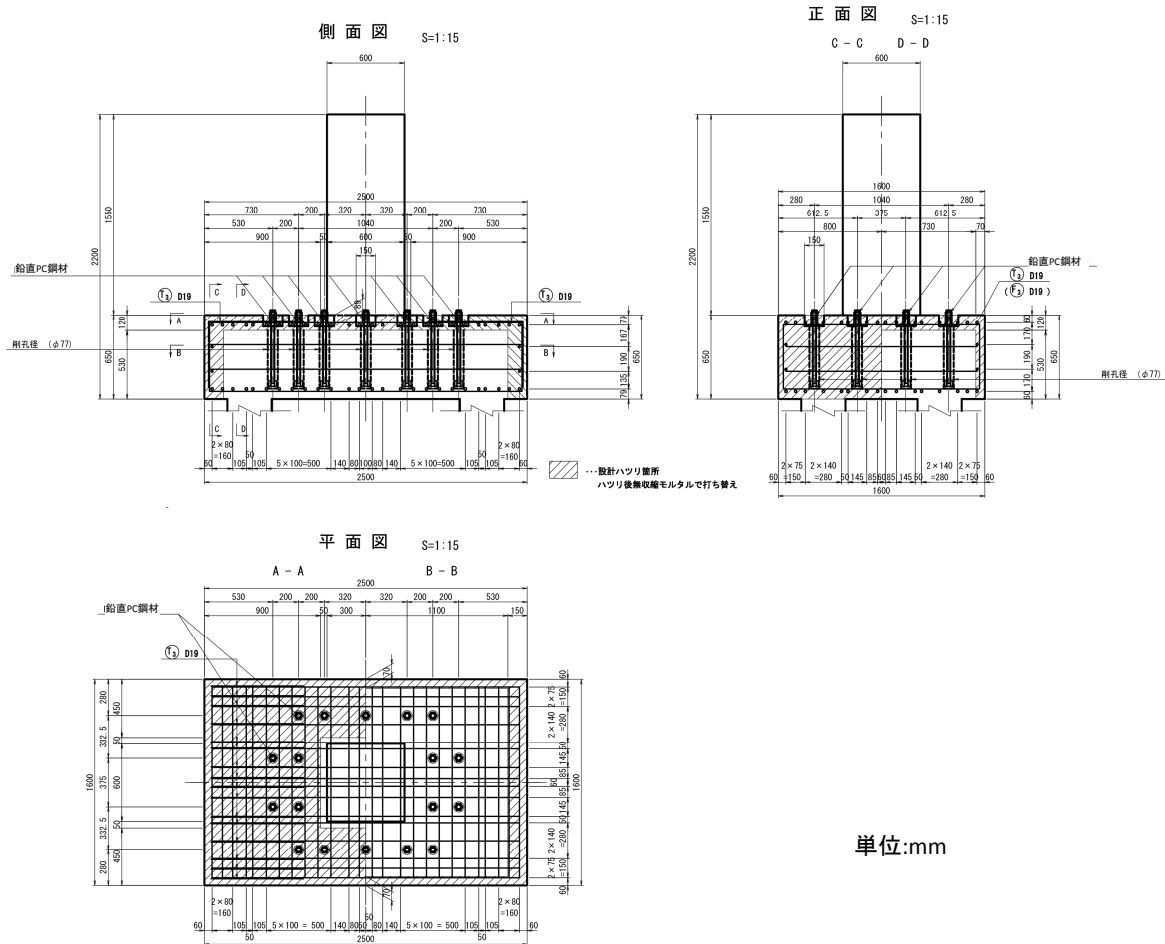


図-4.9 鉛直プレストレス鋼材導入による補強図 (Case AA4)

鉛直 PC 鋼材が負担するせん断耐力は、H14 道示 III⁹⁴⁾ に準じて次式により求めた。

$$S_p = S_{p1} \cdot \kappa_{pe} \cdot \sin \alpha \quad (4.14)$$

ここに、

S_p : 鉛直 PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (kN)

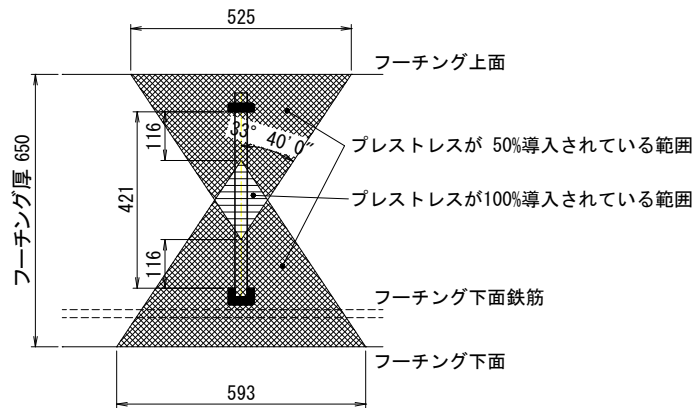
S_{p1} : 鉛直 PC 鋼材に導入したプレストレス量で本実験では
8 本 \times 100 kN = 800 kN である。

κ_{pe} : プレストレスの導入効果に関する補正係数

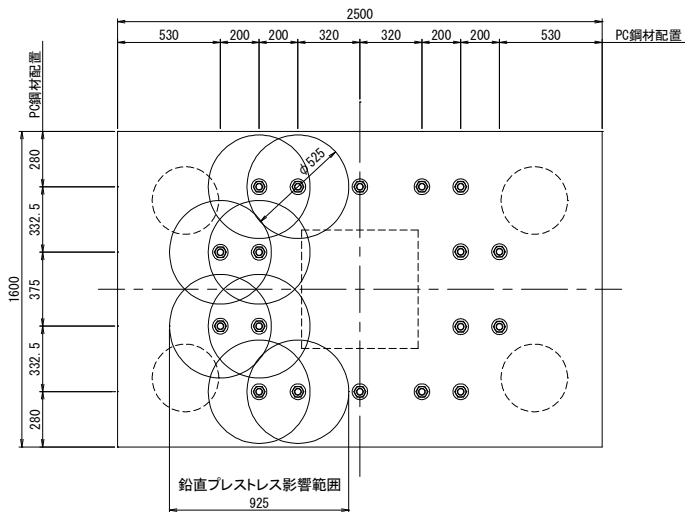
α : 鉛直 PC 鋼材が部材軸となす角度で 90°)

である。なお、H14 道示 III では、 S_{p1} は部材断面における鉛直 PC 鋼材の断面積 A_p (mm^2) と、部材断面における有効引張応力度 σ_{pe} (N/mm^2) の積として示されているものの、式-(4.15) では簡単のために S_{p1} として示している。

ここで、本実験では 1 本あたり 100 kN のプレストレスを導入したものの、本実験供試体の厚さは 650 mm であり、プレストレスの有効伝達長が確保できるだけの厚さが無いため、プレストレスの有効範囲や導入プレストレス量は規格値よりも小さい。そのため、製品開発時の試験結果などに基づいて、プレストレスの導入範囲 V_{PC} とプレストレスの有効範囲 V'_{PC} の比率 p_V 、および緊張力のうちフーチングに導入されるプレストレスの割合 p_p を図-4.10 のように仮定し、 p_V と p_p の積を補正係数 k_{pe} として乗じることとした。



(a) 1 本の鉛直 PC 鋼材のプレストレスの有効範囲 V'_{PC}



(b) 8 本の鉛直 PC 鋼材に導入されたプレストレスの影響範囲 V_{PC}

図-4.10 プレストレスの有効範囲および影響範囲の概念図

図-4.10(a) に示すように、プレストレスの有効範囲 V'_{PC} は鋼棒上下端から 116 mm の位置から円錐状の範囲とした。円錐の広がり角は、道示 III に準じて $33^\circ 44'$ とした。その結果、鉛直 PC 鋼材上下端から 116 mm の位置から円錐状に広がるプレストレスの有効範囲の体積 V'_{PC} は、 $V'_{PC} = \pi \cdot 525^2 / 4 \times 394 / 3 \times 2 = 56,860,864 \text{ mm}^3$ となる。一方、プレストレスの導入による影響

を受ける範囲 V_{PC} を、図-4.10 (b) に示したフーチング上下面においてプレストレスが生じる領域を包括する範囲とすると、 $V_{PC} = 925 \times 1600 \times 650 = 962,000,000 \text{ mm}^3$ となる。引張側には鉛直 PC 鋼材が 8 本配置されているため、プレストレスが影響する範囲 V_{PC} のうち、プレストレスの有効範囲 V'_{PC} の占める比率 p_V は、 $p_V = V'_{PC}/V_{PC} = 8 \times 56,860,864 / 962,000,000 = 0.47$ である。 p_p については、実験的に調べた事例はないものの、本文では 50% と仮定した。以上より、 κ_{pe} は、式-(4.15) により求められる。

$$\kappa_{pe} = p_V \times p_p = 0.47 \times 0.5 = 0.24 \quad (4.15)$$

として求められる。

最終的に、 S_p は、 $800 \times 0.24 \times \sin 90^\circ = 192 \text{ kN}$ として求められる。式-(4.8) に示した基準供試体のせん断耐力にこれを加えると、鉛直 PC 鋼材の導入によって補強した供試体のせん断耐力は、 $1800 + 192 = 1992 \text{ kN}$ となる。

(f) 補強効果の計算結果

以上の方法で補強した場合のフーチングの耐力計算結果を、表-4.14 に示す。なお、ASR による影響や補修による耐力の変化を定量的に評価することは難しいため、表-4.14 には、基準供試体に対して補強した場合の計算結果を示している。

表-4.14 補強した供試体の耐力計算結果

(a) Case AA3, AA4 の耐力計算結果

損傷イベント		設計値	損傷イベント発生時の作用荷重値 (kN)
フーチングの 降伏曲げ モーメント M_{fy}	Case CA1	197 kN·m	875
	Case AA3	401 kN·m	1437
	Case AA4	310 kN·m	1186
柱の降伏曲げモーメント M_{cy}		1460 kN·m	1460
フーチング下面のせん断耐力 P_s		2086 kN	1800

(b) Case AB3 の耐力計算結果

損傷イベント		設計値	損傷イベント発生時の作用荷重値 (kN)
フーチングの降伏曲げモーメント M_{fy}		856 kN·m	2684
柱の降伏曲げモーメント M_{cy}		1460 kN·m	1460
フーチング下面の せん断耐力 P_s	Case CB1	1800 kN	1532
	Case AB3	1992 kN	1706

表-4.12 に示したように、曲げ破壊先行型の基準供試体において想定される破壊順序は、フーチング上面に発生する曲げモーメントがフーチングの降伏曲げモーメントに達する、柱下端の発生曲げモーメントが柱の降伏曲げモーメントに達する、フーチング下面に発生する断面力がフーチングのせん断耐力に達するという順番である。また、せん断破壊先行型の基準供試体においては、フーチング下面に発生する断面力がフーチングのせん断耐力に達した後に、フーチング上面に発

生ずる曲げモーメントがフーチングの降伏曲げモーメントに達するという順番である。表-4.14に示す通り、いずれの補強を行った場合も、破壊順序は基準供試体と同じである。以上から、曲げ破壊先行型供試体については降伏曲げモーメントに達した時の荷重を、せん断破壊先行型供試体についてはせん断破壊時の荷重を比較することで、基準供試体に比べてどの程度の補強効果があったのかが確認できる。

4.1.6 計測概要

(a) 計測項目

計測項目は、載荷荷重および供試体のひずみ・変位である。なお、作用荷重は静的単調水平載荷であるため、鉄筋ひずみゲージは引張側となる面のみに設置している。具体的には、フーチング上面鉄筋には鉄筋上面側に、下面鉄筋には鉄筋下側にのみ取り付けており、それぞれの鉄筋の反対側には取り付けていない。また、炭素繊維シートやPC鋼材の導入によって補強した供試体に対しては、上記の基準供試体に対する計測以外に補強材にもひずみゲージを張り付けた。詳細な計測位置は、実験結果と合わせて示す。

(b) 計測方法

本実験における計測は二段階に分けて実施した。

一段階目の計測は、損傷を模擬した供試体に対し、ASRを模擬させるためにコンクリートに混合した膨張材によって鉄筋に生じたひずみを計測するものである。計測箇所は、載荷荷重作用時に最初に降伏ひずみに達すると考えられる柱の端部付近の上面鉄筋および下面鉄筋である。

二段階目の計測は載荷実験時に実施するものであり、柱部に作用させる水平荷重に対して生じるひずみを計測するものである。二段階目の計測対象は全ての計測機器である。

4.3以降に示す実験結果は、二段階目の計測結果である。ただし、上面鉄筋や下面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達するかどうかを判定する際には、載荷実験で生じたひずみに一段階目の計測結果を足し合わせたうえで判定している。

4.2 供試体の作製に用いた材料特性

4.2.1 材料試験結果

鉄筋に対しては引張試験(JIS Z 2241)を行った。鉄筋の材料試験結果を表-4.15に示す。供試体に用いた鉄筋は同一ロットの鉄筋から採取したものであるため、表-4.15に示す材料試験の結果は全ての供試体に反映させた。

表-4.15 鉄筋の材料試験結果

鉄筋の種類	鉄筋径	鉄筋断面積 (mm ²)	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ μ	引張り強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
SD345	D13	126.7	50.3	74.0	397.3	2051	584.1	193.7
	D16	198.6	76.5	119.3	385.2	2064	600.9	186.7
	D19	286.5	104.5	167.3	364.7	1870	584.1	195.0
	D25	506.7	205.3	301.5	405.2	2089	595.0	194.0
	D32	794.2	296.0	442.3	372.7	1895	557.0	196.7

コンクリートに対しては圧縮強度試験 (JIS A 1108)、引張強度試験 (JIS A 1113) を行った。柱部のコンクリートに使用した材料、施工方法は、全供試体で共通である。柱部のコンクリートの材料試験結果を表-4.16 に示す。試験の結果、設計基準強度 21 N/mm² に対し、27.8 N/mm² の圧縮強度が得られた。

表-4.16 柱部のコンクリートに対する試験結果

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
No. C1	27.1	21.4	0.165	2.0	176
No. C2	27.3	22.0	0.152	2.1	363
No. C3	28.2	24.0	0.181	2.0	344
平均	27.8	23.0	0.166	2.07	

フーチングのコンクリートについては、ASR を模擬していない基準供試体 (Case CA1, CB1) と基準供試体以外 (Case AA1, AA2, AA3, AA4, AB1, AB2, AB3) でコンクリートが異なるため、下記の通り、コンクリートの物性の評価方法を変えている。

基準供試体のフーチングには普通コンクリートを打設していることから、柱部と同様に、テストピース ($\phi 100 \times 200$ mm) を用いて圧縮強度試験 (JIS A 1108)、引張強度試験 (JIS A 1113) を実施した。試験結果を表-4.17 に示す。

表-4.17 基準供試体のフーチングコンクリートの試験結果

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
No. 1	30.4	24.4	0.169	2.0	176
No. 2	31.8	24.0	0.175	2.3	192
No. 3	34.9	24.1	0.168	2.2	358
平均	32.4	24.2	0.171	2.2	

基準供試体以外のフーチング部のコンクリートには ASR を模擬するために膨張材を混入させており、この物性を評価するために柱部と同様に JIS 規格に基づいて作製した供試体を用いた試験と、実験終了後の実験供試体の中で比較的ひび割れが少ない箇所から直接コアボーリングを行って採取した試験体 ($\phi 70 \times 150$ mm) に対して、圧縮強度試験 (JIS A 1108) と直接引張試験を行った。JIS 規格に基づいて作製した供試体の材齢 28 日時点における試験の結果、圧縮強度は 3 N/mm² 程度であり、設計基準強度 21 N/mm² の 1/7 程度であった。一方、コアボーリングによって採取した試料に対する試験結果は表-4.18 に示す通りであり、その結果、平均で 17.5 N/mm² の圧縮強度、14.1 kN/mm² の弾性係数が得られた。なお、コアボーリングによって採取した試料に対する試験

実施日は載荷実験日である。

図-3.12 で述べたように、ASR による圧縮強度の低下程度は大きくなく、上記のように 1/7 にまで低下することはないと考えられる。膨張材を混入したコンクリートを用いて JIS 規格に基づいて作製した供試体のような小さい供試体を作製した場合、膨張材によるひび割れの影響やテストピース作成容器の拘束力の影響などがコンクリートの材料特性に与える影響は明らかでなく、フーチングのような大きな部材中のコンクリートとは物性値が大きく異なる可能性がある。以上から、実際の供試体の圧縮強度は、コアボーリングによって採取した試料に対する試験結果で得られた、 17.5 N/mm^2 程度であると考えられる。

表-4.18 ASR を模擬したフーチングコンクリートの試験結果

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
Case AA1	21.3	17.9	0.152	1.5	183
Caes AB1	14.6	13.7	0.162	1.5	195
Case AB3	20.4	14.49	0.166	0.7	351
平均	17.5	14.1	0.164	1.06	

補強材に対する材料試験結果を、表-4.19 に示す。補強に使用した材料のうち、炭素繊維シートに対しては引張強度試験 (JIS A 1191) を実施した。鉛直方向・水平方向の PC 鋼材については製造者が実施した引張り試験の結果を示している。

表-4.19 各補強材の材料試験結果

(a) 炭素繊維シート (Case AA3)

繊維目付 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	引張弾性率	破断ひずみ (kN/mm ²)
200	0.111	4627	259.3	1.79

(b) PC 鋼材 (Case AA4, AB3)

	公称断面積 (mm ²)	耐力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
水平 PC 鋼棒 $\phi 17$ (Case AA4)	227.0	1035	7096	1330	203
鉛直 PC 鋼棒 (Case AB3)	287.3	1114	7570	1163	200

4.2.2 材料試験結果を踏まえた供試体の諸元の見直し

4.1.5 に示した各ケースの耐力計算値は、供試体の諸元や配筋量を決めるために供試体作製前に算出したものであるため、本節で述べた材料の実強度は用いていない。ただし、本節に述べた材料の実強度を用いたとしても、表-4.12 や表-4.14 に述べた柱の降伏曲げモーメント、フーチングの曲げモーメント、フーチングのせん断耐力の大小関係は変わらず、想定通りの順番で損傷が進展すると考えられたため、鉄筋量や諸元を変更せず、当初の設計結果に基づいて供試体を作製した。