

ASR を生じたコンクリート構造物の
劣化予測と構造性能評価に関する研究

上 田 尚 史

ASR を生じたコンクリート構造物の
劣化予測と構造性能評価に関する研究

Study on Damage Prediction and Structural Performance Evaluation of
Concrete Structures Deteriorated by Alkali Silica Reaction

2011 年 8 月

上 田 尚 史

Abstract

Recently, many Reinforced Concrete (RC) and Prestressed Concrete (PC) structures such as bridge piers and girders of the highway, damaged by Alkali Silica Reaction (ASR) have been observed in Japan. In these structures, many cracks are detected that would cause the deterioration of the mechanical properties of concrete such as stiffness and strength. Moreover, in latter half of 1990's, fractures in reinforcing bar were found, which may influence to structural safety directly. Therefore, the verification of the structural safety and the evaluation of structural performance changing of ASR damaged structure have been required. On the other hand, since infrastructures such as RC and PC structures should be sustain to use even though these concrete structures deteriorate gradually, accurate damage predictions due to ASR are required in order to maintain RC and PC structures reasonably. In order to achieve these requirements, following four investigations were conducted in this study.

- (1) Development of ASR expansion model for RC and PC structure
- (2) Combination ASR expansion analysis and loading analysis
- (3) Evaluation of structural safety of RC structures with fractured stirrups
- (4) Evaluation of expansive behavior of RC structures retrofitted by various strengthening method

The expansion model of concrete due to ASR was proposed basing on the damage theory and introduced to the three dimensional finite element method. By comparing with the uni-axial restrained experiments, the expansion strains due to ASR, which depend on the difference of the reinforcement restraint, were predicted accurately. The proposed model was applied to the ASR damaged specimens reinforced in multi-axial directions with different reinforcement ratio in order to evaluate the concrete expansion and strain localizations near the bent corner of reinforcement. Then, by comparing with experimental results, it was confirmed that the proposed model was effective in predicting the ASR damages of RC structures. Moreover, for PC structure, active creep deformation caused by prestress was considered independently. Proposed expansion model can also predict the expansive behavior of PC beam accurately.

In order to evaluate the structural performance of RC and PC structures deteriorated by ASR, ASR damage have to be considered properly in loading analysis. Then, ASR expansion analysis and loading analysis were combined. In the analytical method, for satisfying the consistency of constitutive model between ASR expansion analysis and loading analysis, loading analysis were conducted as initial stress and strain problem. In the method, ASR damages of concrete were considered by considering the deterioration of material properties and initial crack in loading analysis. Compressive strength, Young's modulus and tensile strength were decreased with increase of the expansive strain. Strain at peak stress was also changed in order to keep the consistency of stress-strain relationship in compressive region. The deterioration of the

material properties were considered in three directions of principal strain independently in each gauss point. Initial cracks were considered by fixing the coordinate system to the principal stress direction obtained from the ASR expansion analysis since a constitutive model in loading analysis was based on the fixed crack model. Initial crack width was also considered in order to deteriorate shear transfer resistance.

By using the analytical method, structural performance of ASR damaged RC and PC structures were evaluated. Although chemical prestress introduced by ASR expansion had a good effect on the flexural stiffness, the structural performance of ASR damaged structures were much affected by the deterioration of material properties. Therefore, in these structures, both the initial flexural stiffness and the load carrying capacity were decreased due to the deterioration of the material properties, especially compressive strength and Young's modulus. Proposed analytical method was effective to evaluate the structural performance since the method can be considered the initial stress and strain due to ASR expansion considering the restraint effect and the influence of anisotropy of the material property and the initial crack.

The analytical method was adopted to evaluate ASR damage in real structures. Damage distribution in real structures were reasonably predicted. Many cracks occurred significantly at the region where restrain by reinforcement and prestress were weak. Moreover, the structural performance of ASR damaged real structures were also evaluated and the initial stiffness and the load carrying capacity of these structures were decreased depending on the deterioration of the material properties which localized on some region in the real structures. The decreasing of the initial stiffness and the load carrying capacity are different for each structures since ASR damage in the real structures were depending on the differences of the structural details such as reinforcement ratio and magnitude of prestress.

The shear behavior and the shear load carrying capacity of the RC beams with stirrups fractured near the bent corner, which exhibits either diagonal tension failure or shear compression one, were evaluated by modeling the bond deterioration in Finite Element (FE) analysis focusing on the location of fractured stirrups. FE analysis gave us detailed information about the relationship between the several factors and the shear failure behavior of RC beams. In diagonal tension failure, bond deterioration in stirrups around the supports in tension side strongly affects the global response of the beams. In shear compression failure, bond deterioration in stirrups near both the supports in tension side and loading point in compression side, however, affects the response of the beams mainly.

The analytical evaluation was conducted in order to propose the evaluation method which enable to evaluate the mitigation effect simply resulting from various retrofitting methods for ASR expansion, by means of the parallel spring method. It was confirmed that the stress in concrete and expansive strain have relationship thorough the retrofitting ratio and by using this relationship, prediction of ASR expansion after retrofitting could be made easily. It was quantitatively shown that the preferred methods of restraint for ASR expansion were the overlay method with high stiffness material and the restraint method by introducing axial force such as PC confined method.

目 次

Abstract	i
第 1 章 序論	1
1.1 緒言	1
1.2 ASR 問題に関する歴史的経緯	1
1.2.1 国内の動向	1
1.2.2 海外の動向	2
1.3 ASR に関する既往の研究	3
1.3.1 ASR 膨張挙動の評価ならびに予測に関する既往の研究	4
1.3.2 ASR 劣化コンクリート構造部材の構造性能に関する既往の研究	5
1.3.3 鉄筋破断の影響評価に関する既往の研究	7
1.3.4 補強による ASR 膨張の抑制に関する既往の研究	8
1.4 本論文の目的	9
1.5 本論文の構成	11
第 2 章 ASR 膨張モデルの開発と適用性の検証	17
2.1 緒言	17
2.2 膨張予測モデルの開発	18
2.2.1 鋼材により拘束された部材の ASR 膨張	18
2.2.2 一軸膨張予測モデルの開発	19
2.3 ASR 膨張モデルの有限要素法への適用	25
2.3.1 3次元応力場における膨張予測モデル	25
2.3.2 鉄筋モデルと付着特性	26
2.4 有限要素解析による一軸拘束供試体の膨張挙動評価	27
2.5 多軸方向に配筋された RC 部材の膨張挙動評価	29
2.5.1 実験供試体概要	29
2.5.2 解析概要	31
2.5.3 コンクリート表面における膨張ひずみの評価	32
2.5.4 ASR 膨張により生じる内部応力の評価	35
2.5.5 鉄筋に生じるひずみの評価	36
2.6 まとめ	40
第 3 章 ASR 劣化した RC 部材の構造性能評価	43

3.1	緒言	43
3.2	ASR 膨張による初期ひずみ・初期応力状態を考慮した荷重作用解析手法	44
3.2.1	荷重作用解析におけるコンクリートの構成モデル	44
3.2.2	鉄筋モデルと付着特性	45
3.2.3	ASR 膨張解析と荷重作用解析の統合	45
3.2.4	ASR 劣化コンクリートのモデル化	46
3.3	ASR 劣化した RC はりの構造性能評価	49
3.3.1	解析対象	49
3.3.2	ASR 膨張解析による RC はりの膨張性状の評価	50
3.3.3	ASR 劣化した RC はりの構造性能評価	52
3.4	ASR 劣化した RC スラブの構造性能評価	57
3.4.1	解析対象ならびに解析モデル	57
3.4.2	RC スラブの ASR 膨張挙動評価	58
3.4.3	荷重作用解析による ASR 劣化した RC スラブの構造性能評価	60
3.5	まとめ	62
第 4 章	ASR 劣化した PC 部材の構造性能評価	65
4.1	緒言	65
4.2	クリープ変形を考慮した ASR 膨張モデル	65
4.3	ASR 膨張を生じた小型 PC はり部材の構造性能評価	66
4.3.1	解析対象	66
4.3.2	解析概要	68
4.3.3	ASR 膨張挙動の評価	68
4.3.4	ASR 劣化を考慮した PC はりの構造性能評価	71
4.4	ASR 膨張を生じた大型 PC はり部材の構造性能評価	74
4.4.1	解析対象	74
4.4.2	解析モデル	76
4.4.3	ASR 膨張解析によるはり供試体の ASR 損傷評価	78
4.4.4	ASR 劣化した PC はりの曲げ挙動評価解析	80
4.5	まとめ	85
第 5 章	実構造物を対象とした ASR 膨張性状評価と耐荷力照査	87
5.1	緒言	87
5.2	解析対象とひび割れ性状	87
5.2.1	A 橋脚の場合	87

5.2.2 B 橋脚の場合	87
5.3 解析概要	90
5.4 膨張ひずみによる損傷評価	91
5.4.1 A 橋脚を対象とした損傷評価	91
5.4.2 B 橋脚を対象とした損傷評価	92
5.4.3 ひび割れ性状と ASR 膨張に関する考察	93
5.4.4 断面内の ASR 膨張性状	93
5.5 ASR 劣化した実構造物の耐荷力照査	95
5.6 まとめ	100
第 6 章 せん断補強筋の定着不良が	
RC はりのせん断挙動に及ぼす影響評価	102
6.1 緒言	102
6.2 解析手法の妥当性の検証	102
6.2.1 せん断補強筋の効果の解析的評価	102
6.2.2 定着不良のモデル化の妥当性	104
6.3 斜め引張破壊するはりにおけるせん断補強筋定着不良の影響評価	105
6.3.1 引張側曲げ加工部定着不良の影響評価	105
6.3.2 圧縮側および両側（引張・圧縮）曲げ加工部定着不良の影響評価	109
6.3.3 供試体寸法の違いによる影響評価	109
6.4 せん断圧縮破壊するはりにおけるせん断補強筋定着不良の影響評価	111
6.4.1 供試体寸法の違いによる影響評価	111
6.4.2 圧縮側曲げ加工部定着不良の影響評価	114
6.4.3 両側（引張・圧縮）曲げ加工部定着不良の影響評価	117
6.4.4 供試体寸法の違いによる影響評価	119
6.5 実構造物への適用	120
6.5.1 解析対象の構造物	120
6.5.2 解析モデル	121
6.5.3 解析結果	121
6.6 まとめ	122
第 7 章 補強による ASR 膨張抑制効果の解析的評価	
7.1 緒言	125
7.2 ASR 劣化した RC 柱の補強後の	
膨張挙動評価に対する ASR 膨張モデルの適用性の検討	125

7.2.1	解析対象	125
7.2.2	RC 供試体の膨張挙動の評価	127
7.2.3	補強後の膨張挙動評価への ASR 膨張モデルの適用性	129
7.3	補強による膨張抑制効果の統一的評価	132
7.3.1	並列バネの妥当性の検討	133
7.3.2	拘束による膨張抑制効果の検討	133
7.3.3	力による膨張抑制効果の検討	138
7.3.4	補強時の ASR 劣化の違いによる膨張抑制効果	140
7.4	膨張抑制効果の統一的な評価方法の検討	141
7.4.1	各種補強における膨張ひずみとコンクリートに作用する応力の関係	141
7.4.2	簡易な膨張ひずみの予測方法の例	144
7.4.3	簡易予測方法の利用法に関する一考察	147
7.5	まとめ	148
第 8 章	結論	150
	謝辞	154

第1章 序論

1.1 緒言

コンクリートは主要な建設材料の1つであり、鉄筋コンクリート（以下、RC）あるいはプレストレストコンクリート（以下、PC）構造は、様々な社会基盤構造物に利用されている。とりわけ、鉄道や道路等の経済活動の基幹を担う交通施設や、ダムや原子力発電所関連施設等のエネルギー関連施設など、重要な構造物で利用される場合が多い。そのため、コンクリート構造物の耐久性、耐震性の問題に対しては、材料レベルから構造レベルまで様々な観点から多数の検討が行われてきている。

一方、近年コンクリートの早期劣化が問題となっている。コンクリートの劣化は、コンクリート構造物の耐久性・安全性に対して非常に大きな影響を与えるため、劣化要因の究明と対策を適切に行うことが肝要である。コンクリートの劣化要因の一つにアルカリシリカ反応（以下、ASR）がある。ASRは、骨材中のある種の鉱物とコンクリート中のアルカリからなる細孔溶液との間の化学反応であり、ASRにより生成されたゲルの吸水に伴いコンクリート内部において局所的な膨張が生じ、その結果コンクリート表面に多数のひび割れが生じる^{1), 2)}。コンクリートのひび割れはコンクリート構造物の力学特性を変化させるとともに耐久性の低下を引き起こすため、ASR劣化した構造物においては、その安全性や維持管理手法について十分に検討されなければならない³⁾。そのためには、現状のASR劣化の状況と残存耐荷力を評価するとともに、将来にわたるASR劣化の進展予測とその劣化が構造性能に及ぼす影響を適切に評価する必要がある。

1.2 ASR 問題に関する歴史的経緯

1.2.1 国内の動向

ASRによるコンクリート構造物の劣化は、1930年代にアメリカ合衆国（米国）において初めて報告された。その後、1940年にStanton⁴⁾がASRの存在を発表して以来、米国では橋脚、海岸擁壁をはじめとした様々な構造物においてASRによる劣化が確認された。それに伴い、各種の検討が行われ、ASRに関する試験法が確立されることとなった^{5), 6)}。

我が国においては、1951年に山形県で被害事例が報告されたのが最初である⁷⁾。その後、数

年間は ASR 劣化が報告された事例はほとんど無く、当初は ASR に関する研究は広く行われることはなかった。しかし、1982 年に阪神高速道路の橋脚において ASR 劣化が確認されたのを契機として全国的な調査が行われた結果、国内の至る所で ASR 劣化の事例が確認された^{8), 9)}。それに伴い、我が国においても ASR に関する各種の調査・研究が盛んに行なわれるようになった。様々な機関において、骨材の実態調査や劣化メカニズムの解明、反応抑制や劣化予防の方法、補修方法等、広範な研究が行われた^{8), 9), 10), 11), 12)}。

主に ASR の抑制に対する方策が検討され、その成果が順次まとめられた。骨材のアルカリシリカ反応性試験法として化学法やモルタルバー法等の各種試験方法が規格化されるとともに、無害骨材の使用、混合セメントの使用、アルカリ総量規制等の抑制対策が定められた。また、ASR 劣化した構造物に対しては、表面被覆材等の利用により、外部からの水分を遮断することで、ASR の進行を抑える試みが行われた。しかし近年、ASR 抑制対策が施された構造物においても ASR が発生する事例や、ASR 劣化後の補修した構造物において再劣化する事例が報告されるなど、現在に至るまで ASR を完全に停止あるいは抑制する方法は明確になっていない。

一方、ASR 劣化したコンクリート構造物の安全性の検討についても、同時期に多数行われた。主に実験的な検討が行われ、膨張量が大きいほどコンクリートの強度や弾性係数が低下することや、鉄筋拘束により膨張が抑制できること等の知見が蓄積された^{13), 14), 15)}。また、ASR 劣化した RC はりや RC 柱等の実験により部材レベルの検討も行われた^{16), 17), 18)}。多くの実験の結果から、RC 部材においては鉄筋により膨張が拘束されることで導入されるケミカルプレストレスの影響により、耐荷力は必ずしも低下しないことが確認された。ただし、前述したように ASR の進行を完全に停止させることは困難であるため、劣化がさらに進行し過大な膨張が生じた場合の構造性能の変化については必ずしも明確とはなっていない。また、1990 年代後半には、コンクリートの過大な膨張により構造物中の鉄筋が破断する事例が報告され、鉄筋破断のメカニズムや鉄筋破断した構造物の安全性の照査に対する研究が活発に行われるようになった。鉄筋の破断は、設計の前提となる構造細目に変化するため、安全性を評価するための手法が検討されるとともに、鉄筋破断を模擬した部材実験が多数行われることとなった。しかし、ASR による劣化は経時的なものであるため、実験的なアプローチのみでは十分な検討は困難であり、必ずしも定量的な評価は行われていないのが現状である。

1.2.2 海外の動向

前述のように、1940 年、米国の Stanton によって ASR は初めて報告された⁴⁾。米国以外においても、1960 年までにカナダや英国など欧米をはじめとした諸外国において ASR 劣化が報告された¹⁹⁾。ASR が発見された後の米国における初期の研究は、反応性骨材の判定法や、モルタルやコンクリートの膨張試験などが行われ、ASR の防止を目的としたものであった。岩石学的手法による劣化コンクリート内部組織に関する研究や、急速化学的試験法の開発および ASR の

メカニズムに関する研究が中心であり、前述のように ASTM C227⁵⁾と ASTM C289⁶⁾の確立などの成果が挙げられた。

1970年代には、欧米諸国において ASR 劣化した構造物が多数報告されることとなり、ASR に関する研究が再び活発となった。その主な理由としては、低アルカリセメントの入手が困難となったこと、従来は非反応性となっていた骨材による ASR が明らかとなったこと、新たな地域においてコンクリート構造物の早期劣化が見られたことなどが挙げられる。この時期においては、ASR のメカニズムを解明することを試みた研究が多数行われ、ASR によるコンクリートの劣化過程は、化学反応によるゲルの形成過程と、ゲルの吸水による膨張過程の2つからなるという考え方が Diamond ら²⁰⁾により提案されるなどした。

一方、ASR 劣化したコンクリートの圧縮強度や弾性係数を対象とした研究^{21), 22), 23)}や、ASR 劣化したコンクリート中の鉄筋の付着強度試験²⁴⁾、ASR 劣化した RC 部材の構造性能の変化を検討した研究^{25), 26)}も行われており、知見が蓄積されている。

その他、ASR が報告されている欧米以外の国としては、オーストラリア、ニュージーランド、南アフリカ、インドなどが挙げられる²⁷⁾。また、近年ではタイ国においても ASR 劣化が報告されており、ASR 対策に関心が寄せられている。

1.3 ASR に関する既往の研究

ASR を対象とした研究は、前述のようにこれまで精力的に行われているが、対象とするスケールや現象により大別すると以下の3つに分類することができる。(1)材料的な視点から、化学反応と膨張量の関係など ASR のメカニズムを対象とするもの¹¹⁾、(2)力学的な視点から、ASR 膨張挙動の評価や膨張量とコンクリートの力学性能の関係の把握を目的としたもの^{13), 15), 28)}、(3)構造的な視点から、ASR 劣化したコンクリート部材の力学挙動の変化に着目したもの^{16), 17), 18), 29)}、である。これらの研究からは、いずれも重要な知見が得られているものの、それぞれ個別に検討されている場合が多く、統一して評価されていないのが現状である。しかし、ASR 劣化したコンクリート構造物の安全性を評価するためには、上記の研究を有機的に関連付けることが望ましいと思われる。とりわけ、ASR により構造物に生じる劣化の評価と、その劣化が構造物の挙動にどの程度影響を及ぼすかを検討する上では、上記(2)と(3)を関連付けることが望ましい。また、ASR 劣化した構造物の将来に亘る劣化進行を低減するためには、ASR の進行を抑制する必要がある。前節で述べたように、材料的な視点に基づいた方法（水の遮断や混和材の使用等）では、必ずしも ASR の進行を抑制することはできないことから、力学的な視点に基づいた方法（補強材の利用）により膨張を抑制するといった考え方も重要であると思われる。

そこで、力学的な視点、構造的な視点に立ち、ASR 膨張挙動の評価ならびに予測に関する研究、ASR 劣化したコンクリート構造部材の構造性能に関する研究、鉄筋破断の影響評価に関す

る研究，補強による ASR 膨張の抑制に関する研究に着目し，それぞれ既往の研究について概説する．

1.3.1 ASR 膨張挙動の評価ならびに予測に関する既往の研究

ASR の膨張は，一般的に ASR ゲルの吸水膨張が原因であると考えられている．しかし，ASR ゲルが持つ潜在的な膨張量は不明であるとともに，コンクリートとしての膨張量においてはペシマム等の影響を受けるため，膨張挙動を事前に予測することは困難である．魚本ら³⁰⁾は，化学反応速度論に基づいて ASR の進行を予測するモデルを提案し膨張挙動の評価を試みている．提案したモデルにおいて反応性骨材の表面積を考慮することで，ペシマム現象を含むモルタルバーの挙動を説明できるとしている．また，提案したモデルを用いた検討により，微粉混和材の膨張抑制のメカニズムや抑制効果について考察している．化学反応と膨張挙動を関連付けたモデルとして非常に有益なモデルであるが，対象はモルタルバーにとどまっており，実構造物への適用性は不明である．川村ら³¹⁾は，ASR ゲルに生じる膨張圧を測定することで，ASR による自由膨張量の評価を試みている．ASR ゲルの生成量やゲルの化学組成を推定し，膨張圧との関係を考察している．その結果，膨張圧と膨張量の経時変化は相関関係にあること，膨張圧と ASR ゲル量は比例関係にあること，ならびに膨張量と膨張圧はほぼ同様のペシマム曲線を示すことを明らかにしている．また，それらの結果を基に，実構造物の劣化性状について考察を行っているが，定量的な評価は行われておらず，あくまでも推定の域を出ていない．

また，ASR 膨張挙動の評価をさらに困難にしていることとして，拘束下の ASR 膨張挙動が挙げられる．すなわち，ASR 膨張は拘束が大きくなるほど膨張が小さくなるの特徴を有している．矢村ら³²⁾は，拘束の程度が異なる一軸拘束試験体（拘束鋼材比 0.71%，1.27%および 1.99%）を用いた ASR 膨張試験を行い，拘束の程度と膨張量の関係を検討している．拘束が無い供試体の膨張量が 3000 μ 程度であったのに対して，一軸拘束試験体では，拘束鋼材比が最小の 0.71% の供試体であっても膨張量は 1000 μ 程度と自由膨張量の約 1/3 であった．また，小柳ら³³⁾は，比較的拘束が小さな一軸拘束試験体（拘束鋼材比 0.07%，0.14%，0.40%，0.90%）を対象とした ASR 膨張試験を行っている．拘束が無い供試体の膨張量は 7000 μ 程度であり，拘束鋼材比 0.07%，0.14% の供試体では鋼材の降伏が確認されている．しかし，鋼材が降伏した後においても膨張の抑制効果は継続する傾向にあり，僅かな拘束で膨張が抑制される挙動が確認されている．土木学会コンクリート委員会・アルカリ骨材反応対策小委員会³⁾では，既往の実験結果を整理することで，拘束鋼材下の ASR 膨張挙動の特徴を検討している．実験結果にはばらつきが見られるものの，拘束鋼材比の増加とともにおよそ指数関数的に膨張ひずみが低下する傾向にあることを指摘している．

また，多軸拘束状態下の ASR 膨張挙動を検討した研究も行われている．鳥居ら³⁴⁾および中島ら³⁵⁾は，橋脚のフーチングを模擬した供試体を作製し，上下の鉄筋比を変化させた場合の膨

張性状について検討を行っている。その結果、ASR 膨張量は鉄筋比の小さい方向へ卓越することが観察され、ASR 膨張挙動は方向性を持っていること、ならびに ASR 膨張は拘束が小さい方向へ卓越する性質があると考察している。澤部ら³⁶⁾は、中島らの実験を対象とした膨張予測解析を行い、等方的な膨張を仮定した場合には、実現象と同様の膨張挙動を再現できないこと、ならびに内部応力状態に依存した膨張予測モデルが必要であることを言及している。

実構造物の劣化性状を評価することを目的として、有限要素解析によるひび割れ解析も行われている。岡田ら³⁷⁾は、ASR 劣化した実構造物を対象としてひび割れ性状の解析的な検討を行い、部材内部の水分分布に依存した膨張量を仮定し断面の内外の膨張量の差を考慮することで、実際のひび割れ性状を評価することができるとしている。また、岡ら³⁸⁾は膨張要素と非膨張要素を組み込んだ解析モデルを提案し、コンクリート構造物のひび割れ性状の予測を行っている。ASR 劣化した橋台のひび割れ性状やひび割れ幅と比較することで、解析手法の有用性を示している。これらの研究は、いずれも膨張の不均一性を導入することでコンクリートにひび割れを生じさせているものである。それらの結果は仮定した膨張の不均一性に大きく依存しているものの、仮定の妥当性についての検証は不十分である。また、ひび割れ性状のみが比較されており、コンクリートや鉄筋の応力状態やひずみ性状は評価されていない。しかしながら、ASR 劣化した構造物の力学挙動を評価するためには、ASR による膨張性状やひび割れ性状のみならずコンクリートや鉄筋の応力状態までも評価する必要があると考えられる。前述のように、ASR 膨張は鋼材等の拘束下において特徴的な膨張を示すため、内部応力状態も拘束状態によって変化すると考えられる。したがって、ASR 膨張挙動を予測するためには、鉄筋等による拘束下の膨張挙動を適切に評価できる解析モデルを使用することが望ましいと思われる。

1.3.2 ASR 劣化したコンクリート構造部材の構造性能に関する既往の研究

ASR を生じたコンクリートについては、強度や剛性等の力学性能が膨張量に伴い低下するが、RC 部材や PC 部材においては、ASR が生じた場合においても鉄筋等により膨張が抑制されている場合は、構造性能は必ずしも低下しないことが多くの実験により確認されている。一方で、過大な膨張が生じた場合においては、構造性能が低下する場合もあることも示唆されている。

例えば小柳ら³³⁾は、鉄筋比の異なる RC 柱の一軸圧縮載荷試験を行い、コンクリートが負担するみかけの剛性と耐力について検討している。その結果、ASR 劣化した部材では、健全なものよりも剛性、耐力ともに低下するが、軸方向鉄筋比の増加に伴ってみかけの剛性と最大耐力は増大することを確認している。鉄筋が膨張を拘束することでコンクリートに生じるケミカルプレストレスが内部ひび割れの発生を抑制するためであると考察している。

RC はりの力学挙動については、岡田ら¹⁶⁾、棚橋ら²⁹⁾、山田ら³⁹⁾を始めとして、多数の実験的な研究が行われている。いずれの実験においても、ひび割れ発生荷重は増加し、ひび割れ発生後の剛性や部材の降伏荷重は減少する傾向にある。また、最大荷重は ASR 劣化の有無に関

わらずほぼ同一であること、変形性能は増大する場合があることが指摘されている。これら構造性能の変化は、部材に導入されるケミカルプレストレスによる積極的な影響と、コンクリートの弾性係数等の強度特性の低下による消極的な影響の組み合わせにより生じたものと考えられている。一方、小柳ら³³⁾は鉄筋比 0.2%以下の RC はりの実験を行い、過大な膨張が生じ主鉄筋が降伏した場合においては、ケミカルプレストレスによる効果が発揮されず、曲げ耐力が低下するとともに鉄筋破断により変形性能が低下する場合があることを報告している。また、ASR 膨張の影響により破壊モードが変化する事例も報告されている。小柳ら⁴⁰⁾は、斜め引張破壊する RC はりを対象とした実験を行い、ASR が生じることで破壊モードがせん断破壊から曲げ破壊へ移行するを確認している。ケミカルプレストレスの影響により斜めひび割れ発生荷重が増加することに加えて、ASR による初期ひび割れの影響であると考えられている。また、井上ら⁴¹⁾はケミカルプレストレスの影響により、斜めひび割れの角度が小さくなることを指摘している。

小林ら¹⁸⁾は、PC 部材を対象とした実験を行い、スターラップのひずみが 1200μ 程度に達し、多数の軸方向ひび割れが発生している場合においても、曲げ耐力の低下は 10%程度であったと報告している。また、コンクリートの弾性係数が低下した場合であっても、部材の曲げ剛性はほとんど低下せず、最大荷重以降の軟化挙動も普通コンクリートと差異は無かったとしている。養田ら⁴²⁾は、暴露試験により ASR 劣化させた PC はりの載荷試験を行っている。軸方向に $2000\mu \sim 4000\mu$ 、軸直交方向に最大 8000μ の膨張が生じており、表面ひび割れ幅が $0.6 \sim 1.0\text{mm}$ のひび割れが多数生じた供試体においては、曲げ耐力は健全なものに比べて低下する場合があることを示している。ASR により圧縮を受けるコンクリートの劣化が激しかったためであると考察している。また、PC 建協 ASR 対策検討委員会^{43), 44)}では暴露試験により ASR 劣化させた大型 PC 部材の載荷試験を行っている。ASR 劣化したはりでは、残存プレストレス量は健全なものと比較して同等であること、使用限界状態荷重を想定した載荷試験の結果、曲げ剛性の低下は認められるものの、全体挙動としては平面保持性能、弾性挙動ともに健全なものとは大きな差異は無いことが確認されている。

また、RC 部材の正負交番載荷試験により、繰返し荷重下の挙動についても検討されている。例えば、井上ら⁴¹⁾、久保ら⁴⁵⁾、三桶ら⁴⁶⁾は ASR 劣化した RC はり部材を用いた正負交番載荷試験を行っている。いずれの実験においても、耐力や変形性能が若干低下する傾向が見られている。その原因について、井上ら⁴¹⁾は ASR によるコンクリートの劣化が影響していると考察しており、繰返し載荷を受ける部材においてはコンクリートの圧縮損傷が早期に進展する可能性を指摘している。また、三桶ら⁴⁶⁾は、ASR による付着性能の低下やかぶりの早期剥落による主鉄筋の座屈により、構造性能が変化したと考察している。一方、ASR 劣化した RC 柱の正負交番載荷試験が岩波ら⁴⁷⁾、小野ら⁴⁸⁾らにより行なわれている。岩波ら⁴⁷⁾は、コンクリートの膨張が 1000μ 程度生じた RC 柱の実験を行い、耐荷性能は低下しないものの、健全なものと比較して、ひび割れの分散性が低下することや、最大荷重へ到達するサイクル数やかぶりの剥離、

剥落が生じるサイクル数が早まることを確認している．鉄筋とコンクリートの付着性能の低下やかぶりコンクリートの劣化が原因であると考察している．また、小野ら⁴⁸⁾は、ASRにより供試体に多数のひび割れが生じ鉄筋ひずみが 850μ 程度生じた場合においても、耐震性能の低下は見られないことを確認している．ASRによるひび割れはかぶりコンクリートだけにとどまっており、コア部分にはひび割れが生じていないためであると考察している．

以上のように、ASRを生じたコンクリート構造の構造性能については、実験的に評価する試みが行われているものの、ASR劣化の程度の違いや構造形式の違いにより必ずしも統一した見解は得られていないのが現状である．また、実構造物を対象とする場合、形状や構造諸元、境界条件や載荷条件等の様々な要因があるため、実験的に検討することに限界もある．このような理由から、解析による検討が試みられている．日比野ら⁴⁹⁾は、ASRによるコンクリート強度等の材料劣化に着目し、材料特性の変化を考慮した各種構成則の変化が、RC構造物の耐力、変形および破壊モードに及ぼす影響について検討している．パラメトリック解析により圧縮特性やせん断伝達特性、付着特性が構造性能に及ぼす影響を検討しているものの、ケミカルプレストレス等のASR膨張の影響は考慮されていない．現在までに、ASR膨張による内部応力を考慮した耐力解析は行われた例は無く、解析的な検討は不十分であるのが現状である．

1.3.3 鉄筋破断の影響評価に関する既往の研究

鉄筋の破断は、せん断補強筋や軸方向鉄筋の圧接部および折り曲げ部において報告されており、それに伴う定着不良がRC構造物の安全性の低下に及ぼす影響が懸念されている．

東ら⁵⁰⁾は、軸方向鉄筋を破断させたRCはりの載荷試験を行い、鉄筋の破断がせん断破壊挙動に及ぼす影響を実験的に検討している．画像解析を用いたひずみ計測、ひび割れ幅計測の結果、鉄筋破断位置から発生したひび割れの進展が卓越すること、ならびに鉄筋の破断によりひび割れ幅の抑制に十分貢献できなかったことがせん断耐力の低下を引き起したと考察している．Kimら⁵¹⁾は、斜め引張破壊するRCはりの軸方向鉄筋の定着部（端部）を切断した実験を行っている．端部を切断した供試体では、健全なものと比較して鉄筋のすべりが生じ変形性能は若干増加するものの、せん断耐力は変化しないことが確認されている．端部における鉄筋の破断はせん断挙動には大きく影響を及ぼさないことが指摘されている．一方、澤部ら⁵²⁾は、鉄筋とコンクリートの付着特性を考慮可能な有限要素解析を行い、軸方向鉄筋の破断位置や付着強度を変化させることで、定着性能の変化が構造性能の変化に及ぼす影響ならびにそのメカニズムを検討している．その結果、せん断圧縮破壊するRCはりでは、軸方向鉄筋の破断は破断位置に関わらずせん断耐力の低下に影響を及ぼすこと、付着強度の低下は定着部において最も影響があることを明らかにしている．また、斜め引張破壊するRCはりでは、軸方向鉄筋の破断は斜めひび割れ発生領域に生じた場合には影響があるものの、定着部の破断はほとんど影響がないこと、斜めひび割れ領域から支点までの広い領域において付着強度が低下すると、耐力の低

下を伴い脆性的に破壊することなどを明らかにしている。

一方、せん断補強筋の破断が RC はりのせん断挙動に及ぼす影響を検証した実験は多数行われている^{44), 51), 53), 54), 55), 56), 57)}。例えば、前川ら⁵³⁾はせん断補強鉄筋の定着不良が RC はりのせん断抵抗機構に及ぼす影響を検討することを目的として、せん断補強鉄筋の定着や付着を除去したはりの実験を行い、せん断耐力の低下と破壊モードについて検証している。せん断補強鉄筋によるせん断負担分がコンクリートの負担分と同程度に高く、トラス機構が顕著となるせん断スパン比に対しては、定着不良がトラス機構の保持を困難なものにする場合があることを確認するとともに、鉄筋端部の付着劣化域を簡便に考慮した非線形ひび割れ解析により、せん断補強鉄筋の有効性を概ね評価できることを示している。高橋ら⁵⁶⁾は、ASR 膨張によりせん断補強筋に破断を生じた RC はりのせん断耐荷性状を明らかにすることを目的として、ASR 劣化を生じた RC はり供試体の載荷試験を行っている。せん断補強筋の付着を除去した供試体や、折曲げ部を予め切断し鉄筋破断を模擬した供試体との比較を行い、それらの影響を検討している。ASR 劣化したはりにおいてせん断補強筋の破断を模擬した場合、せん断補強筋が健全な場合と比較してせん断耐力が低下する結果が得られている。この原因はコアコンクリートの拘束効果の減少によるケミカルプレストレスの減少および付着割裂ひび割れの進展であると考察している。PC 建協 ASR 対策検討委員会⁴⁴⁾では、ASR 劣化した PC はりにおけるせん断補強筋破断の影響について検討している。せん断補強筋の折り曲げ部を切断した供試体の載荷試験の結果、切断をしていない供試体と比較してひび割れ後の剛性は若干低下するものの、せん断耐力の低下は認められないことが報告されている。また、三方ら⁵⁷⁾は、PC はりのせん断補強筋の定着の有無とせん断補強筋の付着の有無を要因とした ASR を模擬した劣化コンクリートはり部材の載荷試験を行い、せん断補強筋のひずみに着目して破壊メカニズムについて検討している。せん断補強筋の破断と付着低下の両方を考慮した場合には、斜めひび割れ発生後にせん断補強筋に応力が適切に伝達されないものの、タイドアーチ的な耐荷機構により荷重が保持されたことが確認されている。

以上のように、せん断補強筋の破断が構造性能に及ぼす影響についての検討は多数行われているものの、主に部材レベルの実験的に対して行われているのが現状である。しかし、実構造物への適用性を考えた場合は、解析的な検討が必要であると考えられる。解析的な研究については、前述の前川らの研究の他には行われていないが、前川らの検討は限られた諸元についてのみであることから、より一般的な結論を得るためには更なる検討が必要であると考えられる。

1.3.4 補強による ASR 膨張の抑制に関する既往の研究

ASRの進行や膨張を抑制する方法としては、化学的な作用によりASRを抑制する方法⁵⁸⁾や、表面保護等の補修材により水分の供給を断つことでASRゲルの吸水・膨張を抑制する方法^{59), 60)}が挙げられる。一方、近年では、鋼板巻立て工法やPC巻立て工法により、積極的に膨張の抑制

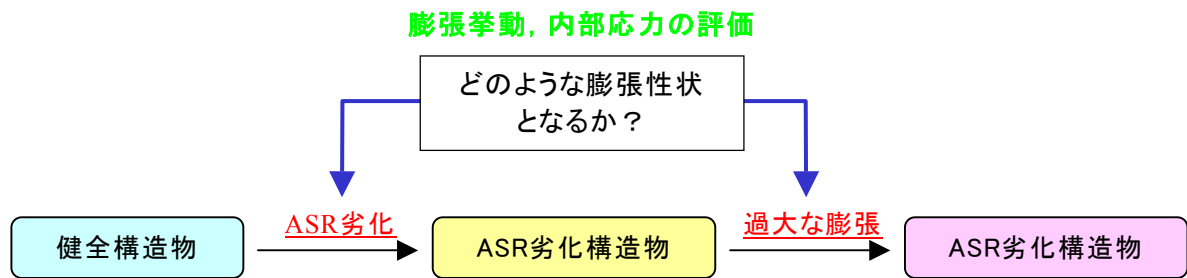
を期待するといった試みも行われている^{61), 62)}。例えば、鳥居ら⁶³⁾および石井ら⁶⁴⁾は、実構造物を模擬したRC柱を対象として、各種の補修・補強方法による膨張抑制効果について実験的に検討を行っている。止水のみを目的とした表面被覆材では、ASRによる再劣化を抑制できないこと、鋼板巻立て工法やPC巻立て工法は、ASR膨張の抑制に効果的であることを示し、その知見を実構造物へ適用している。久保ら⁶⁵⁾は、ASR劣化した床版部材の膨張抑制効果を検討することを目的として、床版を模擬した供試体を用いてFRPシート貼付けによるASR膨張抑制効果について検討している。FRPシートの貼付けにより、貼付け面における膨張を大きく抑制できる一方、内部の膨張の抑制効果は十分ではないこと確認している。また林ら⁶⁶⁾は、ASRによるひび割れが生じた重力式コンクリート擁壁に対して複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料の吹付けによる表面補修の試験施工を行い、ひび割れ抑制効果の検討を行っている。施工後5年を経過した時点でも、ひび割れ幅を0.1mm以下に抑制しており、効果的な補強方法であるとしている。

以上のように、ASR膨張を抑制する方法として、鋼板やFRP等の各種補強材を用いた巻立て工法や、PC巻立て工法のようにプレストレスを導入する方法、繊維補強セメント複合材料による増厚補強がある。しかし、補強工法は数多くあるものの、それら工法のASR膨張の抑制効果に関しては、定量的に評価されておらず、必ずしも合理的な補強が行われていないのが現状である。したがって、補強によるASR膨張の抑制効果を定量的に評価することができれば、ASR膨張抑制に対する補強をより合理的に行うことができると考えられる。

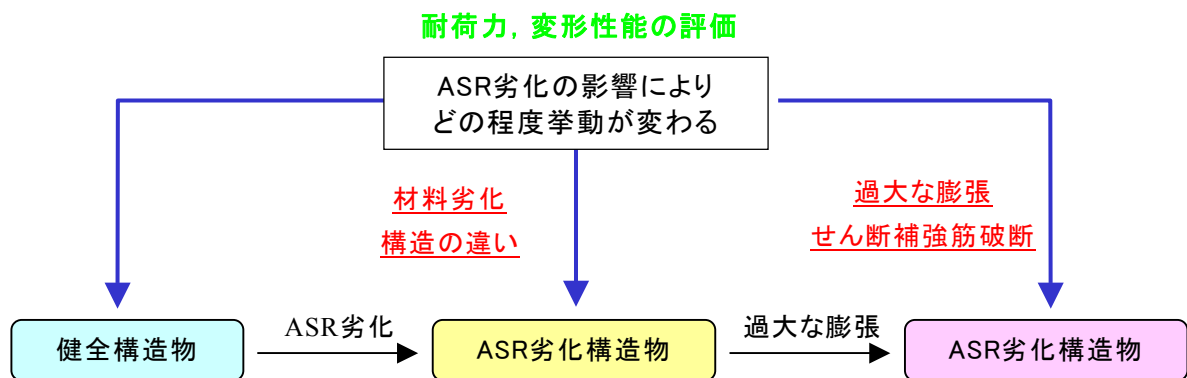
1.4 本論文の目的

前説で述べたように、ASRを生じたコンクリート構造物の劣化予測や構造性能の評価に関わる諸問題は多種多様であるが、それぞれが相互に関係しあっているため、それらを可能な限り一連の流れの中で検討していくことが望ましいと考えられる。しかし、現在までの研究は、前述のように個別の事象を取り上げた検討にとどまっている。また、多くの場合が実験的なものであり定量的な評価には至っていない。今後、実構造物に対する評価を行うためには、実験的な検討のみでは不十分であるといえる。

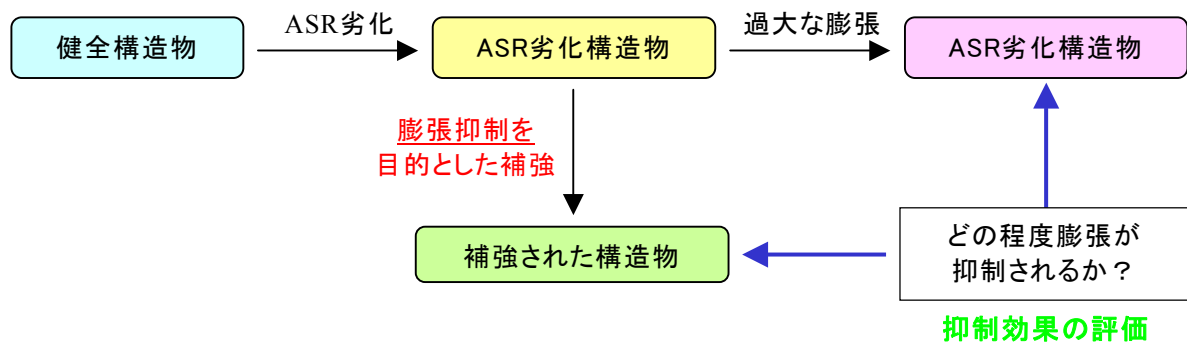
そこで本研究では、有限要素法を用いた数値解析手法により、ASRを生じたコンクリート構造物の劣化予測と構造性能評価を行うことを目的とし、図-1.1に示すような、ASRを生じた構造物のライフサイクル全体に亘る解析システムの構築を行う。図-1.1(a)は、ASRによる劣化とそれに対応する検討項目を示しており、ASR劣化として膨張量や内部応力を評価するとともに、更なる劣化が生じた場合の劣化性状の評価を行うことを示している。図-1.1(b)は、それぞれの劣化状態に対して、劣化の影響を考慮した構造性能評価を行うことを示している。図-1.1(c)は、ある任意の劣化状態時に補強を施した場合の膨張抑制効果の評価を行うことを示



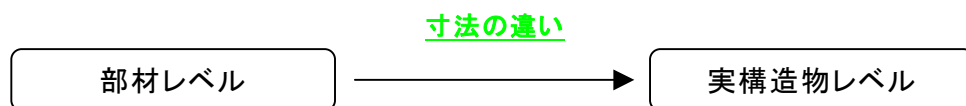
(a) ASR 膨張挙動ならびに劣化性状の評価 (2章, 3章, 4章, 5章)



(b) ASR 劣化したコンクリート構造物の構造性能評価 (3章, 4章, 5章, 6章)



(c) ASR の効果的な膨張抑制法の評価 (7章)



(d) 対象とするスケール

図-1.1 本研究で対象とする検討項目

している．一方，図-1.1(d)は，対象とするスケールとして，部材レベルのみならず実構造物レベルの評価も行うことを示している．ここで，本研究の内容は，大きく以下の3つに分類される．

- (1)コンクリート構造物における ASR 膨張挙動ならびに劣化性状の評価
- (2)ASR 劣化したコンクリート構造物の構造性能評価
- (3)ASR の効果的な膨張抑制法の評価

1.5 本論文の構成

本論文は、コンクリートの劣化要因の 1 つである ASR に着目し、(1)コンクリート構造物における ASR 膨張挙動ならびに劣化性状の評価と、(2)ASR 劣化した構造物の構造性能評価、(3)ASR の効果的な膨張抑制法の評価を行うものである。本論文は 8 章から構成されており、各章の内容は以下の通りである。

第 1 章は、本論文の序論であり、ASR に関する諸問題の歴史的な経緯と ASR を対象とした既往の研究の概説と問題点を述べた。また、それを受けて本論文の目的と内容を述べた。

第 2 章では、拘束下の ASR 膨張の特徴的な性質について概説するとともに、一軸拘束下の ASR 膨張試験の結果を基に、異なる拘束状態下の ASR 膨張挙動を評価可能な膨張予測モデルの開発を行う。膨張予測モデルは、損傷モデルに基づいた割線型の構成モデルにより構築し、マクロな変形挙動が評価できるように、ASR による各種の時間依存変形も含めたモデルとする。また ASR 膨張は、膨張予測モデルを 3 次元有限要素解析に適用することにより拘束状態の異なる RC 部材の膨張挙動の評価を試みる。さらに、コンクリートの内部応力や鉄筋に生じる局所的なひずみについて検討を行い、提案モデルの有用性について言及する。

第 3 章では、ASR 劣化を生じた RC 部材の構造性能評価手法の開発を行う。ASR 劣化を生じた RC 構造物は、ASR 膨張の影響により内部応力が生じているとともに既に多数のひび割れが形成されている。構造性能を評価するためには、それらの影響を適切に考慮する必要がある。本研究では、第 2 章で提案した膨張予測モデルと従来の荷重作用解析を統合し、ASR による劣化状態を考慮可能な構造性能評価解析手法を提案する。統合解析手法では、ASR 膨張により部材内部に生じるひずみや応力、ひび割れ等の劣化損傷を、初期ひずみ・初期応力・初期ひび割れ問題として考慮するとともに、ASR 劣化を生じたコンクリートの材料特性値の変化を直接考慮する。また、提案した手法を RC はりならびに RC スラブへと適用し、ASR 劣化が RC 部材の構造性能評価に及ぼす影響について検討を行う。加えて、コンクリートと鉄筋の付着性能の変化や、初期ひび割れ幅の大きさが部材の構造性能に及ぼす影響について考察する。

第 4 章では、プレストレスによる能動的な応力増加に対するクリープ変形を考慮できるよう

に ASR 膨張予測モデルを拡張し、第 3 章で提案した統合解析手法を PC 構造への適用する。ASR 膨張はプレストレスの影響により強い異方性を持つため、PC 構造物の ASR 劣化性状は RC 構造物とは大きく異なることが知られている。本研究では、寸法の異なる PC はりを対象として、提案した手法を用いて PC 部材の膨張挙動と劣化性状を評価するとともに、ASR 劣化した部材の構造性能について検討を行う。また、ASR 劣化によるコンクリートの材料特性の低下の程度により、構造性能がどのように変化するのかについて考察する。

第 5 章では、ASR 劣化が確認された 2 つの実 PC 橋脚を対象として、ASR 膨張解析により劣化性状の評価を行う。どちらの実 PC 橋脚においても多数のひび割れが報告されているが、発生位置は両方で異なっている。ASR 膨張解析により、構造物で観察されたひび割れ性状の再現を試みるとともに、ひび割れ分布性状の違いやひび割れ発生位置に及ぼす要因についてについて考察を加える。また、ASR による劣化が実 PC 橋脚の耐荷性状に及ぼす影響について検討を行う。

第 6 章では、ASR により鉄筋破断が生じた構造物の安全性の評価を行うことを目的として、定着不良を直接モデル化した解析手法を用いて RC はりのせん断挙動解析を行う。斜め引張破壊ならびにせん断圧縮破壊のそれぞれの破壊形態に対して、せん断補強筋の定着不良領域や付着強度の違いが、破壊挙動にどの程度影響を及ぼすのかについて検討する。また、せん断補強筋の破断が確認された実構造物の安全性の評価を行う。

第 7 章では、ASR 膨張を抑制するための方法として、力学的な視点に基づいた抑制方法の検討とその効果の検証ならびに抑制効果の評価方法について検討する。ASR を生じた構造物の将来に亘る膨張を抑制する方法として、鋼板巻立てや PC 巻立て等の補強が行われているが、それらの効果は従来は定量的に評価されていない。ASR 劣化した RC 柱の補強後の膨張挙動の評価を行い、ASR 膨張モデルの適用性を確認するとともに、補強による膨張抑制効果の定量的な評価を試みる。また、ASR 膨張の抑制法に対する簡易な評価方法を提案し、効果的な膨張抑制法について検討する。

第 8 章は、本論文の結論であり、本研究を通して得られた知見を述べるとともに総括を行う。

参考文献

- 1) 川村満紀:コンクリート構造物の耐久性上の問題点とその対策 アルカリ骨材反応(その1), コンクリート工学, Vol.32, No.4, pp.74-79, 1994.
- 2) 小林一輔, 白木亮司, 河合研至:アルカリシリカ反応によるコンクリート構造物の膨張とひび割れの発生機構 (I), 生産研究, Vol.40, No.12, pp.32-35, 1988.
- 3) 土木学会:コンクリートライブラリー124, アルカリ骨材反応対策小委員会報告書, 2005.
- 4) Stanton, T. E.: Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate, *Proceedings of ASCE*, Vol.66, pp.1781-1811, 1940.
- 5) ASTM C227-50: Standard Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates Combinations (Mortar Bar Method), *ASTM*, 1950.
- 6) ASTM C289-52: Standard Test Method for Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method), *ASTM*, 1952.
- 7) 近藤泰夫, 北川欣一:アルカリ骨材反応に関する研究, セメント技術年報, Vol.5, pp.379-398, 1951.
- 8) 土木研究センター:建設省総合技術開発プロジェクト・コンクリートの耐久性向上技術の開発報告書<第一編>, 1989.
- 9) 日本コンクリート工学協会:アルカリ骨材反応調査研究委員会報告書, 1989.
- 10) 川村満紀, 榎場重正:アルカリ・シリカ反応とその防止対策, 土木学会論文集, No.348, pp.13-26, 1984.
- 11) 中野錦一:アルカリ骨材反応の機構, セメント・コンクリート, No.473, pp.20-28, 1986.
- 12) 沖野真, 富田穰:アルカリ骨材反応によるひび割れの補修方法の現状と今後の課題, コンクリート工学, Vol.24, No.11, pp.86-91, 1986.
- 13) 西林新蔵, 矢村潔, 定清毅:アルカリ骨材反応に及ぼす鉄筋拘束の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.10, No.2, pp.795-800, 1988.
- 14) 竹村和夫, 米倉亜州夫, 谷村充:アルカリ骨材反応を生じた帯鉄筋柱の一軸圧縮特性, セメント・コンクリート論文集, No.44, pp.684-689, 1990.
- 15) 小林一輔, 白木亮司, 森弥広:ASRを生じたコンクリートの圧縮強度性状に関する2, 3の考察, 土木学会論文集, No.426/V-14, pp.91-100, 1991.
- 16) 岡田清, 近藤茂, 藤田哲満, 姫野元治:アルカリ骨材反応が発生したRC構造物の耐力評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 10, No. 2, pp.779-784, 1982.
- 17) 小柳洽, 六郷恵哲, 石田裕哉:アルカリ骨材反応によるひびわれとRC部材の性状, セメント技術年報, Vol.39, pp.352-355, 1985.
- 18) 小林和夫, 井上晋, 山崎應生, 中野錦一:アルカリ骨材反応を受けたPCはり部材の耐荷性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.1, pp.615-620, 1987.

- 19) 川村満紀: アルカリ骨材反応に関する歴史と世界の動向, コンクリート工学, Vol.24, No.11, pp.5-11, 1986.
- 20) Diamond, S., Barneyback R. S. Jr. and Sturible L. J. : On the physics and chemistry of alkali-silica reactions, *Proceedings of the 5th international conference on alkali aggregate reaction in concrete*, S252/22, pp.1-11, 1981.
- 21) Swamy, R. N. and Al-Asali, N. M. : Engineering properties of concrete affected by alkali-silica reaction, *ACI Material Journal*, Vol.85, No.5, pp.367-374, 1988.
- 22) Hobbs, D. W. : Alkali-silica reaction in concrete, Thomas Telford Ltd, London, 1988.
- 23) Clarck L. A. : Structural aspects of alkali-silica reaction, *Structural Engineering Review*, Vol.2, pp.81-87, 1990.
- 24) Chana, P. S. : Bond strength of reinforcement in concrete affected by alkali-silica reaction, *Transport and Road Research Laboratory*, Crowthorne, England. Contractor report, 1989.
- 25) Swamy, R. N. and Al-Asali, N. M. : Effect of alkali-silica reaction on the structural behaviour of reinforced concrete beams, *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.4, pp.451-459, 1989.
- 26) Clark, L. A., and Ng, K. E., : The effects of alkali silica reaction on the punching shear strength of reinforced concrete slabs, *Proceedings of the 8th international conference on alkali aggregate reaction in concrete*, pp. 659-664, 1989.
- 27) Swamy, R. N. : The alkali-silica reaction in concrete, Van Nostrand Reinhold, New York, 1991.
- 28) 久保善司, 上田隆雄, 黒田保, 野村倫一: アルカリ骨材反応による膨張がコンクリートの力学性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.1691-1696, 2006.
- 29) 棚橋和夫, 岩永武士, 小柳治, 浅野幸夫: ASR によって劣化した RC はりおよび柱の力学挙動について, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.1, pp.843-848, 1996.
- 30) 魚本健人, 古澤靖彦: アルカリ・シリカ反応によるモルタルバーの膨張挙動を予測するモデルの構築, コンクリート工学論文集, Vol.3, No.1, pp.109-119, 1992.
- 31) 川村満紀, 岩堀和馬: 拘束下のモルタルにおいて発生するアルカリシリカ反応による膨張圧, コンクリート工学論文集, Vol.14, No.3, pp.1-10, 2003.
- 32) 矢村潔, 西村新蔵, 田中修一: 鉄筋拘束がアルカリ骨材反応に及ぼす影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.11, No.1, pp.135-140, 1989.
- 33) 小柳治, 内田裕市, 岩永武士, 浅野幸男: 低鉄筋比の RC 部材における ASR の膨張拘束に関する研究, セメント・コンクリート論文集, No.52, pp.786-791, 1998.
- 34) 鳥居和之, 池富修, 久保善司, 川村満紀: ASR 膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.595-600, 2001.
- 35) 中島俊和, 久保善司, 鳥居和之: ASR 膨張がコンクリート構造物の鉄筋破断に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.1535-1540, 2003.
- 36) 澤部純浩, 中村光, 田辺忠顕: 応力状態に依存した内部膨張ひずみを考慮した RC 部材の解

- 析，土木学会第59回年次学術講演会（CD-ROM），V-014，pp.27-28，2004.
- 37) 岡田次郎，橋場盛，高木宣章，児島孝之：コンクリート構造物のASRによる損傷およびその補強に関する解析的検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.4，pp.135-142，2004.
- 38) 岡孝二，吉田秀典，松島学，横田優：アルカリ骨材反応によるコンクリートのひび割れ発生モデルの構築と解析手法の提案，土木学会論文集 A，Vol.63，No.4，pp.744-757，2007.
- 39) 山田昌郎，魚本健人：アルカリ骨材反応が生じた鉄筋コンクリート梁の変形と耐荷重性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 1，pp.835-840，1990.
- 40) 小柳治，六郷恵哲，内田裕市，長瀬道雄：著しいAAR損傷を生じたRCはりの挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.1，pp.947-952，1993.
- 41) 井上晋，三方康弘，小林和夫，二枝保：ASR損傷を生じたRCはり部材の正負交番荷重下の曲げ・せん断特性，材料，Vol. 50，No. 8，pp.883-888，2001.
- 42) 蓑田理希，古川柳太郎，尾花祥隆，鳥居和之：ASRによる劣化を生じたPCはり部材の耐力特性，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 1，pp.1305-1310，2007.
- 43) 奥山和俊，大久保孝，井隼俊也，廣井幸夫：ASRにより劣化したPC試験体に関する実験報告（上）－PC建協ASR対策検討委員会報告－，プレストレストコンクリート，Vol.52，No.3，pp.61-70，2010.
- 44) 西村一紀，城代和行，横山貴信，室田敬：ASRにより劣化したPC試験体に関する実験報告（下）－PC建協ASR対策検討委員会報告－，プレストレストコンクリート，Vol.52，No.5，pp.37-45，2010.
- 45) 久保善司，山本晋，服部篤史，宮川豊章：ASRがコンクリート曲げ部材の耐荷性状に与える影響，材料，Vol.50/No.9，1013-1020，2001.
- 46) 三桶達夫，長田光司，小野聖久，池田尚治：ASRで劣化した梁部材の耐震性能に関する実験および解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 3，pp.997-1002，2007.
- 47) 岩波光保，横田弘，奥山和俊，鳥居和之：ASR損傷を受けたコンクリート柱の力学挙動と補強方法に関する実験的研究，土木学会論文集，Vol.704/V-55，pp.129-142，2002.
- 48) 小野聖久，広瀬剛，本間淳史，三桶達夫：ASRで劣化した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.991-996，2007.
- 49) 日比野憲太，渡辺忠朋，葛目和宏：ASR劣化を生じたRC梁の力学的挙動解析，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.4，pp.129-134，2004.
- 50) 東広憲，渡辺健，二羽淳一郎：破断した軸方向鉄筋を有するRCはりの破壊に対する画像解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.727-732，2009.
- 51) Kim, M., Niina, T., Yamamoto, T. and Miyagawa, T. : Effects of expansion of concrete and fracture of reinforcement on shear behavior of RC beams, コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.1061-1066，2011.

- 52) 澤部純浩, 上田尚史, 中村光, 李相勲: 軸方向鉄筋の定着不良を生じたせん断破壊する RC はりの挙動解析, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.4, pp.409-416, 2004.
- 53) 前川宏一, 中村光, 佐藤靖彦, Kukrit, T.: せん断補強筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.973-978, 2004.
- 54) Regan, P. E. and Kennedy Reid, I. L.: Shear strength of RC beams with defective stirrup anchorages, *Magazine of Concrete Research*, Vol.56, No.3, pp.159-166, 2004.
- 55) 阿部仁, 斉藤成彦, 檜貝勇: 鉄筋の定着不良を有する RC 梁のせん断破壊性状の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.337-342, 2005.
- 56) 高橋勇希, 澤井健二, 三方康弘, 井上晋: ASR によるせん断補強筋の破断が RC はり部材のせん断耐荷特性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.969-974, 2008.
- 57) 三方康弘, 前田真吾, 瀬戸馨, 宮川豊章: せん断補強筋の定着不良が PC 梁部材の曲げせん断耐荷特性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.343-348, 2005.
- 58) 江良和徳, 三原孝文, 山本貴士, 宮川豊章: リチウムイオンによる ASR 膨張抑制効果に関する一考察, 材料, Vol.58, No.8, pp.697-702, 2009.
- 59) 宮川豊章, 菅島章文, 小林和夫, 岡田清: アルカリ骨材膨張による損傷を受けたコンクリート構造物の補修, コンクリート工学年次論文集, Vol.9, No.1, pp.621-626, 1987.
- 60) 久保善司, 外岡広紀, 林大介, 坂田昇: 種々の発水系材料による ASR 膨張抑制効果について, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.1621-1626, 2005.
- 61) 佐藤健一, 奥田由法, 石井浩司, 鳥居和之: PC 鋼材巻立てにより補強したコンクリート橋脚の長期性状の追跡調査, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.295-300, 2000.
- 62) 久保善司, 鳥居和之: アルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化損傷事例と最新の補修・補強技術, コンクリート工学, Vol.40, No.6, pp.3-8, 2002.
- 63) 鳥居和之, 奥山和俊, 大橋勇氣, 蔡云峰: ASR 劣化大型 RC 試験体による強度および膨張性状の検討, セメント・コンクリート, No.58, pp.353-358, 2004.
- 64) 石井浩司, 奥田由法, 谷川伸, 鳥居和之: ASR により劣化したコンクリート橋脚の補修・補強工法による抑制効果, コンクリート工学, Vol.43, No.7, pp.42-50, 2005.
- 65) 久保善司, 佐古崇, 川崎文義, 横山広: 床版部材の ASR 膨張挙動と FRP シート貼付けによる膨張抑制, Vol.31, No.1, pp.1243-1248, 2009.
- 66) 林承燦, 森井直治, 関田徹志, 六郷恵哲: ASR によるひび割れが生じた擁壁への HPFRCC 吹付けによる修景と 5 年間の観察, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1333-1338, 2009.

第2章 ASR 膨張モデルの開発と適用性の検証

2.1 緒言

ASR は、コンクリートに多数のひび割れを生じさせ、構造物の力学特性を変化させるとともに耐久性の低下を引き起こすため、ASR 膨張挙動や膨張の特性に対して十分に検討する必要がある¹⁾。また近年、ASR の生じた RC 構造物において補強筋の損傷が多数報告されている^{1), 2)}。補強筋の損傷は、主に曲げ加工部や圧接部において生じており、場合によっては破断しているケースもある。補強筋が破断することにより、RC 構造物の設計における構造細目等の前提条件は変化するため、構造物が十分な耐荷性能を保持できなくなる可能性がある。補強筋の破断により耐荷力が低下することについては、既の実験的³⁾にも数値解析的^{4), 5)}にも確認されている。したがって、ASR 膨張の予測とそれに伴う補強筋への影響は、工学的にはもちろんのこと社会的にも早急に検討すべき課題である。加えて、ASR によるコンクリートの膨張量や損傷を精度良く評価できれば、補修・補強方法に関する有益な情報を与えることとなる。

RC 構造の ASR 膨張予測に関する既往の研究としては、ASR を実験的に生じさせることでコンクリートの膨張ひずみや補強筋に生じるひずみを検討したものが挙げられる。例えば、鋼材により拘束されたコンクリートの ASR 膨張を検討する実験として、一軸拘束試験体を用いた ASR の促進実験が行われており、コンクリートの膨張量が補強筋の拘束の大きさに影響を受けることが明らかにされている^{6), 7), 8), 9)}。また、多軸拘束状態を考慮した実験として、中島らは同一供試体内で配筋量の異なる RC 部材を対象とした ASR 膨張試験を行い、コンクリートの膨張量が配筋量の少ない方向へ卓越することを明らかにしている¹⁰⁾。すなわち、ASR 膨張挙動は方向性を持っており、補強筋量（拘束力）が大きい方向への膨張量は小さくなり、逆に補強筋量（拘束力）が小さい方向への膨張が卓越する性質があるということである。以上のように、ASR 膨張挙動は、コンクリートの内部応力状態、すなわち補強筋の拘束や外力による影響を強く受けることが実験的に確認されている。

一方、実構造物レベルの RC 構造を対象として ASR 膨張挙動の予測とそれに伴う劣化度評価を行うには、対象が大きく境界条件や配筋が 3 次元的であり複雑であることから、実験的な評価は困難であり解析的評価が望まれる。このような理由から、ASR による RC 構造の劣化を解析的に評価しようとする試みが行われているが、それらの多くは等方的な膨張を仮定するものである^{11), 12), 13), 14)}。しかし、前述したように、ASR 膨張は補強筋や外力などによるコンクリート内部の応力状態に依存するため、等方的な膨張を仮定した場合には実現象と同様の膨張挙動を再現することはできないことが確認されている¹⁵⁾。とりわけ、ASR 劣化構造物における補強

筋の損傷は、橋脚はり部やフーチング部等の補強筋の拘束が小さい領域で生じていることから¹⁶⁾、RC 構造物に生じる ASR 劣化を適切に行うためには、補強筋等による拘束の程度の違いにより生じる膨張挙動の変化を適切に考慮しなければならない。また、膨張に伴うコンクリートの劣化により応力の再配分が生じることで、膨張挙動が変化することもあると考えられる。したがって、膨張挙動の予測を精度良く行うためには、内部応力状態の影響を考慮できる膨張予測モデルが必要である。

そこで、本章では内部応力状態を考慮する膨張予測モデルの開発を行い、3次元有限要素解析を行うことでその有効性について検討を行う。ASR 膨張予測モデルとしては、膨張に伴いコンクリートに損傷が蓄積されると仮定し、損傷理論に基づいた割線タイプの構成モデルを提案する。また、提案したモデルを用いて、RC 部材の ASR 膨張試験を対象とした解析を行い、コンクリートや補強筋に生じるひずみを実験値と比較することで、提案モデルの妥当性について検証する。さらに、補強筋の曲げ加工部をモデル化した解析を行い、ASR 膨張が補強筋曲げ加工部のひずみの局所化に及ぼす影響についての検討を試みる。

2.2 膨張予測モデルの開発

本節では、ASR 膨張に関する既往の実験事実を基に、鋼材により拘束された部材の ASR 膨張特性についての検討を行い、ASR 膨張挙動を適切に評価できる膨張予測モデルの提案を行う。また、一軸拘束試験体による ASR の促進実験との比較を行い、その妥当性について検証する。

2.2.1 鋼材により拘束された部材の ASR 膨張

これまでに、ASR を生じた RC 構造の膨張特性を検討するため、鋼材により拘束された部材の ASR 膨張挙動を検討した実験が多数行われてきた^{6), 7), 8), 9)}。土木学会コンクリート委員会・アルカリ骨材反応対策小委員会¹⁾では、これら既往の実験結果をまとめることで、鋼材により拘束された部材の ASR 膨張についての検討が行われた。

図-2.1 は、上記委員会において既往の実験結果から拘束鋼材比と膨張ひずみの関係が整理されたものである。また図中には、コンクリートを線形弾性体と仮定して ASR によるコンクリートの膨張予測を行なった結果を併せて示す。コンクリートの膨張ひずみ ε_c は、図-2.2 に示すコンクリートと鉄筋の並列バネによる力学モデル（並列モデル）から、力の釣合と変形の適合条件を満たすことで次式から求められる。

$$\varepsilon_c = \frac{E_c}{pE_s + E_c} * \varepsilon_0 \quad (2.1)$$

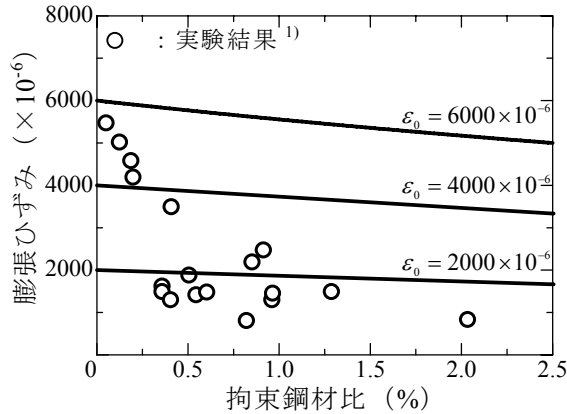


図-2.1 拘束鋼材比と ASR 膨張ひずみの関係

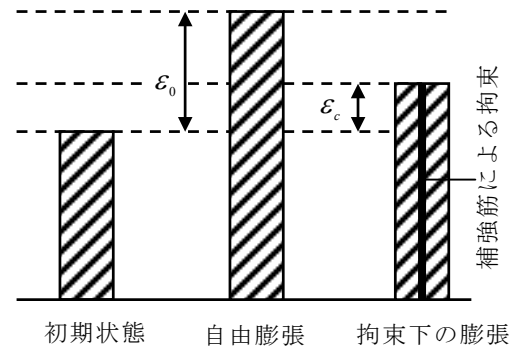


図-2.2 膨張メカニズムの模式図（並列モデル）

ここで、 E_c はコンクリートのヤング係数、 E_s は鋼材のヤング係数、 p は拘束鋼材比（鉄筋比（＝鉄筋の断面積/コンクリートの断面積））、 ε_0 は自由膨張ひずみである。なお、 E_c 、 E_s をそれぞれ 25 GPa、200 GPa と仮定した。図-2.1 中の実験結果は、それぞれ使用材料や養生条件が異なったものであり自由膨張量もそれぞれ異なっているため、式(2.1)中の自由膨張ひずみには、2000、4000 および 6000 μ を仮定した。

図-2.1 より、実験から得られた拘束下の膨張ひずみは、拘束鋼材比が増加することで大きく低下していることが確認できる。一方、コンクリートを線形弾性体と仮定して求められた膨張ひずみは、実験結果を過大に評価しており、弾性計算では明らかに ASR 膨張挙動を予測することができていない。このように、ASR 膨張を適切に評価するためには、特に並列モデルを用いた場合には、力の釣合と変形の適合条件を満足させるとともに、コンクリートの力学特性の変化等についても考慮する必要があると考えられる。

2.2.2 一軸膨張予測モデルの開発

(1) 要素レベルにおける一軸膨張予測モデル

ASR 膨張を生じたコンクリートは、膨張に伴うひび割れの発生とともに、強度や剛性が低下することが確認されている^{9), 17), 18)}。そこで、膨張ひずみの増加に伴い損傷が蓄積されると仮定し、損傷理論に基づいた割線剛性型の構成式により応力を算定する膨張予測モデルを提案する。膨張に伴い生じる応力 $\sigma(t)$ は、無拘束の場合に生じる自由膨張ひずみ $\varepsilon_0(t)$ と、拘束を受けた場合に実際に生じる膨張ひずみ $\varepsilon_c(t)$ の差から、次式のように算定される。

$$\sigma(t) = (1 - \Omega) E_{c0} \cdot (\varepsilon_c(t) - \varepsilon_0(t)) \quad (2.2)$$

ここで、 t は時間であり、 E_{c0} はコンクリートの初期剛性である。また、 Ω は損傷を表わすパラメータであり、無損傷の場合を 0 とし、損傷が蓄積されるとともに 1 へと漸近する単調増加関数である。本研究では、損傷はコンクリートの膨張により蓄積されると仮定して、損傷パラメ

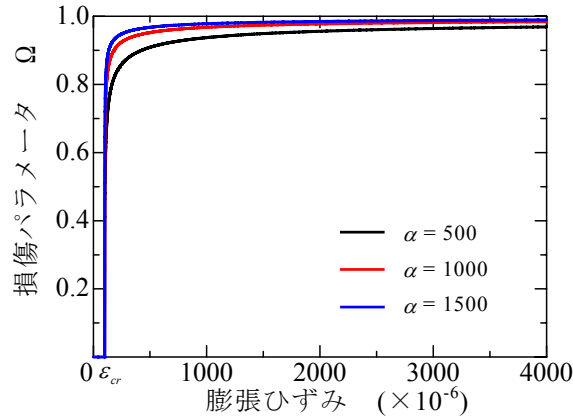


図-2.3 膨張ひずみと損傷パラメータの関係

ータ Ω を膨張ひずみ $\varepsilon_c(t)$ の関数とし、次式のようにモデル化する．

$$\Omega = \begin{cases} 0 & \varepsilon_c(t) \leq \varepsilon_{cr} \\ 1 - \left(\frac{1}{1 + \alpha \sqrt{\varepsilon_c(t) - \varepsilon_{cr}}} \right) & \varepsilon_c(t) > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad (2.3)$$

ここで、 ε_{cr} はひび割れ発生ひずみであり、本研究では、 $\varepsilon_{cr} = 100 \mu$ を仮定した．また、式中の α は損傷が蓄積する度合いを決定するパラメータである．ASR によるコンクリートのひび割れと膨張量との間に、明確な関係は定量的に示されていないが、本研究では簡単のために膨張ひずみがひび割れ発生ひずみ ε_{cr} より小さい時は損傷は生じないと仮定した．

図-2.3 に膨張ひずみ $\varepsilon_c(t)$ と損傷パラメータ Ω の関係の一例を示すが、 α が大きくなるほど、より急激に損傷が蓄積されるモデルである．

(2) 一軸拘束供試体を用いた ASR 膨張試験の概要

膨張予測モデルの検討は、矢村ら⁷⁾および小柳ら⁸⁾によって行われた一軸拘束供試体の ASR 膨張試験を対象として行なう．

まず、矢村らによって行われた実験の概要について説明を行う．図-2.4 に実験供試体の概要を示す．供試体は、寸法が $100 \times 100 \times 400$ mm の角柱供試体で、鋼板と異形鉄筋を溶接したものに直接コンクリートを打設したものである．コンクリートの配合は、水セメント比 45%、細骨材率 40%であり、反応性粗骨材として鳥取県産斜方輝石安山岩が使用されている．コンクリート中の全アルカリ量は Na_2O 等量で 2.0%である．供試体は、打設後温度 20°C 、湿度 80%の恒温室内で 24 時間養生された後に脱型され、温度 40°C 、湿度 100%の保存槽中で養生された．実験では、断面中央に配置された異形鉄筋 (SD345) を D10 (鋼材比 0.71 %)、D13 (1.27 %)、D16 (1.99 %) の 3 種類に変化させ、異なった拘束鋼材比における鉄筋軸方向の ASR によるコンクリートの膨張ひずみの経時変化が測定されている．また、無拘束 (0.00 %) の供試体についても同様に実験が行われており、自由膨張ひずみの経時変化が計測されている．なお、ひず

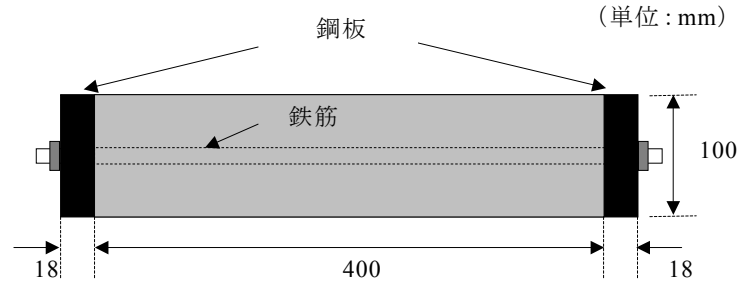
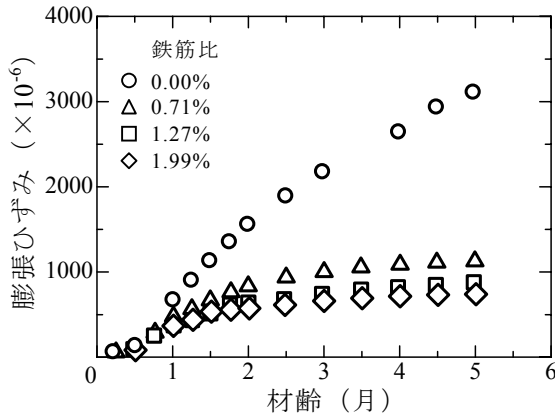
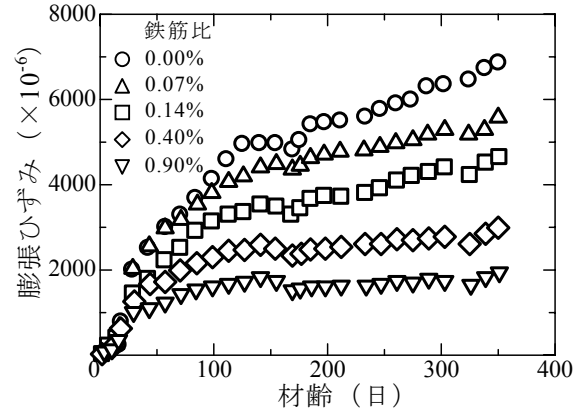


図-2.4 実験供試体概要


図-2.5 一軸拘束供試体の膨張ひずみの経時変化
（矢村らの実験⁷⁾）

図-2.6 一軸拘束供試体の膨張ひずみの経時変化
（小柳らの実験⁸⁾）

みはコンクリートの表面に貼付されたひずみ測定用プラグ間の変形量により測定された。

次に、小柳らによって行われた実験の概要について説明を行う。供試体の形状、寸法は矢村らの実験と同様に $100 \times 100 \times 400$ mm の角柱供試体である。コンクリートの配合は、水セメント比 50%、細骨材率 45%であり、混和剤として AE 剤が使用されている。反応性骨材として、細骨材は高原川産の川砂が、粗骨材は同川砂利および角閃安山岩の碎石を 85:15 に混合したものがそれぞれ使用されている。また、ペシマム混合量が考慮されており、細・粗骨材中の反応性骨材量は 20%である。コンクリート中の全アルカリ量は Na_2O 等量で 3.0%である。供試体は、打設後 1 週間まで温度 20°C の湿潤養生とし、その後は温度 40°C 、湿度 100%状態で保存された。鋼材には公称径 3 mm の異形鉄筋（降伏強度 322 MPa）と直径 7.1 mm および 10.7 mm の高張力鋼の丸棒が用いられた。鋼材比は、異形鉄筋が用いられたものについては 0.07 % および 0.14 %、丸棒が用いられたものについては 0.40 % および 0.90 % である。鉄筋の両端は、鋼板をろう付けあるいはねじ止めで取り付けることで、軸方向のコンクリートの膨張拘束が一樣に生じるようにされている。矢村らの実験と同様に無拘束の供試体に対しても実験が行われ、自由膨張ひずみが計測されている。なお、ひずみの測定は、機械式ひずみ計により供試体中央部 250 mm 間に対して測定された。

図-2.5、2.6 にそれぞれ矢村らおよび小柳らの実験より得られた、各拘束鋼材比の供試体における膨張ひずみの経時変化を示す。図-2.5 より、矢村らの実験では自由膨張ひずみは材齢 5

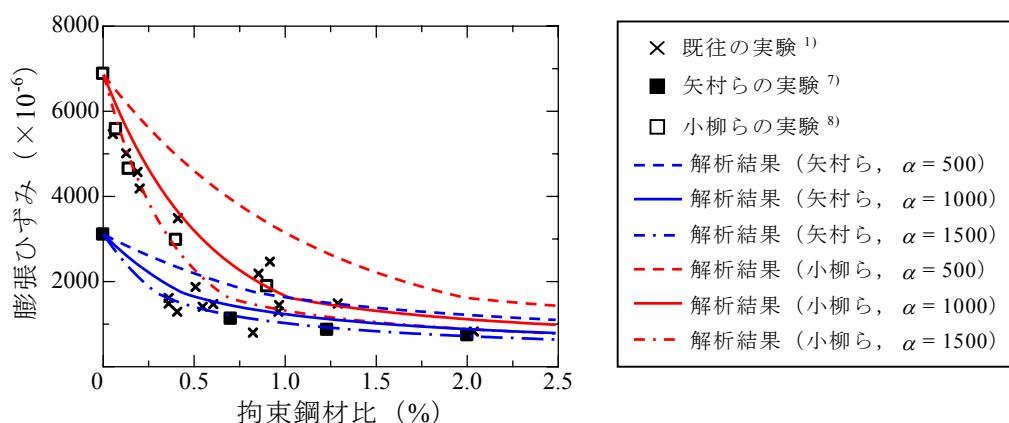


図-2.7 一軸拘束供試体と既往の実験結果の比較

ヶ月時で 3000μ 程度生じている。また、拘束された供試体では、拘束鋼材比が最小の 0.71% の供試体においても、膨張ひずみは 1000μ 程度と自由膨張ひずみの半分以上となっており、拘束の影響で膨張が大きく抑制されていることが分かる。一方、図-2.6 に示す小柳らの実験では、自由膨張ひずみは材齢約1年で 7000μ 程度生じている。また、拘束された供試体は拘束鋼材比が大きくなるにつれて膨張量が小さくなる傾向が見られる。なお、実験において、拘束鋼材比が 0.07% および 0.14% の供試体では鋼材の降伏が確認されている。

図-2.7 に、矢村らおよび小柳らそれぞれの実験における実験終了時の膨張ひずみと拘束鋼材比の関係を示す。また、図中には図-2.1 で示した既往の実験結果を併せて示す。矢村らおよび小柳らの実験結果を既往の実験結果と比較すると、両実験ともに拘束鋼材比が増加することにより膨張ひずみが低下しており、既往の実験結果と同様の傾向を示していることが分かる。また、鋼材が降伏した場合においても、その傾向は他の実験と大きく変わらないことが確認できる。一般に、ASR 膨張挙動は使用された材料や養生条件により異なることが考えられるが、図-2.7 より、拘束下の ASR 膨張挙動は、使用材料や養生条件が異なった場合においても、その傾向は概ね一致しており、骨材種類等に関係なく1つのモデルで評価できる可能性がある。今回着目した矢村らの実験は、拘束鋼材比が大きく膨張量が比較的小さいケースであり、小柳らの実験は拘束鋼材比が小さく膨張量が比較的大きいケースであり、両実験はそれぞれ既往の実験結果に対して下限値および上限値となっていることが分かる。したがって、両実験を妥当に評価することができるように構築されたモデルは、一般的な ASR 膨張挙動の評価へも適用可能であると考えられる。

(3) 膨張予測モデルの検討

矢村ら⁷⁾および小柳ら⁸⁾によって行われた実験を対象とし、提案した膨張予測モデルの適用性の検討ならびに損傷パラメータ Ω における α の値の検討を行う。なお、計算に用いたコンクリートの初期ヤング係数は、それぞれの実験において非反応性骨材を用いた供試体の強度試験から得られた値を用いた。矢村らの実験においては 45.0 GPa であり、小柳らの実験においては

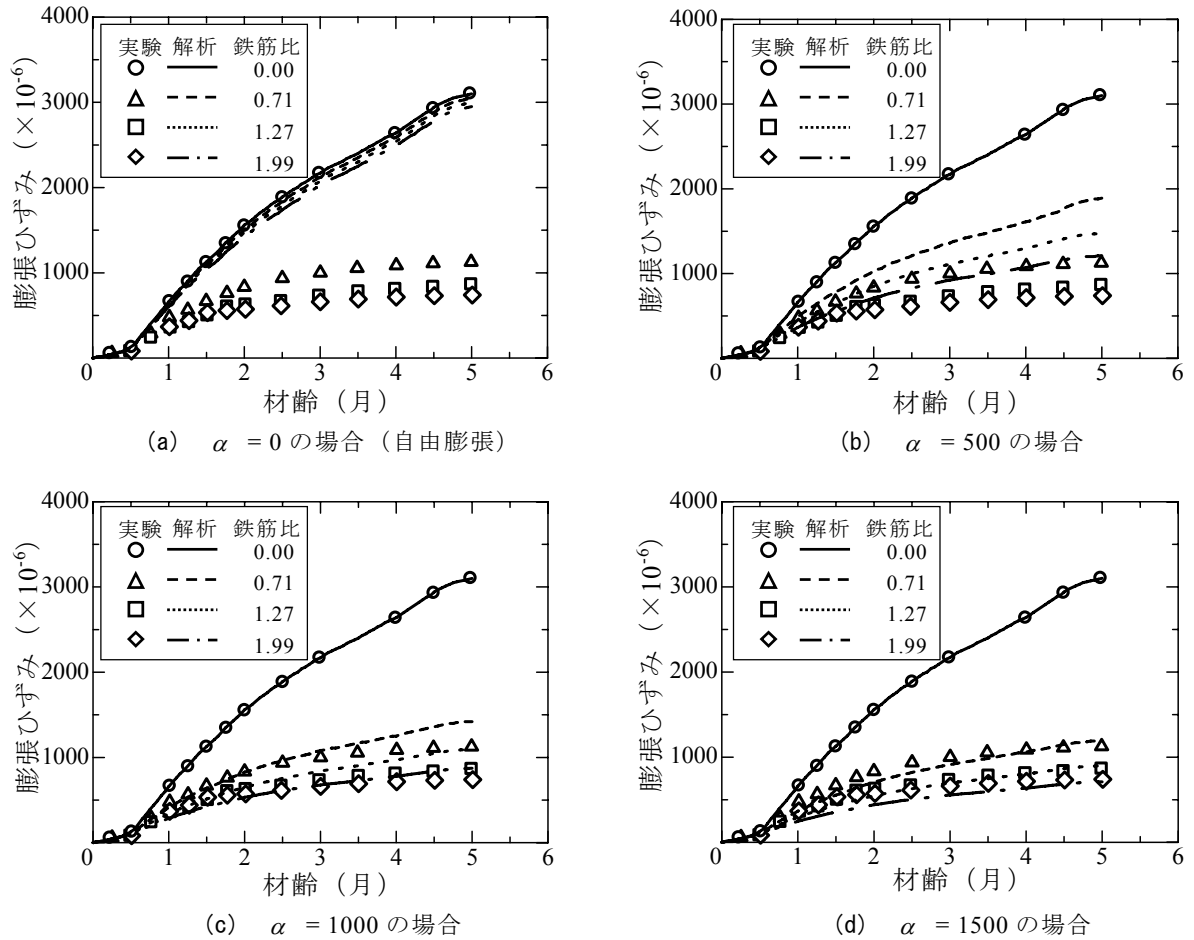


図-2.8 ASR 膨張予測モデルによる膨張ひずみの経時変化 (矢村らの実験)

直接計測されていなかったため、圧縮強度が 40.0 MPa であることと角柱供試体であることを考慮して 25.0 GPa とした。なお、解析は式(2.2)に示す通り、無拘束供試体の自由膨張ひずみが入力値となる。

図-2.8, 2.9 に α を 500, 1000, 1500 とした場合の、それぞれの実験に対する数値計算結果を示す。また、コンクリートを線形弾性体とした場合 ($\alpha = 0$, 弾性解析) の結果も示す。図から $\alpha = 0$ の場合は、矢村らおよび小柳らのどちらの実験を対象とした場合においても、最終的な膨張ひずみはもとより膨張の経時変化についても実験結果を過大に評価している。また、拘束鋼材比の違いによる膨張量の差異もほとんど生じておらず、弾性解析では ASR 膨張予測が出来ないことが再度示された。また、 α が大きい場合は膨張ひずみが小さく生じる傾向が得られているが、これは、 α が大きい場合はコンクリートの損傷がより早期に蓄積されることで、鋼材のコンクリートに対する剛性比が大きくなり、コンクリートの膨張が抑制されるためである。

図-2.8 に示す矢村らの実験を対象とした数値計算の結果から、 $\alpha = 500$ の場合は、膨張期間を通して実験結果を過大に評価している。また、 $\alpha = 1000$ の場合は、膨張期間の初期段階では、実験の膨張挙動を精度良く評価しているものの、最終的な膨張ひずみは若干大きく評価している。一方、 $\alpha = 1500$ の場合は、膨張期間の初期段階では、実験結果を過小に評価しているもの

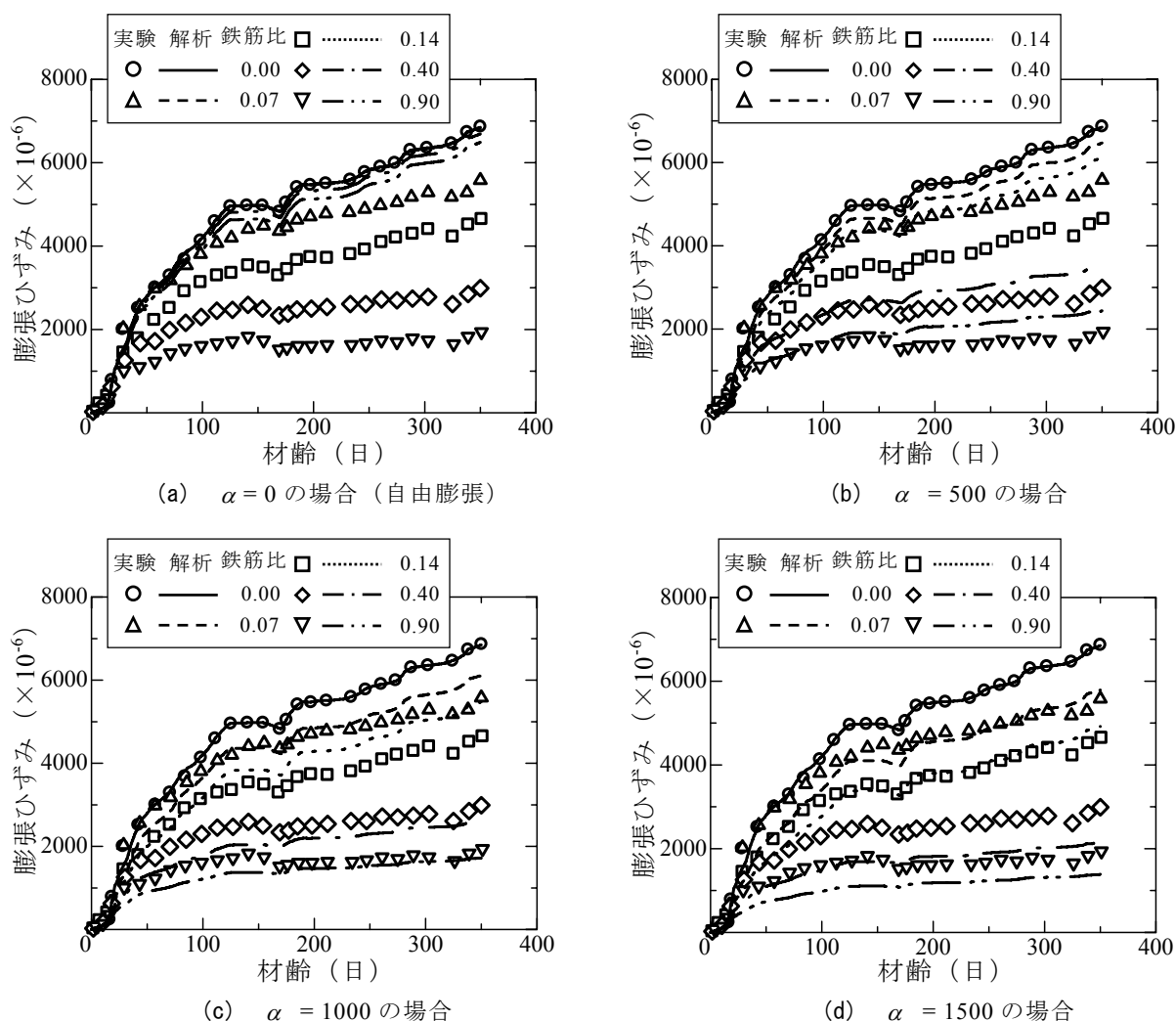


図-2.9 ASR 膨張予測モデルによる膨張ひずみの経時変化 (小柳らの実験)

の、最終的な膨張ひずみに関しては、実験値を精度よく評価している。

図-2.9の小柳らの実験を対象とした数値計算の結果から、 $\alpha = 500$ の場合は、拘束が小さな場合 (拘束鋼材比 0.07 % および 0.14 %) に対しては、膨張期間を通して実験結果を過大に評価しているものの、拘束が大きな場合 (拘束鋼材比 0.40 % および 0.90 %) に対しては、実験結果を概ね再現している。 $\alpha = 1000$ の場合は、拘束が小さな場合 (0.07 %, 0.14 %) に対しては、実験結果を若干大きめに評価しており、また、拘束が大きな場合 (0.40 %, 0.90 %) に対しては、実験結果を若干小さめに評価しているものの、いずれの場合においても膨張期間を通して膨張挙動を概ね捉えている。また、 $\alpha = 1500$ の場合は、拘束が小さな場合 (0.07 %, 0.14 %) に対しては、膨張期間を通して実験結果を妥当に評価しているものの、拘束が大きな場合 (0.40 %, 0.90 %) に対しては、実験結果を過小に評価する傾向がある。なお、鋼材比が 0.07 % および 0.14 % の場合においては、全ての解析において鋼材は降伏しており、鋼材降伏後の挙動も妥当に評価できていることが確認できる。すなわち、本提案モデルを用いれば、鋼材降伏後の ASR 膨張挙動も評価可能であるといえる。

以上のことから、膨張に伴って損傷を蓄積させるモデルを用いることで、ASR 膨張挙動を評価できることが示された。ここで、図-2.7 に、矢村らおよび小柳らの実験で得られた自由膨張ひずみを用いて、 α の値を 500, 1000, 1500 とした場合に得られる拘束鋼材比と膨張ひずみの関係を示す。矢村らおよび小柳らの実験は既往の ASR 膨張試験の下限値と上限値となっており、また、 α の値を 500~1500 程度に設定することで、既往の実験結果と同様の傾向を示していることが分かる。前述したように、拘束下の ASR 膨張挙動は、使用する材料や養生条件、環境条件等によらず概ね同一の傾向を示すことから、 α の値としては、矢村らおよび小柳らの実験を概ね妥当に評価していた $\alpha = 1000$ を用いることが妥当であるといえる。したがって、本論文の以降の解析においては、特に断らない限り $\alpha = 1000$ とする。なお、本研究で提案した膨張予測モデルは割線剛性型の構成モデルであるため、膨張挙動の履歴に依らず膨張ひずみは損傷パラメータ Ω の大きさと 1 対 1 の関係にある。すなわち、力の釣合いを満足する損傷パラメータの値によってのみ最終的な膨張ひずみが定まる。したがって、 Ω の値が等しくなるときの膨張ひずみの違いが膨張挙動の違いに現れる。今回仮定した $\alpha = 500, 1000, 1500$ に対して、例えば $\Omega = 0.98$ となる膨張ひずみは、それぞれ 9700μ , 2500μ , 1150μ となり、その違いは大きいことが分かる。ただし、より正確には、式(2.2)により計算される応力が力の釣合いを満足するように、繰返し計算を経た後に、真の膨張ひずみが定まる。

なお、既往の研究より ASR が生じたコンクリートの弾性係数は、膨張量 2500μ で約 50%, 10000μ で約 35%程度低下することが確認されている¹⁾。一方、提案した膨張予測モデルでは、図-2.3 に示すように膨張量 1000μ 程度で 90%以上の剛性低下となるが、本モデルは損傷理論に基づいた割線タイプの構成則を用いているため、剛性の低下は割線弾性係数の低下を意味する。したがって、ASR 劣化したコンクリートの材料試験から得られる弾性係数とは異なることに注意されたい。また、急激に損傷が蓄積するモデルが実験値と良く一致した理由としては、拘束下においても自由膨張ひずみを膨張の駆動力としていることや、クリープなどによる時間依存性の変形を含めてモデル化していることが考えられる。すなわち、本モデルはクリープ等の時間依存性の変形も含んだマクロな膨張モデルであり、損傷パラメータ Ω は実際の劣化損傷を直接表現するものではない。また、ひび割れそのものの挙動も考慮していない。

2.3 ASR 膨張モデルの有限要素法への適用

2.3.1 3次元応力場における膨張予測モデル

提案した膨張予測モデルを有限要素法に適用し 3次元応力場へと拡張する。ASR 膨張は体積変化を生じさせるものであることから、3次元応力場における ASR 膨張は主応力方向に生じるものと仮定し、自由膨張ひずみの入力はいずれの主応力方向へ入力することとした。また、損傷に伴

う剛性の低下は各主応力方向に生じる膨張ひずみを対象として考慮する．なお，本モデルにおいても一軸膨張予測モデルと同様に，応力は割線弾性理論により算定する．すなわち，ひび割れの発生等の損傷による剛性の低下は考慮しているが，ひび割れ発生そのものの挙動は考慮していない．以上のことから，主応力方向と主ひずみ方向が常に一致するという仮定の下で，応力は次式より算定される．

$$\{\sigma\}_\ell = [D]\{\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{01} \quad \varepsilon_{c2} - \varepsilon_{02} \quad \varepsilon_{c3} - \varepsilon_{03} \quad \gamma_{12} \quad \gamma_{23} \quad \gamma_{31}\}_\ell^T \quad (2.4)$$

ここで，下付きの ℓ は主応力方向で定義される局所座標系であり， ε_{ci} および ε_{0i} は，それぞれ局所座標系の i 方向の膨張ひずみおよび自由膨張ひずみである．また， $[D]$ はコンクリートの直交異方性材料に対する関係である次式を用いた¹⁹⁾．

$$[D] = \frac{1}{\phi} \begin{bmatrix} E_1(1-\nu^2) & \sqrt{E_1 E_2} \nu(1+\nu) & \sqrt{E_1 E_3} \nu(1+\nu) & 0 & 0 & 0 \\ & E_2(1-\nu^2) & \sqrt{E_2 E_3} \nu(1+\nu) & 0 & 0 & 0 \\ & & E_3(1-\nu^2) & 0 & 0 & 0 \\ & & & G_{12}\phi & 0 & 0 \\ & & & & G_{23}\phi & 0 \\ sym. & & & & & G_{31}\phi \end{bmatrix} \quad (2.5a)$$

$$G_{ij} = \frac{1}{4\phi} (E_i + E_j - 2\nu\sqrt{E_i E_j} - \nu^2(\sqrt{E_i} + \sqrt{E_j})^2) \quad (2.5b)$$

$$\phi = 1 - 3\nu^2 - 2\nu^3 \quad (2.5c)$$

ここで， ν はポアソン比である．また， E_i は各方向の剛性であり，それぞれの方向の損傷パラメータ Ω_i を用いて，次式のように表される．

$$E_i = (1 - \Omega_i) E_{c0} \quad (2.6)$$

ここで， E_{c0} はコンクリートの初期剛性であり， Ω_i は式(2.3)を用いて算出される．

なお，ASR により膨張したコンクリートのポアソン比は，1 軸圧縮試験の結果から最大応力の 33% 程度であれば無損傷のコンクリートと同程度であることが確認されている¹⁸⁾．したがって，本研究では膨張量にかかわらず 0.18 とした．

2.3.2 鉄筋モデルと付着特性

鉄筋は，トラス要素により離散的にモデル化し，バイリニア型の応力-ひずみ関係を適用した．降伏後の剛性は，初期剛性の 1/100 とした．トラス要素は，コンクリート要素内に任意方向，任意本数配置できるよう，コンクリート要素とは独立した節点により構成されるようモデルとした．また，両要素の節点間に付着応力-すべり関係を適用した付着要素を考慮すること

で、鋼材とコンクリートとの付着挙動をモデル化した²⁰⁾。図-2.10 および式(2.7)に付着応力-すべり関係を示す。このモデルは、付着強度までは、菅ら²¹⁾が RC 部材解析への適用のために提案した、島らのマッシブなコンクリートに対するモデルの付着強度²²⁾を 0.4 倍し曲率を変化させたモデルである。付着強度以降は、直線的な軟化挙動を仮定した。

$$\tau = \begin{cases} 0.4 \times 0.9 \times (f'_c)^{2/3} (1 - \exp(-40(s/D)^{0.5})) & 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{\max} - (\tau_{\max} - 0.1\tau_{\max})(s - s_1)/(s_2 - s_1) & s_1 \leq s \leq s_2 \\ 0.1\tau_{\max} & s_2 \leq s \end{cases} \quad (2.7)$$

ここで、 f'_c はコンクリートの圧縮強度(MPa)、 D は鉄筋径(mm)、 s_1 、 s_2 はそれぞれ 0.2 (mm)、0.4 (mm)である。

2.4 有限要素解析による一軸拘束供試体の膨張挙動評価

ここでは、前述の矢村らおよび小柳らの実験を対象として 3 次元有限要素解析による膨張挙動評価を行い、提案した膨張予測モデルの妥当性を検証するとともに、有限要素法の有用性について述べる。

図-2.11 に一軸拘束供試体の解析モデルを示す。解析では、実験供試体の鉄筋軸方向の対称性を考慮し、1/2 モデルで解析を行った。鉄筋は、前述のように離散的にモデル化し、付着要素により鉄筋とコンクリート間の付着挙動を考慮した。また、実験では、鋼板と鉄筋は溶接接合されていることから、解析では、鋼板と鉄筋要素を完全付着とした。なお、矢村らの実験供試体と小柳らの実験供試体は同寸法・同形状であるため解析には同様のモデルを用いた。材料諸元は、それぞれ要素レベルの検証時に用いた値を採用した。ただし、小柳らの実験において

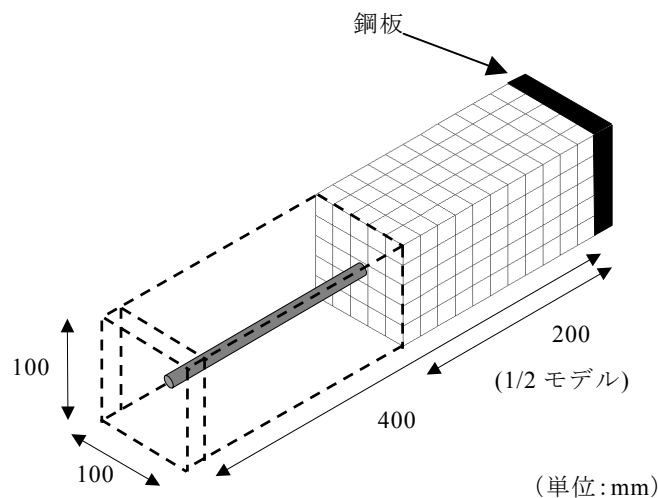


図-2.11 解析モデル

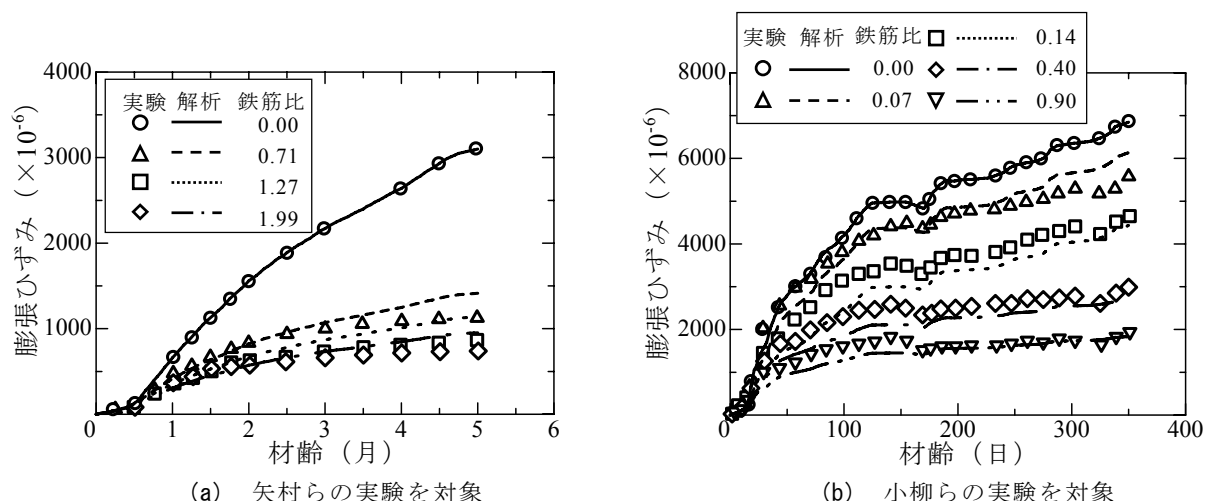


図-2.12 3次元有限要素解析による膨張挙動の予測

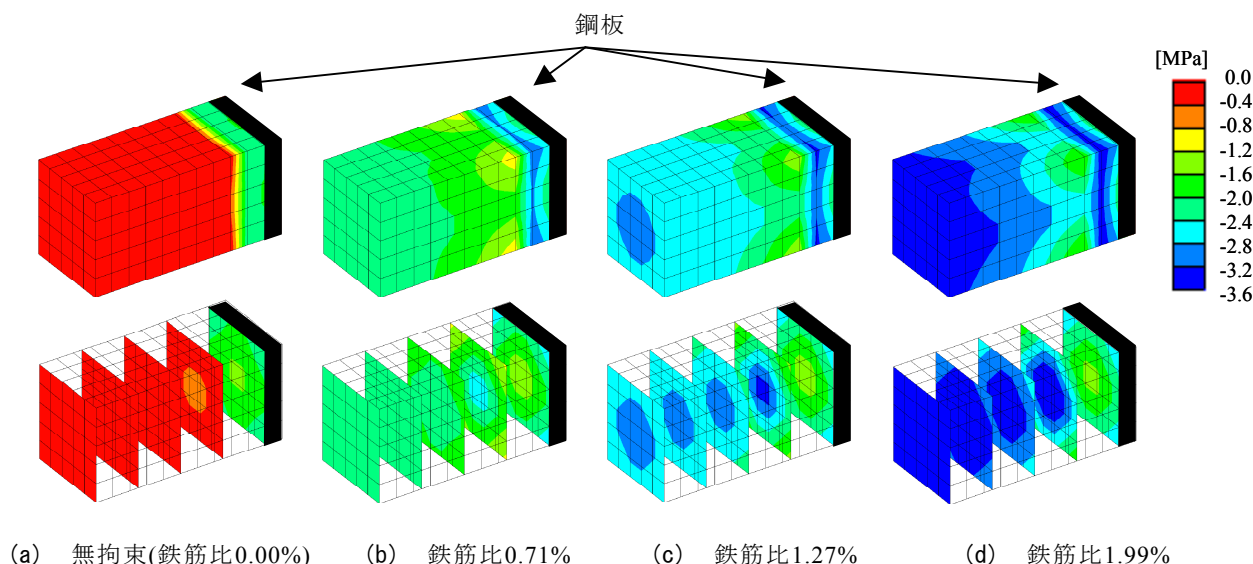


図-2.13 鉄筋比の違いによる最小主応力分布の比較 (矢村らの実験)

丸棒が用いられた供試体（拘束鋼材比 0.40 %および 0.90%）に対しては，付着強度を 40%に低減することでその影響を考慮した²⁵⁾。

図-2.12 に解析により得られた膨張ひずみの経時変化を実験値と併せて示す．なお，図における膨張ひずみは，実験で計測した方法と同様に，コンクリート表面における 250 mm 間の軸方向変位を測定間距離で除すことにより求めた．解析の結果，並列モデルの場合と同様に，解析値は実験値を概ね再現しており，提案した膨張予測モデルは，3次元有限要素解析においても十分妥当な結果が得られることが分かる．

図-2.13 に，矢村らの実験を対象とした解析より得られた各拘束鋼材比における材齢 5 ヶ月時の最小主応力分布を示す．図より，鋼材比が大きくなるにつれて圧縮応力をより大きく受けていることが分かる．これは，拘束力が大きいほど，膨張が抑制されるために，より大きな圧

縮応力が生じたからであると考えられる。また、供試体軸方向の応力分布からは、供試体中央に近づくほど大きな圧縮応力が生じていることが分かる。加えて、断面内の応力分布からは、鉄筋が配置されている断面中央は、表面部に比べてより大きな応力が生じていることが分かる。これは、鋼材による拘束が供試体内において一様ではないことを意味しており、圧縮応力が大きく生じている供試体中央および断面中央では、より大きな拘束を受けているといえる。なお、図において鋼板付近に応力が集中している領域があるが、これは剛な鋼板とコンクリート要素の境界において、すべりを許容していないため、コンクリートの軸直角方向の膨張が拘束されたことが原因である。

以上のことから、本研究で提案した膨張予測モデルは3次元有限要素解析においても十分妥当な結果が得られており、提案した膨張予測モデルを適用することで、ASR 膨張挙動の評価が可能であることがいえる。また、有限要素解析を用いることで、実験では計測することが困難な供試体内部の応力分布等を評価することができ、有限要素法の有用性が示された。

2.5 多軸方向に配筋された RC 部材の膨張挙動評価

本章では、金沢大学において行われた多軸方向に配筋された ASR 膨張実験^{2), 10)}を対象とした膨張挙動解析を通して、提案モデルの妥当性を確認するとともに、多軸拘束を受ける RC 部材の膨張挙動を評価する。また、近年問題となっている補強筋の曲げ加工部における破断等の損傷について考察を加える。ASR 膨張が補強筋の曲げ加工部に及ぼす影響については、これまでに眞野ら¹⁵⁾や田中・岸²⁵⁾が曲げ加工部を対象とした2次元有限要素解析により検討しており、ASR 膨張による補強筋隅角部の曲げ戻しが補強筋に局所的なひずみを生じさせることを解析的に明らかにしている。本章では、RC 部材の3次元有限要素解析により曲げ加工部をモデル化した解析を行い、ASR 膨張が曲げ加工部における局所的なひずみ応答に及ぼす影響について検討する。

2.5.1 実験供試体概要

図-2.14に解析の対象とした金沢大学で行われた実験供試体の概要を示す。また、供試体の配筋詳細を表-2.1に示す。供試体寸法は、 $300 \times 300 \times 900$ mm である。実験は、下段鉄筋を D13 と一定にし、上段鉄筋を D6（鉄筋比 0.4 %）、D10（0.5 %）、D13（0.6 %）と変化させた3体の供試体に対して行われており、上段の鉄筋量を変化させることで上部の膨張が卓越するように設計されている。コンクリートの配合は、水セメント比 53%、細骨材率 42%であり、反応性粗骨材として能登半島産の両輝石安山岩碎石が使用されている。また、ペシマム混合量が考慮されており、粗骨材中の反応性骨材混合割合は 50%である。コンクリート中の総アルカリ量

表-2.1 供試体配筋詳細

供試体の種類		供試体の配筋		
鉄筋比 (%)	横拘束筋比 (%)	上段鉄筋	下段鉄筋	帯筋
0.40	1.06	D6	D13	D13
0.50	1.06	D10	D13	D13
0.60	1.06	D13	D13	D13

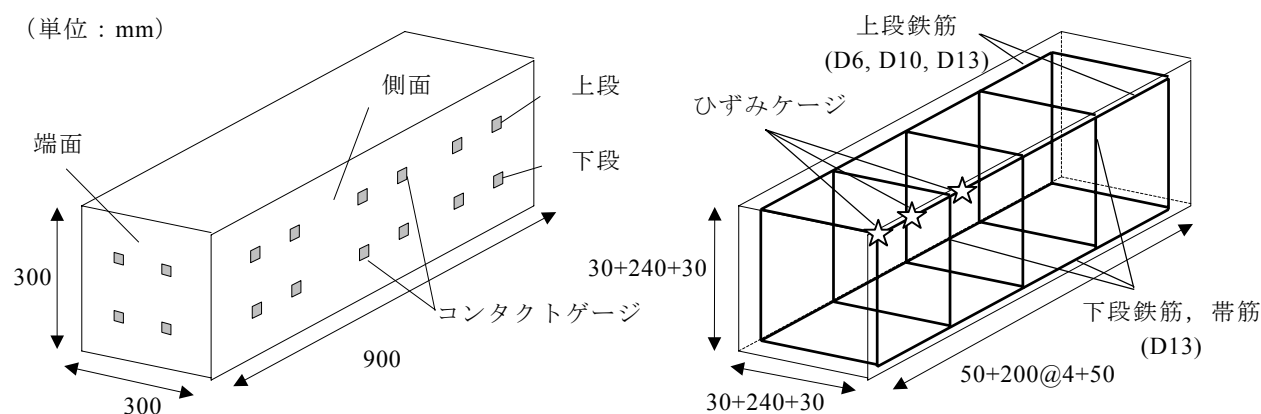


図-2.14 実験供試体概要

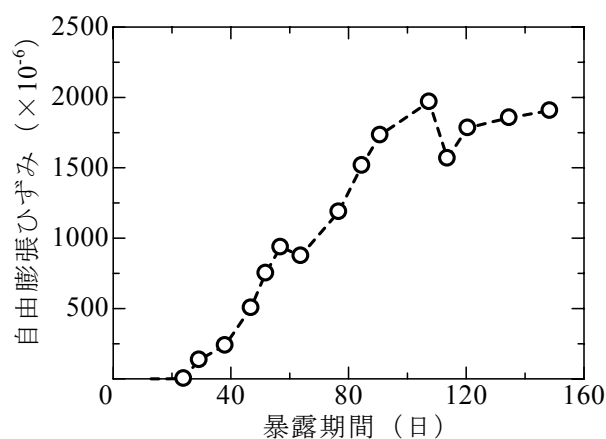


図-2.15 自由膨張ひずみの経時変化

は 8kg/m^3 である。供試体は、打設後 2 週間の湿空養生の後、金沢大学工学部構内に暴露された。実験では、供試体側面、端面に貼付されたコンタクトゲージを用いて各方向の表面ひずみが測定されており、鉄筋比と膨張ひずみの関係について検討されている。また、上段鉄筋にひずみゲージを貼付することで、鉄筋に生じるひずみが計測されている。なお、無拘束供試体を用いた自由膨張ひずみが計測されており、図-2.15 に示す自由膨張ひずみの履歴が得られている。

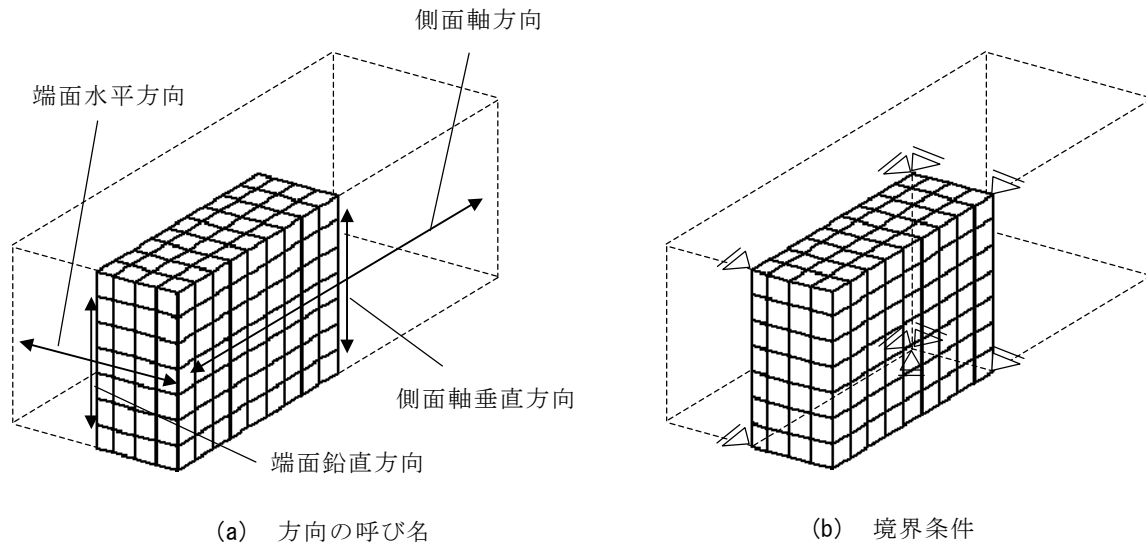


図-2.16 解析モデル

2.5.2 解析概要

図-2.16に解析モデルを示す．方向の呼び名は図-2.16(a)に示すように中島ら¹⁰⁾に従った．解析モデルは，実験供試体の軸方向および断面奥行き方向の対称性を考慮して 1/4 モデルとした．

本節では，鉄筋をトラス要素ではなく 2 節点 12 自由度を有する 3 次元はり要素を用いて離散的にモデル化した．また，ファイバーモデルに基づいて，断面内をセル分割し，各セルに材料の応力-ひずみ関係を適用した．セルに適用した応力-ひずみ関係は，前節同様にバイリニアモデルを仮定した．このように，鉄筋をファイバーモデルによりモデル化することで，鉄筋断面内の局所的な応力や曲げ変形による応力勾配等について評価可能となる．なお，本研究においては，コンクリート要素とはり要素の自由度の違いについては特段の考慮はしていないため，はり要素の回転自由度はコンクリート要素の変形とは独立している．

鉄筋の曲げ加工部においては，要素を長さ 1 mm 程度で細かく分割することで曲げ加工部の曲線を近似するようにモデル化した．なお，曲げ加工部の要素寸法をパラメータとした解析を行い，曲げ加工部に生じるひずみが要素寸法に依存しないことを確認している．実験供試体に用いられた鉄筋の曲げ半径については，詳細なデータが記載されていなかったため，設計上の規定である 2.5ϕ (ϕ は鋼材の公称直径)²⁴⁾を十分満足するように 40 mm とした．なお，曲げ半径の違いが曲げ加工部のひずみ応答に及ぼす影響については，2.5.5 にて検討を行う．

境界条件は，図-2.16(b)に示すように，対称面を面垂直方向に固定し，下面中央部を鉛直方向に固定とした．なお，実験における供試体の支持条件は，玉砂利の上に据え置かれた状態であった．材料諸元は，コンクリートのヤング係数を 25 GPa とし，鉄筋のヤング係数，降伏強度をそれぞれ 200 GPa, 360 MPa とした．解析時に入力する膨張ひずみは，図-2.15 に示す実験

から得られた自由膨張ひずみを用いた。また、比較対象として、等方膨張を仮定し損傷を生じないモデル ($\alpha = 0$, 等方弾性解析) の解析も行った。

2.5.3 コンクリート表面における膨張ひずみの評価

(1) コンクリート表面の膨張ひずみ性状の評価

コンクリートの平均的な膨張挙動を評価するために、コンクリート表面の膨張ひずみについて検討を行う。図-2.17, 2.18 に実験における暴露期間 150 日目 (自由膨張ひずみ 1920μ) のコンクリートの側面ならびに端面の表面ひずみの実験値と解析値を併せて示す。なお、解析におけるひずみは、実験と同様に測定点の相対的な変形量を測定間長さで除すことで算出した。

図-2.17 より、供試体側面における表面ひずみは、実験では軸方向、軸垂直方向ともに鉄筋

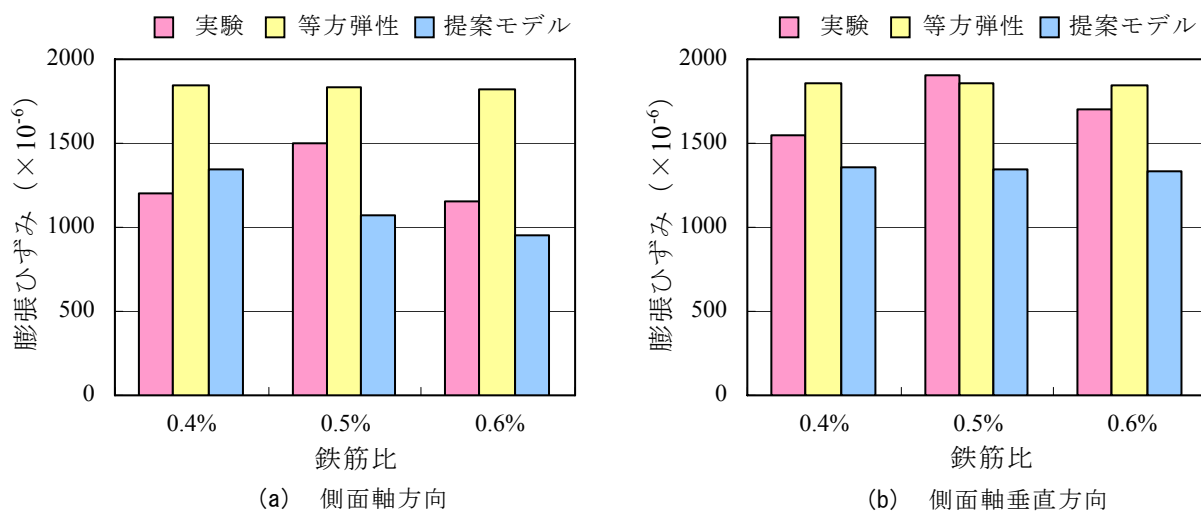


図-2.17 コンクリートの側面における表面ひずみ (暴露期間 150 日目)

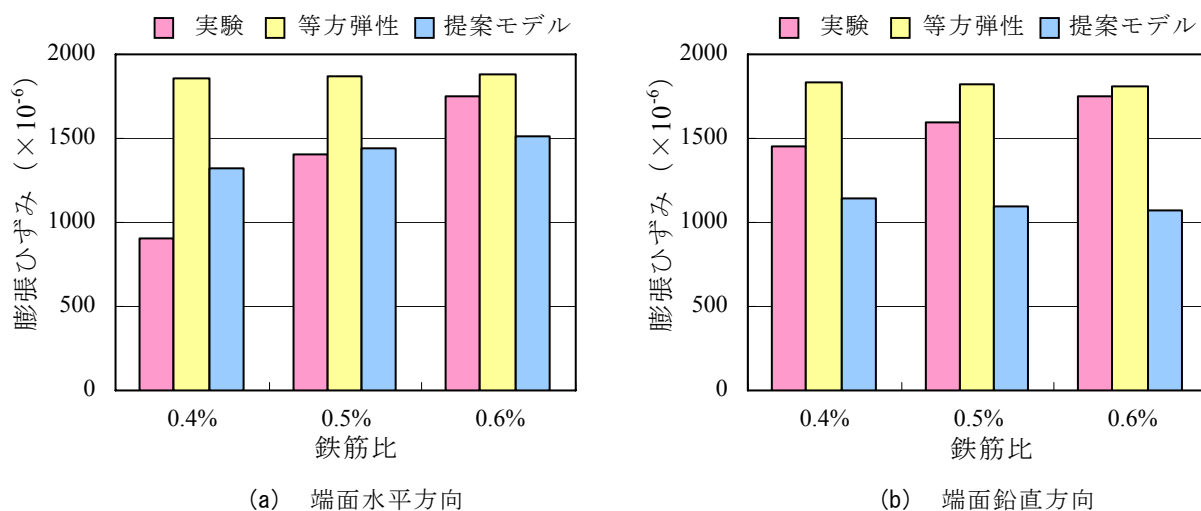


図-2.18 コンクリートの端面における表面ひずみ (暴露期間 150 日目)

比の違いによる影響をほとんど受けていない。等方弾性解析の結果は、鉄筋比の違いによる影響は無く、膨張ひずみは軸方向、軸垂直方向ともに実験値よりも大きく予測されている。一方、提案した膨張予測モデルを用いた解析では、軸方向については鉄筋比が大きいほど膨張ひずみが小さくなっている。また、軸垂直方向のひずみは鉄筋比の違いによる影響を受けていないが、これは、軸垂直方向の鉄筋量に違いが無いからである。膨張ひずみの値は、軸方向、軸垂直方向ともに若干小さく見積もられているものの、実験値を概ね捉えているといえる。

図-2.18より、供試体端面における表面ひずみは、実験では、水平方向、鉛直方向ともに鉄筋比が大きいほど膨張ひずみの値が大きくなっている。この結果に対して中島らは、軸方向の膨張を拘束した分、それ以外の方向に膨張が生じるためと考察している¹⁰⁾。すなわち、拘束の弱い方向へと膨張するASRによる膨張の特徴が表われた結果であるといえる。一方、等方弾性解析では、膨張ひずみはいずれの鉄筋比においても実験値よりも大きく、鉄筋比の違いによる膨張挙動の方向性は見られない。提案した膨張予測モデルを用いた解析では、水平方向ひずみは、鉄筋比が大きくなるにつれて膨張量が大きくなる傾向が見られる。また、膨張ひずみの値も実験と概ね同程度となっていることが確認できる。ただし、鉛直方向のひずみは、鉄筋比の違いによる影響は現れておらず、実験とは異なった傾向となっている。この理由としては、実際の膨張挙動は、各方向の膨張が相互に依存しており、拘束の弱い方向へより大きく膨張するのに対して、本研究で提案した膨張予測モデルは、膨張挙動を各方向で独立に取り扱っているからであると考えられる。

(2) 軸方向の鉄筋比の相違がコンクリートの膨張挙動に及ぼす影響評価

コンクリートの局所的な膨張挙動として、軸方向の鉄筋比の相違がコンクリートの膨張挙動に及ぼす影響を検討するため、供試体の上部と下部における表面ひずみの差について検討する。

図-2.19に供試体の側面軸方向の上部と下部における表面ひずみの差の経時変化を示す。図より、実験では、上下のひずみの差は上段鉄筋量が小さいほど大きくなる傾向が得られており、上段と下段の鉄筋量が等しいときには、ひずみの差はほとんど生じていない。このことから、軸方向の膨張挙動は鉄筋の拘束の影響を大きく受けていることが分かる。等方弾性解析では、鉄筋の拘束の影響を受けず上下のひずみの差はほとんど生じていない。一方、提案した膨張予測モデルを用いた解析では、上下の鉄筋量の違いにより膨張ひずみに差が生じる結果が得られている。また、ひずみの差は上段鉄筋量が小さいほど大きくなっており、実験と同様の傾向が得られていることが確認できる。

図-2.20に暴露期間150日目における供試体の側面軸方向および端面水平方向の上部と下部の表面ひずみの差を示す。実験の結果から、側面軸方向の表面ひずみは、前述のように上下の鉄筋量の違いによる影響を受けている。また、端面において上下の表面ひずみの差はほとんど生じておらず、端面水平方向の膨張挙動は軸方向の鉄筋比の違いによる影響を受けないことが分かる。等方弾性解析では、側面、端面ともに上下のひずみの差は生じておらず、鉄筋比の違

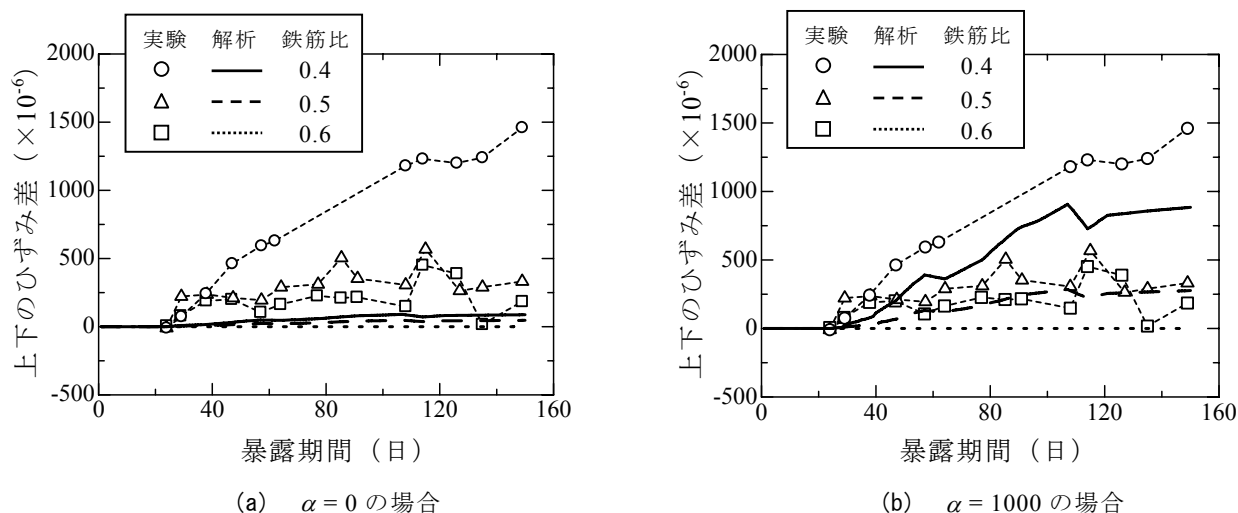


図-2.19 上部と下部の表面ひずみの差の経時変化（側面軸方向）

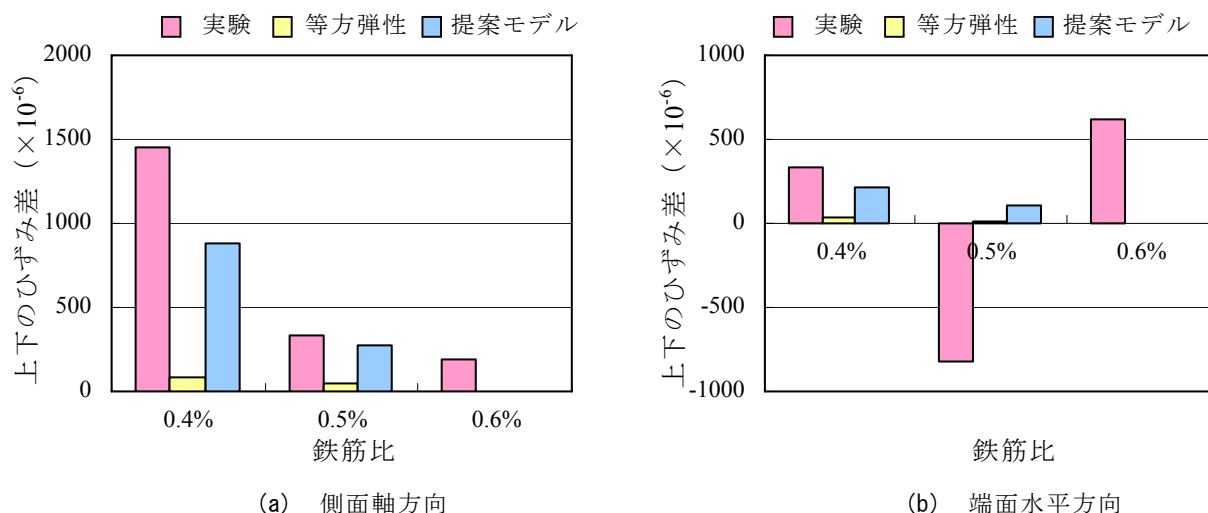


図-2.20 上部と下部の表面ひずみの差（暴露期間 150 日目）

いによって膨張挙動は影響を受けないことが分かる．一方，提案した膨張予測モデルを用いた解析では，側面軸方向に関しては鉄筋比が小さくなるにつれて上下のひずみの差が大きくなっており，実験結果と同様の傾向が得られている．また，端面水平方向に関しては，わずかなはあるが上下の鉄筋量の違いによる影響を受けているが，その影響は側面軸方向と比較して小さなものである．なお，鉄筋比 0.6 % の供試体は上下の鉄筋量が等しいため，解析上ひずみの差は生じない．

以上のことから，等方弾性解析では，ASR 膨張挙動評価を適切に行えないことが再確認されたとともに，提案した膨張予測モデルは実験値を概ね妥当に評価しており，提案モデルの妥当性が示された．なお，拘束の弱い方向へとより大きく膨張する ASR の特徴を再現，予測するためには，多軸の影響を考慮した膨張予測モデルが必要であると考えられる．また，解析では供試体全体に等しく自由膨張ひずみを入力しているが，実現象においては水分や温度の影響や供

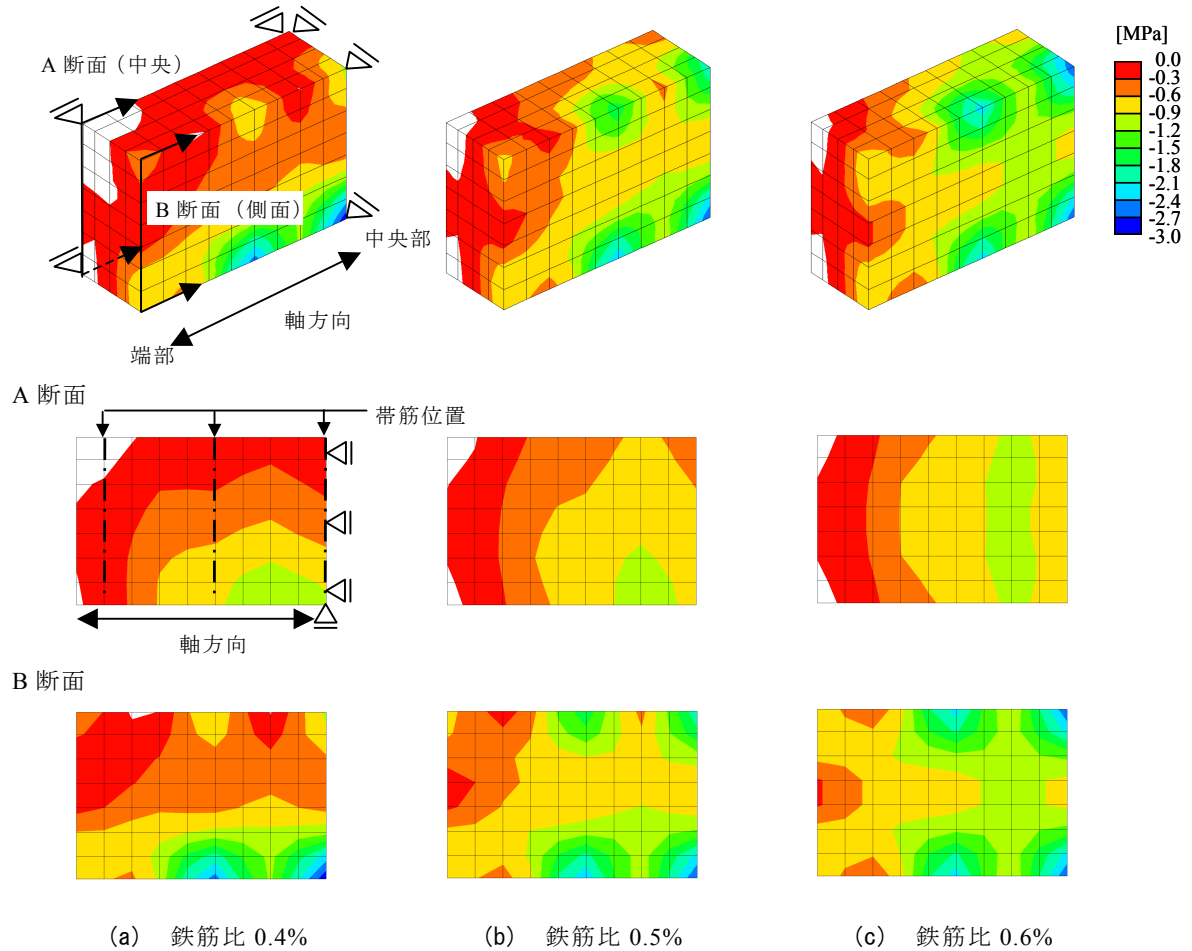


図-2.21 鉄筋比の違いによる軸方向応力分布の比較

試体内部のアルカリ濃度分布により，ASR の生じる領域が供試体内で分布することが明らかとなっている²⁶⁾．水分や温度の影響を考慮することで，ASR 膨張による構造物の劣化性状をより妥当に評価できる可能性があるが^{27), 28)}，それらは環境条件に大きく左右されるため適切に考慮することは困難である．本研究では，鉄筋等の拘束の影響による膨張性状の違いに着目し，主に構造的な要因による劣化性状を評価，検討することとし，水分や温度の影響については考慮しない．

2.5.4 ASR 膨張により生じる内部応力の評価

図-2.21 に，提案した膨張予測モデルを用いた解析より得られた，暴露期間 150 日目における各供試体の供試体軸方向の応力分布を示す．図には，供試体中央（A 断面）ならびに側面（B 断面）における応力分布をそれぞれ示している．赤色から青色になるほど大きな圧縮応力が生じていることを示しており，白地は引張応力が生じている領域である．

図より，いずれの鉄筋比においても供試体端部では圧縮応力はほとんど生じておらず，軸方向の中央部へ向かうにつれて圧縮応力が大きくなっている．また，圧縮応力は軸方向鉄筋によ

る拘束の影響により生じるため、供試体下部の軸方向鉄筋近傍において大きな圧縮応力が生じている。同様に、供試体の中央と側面を比較すると、軸方向鉄筋の影響が大きい供試体側面の方が圧縮応力は大きく、供試体側面の方が断面高さ方向に大きな応力差が生じている。なお、いずれの供試体においても下段の鉄筋量は等しいため、供試体下部にはほぼ同定度の圧縮応力が生じている。

RC 部材に ASR 膨張が生じると、補強筋が膨張を抑制することで供試体内部にはケミカルプレストレスが生じることが明らかにされている^{29), 30)}。提案した膨張予測モデルは、コンクリートの膨張量のみならずケミカルプレストレスも評価可能と考えられ、RC 構造物内部の応力状態の評価に対しても有用であるといえる。

2.5.5 鉄筋に生じるひずみの評価

近年、ASR により劣化した RC 構造物において、鉄筋曲げ加工部において鉄筋の破断や亀裂が生じていることが報告されている¹⁾。今回対象とした実験においても、コンクリートの表面ひずみのほかに上段鉄筋のひずみが計測されており、ASR 膨張が鉄筋の破断に及ぼす影響について検討されている。ここでは解析において得られた鉄筋ひずみを評価することで、曲げ加工部のひずみの局所化について検討する。なお、補強筋の破断に及ぼす影響因子については、ASR 膨張の他に、補強筋自身の損傷、劣化（曲げ加工硬化や残留応力、鉄筋の腐食など）も考えられているが、本研究では、ASR 膨張が補強筋曲げ加工部に及ぼす影響についてのみ抽出して評価することを目的とするため、補強筋自身の劣化は考慮しない。また、曲げ加工による初期ひずみや残留応力についても考慮していないことに注意されたい。

(1) 上下の拘束度が異なる場合の鉄筋ひずみの評価

図-2.22 に各鉄筋比における上段鉄筋の各点（(a)中の A, B, C 点）に生じるひずみの経時変化の解析値と実験値の比較を示す。なお、参考文献 2), 10)には実験におけるひずみの計測点の正確な位置が記述されていないため、解析におけるひずみの出力点は文献に示された図より計測点位置を推測することで決定した。また、ひずみははり要素の曲率を考慮し、実験と同様に鉄筋の内側のひずみを算出した。

図より、実験では A 点（曲げ加工部）において降伏ひずみ（ 1800μ ）を超える引張ひずみが生じているのに対して、曲げ加工部から離れた B, C 点では位置では降伏ひずみを超えるようなひずみは生じていない。曲げ加工部において引張ひずみが局所的に生じる要因は、コンクリートが膨張することで曲げ加工部の鉄筋の曲げ戻しが生じたためであると考えられる。また、A 点では鉄筋比 0.5%の供試体の方が 0.4%のものより大きなひずみが生じており、曲げ加工部のひずみは鉄筋比の違いによる影響を受けていないが、B, C 点では、鉄筋比が小さいほど大きなひずみが生じており、直線部のひずみは鉄筋比の違いによる影響を受けることが確認でき

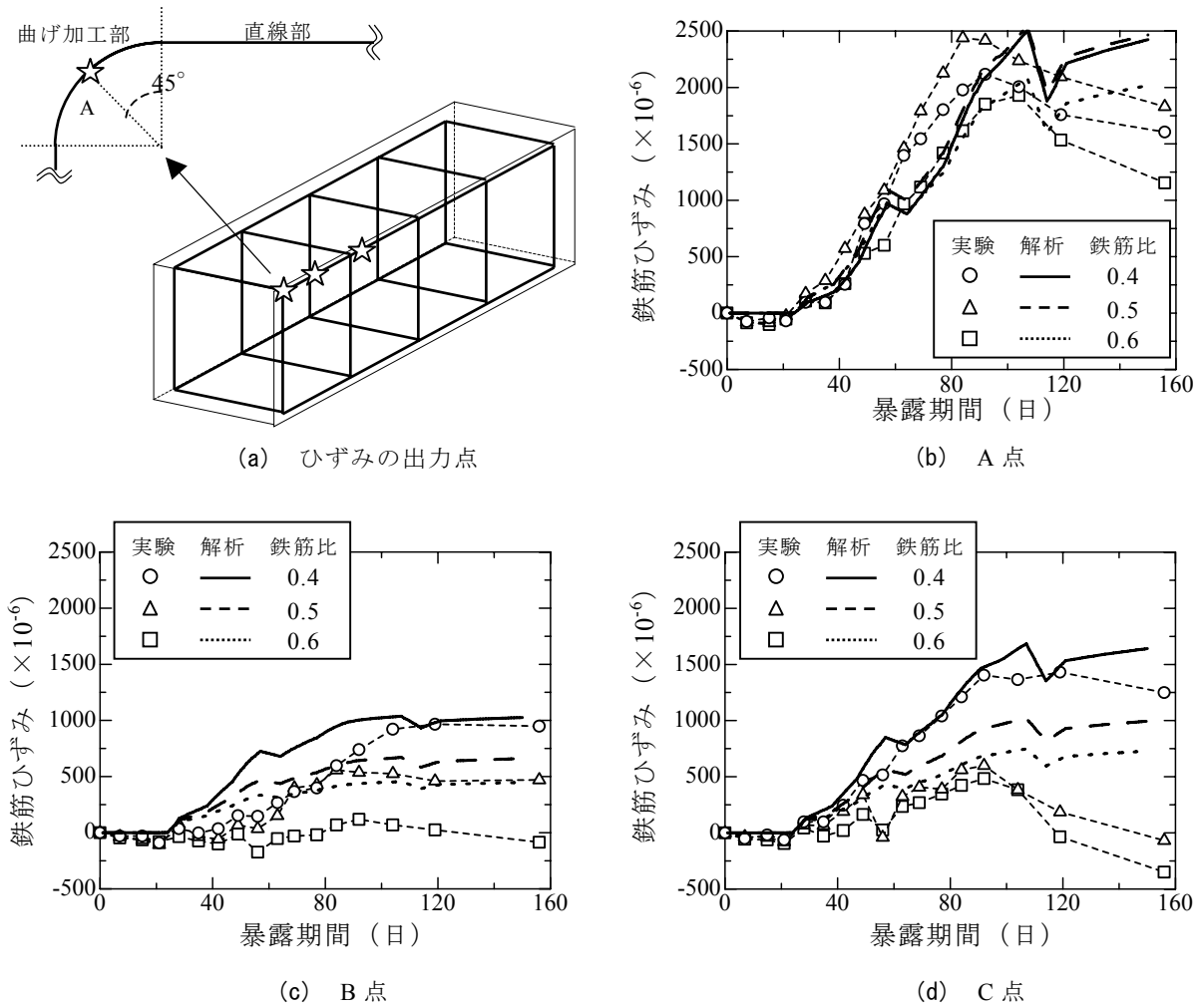


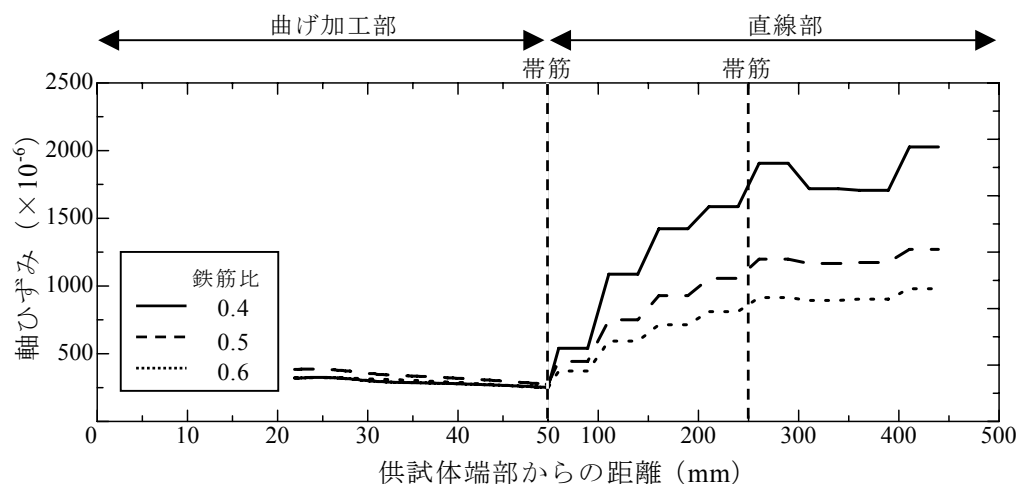
図-2.22 鉄筋に生じるひずみの経時変化

る。これは、鉄筋比が異なることでコンクリートの軸方向の膨張量が変化することに起因すると考えられる。

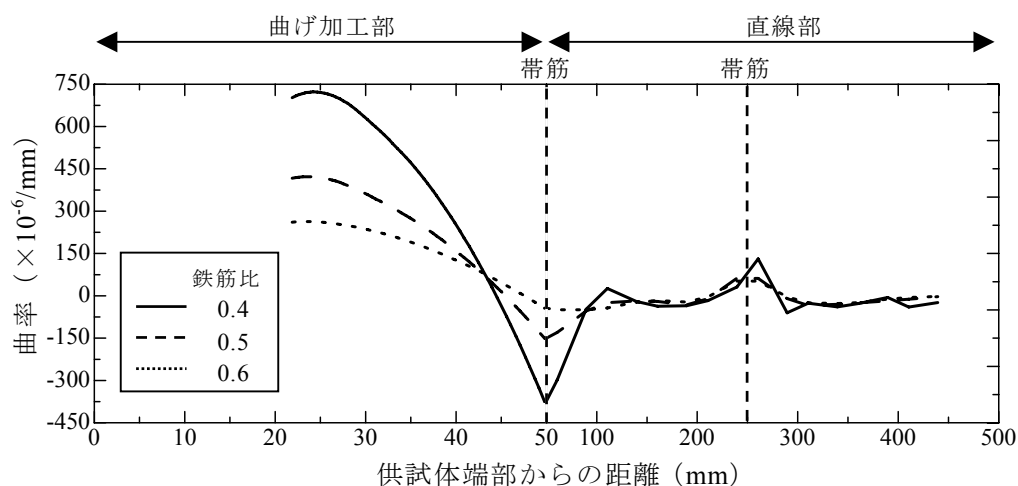
一方、解析の結果からは、A ではいずれの鉄筋比においても降伏ひずみに近い引張ひずみが生じているが、曲げ加工部から離れた B, C 点ではひずみの値は小さくなることを確認できる。また、A 点では、鉄筋比によらずひずみの値はほぼ同程度であるが、B, C 点では鉄筋比が大きくなるにつれて、生じるひずみが小さくなる傾向があり、解析は実験の傾向を概ね捉えているといえる。

図-2.23 に、解析より得られた暴露期間 90 日目における上段鉄筋の図心位置における軸ひずみ分布ならびに曲率分布を示す。軸ひずみ分布からは、曲げ加工部において鉄筋比の違いによる影響はほとんど生じておらず、直線部においてその影響が大きく現れている。これは、前述したように、鉄筋比の違いによりコンクリートの部材軸方向の膨張量が変化したためであると考えられる。

一方、曲率分布からは、曲げ加工部において鉄筋比の影響が大きく生じており直線部におい



(a) 鉄筋図心位置の軸ひずみ分布



(b) 曲率分布

図-2.23 上段鉄筋に生じる軸ひずみならびに曲率分布

ては有意な差は生じていない．このことから，曲げ加工部におけるひずみの局所化は，鉄筋の曲げ戻しの影響が大きいことが確認できる．また，端部からの距離が 250 mm の位置で部分的に曲率が大きくなる傾向を示すが，これは，この位置に帯筋が配置されており，鉛直方向の膨張が抑制されたことで軸鉄筋が曲げられたことに起因すると考えられる．したがって，ASR 膨張により，曲げ加工部のみならず直線部においても鉄筋の損傷が生じる可能性があるといえる．また，鉄筋比 0.4 % のケースでは，端部より 50 mm の位置において負の曲率が大きくなっているが，これは曲げ加工部における鉄筋の曲げ戻しの影響と，帯筋により鉛直方向への膨張が拘束されることによる影響による複合的な要因であると考えられる．

なお，解析により得られたような，軸ひずみが曲げ加工部では小さく直線部で大きくなる傾向や，曲率が曲げ加工部で局所的に大きくなるといった傾向は，既往の実験³¹⁾においても観察されており，解析は ASR 膨張を生じた RC 部材の補強筋に生じるひずみについても妥当に評価

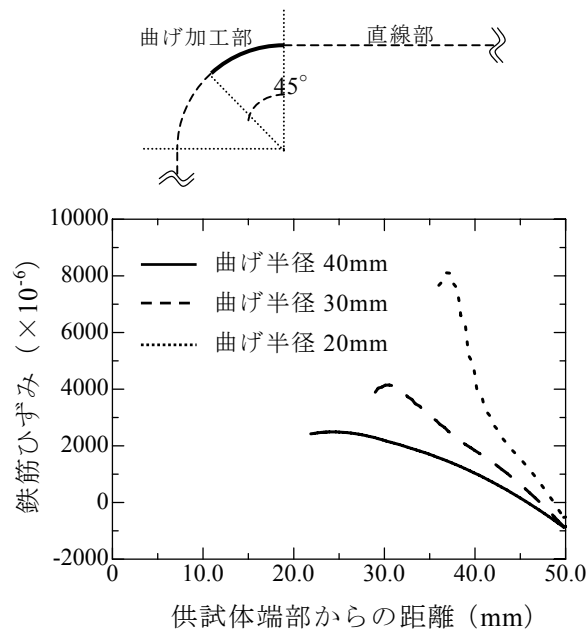


図-2.24 曲げ半径の違いによるひずみ分布の比較

しうるものであるといえる。したがって、本研究で提案した膨張予測モデルを用いることで、補強筋の損傷についても評価可能であることが示された。

(2) 曲げ半径がひずみの局所化に及ぼす影響の評価

鉄筋の曲げ半径を 20 mm, 30 mm と変化させた解析を行い、曲げ半径がひずみの局所化に及ぼす影響について検討した。解析は上段鉄筋が D6 の場合を対象として行った。

図-2.24 に解析より得られた上段鉄筋曲げ加工部のひずみ分布を示す。なお、曲げ加工部のひずみ分布のみを示している。いずれの場合においても曲げ加工部において降伏ひずみを超えるひずみが生じていることが分かる。また、曲げ半径が小さくなるにつれてより大きなひずみが生じており、曲げ半径 20 mm では 8000 μ 程度ひずみが生じていることが確認できる。曲げ半径が小さい場合には、膨張による曲げ戻しの影響が大きくなり、鉄筋にはより大きな曲率が生じるため、大きなひずみが生じたものと考えられる。

以上の結果から、本解析では、曲げ加工部に生じるひずみの局所化を概ね妥当に評価できているといえ、提案した膨張予測モデルを用いた 3 次元有限要素解析により、RC 部材に生じる損傷度評価の可能性が示された。

2.6 まとめ

本章では、RC 部材に ASR が生じた場合の膨張挙動の予測を目的として、簡易な膨張予測モデルの開発を行うとともに、提案した膨張予測モデルを 3 次元有限要素解析へと適用し、一軸拘束試験体および多軸拘束を受けた RC 部材の膨張挙動ならびに内部の応力、ひずみ分布性状等について評価した。本章により得られた結論を以下に示す。

- (1) 一軸拘束試験体を対象として、ASR によるコンクリートの膨張予測モデルの開発を行った。膨張モデルにおいては、膨張に伴い損傷が蓄積されると仮定し、損傷理論に基づいた膨張予測モデルを提案した。
- (2) 提案した膨張予測モデルにおいて、損傷パラメータにおける α の値を 1000 に設定することで、一軸拘束下の ASR 膨張挙動を概ね妥当に評価できることを示した。また、鋼材降伏後の膨張挙動評価へも適用可能であることを示した。
- (3) 一軸の膨張予測モデルを直交異方性を仮定した 3 次元応力場へと拡張した。提案した膨張予測モデルを用いた解析により、拘束鋼材比の異なる一軸拘束試験体の膨張挙動を精度良く予測することができた。また、実験では測定することが困難な、供試体内部の応力状態の評価を行い、有限要素法の有用性を示した。
- (4) 提案した膨張予測モデルを用いることで、多軸拘束を受ける供試体の膨張挙動を概ね妥当に評価することができた。特に、拘束の程度が不均一な場合の膨張挙動に対して、実験値を概ね妥当に評価できることを示した。したがって、実構造物のように配筋や境界条件が複雑な場合に対しても、提案モデルを用いることで ASR 膨張挙動の評価が可能である。
- (5) 鉄筋の曲げ加工部を要素分割することで、曲げ加工部に生じるひずみの局所化について検討を行った。ひずみの局所化は、膨張量が大きいほど大きくなり、また、曲げ半径が小さいほど顕著になることを示した。これらは、実験的に得られている知見と同様の結果であり、提案モデルを用いることで、部材のマクロな膨張ひずみや応力状態のみならず、局所的な応力の評価も可能である。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー124，アルカリ骨材反応対策小委員会報告書，2005.
- 2) 鳥居和之，池富修，久保善司，川村満紀：ASR 膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証，コンクリート工学年次講演論文集，Vol.23，No.2，pp.595-600，2001.
- 3) 前川宏一，中村光，佐藤靖彦，Kukrit, T.：せん断補強筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.973-978，2004.
- 4) 阿部仁，斉藤成彦，檜貝勇：鉄筋の定着不良を有する RC 梁のせん断破壊性状の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.337-342，2005.
- 5) 澤部純浩，上田尚史，中村光，国枝稔：せん断補強筋に定着不良が生じた RC はりのせん断破壊挙動解析，土木学会論文集，Vol.62，No.2，pp.444-461，2006.
- 6) 本田裕夫，白石文雄，植田浩吉，林芳尚：アルカリ骨材反応に対する鉄筋拘束の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.8，pp.169-172，1986.
- 7) 矢村潔，西村新蔵，田中修一：鉄筋拘束がアルカリ骨材反応に及ぼす影響に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.11，No.1，pp.135-140，1989.
- 8) 小柳洽，内田裕市，岩永武士，浅野幸男：低鉄筋比の RC 部材における ASR の膨張拘束に関する研究，セメント・コンクリート論文集，No.52，pp.786-791，1998.
- 9) Tarek, U. M., Hidenori, H. and Toru, Y. : Relation between Strain on Surface and Strain over Embedded Steel Bars in ASR Affected Concrete Members, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.1, No.1, pp.76-88, 2003.
- 10) 中島俊和，久保善司，鳥居和之：ASR 膨張がコンクリート構造物の鉄筋破断に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.1535-1540，2003.
- 11) 神田康行，松原仁，伊良波繁雄，富山潤，矢川元基：アルカリ骨材反応の膨張に伴うひび割れ解析，土木学会第 58 回年次学術講演会（CD-ROM），V-338，pp.675-676，2003.
- 12) 岡田次郎，鈴木徹，三矢寿，堀江佳平，橋場盛，高木宣章：ASR による PC 梁のひび割れ変状の解析的検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.3，pp.135-142，2003.
- 13) 岡田次郎，橋場盛，高木宣章，児島孝之：コンクリート構造物の ASR による損傷およびその補強に関する解析的検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.4，pp.135-142，2004.
- 14) 眞野裕子，幸左賢二，松本茂，橋場盛：曲げ加工部での鉄筋損傷メカニズムの検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.963-968，2004.
- 15) 澤部純浩，中村光，田辺忠顕：応力状態に依存した内部膨張ひずみを考慮した RC 部材の解析，土木学会第 59 回年次学術講演会（CD-ROM），V-014，pp.27-28，2004.
- 16) 鳥居和之：アルカリシリカ反応にいかに対応するか《試験，診断と対策の課題》，セメント・

コンクリート, No.696, pp.1-9, 2005.

- 17) 久保善司, 服部篤史, 宮川豊章: ASR コンクリートの力学特性と劣化度評価について, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.1799-1804, 2003.
- 18) 久保善司, 上田隆雄, 黒田保, 野村倫一: アルカリ骨材反応による膨張がコンクリートの力学性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.1691-1696, 2006.
- 19) Elvi, A. and Murray, D. W. : A Three-dimensional Hypo-elastic Concrete Constitutive Relationship, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol.105, No.4, pp.623-641, 1979.
- 20) 田辺忠顕: 初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム, 技報堂出版, 2004.
- 21) 菅満宣, 中村光, 檜貝勇, 斉藤成彦: RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.295-300, 2001.
- 22) 島弘, 周礼良, 岡村甫: マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, Vol.378/V-6, pp.165-173, 1987.
- 23) Structural effects of alkali-silica reaction -Technical guidance on the appraisal of existing structures-, *The Institution of Structural Engineers*, 1992.
- 24) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 2007.
- 25) 田中泰司, 岸利治: コンクリートの膨張作用による鉄筋隅角部の変形挙動に関する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.821-826, 2006.
- 26) 小林一輔, 白木亮司, 河合研至: アルカリシリカ反応によるコンクリート構造物の膨張とひびわれの発生機構(I), 生産研究, Vol.40, No.12, pp.616-619, 1988.
- 27) 竹内勝信, 川村満紀, 鳥居和之, 谷川伸: 自然環境下に曝露したコンクリートのアルカリシリカ反応による膨張とひび割れ, コンクリート工学論文集, Vol.6, No.1, pp.11-19, 1995.
- 28) 鳥居和之, 奥田由法, 石井浩司, 佐藤健一: PC 鋼材巻き立てにより補強した ASR 損傷コンクリート柱の交番載荷試験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, pp.1051-1056, 1999.
- 29) 小柳治, 六郷恵哲, 石田裕哉: アルカリ骨材反応によるひびわれと RC 部材の性状, セメント技術年報, Vol.39, pp.352-355, 1985.
- 30) 小柳治, 六郷恵哲, 内田裕市, 長瀬道雄: 著しい AAR 損傷を生じた RC はりの挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.15, No.1, pp.947-952, 1993.
- 31) 田中泰司, 西村次男, 岸利治, 魚本健人: コンクリートの膨張作用を受けた鉄筋隅各部のひずみ分布, 土木学会第 59 回年次学術講演会 (CD-ROM), V-349, pp.695-696, 2004.

第3章 ASR 劣化した RC 部材の構造性能評価

3.1 緒言

ASR により膨張を生じたコンクリートは、多数のひび割れが生じることで力学特性が低下することが知られている。これまでに、供試体レベルでの力学特性に関する研究は多数行なわれ、ASR 膨張量に従い圧縮強度、弾性係数、引張強度などの力学特性が低下することが明らかにされている^{1), 2)}。また、ASR 膨張は補強筋等による拘束の影響を強く受けるのであるが、膨張が拘束された供試体の強度は、無拘束の供試体ほど低下しないとの報告もある³⁾。一方、ASR が RC 構造の力学挙動へ及ぼす影響を評価するため、部材レベルでの検討もいくつか行われている。ASR 劣化した RC 部材を対象とした軸圧縮、曲げ、せん断載荷試験が行われており、様々な知見が蓄積されている^{3), 4), 5), 6)}。例えば、曲げ部材を対象とした実験において、ASR 劣化した RC はり部材はコンクリートに生じるケミカルプレストレスの影響により、健全な部材と比較してみかけの剛性を増大させる等の効果が確認されている⁵⁾。また、ASR 膨張の影響により破壊モードがせん断破壊から曲げ破壊へ移行する事例も報告されている^{5), 6)}。

このように、ASR 劣化した RC 部材の力学挙動については、実験によりある程度明らかにされてきているが、これらの知見を実構造物に直接反映するためには更なる検討が必要であると思われる。とりわけ、実構造物を対象とする場合、形状や構造諸元、境界条件や載荷条件等の様々な要因があるため、実験的に検討することには限界もある。したがって、解析による検討が望まれるが、従来の解析的研究は、膨張量やひび割れ性状を検討するための経時変化解析^{7), 8)}と、耐荷力や変形性能などの構造性能を検討するための荷重作用解析⁹⁾はそれぞれ独立に行なわれているなど、未だ不十分なのが現状である。

そこで本研究では、ASR 劣化した RC 部材の構造性能を評価することを目的として、ASR 膨張予測解析と荷重作用解析を統合した 3 次元有限要素解析手法を開発した。開発した手法の妥当性の検証と ASR 劣化が RC 部材の構造性能に及ぼす影響を検討するため、ASR 劣化した RC はりの ASR 膨張挙動と構造性能評価を行った。また、3 次元的な配筋ならびに耐荷機構を有する RC スラブを対象として開発した手法の適用性を検討した。

3.2 ASR 膨張による初期ひずみ・初期応力状態を考慮した荷重作用解析手法

3.2.1 荷重作用解析におけるコンクリートの構成モデル

解析は、8 節点アイソパラメトリック要素を用いた 3 次元有限要素法により行った。荷重作用解析における RC 構成則には格子等価連続体モデル¹⁰⁾を用いた。格子等価連続体モデルは、コンクリートおよび補強筋の耐荷機構と、ひび割れ面におけるせん断伝達を等価な格子成分によりモデル化し、各格子成分に一軸の応力-ひずみ関係を用いることで構築される構成モデルである。

コンクリートの格子成分に仮定した応力-ひずみ関係を図-3.1 に示す。引張を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係には、引張強度 f_t までは線形弾性体と仮定し、引張強度以降には破壊エネルギー G_F を考慮した 1/4 モデル¹¹⁾を用いた。ここで、図-3.1 (a) 中の ε_1 、 ε_2 は、要素の等価長さ L_{eq} を用いて次式で与えられる。

$$\varepsilon_1 = 0.75G_F / f_t \cdot L_{eq} \quad (3.1a)$$

$$\varepsilon_2 = 5.0G_F / f_t \cdot L_{eq} \quad (3.1b)$$

圧縮を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係には、圧縮強度 f'_c までは Saenz の式¹²⁾を用いた。

$$\sigma_c = \frac{E_c \cdot \varepsilon_c}{1 + (E_c/E_f - 2) \cdot (\varepsilon_c/\varepsilon_{c0}) + (\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})^2} \quad (3.2)$$

ここで、 ε_{c0} は圧縮強度時のひずみであり、 E_f は圧縮強度に対する割線剛性である ($E_f = f'_c/\varepsilon_{c0}$)。圧縮強度以降は応力が直線的に減少するものとし、軟化域には Nakamura and Higai が提案する圧縮破壊エネルギー G_{fc} ¹³⁾ を考慮することで解の要素寸法依存性の低減を図った。図-3.1 (b)

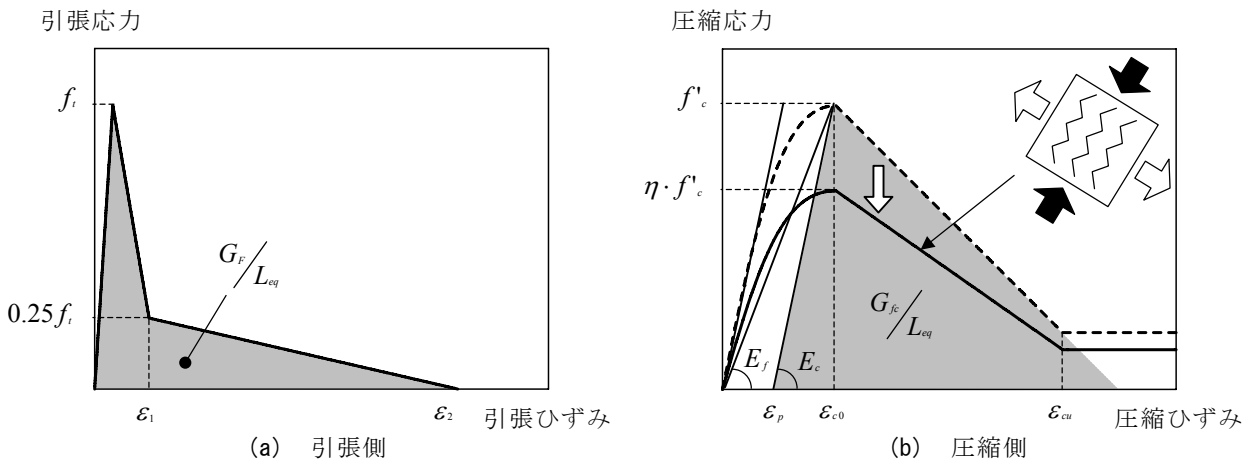


図-3.1 一軸の応力-ひずみ関係

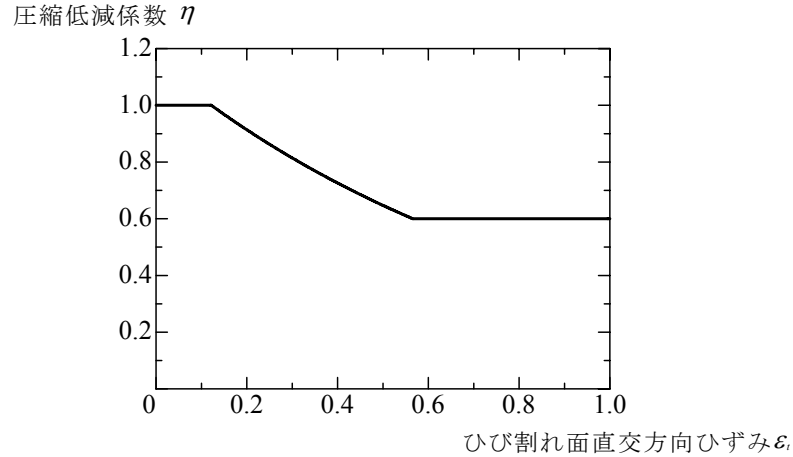


図-3.2 圧縮強度の低減係数

中の ε_{cu} は、次式で与えられる．

$$\varepsilon_{cu} = 2.0G_{fc}/f'_c \cdot L_{eq} + \varepsilon_p \quad (3.3)$$

ここで、 $\varepsilon_p = f'_c/E_c$ である．

なお、多軸応力状態による剛性や強度、圧縮靱性の増加は考慮していないが、図-3.2 に示す Collins らにより提案された圧縮低減係数 $\eta^{14)}$ を考慮することで、ひび割れ進展方向の圧縮強度の低下をモデル化した．

$$\eta = \frac{1}{0.8 - 0.34 \varepsilon_i / \varepsilon_{e0}} \leq 1.0 \quad (3.4)$$

ここで、 ε_i はひび割れ面直交方向のひずみである．

3.2.2 鉄筋モデルと付着特性

鉄筋は、前章で述べた ASR 膨張解析と同様にモデル化した．すなわち、トラス要素により離散的にモデル化し、バイリニア型の応力-ひずみ関係を仮定した．降伏後の剛性は、初期剛性の 1/1000 とした．また、付着要素を考慮することで鉄筋とコンクリート間との付着挙動をモデル化した．詳細なモデルは、2.3.2 を参照されたい．

3.2.3 ASR 膨張解析と荷重作用解析の統合

ASR 膨張解析と荷重作用解析では、コンクリートの構成則が異なっているため両解析を統合する必要がある．前章で提案した膨張予測モデルは、式(2.2)が表すように ASR 膨張解析において拘束下のコンクリートは、引張ひずみ ε_c を生じながら自由膨張ひずみ ε_0 とのひずみ差により

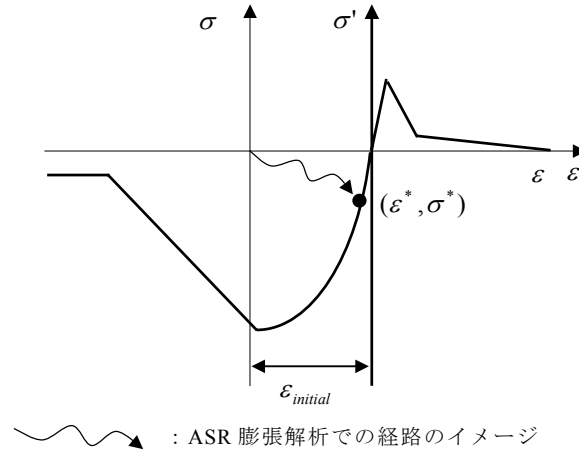


図-3.3 ASR 膨張解析と荷重作用解析の統合時に設ける応力-ひずみ関係

圧縮応力が生じる．ASR 膨張解析と荷重作用解析を統合するにあたり，応力-ひずみ座標系の変換を行うことで両解析を統合した．すなわち， σ - ε 座標系で定義された ASR 膨張解析に対して，新たに定義された座標系 σ' - ε' 系において荷重作用解析を行うものとする．具体的には，図-3.3 に示すように σ - ε 座標系での ASR 膨張解析の結果から得られたひずみ，応力 $(\varepsilon^*, \sigma^*)$ が， σ' - ε' 座標系での荷重作用解析で用いる応力-ひずみ関係上にあるものと仮定した．すなわち，荷重作用解析開始時には，コンクリートはひずみ ε^* と応力 σ^* が生じた状態であるとし，初期ひずみ・初期応力問題として取り扱うことで，ASR 膨張解析と荷重作用解析を統合するのである．このとき，荷重作用解析においてコンクリートの応力に関するひずみ ε'_c は，変形から得られるひずみ ε'_{total} と，初期ひずみ $\varepsilon_{initial}$ を用いて，次式より算定される．

$$\varepsilon'_c = \varepsilon'_{total} - \varepsilon_{initial} \quad (3.5)$$

なお，鉄筋については，ASR 膨張解析と荷重作用解析で同一のモデルを用いているため，特別な仮定を設ける必要はない．

3.2.4 ASR 劣化コンクリートのモデル化

上述したように ASR 膨張の影響は，荷重作用解析で初期ひずみ・初期応力問題とすることで考慮している．さらに ASR の影響として，膨張によるコンクリートの劣化損傷が挙げられる．そこで，ASR 膨張により生じるコンクリートの劣化は，材料特性の低下と初期ひび割れを考慮することでモデル化した．なお，前述のように ASR 膨張解析と荷重作用解析でコンクリートの構成則を別のものとしているため，ASR 膨張解析における損傷パラメータ Ω の値を荷重作用解析に直接引継ぐことはできない．荷重作用解析における材料特性の低下と初期ひび割れは，ASR 膨張解析の結果得られた膨張ひずみに関連させて考慮することとした．

(1) 材料特性の低下のモデル化

ASRを生じたコンクリートの材料特性は、既往の実験より膨張の大きさにより低下することが明らかとなっている^{1), 2)}。図-3.4(a), (b), (d)に、土木学会アルカリ骨材反応対策小委員会報告書でまとめられた、既往の実験に対する膨張ひずみと各種材料特性の低下率の関係¹⁾を示す。図より、いずれの材料特性においても、膨張初期に大きく低下することが分かる。また、膨張ひずみが 5000μ 程度では圧縮強度は70%程度に低下するのに対して、弾性係数や引張強度は40%程度まで低下しており、圧縮強度と比較して弾性係数、引張強度の低下が著しいことが確認できる。一方、PCはり部材から採取したコアの材料特性は、膨張が拘束された方向ではそれほど低下しないのに対して、膨張が卓越する方向では大きく低下する傾向があり、ASR劣化の程度も方向性を持っていることが認められている^{15), 16)}。そこで本研究では、各ガウス点における主軸3方向に対して、主ひずみの大きさに従って材料特性を低下させることでASR劣化の方向性を考慮した。圧縮強度、弾性係数、引張強度に対して、次式に示す低下モデルを仮定した。

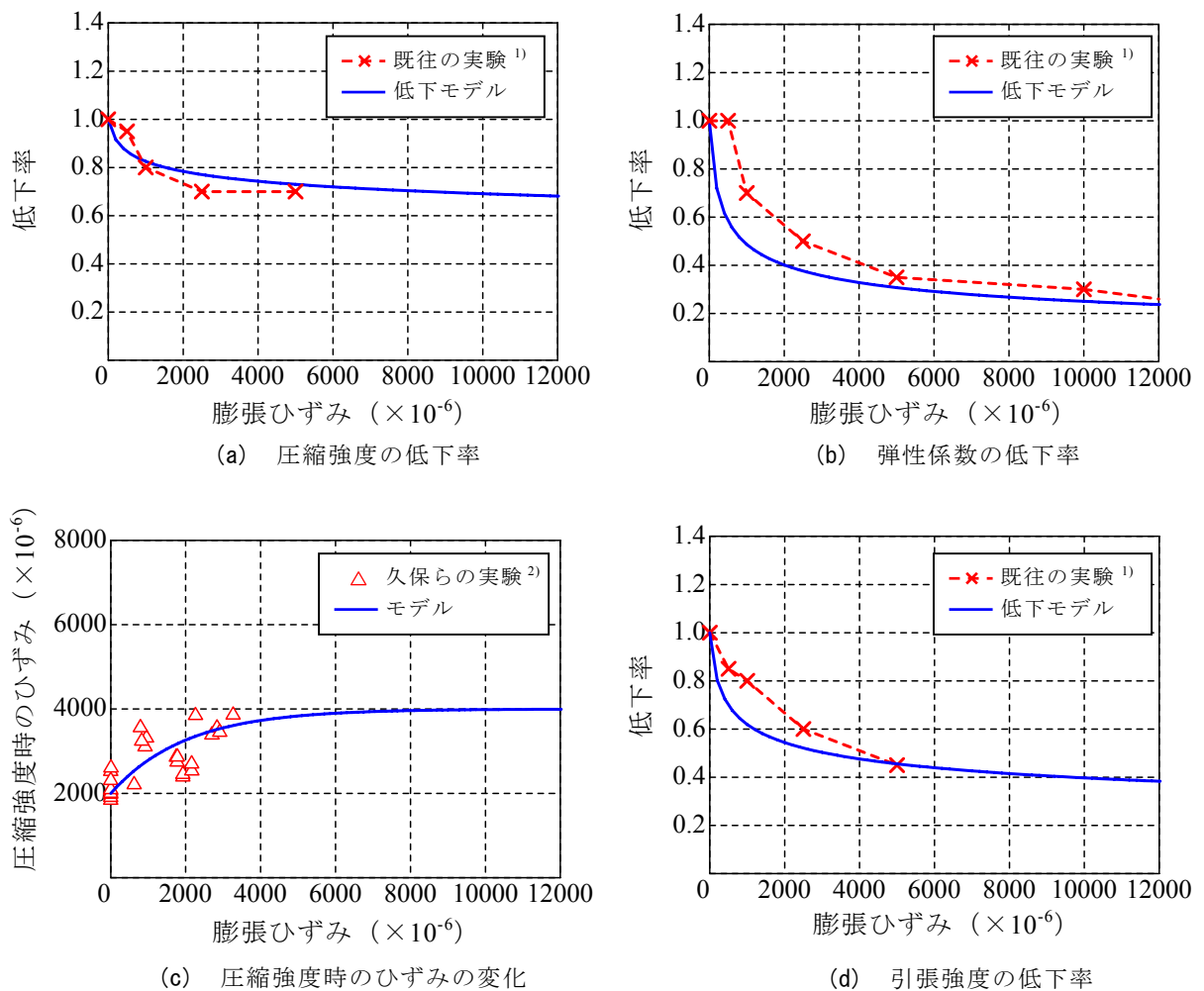


図-3.4 膨張ひずみと材料特性の関係

$$\mu = \left(\frac{1}{1 + 10000 \cdot \varepsilon_c^*} \right)^\gamma \quad (3.6)$$

ここで、 ε_c^* は主ひずみ、 μ は各種材料特性の低下率であり、 γ の値を変化させることで材料特性の低下の程度を設定することができる。図-3.4(a)，(b)，(d)には、一例として圧縮強度、弾性係数、引張強度に対して γ の値をそれぞれ、0.08，0.30，0.20とした場合の低下モデルを示すが、膨張初期において材料特性が低下する傾向をモデル化していることが分かる。

また、ASRを生じたコンクリートにおいては、圧縮強度時のひずみも変化することが確認されている²⁾。図-3.4(c)に、久保らの実験結果を示すが、膨張ひずみの増加に伴い圧縮強度時のひずみも大きくなることが分かる。そこで、圧縮強度時のひずみは、材料特性の低下モデルと同様に主ひずみの大きさに従って変化するものとし、次式により仮定した。

$$\varepsilon_{c0}^* = \varepsilon_f \cdot \left(1 - \exp \left(- \frac{\varepsilon_c^*}{0.002} \right) \right) + 0.002 \quad (3.7)$$

ここで、 ε_{c0}^* は劣化後のコンクリートの圧縮強度時のひずみであり、膨張ひずみが大きくなるに従い $\varepsilon_f + 0.002$ へ漸近すると仮定している。ここで、一例として ε_f を0.002とした場合のモデルを図-3.4(c)に示すが、4000 μ へ漸近するモデルとなることが分かる。

(2) 初期ひび割れのモデル化

初期ひび割れは、ASR膨張解析から得られた応力状態の主方向にひび割れ座標系を固定することで考慮した。ひび割れたコンクリートの構成則の特徴は、ひび割れ面のせん断伝達応力が、ひび割れ幅に従い低下する点である¹⁰⁾。ASR膨張により生じたひび割れ面のせん断伝達特性の低下は、ASR膨張解析終了時における最大主ひずみの方向に対して垂直な方向にひび割れが生じているものと仮定し、ひび割れ面直交方向の膨張ひずみ（最大主ひずみ）から次式により初期ひび割れ幅 $w_{initial}$ を算定することでモデル化した。

$$w_{initial} = \beta \cdot \varepsilon_{c,max} \cdot L_{eq} \quad (3.8)$$

ここで、 $\varepsilon_{c,max}$ は最大主ひずみ、 L_{eq} は要素の等価長さであり、 β はひずみとひび割れ幅を関連付けるパラメータである。

なお、荷重作用解析では、初期ひび割れ座標系と非直交方向のひび割れ座標系を考慮すること、荷重作用により生じるひび割れの発生を許容している。

3.3 ASR 劣化した RC はりの構造性能評価

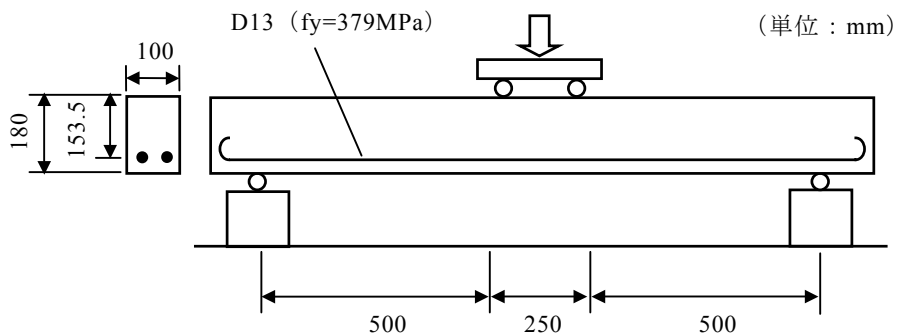
3.3.1 解析対象

本節では，小柳らにより行なわれた ASR 劣化した RC はりの載荷実験⁵⁾を対象とし，解析的に構造性能評価を試みる．実験は，ASR 劣化の無い健全なはり供試体（NL はり）と，ASR 劣化したはり供試体 2 体（AL はり）について行なわれており，ASR 劣化が RC はりの力学挙動に及ぼす影響について検討されている．供試体の概要ならびに強度試験より得られた材料特性を図－3.5，表－3.1 に示す．

図－3.6 に，載荷直前に観察された AL はりのひび割れ状況を示す．AL-1，AL-2 とともに，ひび割れは，はり上部に多数生じており，ひびわれの方向は，はりの高さ中央部では供試体軸方向，はり上縁部では供試体軸直角方向のものが多く，また，膨張に伴って供試体には上方に 12～14mm のそりが生じていたことが報告されている．図－3.7 に載荷試験の結果より得られた荷重変位関係を示す．図中，実線が NL はり，破線および点線が AL-1 はりおよび AL-2 はりの結果である．ASR 劣化のない健全な NL はりは，せん断破壊を生じたのに対し，ASR 劣化した AL はりはどちらも曲げ破壊を生じており，ASR 劣化により破壊モードが変化したことが報告されている．また，図より，ひび割れ発生荷重や部材の曲げ剛性の変化も認められている．すなわち，AL はりは NL はりと比較して，ひび割れ発生荷重が高く，ひび割れ発生後の剛性が小さい．

表-3.1 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
健全 (N)	41.4	25.4	3.07
ASR 劣化 (A)	41.1	18.2	2.76
比 (A/N)	0.99	0.72	0.90



図－3.5 実験供試体概要

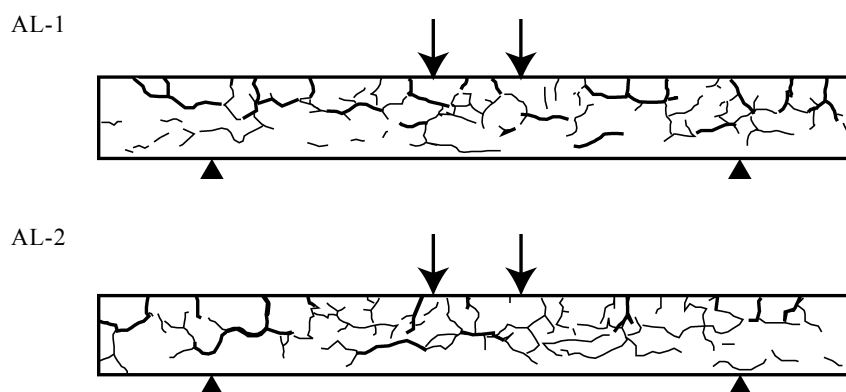


図-3.6 実験における ASR 膨張によるひび割れ性状（細線：0.3mm 以下，太線：0.3mm 以上）

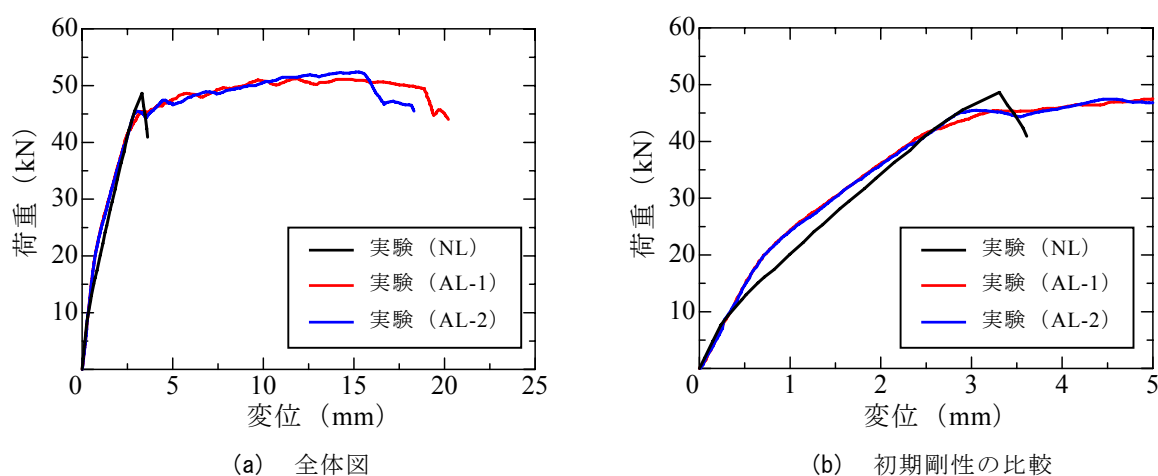


図-3.7 ASR 劣化した RC はりの載荷試験結果（荷重－変位関係）

3.3.2 ASR 膨張解析による RC はりの膨張性状の評価

ASR 膨張解析を行い，ASR により RC はりに生じるひずみ，応力の評価を行った．図-3.8 に解析に用いた要素分割図を示す．供試体は $20 \times 25 \times 20\text{mm}$ の 6 面体要素によりモデル化し，奥行き方向に 5 等分割した．鉄筋はトラス要素により離散的にモデル化し，付着要素により鉄筋とコンクリート間の付着特性を考慮した．なお，鉄筋の折り曲げによる定着部は，該当箇所の付着強度を増加させることで，すべりが生じないようにモデル化した．コンクリートならびに鉄筋の材料特性は，表-3.1 に示す実験から得られたものを用いた．なお，実験では自由膨張量の計測が行なわれていないため，自由膨張量として， 2500μ ， 5000μ ， 7500μ の 3 ケースを仮定した．

表-3.2 に自由膨張量の違いによるはりのそり量を示す．表より，自由膨張量を 5000μ 与えたはりは実験と同程度のそりが生じている．そこで，実験における ASR 膨張は 5000μ 程度であったと推測し，以降の検討は自由膨張量を 5000μ 与えたはりを対象として行なった．

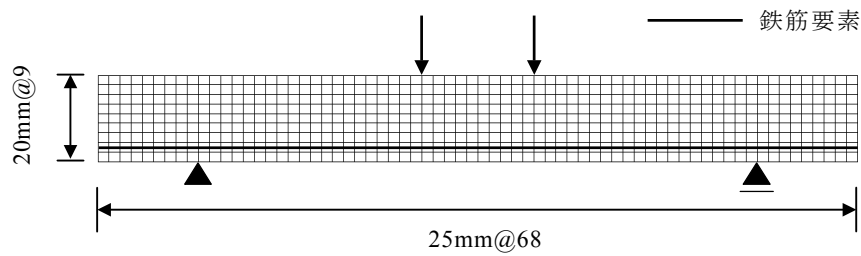


図-3.8 要素分割図

表-3.2 ASR 膨張による RC はりのそりの比較

	実験	自由膨張量		
		2500 μ	5000 μ	7500 μ
そり (mm)	12~14	6.9	13.6	21.1

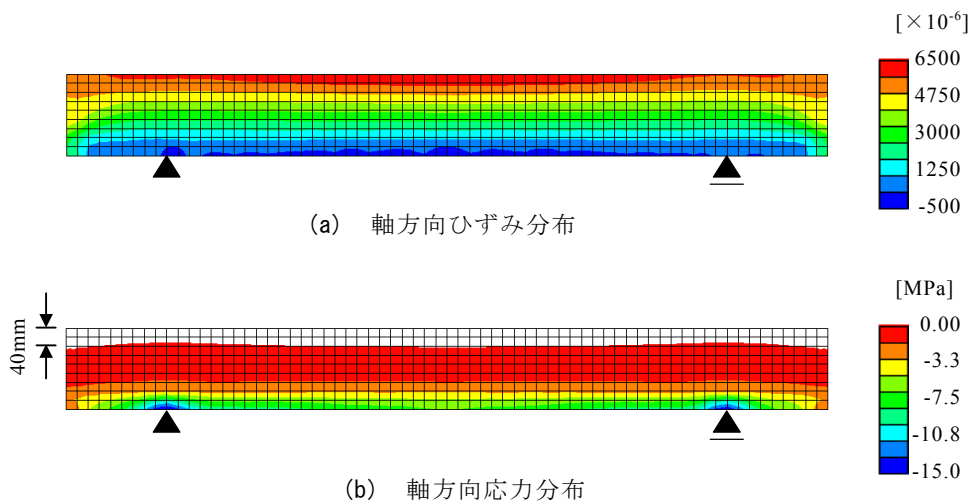

図-3.9 自由膨張量 5000 μ 入力時の軸方向ひずみならびに応力分布

図-3.9 に、ASR 膨張により生じた供試体軸方向のひずみ分布ならびに応力分布を示す。なお、応力分布において白地となっている領域は、引張応力が生じている領域である。図-3.9(a)の軸方向ひずみ分布から、部材高さ方向にひずみ勾配が生じていることが確認できる。部材下縁では圧縮ひずみが生じており、上縁では平均して 6000 μ 程度の引張ひずみが生じている。図-3.6 に示すように、実験においても断面下縁ではひび割れは生じておらず、上部に大きなひび割れが卓越していることから、ASR による膨張性状を妥当に評価できているものといえる。また、図-3.9(b)の軸方向応力分布から、供試体には全体的に圧縮応力が生じており、部材下縁で最も大きくなっていることが確認できる。支点の局所的な圧縮応力を除けば、部材下縁では平均して 8.0MPa 程度の圧縮応力が生じている。なお、実験においてケミカルプレストレスの大きさは計測されておらず、どの程度の応力であったかは不明である。一方、はり上縁では

平均して 0.4MPa 程度の引張応力が生じている。これらは、主鉄筋により ASR 膨張が拘束され、断面高さ方向の軸方向ひずみ分布に差が生じるとともに、ASR 膨張拘束に伴いケミカルプレストレスが部材に導入され、部材に負の付加モーメントが生じ、さらにそり変形を増加させた結果であると考えられる。また、部材内で軸方向の引張応力が生じている領域は、断面上端から約 40mm 程度であり、実験では、図-3.6 に示すようにほぼ同様の範囲で断面上端から軸直角方向のひび割れが発生している。以上のことから、膨張解析により RC はりの ASR 膨張の状況を概ね再現していると推測される。

3.3.3 ASR 劣化した RC はりの構造性能評価

(1) ASR 劣化を考慮しない解析

ASR を生じた RC はりの構造性能を評価するにあたり、材料特性の変化や初期ひび割れの影響等の ASR 劣化を考慮せず、ASR 膨張により導入された初期応力・初期ひずみのみを考慮した解析を行った。図-3.10 に、解析から得られた荷重－変位関係を示す。図には、劣化の無い健全な NL はりに対する解析結果も併せて示す。図より、NL はりを対象とした解析においては、最大荷重が若干大きいものの、せん断破壊挙動を妥当に評価していることが分かる。一方、ASR 劣化を考慮しない解析（ASR 劣化非考慮）は、実験結果と比較して曲げ剛性やひび割れによる剛性の変化点とともに実験結果を過大に評価している。また、NL はりに対する解析結果よりも耐荷力の上昇が認められたが、破壊モードはせん断破壊であった。ケミカルプレストレスの影響によりはりの剛性やせん断耐力が増加する傾向^{4,5,6)}を解析的に捉えられているものの、材料特性の変化や初期ひび割れ等の ASR 劣化を考慮しなかったため、実験を妥当に評価できなかったものと考えられる。したがって、ASR 膨張を生じた RC はりの構造性能を妥当に評価するためには、ASR 劣化を考慮する必要があるといえる。

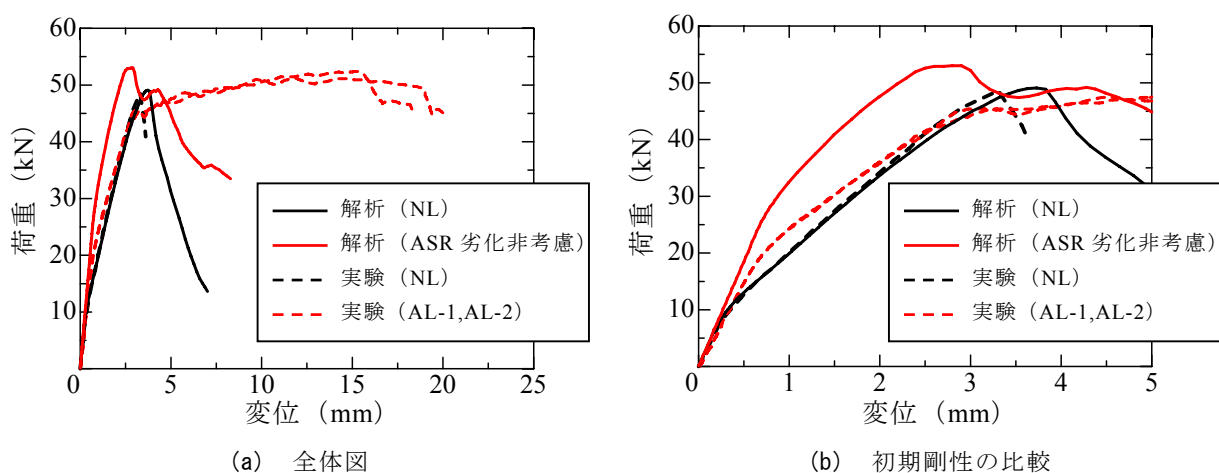


図-3.10 ASR 劣化を考慮しない場合の荷重－変位関係

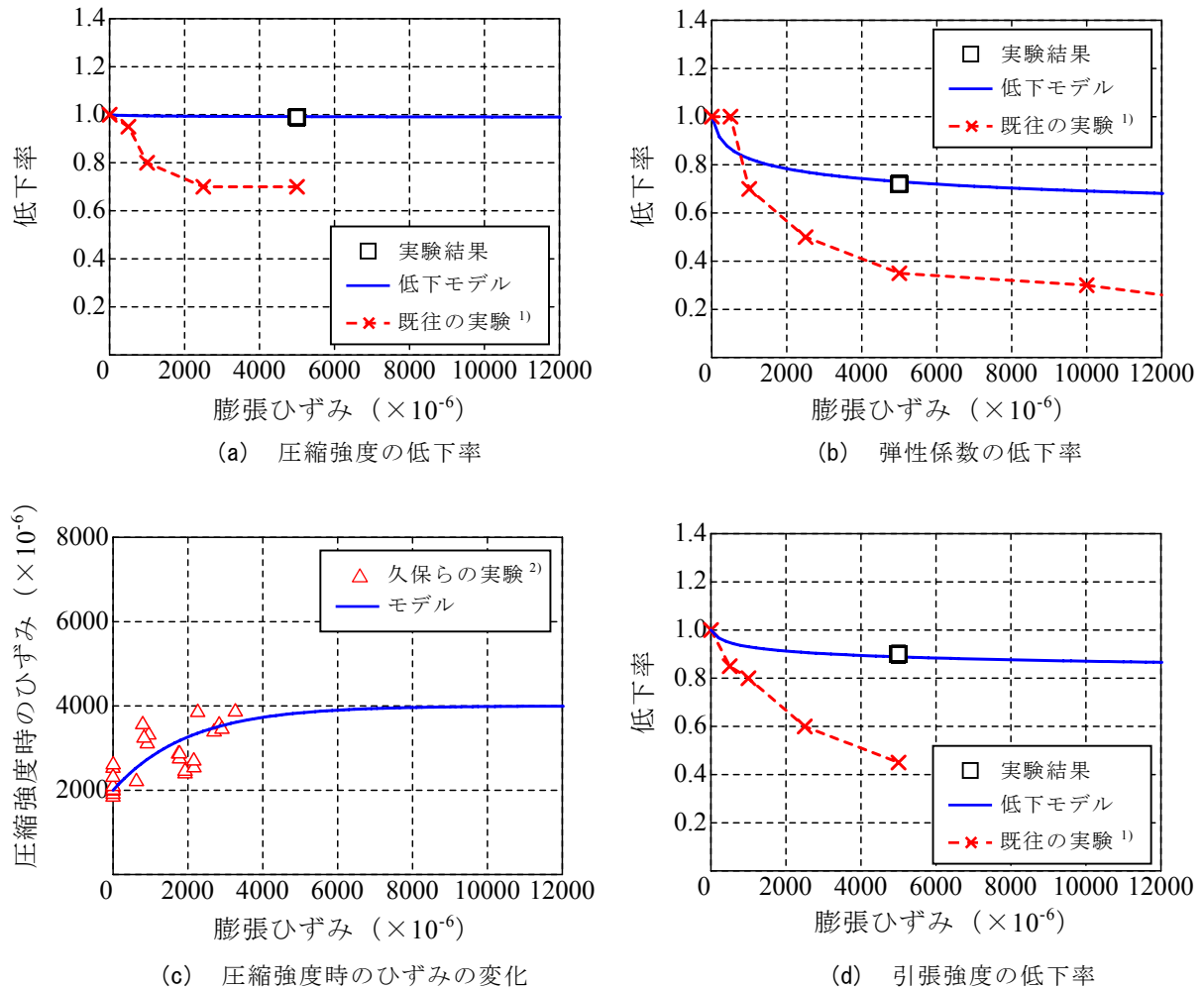


図-3.11 解析で仮定した材料特性の変化

(2) ASR 劣化を考慮した解析

ASR 膨張を生じたコンクリートの材料特性は、表-3.1 に示したように ASR 膨張を生じたコンクリートを対象とした強度試験により求められている。一方、RC はりの ASR 膨張挙動は鉄筋の拘束の影響を受けるため、材料特性ははり全体で一様ではないと考えられる。そこで、3.2.3 で述べたように ASR 膨張解析終了時の主ひずみの大きさに依存してコンクリートの材料特性が変化するものとした。図-3.11 に本解析で仮定した膨張ひずみと材料特性の変化のモデルを示す。圧縮強度、弾性係数、引張強度については、主ひずみが自由膨張量と等しい 5000μ となるときに実験から得られた強度となるように、式(3.6)を用いて材料特性が低下すると仮定した。ここで、圧縮強度、弾性係数、引張強度に対して、式(3.6)中 γ の値をそれぞれ 0.002, 0.080, 0.030 とした。また、圧縮強度時のひずみは実験では得られていないため、久保らの実験結果を参考にして、式(3.7)中の ε_f の値を 0.002 とした。なお、図には、既往の研究の実験結果を併せて示すが、既往の実験と比較して、材料特性の低下の程度が小さいモデルとなっている。

図-3.12 に荷重作用解析で考慮する初期ひび割れ性状を示す。なお、図における初期ひび割れは、3.2.4 (2) で述べたように、ASR 膨張解析の結果から得られた応力状態を基に固定した局

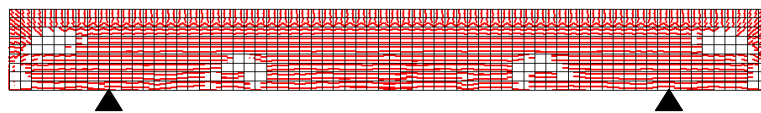


図-3.12 初期ひび割れ性状

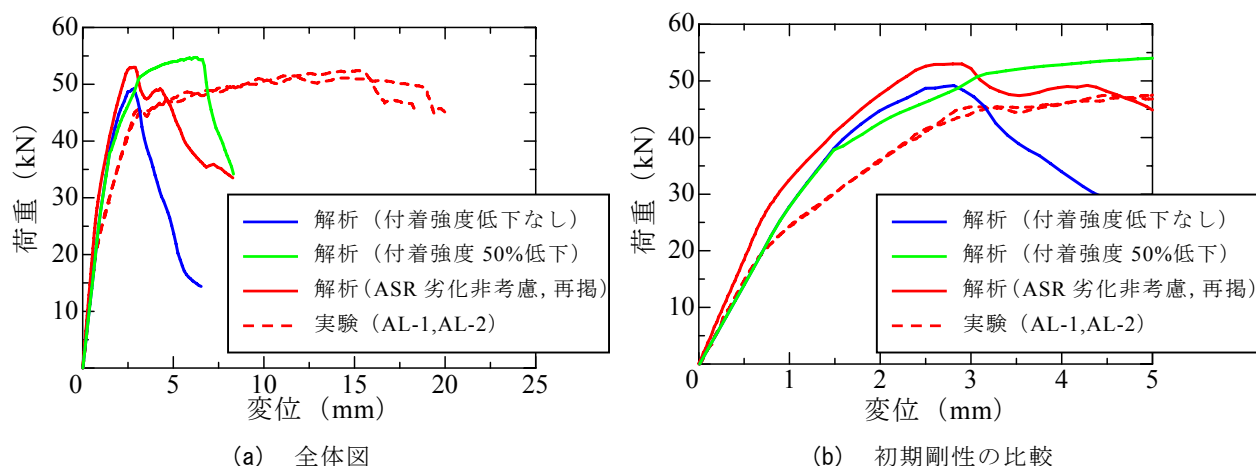


図-3.13 ASR 劣化を考慮した場合の荷重－変位関係

所座標系において、膨張ひずみが最大である方向に対して垂直方向に仮定したひび割れ面を図示したものである。図より、断面の下部では軸方向のひび割れが考慮されるのに対して、断面上部では軸直角方向のひび割れが考慮されることとなる。ここで、初期ひび割れ幅は、式(3.8)中の係数 β に対して、 $\beta = 140/L_{eq}$ を用いて算定した。これは、要素の膨張量が 5000μ の時にひび割れ幅 0.7mm のひび割れが1本生じた場合に相当する。対象とした実験供試体には、高さ 180mm の断面に対して、軸直角方向に幅 0.7mm の大きなひび割れが生じていたことから、その他の微細なひび割れを無視した場合、断面高さ方向の膨張量は 4000μ 弱となる。解析上は各要素にひび割れが考慮されるため、部材全体としてはひび割れ幅を過大に評価することになる。 β の違いがRCはりの構造性能に及ぼす影響については、3.3.3(3)で詳細に検討する。

また、既往の研究より拘束鉄筋がない場合やかぶりが鉄筋径の1.5倍程度の場合には、付着強度が50%程度まで低下することが報告されている¹⁷⁾。実験では、かぶりが鉄筋径の1.54倍であったため、付着強度を一律50%低下させた解析を行い、付着強度の影響について検討した。

図-3.13に解析から得られた荷重－変位関係を実験結果と併せて示す。図には、ASR劣化を考慮しない解析の結果も示す。図より、ASR劣化を考慮することで、付着強度の低下の有無にかかわらず、ASR劣化を考慮しない場合と比較して初期の曲げ剛性が低下した。初期の曲げ剛性は実験結果を概ね評価する結果が得られた。ただし、ASR劣化を考慮した場合においても付着強度を低下させない場合は、荷重が 50kN 程度でせん断破壊を生じ実験と異なった傾向を示した。この時のせん断耐力は、図-3.10のASR劣化の無い健全な供試体(NLはり)に対する解析結果と比較すると、ほぼ同程度となっており、せん断耐力の低下は生じていないことが分

かる．本解析において ASR 劣化を考慮したにもかかわらずせん断耐力が低下しなかった理由は，ASR 膨張により導入されたプレストレスの影響および初期ひび割れの方が斜めひび割れの方と異なっていたことであると考えられる．一方，付着強度を 50%低下させた解析では，38kN あたりから剛性が変化し，50kN を越えたあたりで鉄筋が降伏する挙動が得られた．鉄筋降伏後は，変位 8mm においてコンクリートの圧縮部の変形が卓越することで急激に荷重が低下し，終局に至った．ただし，実験では ASR 劣化したはりの曲げ降伏荷重は 45kN 程度であり，健全なはりのせん断耐力より低下しているのに対して，解析では曲げ降伏荷重はせん断耐力より低下しなかった．したがって，実験では必ずしも付着特性の低下のみによって破壊モードが変化したのではなく，材料特性の低下などの要因も関係していると考えられる．

以上の結果から，今回対象とした RC はりでは，ASR 膨張による材料特性の低下や初期ひび割れならびに初期ひび割れ幅は，せん断耐力の変化に大きく影響しないことが示された．また，付着強度が変化することで破壊モードが変化したことから，付着特性の変化は RC はりの構造性能に及ぼす影響が大きいものと推察される．したがって，実構造物において，かぶりが小さい部材や主筋に沿ったひび割れが生じている構造物など，付着特性が低下していると考えられるものについては，その安全性を十分に検討する必要があるといえる．

(3) 初期ひび割れ幅が RC はりの構造性能へ及ぼす影響評価

従来より，RC 部材に導入された先行ひび割れが外荷重による斜めひび割れの進展と干渉しあうことで，せん断耐力が変化することが指摘されている¹⁸⁾．本項では，初期ひび割れ幅をパラメータとした数値解析を行うことで，ASR 膨張による初期ひび割れが RC はりの構造性能へ及ぼす影響について考察を行う．

解析は，式(3)の β の値を 0, $70/L_{eq}$, $140/L_{eq}$, $210/L_{eq}$ と変化させることで，導入する初期ひび割れ幅を変化させた場合について行った．なお，材料特性は平均膨張ひずみに従って線形的に変化させ，付着強度は一律 50%に低下させた．

図-3.14 に解析から得られた荷重－変位関係を示す．また，図-3.15 に β の値が 0 および

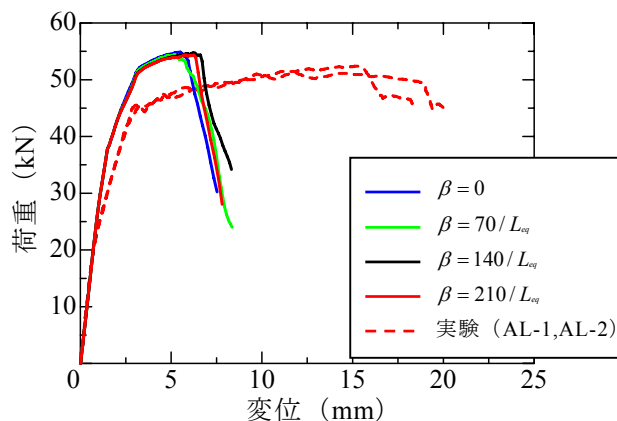


図-3.14 初期ひび割れの有無および初期ひび割れ幅の違いによる比較

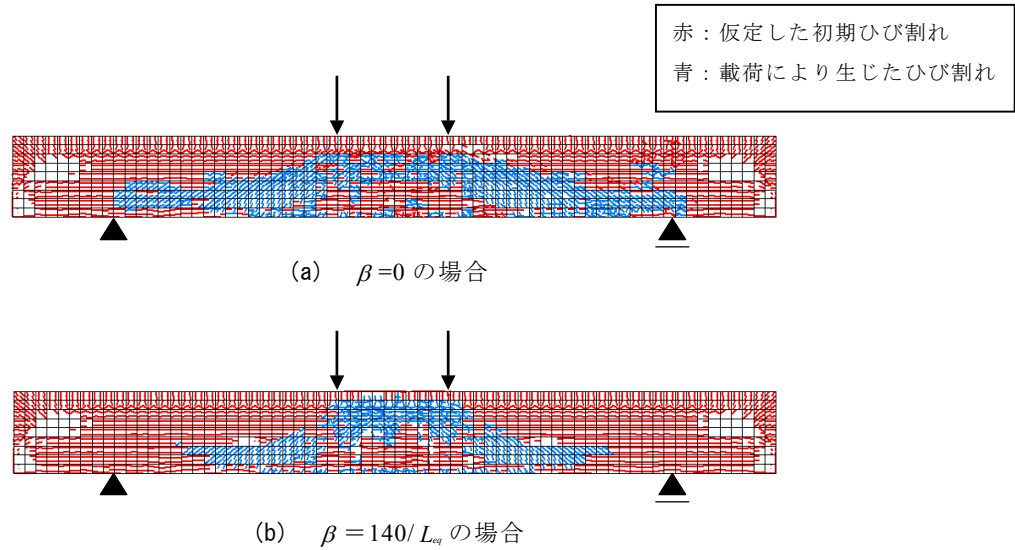


図-3.15 荷重作用解析における終局時のひび割れ性状

140/ L_{eq} の場合の荷重低下時のひび割れ図を示す．初期ひび割れ幅の違いにかかわらず，いずれの解析においても鉄筋が降伏した後 10mm 程度まで大きく変形する挙動が得られた．ここで終局時の挙動を検討した結果， β の値を 0, 70/ L_{eq} とした場合には，鉄筋降伏後に斜めひび割れの発生と進展により荷重が低下したのに対して， β の値を 140/ L_{eq} , 210/ L_{eq} とした場合は，斜めひび割れは発生したが，最終的には圧縮コンクリートが破壊することで荷重が低下したことが確認された．

初期ひび割れ幅が比較的小さい場合（ $\beta = 0$, 70/ L_{eq} ）には，ひび割れ面においてせん断応力が伝達されることで，初期ひび割れと非直交方向の斜めひび割れが生じやすい応力状態であったことが考えられる．図-3.15(a)のひび割れ図からも，初期ひび割れとは異なった方向の斜めひび割れがせん断スパン全体にわたって生じており，斜めひび割れが進展することで終局に至ったことが分かる．

一方，初期ひび割れ幅が比較的大きくなると（ $\beta = 140/L_{eq}$, 210/ L_{eq} ），ひび割れ面でのせん断応力の伝達が小さくなるため，ひび割れ面におけるずれ変形が卓越して，新たなひび割れが生じにくい応力状態となるものと考えられる．図-3.15(b)から，斜めひび割れは，曲げが支配的な荷重作用点方向へ移動して発生するが，支点方向へ進展しなかったことが分かる．

図-3.16 に，実験において観察された NL はりおよび AL はりの荷重作用により生じた破壊時のひび割れ性状を示すが，斜めひび割れは，健全なはり（NL はり）ではせん断スパンの中央付近に生じているのに対して，ASR 劣化を生じたはり（AL はり）では荷重作用点寄りに生じていることが分かる．解析結果との比較から，初期ひび割れ幅が大きい場合（ $\beta = 140/L_{eq}$, 210/ L_{eq} ）は，AL はりのひび割れ性状を概ね捉えているといえる．本解析においては，初期ひび割れ幅の大きさは，荷重－変位関係へそれほど影響を及ぼさなかったが，ひび割れ性状ならびに終局挙動へは大きく影響を及ぼす結果となった．したがって，ASR 劣化を生じた RC 部材

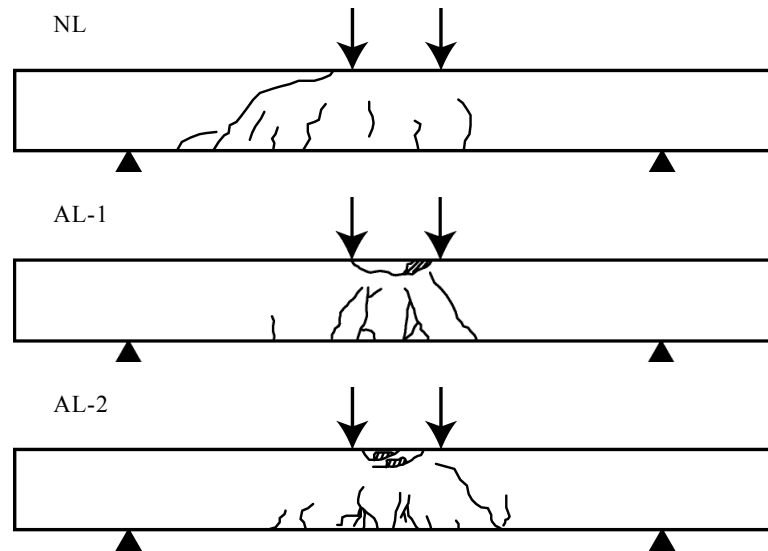


図-3.16 荷重載荷後のひび割れ性状（実験）

の構造性能を評価する際には、初期ひび割れ幅についても適切に評価する必要があるといえる。

以上のことから、ASR により生じた初期ひび割れは、その方向性により必ずしも部材の構造性能を低下させるわけではないことを示唆する結果が得られた。また、初期ひび割れ幅の大きさが異なることで、変形性能や破壊モードが変化する可能性があるため、初期ひび割れが構造性能へ及ぼす影響についてより詳細な検討が必要であると考えられる。

3.4 ASR 劣化した RC スラブの構造性能評価

3.4.1 解析対象ならびに解析モデル

内田らによって行われた ASR を生じた RC スラブの載荷試験¹⁹⁾を対象として、ASR 膨張挙動と ASR 劣化後の構造性能評価を行う。実験は、鉄筋比を変化させた数種類の RC スラブに対して、各鉄筋比につき ASR 劣化の無い供試体（N シリーズ）と ASR 劣化を生じた供試体（A シリーズ）のそれぞれ 1 体ずつに対して載荷試験が行われた。本研究では、鉄筋比が 0.45%、1.00%および 2.00%の RC スラブを対象として、ASR 膨張による構造性能の変化について解析的に検討した。

図-3.17 に解析モデルを示す。また、表-3.3、3.4 にコンクリート強度ならびに配筋諸元を示す。供試体の寸法は、800×800×80mm であり、鉄筋の純かぶりはいずれも 10mm であった。載荷時の境界条件は 4 辺単純支持であり、載荷は 60×60mm の載荷面のスラブ中央における部分集中載荷であった。なお、スパン長は x 方向、y 方向ともに 700mm であった。解析は対称性を考慮して 4 分の 1 モデルで行った。

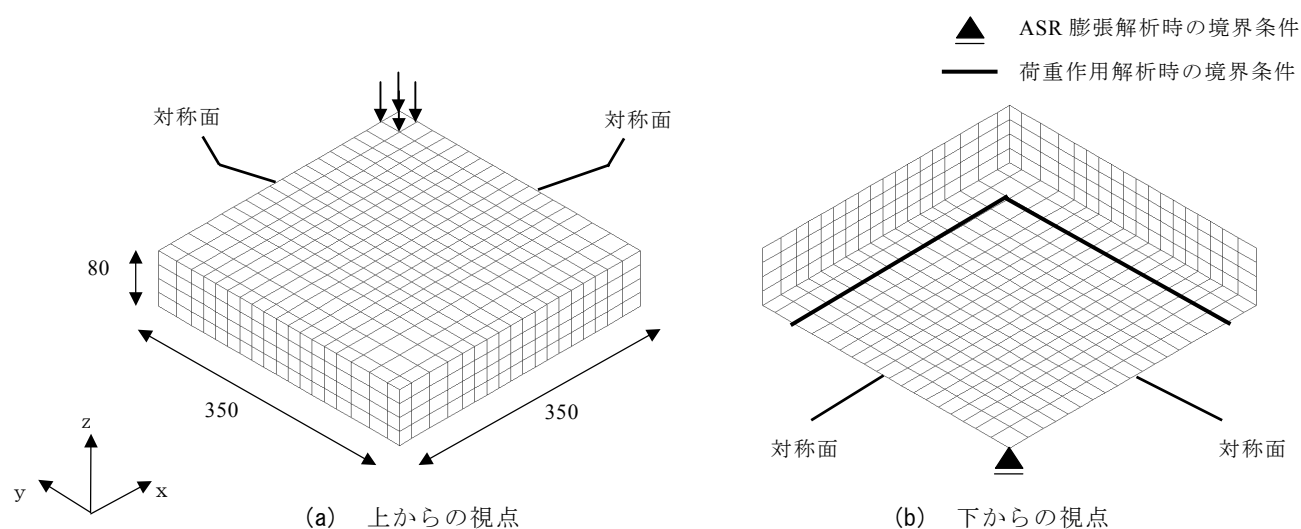


図-3.17 RC スラブの解析モデル (1/4 モデル)

表-3.3 コンクリート強度

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
健全 (N)	28.5	2.49
ASR 劣化 (A) (促進養生前)	28.6	2.63
ASR 劣化 (A) (促進養生後)	32.7	2.40
促進養生後/促進養生前	1.14	0.91

表-3.4 配筋諸元

供試体	鉄筋径	鉄筋比 (%)			降伏強度 (MPa)
		呼び	x 方向	y 方向	
N-045 A-045	D6	0.45	0.42	0.47	447
N-100 A-100	D10	1.00	1.20	1.40	388
N-200 A-200	D10	2.00	2.10	2.60	388

3.4.2 RC スラブの ASR 膨張挙動評価

実験では、供試体の寸法が同じで鉄筋が配置されていない無筋スラブの ASR 膨張量の経時変化が計測されている。図-3.18 に無筋スラブで計測された膨張量の経時変化を示す。図に示すように、底面では 3000μ 程度の膨張が生じているのに対して、打設面ではほとんど膨張が生じ

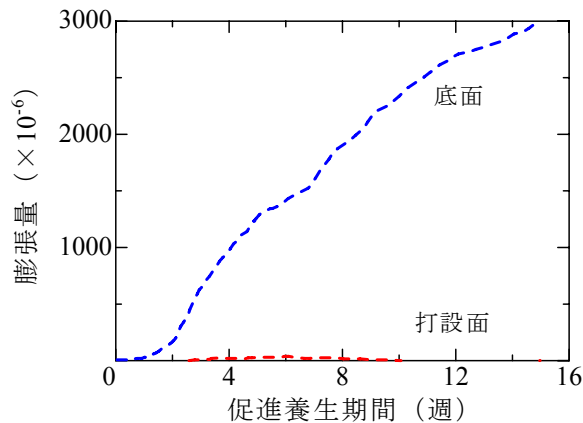


図-3.18 無筋スラブの ASR 膨張ひずみの経時変化

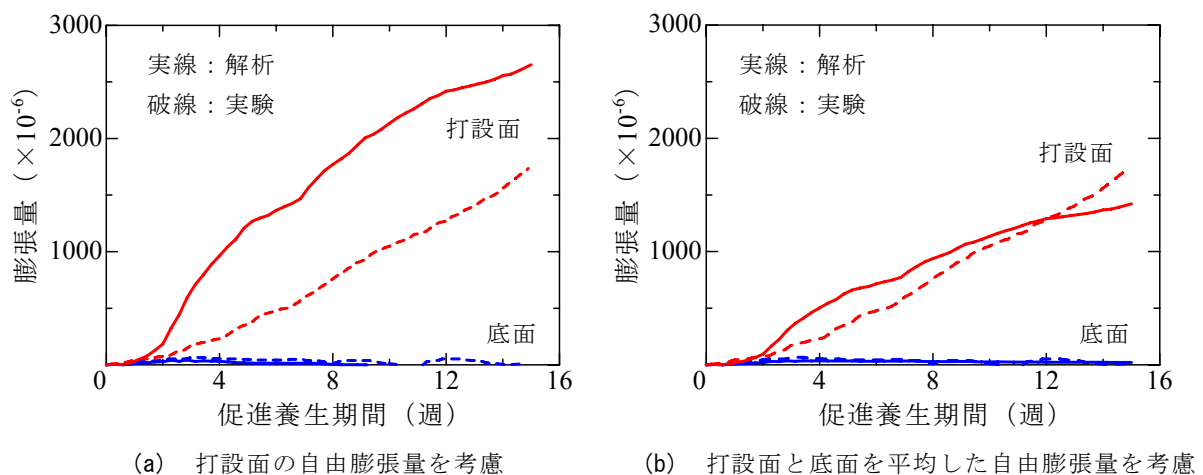


図-3.19 RC スラブの ASR 膨張解析結果 (鉄筋比 2.00%)

ておらず、打設面と底面で膨張特性が異なっていたと報告されている。なお、ASR 促進養生時には供試体は立てた状態で設置されていたことから、湿度や温度等の条件は両面で等しかったものと推測される。このように、対象とした実験における ASR の自由膨張量は明確ではないことから、ASR 膨張解析に用いる自由膨張量としては、無筋スラブの底面において測定された膨張量と、底面と打設面の膨張量を平均した膨張量の 2 種類を仮定した。なお、促進養生時の設置状態を考慮して、ASR 膨張解析時の境界条件は、図-3.17(b)に示すように、鉛直方向の支持条件を供試体中心の一点とした。

図-3.19 に鉄筋比が 2.00% の供試体の膨張量の経時変化を示す。図において、実線が解析値で破線が実験値を示す。なお、実験における膨張量の測定箇所は不明であったため、解析結果の膨張量は、x 方向と y 方向の平均値を示している。解析結果からは、底面の膨張が鉄筋の拘束により抑制され、打設面の膨張量が卓越する傾向を捉えていることが分かる。また、打設面の膨張量の比較から、自由膨張量として無筋スラブの底面と打設面の膨張量を平均した膨張量を入力した場合において、実験の膨張挙動を精度良く捉えていることが分かる。したがって、以降の検討は、無筋スラブの底面と打設面の膨張量を平均したものがスラブの平均的な自由膨

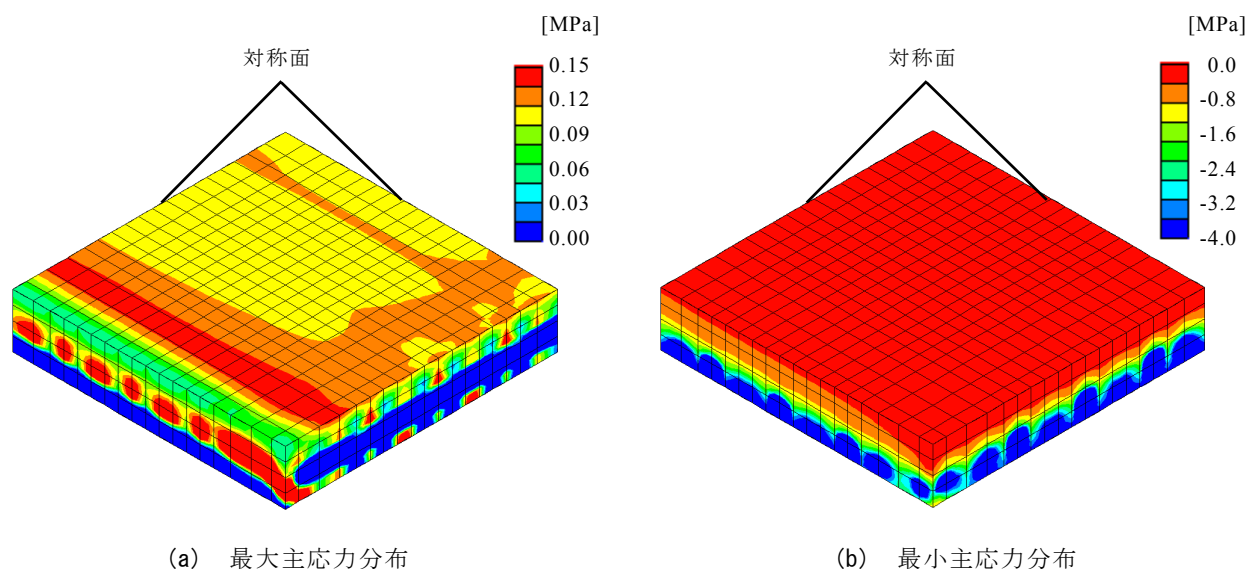


図-3.20 ASR 膨張によるスラブ内部の応力分布（鉄筋比 2.00%）

張量であったと仮定して行うこととした。

図-3.20 に鉄筋比 2.00% のスラブ供試体の ASR 膨張解析後の最大主応力ならびに最小主応力分布を示す。なお、図は鉄筋比が 2.00% の結果のみを示しているが、鉄筋比 0.45% および 1.00% においても同様の傾向が得られている。図より、供試体外縁付近の鉄筋の定着部において局所的な応力集中が生じている箇所以外は、供試体内ではほぼ一様な応力分布となっていることが分かる。最大主応力分布から、断面上縁では引張応力が生じていることが分かる。また最小主応力分布から、断面下縁において最大の圧縮応力が生じていることが分かる。鉄筋の拘束の影響により、断面下縁の膨張量が抑制されたとともに、そり変形が生じることで断面上縁に引張応力が生じたものと考えられる。なお、供試体上縁における引張応力は、鉄筋比 0.45%、1.00% および 2.00% に対して、それぞれ 0.2MPa、0.17MPa および 0.12MPa であり、供試体下縁における圧縮応力は、それぞれ、1.5MPa、2.5MPa および 4.0MPa であった。

3.4.3 荷重作用解析による ASR 劣化した RC スラブの構造性能評価

ASR 膨張解析の結果を受けて荷重作用解析を行うことで、ASR 劣化した RC スラブの構造性能評価を試みた。材料特性の低下については、表-3.3 に示すように実験では養生前後において圧縮強度は増加しており、引張強度は 90% 程度になっていることが分かる。なお、実験では弾性係数は計測されなかった。ここで、RC スラブの実験は、前節で対象とした RC はりと同一の研究機関で実施されており使用材料はほぼ同様であること、また、ASR 劣化したコンクリートの圧縮強度と引張強度の低下に関する傾向が同様であることから、ASR 膨張に伴う材料特性の変化は RC はりと同様のモデルを仮定した。すなわち、圧縮強度、弾性係数、引張強度に対しては、式(3.6)中の γ の値をそれぞれ 0.002、0.080、0.030 とし、圧縮強度時のひずみに対して

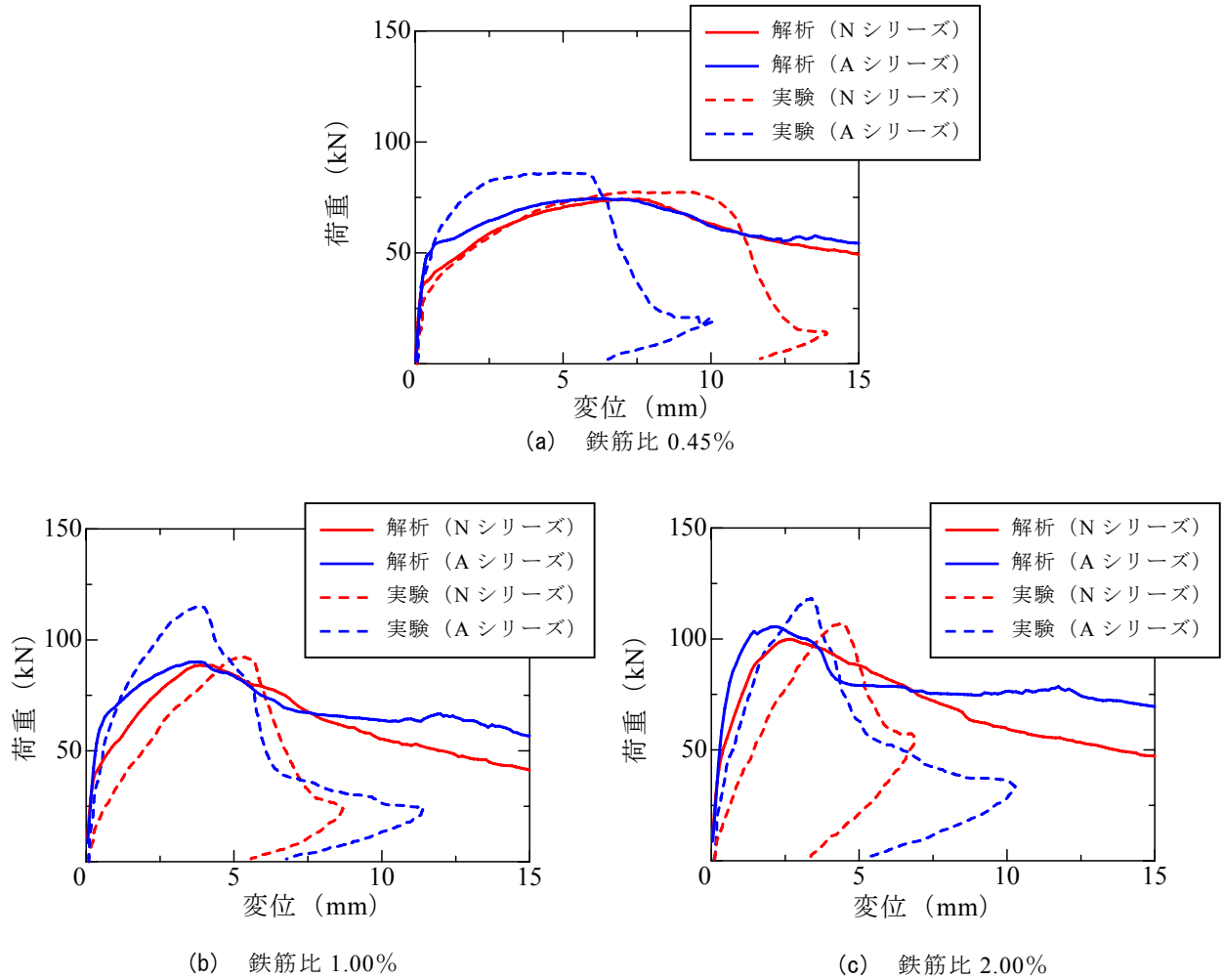


図-3.21 ASR 劣化した RC スラブの構造性能の荷重－変位関係

は、式(3.7)中の ε_f の値を 0.002 とした。初期ひび割れ幅は、膨張量とひび割れ幅の関係が不明であったため、前章と同様に式(3.8)において $\beta = 140/L_{eq}$ として算定することとした。また、かぶりが鉄筋径の 1.67 倍（鉄筋比 0.45%）および 1.0 倍（鉄筋比 1.00, 2.00%）であったため、前章の RC はりと同様に付着強度を一律 50% 低下させた。

図-3.21 に解析より得られた荷重－変位関係を実験値と併せて示す。図には、それぞれ ASR 劣化の無い供試体（N シリーズ）と ASR 劣化を生じた供試体（A シリーズ）の結果を示している。N シリーズを対象とした解析は、いずれの鉄筋比においても実験の最大耐力を概ね妥当に評価している。一方、A シリーズを対象とした解析は、初期剛性の増加が認められ、最大荷重は若干の増加を示した。初期剛性の増加は、ASR 膨張により生じたケミカルプレストレスの影響であると考えられる。

以上のことから、本解析手法を用いることで、ASR 劣化した RC スラブの初期剛性や耐荷力の変化を概ね妥当に評価できたといえる。また、ASR 劣化した RC スラブは、剛性、耐荷力ともに健全なものと比較して、増加する場合があることが解析的に示された。

3.5 まとめ

本章では、ASR 劣化した RC 部材の構造性能を評価することを目的として、ASR 膨張予測解析と荷重作用解析を統合した 3 次元有限要素解析手法を構築した。また構築した統合解析手法により、ASR 劣化した RC はりおよび RC スラブの膨張挙動と構造性能の評価を試みた。本章により得られた結論を以下に示す。

- (1) ASR 膨張解析と荷重作用解析を統合することで、ASR 劣化した RC 部材の構造解析手法を構築した。構築したモデルにおいては、ASR 膨張の影響を、初期ひずみ・初期応力問題として考慮し、ASR 劣化の影響は、主ひずみに依存させて材料特性を低下させるとともに、最大の膨張方向に関連させて初期ひび割れおよび初期ひび割れ幅を考慮することでモデル化した。
- (2) 構築した手法を用いて、ASR 劣化した RC はりの構造性能評価を行った。ASR 膨張解析の結果、鉄筋の拘束により導入されるケミカルプレストレスの効果を妥当に評価することで、RC はりに生じる ASR 劣化を概ね評価出来ることを示した。また、荷重作用解析の結果 ASR 劣化したはりの初期剛性の変化を概ね妥当に評価できることを示した。
- (3) ASR 劣化の影響をパラメトリックに解析した結果、ASR 劣化した RC はりの構造性能は、付着強度の低下の影響を受けることを示した。ASR 劣化した RC はりの破壊モードがせん断破壊から曲げ破壊へ変化した要因の 1 つとして付着特性が低下した可能性があることを解析的に示した。ただし、実験では ASR 劣化により曲げ降伏荷重低下しているのに対して、解析では曲げ降伏荷重の低下は認められず、必ずしも付着特性の低下のみによって破壊モードが変化したのではなく材料特性の低下などの要因も関係していると考えられるため、より詳細な検討が必要である。
- (4) 初期ひび割れ幅の大きさを考慮した解析を行った結果、本研究の検討の範囲内では、ASR 膨張により生じた部材軸方向の初期ひび割れは、部材のせん断耐力の低下を必ずしも引き起こさないことを示した。ただし、初期ひび割れ幅の大きさが異なることで、変形性能や破壊モードが変化する可能性があるため、初期ひび割れが構造性能へ及ぼす影響については、今後より詳細な検討が必要である。
- (5) 提案した手法により、ASR 劣化した RC スラブの膨張性状ならびに構造性能の変化を概ね妥当に評価できることを示した。また、ASR 劣化した RC スラブは、剛性、耐荷力ともに健全なものと比較して、増加する場合があることを解析的に示した。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー124，アルカリ骨材反応対策小委員会報告書，2005.
- 2) 久保善司，上田隆雄，黒田保，野村倫一：アルカリ骨材反応による膨張がコンクリートの力学的性能に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, No.1, pp.1691-1696, 2006.
- 3) 棚橋和夫，岩永武士，小柳洽，浅野幸夫：ASR によって劣化した RC はりおよび柱の力学挙動について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18, No.1, pp.843-848, 1996.
- 4) 小柳洽，六郷恵哲，石田裕哉：アルカリ骨材反応によるひびわれと RC 部材の性状，セメント技術年報，Vol.39, pp.352-355, 1985.
- 5) 小柳洽，六郷恵哲，内田裕市，長瀬道雄：著しい AAR 損傷を生じた RC はりの挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.15, No.1, pp.947-952, 1993.
- 6) 井上晋，三方康弘，小林和夫，仁枝保：ASR 損傷を生じた RC はり部材の正負交番荷重下の曲げ・せん断特性，材料，Vol.50, No.8, pp.883-888, 2001.
- 7) 岡田次郎，橋場盛，高木宣章，児島孝之：コンクリート構造物の ASR による損傷およびその補強に関する解析的検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.4, pp.135-142, 2004.
- 8) 松島学，横田優，吉田秀典，岡孝二：アルカリ骨材反応によるコンクリートのひびわれ幅の数値解析モデル，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28, No.1, pp.785-790, 2006.
- 9) 日比野憲太，渡辺忠朋，葛目和宏：ASR 劣化を生じた RC 梁の力学的挙動解析，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.4, pp.129-134, 2004.
- 10) 田辺忠顕：初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム，技報堂出版，2004.
- 11) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，2007.
- 12) Saenz, L.P. : Discussion of "Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete" by Desayi and Krishnan, *ACIJ Proceedings*, Vol.61, No.9, pp.1229-1235, 1964.
- 13) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, ASCE, pp.471-487, 2001.
- 14) Vecchio, F. J. and Collins, M. P. : The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stress, University of Tronto Publication, 1982.
- 15) 稲垣崇秀，尾花祥隆，石井豪，鳥居和之：ASR 劣化 PC 梁試験体から採取したコアの力学的性質，コンクリート工学年次論文集，Vol.31, No.1, pp.1237-1242, 2009.
- 16) 上田尚史，中村光，国枝稔，前野裕文，森下宣明，浅井洋：コンクリート構造物における ASR 損傷と損傷後の構造性能の評価，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol.67, No.1, pp.28-47, 2011.
- 17) Chana, P.S. : Bond strength of reinforcement in concrete affected by alkali-silica reaction, *Transport and Road Research Laboratory*, Contractor report 141, Crowthorne, 1989.

- 18) Pimanmas, A. and Maekawa, K. : Influence of pre-crack on RC behavior in shear, *Journal of Materials, Concrete structures and Pavements*, JSCE, No.669/V-50, pp.277-291, 2001.
- 19) 内田裕市, 斉藤保則, 六郷恵哲, 小柳洽 : アルカリ骨材反応により損傷を受けた RC スラブの性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.1, pp.841-844, 1990.

第4章 ASR 劣化した PC 部材の構造性能評価

4.1 緒言

PC 構造物は、高強度で緻密なコンクリートが使用されるとともに、プレストレスにより使用状態においてもひび割れを許容しないため、RC 構造物と比較して耐久性が高いといわれている。一方、単位セメント量が大きくコンクリート中のアルカリ量が増加するため、ASR が発生する可能性が高くなるという側面を持つ。近年では、高架橋やタンク等の PC 構造物において ASR 劣化した事例が複数確認されており、その安全性について広く検討されている^{1), 2)}。とりわけ、PC はりを対象として、ASR 膨張挙動の評価や ASR 劣化後の耐荷力を確認する実験が精力的に行われている^{3), 4), 5), 6)}。しかし、現在までに PC 部材の ASR 膨張挙動や ASR 劣化後の構造性能を定量的に評価した事例はほとんど無いのが現状である。

また、PC 部材の ASR 膨張挙動については、プレストレスによる拘束の影響が大きい領域では膨張がほとんど生じないといった事例が数多く報告されている。PC 部材に生じるひび割れは、主としてプレストレス導入方向に進展しており、RC 部材と比較して ASR 膨張の異方性がより顕著に現れているといえる。したがって、ASR 劣化した PC 部材の構造性能を評価するためには、ASR により部材に生じる劣化性状やその影響を適切に評価する必要があるが、PC 部材の ASR 劣化を定量的に評価した事例はないのが現状である。これは、PC 部材においては鋼材等の拘束の影響に加えて、プレストレスによるクリープ変形など時間依存挙動等の影響が複合的に関係しているためであり、そのことが PC 部材の膨張挙動を評価することを困難にしているものと思われる。

そこで本章では、ASR を生じた PC 部材の膨張挙動と構造性能を解析的に評価することを目的として、前章で開発した ASR 劣化した RC 部材の構造性能評価解析手法を PC 部材へ拡張するとともに、PC はりの ASR 膨張挙動と膨張後の構造性能の評価を試みる。

4.2 クリープ変形を考慮した ASR 膨張モデル

PC 部材のように、ASR 膨張が生じる以前にコンクリートに能動的な応力が作用する際には、その作用応力に対する時間依存変形であるクリープを考慮する必要がある。一方、前章で開発した ASR 膨張モデルは、ASR 膨張時の受動的な応力によるクリープ等の時間依存性変形挙動を含んだものである。そこで、クリープひずみの重ね合わせの原理から、ASR 膨張が生じる以

前に作用した能動的な応力に起因するクリープひずみと受動的な応力によるクリープひずみは独立に考慮することができると仮定すれば、式(2.2)ならびに式(2.3)は以下のように修正される．

$$\sigma(t) = (1 - \Omega) E_{c0} \cdot (\varepsilon_c(t) - \varepsilon_0(t) - \varepsilon_{creep}(t)) \quad (4.1)$$

$$\Omega = 1 - \left(\frac{1}{1 + \alpha \sqrt{\varepsilon_c(t) - \varepsilon_{cr} - \varepsilon_{creep}(t)}} \right) \quad \varepsilon_c(t) > \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{creep}(t) \quad (4.2)$$

ここで、 $\varepsilon_{creep}(t)$ は能動的に作用した応力により生じるクリープひずみである．

なお、クリープ変形を考慮した ASR 膨張モデルの妥当性については、4.3.2 にて検討を行う．

4.3 ASR 膨張を生じた小型 PC はり部材の構造性能評価

4.3.1 解析対象

小林らにより行われた PC はりの ASR 膨張試験ならびに静的載荷試験³⁾を対象として解析を行った．実験は、非反応性骨材を使用した普通コンクリート供試体と反応性骨材を使用した ASR コンクリート供試体に対して行われている．実験供試体の概略図を図-4.1 に示す．供試体は幅 100mm、高さ 200mm、長さ 1600mm であり、断面上縁から 133mm の位置に $\phi 15$ の PC 鋼棒(降伏強度 1010MPa)が配置されている．導入プレストレス量は断面下縁で 10MPa である．上下組立筋およびせん断補強筋には D6 の異形鉄筋(降伏強度 320MPa)が使用されている．なお、せん断補強筋は 100mm 間隔で配置されており、せん断補強筋比は 0.56% である．

供試体は、材齢 28 日まで温度 20℃ の室内で湿空養生され、材齢 29 日でプレストレスが導入された後に温度 40℃、R.H.100% 環境下で促進養生された．促進養生期間において、PC 鋼棒、スターラップおよび上下組立筋のひずみが測定された．所定の促進養生期間の後、せん断スパン比 4.0 とした単純支持により静的載荷試験が行われ、曲げ耐荷性状が検討された．なお、コンクリートの強度試験は、プレストレス導入時と静的載荷時に行われており、表-4.1 に示す

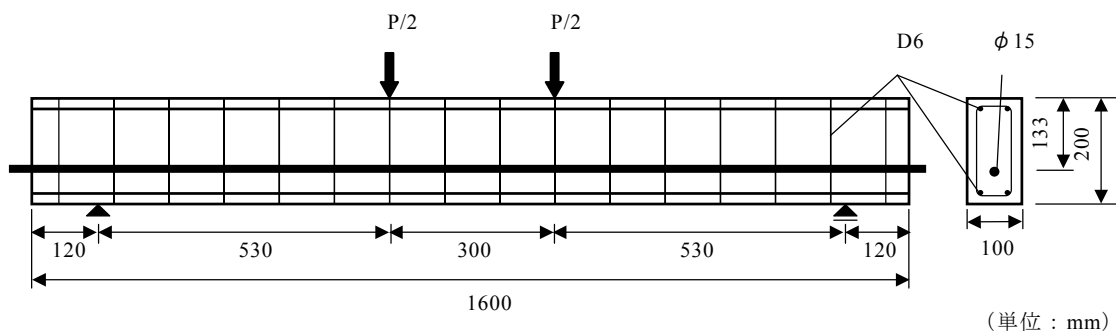


図-4.1 PC はりの概要図

表-4.1 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
普通コンクリート (NC)	34.9	2.46	26.8
	49.3	3.35	41.2
ASR コンクリート (ASR)	41.3	2.75	24.1
	30.1	1.83	17.2

*上段はプレストレス導入時，下段は静的載荷時

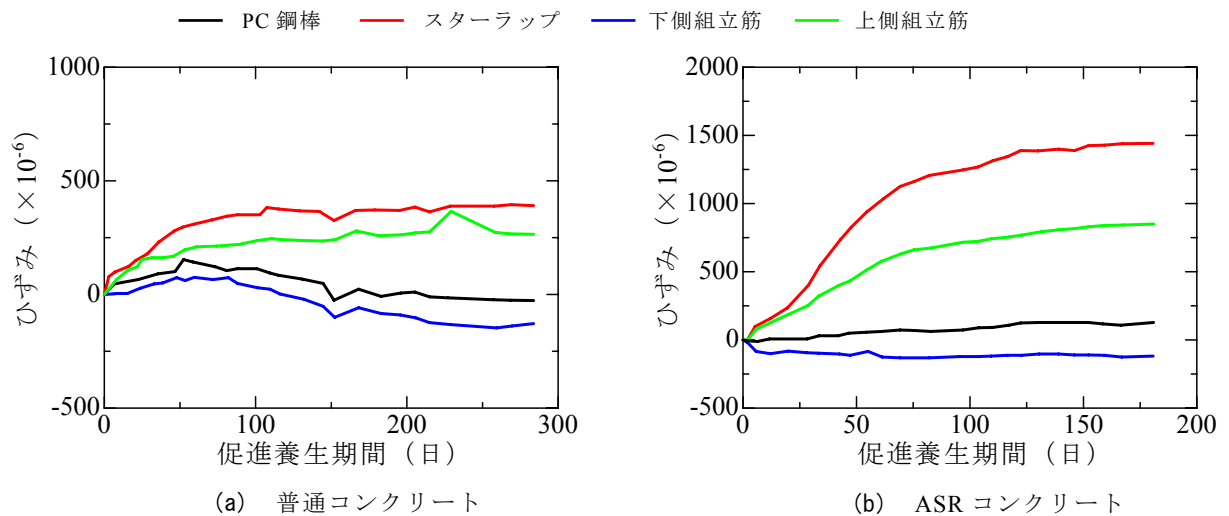


図-4.2 促進養生期間における鋼材ひずみの経時変化 (実験結果)

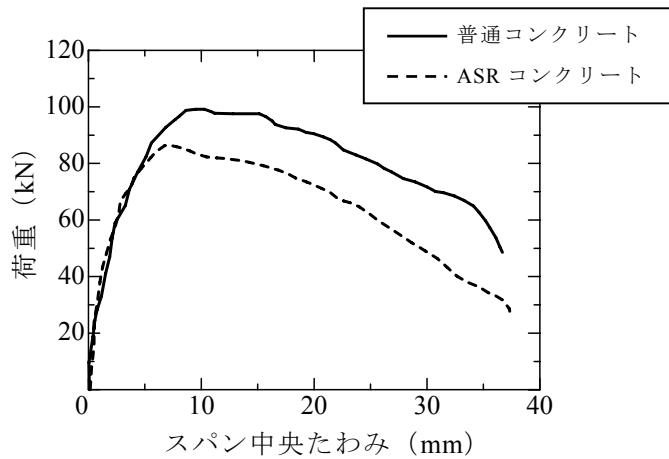


図-4.3 荷重-スパン中央たわみ関係 (実験結果)

結果が得られている。

図-4.2 に実験より得られた普通コンクリートならびに ASR コンクリート供試体のひずみの経時変化を破線で示す。普通コンクリートにおいては，湿潤膨張によりスターラップと上側組立筋には引張ひずみが生じているが，PC 鋼棒と下側組立筋は促進養生期間 50 日目あたりからひずみが減少し，最終的には圧縮ひずみが生じる結果が得られている。一方 ASR コンクリート

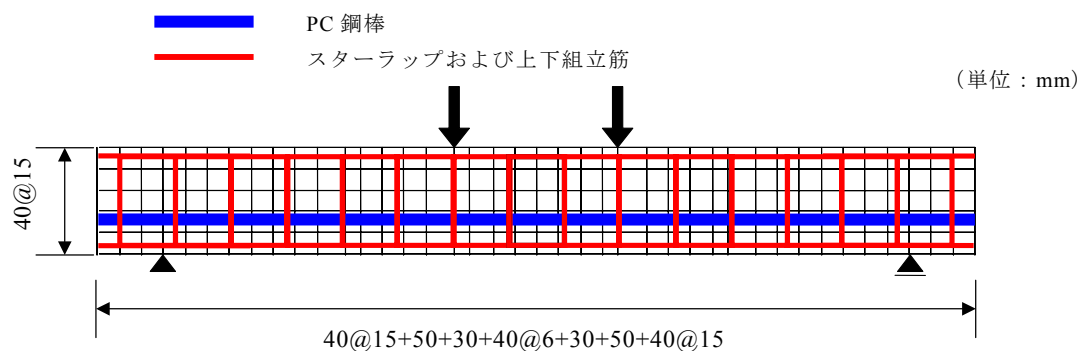


図-4.4 解析モデル

においては、スターラップと上側組立筋のひずみが促進養生期間 20 日目あたりから急激に増加し、最終的にはそれぞれ 1500μ 、 850μ の大きな引張ひずみが生じたのに対して、PC 鋼棒と下側組立筋は養生期間を通してほぼ一定のひずみとなっており、ASR 膨張はほとんど拘束された結果となっている。

また、図-4.3 に普通コンクリートならびに ASR コンクリート供試体の静的荷重試験の荷重-スパン中央たわみ関係をそれぞれ実線と破線で示す。ASR コンクリート供試体は普通コンクリート供試体と比較して、コンクリートの圧縮強度や弾性係数は小さいが、PC はり供試体の挙動に関しては、最大荷重は 10% 程度低いものの初期剛性およびポストピーク時の変形性能はほとんど低下しない結果が得られている。

4.3.2 解析概要

図-4.4 に解析に用いた要素分割図を示す。供試体は 6 面体要素によりモデル化し、奥行き方向に 3 等分割している。鉄筋および PC 鋼材はトラス要素でモデル化し、付着要素により鉄筋とコンクリートの付着特性を考慮した。なお、PC 鋼材とコンクリートの付着応力-ひずみ関係は、鉄筋と同一とした。コンクリート、鉄筋および PC 鋼材の材料特性は、実験から得られたものを用いた。

解析の手順としては、PC 鋼材に所定の初期ひずみを与えることでプレストレスを導入した後、ASR 膨張モデルを用いた ASR 膨張解析を行う。その後、ASR 膨張解析より得られた結果を用いて初期ひずみ・初期応力・初期ひび割れ問題として荷重作用解析を行い、ASR 膨張を生じた PC はりの構造性能評価を行う。

4.3.3 ASR 膨張挙動の評価

(1) クリープ変形解析

前述したように、普通コンクリート供試体は、促進養生期間中に膨潤とクリープによる体積

変化が生じている．そこで，クリープひずみ $\varepsilon_{creep}(t)$ を次式により算定することで，PC はりの時間依存変形挙動の予測を試みた．

$$\varepsilon_{creep}(t) = \phi(t) \cdot \sigma'_{cp} / E_{ct} \quad (4.3)$$

ここで， σ'_{cp} はプレストレスにより作用する圧縮応力， E_{ct} は載荷時材齢のコンクリートの弾性係数である． $\phi(t)$ はクリープ係数であり，土木学会式⁷⁾を参考にして，次式を仮定した．

$$\phi(t) = a \cdot \{1 - \exp(-bt)^c\} \quad (4.4)$$

ここで， a ， b ， c は定数であり，それぞれ 2.0，0.01，1.0 とした．なお，PC 部材では PC 鋼棒のリラクゼーションを考慮する必要があるが，本研究では簡単のため PC 鋼棒のリラクゼーションは直接考慮せず，上記のクリープ係数を用いたクリープ解析により全体的な時間依存変形を評価することとした．

クリープ変形解析は，実験で観察された膨潤による時間依存変形を考慮するため，自由膨張ひずみを入力値とした初期ひずみ問題とし，線形弾性解析により行った．自由膨張ひずみは，普通コンクリート供試体に対して，スターラップひずみの経時変化から逆解析することで決定した．また，クリープ変形解析のみで ASR 膨張挙動が評価できるかを確認するため，ASR コンクリート供試体に対してもクリープ変形解析を行った．なお，ASR コンクリートのクリープ係数は普通コンクリートと等しいものと仮定し，与えた自由膨張ひずみは ASR コンクリート供試体で計測されたスターラップひずみの経時変化から逆解析することで決定した．

図-4.5 に解析より得られた普通コンクリートならびに ASR コンクリート供試体の各種鋼材のひずみの経時変化を実線で示す．図-4.5(a) より，普通コンクリート供試体を対象とした結果は，PC 鋼棒ならびに上下組立筋のひずみの経時変化を精度良く捉えていることが分かる．したがって，本研究で用いたクリープ係数は，解析対象とした PC はりのクリープ変形を評価するのに妥当であるといえる．一方，図-4.5(b) の ASR コンクリート供試体を対象とした結果からは，PC 鋼棒および下側組立筋のひずみの経時変化を過大に評価する結果となった．このことから，クリープ変形を考慮するだけでは ASR を生じた PC はりの膨張挙動を評価することが出来ないといえる．

(2) ASR 膨張解析

ASR 膨張モデルを用いて，ASR コンクリート供試体の膨張挙動の予測を試みた．自由膨張ひずみは，1 軸の ASR 膨張モデルを用いてスターラップのひずみの経時変化から逆解析を行うことで求めた．逆解析の結果，自由膨張量はおよそ 4000μ と予測された．なお，ASR コンクリート供試体においても，湿潤膨張による変形が生じていたと推察されるが，本解析では膨張は全て ASR により生じたものとした．なお，解析は，所定のプレストレスを導入した後，全てのガウス点に対して前述した逆解析により求めた自由膨張ひずみを入力することで行った．したが

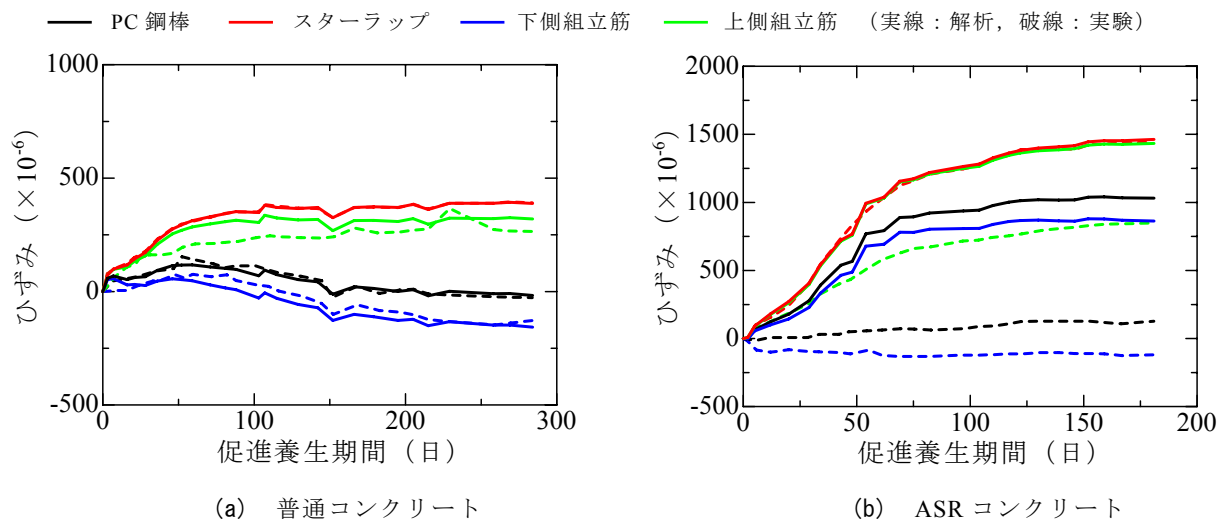


図-4.5 クリープ変形解析による膨張ひずみの経時変化

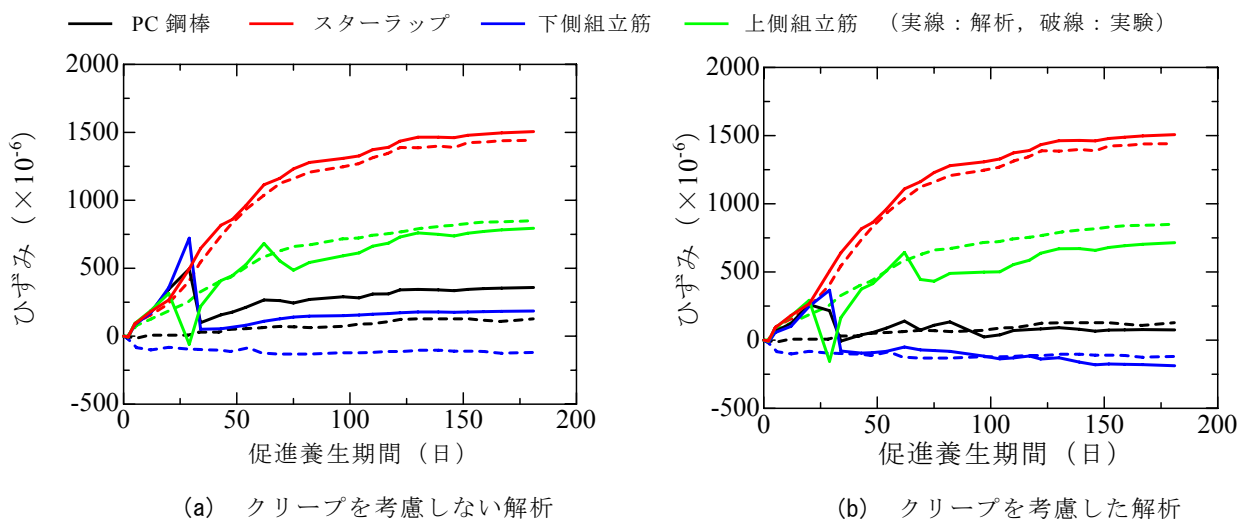


図-4.6 ASR 膨張モデルによる膨張ひずみの経時変化

って、膨張モデルにおける損傷は、プレストレスによる変形状態を初期状態として評価した。

図-4.6 にクリープを考慮しない ASR 膨張解析 (式(2.2), (2.3)を使用) の結果ならびにクリープを考慮した ASR 膨張解析 (式(4.1), (4.2)を使用) の結果を示す。図-4.6(a) より、クリープを考慮しない ASR 膨張解析では、初期導入プレストレスが比較的小さな上側組立筋のひずみの経時変化は概ね妥当に捉えているが、初期導入プレストレスが大きな PC 鋼棒ならびに下側組立筋のひずみの経時変化は過大に評価することが分かる。一方、図-4.6(b) より、クリープを考慮した ASR 膨張解析では、上側組立筋のひずみを若干小さく評価しているものの、総合的に見るといずれの鋼材に対してもひずみの経時変化を概ね妥当に捉えており、提案した ASR 膨張モデルは妥当であるといえる。ただし、促進養生期間 25 日前後において、PC 鋼棒ならびに下側組立筋のひずみを過大評価しているが、この点については、更なる検討が必要である。

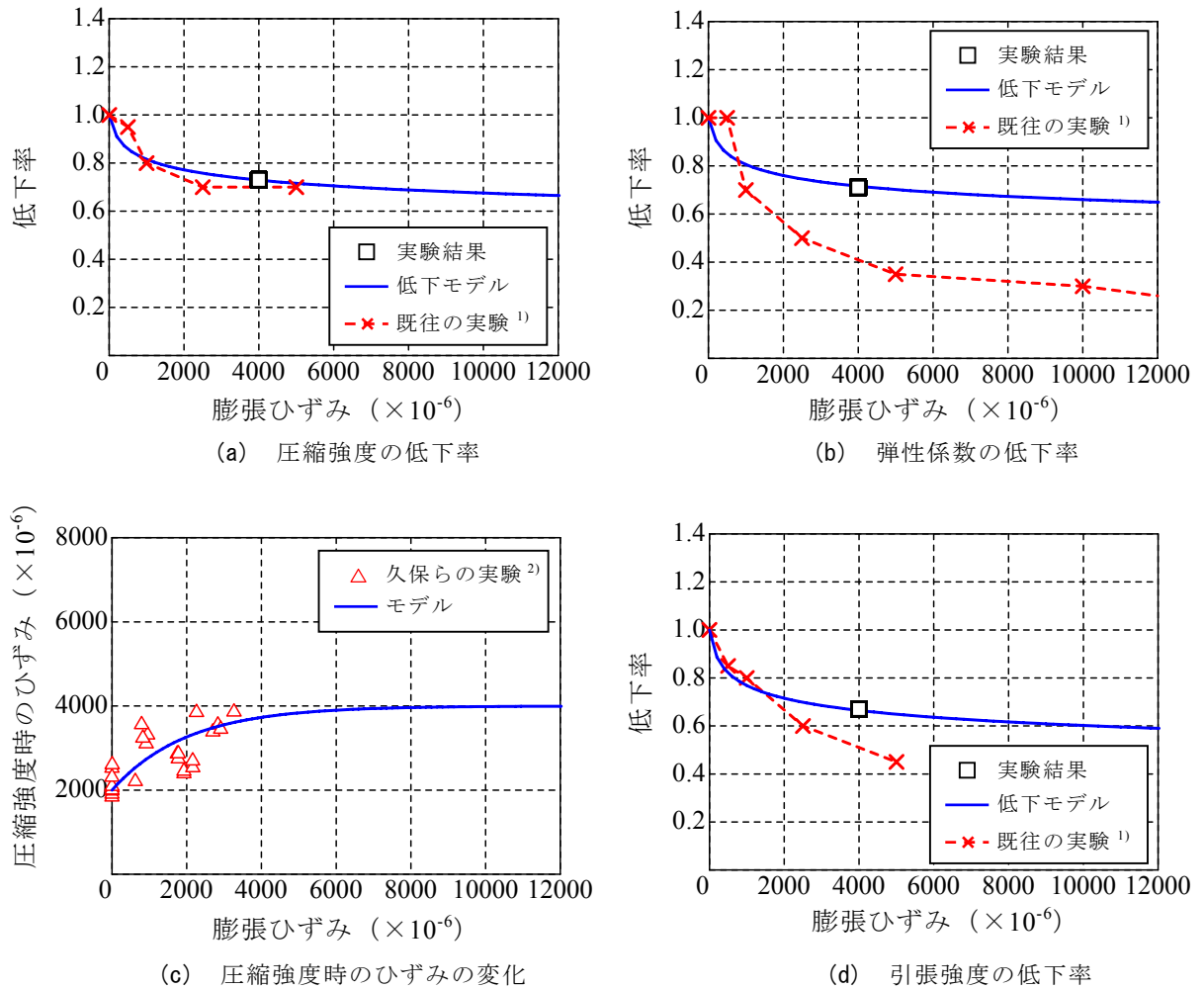


図-4.7 解析で仮定した材料特性の変化

4.3.4 ASR 劣化を考慮した PC はりの構造性能評価

前節の ASR 膨張解析の結果を用いて荷重作用解析を行った。前述のように、実験ではプレストレス導入時と静的載荷時試験時にコンクリートの強度試験が行われている。そこで、材料特性は、膨張ひずみが自由膨張ひずみと等しくなったときに表-4.1 に示す強度となるように、図-4.7 に示すように強度低下モデルにより低下させた。ここで、図に示した強度低下モデルは、圧縮強度、弾性係数および引張強度に対しては、式(3.6)の γ の値をそれぞれ、0.085、0.09 および 0.11 とし、圧縮強度時のひずみに関しては、式(3.7)の ε_r を 0.002 としたものである。図-4.7 には、既往の実験の結果^{1), 8)}を示すが、対象とした実験は既往の実験結果と比較して、圧縮強度の低下の程度は同程度であるが、弾性係数、引張強度の低下の程度は小さいことが分かる。

初期ひび割れ幅は、実験においてスターラップひずみが 1500μ 程度であったことと、断面高さ 200mm に対して軸方向にマクロなひび割れが 4 本程度入っていたことを考慮し、式(3.8)において β の値を $50/L_{eq}$ とした。解析上は各要素にひび割れが考慮されるため、部材全体としては

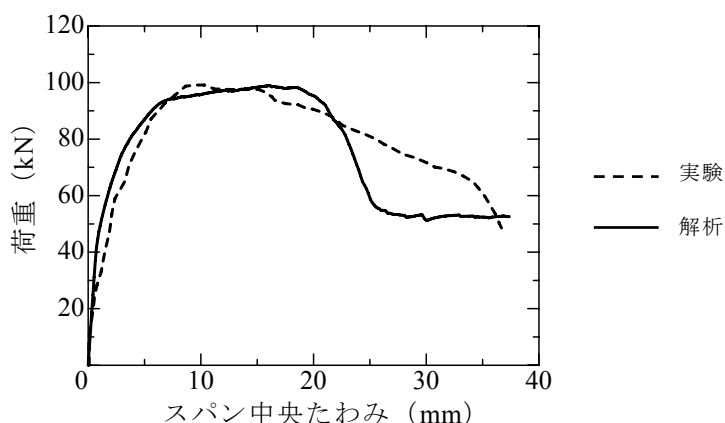


図-4.8 荷重-スパン中央たわみ関係（普通コンクリート）

ひび割れ幅を過大に評価することになるが、今回対象としたはり供試体は、曲げ破壊型のはりであるため β の違いが部材の挙動に及ぼす影響は小さいと考えられる。

なお、鉄筋とコンクリートの付着特性については、既往の実験より、せん断補強筋が配置された場合やかぶりが十分あるときは付着強度は低下しない¹⁾ことから、本解析では付着強度は低下しないこととした。

図-4.8 に普通コンクリートを対象とした荷重作用解析の結果を示す。なお、普通コンクリート供試体は、養生後の材料特性値を一樣に与えている。解析はひび割れ後の剛性を若干大きく見積もっているものの最大荷重を精度良く予測しており、普通コンクリートの PC はりの構造性能を妥当に評価できていることが分かる。

図-4.9 に ASR コンクリート供試体を対象とした荷重作用解析の結果を示す。図中には、ASR 膨張を考慮しない解析、ASR 膨張のみを考慮し材料特性の低下を考慮しない解析の結果も併せて示す。なお、表-4.2 に解析の条件を一覧として示す。図において、赤線は ASR 膨張を考慮して材料特性を式(3.6)に従って低下させた解析の結果を、青線は ASR 膨張のみを考慮して材料特性の低下を考慮しない解析の結果を、黒線、緑線はそれぞれ ASR 膨張を考慮しない解析において、プレストレス導入時の材料特性値を一樣に与えた場合の結果と静的載荷試験時の材料特性値を一樣に与えた場合の結果である。ASR 膨張を考慮する場合は、荷重作用解析時には、初期応力・初期ひずみが導入された状態であり、ASR 膨張を考慮しない場合は、通常の構造解析と同様である。

図より、青線の ASR 膨張を考慮して材料特性の低下を考慮しない場合は、剛性が急変する 90kN 以降も荷重が増加する結果となった。また、黒線の ASR 膨張を考慮せずプレストレス導入時の材料特性値を一樣に与えた場合と比較すると、変形性能が向上する結果が得られた。この結果は、PC はりにおいては、ASR 膨張を生じても材料の劣化の程度が小さければ、ケミカルプレストレスの効果が加算されることで、健全なはりよりも最大荷重、変形性能が増大する可能性があることを示唆している。

赤線の ASR 膨張を考慮し、かつ材料特性の低下を考慮した場合には、最大荷重は実験結果を

表-4.2 解析条件の一覧

解析ケース	解析条件		
	ASR 膨張	材料特性の低下	方法
case1	考慮	考慮	式(3.6)により膨張量に従って低下
case2	考慮	非考慮	プレストレス導入時 ^{*1} を一様
case3	非考慮	非考慮	プレストレス導入時 ^{*1} を一様
case4	非考慮	考慮	静的載荷試験時の材料特性 ^{*2} を一様

*1：表-4.1 中，ASR の上段の値を使用

*2：表-4.1 中，ASR の下段の値を使用

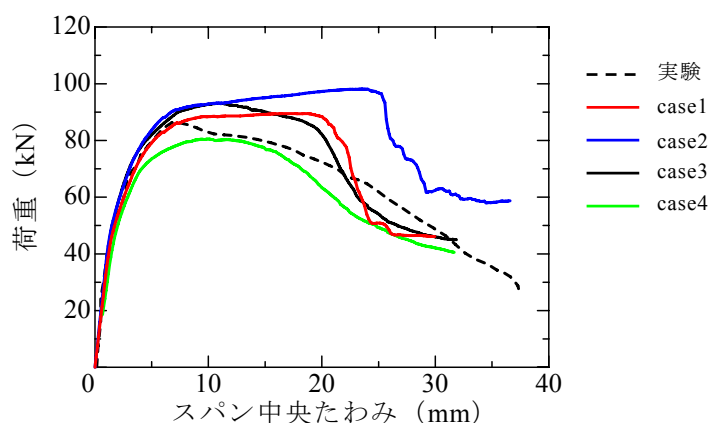


図-4.9 荷重－スパン中央たわみ関係（ASR コンクリート）

精度良く捉えており，ポストピーク挙動に若干の差異はあるものの実験結果を概ね妥当に評価できており，提案した手法を用いることで，ASR 劣化した PC 部材の構造性能の評価が可能であるといえる．青線の材料特性の低下を考慮しない場合と比較すると，最大荷重が 10%程度低下する結果となった．これは，図-4.6 (b) の ASR 膨張解析結果に見られるように軸方向の上段組立筋で 1000μ 程度膨張しており，圧縮領域のコンクリートの圧縮強度が低下したためであると考えられる．

緑線の ASR 膨張を考慮せずに静的載荷試験時の材料特性値を一様に与えた場合には，実験結果を過小評価していることが分かる．前述したように，ケミカルプレストレスの有無により最大荷重は大きく変化しないことを勘案すると，この結果は材料特性値の低下を過大に評価したためであるといえる．これは，PC はりの部材軸方向の膨張が拘束されるため，PC はり軸方向のコンクリートの圧縮強度は強度試験により得られた ASR コンクリートの圧縮強度ほど低下していないことを示唆するものである．

以上のことから，ASR 劣化した PC 部材の構造性能を評価するためには，ASR 膨張によるケミカルプレストレスの影響を評価するとともに，材料特性値を低下を適切に評価する必要があるといえる．また，本研究で提案した手法は ASR 劣化した PC はりの構造性能を評価するのに有用であることが示された．

4.4 ASR 膨張を生じた大型 PC はり部材の構造性能評価

4.4.1 解析対象

解析は、三井住友建設で行われた大型 PC はりの ASR 膨張試験ならびに載荷試験⁴⁾を対象とした。実験は、RC 供試体、PC-1 供試体、PC-2 供試体および PC-3 供試体を対象として行なわれた。図-4.10 に、1 例として PC-1 供試体の寸法および配筋図を示す。供試体は、いずれも同様の寸法、形状を有しており、導入プレストレス量およびせん断補強筋量に違いがある。表-4.3 に供試体概要を示す。

ASR 膨張試験においては、無拘束の自由膨張量を測定することを目的として、 $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ の無筋の角柱供試体を用いた膨張量の測定が行われた。供試体は打設後約 2 ヶ月間常温で放置された後、 40°C の蒸気槽にて養生された。その後、材齢約 300 日において 40°C の NaCl 飽和溶液中に浸漬された。図-4.11 に角柱供試体の膨張ひずみの経時変化を示す。また図-4.12 に、それぞれのはり供試体で測定された、コンクリートの軸方向および軸直角方向の膨張ひずみとを示す。

図-4.11 より、角柱供試体の膨張ひずみの経時変化は養生方法の違いにより大きく異なっていることが分かる。膨張ひずみは、材齢 300 日において 1500μ 程度で収束しているが、養生変

表-4.3 はり供試体一覧

記号	要因	プレストレス量 (N/mm^2)	帯鉄筋比	位置補正 (mm)		
				PC 鋼棒	上縁鉄筋	下縁鉄筋
RC	RC 供試体	0.0	0.24	-16	-3	+6
PC-1	プレストレス 1/2	4.5		-9	-14	+4
PC-2	基準供試体	9.5		-2	-5	+2
PC-3	帯鉄筋比 2 倍	9.5	0.50	-11	-20	+3

(単位: mm)

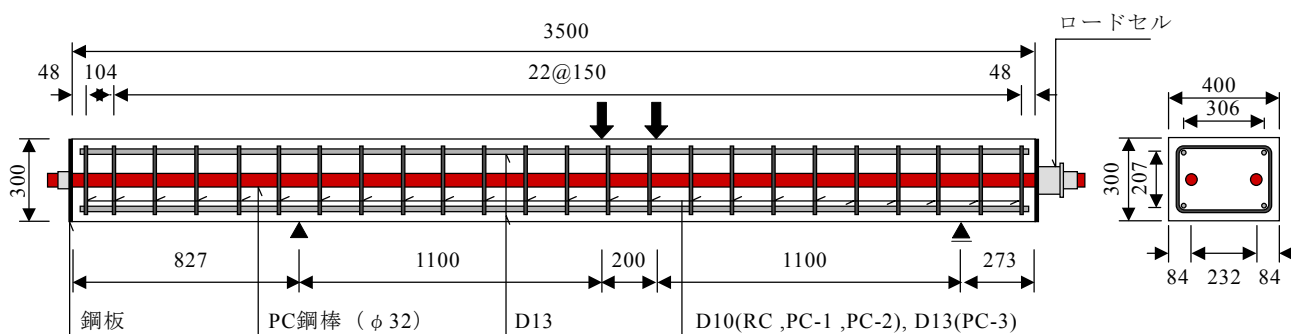


図-4.10 寸法および配筋図（はり供試体）

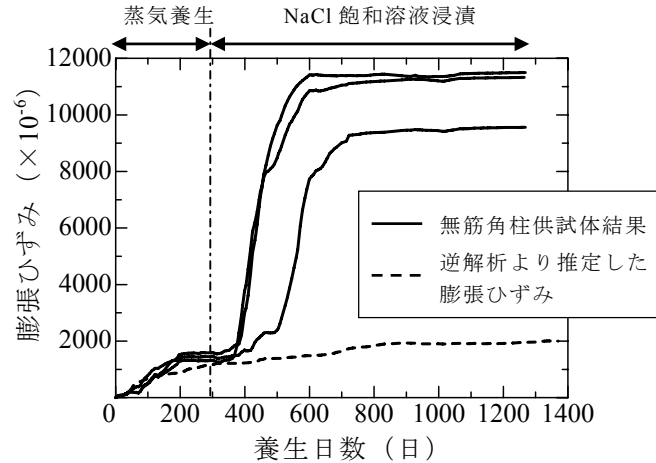


図-4.11 自由膨張ひずみの経時変

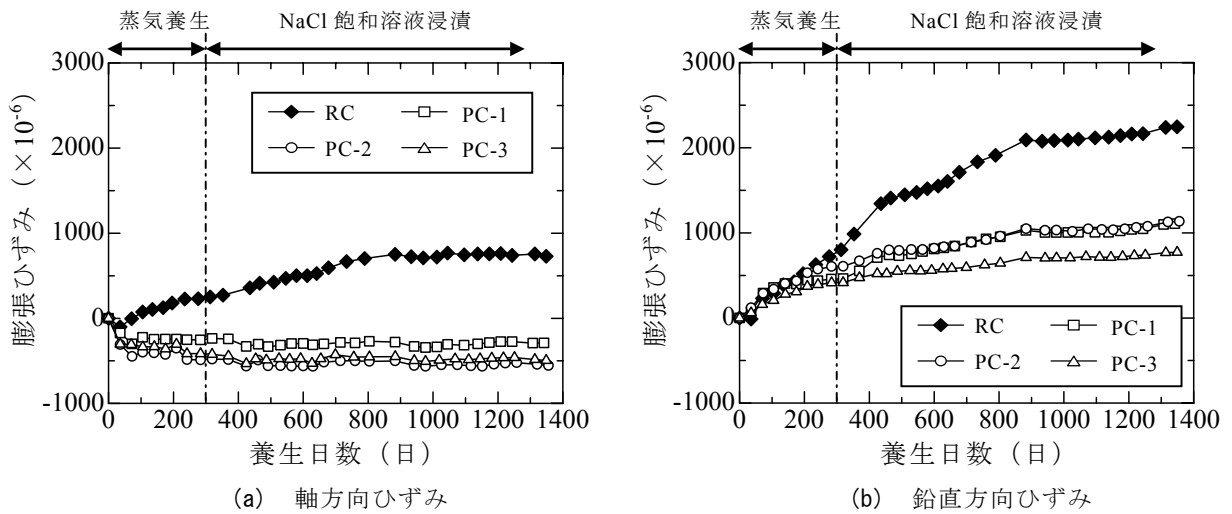


図-4.12 はり供試体のコンクリートの膨張ひずみの経時変化

更後は急激に増加し、材齢 600 日において約 11000μ で収束している。一方、図-4.12 より、はり供試体の膨張ひずみは、養生方法が変更された 300 日以降においても急激な増加は見られないことが分かる。角柱供試体は、寸法が比較的小さいため NaCl 溶液に浸漬されることで表面のひび割れからアルカリが供試体内部まで浸透し、供試体全体にわたって ASR が促進されたものと考えられる。一方、はり供試体は、寸法が大きいためひび割れからのアルカリの浸漬が供試体全体にわたることが無く、NaCl 浸漬後も急激な膨張挙動を示さなかったものと考えられる。したがって、角柱供試体とはり供試体の膨張挙動は大きく異なっていたものと推察される。

図-4.13 に、促進養生材齢 1500 日におけるはり供試体のひび割れ図を示す。図において、ひび割れ幅 0.1mm 以上のものを太線で示している。RC 供試体のひび割れには方向性がなく全体的に大きなひび割れが生じている。一方、PC 供試体はプレストレス導入方向（軸方向）のひび割れが顕著であり、鉛直方向および軸直角方向（以下、軸直角方向で統一）のひび割れはほとんど生じていないことがわかる。また、軸方向のひび割れは上下面、側面のどちらも縁側でより大きなひび割れ幅となっていることが確認できる。ひび割れ幅は、RC 供試体、PC 供試体

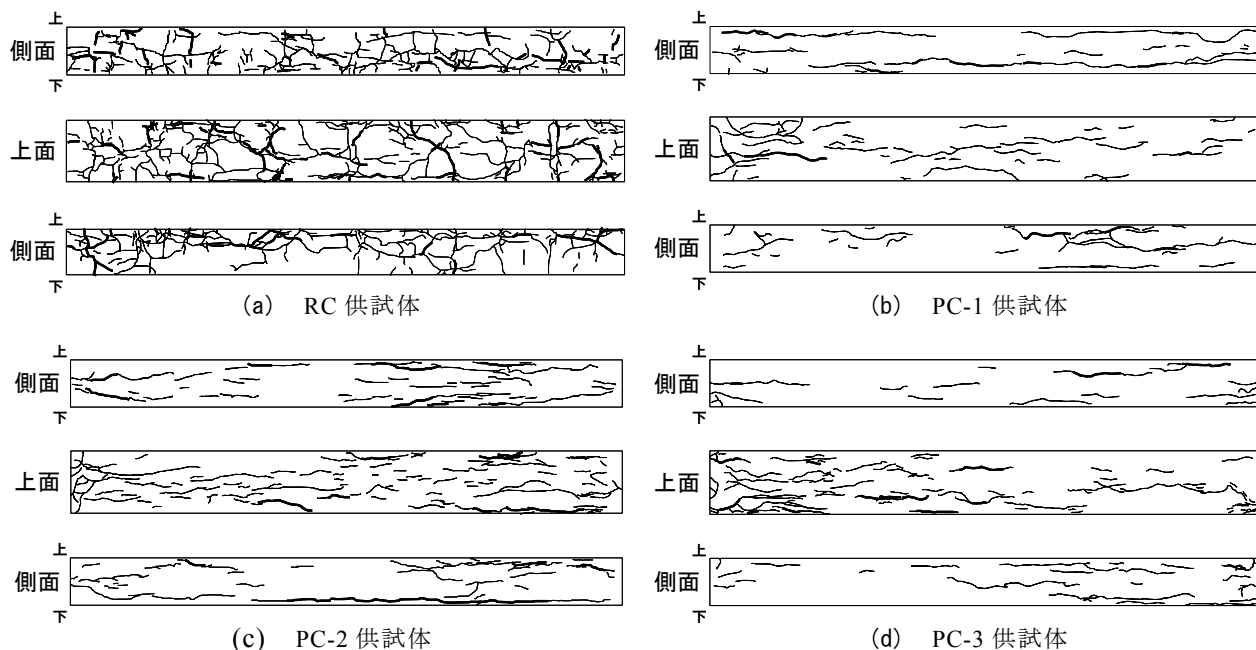


図-4.13 ひび割れ性状（細線：0.1mm 以下，太線 0.1mm 以上）

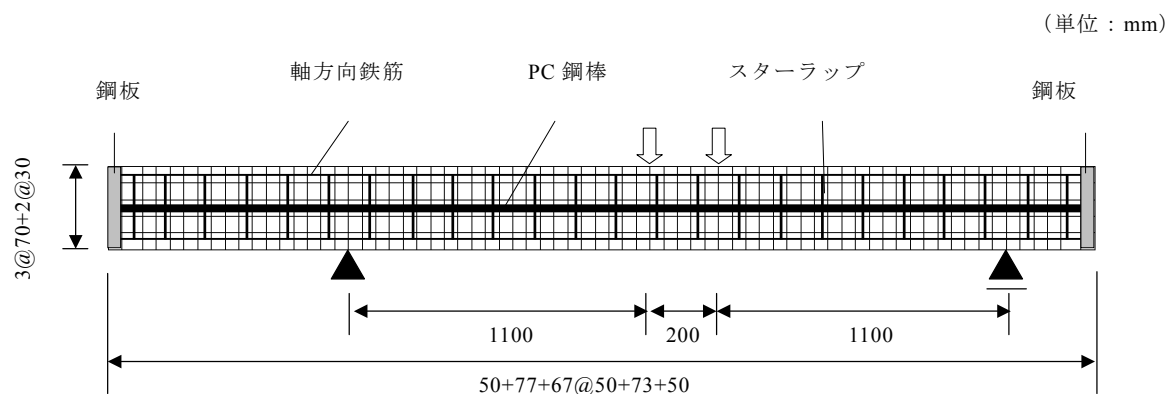


図-4.14 はり供試体の解析モデル

ともに，総ひび割れの 80%程度が 0.1mm 未満であった．

4.4.2 解析モデル

図-4.14 に解析モデルを示す．供試体は 3 次元ソリッド要素でモデル化し，断面の分割は高さ方向へ 70mm×3 要素+30mm×2 要素とし，奥行き方向へ 50mm×8 要素で分割した．軸方向の分割は要素長さ 50mm を基本とした．鉄筋ならびに PC 鋼材は離散的にモデル化し，コンクリートとの付着を考慮した．また，実験では PC 鋼棒の定着のために供試体軸両端に鉄板が設置されていたため，解析においても鉄板をモデル化し，PC 鋼棒を鉄板内に固定した．なお，前述したように，それぞれの供試体毎に鉄筋および PC 鋼棒の高さが異なっていたことから，本解析では表-4.3 に示す補正值を直接解析モデルに反映して実際の配筋状態を考慮した．材料

特性は、載荷試験時にコア抜きにより得られた強度を参考にして、圧縮強度 44.5MPa、弾性係数 32.8GPa とした。引張強度は、土木学会標準示方書に準じて圧縮強度から求めた。

前述したように無筋角柱供試体とはり供試体の膨張挙動は大きく異なっていることから、ASR 膨張予測解析に用いる自由膨張ひずみとして無筋角柱供試体のひずみ履歴を用いることは望ましくないと考えられる。そこで本研究では、逆解析により自由膨張ひずみを推定することとした。具体的には、前述した解析モデルを用い、プレストレスによるクリープの影響が小さく、かつ鉄筋による拘束の影響が明確なせん断補強筋の鉛直方向ひずみについて、PC-2 供試体を対象として逆解析を行った。図-4.11 に推定した自由膨張ひずみを破線で示す。材齢 300 日までは無筋角柱供試体から得られた膨張ひずみと同様の挙動であり、最終的には 2000μ 程度膨張するものである。

解析は、所定のプレストレスを導入した後、全てのガウス点に対して前述した逆解析により求めた自由膨張ひずみを入力することで行った。したがって、膨張モデルにおける損傷は、プレストレスによる変形状態を初期状態として評価した。なお、プレストレスは、PC 鋼棒要素に初期ひずみを与えることで導入した。なお、RC 供試体については PC 鋼棒は応力を負担しないものとした。

初期プレストレスによるクリープひずみは、コンクリート標準示方書における式 (解 5.2.15)⁷⁾に準じて次式により算定した。

$$\varepsilon'_{cc}(t, t', t_o) / \sigma'_{cp} = [1 - \exp\{-0.09(t - t')^{0.6}\}] \cdot \varepsilon'_{cr} \quad (4.5a)$$

$$\varepsilon'_{cr} = \varepsilon'_{bc} + \varepsilon'_{dc} \quad (4.5b)$$

ここに、 $\varepsilon'_{cc}(t, t', t_o) / \sigma'_{cp}$ は単位応力当たりのクリープひずみであり、 ε'_{cr} 、 ε'_{bc} および ε'_{dc} はそれぞれ単位応力当たりのクリープひずみの最終値 ($\times 10^{-10}/(\text{N}/\text{mm}^2)$)、単位応力当たりの基本クリープひずみの最終値 ($\times 10^{-10}/(\text{N}/\text{mm}^2)$)、単位応力当たりの乾燥クリープひずみの最終値 ($\times 10^{-10}/(\text{N}/\text{mm}^2)$) である。 t 、 t' および t_o は、乾燥開始時、載荷時および載荷中のコンクリートの有効材齢 (日) である。なお、対象とした実験では、相対湿度は 100%であったため、乾燥クリープひずみ ε'_{dc} は生じない。したがって、解析では基本クリープひずみ ε'_{bc} のみを考慮した。基本クリープひずみは、単位セメント量 C (kg/m^3)、単位水量 W (kg/m^3) および水セメント比 W/C を用いて、次式により算定した。

$$\varepsilon'_{bc} = 15(C + W)^{2.0} (W/C)^{2.4} (\log_e t')^{-0.67} \quad (4.6)$$

ここで、実験の配合条件から、 $C = 389$ 、 $W = 175$ 、 $W/C = 0.45$ を用いた。

4.4.3 ASR 膨張解析によるはり供試体の ASR 膨張性状評価

(1) 膨張ひずみの経時変化

図-4.15 に解析より得られた膨張ひずみならびに鉄筋ひずみの経時変化を示す。図-4.15(a), (d)はコンクリートの軸方向および軸直角方向の膨張ひずみであり、図-4.15(b), (e)は軸方向鉄筋およびせん断補強筋のひずみの経時変化である。図-4.15(c)は PC 鋼棒のひずみの経時変化であり、図中にはロードセルにおいて測定された荷重から逆算したひずみの変化量も併せて示す。

図-4.15(a)より、解析により得られたコンクリート軸方向の膨張挙動は、RC および PC 供試体ともに、実験結果よりも大きく評価しているが、プレストレスや鉄筋拘束の影響により膨張が抑制される傾向を概ね妥当に評価している。図-4.15(b)より、解析においては、軸方向鉄筋ひずみの経時変化は、RC, PC 供試体ともにコンクリート軸方向の膨張挙動と同様の傾向となっていることが分かる。前述したように、実験で計測された軸方向鉄筋ひずみは局所的なひずみが測定された可能性があることを考慮すると、実験における軸方向鉄筋ひずみは、解析により得られたひずみの経時変化と同様の傾向であったと推察される。また、図-4.15(c)に示す PC 鋼棒のひずみの経時変化から、解析結果は実験を概ね妥当に評価できていることが分かる。

図-4.15(d)および(e)のコンクリート鉛直方向のひずみとせん断補強筋鉛直方向ひずみより、解析は、帯筋量の大きい PC-3 供試体のひずみを他の供試体よりも小さく評価しており、帯筋の拘束の影響を概ね妥当に評価できていることが分かる。特に、拘束の程度がより大きい帯筋のひずみの経時変化においてその影響は顕著に現れている。

以上のことから、本研究で用いた膨張予測モデルを用いることで、鉄筋やプレストレスによる拘束の影響により膨張量が増加する傾向を概ね妥当に評価することができるといえる。

(2) ひび割れ性状と膨張ひずみの比較

図-4.16, 4.17 に RC 供試体および PC-2 供試体の ASR 膨張解析終了時(自由膨張ひずみ 2000μ 時)のひずみ分布とひび割れ性状の比較を示す。軸方向ひずみに着目すると、RC 供試体ではおよそ 1000μ 程度、PC-2 供試体では -500μ 程度の大きさであり、一様な分布となっている。一方、鉛直方向ひずみならびに軸直角方向ひずみに着目すると、RC 供試体、PC-2 供試体のどちらも、縁側へ向かうほどひずみが大きくなっており、その大きさは中央で 1000μ 程度、縁側で 2000μ 程度となっている。RC 供試体では、鉄筋による拘束の程度の大きさは、軸方向、軸直角方向、鉛直方向(それぞれ鉄筋比 0.42%, 0.32%, 0.24%)であるが、解析の結果、膨張ひずみの大きさは、軸方向、軸直角方向、鉛直方向の順でひずみが大きくなる傾向となっている。このことは、PC-2 供試体においても同様である。なお、RC 供試体の部材両端において軸方向のひずみが大きくなっているが、その理由は鋼板により鉛直方向の膨張が拘束され主応力方向が変化したためであり、解析的な原因に因っている。

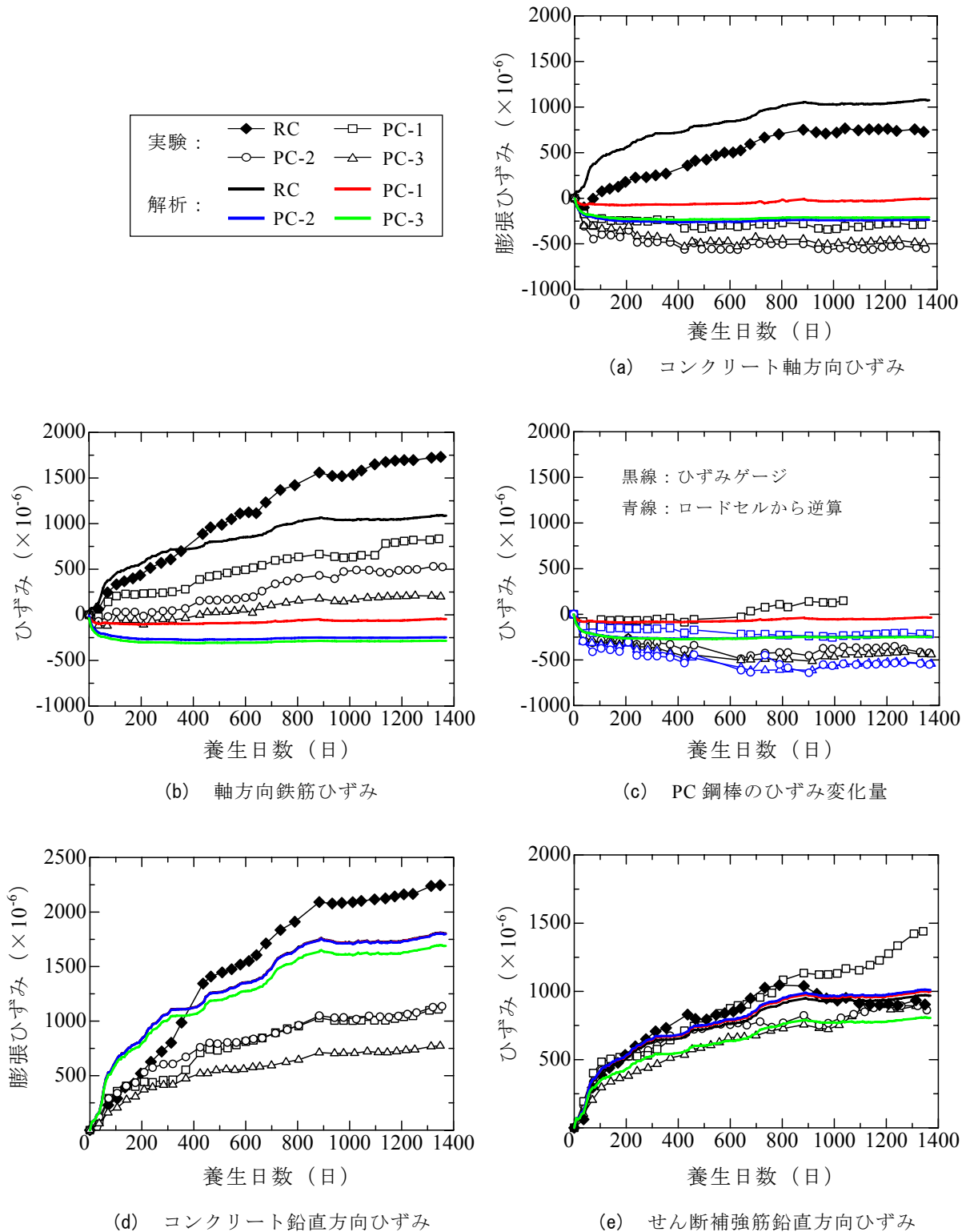


図-4.15 はり供試体の膨張ひずみおよび鉄筋ひずみの経時変化

実験で観察されたひび割れ性状と比較すると、RC 供試体では、軸方向、軸直角方向ならびに鉛直方向の膨張ひずみの大きさに顕著な差は生じておらず、実験において方向性のないひび割れ性状となっていることと対応している。PC-2 供試体では、鉛直方向および軸直角方向のひずみが卓越結果となり、軸方向のひび割れが卓越するひび割れ性状と対応している。また、鉛

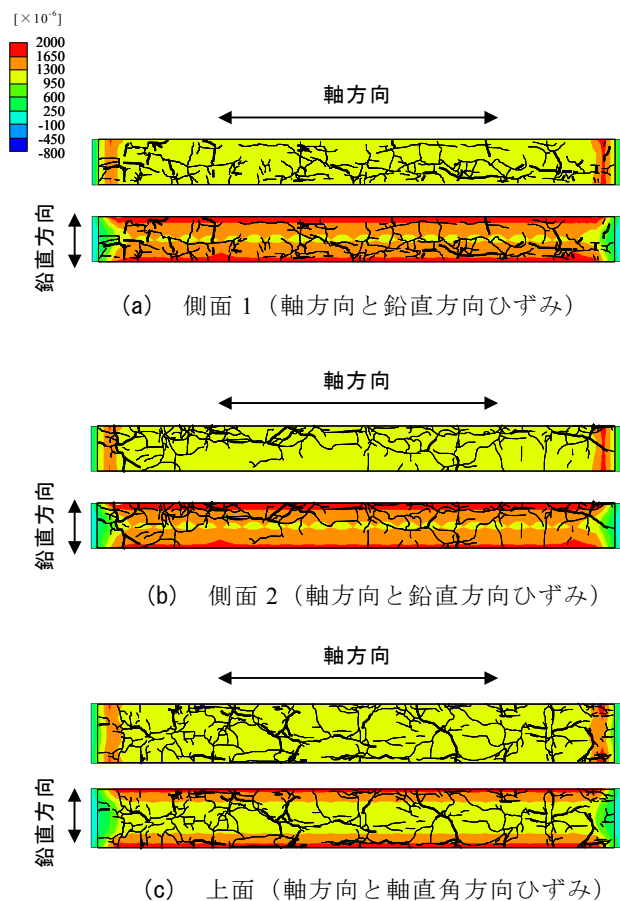


図-4.16 RC 供試体のひずみ分布と
ひび割れ性状の比較

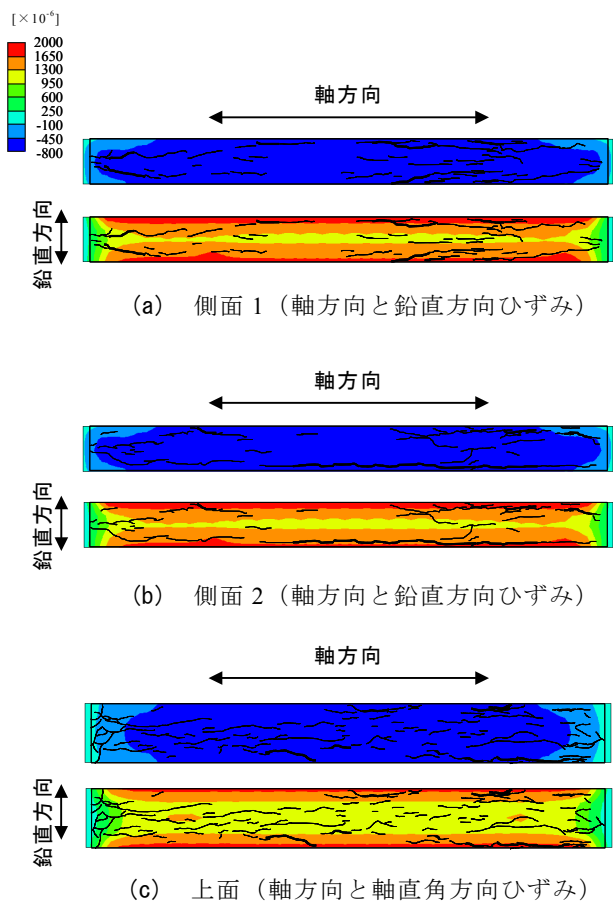


図-4.17 PC-2 供試体のひずみ分布と
ひび割れ性状の比較

直方向ならびに軸直角方向ひずみは供試体の縁側において大きくなっており、実験における供試体側面ならびに上面縁側に生じた幅の大きな軸方向ひび割れと概ね対応していることが分かる。以上の結果から、膨張ひずみ分布を用いることで、供試体に生じた ASR 劣化を概ね評価することが可能であるといえる。

4.4.4 ASR 劣化した PC はりの曲げ挙動評価解析

(1) ASR 膨張により変化したコンクリートの材料特性

実験では、ASR 促進養生された円柱供試体とはり供試体から採取したコア供試体を用いた強度試験が行われ、圧縮強度、弾性係数、圧縮強度時のひずみならびに引張強度が測定されており、膨張ひずみと強度変化の関係が得られている。図-4.18、それぞれの結果を示す。また、図中には、既往の研究^{1), 8)}で得られた ASR 膨張ひずみと各種材料特性の関係を示している。図より、実験結果はばらつきがあるものの、圧縮強度はあまり低下せず、弾性係数と引張強度は大きく低下しており、既往の実験と比較して同様の傾向となっていることが分かる。

(2) 曲げ載荷試験概要

曲げ載荷試験は、ASR 膨張試験後に図-4.10に示すようにスパン2400mm、載荷スパン200mmの2点載荷により行われた。支持条件は、片側ピン固定、他方をピンローラーである。PC 鋼棒は曲げ載荷試験前にグラウトが行われ、曲げ載荷時には、コンクリートと一体化した状態となっている。

図-4.19に実験より得られた RC および PC 供試体の荷重-支間中央たわみ関係を示す。いずれの供試体においても、PC 鋼棒が降伏する以前に等曲げ区間の圧縮コンクリートが損傷をすることで終局に至った。

(3) 荷重作用解析概要

ASR 劣化したコンクリートの材料特性の低下は、前述の実験結果を参考にして、図-4.18の緑線で示す強度低下モデルにより考慮した。図-4.18(a)，(b)，(d)の緑線で示すように、実験結果において平均的な劣化を表現するように、圧縮強度、弾性係数および引張強度に対して、それぞれ式(3.6)中の γ の値を0.08，0.15 および0.12とした。また、圧縮強度時のひずみの変化についても、実験値の平均的な値をモデル化するように、式(3.7)中の ε_f を0.0015とした。

ASR膨張により生じた初期ひび割れとして、式(3.8)における β の値を $300/L_{eq}$ とした。これは、要素の膨張量が 1000μ の時にひび割れ幅0.3mmのひび割れが1本生じた場合に相当する。対象とした実験供試体には、高さ300mmの断面に対して軸方向に幅0.3mmの大きなひび割れが生じていたことから、その他の微細なひび割れを無視した場合、断面高さ方向の膨張量は 1000μ 弱となる。実験においてコンクリート鉛直方向の膨張ひずみは 1000μ 程度であったため、この仮定は概ね妥当であるといえる。膨張解析の結果から、鉛直方向には $1300\mu \sim 2000\mu$ の膨張ひずみが生じており、また各要素にひび割れが考慮されるため、部材全体としては初期ひび割れ幅を過大に評価し、せん断伝達傾向が大きく低下するものとなるが、今回対象としたはり供試体は、曲げ破壊型のはりであるため β の違いは構造性能に影響を及ぼさないことを確認している。

なお、対象とする供試体は、かぶりが十分大きくせん断補強筋が多数配置されているため、ASRによる付着特性の低下は考慮しないこととした。ただし、付着強度を低下させた解析を別途行った結果、付着強度が曲げ剛性、耐荷性状ならびに変形性能に及ぼす影響は小さいことを確認している。

解析は、ASR 膨張を考慮しない健全な場合（健全はり）、ASR 膨張により生じる初期応力のみを考慮し材料特性の変化は考慮しない場合（ASR 膨張はり）および ASR 膨張により生じる初期応力と材料特性の変化を考慮する場合 2 ケース（ASR 劣化はり、材料特性の低下が顕著な場合）の計 4 ケース行い、ASR 劣化が RC および PC はりの構造性能へ及ぼす影響を解析的に検討する。

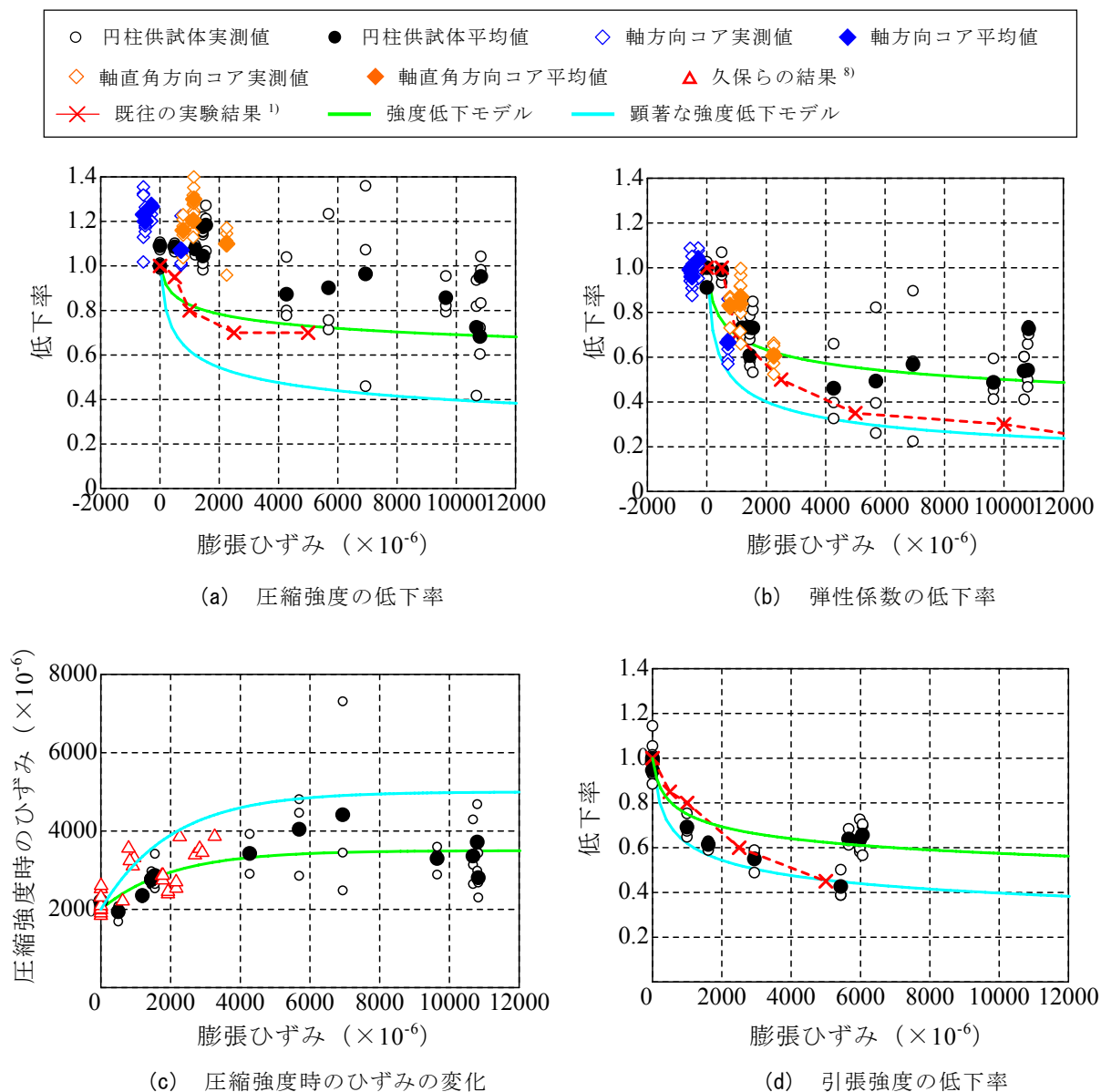


図-4.18 膨張ひずみと材料特性の関係

(4) ASR 膨張が構造性能に及ぼす影響評価

まず、ASR 膨張のみを考慮した場合の構造性能について検討を行う。図-4.19 に、ASR 膨張はりの荷重-変位関係を実験結果と併せて示す。図には、健全はりの結果もあわせて示す。図において、黒色、青色はそれぞれ、健全はり、ASR 膨張はりである。また、表-4.4 に荷重載荷解析初期におけるプレストレス量（導入されたケミカルプレストレス量）を示す。

図より、ASR 膨張はりのひび割れ発生後の曲げ剛性は健全はりと比較して、RC 供試体では若干増加したが、PC 供試体ではほとんど変化しない結果となった。表-4.4 より、RC 供試体では、ケミカルプレストレスは 0.7MPa 程度導入されており、はりの曲げ剛性の増加に寄与したものと考えられる。一方、PC-1~PC-3 供試体では、プレストレスの増減はそれぞれ 0.2MPa、0.3MPa および 0.4MPa であった。これは、ASR 膨張により導入されるケミカルプレストレスと

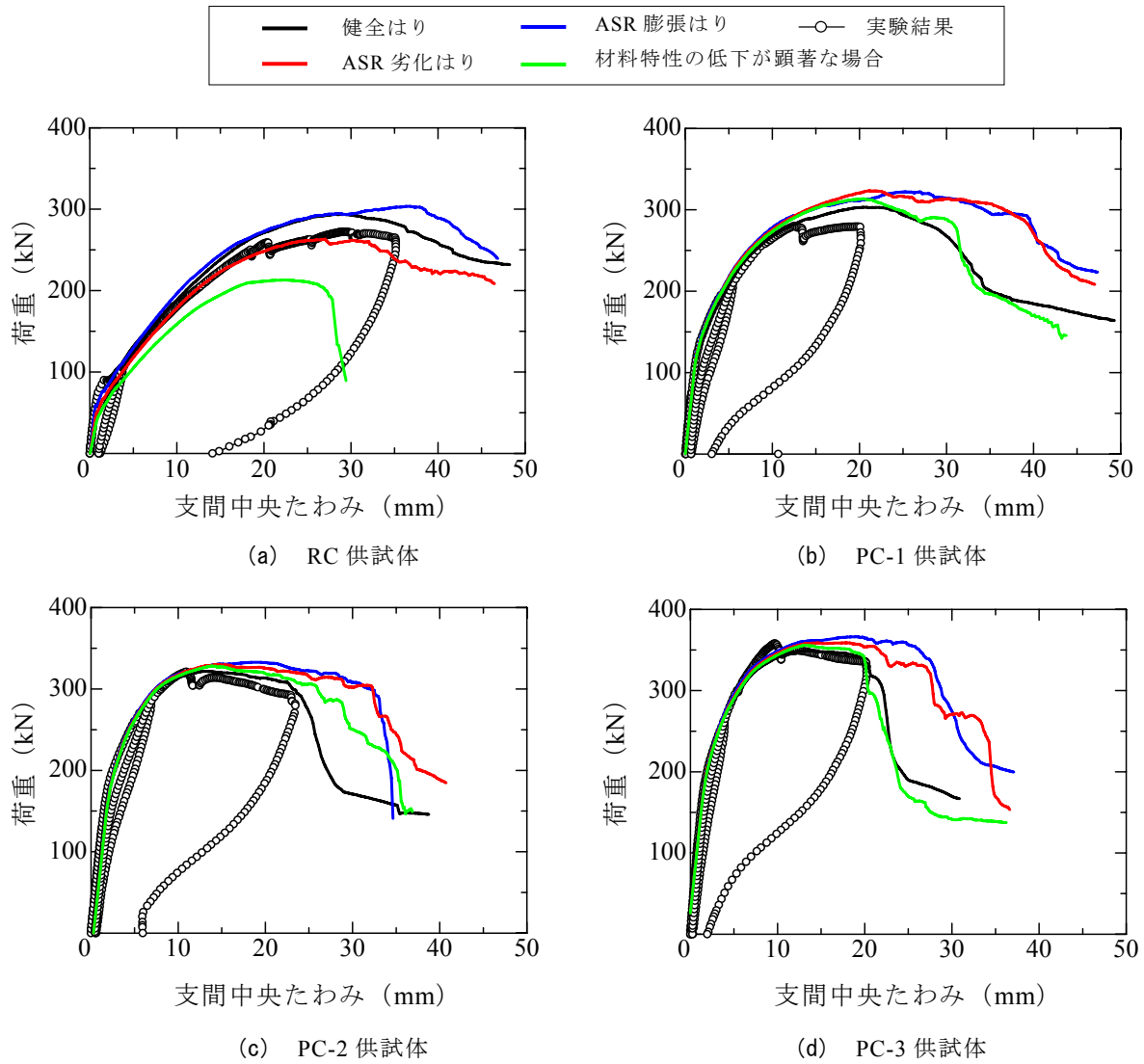


図-4.19 はり供試体の荷重－変位関係の比較

表-4.4 プレストレスの変化

	導入プレストレス	ASR 膨張なし	ASR 膨張後	プレストレス増減
RC	0.0	0.0	0.7	+0.7
PC-1	4.8	3.8	4.2	+0.4
PC-2	9.5	7.8	8.1	+0.3
PC-3	9.5	7.6	7.8	+0.2

*ASR 膨張なし：健全はりの載荷直前のプレストレス量（クリープ変形のみを考慮）

*単位は MPa

クリープ変形によるプレストレスの損失により、プレストレス量が相殺されたためであると考えられる。耐荷力に関しては、ケミカルプレストレスの影響により RC 供試体、PC 供試体ともに、健全なものと比較して若干ではあるが最大荷重が増加する結果となった。

次に、ASR による劣化を考慮した場合について検討を行う。図-4.19 に、ASR 劣化はりの荷重－変位関係を赤色の実線で示す。ASR 劣化はりでは、膨張ひずみに従ってコンクリートの弾性係数は低下するが、軸方向の膨張ひずみがおおよそ 1200μ と比較的大きい RC 供試体では、部材軸方向の弾性係数はおおよそ 70% 程度まで低下する。一方、軸方向の ASR 膨張量が小さい PC-1～PC-3 供試体では、弾性係数はほとんど低下しない。その結果、RC 供試体においては、健全なものと比較しておおよそ 50kN 以降において部材の曲げ剛性が低下する結果となった。PC 供試体では、曲げ剛性はほとんど低下せず、健全なものと同様の挙動が得られた。このことから、PC はりは軸方向の膨張を抑制する効果があり、結果としてコンクリートの材料特性は低下せず、ASR が生じても健全なはりと同程度の耐荷性能を有することになる。また、最大荷重に関しては、RC 供試体では、圧縮強度が 80% 程度まで低下することで、健全なものや ASR 膨張はりと比較して低下した。一方、PC-1～PC-3 供試体では、圧縮強度の低下がほとんど無いため、基本的には ASR 膨張はりと同様の結果となった。

ASR 劣化はりの結果を実験結果と比較すると、RC および PC 供試体のいずれにおいても初期剛性や最大荷重を概ね妥当に評価できていることが分かる。このことから、本解析は、ASR 膨張量やそれに伴うケミカルプレストレスの効果、膨張により生じるコンクリートの劣化の影響を妥当に評価できているといえる。

(5) 材料特性の低下の程度が構造性能へ及ぼす影響評価

ASR 膨張を生じたコンクリートの材料特性がどの程度低下するのかについては、未だ明確になっていないことから、ASR 膨張による材料特性の低下がより顕著となる場合を仮定し、その影響について検討した。圧縮強度、弾性係数および引張強度について、式(3.6)中の γ のをそれぞれ 0.20、0.30 および 0.20 とした。同様に式(3.7)中の ε_f に対して 0.0030 を仮定した。それぞれ、図-4.18 中の水色線のように、強度試験の結果において低下率が大きなものと同程度となるようにモデル化している。

解析により予測された荷重－変位関係を図-4.19 に緑色の実線で示す。図より、RC 供試体では初期剛性、最大荷重ともに、ASR 劣化はりと比較して大きく低下する結果となった。これは、軸方向の弾性係数と圧縮強度が大きく低下したためである。一方、PC 供試体では、軸方向の膨張はほとんど生じていないため、弾性係数と圧縮強度ともにほとんど低下していない。その結果、PC 供試体の挙動は変形性能は若干低下するものの初期の曲げ剛性や最大荷重などは健全なものと比較してほとんど変化しない結果となった。このことから、本研究で仮定した自由膨張 2000μ 程度であれば、PC 構造は RC 構造と比較してプレストレス導入方向の ASR 膨張を抑制することができ、その結果、ASR による劣化の影響は小さく、構造性能は健全なものと比較してほとんど変化しない構造であるといえる。ただし、より大きな膨張が生じた場合には、材料特性が大きく低下する可能性もあることから構造性能が変化する可能性があることに注意する必要がある。

4.5 まとめ

本章では、2 章ならびに 3 章で提案した構造性能評価解析手法を PC 部材へ適用可能なモデルへと拡張し、PC 部材の ASR 膨張挙動とそれに伴う劣化が構造性能に及ぼす影響について検討した。本章により得られた結論を以下に示す。

- (1) プレストレスによる能動的な応力によるクリープ変形を考慮可能な ASR 膨張モデルを提案した。
- (2) PC はり供試体を対象とした ASR 膨張挙動の評価の結果、プレストレスや鋼材により拘束を受けた際の ASR 膨張挙動等の実験結果を概ね妥当に評価することができ、モデルの妥当性を示した。また、PC はりにおいては、軸方向の鋼材とプレストレスの影響により、軸方向の膨張が強く抑制されることを示した。
- (3) ASR を生じた小型 PC はり部材を対象とした解析の結果、初期の曲げ剛性が増加する傾向や耐荷力を妥当に評価できることを示した。PC はりにおいては、ASR 膨張を生じても材料の劣化の程度が小さければ、ケミカルプレストレスの積極的な効果の影響により、健全なはりよりも最大荷重、変形性能が増大する可能性があることを示した。
- (4) 小型 PC はりを対象とした解析において、ASR コンクリートの圧縮強度を用いた荷重作用解析の結果、耐荷力を過小評価する結果となった。これは、PC はりにおいては部材軸方向の膨張が拘束されるため、部材軸方向のコンクリートの圧縮強度は ASR コンクリートの圧縮強度ほど低下していないことを示唆するものである。また、ASR 劣化した PC はりの構造性能を評価するためには、ケミカルプレストレスの影響や、材料劣化の影響を適切に評価する必要があることを示した。
- (5) ASR を生じた大型の RC はりおよび PC はりを対象とした解析の結果、ASR の影響による RC はりと PC はりの構造性能の変化は異なることを確認した。すなわち、RC はりでは、ASR 膨張により導入されるケミカルプレストレスの効果よりも材料特性の低下の影響を大きく受けることで、部材の曲げ剛性が低下する。一方、PC はりでは、ASR 膨張により導入されるケミカルプレストレスの効果により、膨張が小さい場合には曲げ剛性が増加する場合がある。また、小型 PC はり同様に、材料劣化の程度が小さければ、最大荷重、変形性能ともに増大する可能性があることを示した。
- (6) PC はり部材では、ASR 膨張により導入されるケミカルプレストレスの積極的な影響と膨張により材料特性が低下する消極的な影響が相反していることを示した。材料特性の低下が著しい場合には、PC 部材であっても構造性能が低下する可能性を示した。
- (7) ASR を生じた PC はり部材の構造性能は、コンクリートの材料特性の低下の程度に影響を受けるため、ASR を生じたコンクリートの材料特性についてより詳細な検討が必要である。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー124，アルカリ骨材反応対策小委員会報告書，2005.
- 2) 尾花祥隆，鳥居和之：プレストレストコンクリート・プレキャストコンクリート部材における ASR 劣化の事例検証，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.30, No.1, pp.1065-1070, 2008.
- 3) 小林和夫，井上晋，山崎應生，中野錦一：アルカリ骨材反応を受けた PC はり部材の耐荷性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9, No.1, pp.615-620, 1987.
- 4) 名古屋高速道路公社，財団法人名古屋高速道路協会：平成 19 年度名古屋高速道路の維持・管理に関する調査研究委員会報告書，2008.
- 5) 奥山和俊，大久保孝，井隼俊也，廣井幸夫：ASR により劣化した PC 試験体に関する実験報告(上)－PC 建協 ASR 対策検討委員会報告－，プレストレストコンクリート，Vol.52, No.3, pp.61-70, 2010.
- 6) 西村一紀，城代和行，横山貴信，室田敬：ASR により劣化した PC 試験体に関する実験報告(下)－PC 建協 ASR 対策検討委員会報告－，プレストレストコンクリート，Vol.52, No.5, pp.37-45, 2010.
- 7) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2007.
- 8) 久保善司，上田隆雄，黒田保，野村倫一：アルカリ骨材反応による膨張がコンクリートの力学性能に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, No.1, pp.1691-1696, 2006.

第5章 実構造物を対象とした ASR 膨張性状評価と耐荷力照査

5.1 緒言

本章では，実構造物を対象として ASR 膨張解析を行い，前章までに提案した解析手法の適用性を確認するとともに，実構造物における ASR 膨張挙動やひび割れ性状について考察を行う．また，荷重作用解析により，ASR 劣化を生じた PC 構造物の保有残存耐荷力について検討するとともに，ASR 劣化が PC 構造物の耐荷力に及ぼす影響について考察する．

5.2 解析対象とひび割れ性状

本研究では，実際に ASR が確認された都市高速道路内の PC 橋脚を対象として，ASR によるひび割れ性状が特徴的である 2 橋（A 橋脚および B 橋脚）を対象とした．以下，それぞれの橋脚の特徴と ASR により生じたひび割れ性状の概略を述べる．

5.2.1 A 橋脚の場合

A 橋脚は，関西圏内の都市高速道路内の T 型 PC 橋脚^{1), 2)}であり，ASR により多数のひび割れが観察された橋脚である．A 橋脚の寸法および配筋図をそれぞれ図-5.1 に示す．はりの主筋は 21-D29 で PC 鋼材として V-110E が 36 本配置されている．PC 鋼材を含めた断面の鉄筋比は，はり付根において 0.61%である．スターラップは，3-D16 が 300mm ピッチで配置されており，せん断補強筋比は 0.15%である．導入プレストレスは，1 本あたり 815kN である．図-5.3(a) に A 橋脚において観察されたひび割れ性状を示す．A 橋脚では，はり全体に多数のひび割れが観察されているが，発生位置は大きく分けて，(A)はり付根付近の側面中央，(B)はり側面の上端側，(C)上面の中央ならびに橋脚上部張出部に分類することができる．また，下面においてもひび割れが確認されている．なお，一部で鉄筋の破断も確認されている．

5.2.2 B 橋脚の場合

B 橋脚は，中部圏内の都市高速道路内の T 型 PC 橋脚であり，ASR は確認されたものの比較的ひび割れが少なかった橋脚である．B 橋脚の寸法および配筋図をそれぞれ図-5.2 に示す．

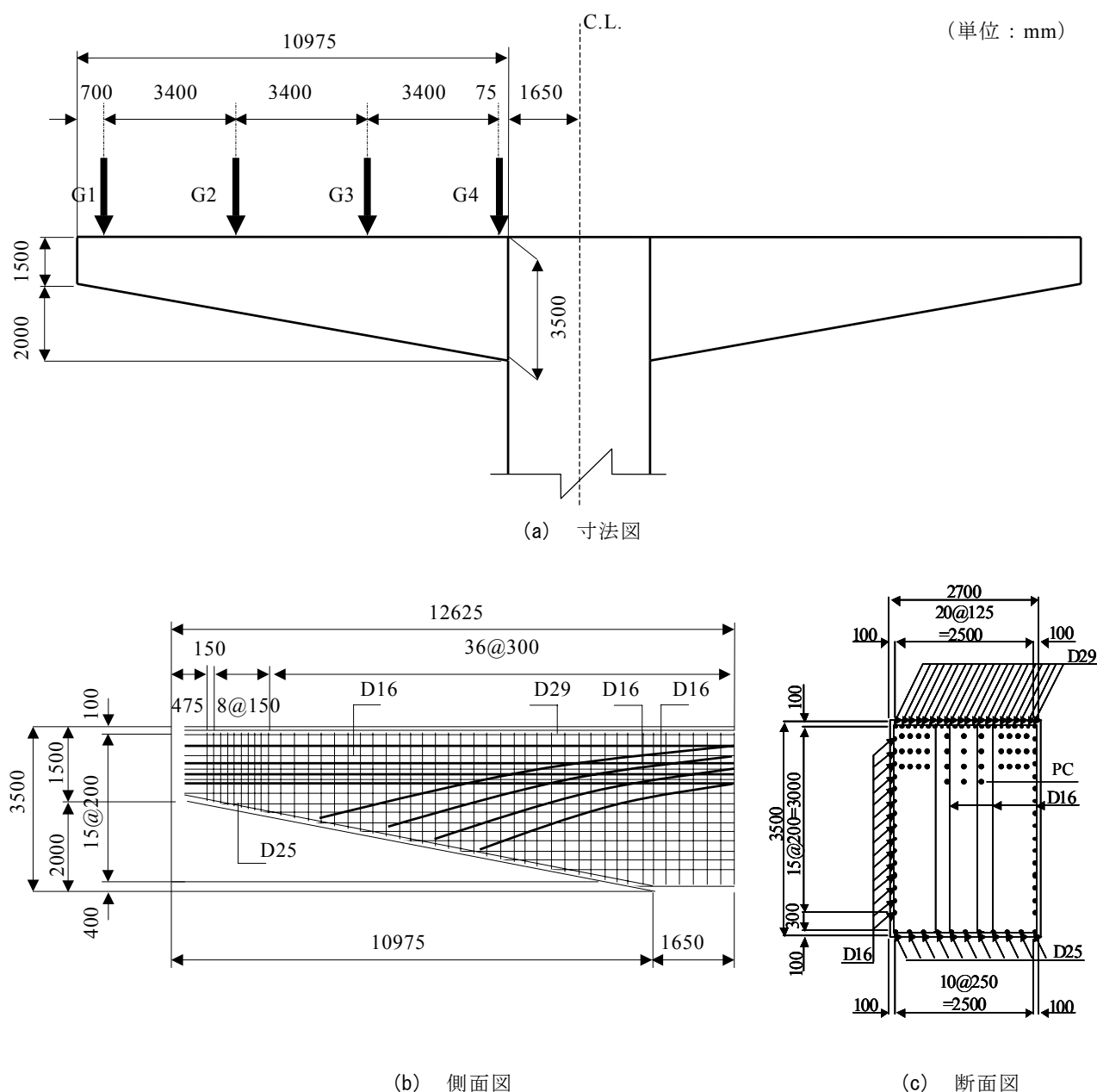


図-5.1 A 橋脚の寸法ならびに配筋図

はりの主筋は、17-D32 で PC 鋼材として SWPR7B が 54 本配置されている、PC 鋼材を含めた断面の鉄筋比は、はり付根において 0.86% である。スターラップは 3-D19 が 200mm ピッチ（最大モーメント位置は 100mm ピッチ）で配置されており、せん断補強筋比は 0.32%（細密位置 0.64%）である。導入プレストレスは、1 本あたり 690kN である。B 橋脚は A 橋脚と比較すると、全体として鉄筋量が多くプレストレスも大きいため、ASR に対する拘束が大きい構造であるといえる。

図-5.3(b) に B 橋脚において観察されたひび割れ性状を示す。B 橋脚では、はり上面において軸方向に多数のひび割れが確認されており、ひび割れ幅の大きなひび割れが中央に 1 本生じていた。側面にも若干のひび割れが観察されているが、A 橋脚と比較してひび割れの数は少な

い。下面は、一部でコンクリートの剥離が確認されたが、ひび割れはほとんど生じていなかった。なお、ひび割れ調査段階において、はりのスターラップが設計とは上下逆に配置されていたことが確認されていた。これについては、縮小模型実験が行われ、十分な構造的な性能を持つことが確認されている。

(単位：mm)

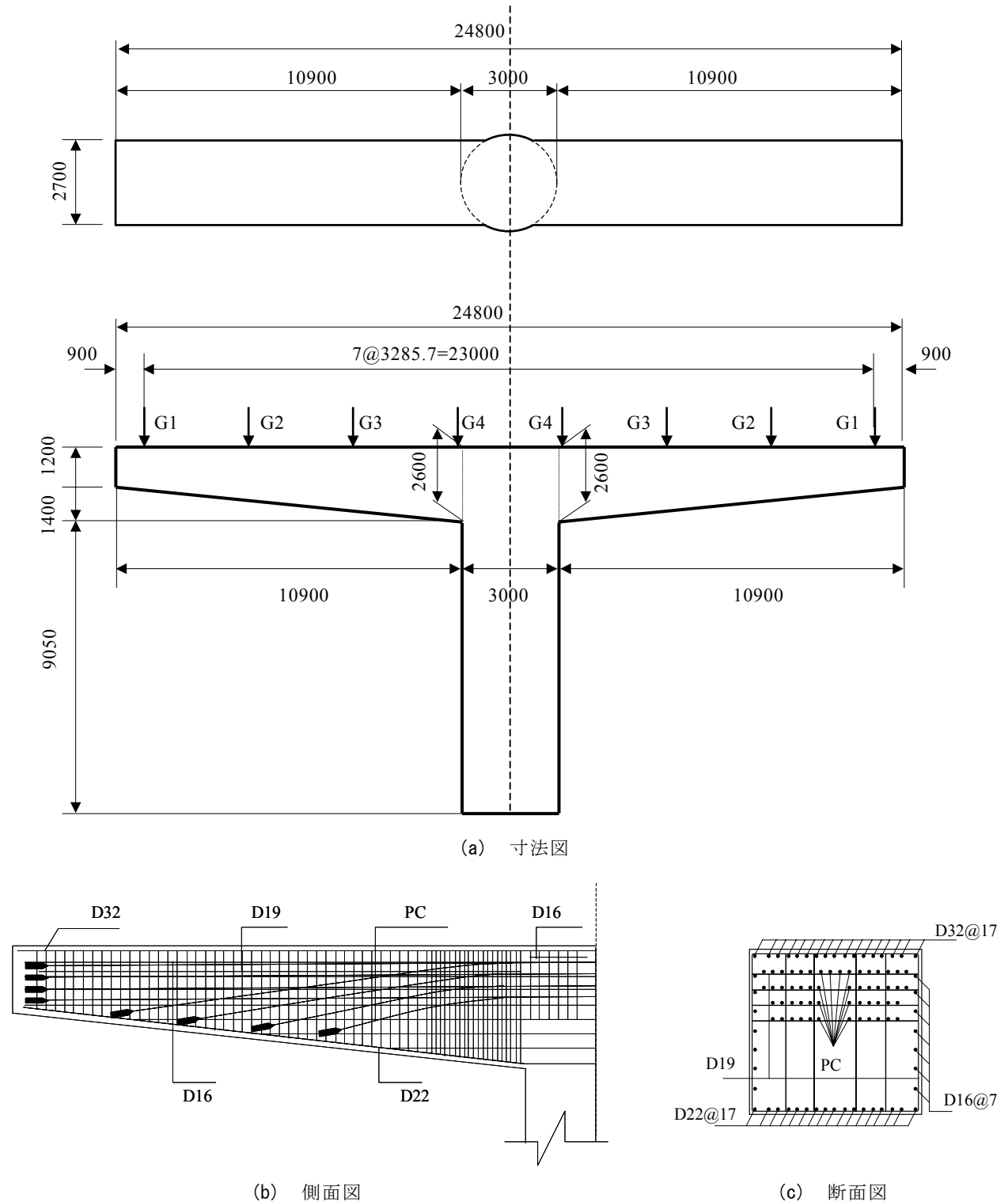
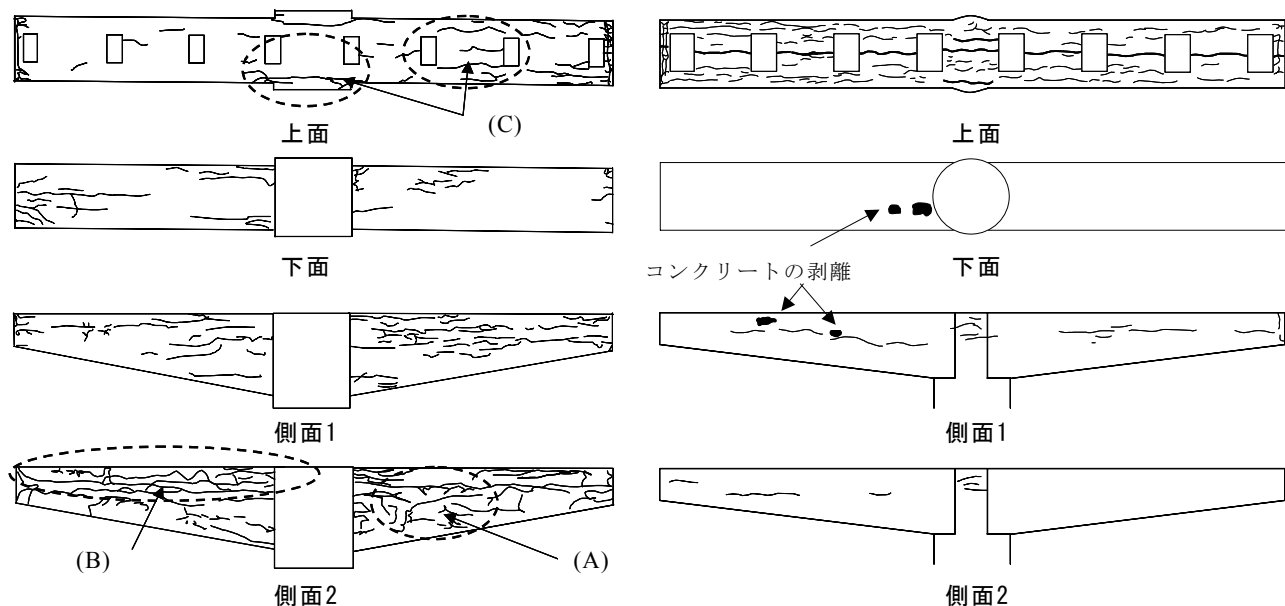


図-5.2 B 橋脚の寸法ならびに配筋図



(a) A 橋脚のひび割れ性状 (0.5mm 以上を図示)

(b) B 橋脚のひび割れ性状

(細線：0.3mm 以下，太線：0.3mm 以上)

図-5.3 観察されたひび割れ性状

5.3 解析概要

図-5.4 にそれぞれ A 橋脚および B 橋脚の解析モデルを示す。A 橋脚，B 橋脚ともに，軸方向，奥行方向の対称性を考慮して 1/4 モデルでモデル化した。境界条件は，下端部を完全拘束とし，対象面は面外方向の変形を拘束した。鋼材はすべて離散鉄筋によりモデル化し，コンクリートとの付着特性を考慮した。なお，本研究では ASR による付着特性の低下は考慮しないが，付着強度を低下させた解析を別途行った結果，本解析においては付着強度が膨張挙動に及ぼす影響は小さいことを確認している。

解析は，以下の手順で行った。まずプレストレスを初期ひずみとして与えた後，構造物の自重を要素ごとに節点力として作用させるとともに，上部工死荷重および活荷重相当の荷重を支承位置に作用させた。その後，自由膨張を作用させることで ASR 膨張解析を行った。プレストレスの導入は，それぞれの PC 鋼材において所定の初期緊張力となるように初期ひずみを与えた。初期緊張力は，A 橋脚，B 橋脚でそれぞれ 1 本あたり 815kN および 690kN である。上部工死荷重および活荷重として作用させた荷重は，図-5.1 および 5.2 の G1～G4 に対してそれぞれ，A 橋脚では，750kN，812kN，660kN および 720kN，B 橋脚では，41kN，737kN，736kN および 800kN である。自由膨張ひずみは，前章までのはり試験の結果を参考にして，より過大な ASR が生じた場合を仮定し，1000 日で 5000 μ となるように線形的に漸増させ，全てのガウス点に一様に与えた。また，初期プレストレスによるクリープ変形については，クリープ係数を 2.0 として考慮した。

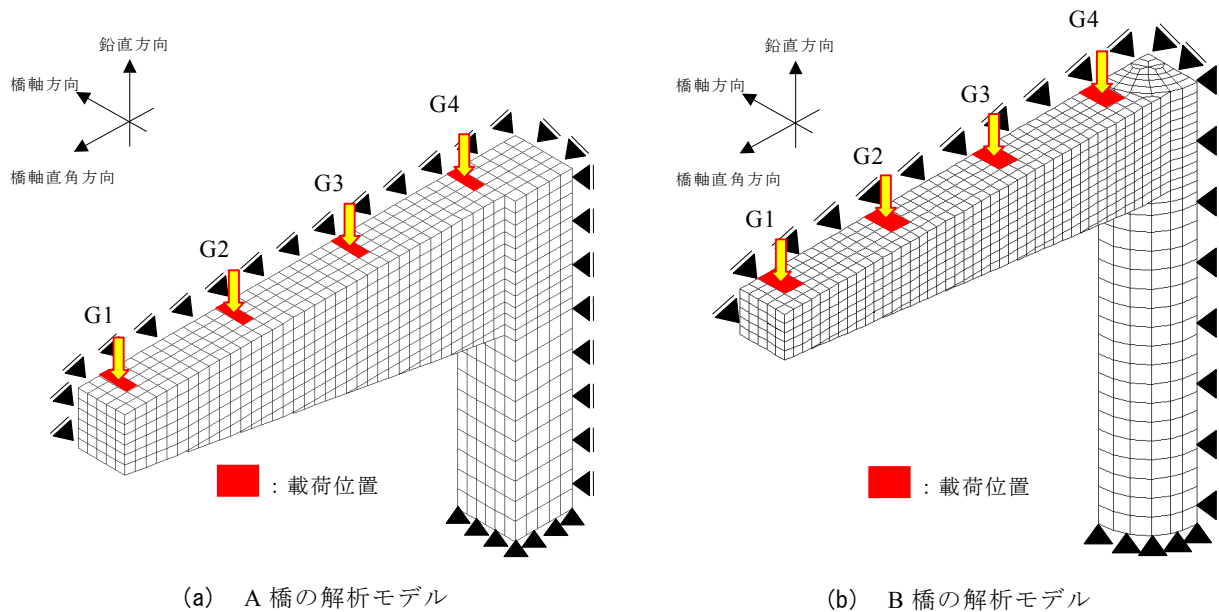


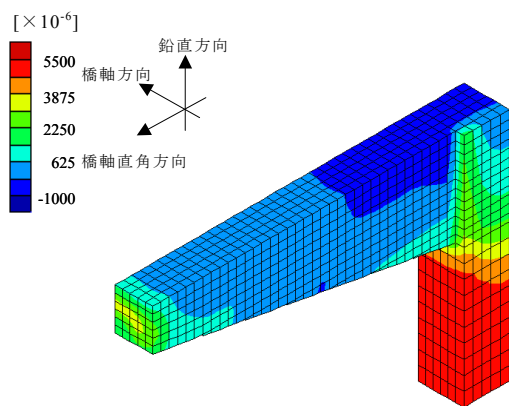
図-5.4 解析モデル

5.4 ASR 膨張解析による膨張性状の評価

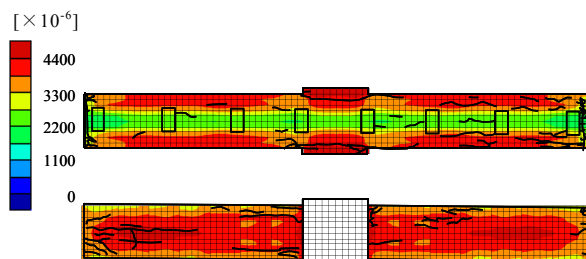
5.4.1 A 橋脚を対象とした膨張性状評価

図-5.5 に、解析より得られた膨張ひずみ分布をひび割れ性状と併せて示す。なお、ひずみ分布は対象性を利用して全体モデルとして示している。図-5.5(a)、(b)および(c)はそれぞれ橋軸直角方向ひずみ、橋軸方向ひずみおよび鉛直方向ひずみの分布である。

図-5.5(a)より、橋軸直角方向においては膨張ひずみは 1000μ 以下となっており、はりの軸方向鉄筋量が多いこととプレストレスが作用していることで、膨張が強く抑制されていることが分かる。図-5.5(b)の橋軸方向のひずみ分布から、はり上面においては側面へ向うほど膨張量が大きくなっており、橋脚上部張出部（橋脚とはりの接合部）において卓越した膨張が生じている。一方、下面においては、中央部のひずみが大きくなっており、実際のひび割れ性状を概ね再現している。図-5.5(c)の鉛直方向のひずみ分布から、側面においては膨張は下縁で小さく上縁で大きくなっていることが確認できる。膨張が小さい領域は、PC 鋼材が斜めに配置された領域と一致しており、PC 鋼材が鉛直方向の膨張を拘束していることが分かる。実際に観察されたひび割れ性状と比較すると、ひび割れが観察された領域において大きな膨張が生じており、特にひび割れ幅が大きい箇所では膨張ひずみが卓越する結果となっている。

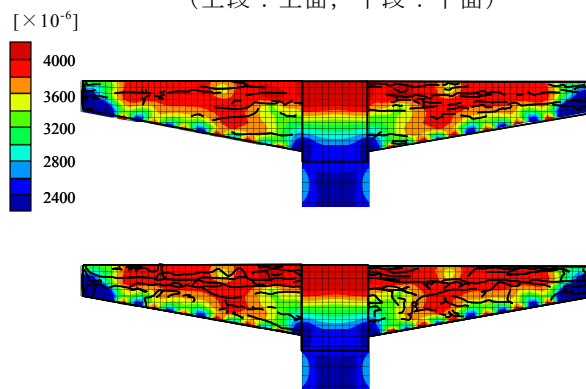


(a) 俯瞰図（橋軸直角方向ひずみ）

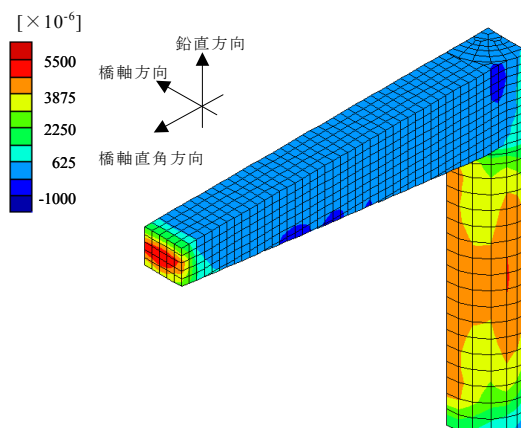


(b) 平面図（橋軸方向ひずみ）

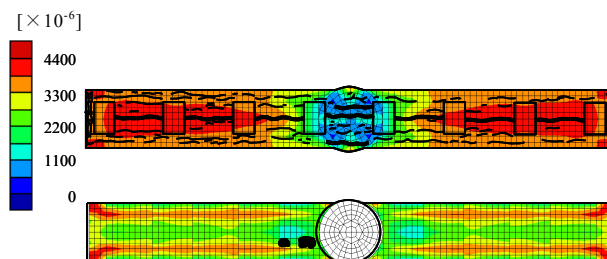
（上段：上面，下段：下面）



(c) 側面図（鉛直方向ひずみ）

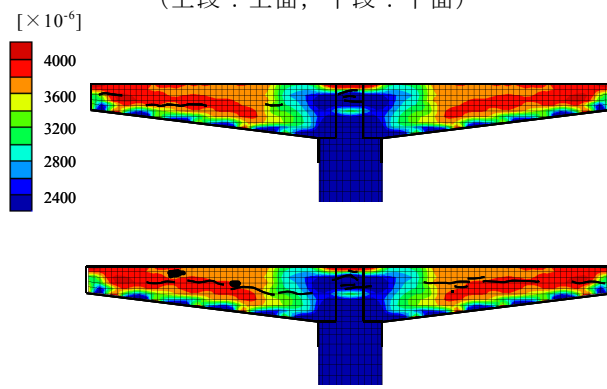


(a) 俯瞰図（橋軸直角方向ひずみ）



(b) 平面図（橋軸方向ひずみ）

（上段：上面，下段：下面）



(c) 側面図（鉛直方向ひずみ）

図－5.5 ひずみ分布とひび割れ性状の比較（A 橋脚）

図－5.6 ひずみ分布とひび割れ性状の比較（B 橋脚）

5.4.2 B 橋脚を対象とした膨張性状

図－5.6 に、解析より得られた膨張ひずみ分布をひび割れ性状と併せて示す。なお、ひずみ分布は対象性を利用して全体モデルとして示している。図－5.6 (a)，(b)および(c)はそれぞれ橋軸直角方向ひずみ，橋軸方向ひずみおよび鉛直方向ひずみの分布である。なお，A 橋脚の結果と比較できるようにコンターの範囲は同一としている。

図－5.6 (a) より，橋軸直角方向のひずみ分布は，A 橋脚と同様にプレストレス等により膨張が拘束されていることが確認できる。図－5.6 (b) の橋軸方向のひずみ分布から，はり上面では，中央においてひずみが卓越しており，観察されたひび割れ幅の大きなひび割れを精度良く予測

していることが分かる．はり下面では、ひずみは小さくなっており、橋軸方向の膨張は、強く拘束されていると推察される．一方、図－5.6(c)の鉛直方向のひずみ分布から、側面においては、ひび割れが生じている高さ中央位置でひずみが卓越している．以上の結果から、膨張解析によりひずみが大きく生じている領域とひび割れが生じた領域は概ね対応していることが分かる．

5.4.3 ひび割れ性状と ASR 膨張に関する考察

図－5.5, 5.6 のひずみ分布から、はり上面における橋軸方向ひずみに着目すると、A 橋脚と B 橋脚ではひずみの分布性状が明らかに異なっていることが分かる．A 橋脚では、側面側で大きなひずみとなっており、B 橋脚では、はり上面中央部において卓越している．同様に、側面における鉛直方向のひずみについても、A 橋脚は、側面において全体的に膨張量が大きいのに対して、B 橋脚は、側面中央位置において膨張が卓越していることが確認できる．これらの違いについて、B 橋脚は A 橋脚と比較して、せん断補強筋量が多いため側面の膨張が抑制されたものと考えられる．また、はり上面のひずみ分布の違いは、前述のようにスターラップの配置が異なっていたことに起因すると考えられる．これら解析でひずみが大きく予測された領域は実際のひび割れ性状と概ね対応している．

ASR 膨張解析において、自由膨張ひずみの与え方等の解析条件は、A 橋脚、B 橋脚ともに同様である．したがって、膨張ひずみの分布性状に違いが生じた理由としては、橋脚の形状や鉄筋やプレストレスによる拘束等の構造的な要因と推察される．解析上自由膨張ひずみを全てのガウス点に等しく与えているにもかかわらず、解析より得られたひずみ分布性状が、実際のひび割れ性状と同様の傾向を示しているということを鑑みれば、ASR により劣化を生じる領域は主として構造的な要因に影響を受けることを示唆するものである．ASR によるひび割れは、構造的な要因を基本として、温度や湿度、水分供給等の環境条件によりその影響が顕在化するものといえる．

5.4.4 断面内の ASR 膨張性状

図－5.7, 5.8 に橋軸方向ならびに鉛直方向の断面内部のひずみ分布を示す．図は、1/4 モデルで示しており、コンターの色は図－5.5, 5.6 と同じ範囲で表示している．図－5.7(a)の A 橋脚の橋軸方向のひずみ分布から、はり上面や下面と比較して断面高さ中央において膨張が大きいことが確認できる．また、はりの先端から付け根に向かうほど、断面高さ中央での膨張ひずみが大きくなっている．これは、スターラップによる橋軸方向の拘束の効果が、断面が大きくなるために、相対的に小さくなるためであると考えられる．図－5.7(b)の B 橋脚の橋軸方向のひずみ分布から、はり上面中央において膨張が卓越した領域に着目すると断面高さ中央部まで

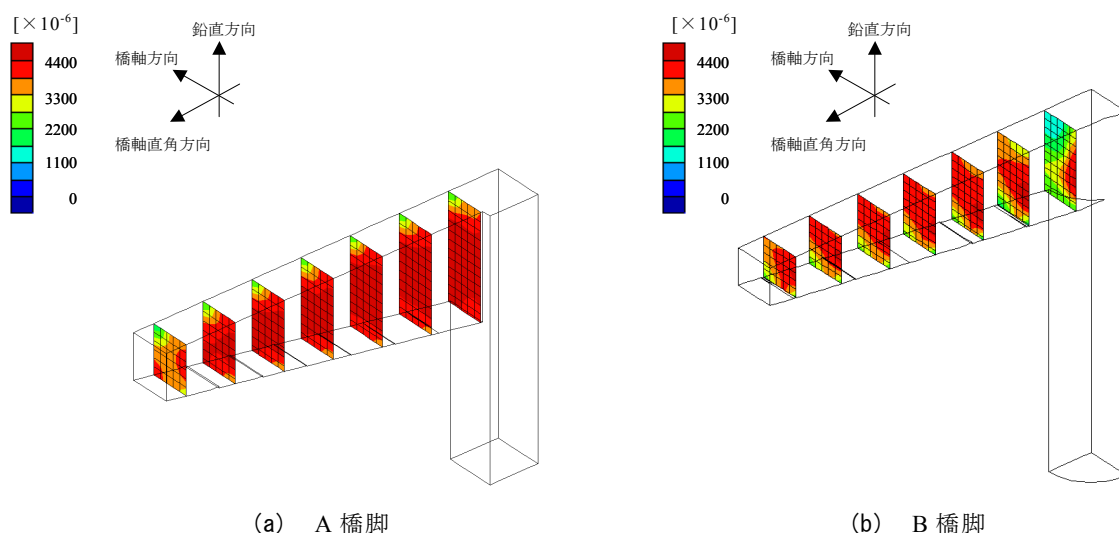


図-5.7 はり断面内の橋軸方向ひずみ分布

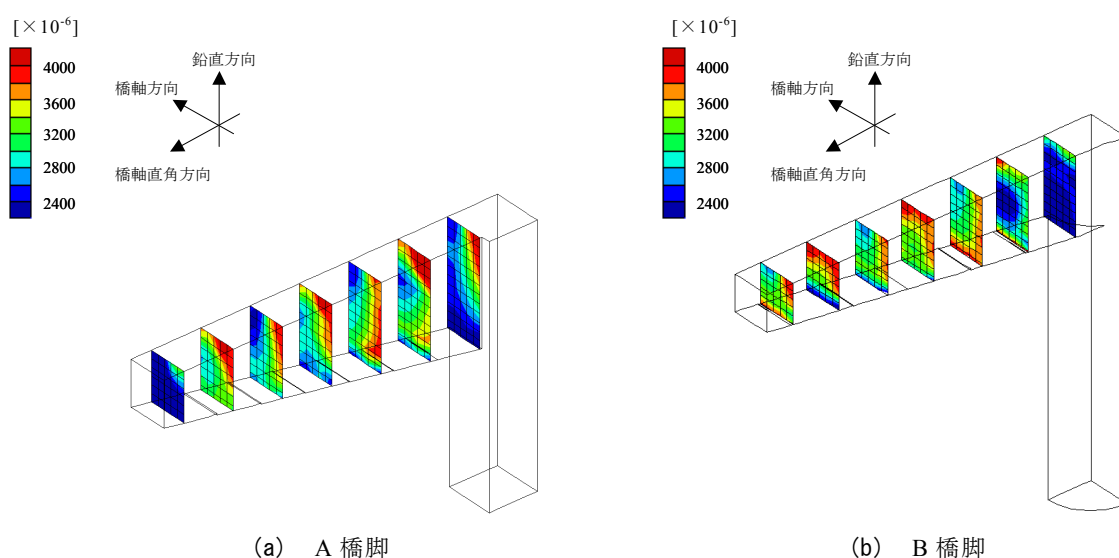


図-5.8 はり断面内の鉛直方向ひずみ分布

膨張ひずみ大きくになっていることが確認できる。このことは、上面で卓越したひび割れのひび割れ深さがはり内部まで進展している可能性を示唆するものである。断面高さ中央において膨張が大きくなる傾向は、A 橋脚と同様であるがその大きさは若干小さい。これは、A 橋脚と比較してスターラップが蜜に配筋されていることや断面の高さが小さいことによるものと考えられる。また B 橋脚では、橋脚とはりの接合部近傍において膨張ひずみが小さくなっているが、この要因としては、スターラップがより密に配筋されたことの他に、橋脚の拘束により膨張が抑制されたものと推察される。構造的な要因により膨張が抑制される 1 つの例であるといえる。

図-5.8 の鉛直方向ひずみ分布に着目すると、A 橋脚、B 橋脚ともに、断面外側において膨張ひずみが大きく生じており、断面内部では側面外側と比較して膨張が小さくなっていることが分かる。これは、断面外側では、拘束の影響の小さいかぶりコンクリートが大きく膨張し、断面内部では、スターラップの拘束の影響により膨張が抑制されたためであると考えられる。

このように、鉄筋の拘束や構造的な要因により断面内でひずみ分布が生じることで、表面におけるひび割れを誘発している可能性が考えられる。この結果は、実構造物において、表面ではマクロなひび割れが卓越し、内部においては微細なひび割れが生じているといった劣化性状と矛盾しない結果である^{4), 5)}。

5.5 ASR 劣化した実構造物の耐荷力照査

A 橋脚、B 橋脚を対象として、ASR 劣化により耐荷力がどの程度変化するかを検討した。解析は、所定の自由膨張ひずみにより ASR 膨張解析を行った後、上部工死荷重および活荷重を漸増させる荷重制御で行った。自由膨張ひずみとしては、前節までの 5000μ に加え、 7500 、 10000 、 20000μ の 4 通りを仮定した。なお、膨張に伴う材料特性の低下については、既往の実験結果^{1), 3)}を参考にして、図-5.9 に示すようにモデル化した。ここで、式(3.6)の γ の値は、圧縮強度、弾性係数および引張強度に対してそれぞれ、 0.08 、 0.30 および 0.20 とし、圧縮強度時のひずみ

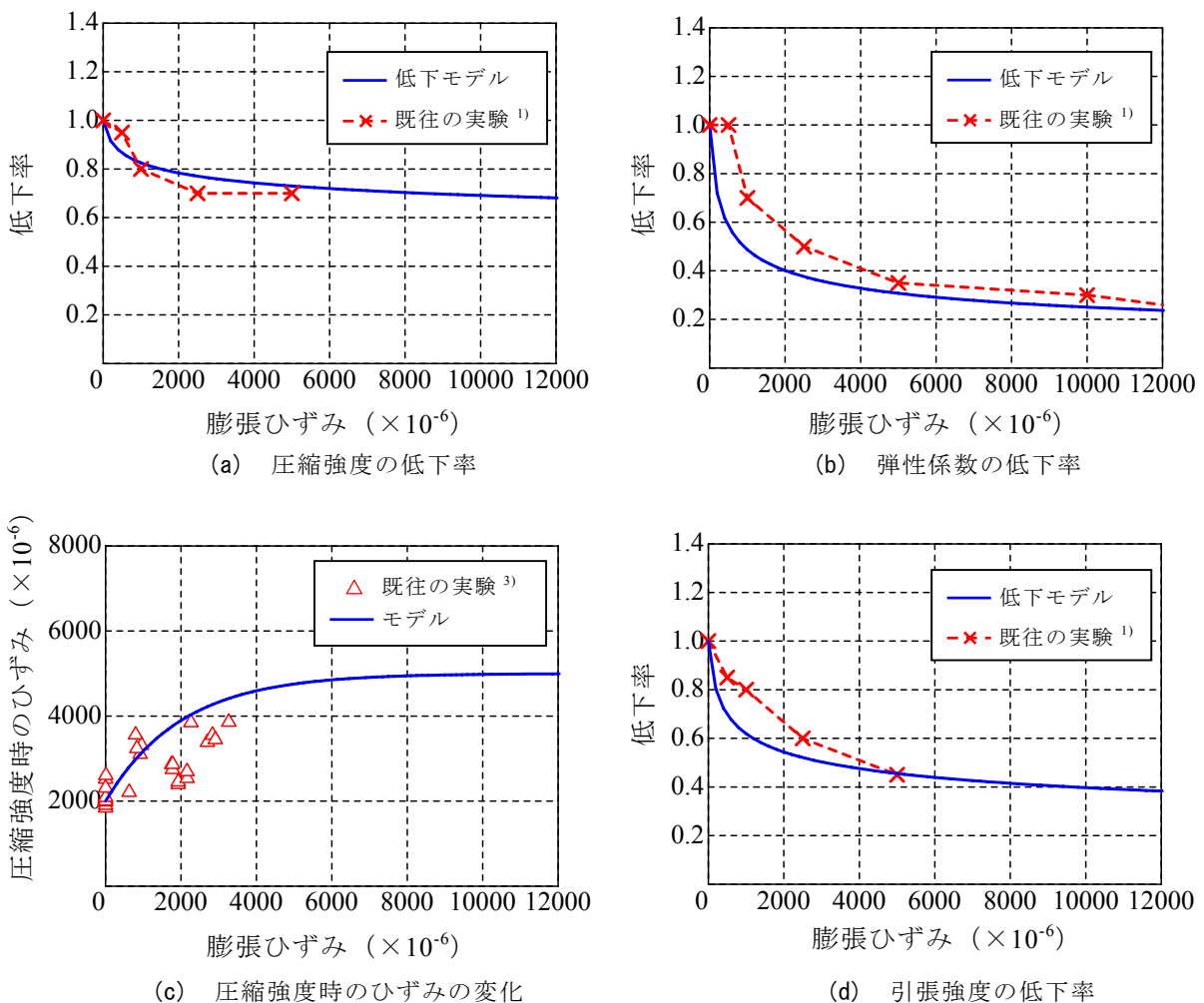


図-5.9 解析で仮定した材料特性の変化

については、式(3.7)の ε_f を 0.0030 とした。また、ASR による付着特性の低下は考慮しなかった。なお、本解析は、荷重制御による解析であるため、明確な最大荷重は得られない。本研究では、収束解が得られず変位が急激に増大した時点で解析を終了し、その前の釣合点を最大荷重とした。なお、本解析結果はクリープ係数を 2.0 と仮定した場合のものであるが、クリープ係数の違いは ASR 劣化はりの構造性能の変化にほとんど影響を及ぼさないことを確認している。

図-5.10 に解析より得られた張出し部先端のたわみと荷重倍率の関係を示す。ここで、荷重倍率は、作用荷重を上部工死荷重と活荷重の和で除したものである。図中には、ASR 膨張を考慮しない健全な場合（健全はり）の結果も示している。図-5.10(a) の A 橋脚においては、健全な状態において荷重倍率 5.3 程度の耐荷力を有しており、自由膨張ひずみ 5000μ の ASR 劣化を考慮した場合においては、耐荷力は荷重倍率 4.6 程度まで低下することが分かる。また、自由膨張ひずみが $5000\sim 10000\mu$ の場合は、自由膨張ひずみが増加するに従い初期剛性は徐々に低下するものの、耐荷力は変化しない傾向が見られた。自由膨張ひずみ 20000μ の場合は、初期剛性、耐荷力ともに大きく低下する結果となった。一方、図-5.10(b) の B 橋脚においては、健全な状態において荷重倍率 2.5 程度であるが、自由膨張ひずみが $5000\sim 10000\mu$ の ASR 劣化を考慮した場合においても、初期剛性は自由膨張ひずみの大きさに伴い低下するものの耐荷力はほとんど変化しない結果となった。ただし、自由膨張ひずみが 20000μ の場合は、初期剛性、耐荷力ともに低下する結果となった。これら A 橋脚、B 橋脚に対して、劣化の程度の違いにより挙動が異なる理由としては、最大荷重時の耐荷機構とそれぞれの橋脚における膨張性状の違いに起因している。

図-5.11, 12 に A 橋脚、B 橋脚それぞれの、ASR 膨張解析終了時の橋軸直角方向の膨張ひずみ分布と荷重作用解析における最大荷重時の橋軸直角方向ひずみ分布をそれぞれ示す。最大荷重時の橋軸直角方向ひずみ分布より、A 橋脚、B 橋脚において、いずれの劣化状態においても、

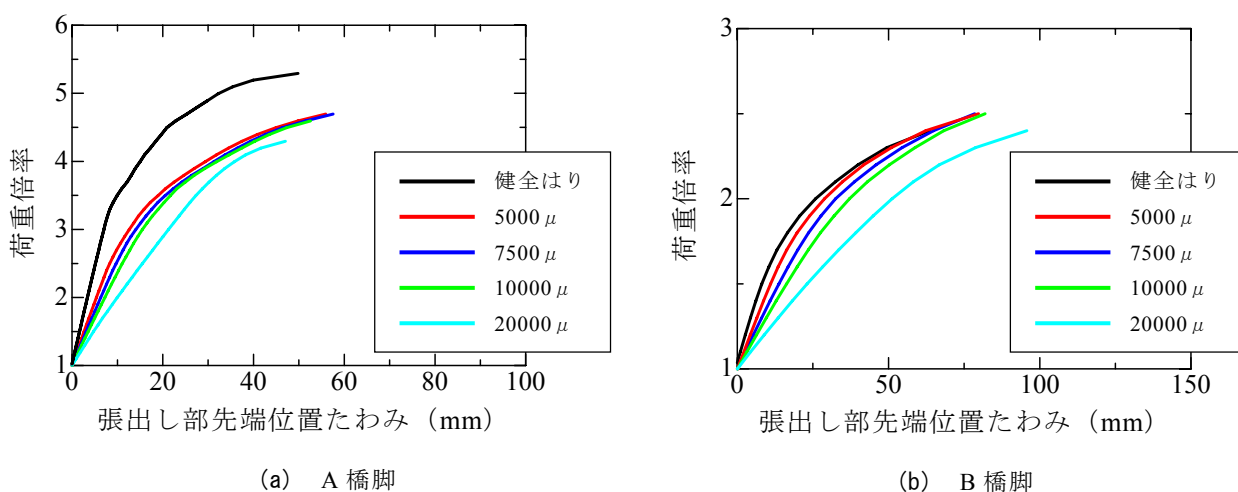
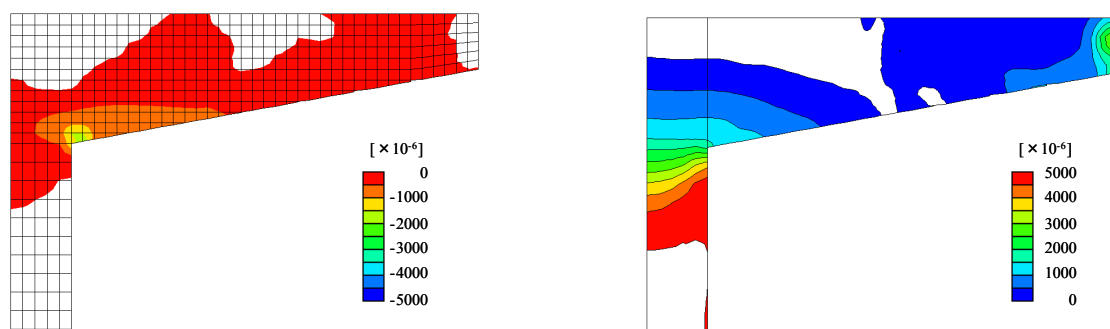
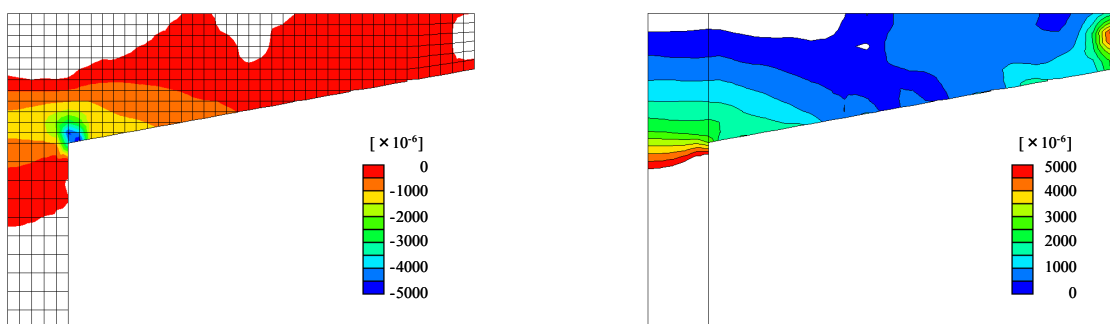


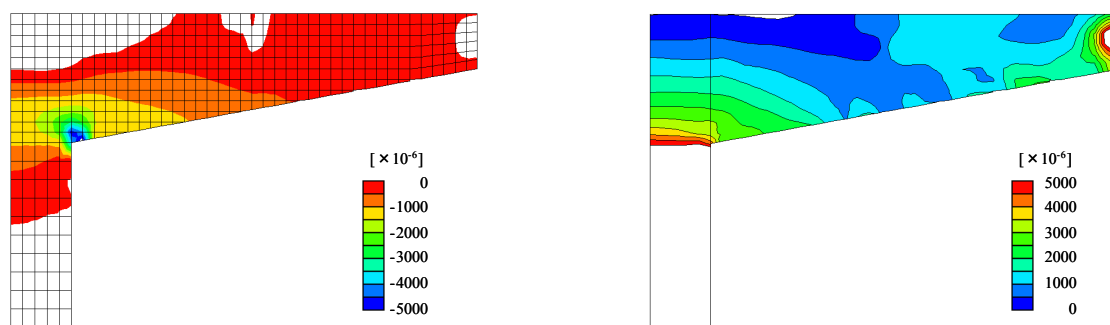
図-5.10 実構造物の荷重倍率-たわみ関係



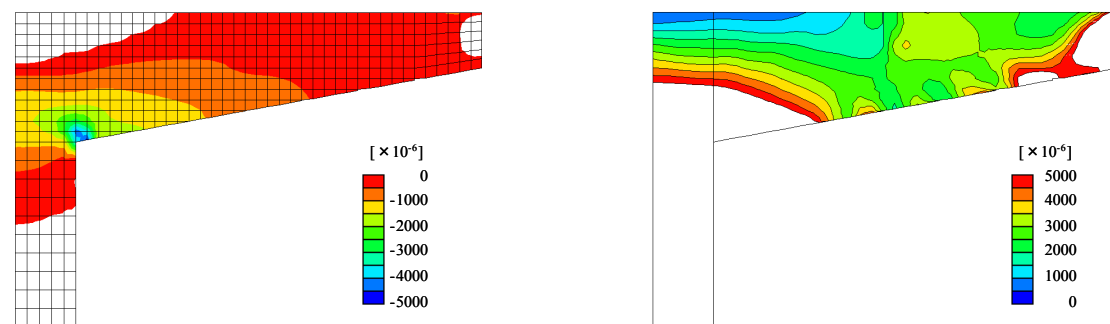
(a) 自由膨張ひずみ 5000 μ



(b) 自由膨張ひずみ 7500 μ

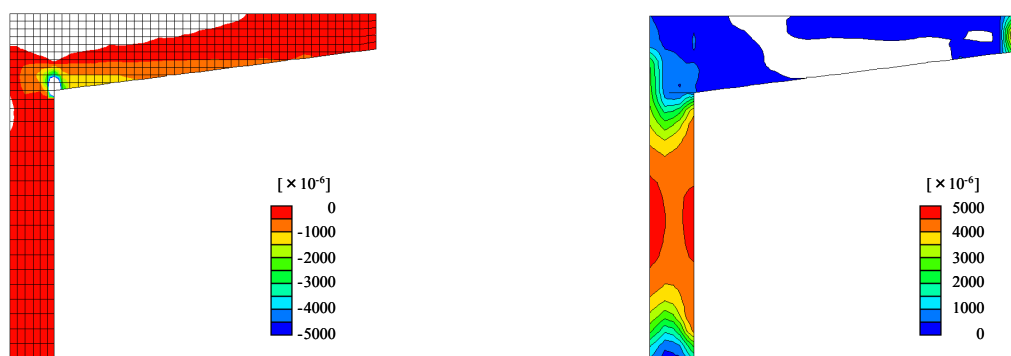


(c) 自由膨張ひずみ 10000 μ

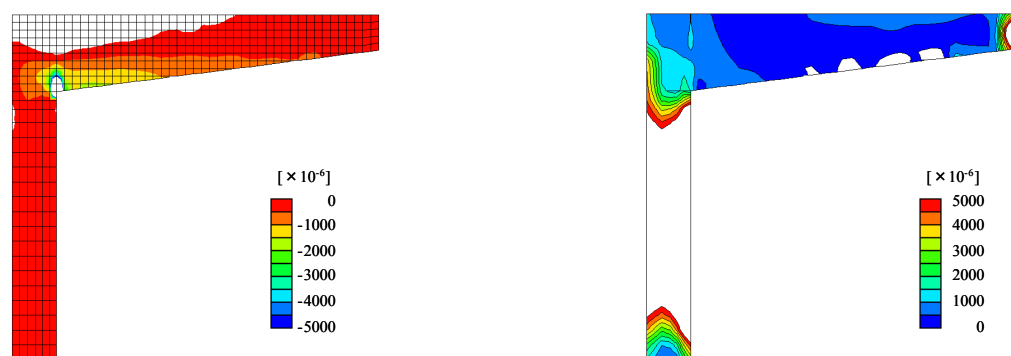


(d) 自由膨張ひずみ 20000 μ

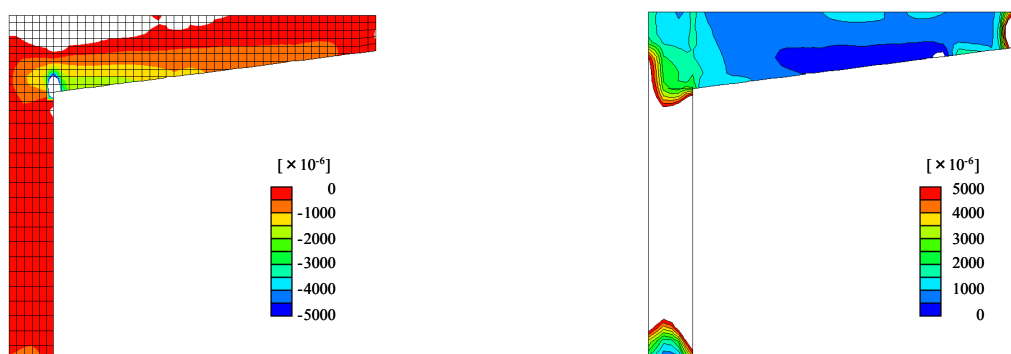
図-5.11 A 橋脚の橋軸直角方向（はりの軸方向）ひずみ分布
左：荷重作用解析における最大荷重時のひずみ分布
右：ASR 膨張解析終了時の膨張ひずみ分布



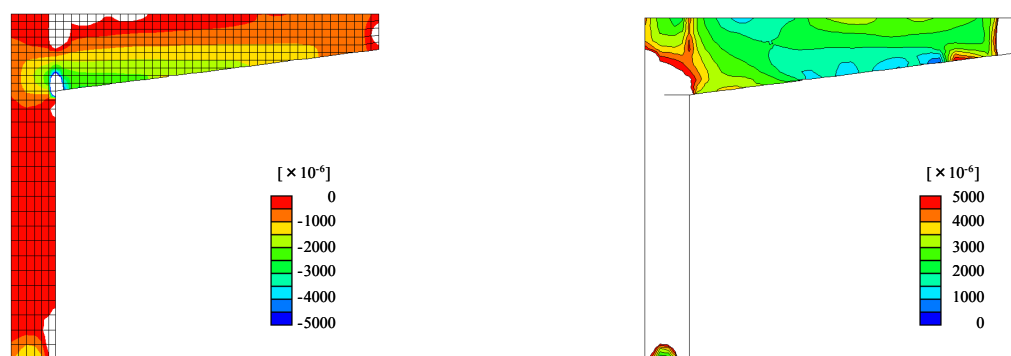
(a) 自由膨張ひずみ 5000 μ



(b) 自由膨張ひずみ 7500 μ



(c) 自由膨張ひずみ 10000 μ



(d) 自由膨張ひずみ 20000 μ

図-5.12 B 橋脚の橋軸直角方向（はりの軸方向）ひずみ分布
左：荷重作用解析における最大荷重時のひずみ分布
右：ASR 膨張解析終了時の膨張ひずみ分布

はりの付け根において圧縮ひずみが卓越していることが分かる。このことから、A 橋脚、B 橋脚ともに、はり付け根のコンクリートの圧壊により終局を迎えたと判断することができる。一方、ASR 膨張終了時の橋軸直角方向の膨張ひずみ分布からは、荷重作用解析時において、材料特性の低下をどの程度考慮したのかを確認することができる。例えば膨張ひずみが 1000μ 生じている場合は、圧縮強度は 80%程度、弾性係数は 70%程度の低下を考慮することになる。

A 橋脚においては、自由膨張ひずみ 5000μ の場合には、はり付け根では膨張ひずみが 1000μ 以上の膨張が生じており、自由膨張ひずみが 7500μ 、 10000μ と増加するに従い、膨張ひずみの大きさは増大していることが分かる。自由膨張ひずみが 20000μ の場合は、はり付け根では 5000μ 以上の膨張が生じている。B 橋脚においては、自由膨張ひずみが 5000 、 7500μ の場合では、はり付け根では膨張ひずみが 1000μ を超える領域はほとんど生じていないことがわかる。自由膨張ひずみが 10000μ の場合には、 1000μ を超える領域が見られるが、自由膨張ひずみが 20000μ の場合においてもはり付け根の膨張ひずみは 3000μ 程度である。これらの膨張性状の違いは、B 橋脚は A 橋脚と比較して、はりの軸方向鉄筋量とプレストレス量が大きく、ASR 膨張に対する拘束の程度が大きいためである。

最大荷重時に圧縮ひずみが卓越するはり付け根の膨張ひずみの大きさに着目すると、自由膨張ひずみが 5000μ 程度の場合は、A 橋脚では圧縮強度、弾性係数が低下しているため、健全なものと比較して初期剛性や耐荷力が低下する結果となり、B 橋脚では圧縮強度、弾性係数の低下の程度が小さいため、健全なものと比較して初期剛性のみが低下するものの耐荷力は低下しなかったものと考えられる。自由膨張ひずみが 20000μ の場合は、B 橋脚においてもはり付け根の膨張ひずみは大きくなり、圧縮強度、弾性係数が低下することで、はりの初期剛性や耐荷力が低下したものと考えられる。また本解析では、図-5.9 に示すように弾性係数は膨張ひずみが小さい段階で急激に低下するのに対して、圧縮強度は膨張ひずみに従って緩やかに低下するモデルを用いている。B 橋脚においては、自由膨張ひずみが 10000μ までは、はり付け根の膨張ひずみは抑制されていたため、初期剛性は低下するものの耐荷力は低下しなかったものと考えられる。なお、ASR 劣化した構造物においては、ケミカルプレストレスが導入されるため、初期剛性が改善される場合があるが、その効果は弾性係数が低下することで相殺される。本研究においては、A 橋脚、B 橋脚ともに 5000μ の自由膨張ひずみにおいても部材の初期剛性は低下する結果となった。

本解析の結果から、対象とした PC 橋脚においては、はり付け根において橋軸直角方向の膨張が卓越する傾向があり、当該領域の劣化がはりの耐荷力に大きな影響を及ぼすことが確認された。したがって、実構造物において、環境条件の影響によりはり付け根に ASR が顕在化している場合には、構造物の安全性が低下している可能性があるため注意が必要である。また、ASR の局所的な劣化が確認された場合には、その劣化領域が構造挙動にどのように影響を及ぼすかを判断し、場合によっては補強等の適切な処置を施すことが必要である。本解析手法は、ASR 膨張挙動の評価から、ケミカルプレストレスの影響や膨張によるコンクリートの劣化を考慮し

た荷重作用解析ができるため、ASR 劣化した実構造物の安全性を解析的に評価できるツールとして有用であるといえる。

5.6 まとめ

本章では、実構造物を対象とした ASR 膨張解析ならびに ASR 劣化後の荷重作用解析を行い、実構造物における ASR 膨張挙動やひび割れ性状の評価と、ASR 劣化を生じた PC 構造物の構造性能について検討した。本章により得られた結論を以下に示す。

- (1) 都市高速道路内の T 型 PC 橋脚を対象とした ASR 膨張解析を行い、はり側面や上面において ASR 劣化が集中する傾向を解析的に評価可能であることを示した。
- (2) 断面内のひずみ分布性状から、ひずみ勾配が生じていることが確認できた。このことは、本解析手法により、構造物の表面と内部のひび割れ性状、劣化状態の違いを評価できる可能性がある。
- (3) ASR 劣化を生じる領域は、構造物の配筋状態等の構造的な要因により影響を受け、温度や湿度、水分供給等の環境条件によりその影響が顕在化すると考えられる。
- (4) PC 橋脚は、配筋や導入プレストレス等の違いにより、自由膨張ひずみが同じ場合であっても、ASR 劣化の程度は異なることを示した。また、構造挙動に直接関係する領域が ASR 劣化することで、構造物の初期剛性や耐荷力は低下することを示した。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー124，アルカリ骨材反応対策小委員会報告書，2005.
- 2) 岡田次郎，橋場盛，高木宣章，児島孝之：コンクリート構造物の ASR による損傷およびその補強に関する解析的検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.3，pp.25-30，2003.
- 3) 久保善司，上田隆雄，黒田保，野村倫一：アルカリ骨材反応による膨張がコンクリートの力学的性能に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.1691-1696，2006.
- 4) 小林一輔，白木亮司，河合研至：アルカリシリカ反応によるコンクリート構造物の膨張とひびわれの発生機構(I)，生産研究，Vol.40，No.12，pp.616-619，1988.
- 5) 石井浩司，奥田由法，谷川伸，鳥居和之：ASR により劣化したコンクリート橋脚の補修・補強工法による抑制効果，コンクリート工学，Vol.43，No.7，pp.42-50，2005.

第6章 セン断補強筋の定着不良が RC はりのせん断挙動に及ぼす影響評価

6.1 緒言

RC 構造物の構造細目は、耐力算定法的前提条件であり、また構造解析の境界条件を明確にする意味合いを持っている。そのため、従来の実験や数値解析により得られた RC 構造物に対する知見の多くは、設計上規定されている構造細目を満たした条件下のものである。それに対し、近年 RC 構造物の供用中に ASR による劣化が生じ、設計で前提となる構造細目が変化する事例の発生が報告されている^{1),2)}。すなわち、ASR によるコンクリートの内部膨張により、せん断補強筋や軸方向鉄筋の圧接部および折り曲げ部の破断による定着不良が報告され、それによる RC 構造物の耐久性や安全性の低下が懸念されている。そのため、鉄筋の損傷を生じた構造物の安全性の把握が急務となっているが、構造細目の前提条件が変化しているため、耐荷力算定の際には、設計時と同様な取り扱いが出来ない可能性が高い。

一方、これら鉄筋の損傷は、部材全体に生じるのではなく、ある特定位置で生じる場合が多い。そのため、鉄筋の損傷が RC 構造物に及ぼす影響は、その損傷度合と損傷位置により変化すると考えられる。せん断補強筋の定着不良がせん断耐力に及ぼす影響については前川ら³⁾により、実験ならびに数値解析により検討され、その影響を数値解析的に評価可能なことは示されている。しかし、限られた諸元についてのみの検討であり、一般的な結論を得るためには更なる検討が必要であると考えられる。せん断補強筋の定着不良の影響度を事前に評価し、ランク付けすることが出来れば、コンクリート構造物の診断や補修・補強を行う場合の有益な情報を与えるものと考えられる。

そこで本章では、非線形有限要素解析により局所的なせん断補強筋の定着不良や付着性能の相違がせん断挙動に及ぼす影響の検討を行う。また、鉄筋破断により定着不良が確認された構造物の安全性の評価を試みる。

6.2 解析手法の妥当性の検証

6.2.1 セン断補強筋の効果の解析的評価

せん断補強筋の効果を妥当に評価できるかを検討するため、山谷らにより行われたせん断破

表-6.1 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
No.1	22.7	2.27
No.2	23.0	2.39
No.3	23.7	2.14
No.4	24.4	2.37

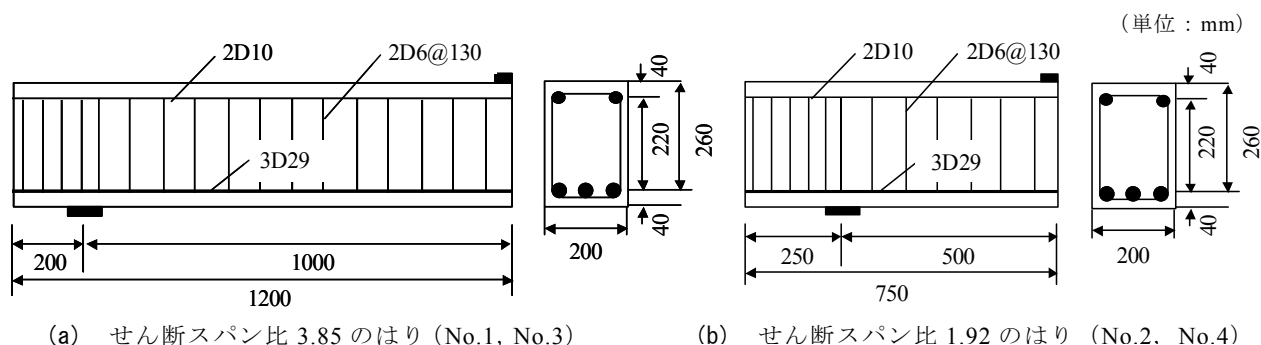


図-6.1 供試体概要

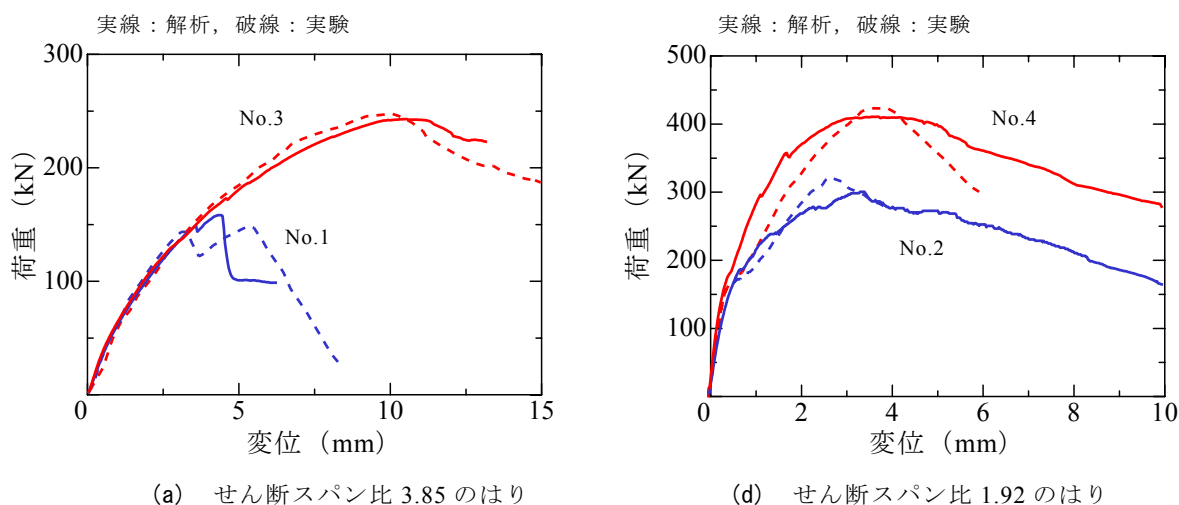


図-6.2 荷重-変位関係

壊する RC はり⁴⁾を対象として解析を行った. 図-6.1 に供試体の概要を, 表-6.1 にコンクリートの材料特性を示す. No.1 および No.3 供試体は, セン断スパンは 1000mm, 有効高さは 260mm (セン断スパン比 3.85) の斜め引張破壊するはりであり, No.2 および No.4 は, セン断スパンは 500mm, 有効高さは 260mm (セン断スパン比 1.92) のセン断圧縮破壊するはりであり. いずれの供試体も, 主筋には D29 ($E_s=182$ GPa, $f_y=358$ MPa) が 3 本配置されており, 引張鉄筋比は 3.71% である. No.1, No.2 供試体は, セン断補強筋が配置されておらず, No.3, No.4 はセン断補強筋として D6 ($E_s=179$ GPa, $f_y=356$ MPa) が 130mm 間隔で配置されている (セ

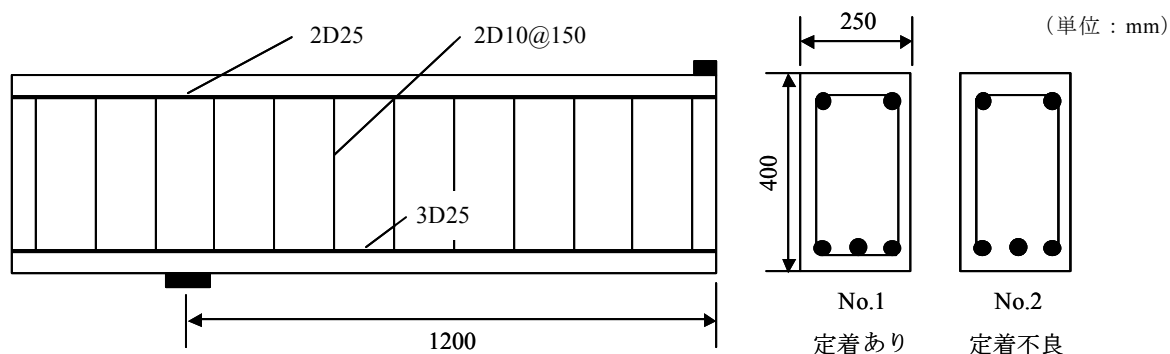


図-6.3 供試体概要

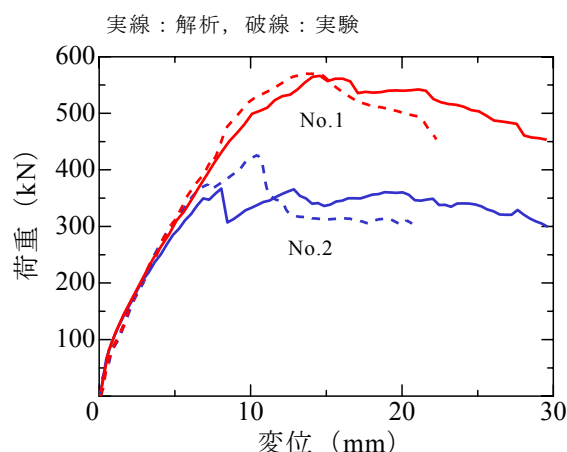


図-6.4 荷重－変位関係の比較

ん断補強筋比 0.24%)。また、荷重載荷点および支点には幅 80mm の支圧板が使用されている。

解析は、供試体の対称性を考慮した 1/4 モデルで行った。鉄筋はトラス要素により離散的にモデル化し、2 章で述べた付着－すべり関係を用いてコンクリートと鉄筋の間に付着特性を与えた。図-6.2 に解析ならびに実験より得られた荷重－変位関係を示す。解析は、斜め引張破壊、せん断圧縮破壊する RC はりのどちらに対して、せん断補強筋の有無に限らず最大荷重、最大荷重後の挙動ともに実験値を概ね再現しており、解析手法の妥当性が示されたといえる。

6.2.2 定着不良のモデル化の妥当性

阿部ら⁵⁾によって行われた実験を対象として、せん断補強筋の定着不良を想定した RC はりの解析の妥当性を検証した。実験供試体概要を図-6.3 に示す。コンクリートの圧縮強度は 30MPa である。No.1 はせん断補強筋を閉合させたものであり、No.2 はせん断補強筋の下部を軸方向鉄筋位置で切断したものである。せん断スパンは 1200mm、有効高さは 400mm であり、斜め引張破壊するはりである。主鉄筋、圧縮鉄筋ともに D25 が配置してあり、せん断補強筋は D10 を 150mm ピッチで配置してある。

解析モデルにおいて、鉄筋はトラス要素により離散的にモデル化し、2 章で述べた付着－す

べり関係を用いてコンクリートと鉄筋の間に付着特性を与えた。ただし、せん断補強筋に対しては、曲げ加工部において定着が取れている場合は、付着剛性を 100 倍として与えることでコンクリート要素との相対変位が生じないようにし、定着不良である場合はすべりが自由に生じるようにモデル化した。図-6.4 に解析により得られた荷重-変位関係を示す。No.1 供試体では、最大荷重、変形挙動ともに実験結果を再現できている。No.2 の定着不良の供試体については、解析で得られた最大荷重が実験値に比べ若干低くなっているが、概ね妥当に評価しており、本解析手法により、せん断補強筋の定着不良の影響を評価できることが示された。

6.3 斜め引張破壊するはりにおけるせん断補強筋定着不良の影響評価

本節では、斜め引張破壊する RC はりを対象として、せん断補強筋定着不良がせん断挙動に及ぼす影響について検討した。基準供試体として、前述の山谷らの実験⁵⁾を参考にし、せん断スパン比 (3.85) および引張鉄筋比 (3.71%) を一定のまま、有効高さのみを 520mm とした供試体を想定した。コンクリートの圧縮強度および引張強度は、それぞれ 22.7MPa および 2.27MPa を仮定した。

解析条件となるパラメータはせん断補強筋の定着不良とし、(1)せん断補強筋曲げ加工部の定着不良位置・定着不良領域、(2)せん断補強筋の付着強度、を取り上げて検証した。せん断補強筋付着強度の影響は、最大付着応力を変化させることでモデル化した。なお、定着部でせん断補強筋の定着不良が生じると、拘束効果による軸方向鉄筋の付着効果が低下すると考えられるが、本研究ではそのような相互作用は考慮していない。また、基準供試体に対してせん断スパン比および引張鉄筋比を一定のまま、有効高さのみを変化させた解析を行い、供試体の有効高さの違いによるせん断補強筋の定着不良の影響について検討した。

6.3.1 引張側曲げ加工部定着不良の影響評価

(1) 全数定着不良による影響評価

図-6.5 に基準供試体および、せん断補強筋の引張側曲げ加工部の全数の定着不良を想定した供試体の解析より得られた荷重-変位関係を示す。図より、引張側曲げ加工部が全数定着不良を想定した場合は、せん断補強筋なしの場合よりも最大荷重は大きくなっており、せん断補強筋の効果は完全に無くなるわけではないことが分かる。しかし、基準供試体と比較して、最大荷重で 1 割程度 (50kN 程度) 低下しており、また、最大荷重後には急激な荷重低下を呈した。

図-6.6 に解析より得られた基準供試体と定着不良を想定した供試体の最大荷重時におけるせん断補強筋軸に沿ったすべり分布および鉄筋の応力分布を示す。図中の番号はそれぞれ図-6.6(a) で示したせん断補強筋の位置と対応しており、当概要要素のすべり分布および、応力分布

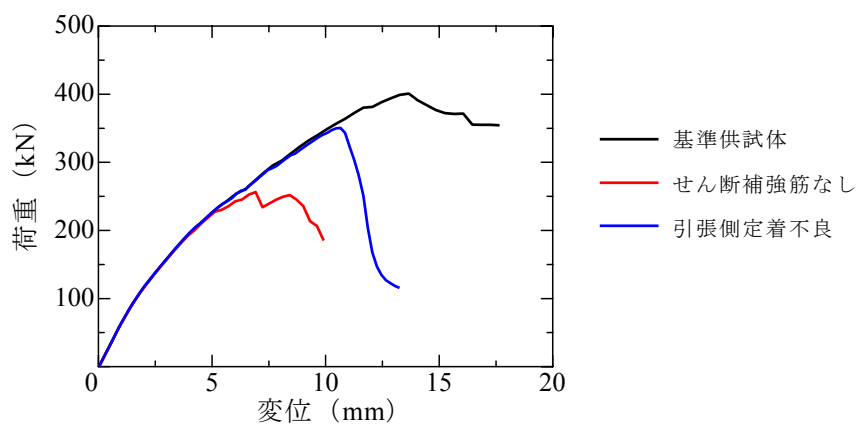
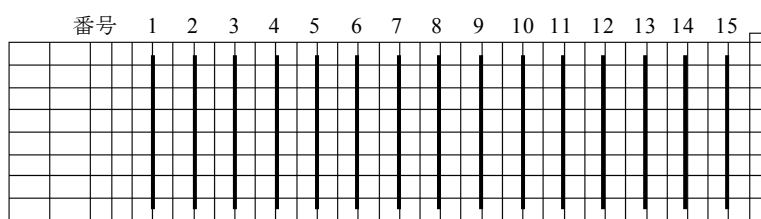
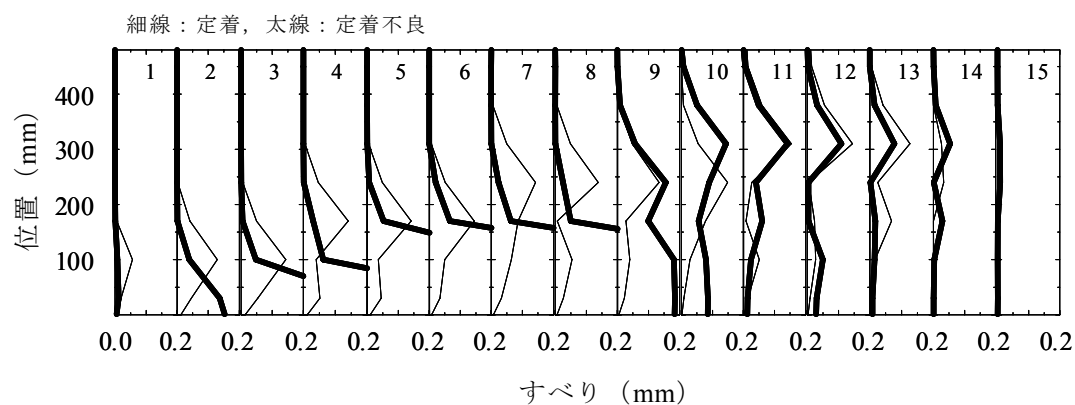


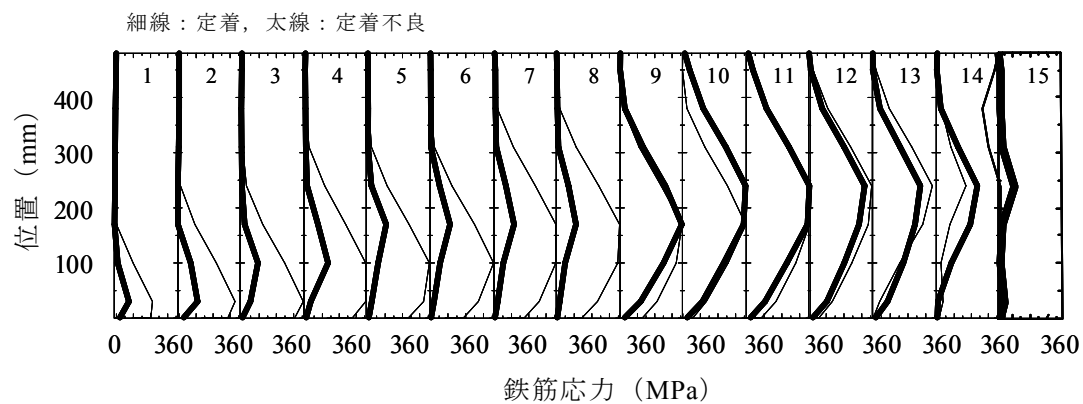
図-6.5 引張側定着不良による影響



(a) セン断補強筋位置



(b) すべり分布



(c) 鉄筋応力の分布

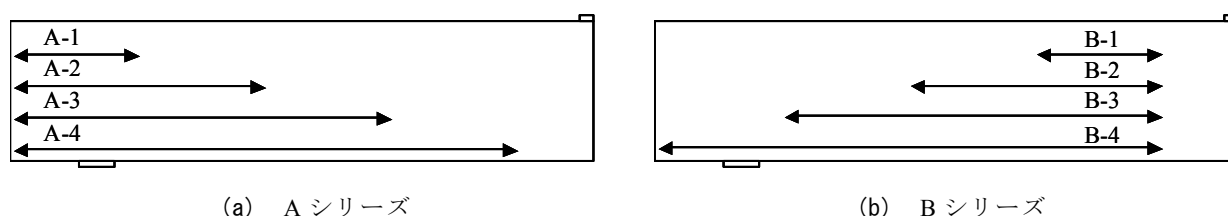
図-6.6 定着不良によるせん断補強筋のすべり・鉄筋応力の違い

を示している．またすべり量は付着応力－すべり関係における最大付着応力時のすべり（0.2mm）までの範囲を，鉄筋応力は降伏応力までの範囲を示している．図－6.6(b)のすべり分布より，基準供試体においてはせん断補強筋端部（曲げ加工部）ですべりが生じておらず，固定端となっていることが分かる．また，すべりが発生している位置から，解析により斜めひび割れの進展が明確に表されていることも分かる．図－6.6(c)の応力分布からは，基準供試体においては，ほぼ全体のせん断補強筋が降伏応力（356MPa）に近い応力を負担していることが分かる．一方，定着不良を想定した供試体では，支点内側のおよそ2区間において局所的なすべりが発生しており，それに伴い，その領域では応力が殆ど負担できていないことが確認できる．このことから，配置されたせん断補強筋の全数が定着不良を生じたとしても，全ての領域において影響が生じるのではなく，支配的な領域が存在し，その領域に定着不良が生じると影響が大きくなることが推測される．

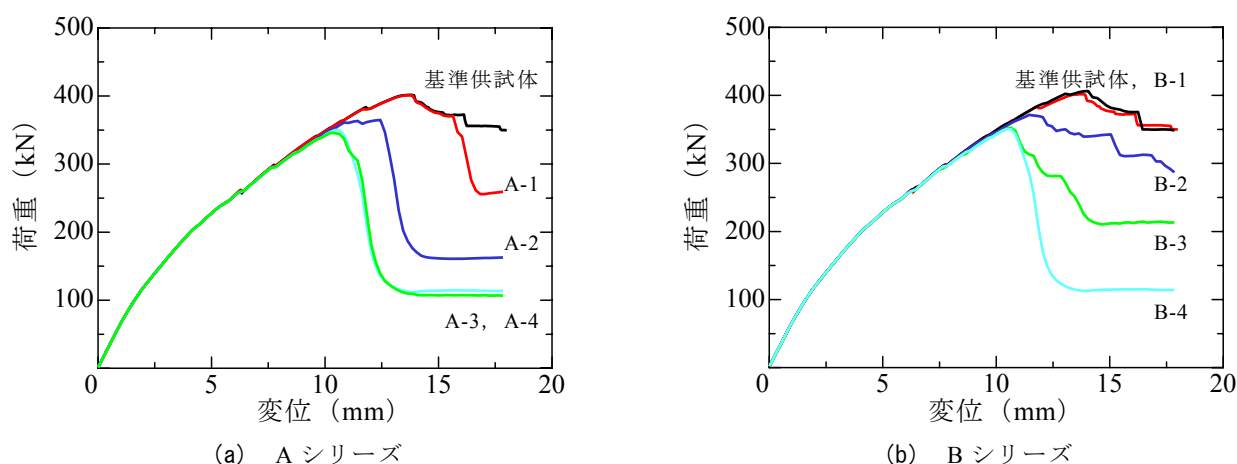
(2) 定着不良位置・定着不良領域の違いによる影響評価

前述したように，せん断補強筋曲げ加工部の定着不良が生じたときに全ての領域において影響が生じるのではなく，ある領域において定着不良の影響は支配的になると考えられる．そこで，定着不良位置・定着不良領域を変化させた解析を行い，定着不良位置の影響の検討を行う．

解析ケースとしては，図－6.7に示すように，Aシリーズと，Bシリーズでそれぞれの領域のせん断補強筋曲げ加工部に定着不良が生じた場合を想定した．ここで，Aシリーズは支点近



図－6.7 想定した定着不良領域



図－6.8 部分的な定着不良の影響

傍の定着部領域の影響を中心としてその領域を $1d$ ずつ変化させたもので、B シリーズは、斜めひび割れ近傍の影響を中心にしてその領域を $1d$ ずつ変化させたものである。A-4 と B-4 は同じ領域である。

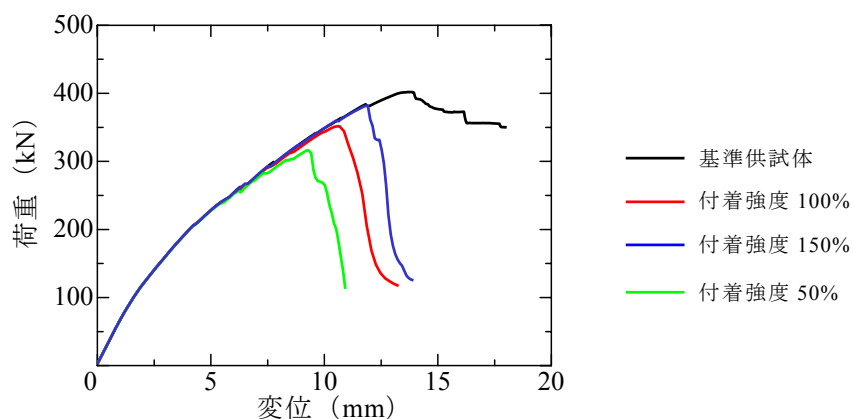
解析より得られた荷重－変位関係を図－6.8 に示す。図－6.8(a) より、A シリーズでは、支点外側の定着領域である A-1 の定着不良は最大荷重までは殆ど影響は見られなかった。A-2, A-3 では定着不良領域が広がるにつれ、最大荷重が低下し、さらに、基準供試体と比べ脆性的な破壊に至っていることが確認される。A-3 に至っては、せん断補強筋全数が定着不良を生じた A-4 と同程度の影響が見られた。図－6.8(b) より、B シリーズでは、載荷点付近の B-1 の定着不良は最大荷重、変形挙動ともに殆ど影響は見られなかった。B-2, B-3 では、定着不良領域が大きくなるにつれ、最大荷重が低下する事が確認された。B-4 は B-3 と比べ最大荷重への影響は殆ど見られなかったが、最大荷重後脆性的な挙動を示すことが分かる。ポストピークにおける破壊挙動が、B シリーズは A シリーズに比べて延性的なのは、B-1, B-2, B-3 では支点近傍の斜めひび割れ、ならびに軸方向鉄筋に沿ったひび割れの進展が抑えられたためであると考えられる。

以上のことから、斜め引張破壊するはりにおいて引張側のせん断補強筋曲げ加工部に定着不良が生じた場合、ある局所的な領域において定着不良が生じた場合、その影響度は異なることが確認された。定着不良位置が載荷点付近の領域であれば影響は生じないが、斜めひび割れが軸方向鉄筋に沿って進展する支点近傍の領域において定着不良が生じた場合は、その影響が構造物全体に対して支配的であるといえる。

(3) セン断補強筋の付着強度の影響評価

鉄筋破断後の定着性能は、鉄筋の付着強度と密接な関係がある。そこで本節では、全せん断補強筋の引張側曲げ加工部に定着不良が生じた場合において、付着強度が異なる場合の挙動の違いについて検討する。付着強度は、通常の場合の 50%ならびに 150%とを想定した。

図－6.9 にそれぞれの解析より得られた荷重－変位関係を示す。定着不良が生じた場合、付



図－6.9 定着不良時における付着強度の影響

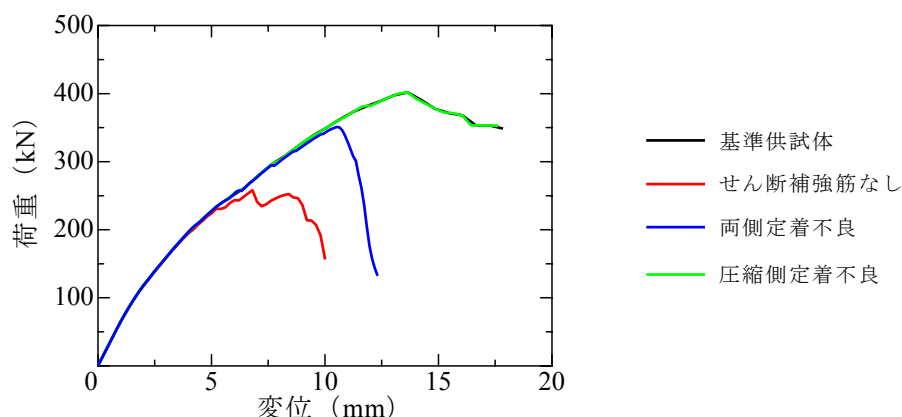


図-6.10 付着強度の変化の影響

着強度が低くなるに従い、せん断耐力の低下率が大きくなっていることが分かる。これは、付着強度が低くなるほど十分な定着を得るための付着長が長くなるためであり、早期に鉄筋のすべりが生じたためであると考えられる。したがって、ASRにより鉄筋破断した構造物においては、コンクリートと鉄筋の付着性能が低下している可能性が考えられるため、十分な検討が必要であるといえる。

6.3.2 圧縮側および両側（引張・圧縮）曲げ加工部定着不良の影響評価

図-6.10に基準供試体および、全せん断補強筋の圧縮側および両側（引張・圧縮）曲げ加工部の定着不良を想定した供試体の解析より得られた荷重－変位関係を示す。圧縮側に定着不良が生じたときは、引張側とは異なり、最大耐荷力、変形挙動ともに影響は見られない。また、引張・圧縮の両側で定着不良が生じたとしても、圧縮側の影響は殆どなく、最大荷重、変形挙動ともに引張側のみの定着不良による影響とほぼ等しいことが確認された。これは、斜め引張破壊時において、斜めひび割れの進展、開口が、主として支点側において顕著となったためであるといえる。

以上のことから、斜め引張破壊するはりにおいては、圧縮側のせん断補強筋の定着不良は、その挙動に大きく影響を及ぼさないといえる。ただし、実構造物においては、ひび割れの発生位置や進展経路は必ずしも特定することはできないため、定着不良が生じた場合には、補強等により適切に対処されなければならない。

6.3.3 供試体寸法の違いによる影響評価

数値解析の利点の1つは、実験が困難な寸法の大きな部材の評価を行えることである。そこで基準供試体に対し、せん断スパン比および引張鉄筋比を一定のまま、有効高さのみを260mm（0.5倍）、1040mm（2.0倍）とした解析を行い、供試体寸法が変化した場合の定着不良の影響

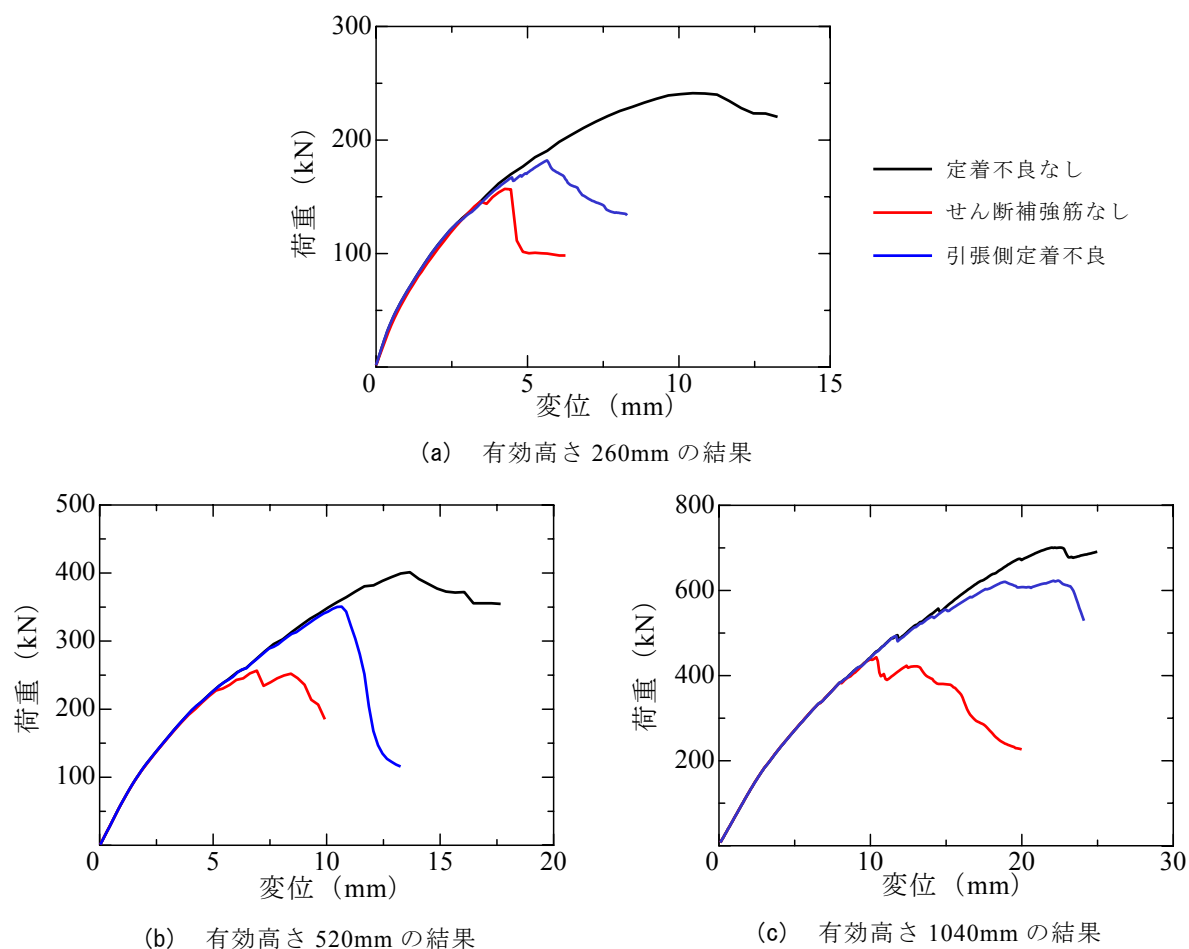


図-6.11 有効高さの違いによる定着不良の影響

を評価した。なお、いずれのケースにおいてもせん断補強筋は D6 を 130mm 間隔で配置することとした。また、せん断補強筋は引張側で全数に定着不良が生じた場合を想定した。

それぞれの供試体の解析より得られた荷重-変位関係を図-6.11 に示す。なお、図-6.11 (b) は、基準供試体の結果であり図-6.5 を再掲したものである。図より、有効高さ 260mm の供試体では、定着不良によりせん断補強筋の効果はほとんどない状態となっているが、有効高さ 1040mm の供試体では、定着不良によるせん断耐力の低下はあまり生じていないことが分かる。すなわち、せん断補強筋に定着不良が生じた場合、せん断耐力の低下割合は供試体寸法が大きくなるほど小さくなるものと推察される。これは、せん断補強筋の定着不良が生じた場合は、コンクリートと鉄筋との付着により定着を確保することになるが、今回の検討のようにせん断補強筋の直径が変化しなければ定着長さは一定となり、せん断補強筋の全長に対する定着長の割合が供試体寸法が大きくなるほど小さくなるためであると考えられる。

6.4 セン断圧縮破壊するはりにおけるせん断補強筋定着不良の影響評価

本節では、せん断圧縮破壊するRCはりを対象として、せん断補強筋定着不良がせん断挙動に及ぼす影響について検討した。基準供試体として、前述の山谷らの実験⁵⁾を参考にし、せん断スパン比(1.92)および引張鉄筋比(3.71%)を一定のまま、有効高さのみを520mmとした供試体を想定した。コンクリートの圧縮強度および引張強度は、それぞれ23.0MPaおよび2.39MPaを仮定した。

前節同様に、(1)せん断補強筋曲げ加工部の定着不良位置・定着不良領域、(2)せん断補強筋の付着強度、(3)有効高さとし、それぞれの影響について検討した。

6.4.1 引張側曲げ加工部定着不良の影響評価

(1) 全数定着不良による影響評価

図-6.12に基準供試体および、せん断補強筋の引張側曲げ加工部の全数の定着不良を想定した供試体の解析より得られた荷重-変位関係を示す。図より、引張側曲げ加工部が全数定着不良を想定した場合は、基準供試体と比較して最大荷重は低下するものの、斜め引張破壊と比較してその程度はそれほど大きくないことが分かる。前節で検討した斜め引張破壊するはりと比較すると、全数定着不良であっても、その影響はそれほど顕著ではないと思われる。

図-6.13に解析より得られた基準供試体と定着不良が生じた供試体の最大荷重時におけるせん断補強筋軸に沿ったすべり分布および鉄筋の応力分布を示す。図-6.6同様にすべり量は最大付着応力時のすべり(0.2mm)までの範囲を、鉄筋応力は降伏応力までの範囲を示している。図よりのすべり分布より、基準供試体では、斜め引張破壊するはりと同様に斜めひび割れに対応する位置においてすべりが大きくなっており、ほぼ全数のせん断補強筋が降伏応力(356MPa)に近い応力を負担していることが確認される。一方、定着不良が生じた供試体では、支点内側の1d区間において定着不良位置から約200mmの範囲に局所的なすべりが発生してい

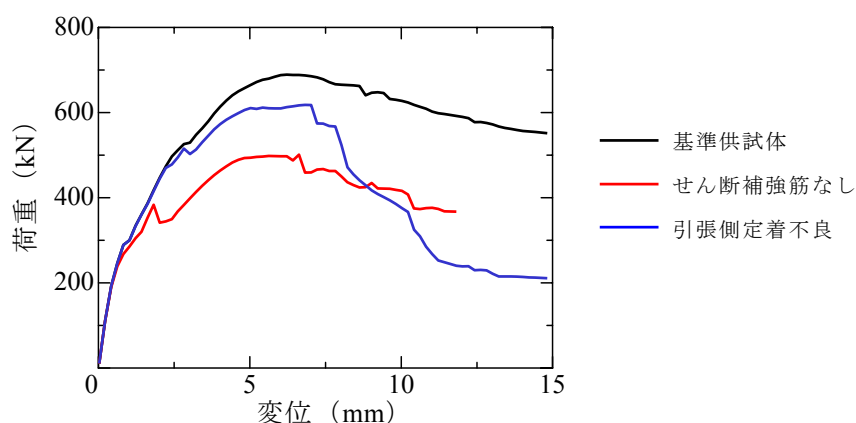


図-6.12 引張側定着不良による影響

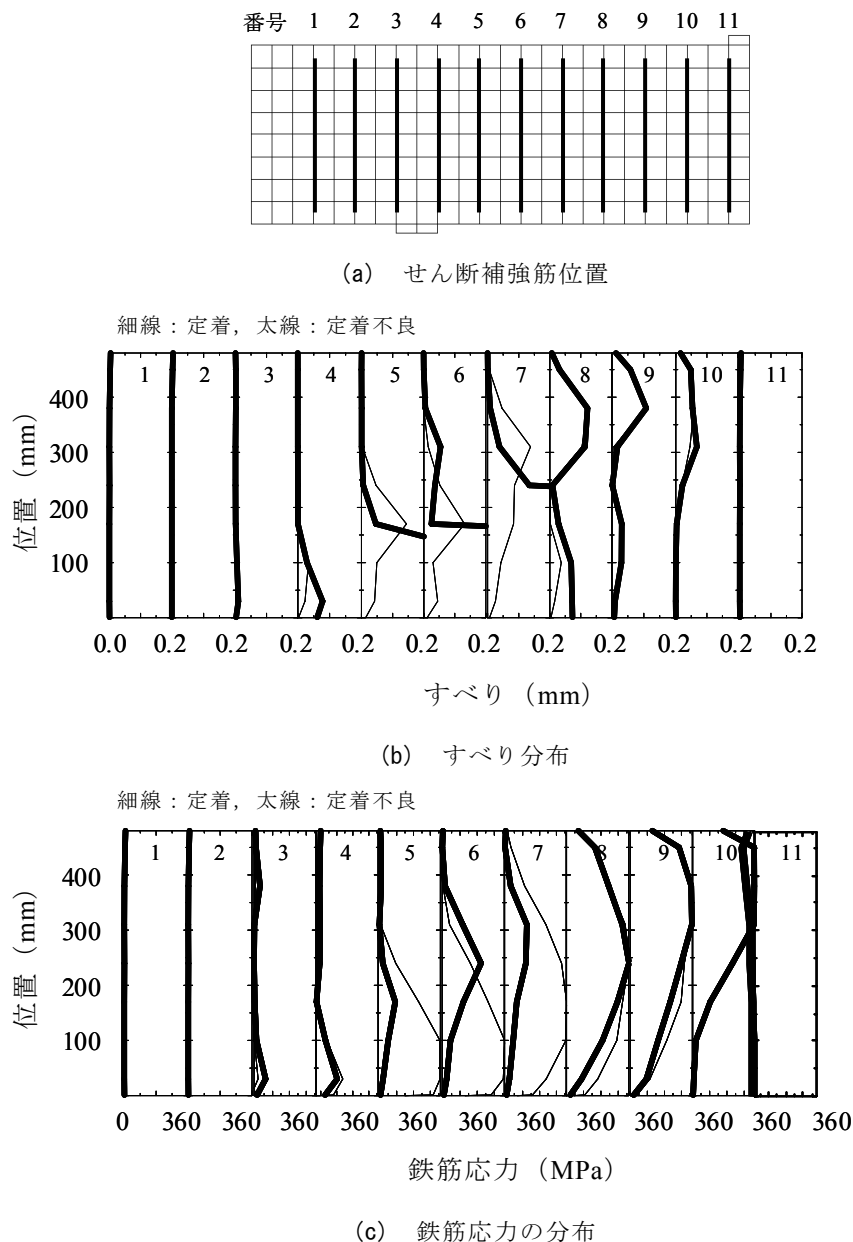


図-6.13 定着不良によるせん断補強筋のすべり・鉄筋応力の違い

る．その局所的なすべりに伴いせん断補強筋が応力を負担できず，せん断耐力の低下に至ったと考えられる．したがって，斜め引張破壊するはりと同様に，配置されたせん断補強筋全数が定着不良を生じたとしても，全ての領域において影響が生じるのではなく，支配的な領域が存在し，その領域に定着不良が生じると影響が大きくなるものと考えられる．

(2) 定着不良位置・定着不良領域の違いによる影響評価

せん断圧縮破壊するはりにおいても，せん断補強筋曲げ加工部の定着不良の影響は，全ての領域において一様に生じるのではなく，ある領域において定着不良の影響が支配的になると考えられる．そこで，定着不良位置・定着不良領域を変化させた解析を行い，定着不良位置の影響

響の検討を行う。

解析ケースとしては、斜め引張破壊するはりと同様、図-6.14 に示すように、A シリーズ、B シリーズでそれぞれの領域のせん断補強筋曲げ加工部の定着不良を想定した解析を行った。ここで、A シリーズは支点近傍の定着領域の影響を中心として定着不良領域を $1/2d$ ずつ変化させたもので、B シリーズは、斜めひび割れ近傍の影響を中心に定着不良領域を $1/2d$ ずつ変化させたものである。A-4 と B-4 は同じ領域である。

解析より得られた荷重-変位関係を図-6.15 に示す。図-6.15(a) より、A シリーズでは、支点外側の定着領域である A-1 での定着不良は最大荷重に対しほとんど影響は見られない。A-2、A-3 では定着不良領域が広がるほど最大荷重の低下率が大きくなることが確認できる。A-3、A-4 では全領域で定着不良が生じたときと同程度の影響が見られた。A シリーズでは定着不良領域がいずれの場合でも、ポストピークにおける破壊挙動が定着不良を生じていない供試体に比べて脆性的になる傾向が見られた。これは、定着領域における曲げ加工部の定着不良が生じることで、せん断補強筋による引張側主鉄筋に沿ったひびわれの抑制効果が低減するためであると考えられる。実際の構造物では、せん断補強筋の定着不良による軸方向鉄筋の付着の低下も考えられ、さらにその影響は大きくなると思われる。

図-6.15(b) より、B シリーズでは、載荷点付近の B-1 の定着不良による最大荷重、変形挙動ともに定着不良を生じていない供試体に比べて殆ど影響は見られなかった。B-2、B-3 では、定

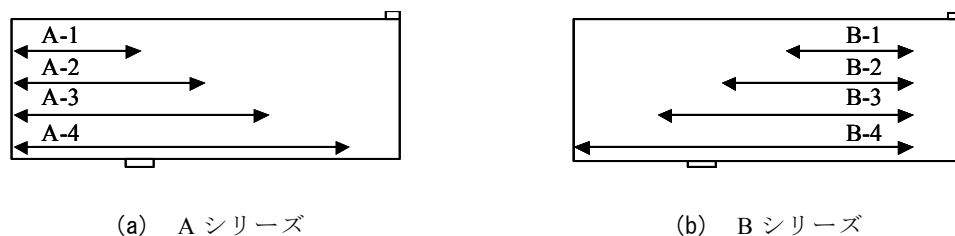


図-6.14 想定した定着不良領域

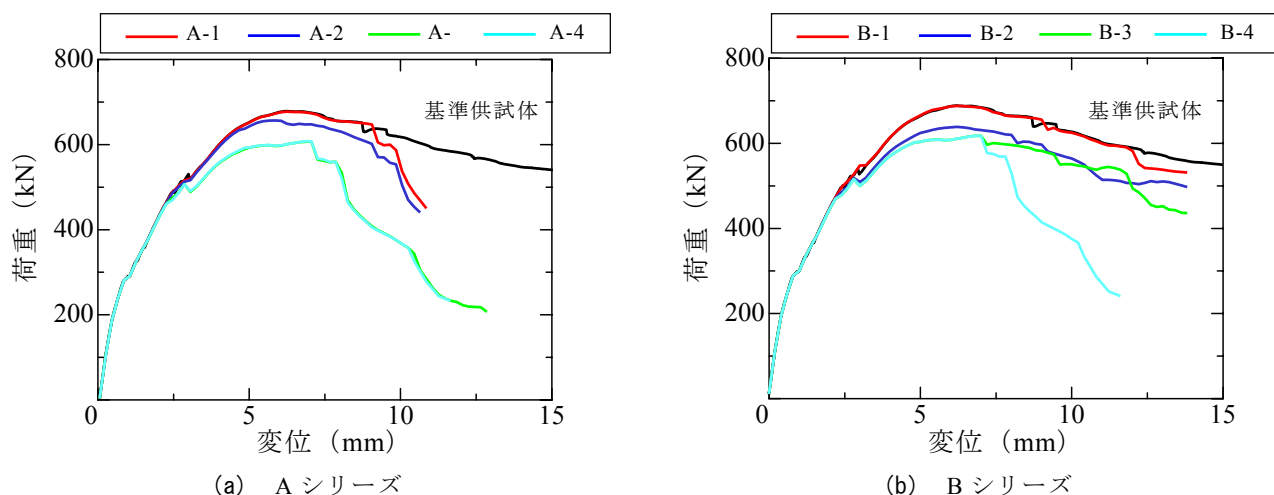


図-6.15 部分的な定着不良の影響

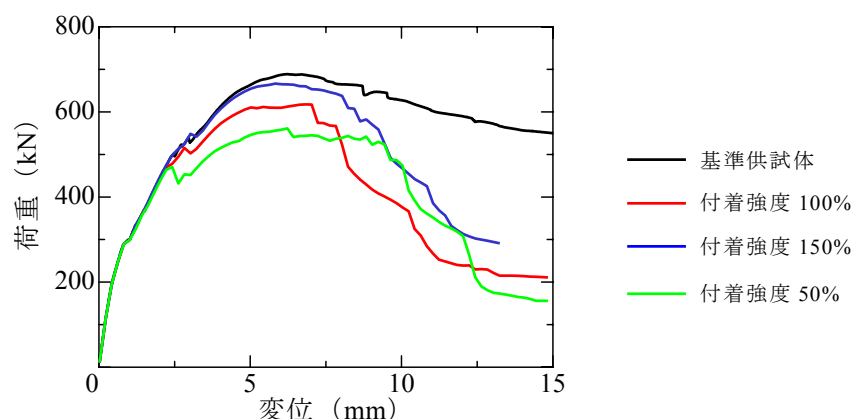


図-6.16 定着不良時における付着強度の影響

着不良領域が大きくなるにつれて最大荷重の低下率が大きくなる事が確認された。また、A シリーズ同様、B-4 は B-3 と比べて最大荷重への影響は同程度であったが、ポストピークにおける破壊挙動が脆性的なものとなった。以上のことからせん断圧縮破壊するはりにおいて引張側のせん断補強筋曲げ加工部の定着不良は、支点内側の約 1 区間において生じるとその影響が顕著に現れると思われる。また、支点外側の軸方向鉄筋の定着領域における定着不良の影響は、せん断耐力には見られないが、ポストピークにおける破壊挙動には影響が生じ、定着不良がないときに比べて脆性的な破壊に至ると思われる。なお本論文では、せん断補強筋の破断による軸方向鉄筋の付着への影響は考慮していないことを再度付記する。

(3) セン断補強筋の付着強度の影響評価

6.3.1.(3)と同様にせん断補強筋の引張側曲げ加工部定着不良と同時に、せん断補強筋の付着強度が変化した時の影響を評価した。図-6.16 にせん断補強筋の引張側曲げ加工部すべてに定着不良が生じた供試体の付着強度を 150%, 50%とした時の解析より得られた荷重-変位関係を示す。図より、定着不良が生じた場合においては、付着強度が低くなるに従いせん断耐力の低下の程度が大きくなっていることが分かる。これは斜め引張破壊するはりと同様、付着強度の低下に伴い定着長さが長くなり、せん断耐力の低下率が大きくなったためであると考えられる。

6.4.2 圧縮側曲げ加工部定着不良の影響評価

(1) 全体定着不良による影響評価

圧縮側曲げ加工部での定着不良が全せん断補強筋において生じた場合の影響評価を行う。図-6.17 に圧縮側曲げ加工部の全数の破断を想定した場合の解析より得られた荷重-変位関係を示す。図より、斜め引張破壊するはりにおいては、圧縮側曲げ加工部定着不良の影響は見られなかったが、せん断圧縮破壊するはりでは、引張側定着不良と同程度の影響が生じている。

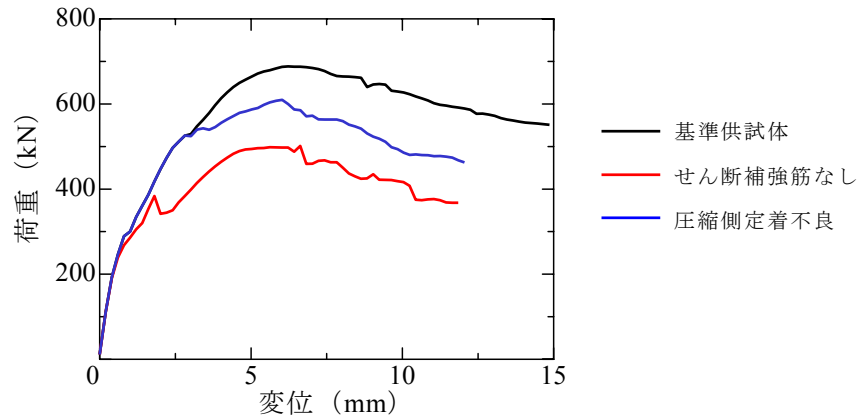
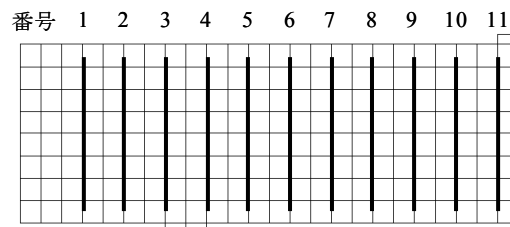
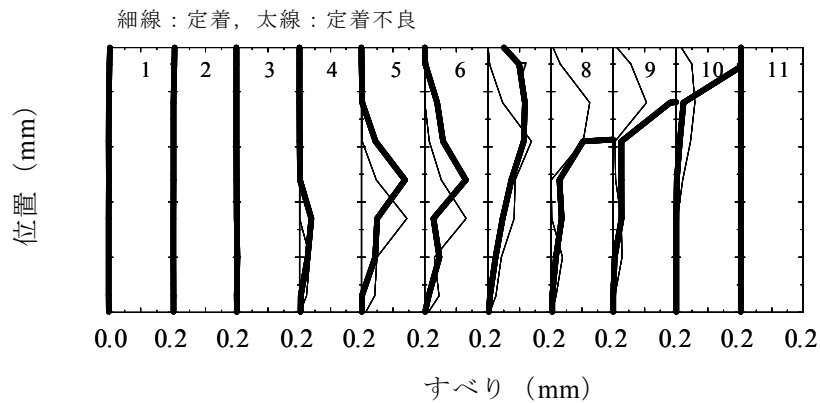


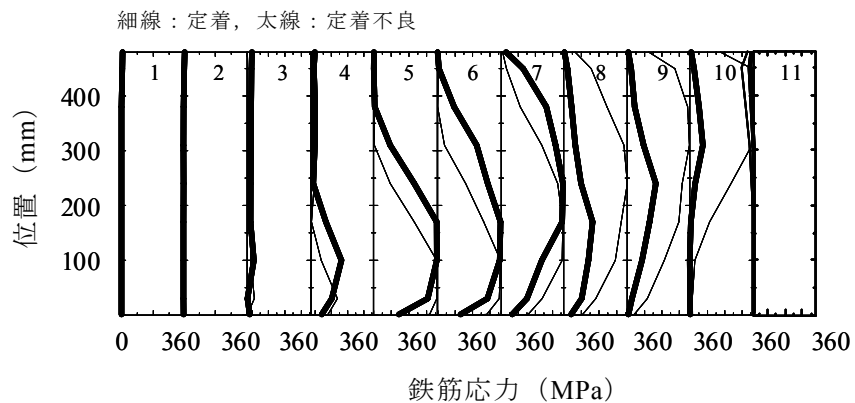
図-6.17 引張側定着不良による影響



(a) セン断補強筋位置



(b) すべり分布



(c) 鉄筋応力の分布

図-6.18 定着不良によるせん断補強筋のすべり・鉄筋応力の違い

図-6.18 に解析より得られたせん断補強筋の定着不良が生じた供試体の最大荷重時におけるせん断補強筋軸に沿ったすべり分布および鉄筋の応力分布を示す。載荷点付近の $1d$ 区間において上端の定着不良位置から約 200mm の範囲に局所的なすべりが発生している。その局所的なすべりに伴いせん断補強筋が負担する応力が小さくなり、せん断耐力の低下に繋がったと思われる。せん断圧縮破壊するはりの場合、アーチに作用する応力伝達により載荷点近傍においてもせん断補強筋の役割が重要となることから、その領域での定着不良の影響が生じる結果となったものと思われる。

(2) 定着不良位置・定着不良領域の違いによる影響評価

前節で示したように、圧縮側定着不良は引張側定着不良とは異なった領域に影響が生じるため、8.4.1(2)と同様図-6.14 に示すように A シリーズ、B シリーズそれぞれの領域ごとでせん断補強筋曲げ加工部の定着不良を想定した解析を行った。

図-6.19 に解析より得られた荷重-変位関係をに示す。A シリーズでは A-1 から A-2 の領域における定着不良の影響は、最大荷重、変形挙動ともに殆ど見られなかった。A-4 の領域において定着不良が生じたときは最大荷重の低下が見られた。B シリーズでは B-1 から B-4 全てのケースにおいて同程度の最大荷重の低下が見られた。以上のことからせん断圧縮破壊するはりにおいて圧縮側のせん断補強筋曲げ加工部定着不良の影響は、載荷点付近の約 $1d$ 区間において支配的であると考えられる。しかし、引張側定着不良のケースとは異なり、A シリーズ、B シリーズともにポストピークにおける脆性的な破壊挙動は確認されなかった。これは圧縮側曲げ加工部において定着不良が生じたとしても軸方向鉄筋の定着部への影響がないためであると考えられる。

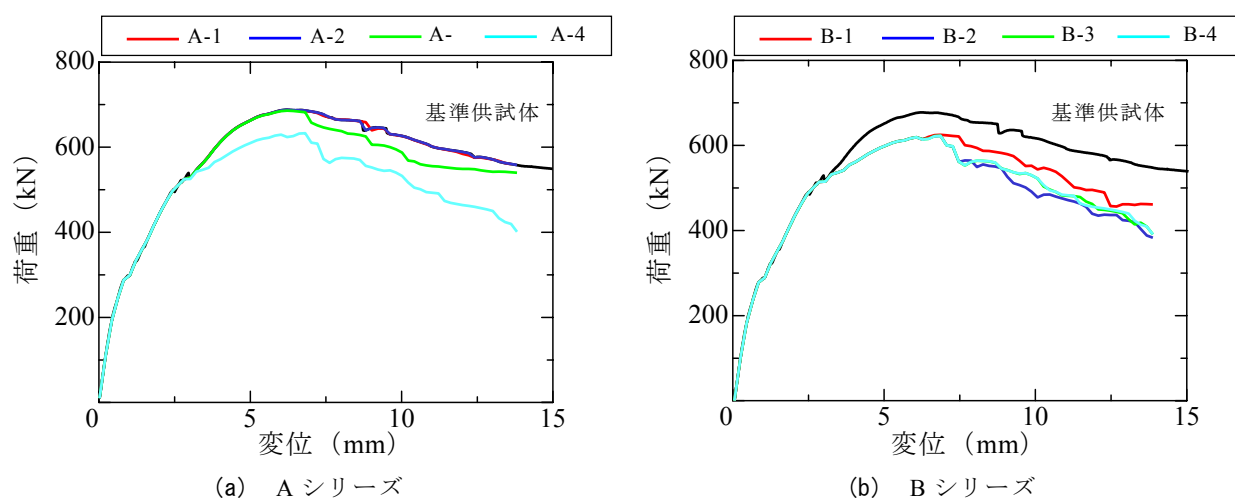


図-6.19 部分的な定着不良の影響

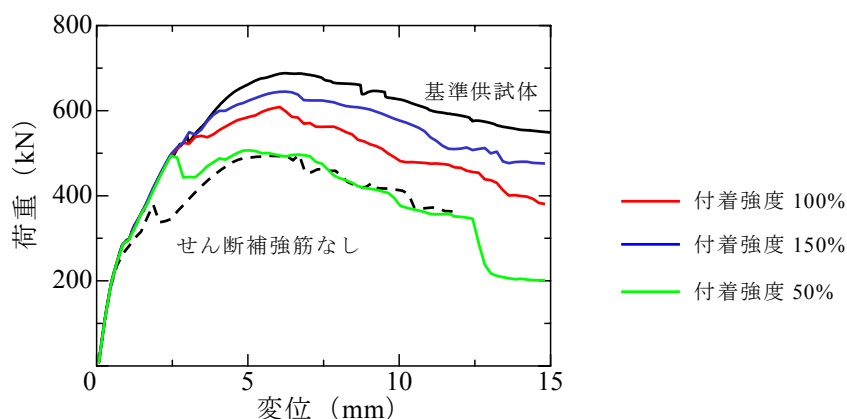


図-6.20 定着不良時における付着強度の影響

(3) セン断補強筋の付着強度の影響評価

せん断補強筋の圧縮側曲げ加工部の定着不良と同時に付着強度が変化したときの影響を評価した。図-6.20にせん断補強筋の圧縮側曲げ加工部の全てが定着不良した供試体の付着強度を150%、50%としたときの解析より得られた荷重-変位関係を示す。引張側定着不良の時と同様に、付着強度が低くなることにより定着不良の影響が大きくなる傾向が確認できる。また、図には、せん断補強筋のない供試体の結果も示しているが、付着強度が50%の場合は最大荷重は、せん断補強筋のない供試体と同程度となっていることが分かる。すなわち、付着強度が小さい場合は、せん断補強筋の効果がほとんど無くなっているものと推察される。

そこで、せん断補給筋の効果を確認するために、図-6.21に付着強度を50%にした解析より得られたピーク前後におけるせん断補強筋軸に沿ったすべり分布および鉄筋の応力分布を示す。図より、ほぼ全数のせん断補強筋において大きなすべりが生じており、鉄筋が応力を負担していないことがわかる。したがって、ある程度以上付着性能が低下すると、トラス機構の保持が困難になるものと考えられる。

6.4.3 両側（引張・圧縮）曲げ加工部定着不良の影響評価

せん断補強筋の全てにおいて引張・圧縮の両側曲げ加工部の定着不良を想定した供試体の解析より得られた荷重-変位関係を図-6.22に示す。図には、引張側、圧縮側それぞれにおいて全数定着不良の場合の結果も併せて示す。図より、両側の全てにおいて定着不良が生じた場合は、最大荷重はせん断補強筋の無い場合と同程度となることが分かる。せん断圧縮破壊するはりの場合は、引張側あるいは圧縮側のそれぞれにおいて、定着不良の影響により耐荷力が低下する結果が得られていたが、両側の全てにおいて定着不良が生じた場合は、その影響はより大きくなるという結果が得られた。これは、圧縮せん断補強筋が圧縮側と引張側の両方において局所的に大きなすべりを生じることで、せん断補強筋の効果が大きく低下したものと推察される。

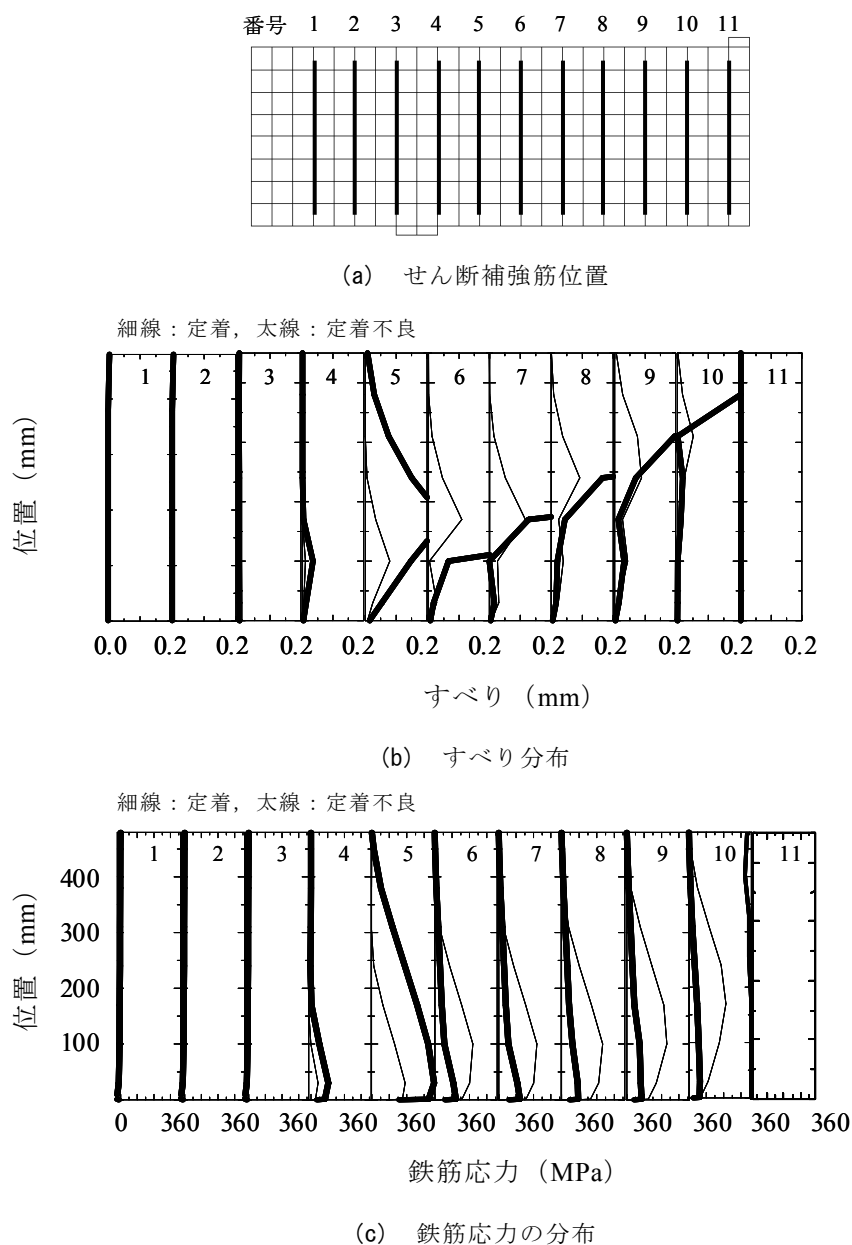


図-6.21 定着不良によるせん断補強筋のすべり・鉄筋応力の違い

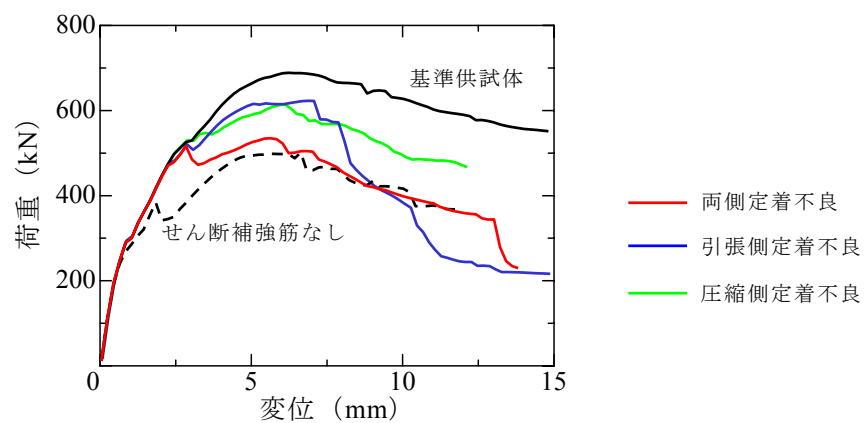
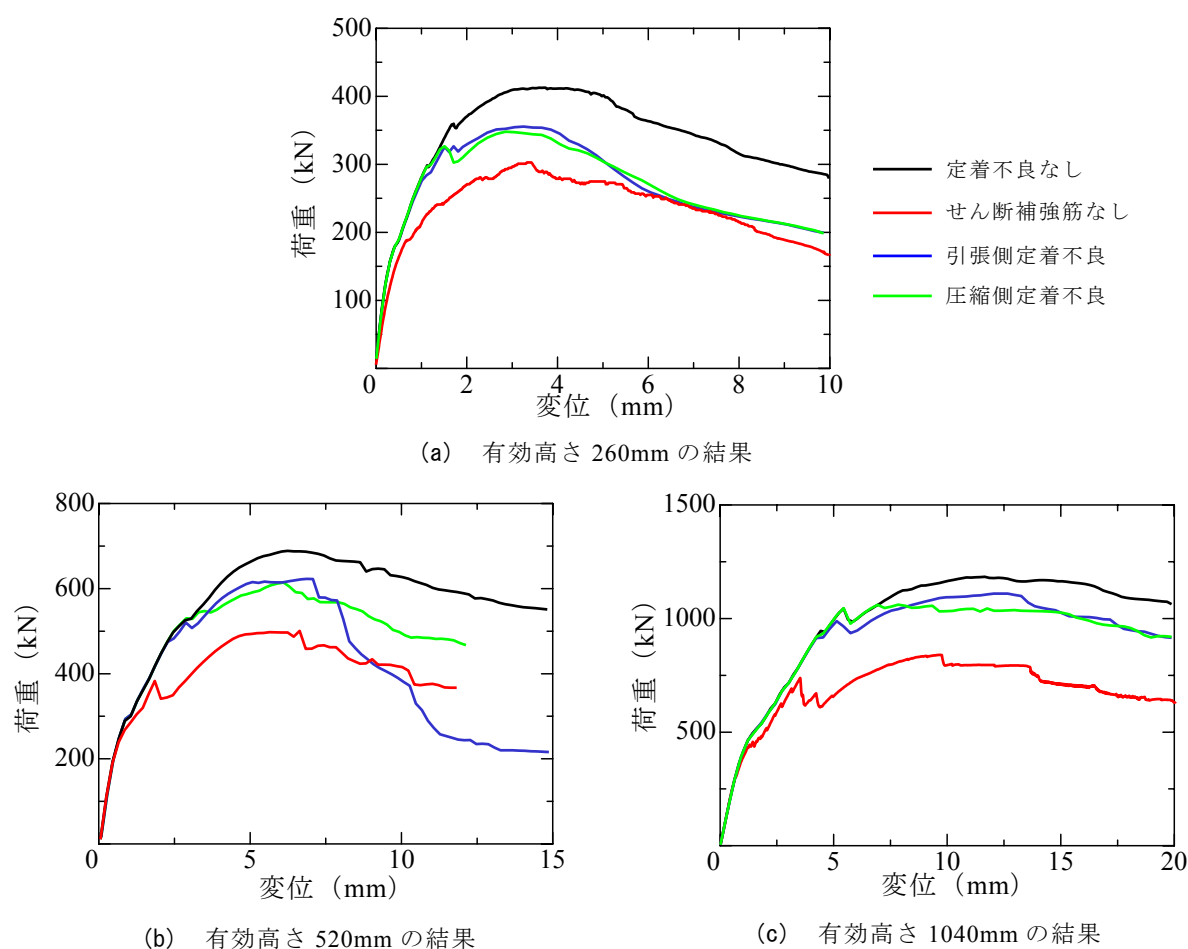


図-6.22 両側定着不良時の荷重-変位関係

6.4.4 供試体寸法の違いによる影響評価

供試体寸法が変化した場合の定着不良の影響を評価するため、基準供試体に対しせん断スパン比および引張鉄筋比を一定のまま、有効高さのみを260mm (0.5倍)、1040mm (2.0倍) とした解析を行った。なお、いずれのケースにおいてもせん断補強筋はD6を130mm間隔で配置することとした。また、せん断補強筋は引張側、圧縮側においてそれぞれ全数に定着不良が生じた場合を想定した。

解析より得られた荷重－変位関係を図－6.23に示す。また、図には、基準供試体（有効高さ520mm）の結果も併せて示す。図より、前節の斜め引張破壊するはりと同様、供試体寸法が大きくなると、せん断耐力の低下割合は寸法に比例せず、小さくなっていくことが確認できる。また、いずれの供試体寸法においても、引張側と圧縮側それぞれの定着不良による影響は同程度であることが確認される。



図－6.23 有効高さの違いによる定着不良の影響

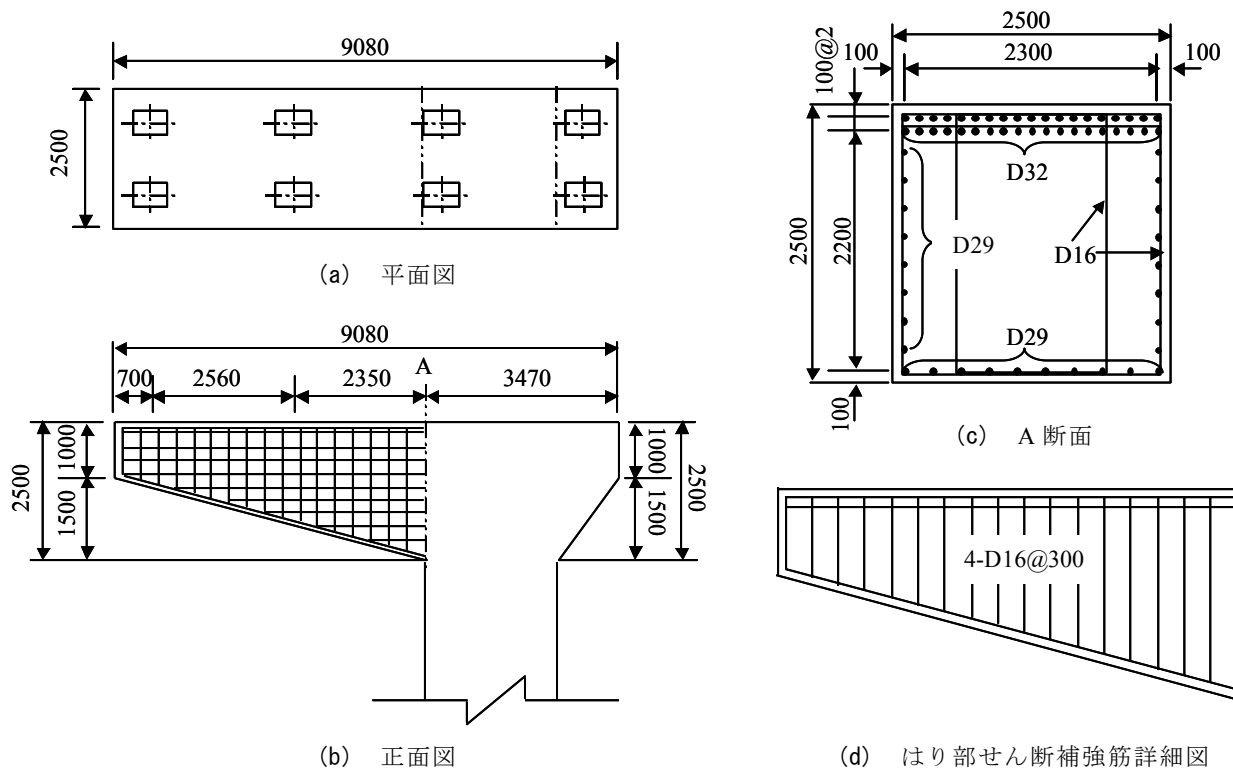
6.5 実構造物への適用

6.5.1 解析対象の構造物

本章では，実構造物を対象として，せん断補強筋曲げ加工部の定着不良がせん断耐力に及ぼす影響に対する評価を試みる．検討対象とした構造物は 1972（昭和 47）年に建設された T 形橋脚であり，ASR によりせん断補強筋の定着不良が生じたことが報告されているものである²⁾．

図－6.24 に対象橋脚の構造一般図および鋼材配置図を示す．片持ち梁内の鉄筋は主鉄筋 38-D32（2 段），せん断補強筋は，4-D16 が 300mm 間隔で配置されている．使用材料の検討条件はコンクリートの圧縮強度は 27.0MPa，弾性係数は 26.5GPa，鉄筋（SD295）の降伏強度は 295MPa である．荷重条件を図－6.25 に示す．荷重としては，上部構造より伝達される死荷重，活荷重，および張出しはり部の自重を考慮している．上部構造の死荷重は，PD1 = 851.6kN，PD2 = 639.9kN，活荷重は PL1 = 356.7kN，PL2 = 491.6kN であり，はり自重は W1 = 61.3kN/m，W2 = 153.1kN/m とした分布荷重であり，それぞれ図－6.25 中の英記号に対応している．なお，これらの条件は文献 2) と同様のものである．

（単位：mm）



図－6.24 構造一般図および配筋図

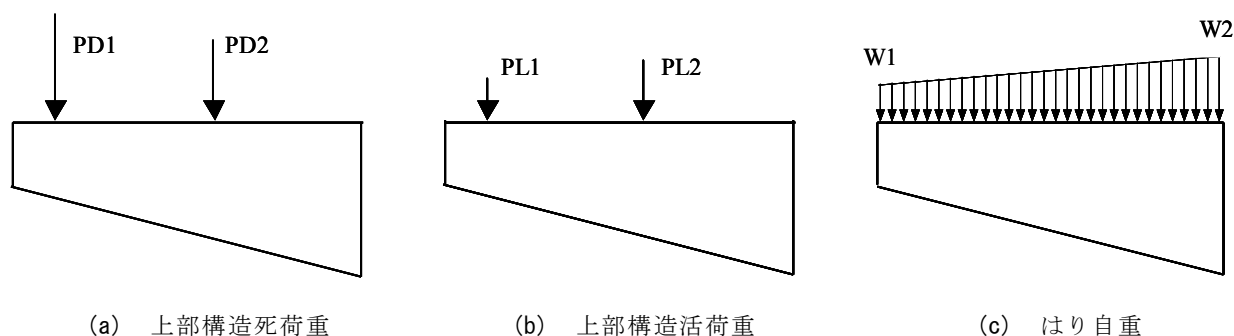


図-6.25 荷重条件

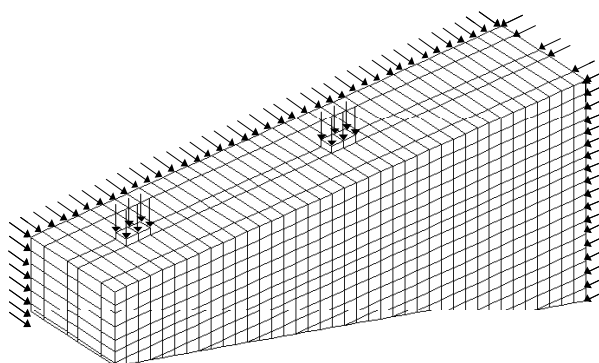


図-6.26 解析モデル

6.5.2 解析モデル

図-6.26 に解析モデルを示す。本研究では、張り出し梁部のみをモデル化し、せん断補強筋定着不良によるせん断耐力低下の影響評価を行った。また、対象とした構造物の対称性を考慮して、梁奥行き方向に対し 1/2 モデルで解析を行った。载荷パターンとしては、図-6.25 に示す上部構造死荷重、自重をそれぞれ一定で与え、上部構造活荷重を $PL1 : PL2$ の比を一定に保ったまま増加させた。解析は、せん断補強筋曲げ加工部定着不良が生じていないもの、引張側（上端）全曲げ加工部の定着不良を想定したものおよびせん断補強筋を配置していないものの 3 ケースについて解析を行った。

6.5.3 解析結果

図-6.27 に前述の 3 ケースの解析より得られた荷重-変位関係を示す。図は、 $PL2$ における荷重と载荷点変位の関係を示したものである。いずれのケースの解析においても、軸方向鉄筋は降伏しなかったため、対象とした構造物はせん断破壊を生じていると考えられる。せん断補強筋を配置していないケースの解析から得られた斜めひび割れ発生荷重 V_c は約 2600kN であり、文献 2) に記載されている設計値 (2167kN) を上回る結果となった。これは設計値計算に用い

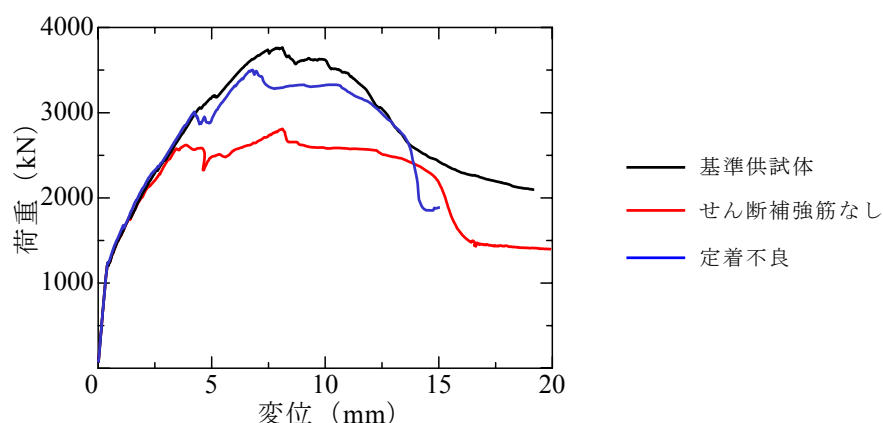


図-6.27 セン断補強筋の定着不良が実構造物の耐力に及ぼす影響

られる式にはせん断スパン比の効果が考慮されておらず，今回対象とした梁は，せん断スパン比は 1.0 程度でありディープなため，設計値を上回る結果になったと考えられる．せん断補強筋を配置した供試体と配置していない供試体の差をせん断補強筋の効果と考えると，基準供試体の解析より得られたせん断補強筋の効果は 1150kN であり，引張側曲げ加工部破断による定着不良を想定した解析より得られたせん断補強筋の効果は 900kN であった．これは，対象とした構造物は寸法が大きく，定着不良に伴うせん断補強筋の定着性能の低下の影響がそれほど大きくなかったためであると考えられる．最大荷重後の軟化挙動に着目すると，せん断補強筋に定着不良がある場合は，急激な荷重低下を示しており，ポストピーク挙動に定着不良の影響が現れていることが分かる．

なお，今回の解析では，実構造物に定着不良が生じて最大荷重は大きく低下することは認められなかった．しかし，実構造物においては，ASR 膨張による内部応力の影響やコンクリートの材料特性の低下，鉄筋の付着性能の低下等の影響が複合的に影響していると考えられるため，せん断補強筋が破断した構造物の安全性を照査するためには，それらの影響を取り入れることで，統合的に検討する必要がある．

6.6 まとめ

本章では，せん断破壊するはりのせん断補強筋も曲げ加工部の定着不良がせん断挙動に及ぼす影響について定着不良をモデル化した有限要素解析により解析的に検討した．局所的なせん断補強筋の定着不良や付着性能の相違がせん断挙動に及ぼす影響をパラメトリックに検討した．また，鉄筋破断により定着不良が確認された構造物の安全性の評価を試みた．本研究で得られた結論を以下に示す．

- (1) 斜め引張破壊するはりにおけるせん断補強筋曲げ加工部定着不良の影響は、引張側で定着不良が生じた時のみに見られ、圧縮側の定着不良では影響は見られなかった。
- (2) 斜め引張破壊するはりにおいて、支点近傍において定着不良が生じた場合、その影響が構造物全体に対して支配的であると考えられる。このことは構造物にせん断補強筋の破断が確認された場合には、破断箇所を考慮した損傷度の評価が重要となることを意味する。
- (3) セン断圧縮破壊するはりにおいて、せん断補強筋曲げ加工部定着不良の影響は、引張側・圧縮側のどちらの曲げ加工部の定着不良が生じた場合も影響が見られる。その影響は、圧縮側破断のほうが若干大きくなる可能性が予想される。引張側は支点内側の $1d$ 区間において、圧縮側では載荷点付近の $1d$ 区間において定着不良が生じた場合、その影響が構造物全体に対して支配的である。
- (4) 斜め引張破壊するはり、せん断圧縮破壊するはりのいずれの場合も、せん断補強筋曲げ加工部の定着不良と同時に付着強度の低下が生じた場合、せん断補強筋の定着長さが長くなるため、せん断補強筋の効果は低下すると考えられる。
- (5) 斜め引張破壊するはり、せん断圧縮破壊するはりのいずれの場合も、供試体寸法が大きくなるに従ってせん断補強筋曲げ加工部定着不良によるせん断耐力の低下率は小さくなる結果が得られた。これは、定着長さの影響が相対的に小さくなるためであると考えられる。
- (6) 実構造物を対象として、せん断補強筋曲げ加工部に定着不良が生じた場合の耐荷力の検討を行った。その結果、せん断耐力は大きく低下することは無かったが、急激な荷重低下を呈することが確認された。

参考文献

- 1) 鳥居和之，池富修，久保善司，川村満紀：ASR 膨張によるコンクリート構造物の鉄筋定着不良の検証，コンクリート工学年次講演論文集，Vol.23，No.2，pp.595-600，2001.
- 2) 土木学会：コンクリートライブラリー124，アルカリ骨材反応対策小委員会報告書，2005.
- 3) 前川宏一，中村光，佐藤靖彦，Kukrit, T.：せん断補強筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.973-978，2004.
- 4) 山谷敦，中村光，檜貝勇：回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析，土木学会論文集，Vol.620/V-43，pp.187-199，1999.
- 5) 阿部仁，斉藤成彦，檜貝勇：鉄筋の定着不良を有する RC 梁のせん断破壊性状の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.337-342，2005.

第7章 補強による ASR 膨張抑制効果の解析的評価

7.1 緒言

ASR の進行や膨張を抑制する方法としては、化学的な作用により ASR を抑制する方法¹⁾や、表面保護等の補修材により水分の供給を断つことで ASR ゲルの吸水・膨張を抑制する方法²⁾が挙げられる。いずれも、対策後の短期間においては膨張の抑制効果が認められているが、長期的な抑制の効果については明らかになっていないのが現状である。とりわけ、表面保護が施された構造物においては、ASR の進行により再劣化する事例^{3, 4)}があり、長期にわたり効果的な膨張抑制対策が求められている。

一方、ASR 劣化した構造物に対しては、耐震性能の向上を目的として鋼板巻立て工法を始めとした補強が行われている。補強した構造物においては、補強材の拘束により ASR 膨張が抑制されるため、補強により積極的に膨張の抑制を期待するといった試みも行われている^{5, 6)}。例えば、石井ら⁶⁾は、実構造物を模擬した RC 柱を対象として、各種の補修・補強方法による膨張抑制効果について実験的に検討を行い、その知見を実構造物へ適用している。一方で、現在一般的な補強方法には、鋼板や FRP 等の各種補強材を用いた巻立て工法や、PC 巻立て工法のようにプレストレスを導入する方法がある⁷⁾。このように補強工法は数多くあるものの、それら工法の ASR 膨張の抑制効果に関しては、定量的に評価されておらず、必ずしも合理的な補強が行われていないのが現状である。したがって、補強されたコンクリート構造物において補強による ASR 膨張の抑制効果を定量的に評価することができれば、ASR 膨張抑制に対する補強設計や維持管理計画の一助となると考えられる。

そこで、本研究では、ASR 膨張を効果的に抑制するための補強方法について、解析的な検討を行うことで膨張抑制効果の定量的な評価を試みる。また、ASR 膨張の抑制法に対する統一的な評価方法を提案し、ASR 膨張抑制に効果的な補強方法について考察する。

7.2 ASR 劣化した RC 柱の補強後の膨張挙動評価に対する ASR 膨張モデルの適用性の検討

7.2.1 解析対象

解析は、鳥居ら⁵⁾および石井ら⁶⁾により行われた実験を対象とした。鳥居らおよび石井らは、

ASR を生じた RC 橋脚の補強方法として鋼板巻立て工法ならびに PC 鋼材巻立て工法に注目し、大型の RC 柱供試体を用いた長期暴露試験により各種補強工法の ASR 膨張に対する抑制効果について考察を行っている。

供試体の概要図を図-7.1 に示す。供試体の寸法は 800×1500 mm であり、軸鉄筋には D22 (S295A) が 12 本配置されており、帯鉄筋には R16 (SR295A) が 200 mm 間隔で配置されている。実験は、補強を施さない無補強供試体（以下、RC 供試体）と、鋼板巻立て工法により補強した供試体（以下、SP 供試体）ならびに PC 鋼材巻立て工法により補強した供試体（以下、PC 供試体）を対象に行われた。暴露期間は 7 年間であり、補強は暴露 1 年後に行われた。具体的な補強の方法は、SP 供試体では、厚さ 9 mm の鋼板を巻き立て、試験体と鋼板の隙間にエポキシ樹脂を充填する方法であった。PC 供試体では、SWPR2N 2.9 の PC 鋼材を 50 mm 間隔で巻き付け、導入プレストレス力として中心方向圧縮応力度が 0.23 N/mm^2 となるように PC 鋼材を緊張した後、無収縮モルタルを用いて 50 mm の増厚により被覆する方法であった。

実験では、図-7.1 に示すように、供試体中心に設置された埋設ゲージならびに軸鉄筋および帯鉄筋に貼付されたひずみゲージにより、内部コンクリートの水平方向および軸方向のひずみ、軸鉄筋ひずみ、帯方向鉄筋ひずみが計測された。また、SP 供試体においては、鋼板の表面ひずみも計測された。

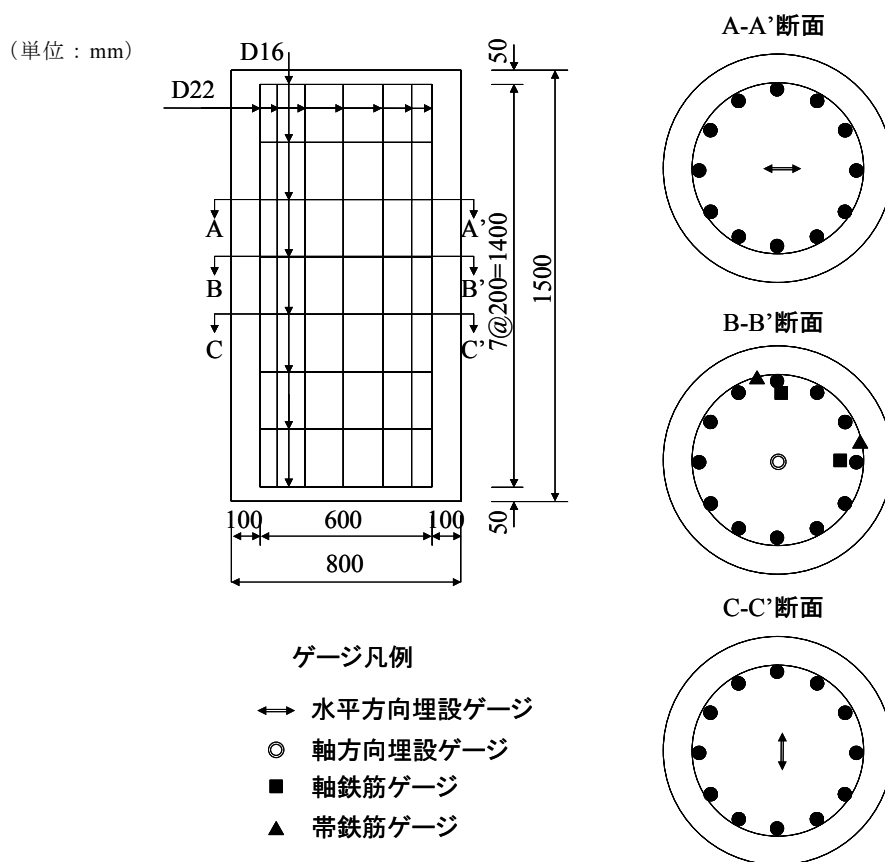


図-7.1 供試体概要 (RC 供試体)

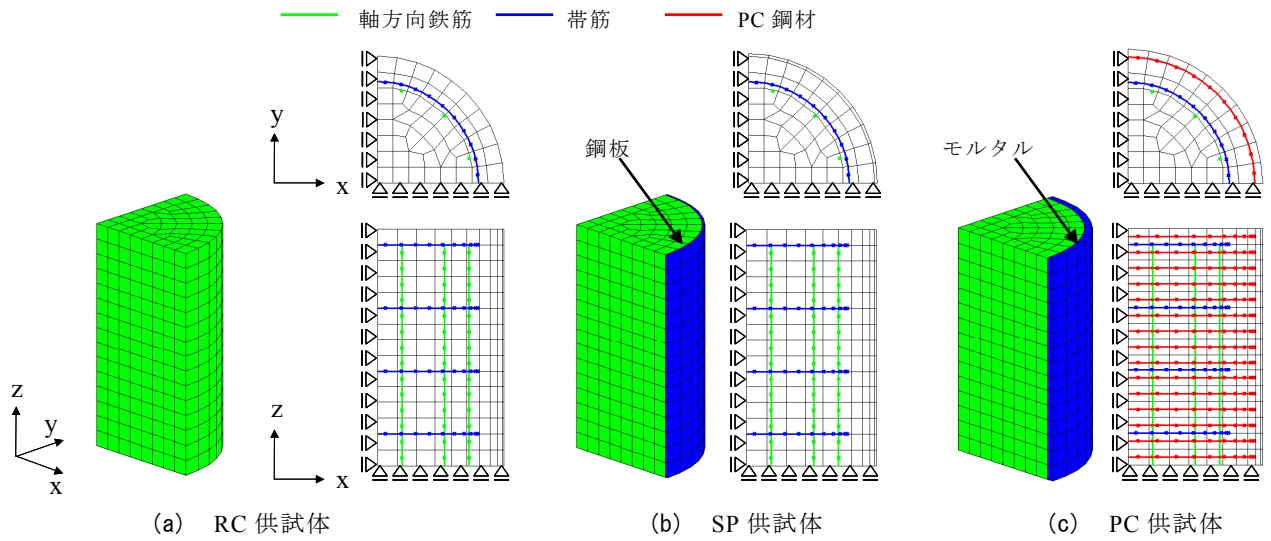


図-7.2 解析モデル

7.2.2 RC 供試体の膨張挙動の評価

(1) 解析モデル

図-7.2(a)に RC 供試体の解析モデルを示す. 供試体の対称性を考慮して 1/8 モデルとした. コンクリートは 8 節点アイソパラメトリック要素でモデル化した. コンクリートの応力-ひずみ関係は, 2 章で述べた ASR 膨張モデルを用いた. 鉄筋はトラス要素により離散的にモデル化し, コンクリートとの付着を考慮した. ただし, 丸鋼の付着強度は異形鉄筋の付着強度の 0.4 倍を仮定した⁸⁾. なお, 軸鉄筋の端部は付着応力-すべり関係の剛性を高くすることで, 鉄筋の定着をモデル化した.

(2) 自由膨張ひずみのモデル化

実験では, 拘束のないコンクリートの ASR 膨張量 (以下, 自由膨張ひずみ) が測定されていないため, 逆解析により自由膨張ひずみを推定した. 具体的には, RC 供試体により計測されたコンクリートの水平方向の膨張ひずみを妥当に評価できるように自由膨張ひずみを推定した. 図-7.3 に逆解析より得られた自由膨張ひずみの経時変化を示す. 推定された自由膨張ひずみは, 最終的には 11000μ 程度の膨張であったと推察される.

(3) 膨張挙動の評価

図-7.4 に RC 供試体を対象とした解析より得られたコンクリートひずみならびに鉄筋ひずみの経時変化を実験結果と併せて示す. 図-7.4(a)のコンクリートの水平方向ひずみは, 逆解析により自由膨張ひずみを推定した際の結果である. コンクリートの軸方向ひずみは, 実験より若干大きく評価されているものの, 水平方向ひずみの半分程度となっており, 拘束の程度の

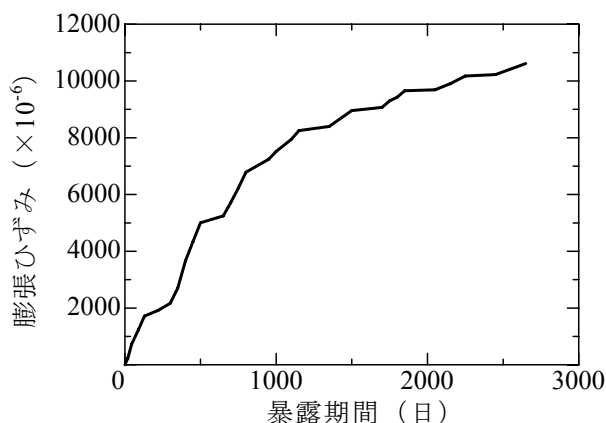


図-7.3 推定した自由膨張ひずみ

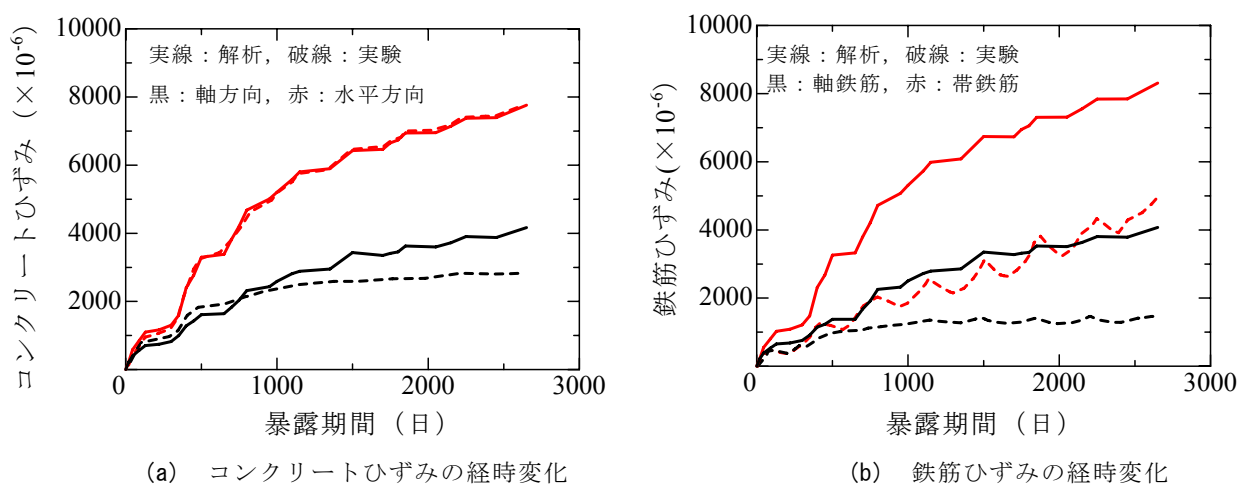


図-7.4 RC 供試体のひずみの経時変化

違いにより膨張が抑制される傾向を捉えている．図-7.4(b)の鉄筋のひずみから，軸鉄筋ひずみ，帯鉄筋ひずみともに解析は実験を大きめに評価する結果となった．解析では，軸鉄筋ひずみとコンクリートの軸方向ひずみ，ならびに，帯鉄筋ひずみとコンクリートの水平方向ひずみは概ね同程度となっており，コンクリートと鉄筋がほぼ一体となって挙動していることがわかる．実験において鉄筋ひずみがコンクリートひずみより小さい理由は明確にはされていないが，ASR によるひび割れが鉄筋位置まで進展していたことから，鉄筋とコンクリートの付着がかなり低下していた可能性が言及されており，コンクリートと鉄筋の一体性が失われていた可能性が考えられる．

以上のように，本解析により RC 供試体の ASR 膨張挙動を概ね妥当に評価しており，ASR 膨張の予測手法として改めてその有効性が確認された．

7.2.3 補強後の膨張挙動評価への ASR 膨張モデルの適用性

(1) 補強のモデル化

ASR 劣化後に補強された SP 供試体ならびに PC 供試体を対象として、補強後の膨張挙動評価に対する ASR 膨張モデルの適用性を検討した。

7.2.2 で用いた解析モデルに対して補強を施すことで、SP 供試体ならびに PC 供試体をモデル化した。解析における補強のモデル化は、補強材要素を追加することで行った。補強材の追加は、実験と同様に材齢 1 年目に行った。

図-7.2(b)に SP 供試体の解析モデルを示す。SP 供試体では、供試体の外周に厚さ 9 mm の鋼板要素をモデル化することで鋼板巻立て工法をモデル化した。ただし、エポキシ樹脂の充填はモデル化せず、コンクリートと鋼板は完全付着とした。鋼板の材料モデルには、移動硬化を考慮した弾塑性モデルを仮定した。

図-2(c)に PC 供試体の解析モデルを示す。PC 供試体では、供試体外周に厚さ 50 mm のモルタル要素をモデル化し、内部に PC 鋼材としてトラス要素を離散的に配置することで、PC 鋼材巻立て工法をモデル化した。なお、母材コンクリートとモルタルは完全付着を仮定した。モルタルの材料モデルには、破壊エネルギーを考慮した 1/4 モデルを仮定した。プレストレス力の導入は、所定のプレストレス力が与えられるように PC 鋼材であるトラス要素に初期ひずみを導入することでモデル化した。プレストレス力の付加により生じるクリープ変形については、2 章で述べたクリープモデルにより考慮した。

(2) ASR を生じたコンクリートのクリープモデル

ASR を生じたコンクリートのクリープ特性は、殆ど検討されておらず、未だ明確となっていない。本研究では、ASR を生じたコンクリートのクリープひずみは、普通コンクリートと同様に作用する応力により生じた弾性ひずみに比例すると仮定した。ただし、解析上プレストレスの導入による弾性応力増分や弾性係数を求めることが困難であったため、本章では、式(4.3)を次式のように修正することとし、クリープひずみ $\varepsilon_{creep}(t)$ を弾性ひずみから直接求めることとした。

$$\varepsilon_{creep}(t) = \phi(t) \cdot \varepsilon'_{cp}(t) \quad (7.1)$$

ここで、 ε'_{cp} は能動的に作用する応力により生じた弾性ひずみである。 $\phi(t)$ は時刻 t におけるクリープ係数である。ここで、ASR を生じたコンクリートのクリープ係数は、コンクリートと同様に式(4.4)で仮定した。クリープ係数の最終値である式(4.4)中の a の値は、既往の研究¹⁰⁾を参考にして 2.5 とした。なお、コンクリートのクリープ係数は、一般に材齢の経過とともに小さくなり、例えばコンクリート標準示方書では、普通コンクリートのクリープ係数として、プレストレス導入時の材齢が 1 年の場合は、1.1 と定められている⁹⁾。すなわち、本研究で仮定した

ASR を生じたコンクリートのクリープ係数は、普通コンクリートよりも大きいものである。

(3) 自由膨張ひずみのモデル化

実験では、補強を施すことにより供試体周囲が覆われるため、供試体内部に供給される水分等の環境条件が変化し、SP ならびに PC 供試体における ASR は RC 供試体のそれとは必ずしも同様ではないと考えられる。しかし本研究では、いずれの供試体においても同程度の ASR が生じたものと仮定し、解析に導入する自由膨張ひずみは、7.2.2(2)で推定した自由膨張ひずみを用いることとした。

(4) SP 供試体の膨張挙動の評価

図-7.5にSP供試体を対象とした解析より得られたコンクリートひずみならびに鉄筋ひずみの経時変化を実験結果と併せて示す。図-7.5(a)に示すコンクリートひずみより、解析は軸方向、水平方向ともに実験と同様に鋼板巻立て補強により膨張が抑制されており、膨張挙動を概ね妥当に評価できていることがわかる。図-7.5(b)の軸鉄筋ひずみに着目すると、解析は実験結果を精度良く評価できていることがわかる。実験で計測された帯鉄筋ひずみは、コンクリートひずみや軸鉄筋ひずみと比較して傾向が異なっており、必ずしも帯鉄筋の挙動を表しているわけではないものと推察される。解析では、帯鉄筋ひずみはコンクリートの水平方向ひずみと同程度となっており、RC 供試体と同様にコンクリートと鉄筋が一体となって挙動していることがわかる。

図-7.6に鋼板表面のひずみの経時変化を示す。実験では円周方向のひずみが鉛直方向の倍程度となっているのに対して、解析では円周方向のひずみは鉛直方向のひずみと比較して大きいもののその差はわずかであった。解析より得られた鋼板のひずみの大きさは鉛直方向、円周方向ともに 500μ 前後であり、コンクリートひずみや鉄筋ひずみの増加量と同程度であった。これは本研究では、鋼板要素とコンクリート要素を完全付着としており、鋼板とコンクリート

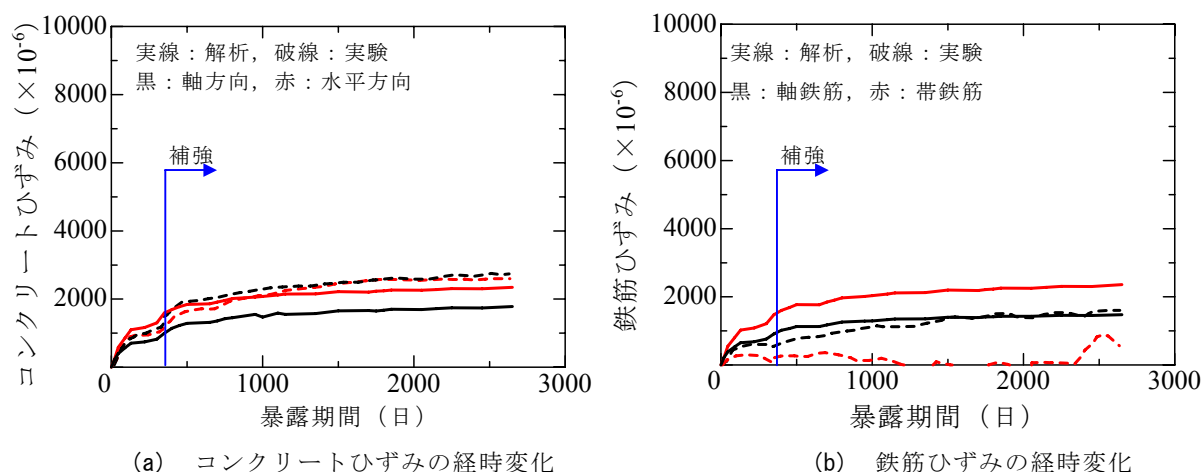


図-7.5 SP 供試体のひずみの経時変化

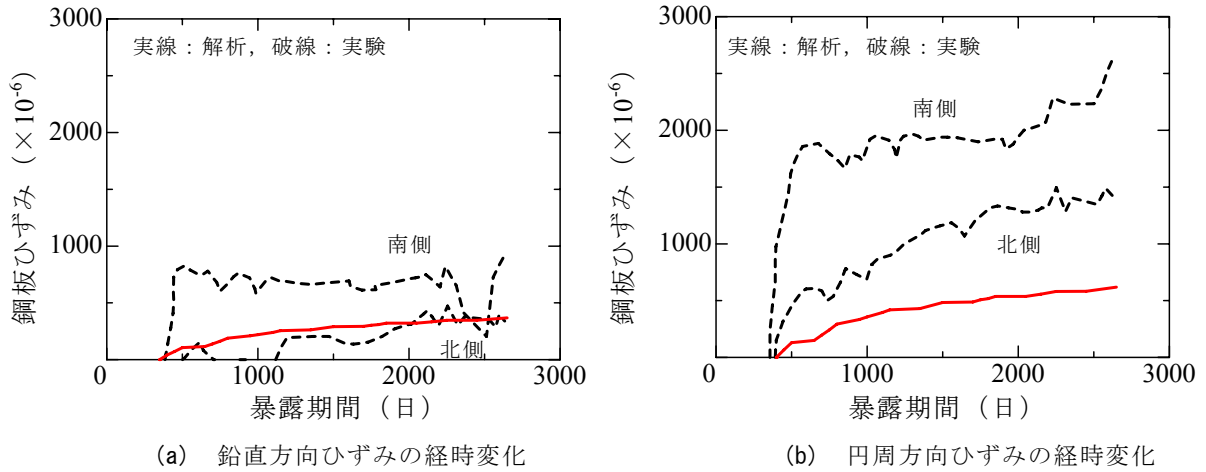


図-7.6 SP 供試体の鋼板ひずみの経時変化

が一体となって変形したためである。実験において、鋼板のひずみの増加量がコンクリートや鉄筋のひずみの増加量と比較して大きい理由は明らかとなっていない。ただし、実験では日射の影響を受けた南側において降伏ひずみを超えるひずみが生じた結果が得られており、環境作用により局所的な膨張が生じていたものと推察される。環境条件の違いによる膨張の不均一性については、本研究の範囲を超えるため詳細な検討は行わないが、より詳細な検討を行うためには今後の課題である。

以上のことから、解析は、実験における局所的な挙動や環境等による影響は考慮されないものの、鋼板巻立てによる膨張抑制効果を妥当に評価できているといえる。

(5) PC 供試体の膨張挙動の評価

図-7.7 に PC 供試体を対象とした解析より得られたコンクリートひずみならびに鉄筋ひずみの経時変化を実験結果と併せて示す。図-7.7(a)に示すコンクリートひずみから、PC 供試体においても軸方向、水平方向ともに解析は実験の膨張挙動を概ね妥当に評価できている。実験では、プレストレス力により水平方向の膨張を抑制した結果、軸方向のひずみが増加したと報告されているが、本研究で用いた膨張モデルでは主軸 3 方向の膨張はそれぞれ独立しているため、解析ではそのような結果は得られなかった。また、プレストレス導入方向は水平方向であり軸方向の拘束の程度は変化しないため、軸方向のコンクリートひずみは RC 供試体と同定度であった。図-7.7(b)の鉄筋ひずみより、軸鉄筋ひずみは、材齢 1300 日までの比較から、解析は実験結果を概ね妥当に評価できているものと考えられる。また、実験で計測された帯鉄筋ひずみは、SP 供試体と同様に帯鉄筋の挙動を表しているわけではないものと考えられる。

なお、ASR を生じたコンクリートのクリープ特性は明確では無いことから、クリープ係数の最終値（式(4.4)中の a の値）をパラメータとした解析を行い、クリープ変形が膨張抑制効果に及ぼす影響について検討した。図-7.8 に a の値を 0.0, 2.5, 5.0 とした場合のコンクリートの水平方向ひずみの経時変化を示す。図より、クリープ係数の最終値が変化しても、コンクリー

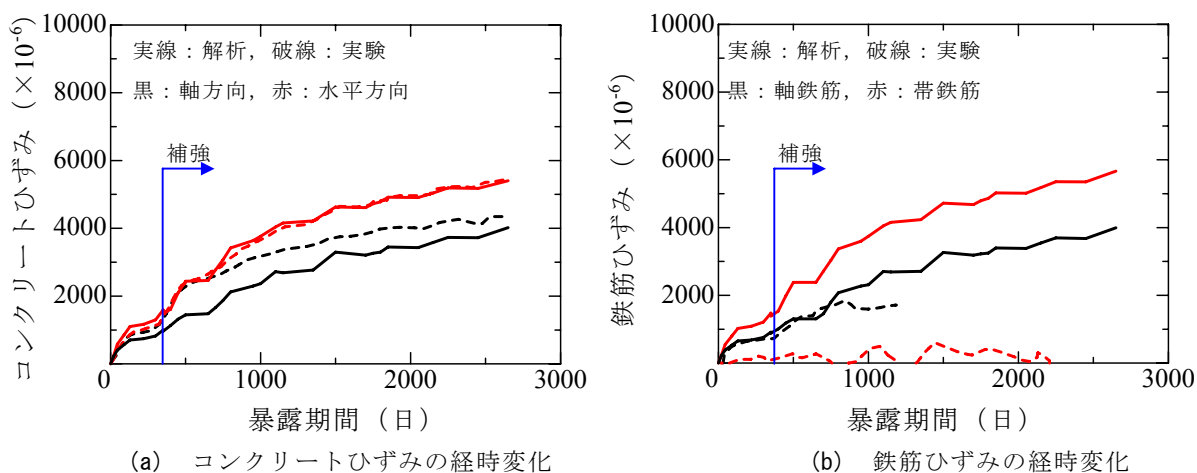


図-7.7 PC 供試体のひずみの経時変化

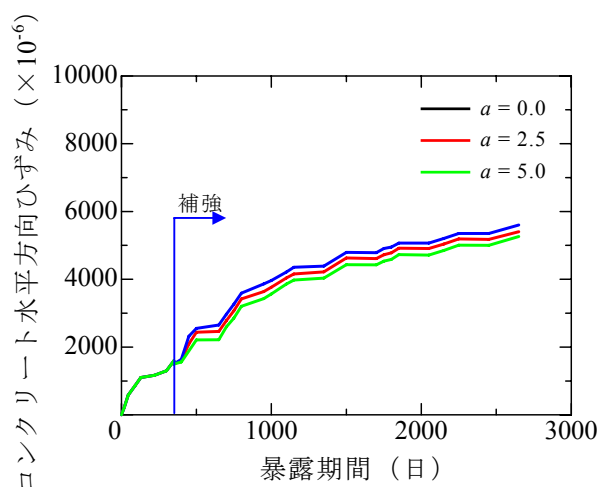


図-7.8 クリープ係数が膨張挙動に及ぼす影響

トの水平方向ひずみはそれほど大きく変化しないことがわかる。また、クリープ変形により導入プレストレスは低下することが懸念されるが、膨張に対する抑制の観点からは、必ずしもその効果は低下しないことがわかる。ただし、プレストレス低下による耐震性能への影響については、別途検討を要する。

7.3 補強による膨張抑制効果の統一的評価

前節では、ASR 膨張モデルを用いた有限要素解析により補強後の膨張挙動を評価できることが確認された。本節では、ASR 膨張の効果的な抑制方法を検討するとともに、膨張抑制効果の統一的な評価方法について考察を行う。なお、問題をより単純化して考えるために、1 次元の並列バネモデルにより検討を行う。

7.3.1 並列バネの妥当性の検討

2章で述べたものと同様に、RC 部材をコンクリートと補強材の並列バネモデルとして考える。ただし、本章では ASR 劣化したコンクリートの補強を対象としていることから、コンクリートの非線形性を考慮するために増分型で考える。並列バネモデルにおいて、コンクリートに自由膨張ひずみ増分 $d\varepsilon_0$ が生じたときの並列バネのひずみ増分 $d\varepsilon$ （コンクリートのひずみ増分＝補強材のひずみ増分）は、力の釣合と変形の適合条件を用いることで次式のように評価することができる。

$$d\varepsilon = \frac{dE_c}{dE_c + p \cdot dE_r} \cdot d\varepsilon_0 = \frac{1}{1 + n \cdot p} \cdot d\varepsilon_0 \quad (7.2)$$

ここで、 dE_c はコンクリートの接線剛性、 dE_r は補強材の接線剛性、 p は補強材比（＝補強材の断面積/コンクリートの断面積）、 n は弾性係数比（＝ dE_r/dE_c ）である。ここで、コンクリートならびに補強材に適切な応力－ひずみ関係を適用することで、拘束下 ASR 膨張挙動を評価することができる。

並列バネモデルの妥当性を検証するため、7.2 節で対象とした RC 供試体、SP 供試体ならびに PC 供試体の膨張挙動の評価を試みた。RC 柱において軸鉄筋と帯筋の拘束は、それぞれ独立して考えるもとの仮定して、軸方向と水平方向に対して並列バネモデルを考えた。

RC 供試体の補強材比は、コンクリート全断面を有効とした場合、軸方向ならびに水平方向の鋼材比はそれぞれ 0.92 %、0.25 %となる。また、鋼板巻立てによる補強では、軸方向、水平方向ともに鋼材比は 2.25 %増加する。一方、PC 巻立てによる補強では、水平方向の鋼材比が 0.066%増加するとともにプレストレスが導入される。これらの条件を元に、並列バネモデルを用いて膨張挙動の予測を行った。

図－7.9 に並列バネモデルにより得られた膨張ひずみの経時変化を示す。図には、7.2 節の有限要素解析から得られたコンクリートの膨張ひずみの経時変化を併せて示す。図より、並列バネモデルにより予測された膨張ひずみは、有限要素解析で予測された膨張ひずみとほぼ同程度であることがわかる。したがって、並列バネモデルによる検討は妥当なものであるといえることができる。

7.3.2 拘束による膨張抑制効果の検討

ASR 膨張が生じた無筋コンクリートに対して補強する場合を想定し、補強材の材料特性をパラメータとして膨張の抑制効果について検討した。解析に用いた自由膨張ひずみは、前述の RC 柱と同様のものを仮定した。また、実験同様に膨張ひずみが 1000μ に達した時に補強を行うこととした。なお、コンクリートの初期弾性係数は 25GPa と仮定した。

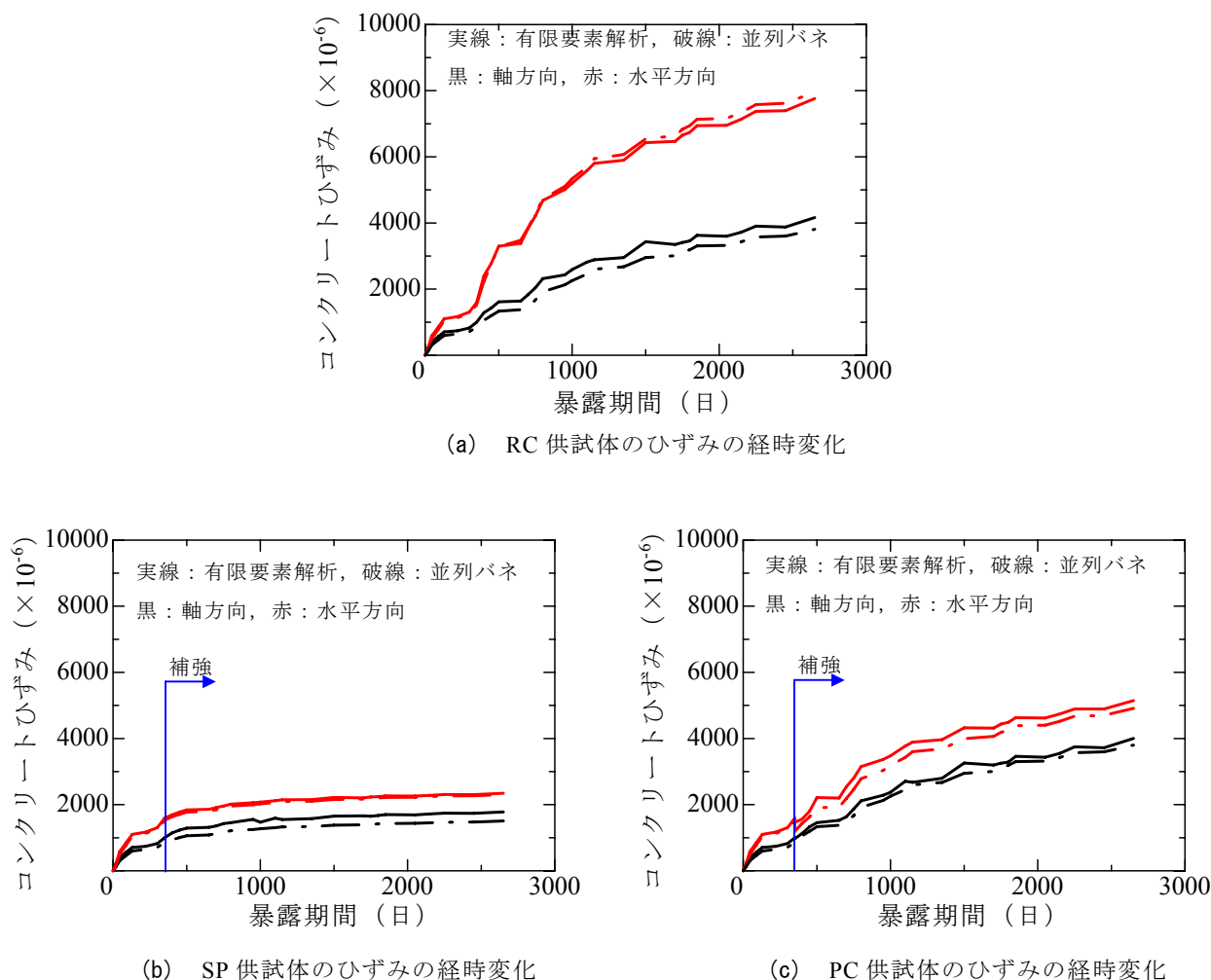


図-7.9 並列バネモデルと有限要素解析の比較

(1) 補強材料の降伏を考慮しない場合

補強材料には、表-7.1 および図-7.10 に示す弾性係数の異なる4種類の材料を用いた。鋼材による増厚を想定し一般鋼材と同程度の弾性係数（200 GPa）を持つ材料と、鋼材の弾性係数と比較して低剛性（100 GPa）の材料および高剛性（400 GPa）の材料を仮定した。また、セメント系材料による増厚を想定し、母材コンクリートと同程度の弾性係数（25 GPa）の材料も仮定した、ただし、議論を容易にするため、いずれの材料も弾性体と仮定した。

図-7.11 にそれぞれの材料で補強した際の補強材比と補強後の膨張ひずみの増加量（以下、補強後膨張ひずみ）の関係を示す。図より、いずれの補強材においても、補強材比が小さい範囲では、補強材比の増加量に対する膨張ひずみの抑制効果は高いが、補強材比がある程度大きくなると、補強材比の増加量に対する膨張ひずみの抑制効果は小さくなる傾向がある。すなわち、膨張の抑制を目的とした補強においては、過大な補強を行ったとしても膨張抑制効果はそれほど期待できない可能性があるといえる。一方、補強材料の違いによる膨張抑制効果に着目すると、弾性係数が高い材料を用いる程、膨張抑制効果が高いことがわかる。例えば、今回のケースでは、補強後膨張ひずみを 4000 μ 以下に抑えるためには、鋼材で補強を行う場合には

表-7.1 補強材として仮定した材料

補強材種類	弾性係数 (GPa)	母材との弾性係数比
鋼材	200	8.0
低剛性材料	100	4.0
高剛性材料	400	16.0
セメント系材料	25	1.0

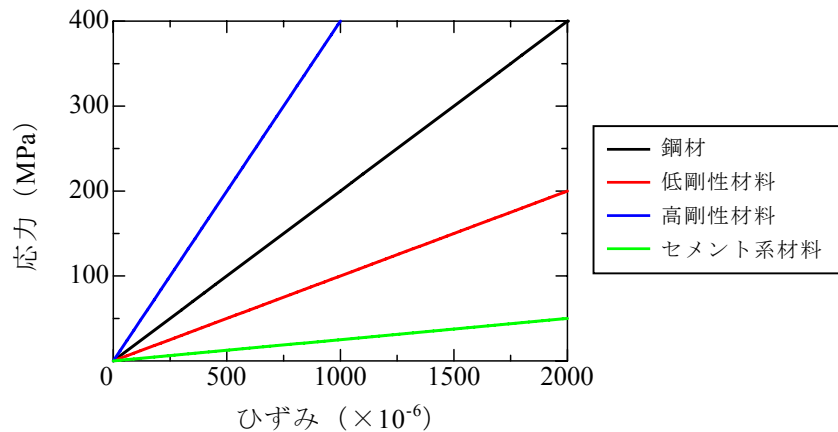


図-7.10 仮定した補強材の応力-ひずみ関係 (降伏なし)

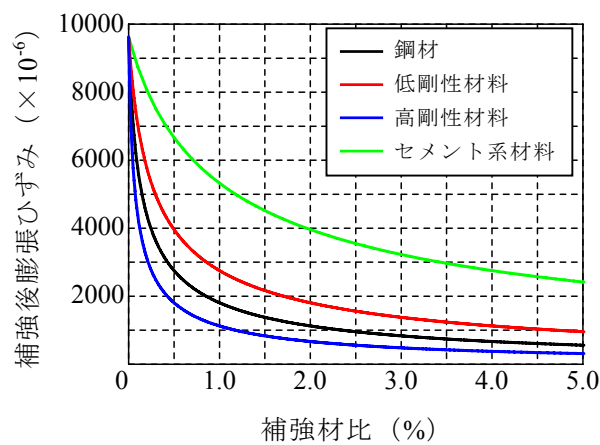


図-7.11 各種補強材による補強材比と補強後膨張ひずみの関係

0.25 %以上の補強が必要であるのに対して、セメント系材料を用いた場合は、2.0 %以上の補強が必要となり、鋼材と比較すると 8 倍程度大きな補強量が必要となる。これらの違いは、補強材の弾性係数の違いに起因している。ここで、補強材の弾性係数を考慮したパラメータとして、補強材比と母材との弾性係数比の積（以下、等価補強材比とする）を導入すると、補強材料によらず膨張抑制の効果を等しく評価することができる。図-7.12 に各種補強材料に対する等価補強材比と補強後膨張ひずみの関係を示すが、いずれの材料においても同一の曲線となることわかる。

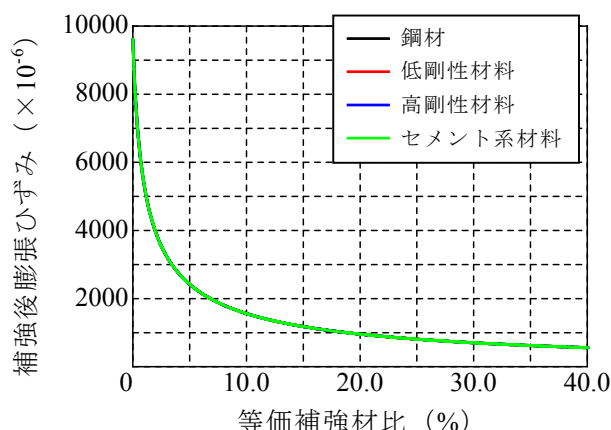


図-7.12 各種補強材による等価補強材比と補強後膨張ひずみの関係

(2) 補強材料の降伏を考慮する場合

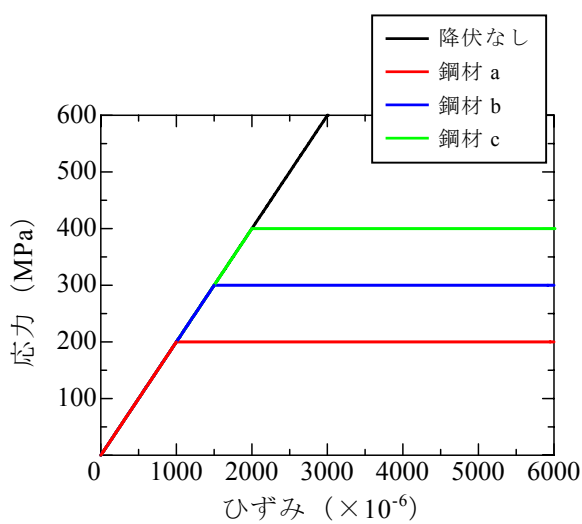
補強材料が降伏する場合の膨張抑制効果について検討をするため、表-7.2 および図-7.13 に示すように鋼材とセメント系材料に対して、異なった降伏強度を仮定して解析を行った。セメント系材料には、ひび割れ分散により擬似的なひずみ硬化を示す材料を想定しており、応力-ひずみ関係には鋼材と同様にバイリニアモデルを仮定した。ただし、引張終局ひずみは十分大きいものとし、破断は生じないものとした。降伏後の剛性は、鋼材、セメント系材料ともに初期弾性係数の 1/100 を仮定した。

図-7.14 に、降伏強度の異なる材料毎の等価補強材比と補強後膨張ひずみの関係を示す。図には、それぞれ降伏しない場合の関係を併記し、図中の○は、それぞれの材料が降伏した点を示している。図より、補強材料が降伏すると、膨張の抑制効果が小さくなり膨張が増大することがわかる。降伏強度が低いほど、膨張抑制効果はより小さくなっており、特にセメント系材料は鋼材と比較して降伏強度が小さいため、等価補強材比が大きい場合であっても降伏する結果となった。ただし、降伏後においても極端に膨張ひずみが増加するわけではなく、ある程度の抑制効果は有している。すなわち、補強材比が大きければ、補強材が降伏したとしても膨張の抑制効果はある程度高いといえる。なお、前節で対象とした RC 柱において、補強後の水平方向の等価補強材比は、SP 供試体、PC 供試体に対して、それぞれおよそ 25%、2.5%である。また、通常の補強における補強量は、例えば耐震補強を目的とした鋼板巻立て補強においては、断面 800×800mm の部材に鋼板厚 6mm のものが使われる場合は¹¹⁾、等価補強材比は 12~15% 程度となる。

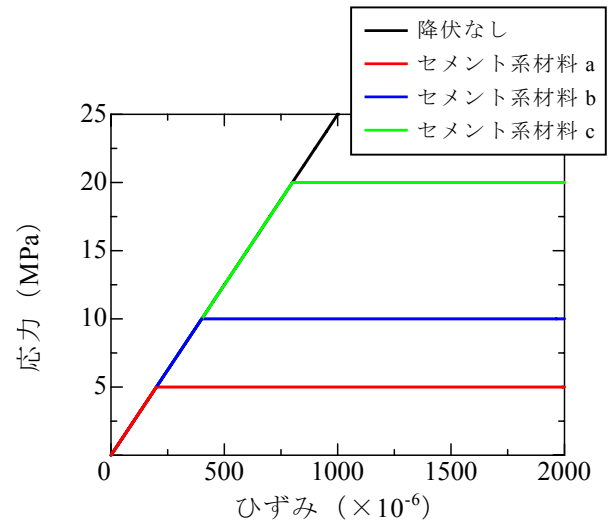
なお、図-7.14 より明らかなように、等価補強材比と補強後膨張ひずみの関係は降伏強度毎に異なる曲線が得られており、補強材料が降伏する場合においては、等価補強材比は補強後膨張ひずみの予測に対する指標とはなり得ないといえる。

表-7.2 降伏強度を変化させた材料

補強材種類	弾性係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)
鋼材 a	200	200
鋼材 b	200	300
鋼材 c	200	400
セメント系材料 a	25	5
セメント系材料 b	25	10
セメント系材料 c	25	20

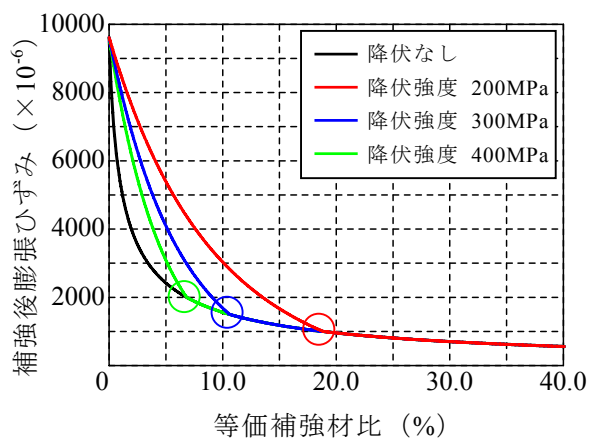


(a) 鋼材

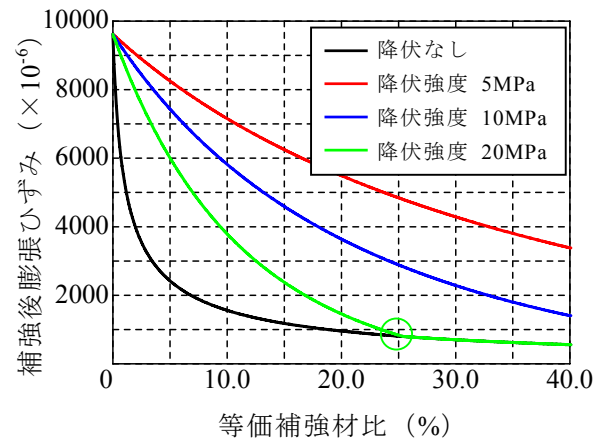


(b) セメント系材料

図-7.13 異なる降伏強度を持つ各種補強材の応力-ひずみ関係



(a) 鋼材による補強



(b) セメント系材料による補強

図-7.14 各種補強材による等価補強材比と補強後膨張ひずみの関係(補強材の降伏を含む場合)

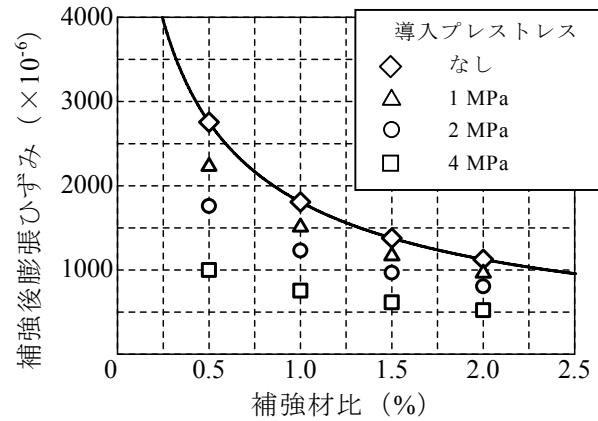


図-7.15 プレストレス導入による膨張抑制効果

7.3.3 力による膨張抑制効果の検討

(1) プレストレスによる膨張の抑制

並列バネモデルにおいて、補強材に緊張力を導入することでプレストレストコンクリートを模擬し、プレストレスによる膨張抑制効果について検討した。補強材として剛性 200 GPa の鋼材を 0.5 %, 1.0 %, 2.0 % 配置した場合を仮定し、導入プレストレス量を 1 MPa, 2 MPa, 4 MPa となるようにそれぞれ初期ひずみを導入した。ただし、鋼材は弾性体を仮定し降伏しないものとした。前節同様、自由膨張ひずみは、RC 柱と同様のものを仮定し、膨張ひずみが 1000 μ に達した時に補強を行うこととした。コンクリートの初期弾性係数は 25 GPa とした。ここでは、力による抑制効果の議論に限定するため、クリープ変形は生じないものとした。クリープ変形が ASR 膨張に及ぼす影響については別途検討することとした。

図-7.15 に、プレストレスを導入した際の補強材比と補強後膨張ひずみの関係を示す。図中の実線は、プレストレスを導入しない場合の補強材比と補強後膨張ひずみの関係である。プレストレスの導入により、膨張抑制効果が大きくなることがわかる。ここで、プレストレス導入による膨張抑制効果を明確にするため、膨張抑制率 λ を次式のように定義する。

$$\lambda = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_{pc}}{\varepsilon_r} \times 100 \quad (7.3)$$

ここで、 ε_r 、 ε_{pc} は、それぞれプレストレス導入量が 0 の場合の補強後膨張ひずみ、プレストレス導入した場合の補強後膨張ひずみである。図-7.16 に、導入プレストレス毎の膨張抑制率を示す。いずれの補強材比においても、導入プレストレスを大きくすることで膨張抑制率が大きくなり、本研究では 4 MPa 程度のプレストレスの導入により 50 % 以上の膨張抑制率が得られる結果となった。プレストレスの導入による膨張抑制効果は、補強材比を大きくするよりも効果的であり、僅かな導入プレストレス量で十分な膨張抑制効果が得られることを示している。一方で、必要以上に大きなプレストレスを導入したとしても、膨張抑制効果は十分に発揮されな

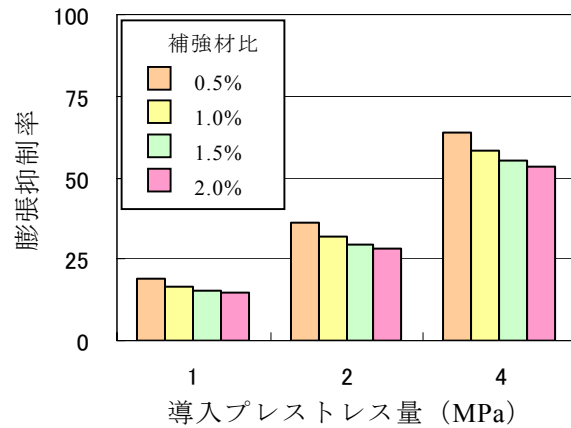


図-7.16 膨張抑制率の比較

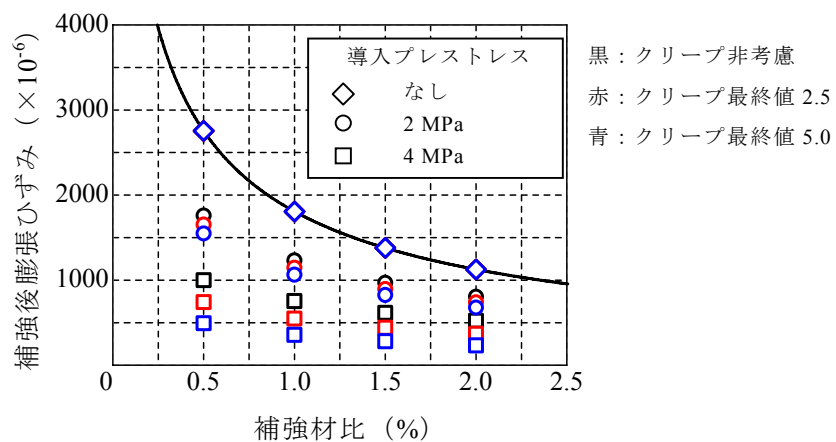


図-7.17 クリープ変形が膨張抑制効果に及ぼす影響

い可能性があることを示唆している。したがって、プレストレスにより膨張の抑制を期待する際には、最適なプレストレス導入量についての適切な評価が必要であるといえる。

導入プレストレス量が 2 MPa, 4 MPa の場合において、クリープ係数の最終値を 2.5, 5.0 と仮定して、クリープ変形が膨張抑制に及ぼす影響について検討した。図-7.17 に検討結果を示す。図より、クリープ変形を考慮することで ASR 膨張は見かけ上小さく評価されることとなる。とりわけ、補強材比が小さく導入プレストレス量が大きくなるほど、膨張抑制効果に及ぼす影響は大きくなることが分かる。すなわち、クリープ変形を考慮することは膨張抑制効果を大きく評価することになる。ASR を生じたコンクリートのクリープ特性は未だ明確ではないこと、また、クリープ変形を考慮しない場合においても、膨張抑制の効果として安全側の評価を与えることになることから、以後の検討においては、能動的な応力によるクリープ変形の影響は考慮しないこととした。

(2) 圧縮力による膨張の抑制

前述のように、圧縮力を導入することで ASR 膨張を抑制できることは明らかである。そこで、一定の圧縮力を作用させた場合における膨張の抑制効果について検討した。膨張ひずみが 1000

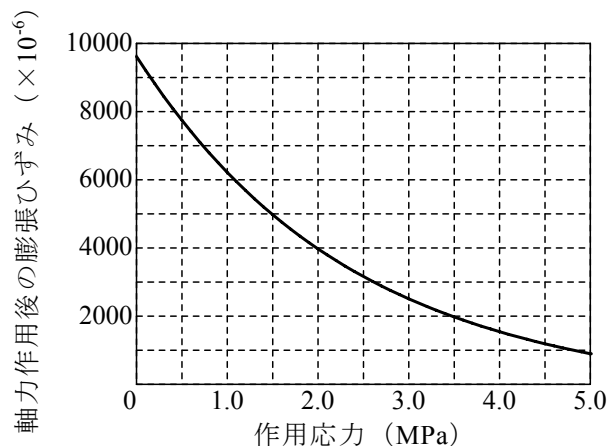


図-7.18 作用応力と膨張ひずみの関係

μ に達した時に一定の圧縮力を作用させた解析を行った。

図-7.18 に単位面積当たりの力（以下、作用応力）と補強後膨張ひずみの関係を示す。図より、作用応力が大きくなるほど膨張ひずみは抑制されることがわかる。しかし、補強材による膨張抑制と同様に、その効果は線形的なものではなく、ある程度の作用応力を超えると、作用応力の増加量に対して膨張の抑制効果は小さくなる傾向がある。

7.3.4 補強時の ASR 劣化の違いによる膨張抑制効果

これまでの議論では、補強は膨張ひずみが 1000μ の時に行うと仮定していた。しかし、現実には補強対象となる構造物にどの程度の膨張が生じているかは不明である場合が多い。そこで、補強するタイミングを変化させることで、補強時の ASR 劣化の程度の違いが補強による膨張抑制効果に及ぼす影響について検討した。補強材は降伏しないものと仮定し、膨張ひずみが 500μ および 2000μ に達したときにそれぞれ補強を行うこととした。

図-7.19(a) に解析より得られた等価補強材比と全膨張歪みの関係を示す。図より、補強するタイミングが遅いほど、最終的な膨張ひずみも大きくなることがわかる。これは、補強するまでの膨張ひずみの大きさが補強後の最終的な膨張ひずみに大きく影響しているためである。一方、補強により膨張をどの程度抑制できているかを評価するため、式(7.3)中の ε_r 、 ε_{pc} をそれぞれ、補強時の膨張ひずみ、無補強時の膨張ひずみとして計算して膨張抑制率を求めた。図-7.19(b) に計算により得られた等価補強材比と膨張抑制率の関係を示す。図より、膨張ひずみが大きい時に補強するほど、膨張抑制率が大きくなる傾向にあることがわかる。これは、本研究で用いた ASR 膨張モデルでは、膨張ひずみの増加によりコンクリートの剛性が低下するため、結果として膨張を引き起こすための駆動力が小さくなるためである。

同様に、プレストレスによる膨張抑制効果について検討した結果として、膨張ひずみ 500μ 、 2000μ 時にプレストレスを導入した場合のプレストレス量と膨張抑制率 の関係を図-7.20 に

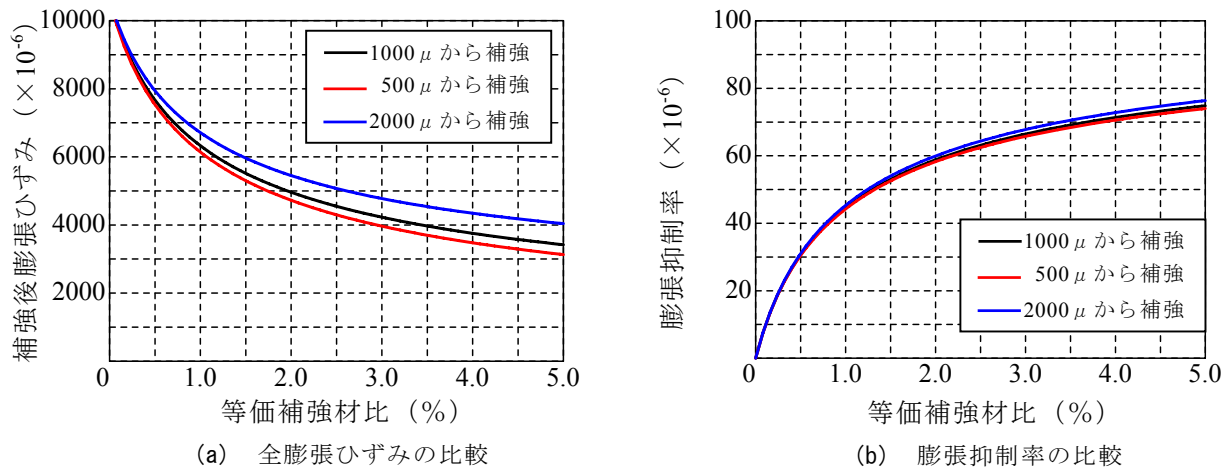


図-7.19 補強のタイミングの違いによる膨張抑制効果

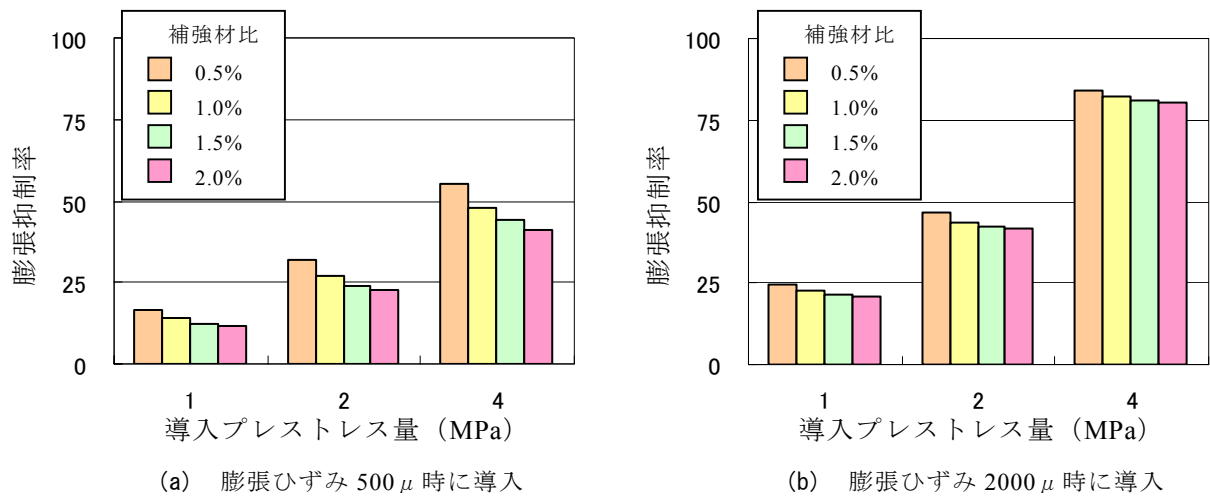


図-7.20 プレストレス導入のタイミングの違いによる膨張抑制率の違い

示す。図より、プレストレス導入が遅くなるほど膨張抑制率は大きくなることからわかる。このことは、膨張抑制の観点から合理的な補強を考えた場合には、ASR劣化の程度により補強量のある程度変化させることが可能であることを示唆するものである。ただし、図-7.19(a)で示したように、トータルとしての膨張ひずみは大きくなるため、劣化の進行を抑制するといった観点からは、当然のことながら早期に補強をするのが望ましいといえる。

7.4 膨張抑制効果の統一的な評価方法の検討

7.4.1 各種補強における膨張ひずみとコンクリートに作用する応力の関係

前節において、等価補強材比は、補強材料が降伏しない場合であれば膨張抑制効果の指標となるものの、補強材料が降伏した場合は、評価指標となり得ないことを示した。一方、膨張ひ

ずみは作用する圧縮力の大きさに関係していることが認められた。そこで本章では、膨張ひずみとコンクリートに作用する応力との関係に着目し、統一的な評価方法の検討を試みた。

表－7.3 に示す各種補強に対して、 10000μ の自由膨張ひずみを仮定した場合のコンクリート応力と膨張ひずみの関係をそれぞれ図－7.21 および 7.22 に示す。図中には、圧縮力による膨張抑制効果の結果（図－7.18）を併せて示す。なお、本検討では議論を簡単にするために、補強は膨張初期から施されているものと仮定した。

図－7.21 (a) に、ST05-200, ST05-400, ST20-200 および ST20-400 の結果を、図－21 (b) に CM50-5, CM50-20, CM200-5 および CM200-20 の結果を示す。それぞれ補強材料として鋼材あるいはセメント系材料を用いた場合を想定しており、降伏強度や補強材比の違いがコンクリート応力と膨張ひずみの関係に及ぼす影響について検討したものである。図中の○は、補強材料が降伏した点であり、当概点のコンクリート応力は降伏強度と補強材比の積で与えられる。なお、本検討では、ST20-400 以外は全て降伏する結果となった。図より、補強材料の降伏以前においては、補強材補強材比が大きくなることで、直線の傾きが緩やかになることがわかる。また、補強材料の降伏後は直線の傾きは急となり、コンクリート応力の増加はそれほど認められないことがわかる。

表－7.3 検討した補強方法の一覧

解析名称	弾性係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	補強材比 (%)	プレストレス (MPa)
ST05-200	200	200	0.5	—
ST05-400	200	400	0.5	—
ST20-200	200	200	2.0	—
ST20-400	200	400	2.0	—
CM50-5	25	5	5.0	—
CM50-20	25	20	5.0	—
CM200-5	25	5	20.0	—
CM200-20	25	20	20.0	—
PC05-2	200	∞	0.5	2.0
PC05-4	200	∞	0.5	4.0
PC20-2	200	∞	2.0	2.0
PC20-4	200	∞	2.0	4.0

*降伏後の2次勾配は、初期の弾性係数の100分の1を仮定。

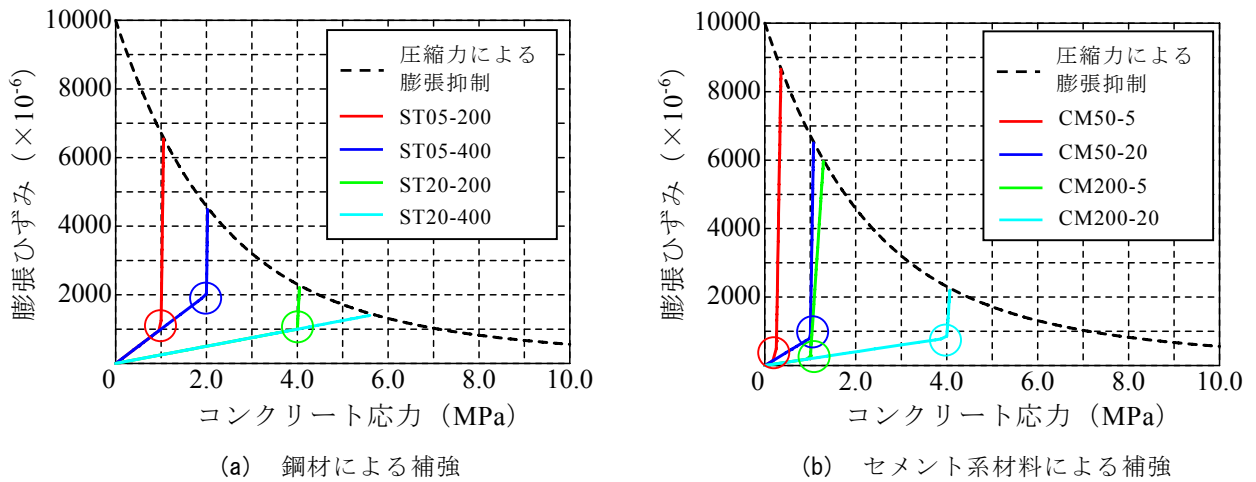


図-7.21 コンクリート応力と膨張量の関係（補強材による膨張拘束）

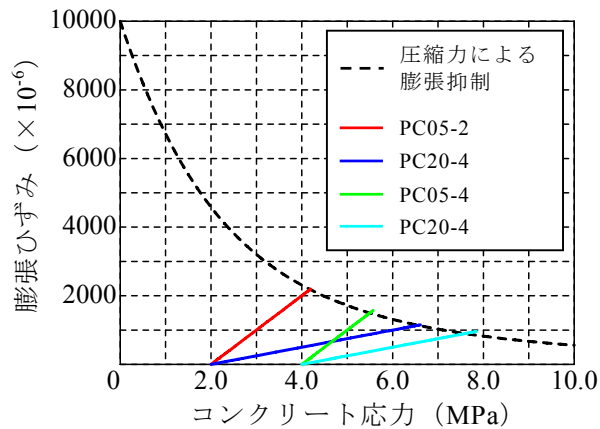


図-7.22 プレストレス導入による補強

ここで、コンクリート応力 σ_c と膨張ひずみ ε の関係は、補強材比 p と補強材の剛性 E_r を用いて、次式のように表すことができる。

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{1}{p \cdot E_r} \cdot \sigma_c & \varepsilon \leq f_y / E_r \\ \frac{1}{p \cdot \alpha E_r} \cdot (\sigma_c - p \cdot f_y) + f_y / E_r & \varepsilon > f_y / E_r \end{cases} \quad (7.4)$$

ここに、 f_y は補強材の降伏ひずみ、 αE_r は補強材の降伏後の剛性である。

図-7.21 の各種補強における直線はいずれも式(7.4)を満たしており、例えば ST05-400 においては、補強材の剛性が 200GPa、補強材比は 0.5%であることから、降伏前の直線傾きは 1000×10^{-6} (1/MPa) となる。また、それぞれの補強における最終的な膨張ひずみは、式(7.4)から得られる直線と圧縮力による膨張抑制効果の曲線との交点として求められる。

図-7.22 に、PC05-2、PC05-4、PC20-2 および PC20-4 の結果を示す。図-7.21 と同様に、直線の傾きは補強材比に依存している。一方、導入プレストレスが増加することで、直線の始点

(膨張ひずみが 0 の点) が平行移動していることがわかる. ここで, 図-7.22 の直線は, 導入プレストレス σ_{pc} を用いて式(7.4)を修正することで, 次式のように表すことができる.

$$\varepsilon = \frac{1}{p \cdot E_r} \cdot (\sigma_c - \sigma_{pc}) \quad (7.5)$$

ただし, ここでは PC 鋼棒の降伏は考慮していない.

図-7.22 の直線はいずれも式(7.5)を満たしており, 例えば PC20-4 においては, 補強材の剛性が 200GPa, 補強材比は 2.0%, 導入プレストレスが 4.0MPa であることから, コンクリート応力 4.0MPa を出発点として, 傾きが 250×10^{-6} (1/MPa) の直線となる. また, 最終的な膨張ひずみは, 図-7.21 と同様に式(7.5)から得られる直線と圧縮力による膨張抑制効果の曲線と交点である.

以上のように, 補強材比 p , 補強材の剛性 E_r , 導入プレストレス σ_{pc} が既知量として与えられれば, 式(7.4), (7.5)を用いることで, コンクリート応力と膨張ひずみの関係に直線を描くことができる. このとき, ある自由膨張ひずみに対する圧縮力による膨張抑制効果の曲線が与えられれば, その曲線との交点がそのときの自由膨張ひずみに対する最終的な膨張ひずみとして予測できることとなる.

ここで, より一般的な補強に対する抑制効果の評価方法について考察する. コンクリート構造物において, 既にコンクリートのひずみと応力の状態が, ε_0 , σ_{c0} である場合に補強を実施することを考える. このとき, 補強後のコンクリート応力 σ_c と膨張ひずみ ε の関係は, 式(7.4), (7.5)を修正することで, 次式のように表すことができる.

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{1}{p \cdot E_r} \cdot (\sigma_c - \sigma_{pc} - \sigma_{c0}) + \varepsilon_0 & \varepsilon \leq f_y / E_r \\ \frac{1}{p \cdot \alpha E_r} \cdot (\sigma_c - \sigma_{pc} - \sigma_{c0} - p \cdot f_y) + \varepsilon_0 + f_y / E_r & \varepsilon > f_y / E_r \end{cases} \quad (7.6)$$

7.4.2 簡易な膨張ひずみの予測方法の例

7.2 節で対象とした RC 柱の補強実験に対して, 前述の提案手法を用いた膨張ひずみ予測を試みる. 表-7.4 に, RC 供試体の軸方向と水平方向の鉄筋比, SP 供試体ならびに PC 供試体の軸方向と水平方向の補強量, および補強時のひずみと応力の状態を示す. 表-7.4 を基に式(7.6)を用いることで, それぞれの供試体に対してコンクリートの応力と膨張ひずみの関係が得られる.

図-7.23, 7.24 に, 式(7.6)より得られた軸方向, 水平方向の膨張ひずみとコンクリート応力の関係をそれぞれ示す. 図中の直線の色は, RC 供試体, SP 供試体, PC 供試体に対して, それぞれ, 赤, 黄緑, 水色である. なお, PC 供試体は補強後も軸方向の補強量は変化しないため, 図-7.23 においては, RC 供試体と同一の結果となっている, また, それぞれの図には, 最終

表-7.4 RC 柱の補強に関する諸条件

		鉄筋比	補強量	補強時の状態	
				ひずみ ^{*3}	応力
軸方向	RC 供試体	0.0092	—	—	—
	SP 供試体	0.0092	0.0225	856×10^{-6}	1.58
	PC 供試体	0.0092	—	—	—
水平方向	RC 供試体	0.0025	—	—	—
	SP 供試体	0.0025	0.0225	1530×10^{-6}	0.75
	PC 供試体	0.0025	0.00066 ^{*2}	1530×10^{-6}	0.75

*1 補強材の剛性，降伏強度は，いずれも 200GPa，300MPa とする．降伏後は初期剛性の 1/100 とする．

*2 プレストレスとして 0.23N/mm^2

*3 補強時に RC 供試体の帯筋は降伏している（降伏強度 300MPa）

的な自由膨張ひずみを 1000μ から 20000μ と仮定した場合の，それぞれの自由膨張ひずみに対する圧縮力による膨張抑制効果の曲線を併せて示す．図中の黒色と青色の破線はそれぞれ補強時の自由膨張ひずみならびに実験終了時の自由膨張ひずみに対して，圧縮力による膨張抑制効果を示した曲線である．

(1) RC 供試体の膨張ひずみ予測

RC 供試体は，式(7.6)において ε_0 ， σ_{c0} ， σ_{pc} がいずれも 0 である．補強材の降伏強度が 300MPa であるため，膨張ひずみが 1500μ に達するまでは，直線の傾きは，軸方向，水平方向に対してそれぞれ， 543×10^{-6} (1/MPa)， 2000×10^{-6} (1/MPa) となる．膨張ひずみが 1500μ に達する時のコンクリートの応力は，軸方向，水平方向，それぞれにおいて，2.76MPa，0.75MPa である．降伏後は直線の傾きはいずれも 100 倍となる．ここで，実験終了時の自由膨張ひずみに対して得られた圧縮力による膨張抑制の曲線（青色の破線）との交点が，最終的な膨張ひずみとなる．

(2) SP 供試体の膨張ひずみ予測

SP 供試体の直線は，補強以前は RC 供試体と同様である．補強時の膨張ひずみ ε_0 ，コンクリート応力 σ_{c0} は，表-7.4 に示すように，軸方向では， $\varepsilon_0 = 856 \times 10^{-6}$ ， $\sigma_{c0} = 1.58$ であり，水平方向では， $\varepsilon_0 = 1530 \times 10^{-6}$ ， $\sigma_{c0} = 0.75$ である．ここで，水平方向においては，補強時には RC 供試体の帯筋は降伏している．式(7.6)を用いることで，軸方向，水平方向に対して補強後の直線の式が求められる．

$$\varepsilon = \begin{cases} 158 \times 10^{-6} \cdot (\sigma_c - 1.58) + 856 \times 10^{-6} \cdot & \text{軸方向} \\ 200 \times 10^{-6} \cdot (\sigma_c - 0.75) + 1530 \times 10^{-6} & \text{水平方向} \end{cases} \quad (7.7)$$

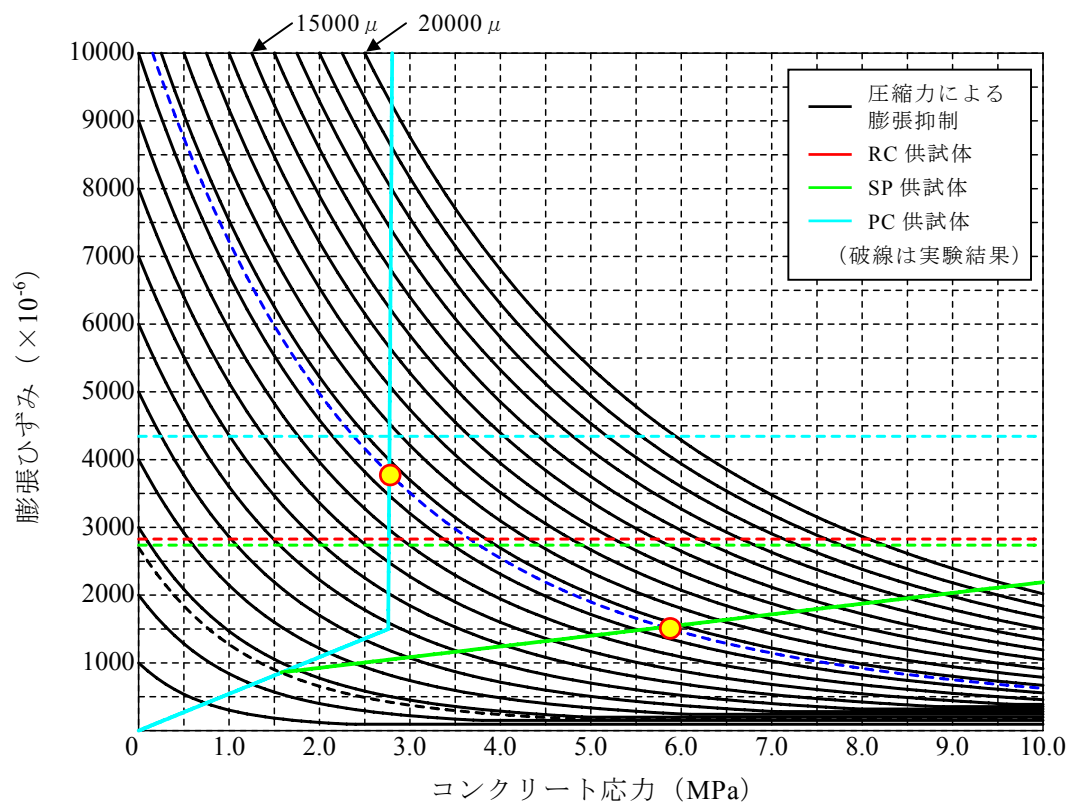


図-7.23 各種供試体の軸方向の膨張ひずみ

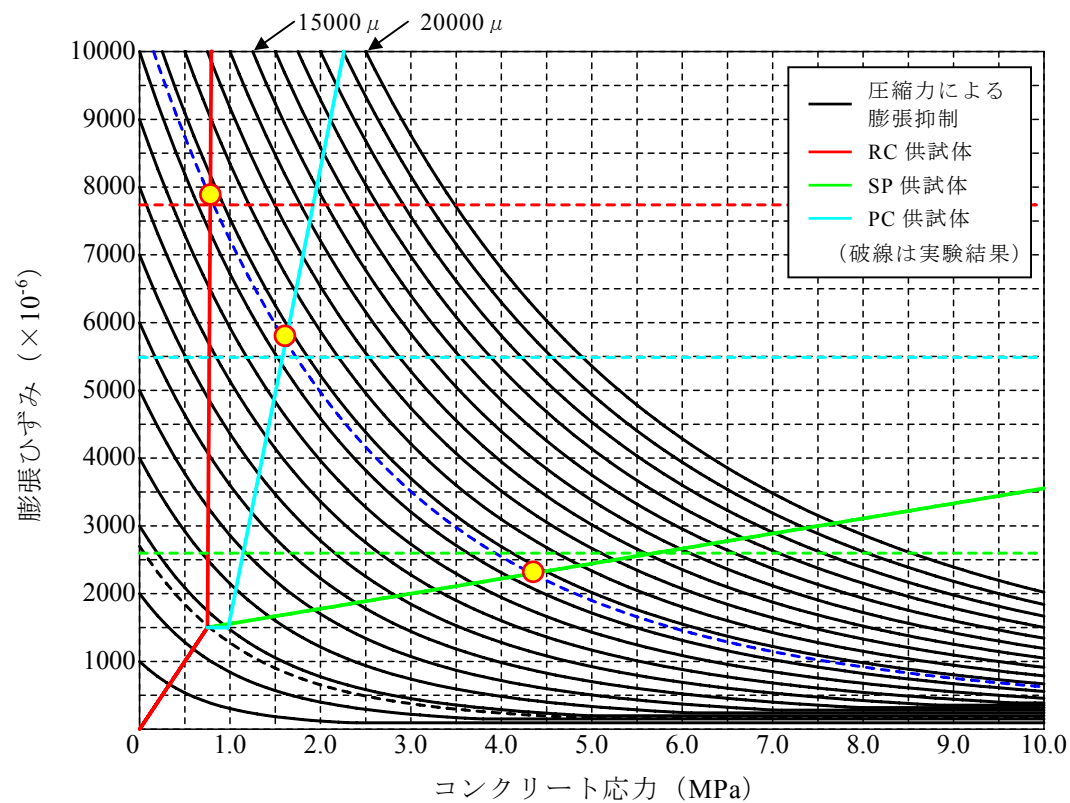


図-7.24 各種供試体の水平方向の膨張ひずみ

SP 供試体の最終的な膨張ひずみは、RC 供試体と同様に、式(7.7)と青色の破線との交点で求められる。

(3) PC 供試体の膨張ひずみ予測

PC 供試体においても、補強以前は RC 供試体と同様の直線となる。また、先述のように、軸方向に対しては補強されていないため、ここでは水平方向についてのみ述べる。補強時の膨張ひずみ ε_0 、コンクリート応力 σ_{ε_0} は、SP 供試体と同様に、 $\varepsilon_0 = 1530 \times 10^{-6}$ 、 $\sigma_{\varepsilon_0} = 0.75$ である。また、導入プレストレス σ_{pc} は、 $\sigma_{pc} = 0.23$ を考慮すると、補強後の直線の式は、式(7.6)を用いると次式のように表される。

$$\varepsilon = 7300 \times 10^{-6} \cdot (\sigma_c - 0.75 - 0.23) + 1530 \times 10^{-6} \quad (7.8)$$

ここで、図-7.24 においては、PC 供試体の直線は、プレストレスの影響により、補強時の点 ($\varepsilon_0 = 1530 \times 10^{-6}$ 、 $\sigma_{\varepsilon_0} = 0.75$) から、プレストレス $\sigma_{pc} = 0.23$ 分だけ横軸に平行移動することになる。

PC 供試体の水平方向の最終的な膨張ひずみは、RC 供試体、SP 供試体と同様に、式(7.8)と青色の破線との交点で求められる。

7.4.3 簡易予測方法の利用法に関する一考察

図-7.23、7.24 より、軸方向の膨張ひずみは、RC 供試体、PC 供試体および SP 供試体に対して、およそ 3800μ 、 1500μ 、 3800μ と予測された。水平方向の膨張ひずみは、RC 供試体、PC 供試体および SP 供試体に対して、およそ 8000μ 、 2300μ 、 5800μ と予測された。図には、実験供試体より計測されたそれぞれの供試体のコンクリートの膨張ひずみを破線で示しているが、予測値と比較すると軸方向は差異が大きいものの、水平方向に対しては概ね妥当な結果が得られていることが分かる。また、図からは、ASR による膨張がさらに進行した場合の膨張ひずみも予測することができる。例えば、自由膨張ひずみが 20000μ まで達した場合の軸方向の膨張ひずみは、RC 供試体では 9000μ を超えることが予測されるが、SP 供試体では 2000μ 程度に抑制されることが予測される。

上記の結果は、7.2 節において既に有限要素解析により求められているが、本手法の利点は、補強材料と補強材比、およびプレストレス量を定めることで、任意の膨張ひずみが生じた際の膨張ひずみを簡易に予測できる点にある。すなわち、詳細な検討を要する際は有限要素解析により評価することが望ましいが、一次診断のような場合においては、式(7.6)を用いた膨張予測により十分妥当に評価できると考えられる。以上のことから、膨張抑制効果を考慮した補強設計が可能となると考えられ、本研究で提案した膨張予測手法は合理的な補強方法への一助となると考えられる。ただし、並列バネモデルの適用範囲は、補強の効果が比較的均一な場合のみ

であり、実構造物のような複雑な配筋を持つ場合は、提案した手法により膨張ひずみを予測することはできない。提案した手法の適用範囲を広げるために、複雑な配筋を持つ部材への適用方法を検討する必要がある。

なお、一般的に、補強材の補強材比を大きくすること、あるいは、補強方法としてプレストレスのように力による拘束を与えることで、ASR 膨張に対する高い抑制効果が期待できると考えられているが、本研究で提案した手法はこれらの考えを定量的に示したものである。すなわち、式(7.6)あるいは図-7.23, 7.24 より、補強材の補強材比を大きくすることは直線の傾きが低下することに、プレストレスを導入することは直線の始点を平行移動させることに対応し、それぞれ膨張ひずみが低下する要因となる。

7.5 まとめ

本研究では、ASR 膨張を効果的に抑制するための補強方法について、解析的な検討を行うことで膨張抑制効果の定量的な評価を試みるとともに、統一的な評価方法を提案した。本章により得られた結論を以下に示す。

- (1) ASR 膨張モデルを用いた有限要素解析を行うことで、ASR 劣化した RC 柱の補強後の膨張挙動を概ね妥当に評価でき、当該モデルは補強後の膨張挙動評価に対しても適用可能であることを確認した。
- (2) 並列バネモデルを用いて、ASR 膨張の抑制効果の統一的な評価方法について検討し、コンクリート応力と膨張ひずみの関係を用いた膨張予測手法を提案した。
- (3) 提案した手法を用いることで、任意材料、補強材比、プレストレスの有無にかかわらず、補強による ASR 膨張抑制効果を定量的に評価できることを示した。
- (4) ASR 膨張を効果的に抑制するためには、補強材の等価補強材比の大きな材料による増厚補強や、プレストレスのように力により拘束する方法が適していることを定量的に示した。
- (5) 並列バネモデルを用いた提案手法の適用範囲は、補強の効果が比較的均一な場合のみであるため、今後は複雑な配筋を持つ部材への適用方法を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 江良和徳, 三原孝文, 山本貴士, 宮川豊章: リチウムイオンによる ASR 膨張抑制効果に関する一考察, 材料, Vol.58, No.8, pp.697-702, 2009.
- 2) 久保善司, 外岡広紀, 林大介, 坂田昇: 種々の発水系材料による ASR 膨張抑制効果について, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.1621-1626, 2005.
- 3) 山口順一郎, 河野広隆, 渡辺博志, 古賀裕久: アルカリ骨材反応により劣化したコンクリート構造物の経時変化, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.1861-1866, 2005.
- 4) 大代武志, 鳥居和之: 富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理手法の提案, コンクリート工学論文集, Vol.20, No.1, pp.45-57, 2009.
- 5) 鳥居和之, 奥山和俊, 大橋勇氣, 蔡云峰: ASR 劣化大型 RC 試験体による強度および膨張性状の検討, セメント・コンクリート, No.58, pp.353-358, 2004.
- 6) 石井浩司, 奥田由法, 谷川伸, 鳥居和之: ASR により劣化したコンクリート橋脚の補修・補強工法による抑制効果, コンクリート工学, Vol.43, No.7, pp.42-50, 2005.
- 7) 土木学会: コンクリートライブラリー124, アルカリ骨材反応対策小委員会報告書, 2005.
- 8) 菅満宣, 中村光, 檜貝勇, 斉藤成彦: RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.295-300, 2001.
- 9) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書【設計編】, 2007.
- 10) 奥山和俊, 尾花祥隆, 稲垣崇秀, 鳥居和之: 実構造物から採取した ASR 劣化コアのクリープ性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1231-1236, 2009.
- 11) 谷村幸裕, 宮村正博, 奥井明彦, 佐藤勉, 渡辺忠朋: RC 柱の鋼板巻き補強における鋼板分割の影響に関する実験的研究, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集, V-530, pp.1058-1059, 1996.

第 8 章 結論

本論文では、ASR を生じたコンクリート構造物の劣化予測と構造性能評価を行うことを目的とし、ASR 膨張予測モデルの開発と ASR 劣化したコンクリート構造物の構造解析手法の構築を行い、解析モデルならびに解析手法の妥当性と有用性について検討した。実験供試体レベルの寸法の RC ならびに PC 部材を対象として、ASR 膨張挙動ならびに膨張性状の評価と ASR 劣化した部材の構造性能評価を行うとともに、実構造物を対象とした膨張性状の評価と耐荷力照査を行った。また、鉄筋破断をモデル化した解析によりせん断補強筋の定着不良が部材のせん断挙動に及ぼす影響について検討した。さらに、ASR の効果的な膨張抑制法について検討するとともに簡易な膨張予測手法の検討を試みた。以下に、各章で得られた結論を示す。

第 2 章では、一軸拘束試験を対象として、ASR によるコンクリートの膨張予測モデルの開発を行った。膨張に伴い損傷が蓄積されると仮定し、損傷理論に基づいた膨張予測モデルを提案した。また、提案した膨張予測モデルは、損傷パラメータにおける α の値を 1000 程度に設定することで、一軸拘束試験体の膨張挙動を概ね評価できることを確認した。

一軸の膨張予測モデルを直交異方性を仮定した 3 次元応力場へと拡張し、拘束鋼材比の異なる一軸拘束試験体を対象とした解析の結果、膨張挙動のみならず供試体内部の応力状態も評価可能であることを示した。さらに、多軸拘束を受ける供試体を対象とした解析により、拘束の程度が不均一な場合の膨張挙動に対しても実験値を概ね妥当に評価できることを示し、膨張予測モデルの有用性を示した。また、鉄筋の曲げ加工部を要素分割することで、曲げ加工部に生じるひずみの局所化について検討を行うことでひずみの局所化性状を明らかにできることを示した。

一般に、ASR 膨張挙動は使用材料や養生条件によって異なるものであるとされているが、提案した膨張予測モデルは、使用材料や養生条件に依らず、拘束下の ASR 膨張挙動を予測することができる。このことは、材料学的には ASR のメカニズムが異なっている場合であっても、マクロな膨張挙動においてはその影響は小さく、内部からの水分供給など環境条件の影響が小さい場合には ASR 膨張は拘束等の構造的な要因に強く影響を受けることを示唆するものである。提案した膨張予測モデルの妥当性は、鉄筋比 2.0%程度までの RC 部材、自由膨張ひずみ 2500～7000 μ 程度の ASR において示されていることから、一般的な RC 部材であれば適用範囲内である。ただし、過大な膨張を呈する場合については、適用性の検討を要する。また、本モデルは、一軸拘束のみならず多軸拘束下の膨張挙動に対しても適用可能であり、コンクリートや鉄筋に作用するひずみや応力などの局所量も評価できるため、ASR を生じた構造物の劣化予測等

において工学的に有益な情報を提供することが可能である。

第3章では、ASR膨張解析と荷重作用解析を統合することで、ASR劣化したRC部材の構造解析手法を構築した。構築したモデルにおいては、ASR膨張の影響は、初期応力・初期ひずみ問題として考慮し、ASR劣化の影響は、初期ひび割れ問題とASRコンクリートの材料特性を直接用いることでモデル化した。すなわち、主ひずみに依存させて材料特性を低下させるとともに、最大の膨張方向に関連させて初期ひび割れおよび初期ひび割れ幅を考慮するモデルである。

RCはりを対象とした解析においては、ASR膨張解析の結果、鉄筋の拘束により導入されるケミカルプレストレスの効果を妥当に評価することで、はりに生じるASR膨張を概ね評価出来ることを示した。また、構築した手法を用いることで、ASR劣化したRC部材の構造性能を概ね妥当に評価できることを示した。また、ASR劣化したRC部材は健全なものと比較して、ケミカルプレストレスの効果で剛性や耐荷力が増加する場合があることを示すとともに、本研究の範囲内では、主鉄筋の付着強度の低下に大きく影響を受けることや、膨張により生じた部材軸方向の初期ひび割れは、部材のせん断耐力の低下を必ずしも引き起こさないことを解析的に示した。さらに、ASR劣化したRCスラブにおいては、材料特性が低下しない場合においては、剛性、耐荷力ともに健全なものと比較して、増加する場合があることを解析的に示した。

本研究で構築した、ASR膨張により部材に導入されるひずみや応力を考慮でき、かつ材料特性の低下や初期ひび割れ、付着特性の低下等のASR劣化による影響を考慮可能な解析手法は、著者の知る限り本手法以外は皆無である。限られた検討ではあるものの、比較的1次元的な挙動に支配されるRCはりと、3次元的な耐荷機構を有するRCスラブを対象として、ASR劣化したRC部材の構造性能評価手法としての妥当性が示された。このことから、本手法はASR劣化したRC部材の構造性能を妥当に評価できる唯一の手法であるといえる。また、解析の利点としては、ASR劣化が進行した状況を予測することも可能であるため、現存するASR劣化構造物の現在から将来に亘る安全性の評価や、補修・補強の要否の判断等の維持管理計画に有益な情報を提供することができる。

一方、RC部材中のコンクリートの材料特性の低下の程度や、鉄筋とコンクリートの付着特性の劣化の程度、さらには、ASRによるひび割れが部材の挙動に及ぼす影響については、定量的な評価ができていたとは言い難く、今後より詳細な検討が必要であると考えられる。

第4章では、プレストレスによるクリープを考慮可能なASR膨張モデルを提案し、第3章で構築した統合解析手法の拡張を試みた。PCはりを対象としたASR膨張解析を行い、PC部材のASR膨張挙動を概ね評価できることを示した。また、PCはり部材の構造性能の評価を行った結果、提案した解析手法は、ASR劣化したPCはりの構造性能を概ね妥当に評価できることを示した。

PCはりはRCはりと比較して軸方向の膨張が抑制されるため、ASR膨張を生じた場合においても材料の劣化の程度が小さければ、ケミカルプレストレスの積極的な効果の影響により、健

全なはりよりも最大荷重，変形性能が増大する可能性があることを示した．また，PC はりの挙動は，ASR 膨張により導入されるケミカルプレストレスの積極的な影響と膨張により材料特性が低下する消極的な影響が相反していることを示した．すなわち，コンクリートの材料特性の低下の程度に大きく影響されるため，ASR を生じたコンクリートの材料特性についてより詳細な検討が必要であることを指摘した．

第5章では，実構造物を対象とした ASR 膨張解析ならびに ASR 劣化後の荷重作用解析を行った．実 PC 橋脚を対象とした ASR 膨張解析を行い，はり側面や上面において劣化が集中する傾向を解析的に評価可能であることを示した．また，断面内のひずみ分布性状から，ひずみ勾配が生じていることを確認し，本解析手法により，構造物の表面と内部のひび割れ性状，劣化状態の違いを評価できる可能性を示した．

実構造物における ASR 膨張性状やひび割れ性状との比較により，ASR 劣化を生じる領域は，構造物の配筋状態等の構造的な要因により影響を受け，温度や湿度，水分供給等の環境条件によりその影響が顕在化することを解析的に示した．PC 橋脚においては，配筋や導入プレストレス等の違いにより，自由膨張ひずみが同じ場合であっても，ASR 劣化の程度は異なることを示した．ASR 劣化した実構造物の耐荷力解析の結果，はりの付け根等，構造挙動に直接関係する領域が ASR 劣化している場合は，構造物の初期剛性や耐荷力が低下することを解析的に示した．

なお，実構造物においては，水分や湿度等の環境条件の影響により局所的な ASR 劣化が生じる場合があるが，本解析手法は，一様な自由膨張を仮定しているため局所的な ASR 劣化を予測することはできないため注意が必要である．ただし，ASR 膨張解析において不均一な膨張を仮定することを否定するものではない．局所的な ASR 劣化が顕在化した場合においては，局所的な ASR 膨張を仮定した膨張解析によりその劣化を模擬的に再現し，局所的な劣化が構造挙動に及ぼす影響を評価することで，構造物の安全性の評価を行うことができる．

以上のように，複雑な配筋や形状を有する実構造物に対して，ASR 膨張性状や ASR 劣化後の耐荷力を評価できることは，本研究で提案した解析手法の利点である．実務において，ASR 劣化した実構造物の劣化進展予測や ASR 劣化した構造物の安全性評価などが望まれている中で，本解析手法による劣化予測や構造性能評価は非常に有益な役割を果たすものと思われる．

第6章では，せん断破壊するはりのせん断補強筋も曲げ加工部の定着不良がせん断挙動に及ぼす影響について定着不良をモデル化した有限要素解析により解析的に検討した．斜め引張破壊するはりを対象とした検討により，せん断補強筋曲げ加工部定着不良は，引張側で定着不良が生じたときのみにその影響が顕著となり，圧縮側においてはほとんど影響はないことを示した．また，支点近傍において定着不良が生じた場合は，その影響が構造物全体に対して支配的であることを示した．すなわち，構造物にせん断補強筋の破断が確認された場合には，破断箇所を考慮した損傷度の評価が重要となると考えられる．一方，せん断圧縮破壊するはりを対象とした検討により，せん断補強筋曲げ加工部定着不良の影響は，引張側・圧縮側のどちらの曲げ加工部の定着不良が生じた場合も影響があることを示した．その影響は，圧縮側破断のほう

が若干大きくなる可能性を示唆した。とりわけ、引張側では支点内側の $1d$ 区間において、圧縮側では載荷点付近の $1d$ 区間において定着不良が生じた場合、その影響が構造物全体に対して支配的となることを示した。

斜め引張破壊するはり、せん断圧縮破壊するはりのいずれの場合も、せん断補強筋曲げ加工部の定着不良と同時に付着強度の低下が生じた場合、せん断補強筋の定着長さが長くなるため、せん断補強筋の効果は低下することを示した。また、供試体寸法が大きくなるに従って、定着長さの影響が相対的に小さくなるため、せん断補強筋曲げ加工部定着不良によるせん断耐力の低下率は小さくなることを示した。

実構造物を対象とした解析の結果、せん断補強筋曲げ加工部に定着不良が生じた場合は、せん断耐力は大きく低下することは無かったが、急激な荷重低下を呈することが確認された。

また、実構造物においては、ASR 膨張による内部応力の影響やコンクリートの材料特性の低下、鉄筋の付着性能の低下等の影響が複合的に影響していると考えられる。せん断補強筋が破断した構造物の安全性を照査するためには、それらの影響を取り入れることで、統合的に検討する必要がある。

第7章では、ASR 膨張を効果的に抑制するための補強方法について解析的な検討を行った。ASR 膨張モデルを用いた有限要素解析を行うことで、ASR 劣化した RC 柱の補強後の膨張挙動を概ね妥当に評価できることを確認した。また、並列バネモデルを用いて、ASR 膨張の抑制効果の統一的な評価方法の検討を行った。その結果、コンクリート応力と膨張ひずみの関係を用いた簡易な膨張予測手法を提案した。

提案した手法を用いることで、任意材料、補強材比、プレストレスの有無にかかわらず、補強による ASR 膨張抑制効果を定量的に評価できることを示すとともに、ASR 膨張を効果的に抑制するためには、等価補強材比の大きな材料による増厚補強や、プレストレスのように力により拘束する方法が適していることを定量的に示した。ただし、並列バネモデルを用いた提案手法の適用範囲は、補強の効果が比較的均一な場合のみであるため、今後は複雑な配筋を持つ部材への適用方法を検討する必要がある。

以上のことから、本研究で提案した解析手法は、ASR を生じたコンクリート構造物の膨張挙動や膨張性状、応力やひずみの状態を妥当に評価できるとともに、それらの影響を考慮することで ASR 劣化したコンクリート構造物の構造性能を概ね妥当に評価できることが確認された。また、過大な膨張により劣化が大きい場合や、鉄筋が破断した場合に対しても解析的に評価できることから、コンクリート構造物の安全性評価において有用なツールであるとともに、維持管理計画において、有益な情報を与えることができると考えられる。今後は、ASR 劣化によるコンクリートの材料特性の低下、付着特性の変化、初期ひび割れのなどが構造挙動へ及ぼす影響についてのより詳細な検討や、実構造物を対象とした劣化予測や構造性能評価への適用を重ねることで、解析手法の信頼性の向上を図る予定である。

謝 辞

本論文は、著者が名古屋大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻へ着任して以来行ってきた研究をまとめたものです。本論文をまとめるにあたり、終始ご厚情あるご指導、ご鞭撻を賜りました名古屋大学大学院工学研究科教授中村光先生に深く感謝の意を表し、心よりお礼申し上げます。また、京都大学大学院工学研究科教授宮川豊章先生、名古屋大学大学院工学研究科教授伊藤義人先生、同教授舘石和雄先生、同准教授国枝稔先生には、本論文をまとめるにあたり、多くの貴重なご意見とご指導を頂きました。厚くお礼申し上げます。

中村先生には、大学院在学中より今日に至るまで懇切丁寧なご指導を頂きました。直接的な指導からはもとより、先生の常に妥協を許さない姿勢や、物事の本質をシンプルに捉える考え方など、多くのことを学ばせて頂きました。また、遅々として研究が進まない際には、その都度、叱咤激励して頂くとともに的確かつ貴重なアドバイスをご教示頂きました。厚くお礼申し上げます。

名古屋大学大学院工学研究科准教授国枝稔先生には、研究活動を通して貴重なご意見とご指導を賜りました。常に様々な視点からのご意見を頂いたことで、研究の幅を広げることができました。心よりお礼申し上げます。

名古屋大学名誉教授田辺忠顕先生には、研究室へ配属されてから今日まで、終始貴重なご助言とご教示を賜りました。また、研究者としての姿勢、心構えなど、多くのことを学ばせて頂きました。厚くお礼申し上げます。名城大学理工学部建設システム工学科教授石川靖晃先生、中部大学工学部都市建設工学科准教授伊藤睦先生には、学生時代から丁寧なご指導を頂きました。研究の基礎的な事柄から、本質的な問題に至るまで、様々な面でご教示を頂きました。心より感謝申し上げます。

前野裕文氏を始めとした名古屋高速道路公社の皆様方、三井住友建設浅井洋氏には、実験データ等の各種情報をご提供頂きました。本研究を進める上で、大変貴重な資料となりました。深く感謝申し上げます。

名古屋大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻の皆様を始めとして、多くの方々にご協力いただき、また暖かい励ましのお言葉を頂きました。また、名古屋大学コンクリート研究室の先輩、同期生、後輩および学生の皆さんとは、卒業論文、修士論文、博士論文等の研究を通して、多くのことを共に学ぶことができました。皆さまのご支援、ご助力を頂き、本論文を取りまとめるに至りました。心より感謝申し上げます。

最後に、学生時代には寛大な心で多大なる精神的、経済的な支援を頂き、就職してからも常に健康に気を配ってくれた両親に感謝致します。