

土木研究所資料

トンネル覆工の耐荷力と設計に関する研究報告書

平成17年3月

独立行政法人 土木研究所
基礎道路技術研究グループ

Copyright © (2005) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

トンネル覆工の耐荷力と設計に関する研究報告書

独立行政法人 土木研究所 基礎道路技術研究グループ

上席研究員（トンネル）	真下英人
主任研究員（トンネル）	砂金伸治
専門研究員（トンネル）	木谷 努
研 究 員（トンネル）	遠藤拓雄

要旨

現在、解析的手法を用いてトンネル覆工の設計を行う場合には、トンネル覆工の全ての箇所が部材断面耐力内にあるように諸元を決定するのが一般的である。しかし、この設計手法ではトンネル覆工構造全体の持つ耐荷力（構造耐力）に対してはかなり余裕を持った設計となっている可能性がある。

本研究では、構造耐力に着目した合理的な覆工設計法の確立を目的として、実験や数値解析を行ったものである。まず、実大規模の覆工載荷実験を行い、トンネル覆工がどのようなメカニズムで構造耐力に達するかを確認した。これにより、覆工が部材断面耐力によって決定する耐力に達しても構造耐力にはかなりの余裕があることが明らかとなった。次に、ひび割れを考慮した数値解析手法の覆工設計への適用性を検証し、この数値解析手法が構造耐力に着目した設計手法の手段として有用であることを確認した。そして、この数値解析手法を用いて実トンネルのケーススタディを行い、トンネル覆工の材料や地山条件とその構造耐力との関係を明らかにした。

キーワード：覆工載荷実験，構造耐力，部材断面耐力，数値解析，FEM 解析，ひび割れ

目次

1. はじめに	1
1.1 研究の目的と概要	1
1.2 本報告書の概要	2
2. 実大覆工載荷実験と構造耐力決定メカニズム	3
2.1 はじめに	3
2.2 実験のケースおよび条件	3
2.2.1 載荷実験装置	3
2.2.2 載荷形式	5
2.2.3 実験ケース	6
2.2.4 供試体の作成	7
2.3 実験結果	8
2.3.1 天端荷重-天端変位関係	8
2.3.2 ひび割れ発生荷重	11
2.3.3 ひび割れの進展	15
2.3.4 ひずみ分布	17
2.3.5 ひずみの進展	21
2.3.6 最大荷重到達時点の剥落発生等の状況	27
2.4 覆工構造耐力の決定メカニズム	32
2.4.1 現状の設計での耐力の考え方	32
2.4.2 載荷形式Aの場合の構造耐力決定メカニズム	34
2.4.3 載荷形式Bの場合の構造耐力決定メカニズム	35
2.5 まとめ	37
参考文献	
3. ひび割れ進展 FEM 解析のトンネル覆工設計への適用性	39
3.1 はじめに	39
3.2 ひび割れ進展 FEM 解析の概要	39
3.2.1 はじめに	39
3.2.2 コンクリートの材料特性	39
3.2.3 コンクリートの破壊条件	41
3.2.4 ひび割れのモデル化	41
3.3 解析条件	42
3.3.1 覆工コンクリートの物性値	43
3.3.2 地盤ばね（ジャッキ）のモデル化	45
3.4 解析の結果	46
3.4.1 一軸問題による検証の概要と結果	46

3.4.2 天端変位-荷重関係	47
3.4.3 ひずみ発達状況	49
3.4.4 横断方向ひずみ分布	51
3.4.5 ひび割れ発生・進展，終局圧縮ひずみ，構造耐力と荷重の関係	53
3.5 まとめ	55
参考文献	
4. ひび割れ進展 FEM 解析を用いた実トンネルのケーススタディ	57
4.1 はじめに	57
4.2 荷重形態に対する実トンネルのケーススタディ	57
4.2.1 はじめに	57
4.2.2 解析の概要	57
4.2.3 解析の結果	60
4.3 地盤条件に対する実トンネルのケーススタディ	62
4.3.1 解析の概要	62
4.3.2 解析の結果	62
4.4 地盤ばね設置範囲に対する実トンネルのケーススタディ	64
4.4.1 検討概要	64
4.4.2 検討結果	64
4.5 まとめ	65
参考文献	
5. おわりに	66

1. はじめに

1.1 研究の目的と概要

従来、山岳トンネルの覆工は、経験的に定められた標準支保パターンによる巻厚のプレーン（無筋）コンクリート覆工を採用しているのが一般的である。しかし、特殊な地山条件等により、覆工に力学的機能を付加し、骨組み構造解析などの解析的手法を用いてトンネル覆工を設計するケースが増えてきている。このような場合、一般的には、ある荷重を想定し、その荷重に対する覆工の発生断面力を骨組み構造解析により求め、もし発生断面力が部材断面耐力内にない部材断面（箇所）があれば、覆工の形状を力学的に有利になるよう変更したり、覆工を何らかの材料で補強したり、覆工巻厚を厚くするなど何らかの対処を行い、発生断面力がトンネル覆工のすべての箇所において部材断面耐力内にあるように覆工諸元を決定する。

一方で、トンネル覆工の 1 つの断面での破壊が、直ちに構造全体の崩壊とはならない場合もあることが既往の実験や解析等で明らかになっている。したがって、すべての部材断面で断面力と部材断面耐力を比較して諸元を決定する設計では、覆工構造全体が保有する耐荷力（構造耐力）に対しては、かなり余裕を持った設計となっている可能性もあり、地山条件によっては構造耐力を考慮することによりさらに合理的な設計が可能になるものと考えられる。このことよりトンネル覆工構造の合理化が望まれている現在、部材断面耐力によって決定される耐力のみならず構造物全体の耐荷力（構造耐力）を評価したトンネル覆工の設計法を確立する必要があるものと考えられる。

そこで、本研究では、構造耐力に着目した合理的な覆工設計法の確立を目的として、実験や数値解析を行ったものである。

まず、実大のトンネル覆工載荷実験より得られたデータに基づき、ひび割れやひずみの発生およびその進展の度合いと最大荷重との関連性を分析することにより、覆工の構造耐力が決定される力学的なメカニズムに関しての検討を試みた。これにより、覆工に作用する荷重のいくつかの形態ごとに覆工の構造耐力が決定するメカニズムを明らかとするとともに、覆工が部材断面耐力によって決定される耐力に達しても構造耐力にはかなりの余裕があることを確認した。また、覆工の様々な材料の補強効果についても検討した。

次に、覆工の構造耐力を考慮した設計法の確立を目的とし、ひび割れを考慮した数値解析手法の覆工設計への適用性の検証と部材断面耐力によって決定される耐力と構造耐力の差異について検討した。具体的には、ひび割れの進展を考慮できる非線形の有限要素法による数値解析（以降、ひび割れ進展 FEM 解析という）を用い、その数値解析手法の、実大覆工載荷試験で得られた部材断面耐力によって決定される耐力、構造耐力および破壊メカニズムの再現の可能性について検証した。その結果、ひび割れ進展 FEM 解析が、実大覆工載荷実験により明らかとなった覆工の構造耐力が決定されるメカニズムを再現することが可能であり、構造耐力に着目した設計手法の一つの手段として十分有用であることを確認した。

そして、ひび割れ進展 FEM 解析を用い、実トンネルを対象としたケーススタディを実施した。このケーススタディにより部材断面耐力によって決定される耐力と構造耐力の違い、両耐力と地盤条件、鋼繊維補強コンクリート（SFRC）等の覆工材料との関係を明らかとし、覆工が保有する耐力の目安、今後の合理的な覆工設計に対する資料を得た。

1.2 本報告書の概要

本報告書の構成は、以下の通りである。

まず、第2章において、実大覆工載荷実験の概要とその結果および覆工の構造耐力が決定するメカニズムについて記す。2.1節では、実験の概要について述べる。2.2節では実験を行った荷重形態や材料条件等の実験条件について述べる。次に2.3節において載荷形式ごとの荷重変位曲線やひび割れ、ひずみ発生状況等の実験結果を記す。そして、2.4節において構造耐力決定メカニズムについて考察する。2.5節では、2章で得られた知見をまとめる。

次に、第3章では、ひび割れの進展を考慮したFEM解析の概要とその覆工設計への適用性について述べる。まず、3.1節ではこの章の検討概要を記す。次に、3.2節では、ひび割れ進展FEM解析の理論と概要を記す。次に、3.3節ではここで行う解析の条件を示す。3.4節では解析結果を示し、構造耐力に着目した設計手法の一つの手段としての本解析手法の有用性について考察する。3.5節では、3章で得られた知見をまとめる。

そして、第4章ではひび割れ進展FEM解析を用いて行った実トンネルを対象としたケーススタディについて述べる。まず、4.1節では、本章で行う解析の概要を示す。次に、4.2節では荷重形態に対するケーススタディの解析条件および結果について述べる。そして、4.3節では地盤条件に対するケーススタディ、4.4節は地盤ばね設置範囲に対するケーススタディについて、それぞれ解析条件および結果について述べる。4.5節では4章で得られた知見をまとめる。

最後に第5章においては、第2章から第4章において行われた検討内容をまとめるとともに、今後の課題について述べる。

2. 実大覆工載荷実験と構造耐力決定メカニズム

2.1 はじめに

現在、トンネル覆工を骨組み構造解析などの解析的手法を用いて設計する場合には、最も危険側になる部材断面（箇所）で断面力と部材断面耐力を比較して諸元を決定する方法が多く見られる。しかし、特にトンネル覆工は、地盤による拘束が期待できるアーチ構造物であり、不静定次数が高い。したがって、1つの断面での破壊が直ちに覆工構造全体の危険とはならないことも考えられ、現状の設計法での設計耐力は、構造物全体が保有する耐荷力（構造耐力）までかなりの余裕を有している可能性があるとも考えられる。

すなわち、この方法を不確実で作用する可能性が低い荷重、例えば地山・支保工の劣化によって発生する荷重等に対して適用する場合には、経済的な覆工設計が行われているとは必ずしも言えない。したがって、今後、部材断面耐力よりも構造耐力を考慮した設計法を検討することによって、より合理的な覆工設計が可能になる場合があると考えられる。

今後、構造物全体の耐力を考慮した設計法を確立にするには、覆工の破壊メカニズムを明確にし、またその破壊メカニズムを考慮できる解析手法を確立する必要がある。そのためのアプローチには実験的検討と解析的検討の両者が必要であると考えられるが、本章ではその実験的検討について述べる。実験的検討では、以下の2つが重要であると考えられる。すなわち、実験的検討においては、アーチ形状を有しかつ地山による拘束があるなどのトンネル覆工の構造特性を再現できることが重要である。さらに、実験的検討においては、これまでのプレーン（無筋）覆工や単鉄筋で補強された覆工の構造耐力のみでなく、鋼繊維で補強されたコンクリート（鋼繊維補強コンクリート：SFRC）をはじめ様々な新しい材料や配合条件に対する覆工の構造耐力を定量的に把握する必要があるため、実験対象の寸法効果についての問題もクリアーすることも重要である。

そこで、本研究では、トンネル覆工の構造特性や材料特性を考慮することが可能である実大規模の覆工載荷実験を実施した。実験では、ひび割れ、ひずみ、変位の発生およびその進展の度合いと最大荷重との関連性を分析する。そして、最大荷重、覆工の構造耐力が決定される場合の力学的なメカニズムに関しての検討を試みた。これにより、覆工に作用する荷重のいくつかの形態ごとに覆工の構造耐力が決定するメカニズムを明らかにする。また、様々な補強材料（単鉄筋、鋼繊維や樹脂繊維）および補強条件（混入繊維の長さや混入率）がどのような効果をどの程度発揮するかについても同時に考察する。

2.2 実験のケースおよび条件

2.2.1 載荷実験装置

トンネル覆工載荷実験で用いた供試体は、覆工を模擬した外径 9.7m、厚さ 30cm、高さ 1m の半円形の供試体（写真 2.1 参照）である。供試体には 10° ピッチ（本報告書では、向かって右側スプリングライン上を 0° とし、半時計回りに 0° から 180° の角度を定義する）に反力枠から反力をとったジャッキが 17箇所設置されている（図 2.1(a)参照）。

ジャッキは、各箇所において高さ 1m の覆工供試体を 30cm、70cm の高さで載荷板を介して載荷

表 2.1 に載荷実験で用いた装置の設備仕様を示す.

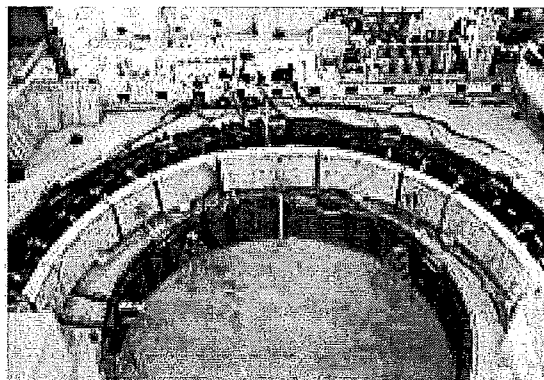


Figure 1 consists of two diagrams. Diagram (a) is the overall plan view of the specimen, showing a semi-circular shape with a radius of 0.846 m. The specimen is supported by two reaction bars (反力棒) at the ends, which are 0.3 m apart. The total width of the specimen is 0.3 m. The distance from the center of the specimen to the reaction bars is 9.1 m, and the total distance between the reaction bars is 9.7 m. The angle between the reaction bars is 180°, and the angle between the reaction bars and the center is 10°.

Diagram (b) is the cross-section of the loading part of the specimen. It shows a rectangular specimen with a width of 0.3 m and a height of 0.4 m. The specimen is supported by two jacks (ジャッキ) at the bottom, which are 0.3 m apart. The total height of the specimen is 0.4 m. The distance from the center of the specimen to the jacks is 0.3 m. The angle between the jacks is 180°, and the angle between the jacks and the center is 10°.

図 2.1 載荷装置の概要

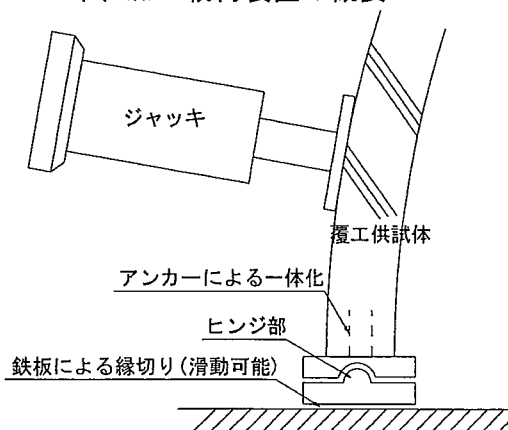


図 2.2 覆工供試体脚部の概要

表 2.1 載荷実験装置の設備仕様

設備名	構成部品	仕様・内容
油圧ユニット	油圧ユニット	使用圧力：最大 35MPa
	油圧配管	油圧源～サーボ弁マニホールド間：高圧用鋼管 サーボ弁マニホールド～油圧ジャッキ間：高圧ゴムホース
	サーボ弁	使用油圧：最大 35MPa
	サーボ弁マニホールド	入出口配管：鋼管接続 分岐数：最大 6 系統
油圧ジャッキ	油圧ジャッキ	両動型 500kN×300mm(st)×36 台 ピストン径：125mm ピストン面積：122.7cm ²
制御装置	制御装置	制御方式：電気油圧サーボ式 制御範囲：0～100%(0～35MPa) 制御量：0～100%の整数値以内 制御精度：±1%以内

2.2.2 載荷形式

覆工供試体への載荷は、予備載荷と本載荷に分けられ、それぞれの載荷形式で予備載荷を実施した後、本載荷を開始する。予備載荷は、ジャッキと供試体を密着させること、低い応力レベルでの曲げによるひび割れ発生を抑制する意味がある。本載荷は、載荷形式 A、載荷形式 B および載荷形式 C の 3 種類の載荷形式で行う。載荷形式 A、載荷形式 B は変位制御で、載荷形式 C は荷重制御で載荷する。図 2.3 に載荷形式の概要を示す。

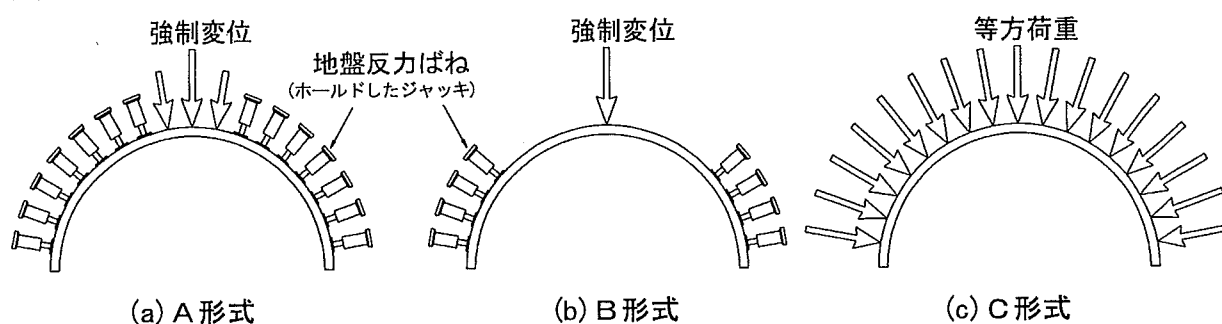


図 2.3 載荷形式の概要

載荷形式 A は、地山に十分拘束され軸力が卓越する状態で覆工に緩み荷重等が作用すると想定した場合である。この載荷形式では 10～170 度全ての 17 断面で軸力を導入する予備的な載荷 (20kN/1 本) を実施し、その後の本載荷として 80, 90, 100° の 3 箇所のジャッキにより強制変位を与えた。本載荷に使用しないジャッキはジャッキのバルブを閉めることで地盤反力ばねに模擬した。強制変位量は、90° と 80° および 100° のジャッキに対して載荷荷重が同等となるように、強制変位の割合を 8.5 で与えた。

載荷形式 B は覆工の天端背面付近および肩部背面に空洞が生じている状態で覆工上部に何らかの荷重が作用し、肩部で曲げモーメントが卓越すると想定した場合である。この載荷形式では 10～40°, 90° および 140～170° の 9 断面で軸力を導入する予備載荷 (90° : 20kN/1 本, 10～40° および 140～170° : 10kN/1 本) を実施した後、本載荷として 90 度の 1 断面で強制変位を与えた。予備載

荷での軸力導入に用いた後、本載荷に使用しないジャッキはジャッキのバルブを閉めることで地盤反力ばねに模擬した。

載荷形式Cは覆工の全周より等圧が作用するものであり、覆工に曲げモーメントがほとんど発生せず、覆工全断面が圧縮となる場合である。この載荷では、予備載荷を行わず 10～170° の全てのジャッキで等方荷重を与えた。

2.2.3 実験ケース

実験で用いる供試体としては、覆工コンクリートの目標強度を 18N/mm^2 （載荷形式 C のみ実験装置上、載荷できる荷重内で供試体が破壊するよう 13.5N/mm^2 と強度を下げた）とし、プレーンコンクリートおよびそれに対して鋼繊維にて補強した鋼繊維補強コンクリート（SFRC）、単鉄筋にて補強したコンクリート等を用いた。実験ケースを載荷形式ごとに表 2.2 に示す。

載荷形式Aでは、プレーンコンクリート、SFRC（鋼繊維長 60mm、混入率 0.5%）、単鉄筋補強コンクリートおよび SFRC（鋼繊維長 30mm、混入率 0.3%）の 4 ケースについて実験を実施した。

載荷形式Bでは、プレーンコンクリート、SFRC（鋼繊維長 60mm、混入率 0.5%）、単鉄筋補強コンクリート、SFRC（鋼繊維長 30mm、混入率 0.3%）および樹脂繊維補強コンクリート（樹脂繊維長 50mm、混入率 0.5%）の 5 ケースについて実験を実施した。

また、載荷形式Cでは、プレーンコンクリートおよび SFRC（鋼繊維長 60mm、混入率 0.5%）の 2 ケースについて実験を実施した。

なお、単鉄筋補強では、プレーンコンクリートをそのまま単鉄筋（主筋 SD345(D19@20cm)、覆工内側からの芯かぶり 7cm、配力筋 SD295a(D16@30cm)) で補強した。

表 2.2 実験ケース

(a) A 形式について

載荷形式	ケース名	覆工材料	繊維長，混入率
A	A-1	プレーン	
	A-2	SFRC	60mm, 0.5%
	A-3	単鉄筋補強	
	A-4	SFRC	30mm, 0.3%

(b) B 形式について

	ケース名	覆工材料	繊維長，混入率
B	B-1	プレーン	
	B-2	SFRC	60mm, 0.5%
	B-3	単鉄筋補強	
	B-4	SFRC	30mm, 0.3%
	B-5	樹脂繊維補強	50mm, 0.5%

(c) C 形式について

載荷形式	ケース名	覆工材料	繊維長，混入率
C	C-1	プレーン	
	C-2	SFRC	60mm, 0.5%

2.2.4 供試体の作成

供試体では、補強効果のみの比較検討が可能なように、強度およびワーカビリティ等がそれぞれのケースについて同一となるように配合設計した。表 2.3 に供試体に使用したコンクリートに関する諸元を示す。

表 2.3 実験に使用した供試体のコンクリートに関する諸元

項目	単位	配合①	配合②	配合③	配合④	配合⑤	配合⑥
実験ケース		A-1 A-3 B-1 B-3	A-2 B-2	A-4 B-4	B-5	C-1	C-2
補強方法		プレーン 単鉄筋	鋼繊維	鋼繊維	樹脂繊維	プレーン	鋼繊維
鋼繊維・樹脂繊維 の諸元	長さ (mm)	—	60	30	50	—	60
	混入率	—	0.5% (40kg/m ³)	0.3% (24kg/m ³)	0.5% (6.5kg/m ³)	—	0.5% (40kg/m ³)
	直径 (mm)	—	0.8	0.8	0.8	—	0.8
セメントの種類		普通					
呼び強度	N/mm ²	18				13.5	
スランプ	cm	12					
繊維混入前スランプ		—	18	18	18	—	15
粗骨材最大寸法	mm	40	20	20	20	20	20
水セメント比 W/C	(%)	57.5	65	75.5	50	75.5	75.5
細骨材率 s/a	(%)	43.8	52	48.6	54.5	47.6	48.6
空気量	(%)	4.0	4.5	4.0	4.5	4.5	4.0
単位量(kg/m ³)	セメント	270	280	230	280	223	230
	水	156	183	173	175	168	173
	細骨材	822	927	900	951	890	900
	粗骨材	1091	886	983	810	1012	983
	混和剤	2.86	2.97	2.44	4.72	2.36	2.44
備考		混和剤=AE 減水剤標準形(Ⅰ種), C×1.0(%)×p					

コンクリートの打設は、打設圧に耐えうるように十分に補強した木製の型枠内で行った。供試体の精度を確保するために、側板は事前に所定の曲率に加工した合板を補強して使用した。コンクリートは、近隣の工場より購入したレディミクストコンクリートをポンプ車にて搬入した。なお、鋼繊維や樹脂繊維の混入は、現場にて打設前にミキサー車に投入し混合した。打設後、表面の乾燥を防ぐために養生シートで覆い養生し、脱型は材令 5 日以上とした。強度は実験条件を統一できるように強度管理を行い、予め規定していた強度に達した時点で実験を実施した。

実験の供試体に用いたコンクリートの特性値を把握するために、圧縮試験用管理供試体を製作し、原則として実験を実施した材令で圧縮強度試験を実施した。圧縮強度試験では原則として一軸圧縮強度、ヤング係数およびポアソン比を算定した。また、繊維補強材料については、曲げ試験用管理

供試体も作製し、同様に曲げ試験を実施し、曲げ強度および曲げタフネスを算定した。さらに、実験後速やかに、供試体の比較的健全な箇所からコア供試体を抜き取り、圧縮試験を実施し、原則として一軸圧縮強度とヤング係数を算定した。

実験供試体に関する各種試験結果を表 2.4 に示す。

表 2.4 実験供試体に関する各種試験結果

ケース 番号		配 合	一軸圧縮試験				曲げ試験			コア供試体			
			圧縮強度	ヤング係数	ポアソン比	材齢	曲げ強度	曲げタフネス	材齢	圧縮強度	ヤング係数	ポアソン比	材齢
			N/mm ²	kN/mm ²		日	N/mm ²	N/mm ²	日	N/mm ²	kN/mm ²		日
A-1	ブレース	①	30.27	23.47	0.18	15	-	-	-	20.21	-	-	16
A-2	SFRC	②	24.10	15.83	0.05	15	5.36	3.27	15	19.97	14.77	0.08	18
A-3	単鉄筋	①	25.62	19.33	0.17	18	-	-	-	18.01	-	-	19
A-4	SFRC	③	19.99	18.22	0.17	14	-	-	-	13.34	16.42	0.19	15
B-1	ブレース	①	26.89	21.57	0.22	13	-	-	-	25.70	-	-	14
B-2	SFRC	②	19.70	19.60	0.11	14	5.40	8.86	16	21.90	-	-	14
B-3	単鉄筋	①	29.11	19.92	0.20	14	-	-	-	17.68	-	-	14
B-4	SFRC	③	19.26	17.01	0.16	28	-	-	-	19.07	-	-	18
B-5	樹脂繊維	④	28.33	20.50	-	14	5.20	4.55	28	20.54	18.87	-	21
C-1	ブレース	⑤	14.43	14.42	0.10	13	-	-	-	-	-	-	-
C-2	SFRC	⑥	12.77	13.17	-	13	3.95	3.67	20	9.00	-	-	14

2.3 実験結果¹⁾

2.3.1 天端荷重-天端変位関係

ここでは、天端ジャッキ 1 本当たりの荷重と天端での変位をプロットしたものを示す。

実験では、天端ジェッキ（90°）が上下 2 本あるが、ここでの天端ジャッキ 1 本当たりの荷重は、この上下 2 本の平均とした。なお、天端ジャッキ 1 本当たりの荷重 10kN は、1 本当たりの載荷面積 0.846m（トンネル周方向）×0.5m（トンネル軸方向）=0.423m² を考慮し、分布荷重に換算すれば、10/0.423=23.6kN/m² 相当となり、土荷重に換算すれば約 1m 分の土塊高さに相当すると考えられる。

なお、この荷重-変位曲線における最大荷重は、覆工構造全体が保有する耐荷力である構造耐力と考えることができる。

(1) 載荷形式 A

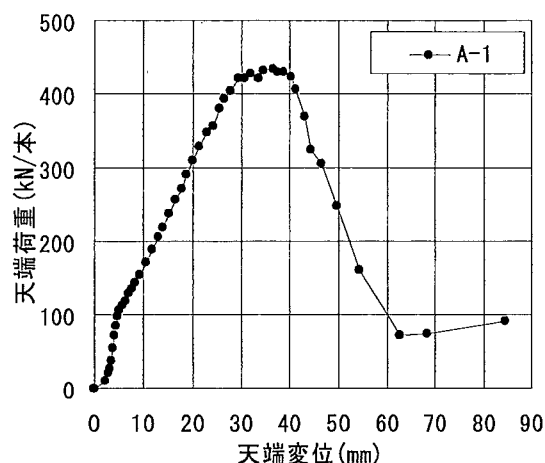
載荷形式 A について、天端ジャッキ 1 本当たりの荷重と天端での変位をプロットしたものを図 2.4 に示す。

図 2.4 によれば、載荷形式 A については、どのケースも最初はほぼ直線的に天端荷重-天端変位が増大しているが、その後、非線形性が現れ、最大荷重（構造耐力と言える、以降略）に達した後、荷重が減少していることが分かる。

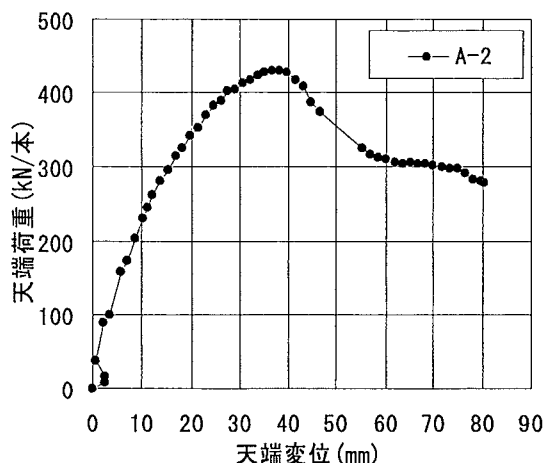
4 つのケースを比較すると、最大荷重についてはどのケースも 400kN/本程度であり、ケースによる最大荷重の違いは顕著に認められない。このことから、載荷形式 A については、SF や単鉄筋での補強の効果があまり発揮されていないことが分かる。

一方、最大荷重以後の挙動については、SFRC のケース（A-2、A-4）がその他のケース（A-1、

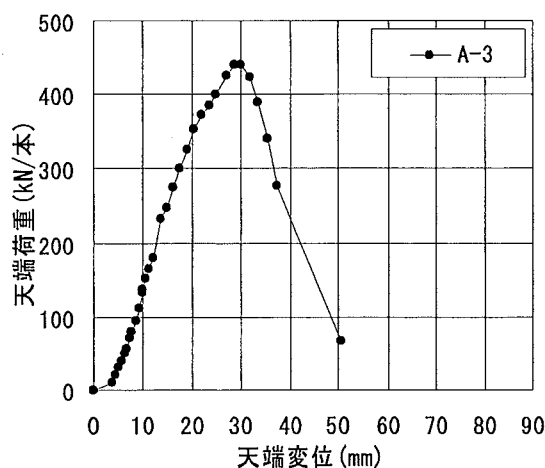
A-3) に比べて荷重の減少が比較的小さい。このことから、SFRC の混入は、最大荷重（構造耐力）後の残留強度の増加をもたらす効果があることが分かる。



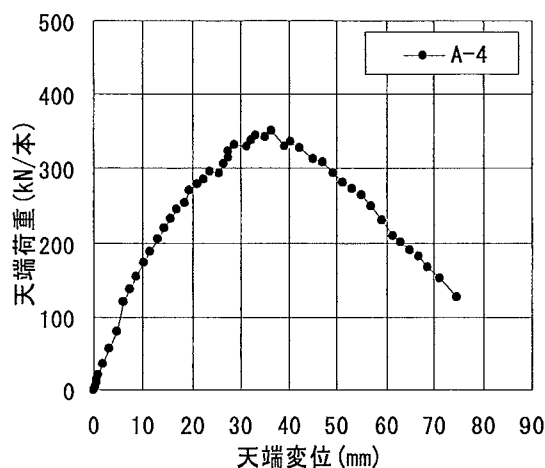
(a) A-1 (プレーン)



(b) A-2 (SFRC60mm, 0.5%)



(c) A-3 (単鉄筋)



(d) A-4 (SFRC30mm, 0.3%)

図 2.4 天端荷重-天端変位関係 (A 形式)

(2) 載荷形式 B

載荷形式 B について、天端ジャッキ 1 本当たりの荷重と天端での変位をプロットしたものを図 2.5 に示す。

図 2.5 によれば、載荷形式 B については、天端荷重-天端変位の関係が、プレーン、SFRC、単鉄筋補強コンクリートによって大きく異なったものとなっていることが分かる。

プレーンコンクリートのケース (B-1) では、最大荷重が小さく、かつ脆性的に破壊（突発的に破壊）していることが分かる。さらに、天端荷重-天端変位関係の上下動が大きく、最大荷重後の荷重低下も大きい。

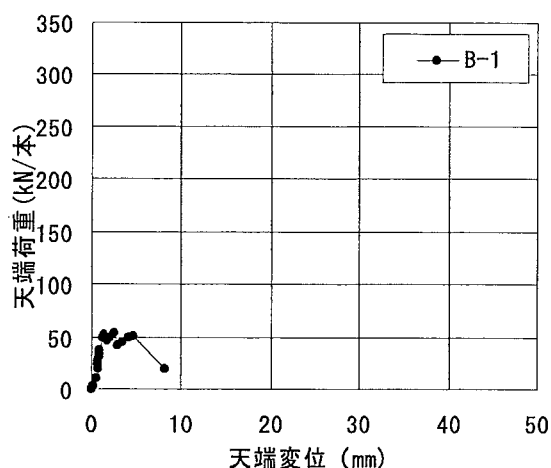
一方、SFRC のケース (B-2) では、最大荷重がプレーンコンクリートのケースよりかなり向上している。さらに、最大荷重だけではなく最大荷重到達時の変位も大きくなり靱性（タフネス：破壊するまでの間に示すエネルギー吸収能力）が大幅に増大していることが分かる。また、最大荷重以後の残留強度がかなり大きく、最終的な残留強度 50kN/本だけでもプレーンコンクリートの最大荷

重程度であることが分かる。このように載荷形式Bにおいては、SFRCの靱性向上、最大荷重以後の残留強度向上の効果がよく現れている。

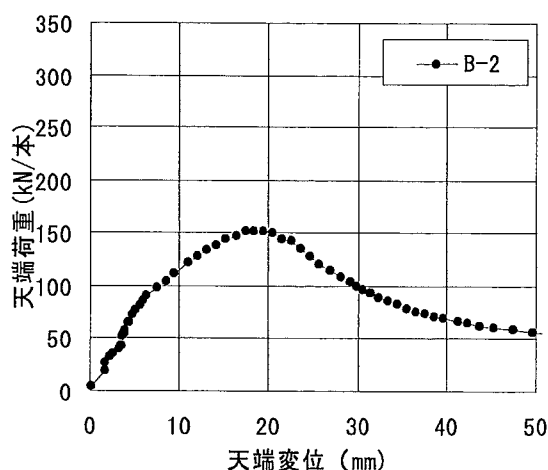
次に、同じSFRCであるがSFの長さや混入率を小さくしたケース（B-4）や樹脂繊維で補強したケース（B-5）では、最大荷重がプレーンに比して若干増加している程度に留まり、靱性や残留強度の向上効果があまり発揮されていないことが分かる。特に、樹脂繊維補強のケースの最大荷重後の荷重低下が大きかった。

一方、単鉄筋補強を施したケース（B-3）では、天端荷重-天端変位関係が若干の上下動を伴うものの最大荷重が他のケースよりかなり大きく、補強効果がよく認められる。しかし、最大荷重に達した後の荷重低下はどの実験ケースよりも著しい。

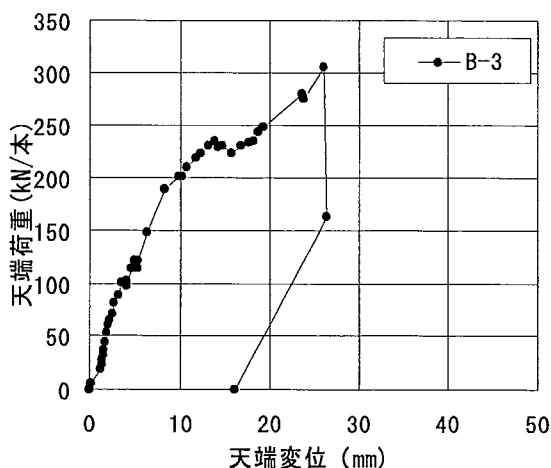
このように、載荷形式Bについては、5つのケースを比較すると、最大荷重については鋼繊維の混入度合いが高いSFRCや単鉄筋補強は、最大荷重をSFRCで3倍、単鉄筋で6倍程度に増加させる効果が認められる。また、SFRCでの補強は最大荷重後（ポストピーク）の荷重低下をかなり抑制する効果も期待できることが分かる。一方、鋼繊維の混入度合いが小さいSFRCや樹脂繊維補強では、プレーンに比べ最大荷重が2倍に満たない程度の補強効果しか得られなかった。また、鋼繊維の混入度合いが高いSFRCで認められた最大荷重後の荷重低下抑制効果も、小さくなっていた。



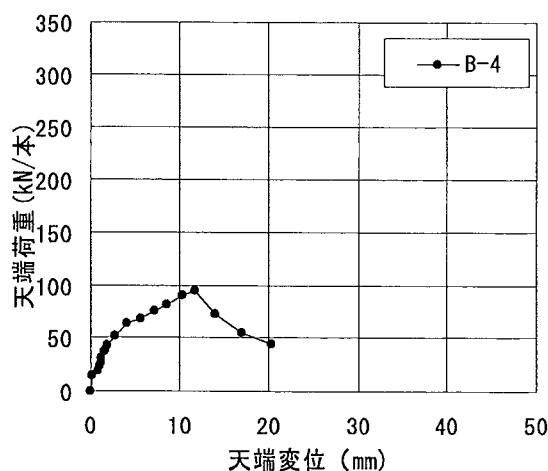
(a) B-1 (プレーン)



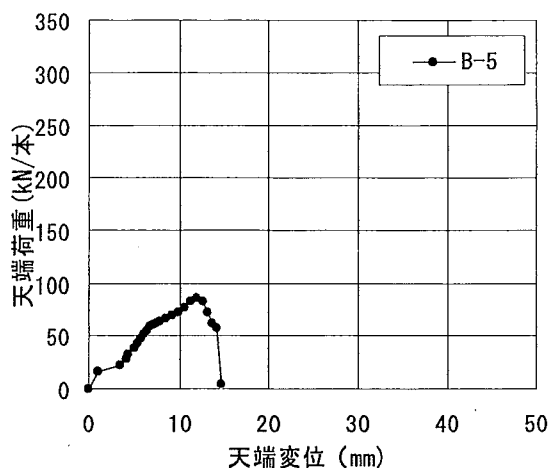
(b) B-2 (SFRC60mm, 0.5%)



(c) B-3 (単鉄筋)



(d) B-4 (SFRC30mm, 0.3%)



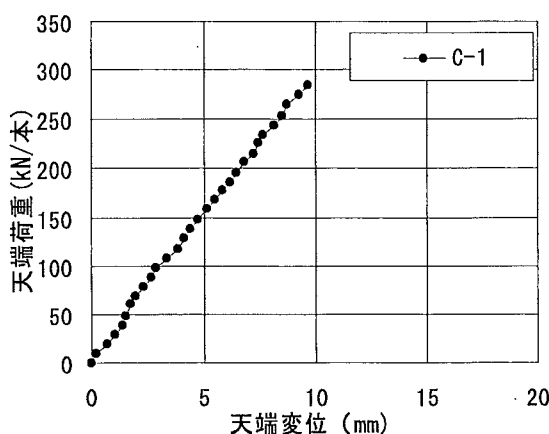
(e) B-5 (樹脂繊維)

図 2.5 天端荷重-天端変位関係 (B 形式)

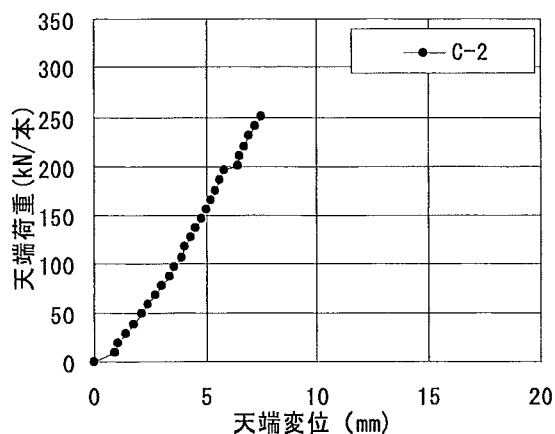
(3) 載荷形式 C

載荷形式 C について、天端ジャッキ 1 本当たりの荷重と天端での変位をプロットしたものを図 2.6 に示す。

図 2.6 によれば、載荷形式 C では、ほぼ直線の天端荷重-天端変位関係が得られており、その後他の載荷形式に比べ小さい変位にて脆性的な破壊となっていることが分かる。また、この載荷形式では、SFRC の効果があまり認められない。



(a) C-1 (プレーン)



(b) C-2 (SFRC60mm, 0.5%)

図 2.6 天端荷重-天端変位関係 (C 形式)

2.3.2 ひび割れ発生荷重

ここでは、ひび割れが発生した時の天端荷重について整理する。ひび割れは、発生した順番に第一ひび割れ、第二ひび割れというように記す。ただし、天端からの角度がおおよそ同じであり、かつ、覆工の内側外側が同じひび割れについては、同系列のひび割れとして考える（例えば、天端に第一ひび割れが発生した後、覆工内側に生じた約 65° と約 115° の二つのひび割れは、両者とも同じ第二ひび割れと考える）。

(1) 載荷形式A

載荷形式Aについて、天端荷重-天端変位関係にひび割れが発生した時の荷重を記したものを図 2.7 と表 2.5 に示す。さらに、実験ケース毎にひび割れ発生時の荷重と最大荷重の比をとったものを図 2.8 に示す。

これらによると、第一ひび割れ、第二ひび割れともひび割れ発生時の荷重は最大荷重に比べかなり小さく、第一ひび割れで最大荷重の 10～20%程度、第二ひび割れで 30～60%程度であることが分かる。

このことから、載荷形式Aの場合には、ひび割れが発生した時の荷重は最大荷重に比べかなり小さく、ひび割れがたとえ発生したとしても、トンネル全体が保有する耐荷力に対して十分余裕があることが分かる。

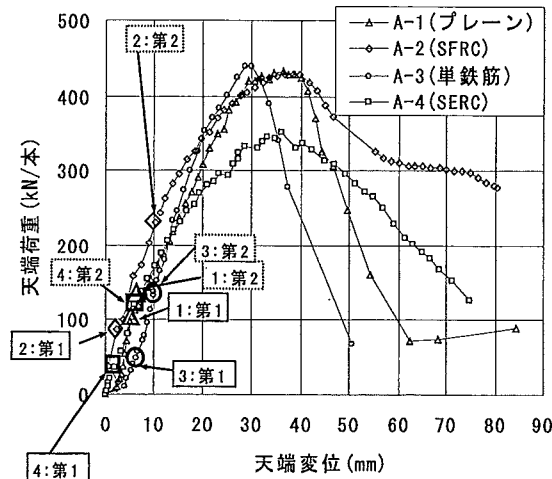


図 2.7 天端荷重-天端変位関係とひび割れ発生荷重（載荷形式A）

表 2.5 ひび割れ発生荷重と位置（載荷形式A）

ケース	第一ひび割れ	第二ひび割れ	第三ひび割れ
A1:プレーン —△— (Max : 433.7 k N/本)	天端(90°)内側 : 100.5 k N/本	肩部(115°)外側 : 132.7kN/本 肩部 (67.5°) 外側 : 141.9kN/本	—
A 2:SFRC —◇— (Max : 430.1 k N/本)	天端(90°)内側 : 88.2 k N/本	肩部(115°)外側 : 231.1kN/本 肩部(65°)外側 : 245.3kN/本	—
A 3:単鉄筋 —○— (Max : 443.3 k N/本)	天端(87.5, 92.5, 97.5°)内側 : 56.9 k N/本	肩部(122.5°)外側 : 137.5 kN/本 肩部(62.5°)外側 : 148.5 kN/本	—
A 4:SFRC —□— (Max : 351.4 k N/本)	天端(90°)内側 : 47.1 k N/本	肩部(113°)外側 : 120.2kN/本 肩部(65°)外側 : 155.2kN/本	—

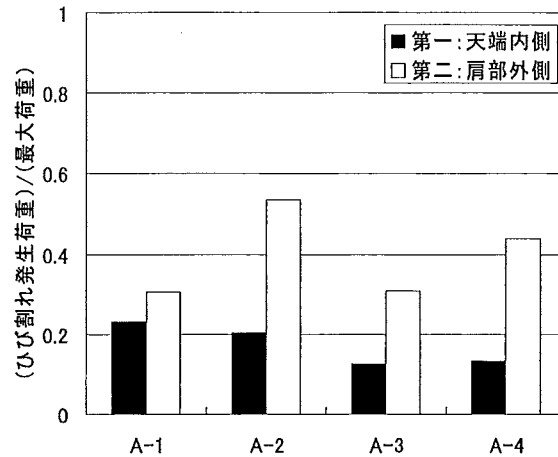


図 2.8 ひび割れ発生荷重と最大荷重との関係（载荷形式 A）

(2) 载荷形式 B

载荷形式 B について、天端荷重-天端変位関係にひび割れが発生した時の荷重を記したものを図 2.9 と表 2.6 に示す。さらに、実験ケース毎にひび割れ発生時の荷重と最大荷重に比をとったものを図 2.10 に示す。

これによると、载荷形式 B では、第三ひび割れまで発生している。また、ひび割れ発生時の荷重と最大荷重との関係は、供試体の補強方法により異なっていることが分かる。

プレーンを対象としたケース B-1 では、天端荷重-天端変位関係が上下動を伴うため、ひび割れ発生荷重も第一ひび割れと第二ひび割れでは上下関係が逆転しているが、発生順序としては他の実験ケースと同様に天端、肩、側壁の順となっている。また、これらのひび割れ発生荷重は、第一から第三ひび割れまで、ほぼ最大荷重に近い荷重である。

繊維補強であるケース B-2, 4, 5 では、最大荷重に対する比は第一ひび割れ発生荷重が約 40%，第二ひび割れ発生荷重が約 70%，第三ひび割れ発生荷重が約 100%となっている。このように、繊維補強を施した载荷形式 B の場合には、第一、第二ひび割れが発生しても最大荷重まではまだ余裕がある状態であるが、第三ひび割れが発生した状態では、最大荷重にほぼ到達している状態であると言える。

単鉄筋補強であるケース B-3 では、最大荷重が他の実験ケースに比べかなり大きい。また、ひび割れ発生時に若干の荷重低下もあるが、ひび割れ発生後の荷重の増加は大きく認められる。ひび割れ発生荷重と最大荷重の比は、第一ひび割れで 20%，第二ひび割れで 30%，第三ひび割れで 70% となっており、特に第三ひび割れ発生後も最大荷重に余裕がある唯一の実験ケースとなっている。これは、第三ひび割れが発生する側部内側に鉄筋が配置されていることにより、大きなひび割れ発生後も応力伝達が十分なされ、断面の耐力が保持されることにより、覆工の安定性が保たれたためと考えられる。

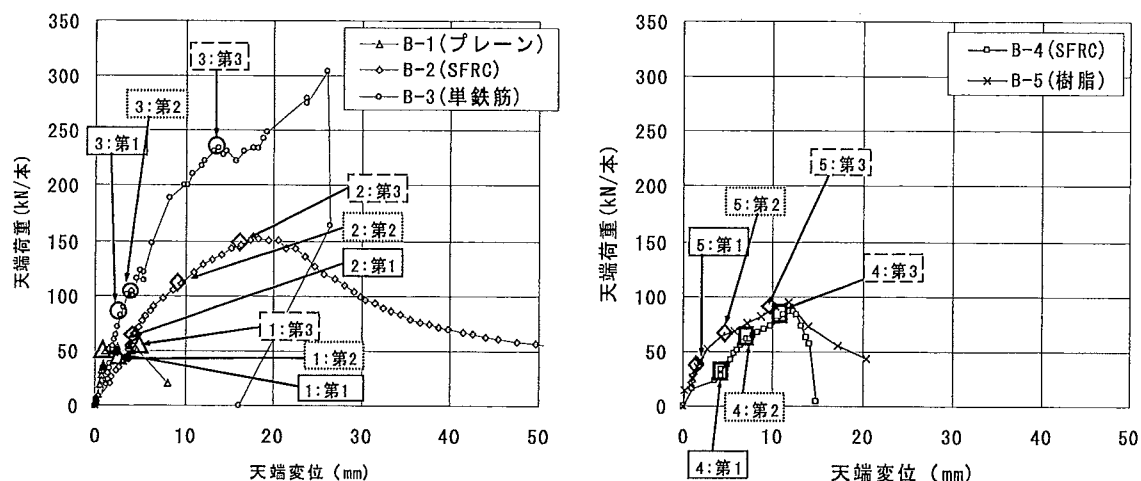


図 2.9 天端荷重-天端変位関係とひび割れ発生荷重（載荷形式 B）

表 2.6 ひび割れ発生荷重と位置（載荷形式 B）

ケース	第一ひび割れ	第二ひび割れ	第三ひび割れ
B1:プレーン —△— (Max : 54.6 k N/本)	天端(90°)内側 : 47.0 k N/本	肩部(65°)外側 : 41.7kN/本 左なし	側部(40°)内側 : 51.3kN/本 左なし
B 2:SFRC —◇— (Max : 152.6 k N/本)	天端(90°)内側 : 55.8 k N/本	肩部(115°)外側 : 104.8kN/本 肩部(65°)外側 : 117.7kN/本	側部(35° ,140°) 内側 : 151.2kN/本
B 3:単鉄筋 —○— (Max : 312.3 k N/本)	天端(90°)内側 : 74.2 k N/本	肩部(125°)外側 : 98.9 kN/本 肩部(55°)外側 : 114.9 kN/本	側部(40°)内側 : 222.7kN/本 側部(140°)内側 : 231.3kN/本
B 4:SFRC —□— (Max : 86.4 k N/本)	天端(90°)内側 : 39.6 k N/本	肩部(115°)外側 : 64.4kN/本 肩部(55°)外側 : 69.8kN/本	側部(140°)内側 : 86.4kN/本 右なし
B 5:樹脂繊維 —×— (Max : 95.1 k N/本)	天端(90°)内側 : 41.7 k N/本	肩部(62° , 117.5°) 外側 : 64.2kN/本	側部(40°)内側 : 93.6kN/本 左なし

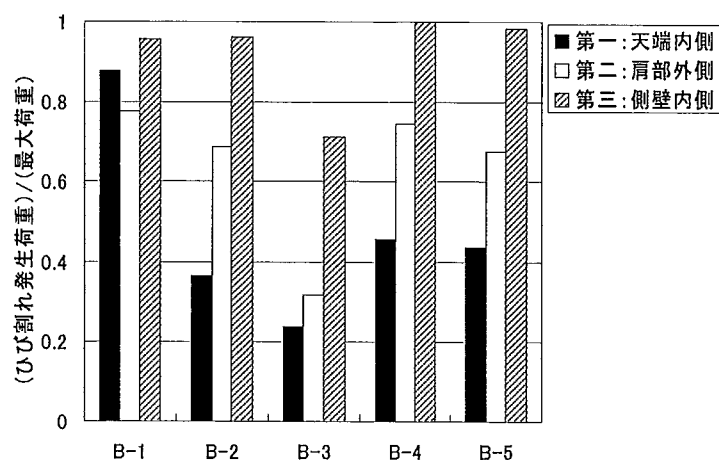


図 2.10 ひび割れ発生荷重と最大荷重との関係（載荷形式 B）

2.3.3 ひび割れの進展

ここでは、各ひび割れについて、30cmの覆工厚さに対しひび割れ深さが5, 10, 15, 20, 25cmとなった時の荷重を整理する。なお、ひび割れ深さは、発生角度がおおよそ同じであるひび割れについて最も深く進行しているひび割れを基にして記した。また、グラフが抜けているものは、ひび割れが発生しなかったり、当該ひび割れ深さには達しなかったりすることを意味する。

(1) 載荷形式A

載荷形式Aのひび割れ深さと荷重の関係を図2.11に示す。

図2.11によると、実験ケースA-1では、比較的小さい荷重において、天端で発生した第一ひび割れが貫通し、第二ひび割れである肩部のひび割れも深さ15cmに到達している。

ケースA-2では、天端で発生した第一ひび割れはほぼ貫通まで達するが、その発生から貫通までの荷重増加は、他のケースに比べ大きい。また、肩部の第二ひび割れの発生および進展も大きな荷重の時に生じていることが認められる。

ケースA-3では天端で発生した第一ひび割れの進展については、ケースA-1とさほど変化がないが、肩部の第二ひび割れの発生および進展は大きな荷重で生じていることが認められる。

ケースA-4では、第一ひび割れの発生、進展が小さな荷重で生じているが、第二ひび割れの進展はやや抑制されていることが分かる。

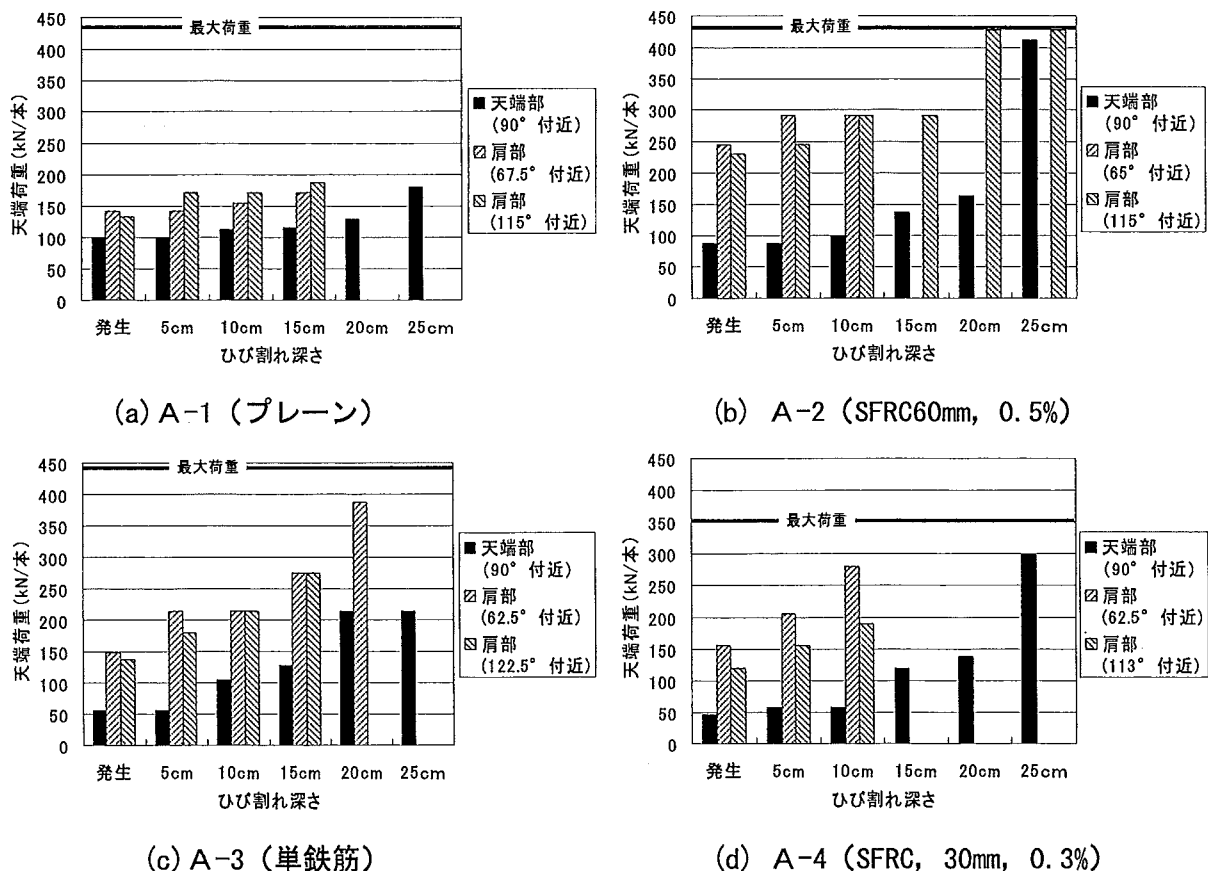


図 2.11 ひび割れ深さと荷重 (載荷形式A)

(2) 載荷形式 B

載荷形式Aのひび割れ深さと荷重の関係を図 2.12 に示す。

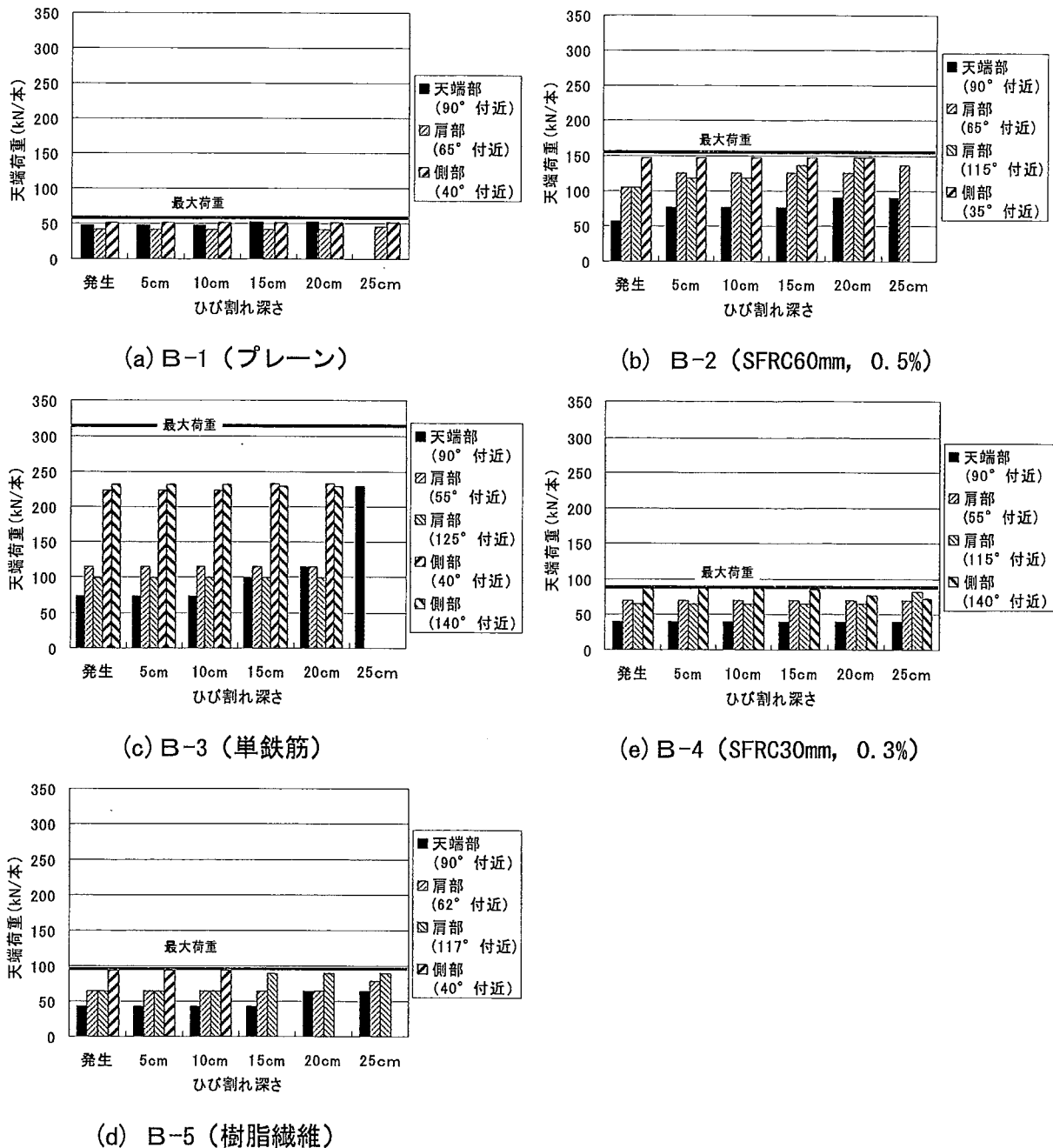


図 2.12 ひび割れ深さと荷重 (載荷形式 B)

図 2.12 によると、実験ケース B-1 では、ひび割れの進展は、急激であり他のケースに比べかなり小さい荷重で貫通まで進展している。

これに対し、実験ケース B-2 では、ひび割れの進展が大きな荷重によって生じており、SFRC のひび割れ進展抑制効果がよく認められる。また、その効果は、同じ SFRC でも鋼繊維の混入が少ないケース B-4、樹脂繊維補強であるケース B-5 に比べ大きい。

さらに、実験ケースB-3 では、特に、第三ひびわれの発生と進展の荷重が大きい荷重で生じている。一方、第一、第二ひび割れの発生と進展はケースB-2 と比べればさほど大きくなく、単鉄筋の効果は特に第三ひび割れの発生と抑制に大きく発揮されていると考えられる。

2.3.4 ひずみ分布

ここでは、角度を横軸にとり、発生ひずみをプロットしたグラフを供試体外側と内側について示す。ひずみは圧縮を負としており、載荷形式に応じて最大荷重時等凡例に示した時のものをプロットした。

なお、ジャッキ配置の関係で、天端部は 90° でひずみ測定が不可能であり、 87.5° と 92.5° が天端にもっとも近いひずみ測定点となっている。

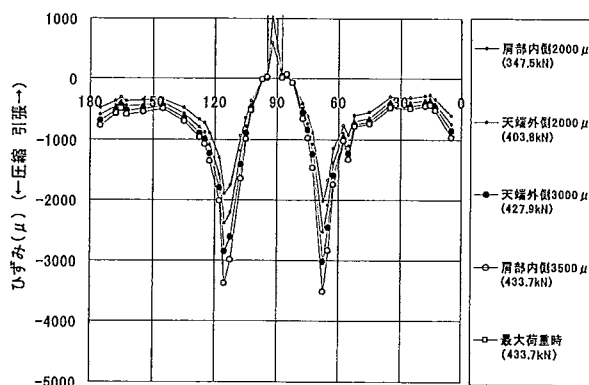
(1) 載荷形式A

載荷形式Aについて、ひずみ分布を図2.13に示す。

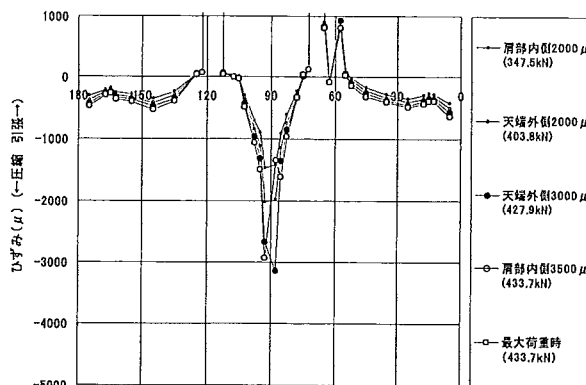
これによると、載荷形式Aの場合、ひずみは、ひび割れが発生する箇所の裏側（内外逆側）である、天端 90° 付近の外側および肩部 65° 付近、 115° 付近内側に大きく発生していることが分かる。

また、発生している圧縮ひずみ量は最終的には 3000μ から 4000μ 、最大で 5000μ となっており、一般に用いられるコンクリートの終局圧縮ひずみ²⁾ 3500μ と同程度もしくはそれ以上となっていることが分かる。このことから、載荷形式Aの場合には、コンクリートは最終的には天端部および肩部で圧縮破壊していることが分かる。

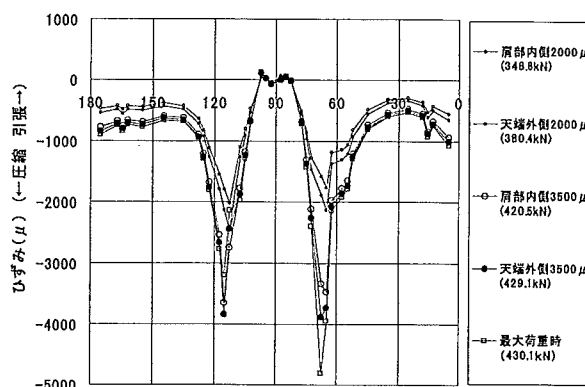
なお、天端部外側、肩部内側以外の箇所については、その内外逆側については、引張ひずみが発生しており、その他については、 1000μ 以下の比較的小さい圧縮ひずみが生じている。すなわち、載荷形式Aの場合には、天端部と肩部に大きな曲げ圧縮、曲げ引張によるひび割れが生じ、それ以外の場所では小さい全断面圧縮応力が発生していることが分かる。



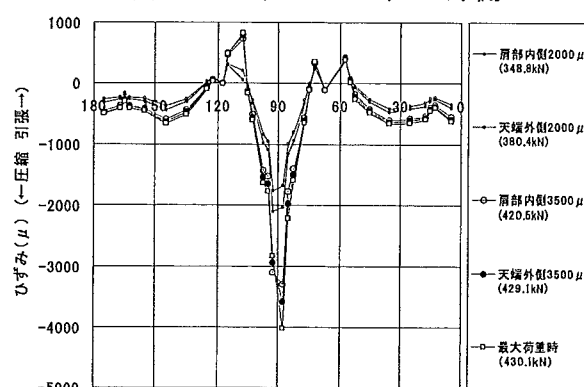
(a) A-1 (プレーン) 内側



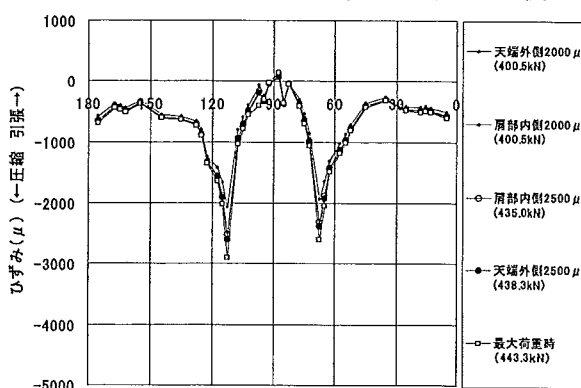
(b) A-1 (プレーン) 外側



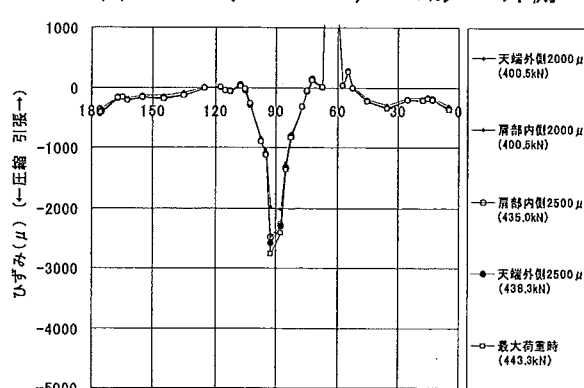
(c) A-2 (SFRC60mm, 0.5%) 内側



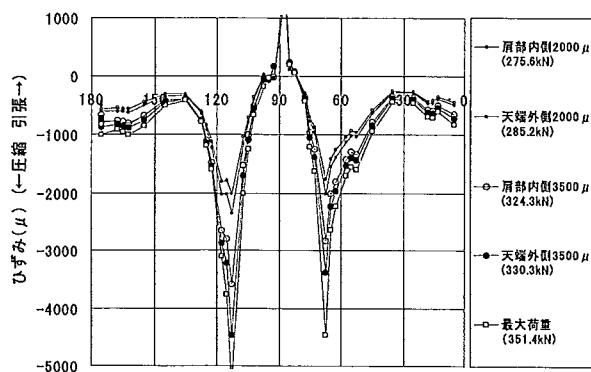
(d) A-2 (SFRC60mm, 0.5%) 外側



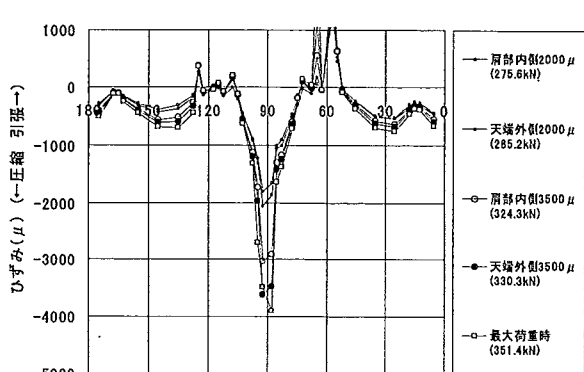
(e) A-3 (単鉄筋) 内側



(f) A-3 (単鉄筋) 外側



(g) A-4 (SFRC30mm, 0.3%) 内側



(h) A-4 (SFRC30mm, 0.3%) 外側

図 2.13 ひずみ分布 (载荷形式A)

(2) 載荷形式B

載荷形式Bについて、ひずみ分布を図2.14に示す。

これによると、載荷形式Bの場合、ひずみは、天端 90° 付近の外側および肩部 65° 付近、115° 付近内側、さらに側壁 40°、140° 付近外側に大きく発生していることが分かる。発生形態としては実験ケースによらずほぼ同様であるが、発生量は異なっていることが分かる。しかし、全ケース、全箇所を通じての最大圧縮ひずみは 2000 μ であり、一般に用いられるコンクリートの終局圧縮ひずみ²⁾ 3500 μ に比べ小さく、載荷形式Bではコンクリートの圧縮破壊は生じていないものと考えられる。

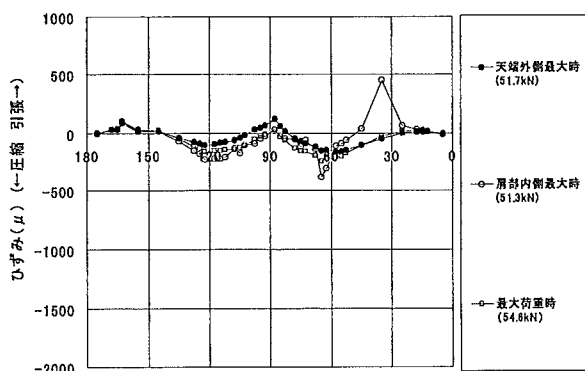
ケースB-1では、ひずみが 200 μ 以下であり、あまり大きな圧縮ひずみが発生していない。

ケースB-2では、肩部内側に 2000 μ の大きな圧縮ひずみが発生している。一方、天端や側壁外側においても圧縮ひずみが生じているがその大きさは 300 から 500 μ と比較的小さい。

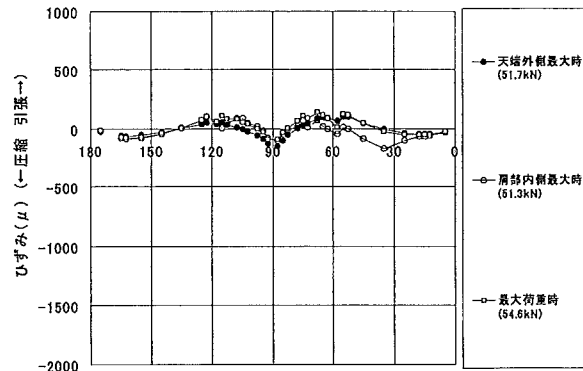
ケースB-3では、天端外側および肩部内側において 1500 から 2000 μ の大きな圧縮ひずみが発生している。また、側壁外側の圧縮ひずみは 500 μ を越えている。

ケースB-4では、ケースB-1同様大きな圧縮ひずみが発生していない。

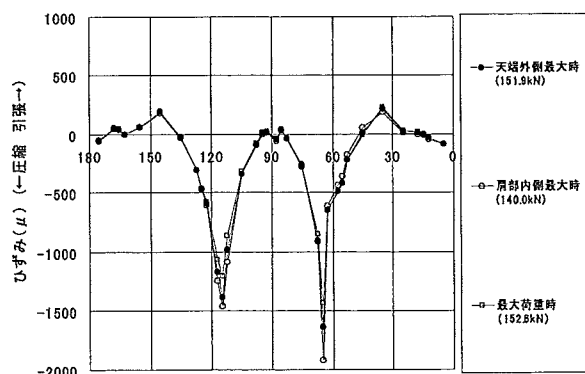
ケースB-5では、肩部内側に 2000 μ の大きな圧縮ひずみが生じている。一方、外側のひずみの発生では左右の対称性が悪く、右肩部外側の圧縮ひずみが卓越している。



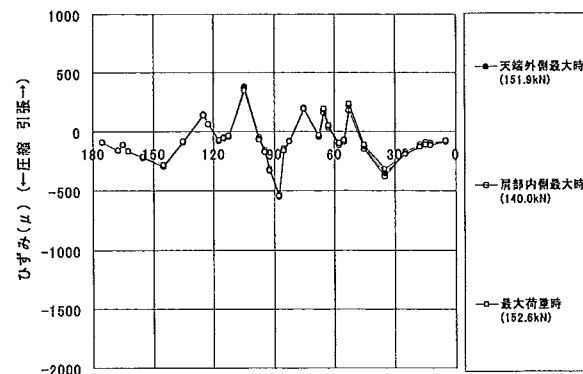
(a) B-1 (プレーン) 内側



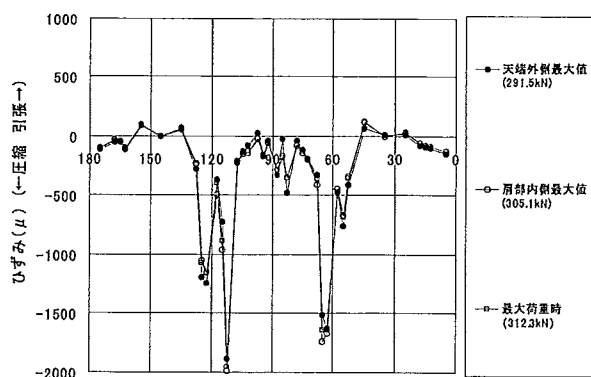
(b) B-1 (プレーン) 外側



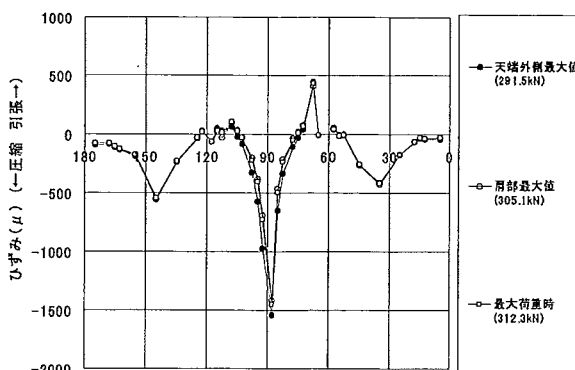
(c) B-2 (SFRC60mm, 0.5%) 内側



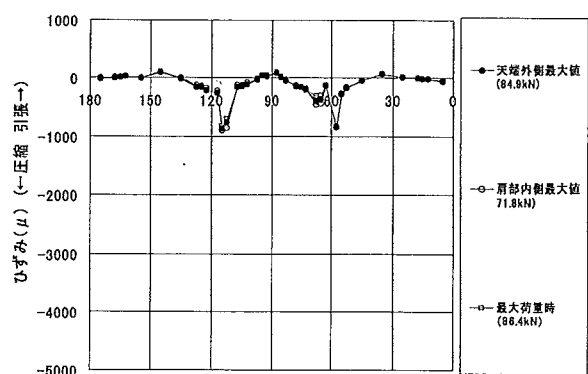
(d) B-2 (SFRC60mm, 0.5%) 外側



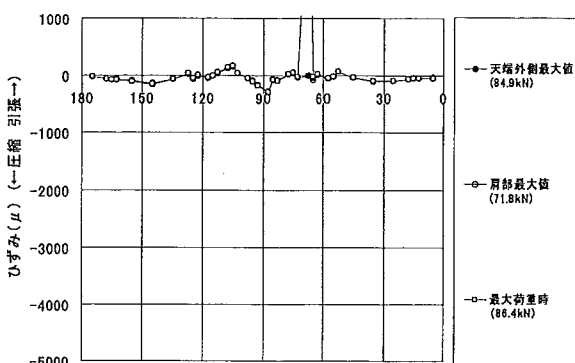
(e) B-3 (単鉄筋) 内側



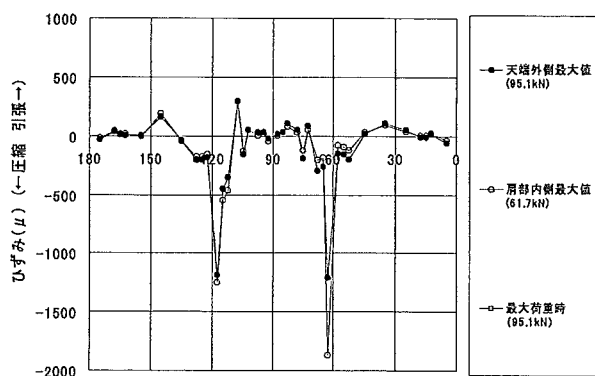
(f) B-3 (単鉄筋) 外側



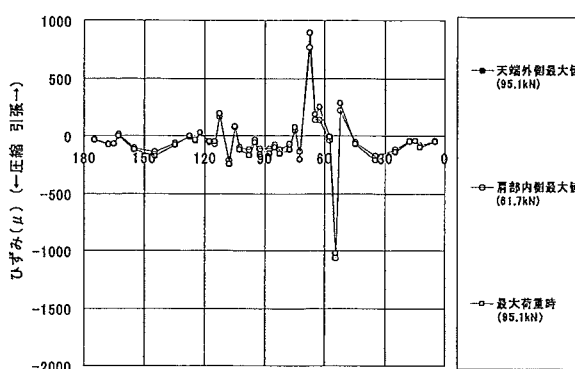
(g) B-4 (SFRC30mm, 0.3%) 内側



(h) B-4 (SFRC30mm, 0.3%) 外側



(i) B-5 (樹脂繊維) 内側



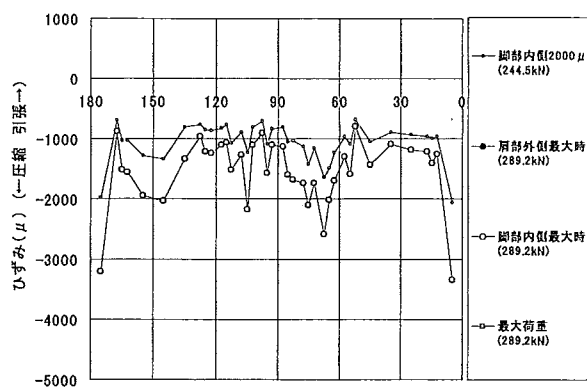
(j) B-5 (樹脂繊維) 外側

図 2.14 ひずみ分布 (載荷形式 B)

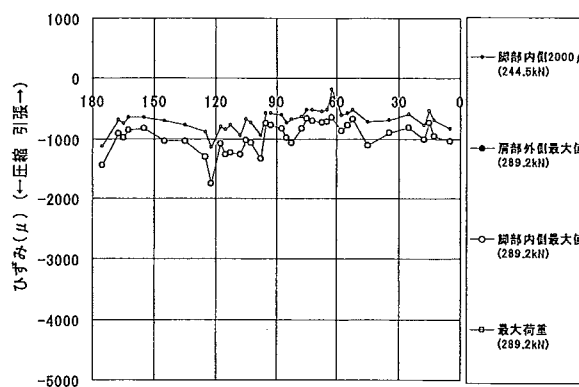
(3) 載荷形式 C

載荷形式 C について、ひずみ分布を図 2.15 に示す。

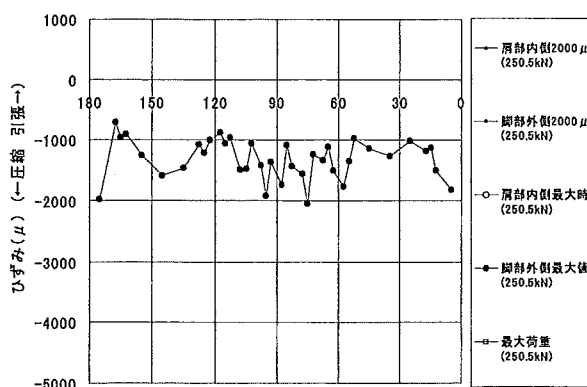
これによると、載荷形式 C の場合、すべての箇所では圧縮ひずみが発生しており、供試体は全断面圧縮状態にあることが分かる。また、脚部の内側に大きな圧縮ひずみの発生が認められ、これは脚部の支持条件の影響とも考えられる。



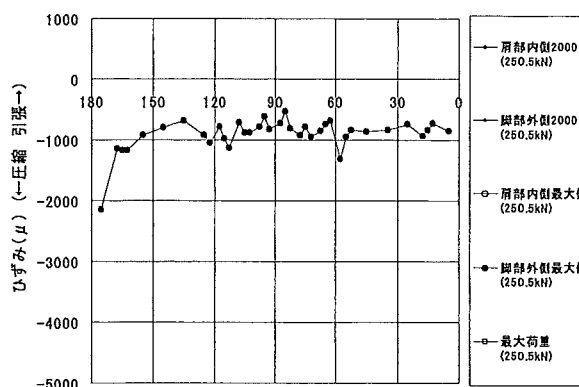
(a) C-1 (プレーン) 内側



(b) C-1 (プレーン) 外側



(c) C-2 (SFRC60mm, 0.5%) 内側



(d) C-2 (SFRC60mm, 0.5%) 外側

図 2.15 ひずみ分布 (載荷形式 C)

2.3.5 ひずみの進展

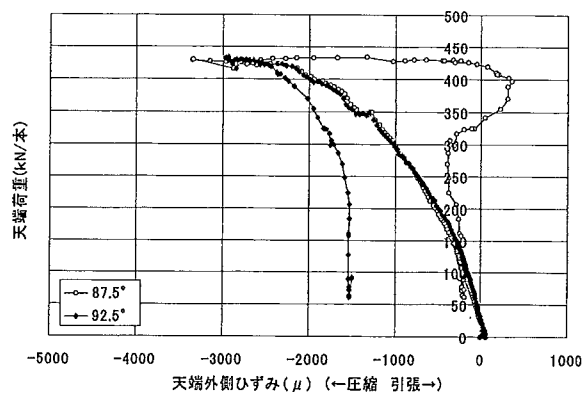
ここでは、圧縮ひずみが卓越する断面における天端作用荷重と圧縮ひずみについて示す。ただし、グラフでは圧縮ひずみを負としている。

(1) 載荷形式 A

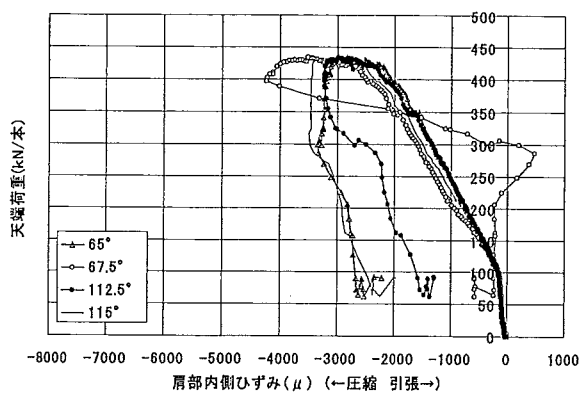
載荷形式 A に関する荷重-ひずみ関係を図 2.16 に示す。

載荷形式 A については、荷重の増大とともに天端外側と肩部内側の圧縮ひずみが非線形な曲線を描きながら増大し、圧縮ひずみが最大となった時、おおよそ最大荷重となっていることが分かる。また、最大圧縮ひずみ、最大荷重となった後は、圧縮ひずみが同程度のままで荷重が減少するか、圧縮ひずみ、荷重ともに急激に減少していることが分かる。

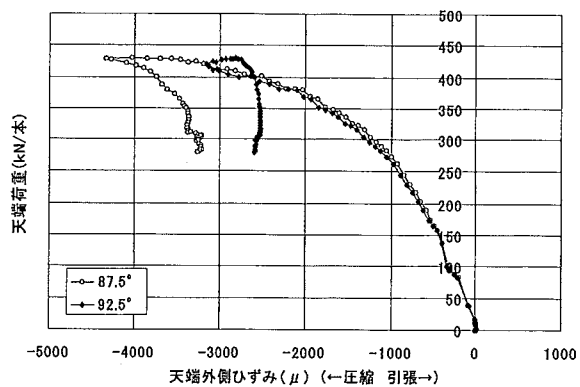
また、実験ケース A-4 の肩部内側が 8000μ 程度の極めて大きな圧縮ひずみが発生していることを除けば、最大の圧縮ひずみは 3000μ から 4000μ であり、一般的に用いられているコンクリートの終局圧縮ひずみと同程度であることが分かる。



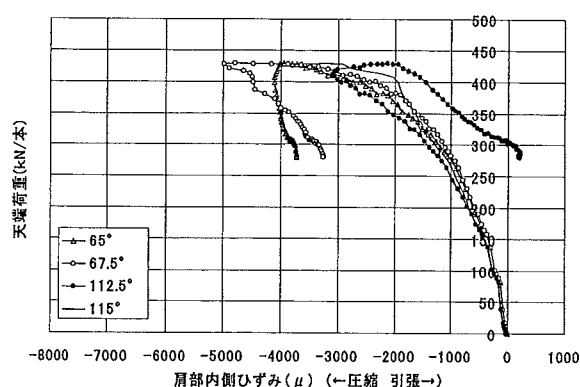
(a) A-1 (プレーン) 天端外側



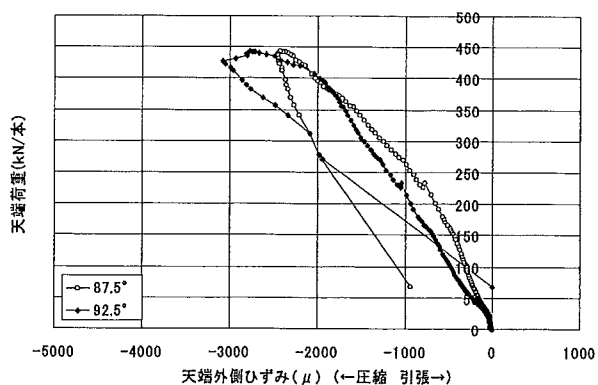
(b) A-1 (プレーン) 肩部内側



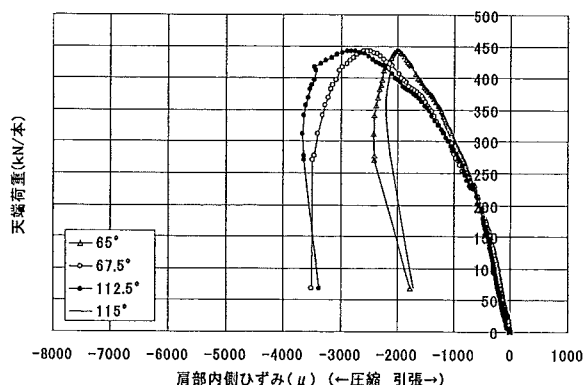
(c) A-2 (SFRC60mm, 0.5%) 天端外側



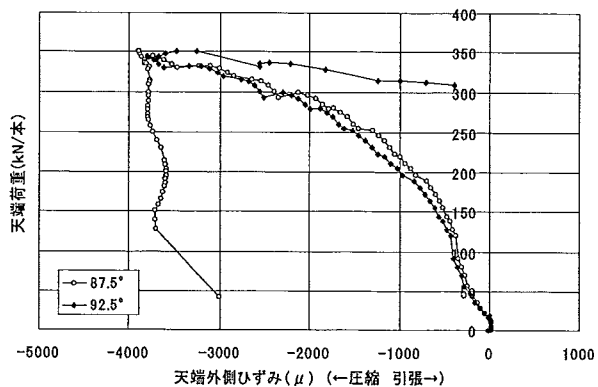
(d) A-2 (SFRC60mm, 0.5%) 肩部内側



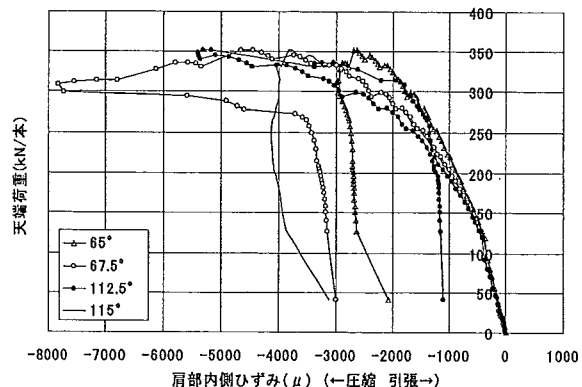
(e) A-3 (単鉄筋) 天端外側



(f) A-3 (単鉄筋) 肩部内側



(j) A-4 (SFRC30mm, 0.3%) 天端外側



(k) A-4 (SFRC30mm, 0.3%) 肩部内側

図 2.16 荷重-ひずみ関係 (載荷形式 A)

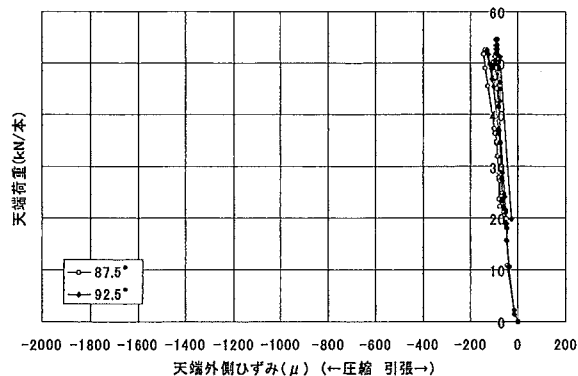
(2) 載荷形式B

載荷形式Bに関する荷重-ひずみ関係を図 2.17 に示す。

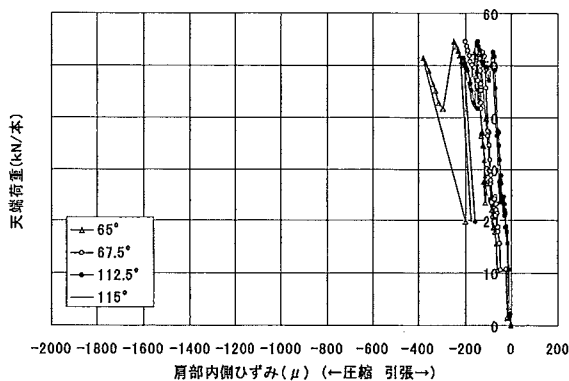
載荷形式Bについては、載荷形式Aと比べて、荷重が増大しても天端外側、肩部内側および側壁外側の圧縮ひずみはあまり増大しない。荷重-ひずみ関係自体は、載荷形式Aとさほど大きな違いはなく、非線形な曲線を描きながらひずみが荷重の増大とともに増加し、最大荷重に達した後、ひずみが減少するものである。

ケース B-1, B-4, B-5 では、天端外側、肩部内側で 200μ 程度、肩部内側でも 400 から 800μ までは最大の圧縮ひずみである。

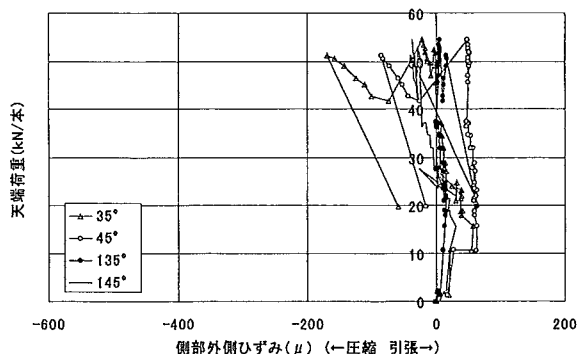
ケース B-2, B-3 では、やや不規則な挙動をする B-3 天端外側で 1600μ 近くまで圧縮ひずみが生じている以外は、両者の圧縮ひずみの進展には大きな差はない。すなわち、肩部内側では 2000μ 程度以下、側壁外側では 400 から 600μ 以下の圧縮ひずみである。



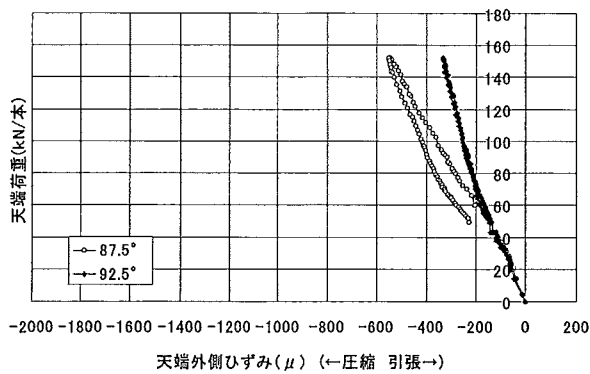
(a) B-1 (プレーン) 天端外側



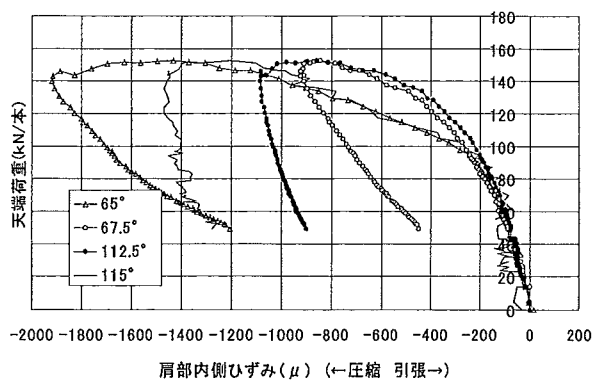
(b) B-1 (プレーン) 肩部内側



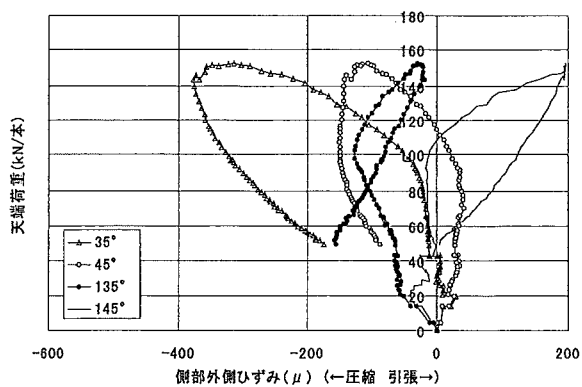
(c) B-1 (プレーン) 側壁外側



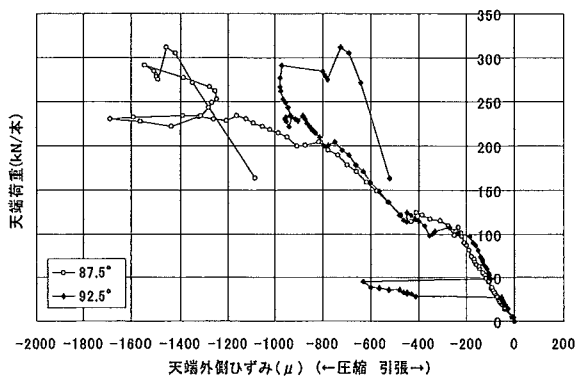
(d) B-2 (SFRC60mm, 0.5%) 天端外側



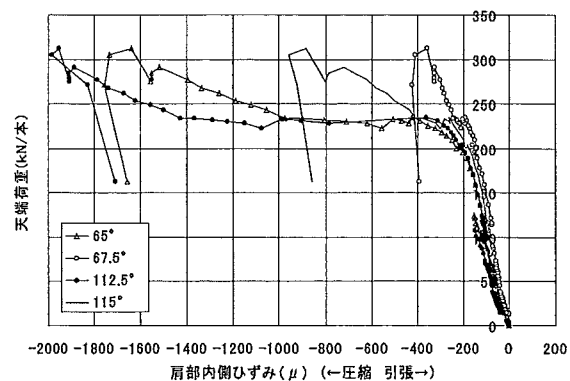
(e) B-2 (SFRC60mm, 0.5%) 肩部内側



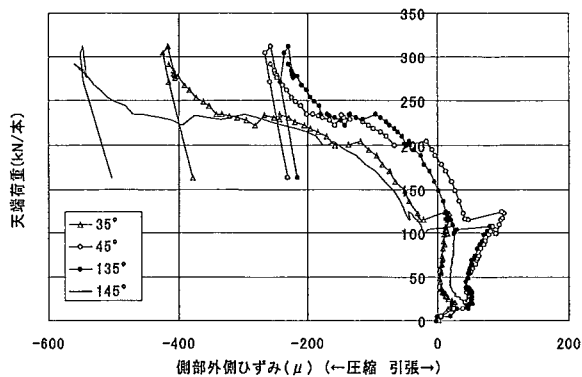
(f) B-2 (SFRC60mm, 0.5%) 側壁外側



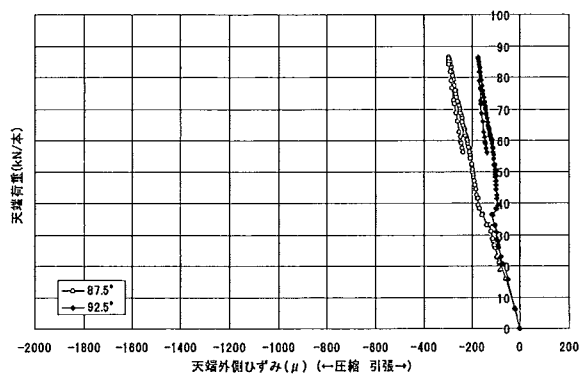
(g) B-3 (単鉄筋) 天端外側



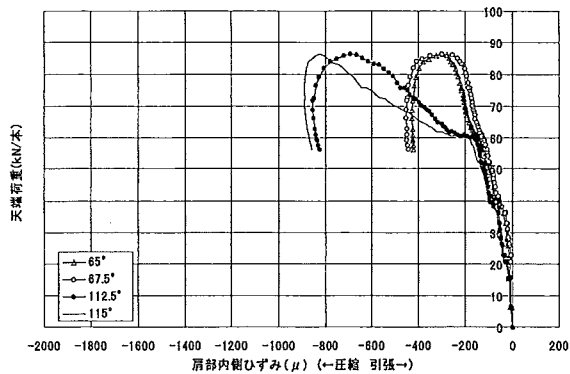
(h) B-3 (単鉄筋) 肩部内側



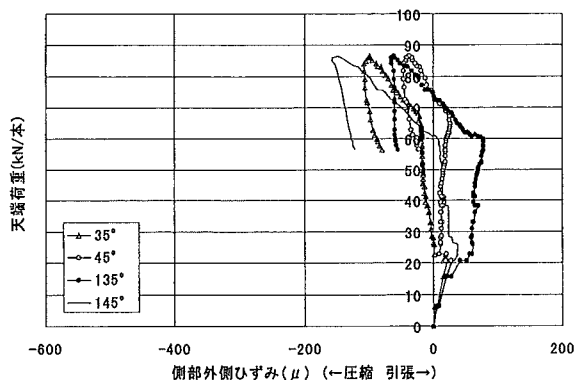
(i) B-3 (単鉄筋) 側壁外側



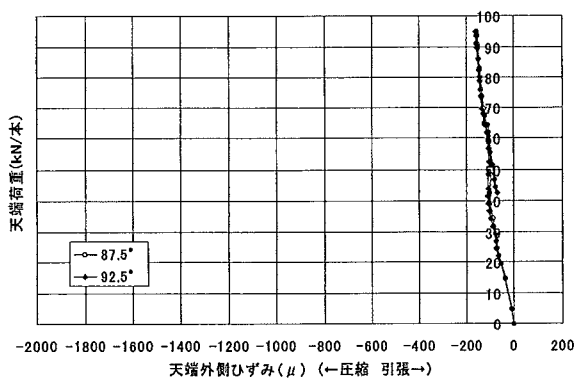
(j) B-4 (SFRC30mm, 0.3%) 天端外側



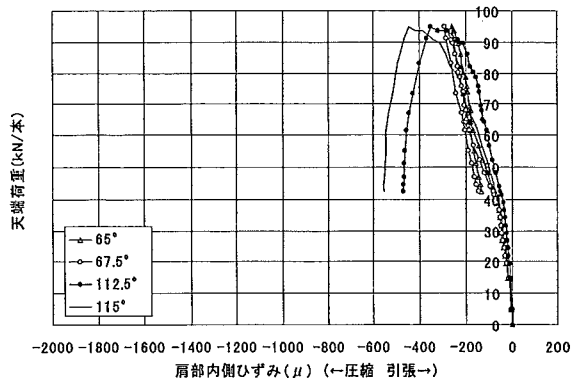
(k) B-4 (SFRC30mm, 0.3%) 肩部内側



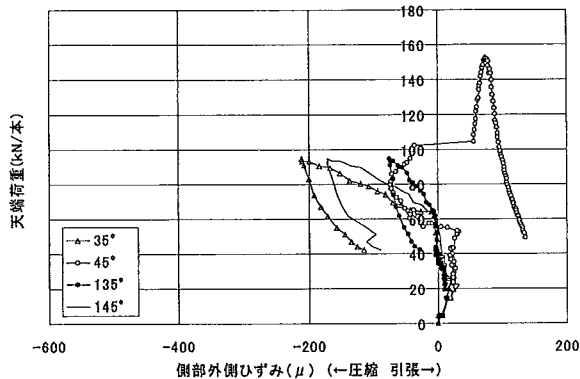
(l) B-4 (SFRC30mm, 0.3%) 側壁外側



(m) B-5 (樹脂繊維) 天端外側



(n) B-5 (樹脂繊維) 肩部内側



(o) B-5 (樹脂繊維) 側壁外側

図 2.17 荷重-ひずみ関係 (載荷形式 B)

(3) 載荷形式 C

載荷形式Cに関する荷重-ひずみ関係を図 2.18 に示す。

載荷形式Cについては、載荷形式A, B とは挙動が異なり、非線形な挙動で荷重の増加とともにひずみが増加し、その後、ひずみの減少、荷重の減少等は認められない。

また、天端、脚部とも供試体内側外側ともに圧縮状態にあり、断面が全断面圧縮状態であることが分かる。

載荷形式Cでは、脚部に大きな圧縮ひずみが発生しており、その値は実験ケースC-1 では、3400 μ 程度、ケースC-2 では、2200 μ 程度である。

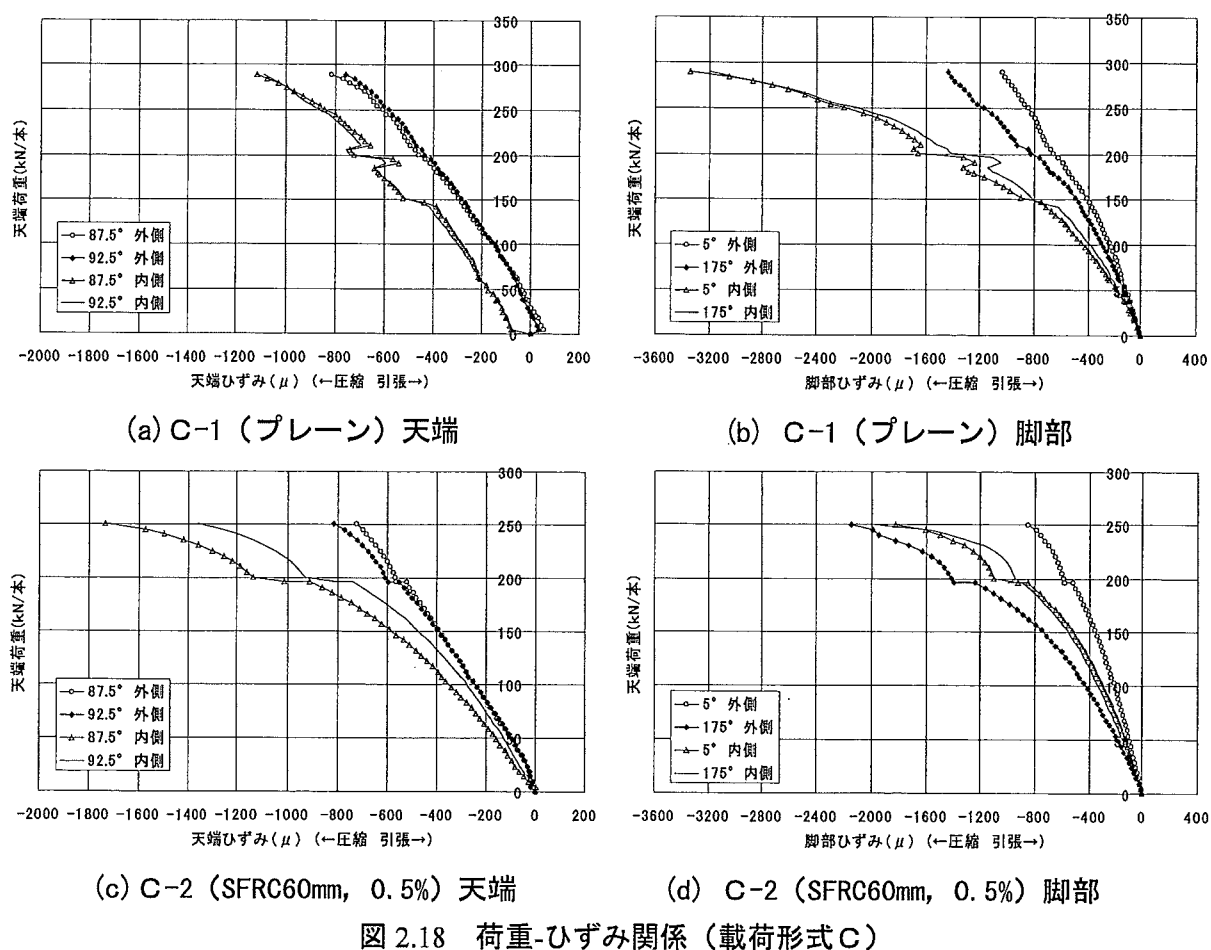


図 2.18 荷重-ひずみ関係 (載荷形式 C)

2.3.6 最大荷重到達時点の剥落発生等の状況

ここでは、最大荷重に到達する時点の剥落発生等の供試体の様子について述べる。

実験では、ひび割れ発生状況を目視観察し、スケッチしている。ここでは、その状況について述べる。示すスケッチ図は、目視可能なひび割れ（ひび割れ幅約 0.05mm 程度以上のひび割れと考えられる）をスケッチしたもので、最大荷重が得られる直前のものであり、供試体の極限状態と考えられる。また、最大荷重が得られた後の供試体の状況について、剥落状況などを示す。

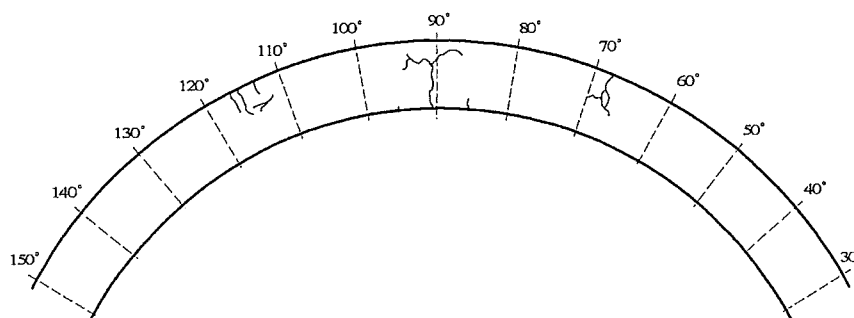
(1) 載荷形式 A

載荷形式 A についての最大荷重直前のスケッチ図を図 2.19 に、最終時の供試体の状況を表 2.7 に示す。

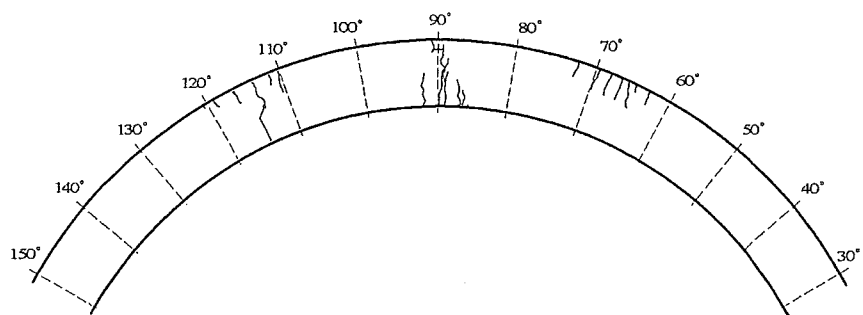
載荷形式 A では、天端の内側、肩部の外側よりひび割れが発生しそれぞれ伸びている。天端の内側からのひび割れは、各実験ケースで複数本認められるが、最も深くまで進展したひび割れは、ほぼ供試体を貫通していることが分かる。また、肩部外側から発生したひび割れも各実験ケースで複数本発生しており、実験ケース A-4 以外は断面高さの半分より深くに進行していることが分かる。

プレーンの実験ケース A-1 と SFRC の実験ケース A-2 を比較すると、SFRC の実験ケース A-2 の方が浅く多数のひび割れが発生しており、鋼繊維補強のひび割れ分散効果が現れていると考えられる。

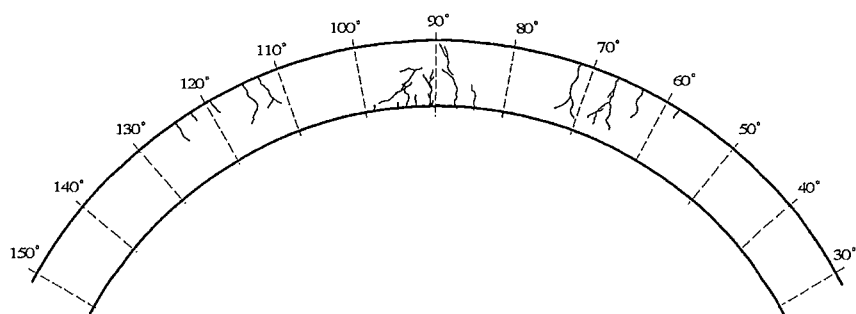
最終時の状況は、無補強のプレーンである実験ケース A-1 で、20 から 30cm 四方の最も大きな剥落が生じている。それに対して SFRC である A-2 では、剥落が生じず、A-4 では、1 から 2cm 四方の剥落に留まっており、SFRC が剥落防止に対して効果的であることが分かる。また、同じ SFRC であっても、鋼繊維の混入が繊維長さ 30mm、混入率が 0.3% の A-4 より、繊維長さ 60mm、混入率 0.5% の A-2 の方が剥落の防止効果が顕著であり、鋼繊維の混入量を多くすると剥落の防止効果が大きくなることが分かる。対して、単鉄筋で補強された実験ケース A-3 は、鉄筋が配置されていない覆工外側のみ 5cm 程度の剥落が生じている。このことから、単鉄筋の配置は、プレーンよりも剥落をやや小さくする効果があるにしても、配置されていない側からの剥落を完全に防止するまでの効果はないものと考えられる。



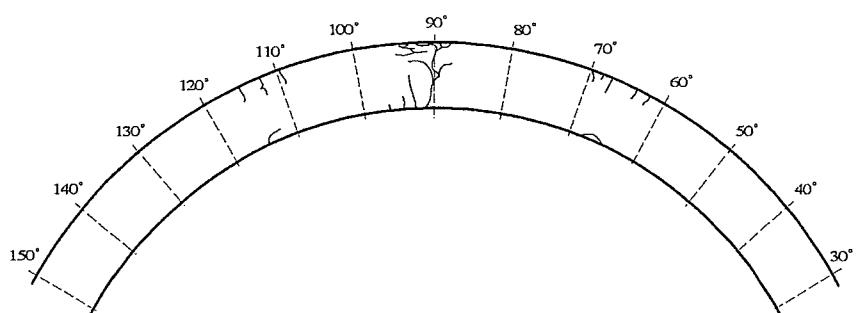
(a) A-1 (プレーン)



(b) A-2 (SFRC60mm, 0.5%)



(c) A-3 (単鉄筋)



(d) A-4 (SFRC30mm, 0.3%)

図 2.19 最大荷重直前の供試体スケッチ図 (載荷形式 A)

表 2.7 最終時の供試体の剥落発生等の状況（載荷形式 A）

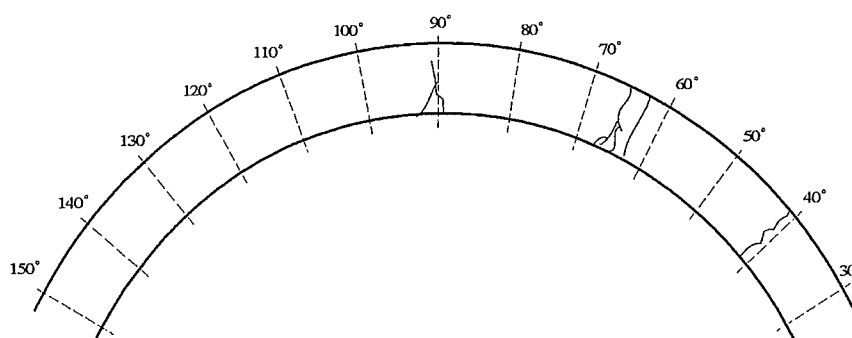
ケース	最大荷重 (kN/本)	最大荷重時 の変位(mm)	最終時の剥落発生等の状況
A-1 (プレーン)	433.74	36.3	天端(90°)内側：ひび割れ深さ 25cm（幅 3.5mm） 肩部(67.5°)外側：ひび割れ深さ 15cm 肩部(115°)外側：ひび割れ深さ 15cm 20～30cm 四方の剥落あり
A-2 (SFRC： 60mm0.5%)	430.09	38.3	天端(87.5～92.5°)内側：ひび割れ貫通 肩部(62.5～72.5°)外側：ひび割れ深さ 10cm 肩部(110～122.5°)外側：ひび割れ貫通 表面の浮きあり，剥落なし
A-3 (単鉄筋)	443.33	29.7	天端(85～97.5°)内側：貫通（斜め方向） 肩部(57.5～72.5°)外側：ひび割れ深さ 20cm 肩部(112.5～125°)外側：ひび割れ深さ 15cm 覆工外側のみ 5cm 四方の剥落あり
A-4 (SFRC： 30mm0.3%)	351.36	36.1	天端(90°)内側：貫通 肩部(65°)外側：15cm 肩部(113°)外側：貫通 1～2cm 四方の剥落あり

(2) 載荷形式 B

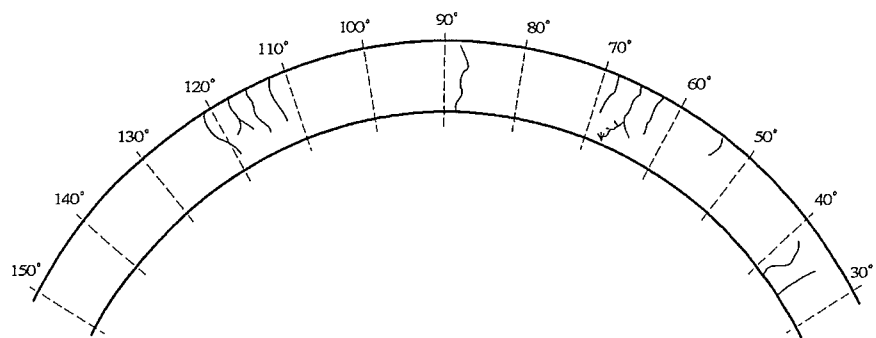
載荷形式 B についての最大荷重直前のスケッチ図を図 2.20 に，最終時の供試体の状況を表 2.8 に示す。

載荷形式 B では，天端の内側，肩部の外側，側部の内側よりひび割れが発生しそれぞれ伸びている。それぞれのひび割れは，供試体厚さの 70%以上の深さまで進展しており，おおよそ貫通しているものも多い。補強効果については，単鉄筋補強である実験ケース B-3 では，天端内側や側壁内側から発生したひび割れに対しては抑制効果が認められなかったが，肩部外側から発生したひび割れは鉄筋沿いで止まる様子が観察された。

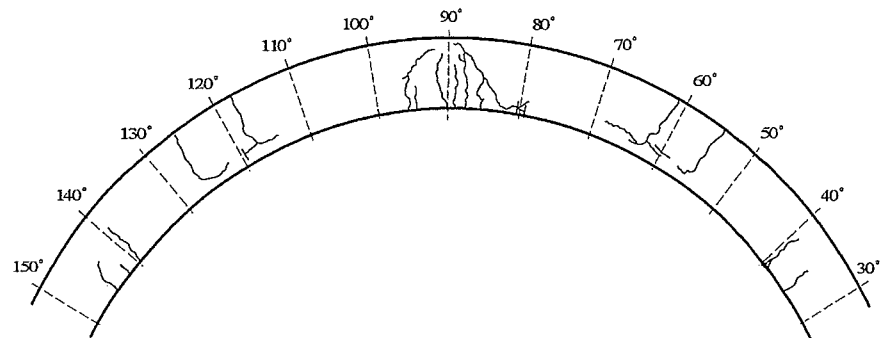
最終時の状況は，載荷形式 A では剥落した実験ケースが多く認められたのに対し，載荷形式 B では，表面に浮きが発生した程度で剥落が生じた例が無かった。



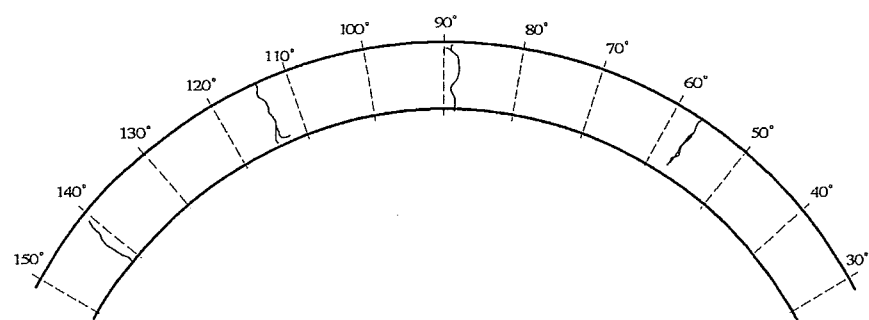
(a) B-1（プレーン）



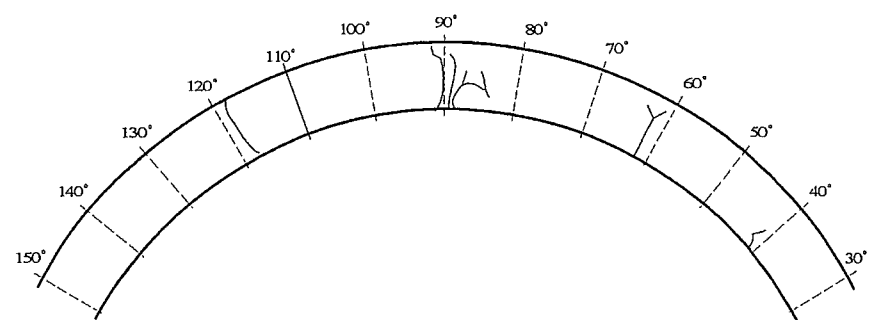
(b) B-2 (SFRC60mm, 0.5%)



(c) B-3 (単鉄筋)



(d) B-4 (SFRC30mm, 0.3%)



(e) B-5 (樹脂繊維)

図 2.20 最大荷重直前の供試体スケッチ図 (載荷形式B)

表 2.8 最終時の供試体の剥落発生等の状況（載荷形式 B）

ケース	最大荷重 (k N/本)	最大荷重時 の変位(mm)	最終時の剥落発生等の状況
B-1 (プレーン)	54.60	2.7	天端(90°)内面：貫通 肩部(65°)外側：貫通 肩部(40°)内側：貫通 剥落なし
B-2 (SFRC： 60mm0.5%)	152.64	18.4	天端(90°)内側：貫通 肩部(65°)外側：ひび割れ深さ 25cm 肩部(115°)外側：ひび割れ深さ 15cm 側部(40°)：20cm 表面に浮き発生，剥落なし
B-3 (単鉄筋)	312.25	24.9	天端(90°)内側：ひび割れ深さ 25cm 肩部(55~60°)外側：ひび割れ深さ 23cm 鉄筋沿 肩部(125~135°)外側：ひび割れ深さ 23cm 鉄筋沿 側部(40°)：ひび割れ深さ 20cm 側部(140°)：ひび割れ深さ 20cm 表面の浮き，剥落なし
B-4 (SFRC： 30mm0.3%)	86.42	12.2	天端(90°)内側：ほぼ貫通 肩部(55°)外側：ひび割れ深さ 25cm 肩部(115°)外側：ひび割れ深さ 25cm 側部(140°)内側：ひび割れ深さ 25cm 表面の浮き，剥落なし
B-5 (樹脂繊維： 50mm0.5%)	95.06	11.8	天端(90°)内側： 肩部(62°)外側：ひび割れ深さ 25cm 肩部(117.5°)外側：ひび割れ深さ 25cm 側部(40°)：内側：ひび割れ深さ 10cm 表面の浮き，剥落なし

(3) 載荷形式 C

載荷形式 C について，最大荷重直前のスケッチ図を図 2.21 に示す．載荷形式 C では，載荷途中でひび割れは観察されず，脆性的に脚部にて破壊が生じた．

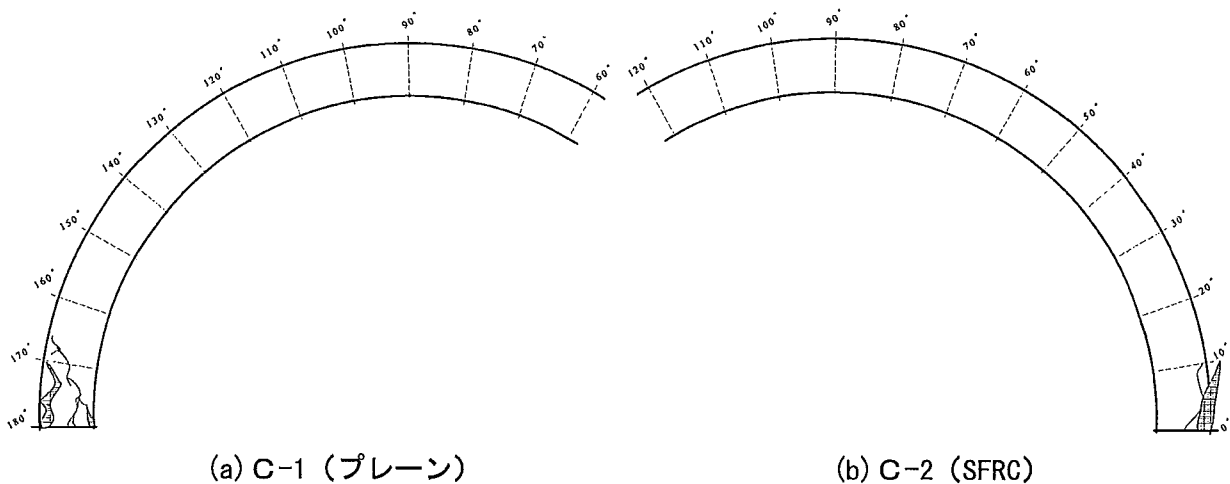


図 2.21 最大荷重直前の供試体スケッチ図（載荷形式 C）

2.4 覆工構造耐力の決定メカニズム

2.4.1 現状の設計での耐力の考え方

現在、一般的に骨組み構造解析などの解析的手法を用いてトンネル覆工の設計を行う場合には、各部材断面での安全性に着目し、トンネル覆工のすべての箇所がそれぞれで所定の安全性を有していることを確認することで行われている。すなわち、設計荷重およびその組合せを想定し、構造解析によってそれに対する設計断面力や応力度を覆工の各箇所で求め、その断面力や応力度が所定の安全性を満たしているか、を照査することが行われている。

現在、プレーン（無筋）コンクリート覆工や SFRC 覆工では、限界状態設計法により設計される場合が多く、終局限界状態を部材の断面破壊と規定し、すべての部材断面の設計断面力が部材断面耐力（設計断面耐力）より小さく断面破壊が生じないかを照査している。そして、もしトンネル覆工の一部の箇所でも断面力が部材断面耐力より小さくなければ、覆工を補強したり、厚さを厚くしたり、形状を力学的に有利なように変更するなどの何らかの処置を行い、覆工のすべての箇所の断面力が部材断面耐力内となるよう覆工緒元を決定する。なお、構造解析により求めた断面力が部材断面耐力内にあることの確認は、覆工の全ての箇所の断面力が断面耐力曲線（M-N 曲線）の内側（原点側）に入ることを確認することにより行われることが多い（図 2.22 参照）³⁾。一方、覆工の構造が決まっている時、荷重を増大すれば一般に断面力も増大していく。そして、ある箇所の断面力が部材断面耐力に達した時、すなわち構造解析で求めた断面力が断面耐力曲線（M-N 曲線）上となった時、それが荷重の限界となる。この荷重の限界は、部材断面耐力に対するトンネル覆工が許容できる耐荷力であり、本研究では「部材断面耐力によって決定する耐力」と呼んでいる（図 2.23 参照）。

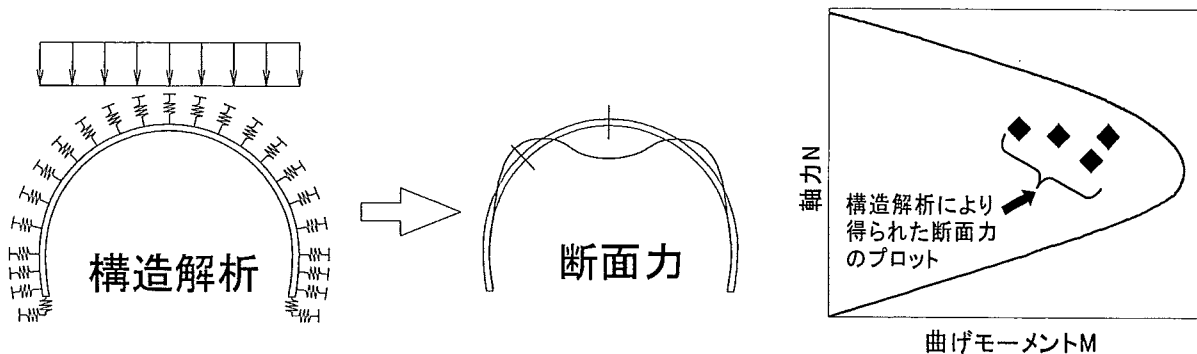


図 2.22 一般的な部材断面耐力に着目した設計のイメージ図

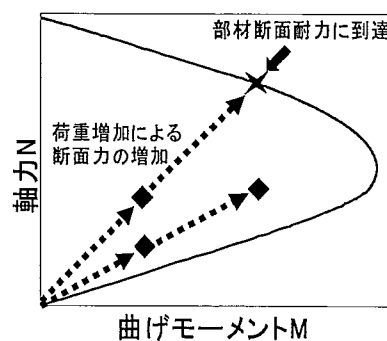


図 2.23 部材断面耐力によって決定する耐力イメージ図

プレーンコンクリート覆工, SFRC 覆工については, 部材断面耐力の決定方法, 断面耐力曲線算定法は未だ明確に定まってははいないものの, いくつか提案されている. 断面耐力曲線の算定では種々の限界状態を考慮する必要があるが, 既往の設計では, 圧縮側については, 図 2.24(a)のように終局圧縮ひずみ 3500μ 以下^{2), 4), 5)}, 引張側についてはひび割れが断面高さに対して一定の割合の限界ひび割れ深さ以下となることとしている. なお, 既往の設計における限界ひび割れ深さは, プレーンコンクリート覆工の場合は, 図 2.24(b)に示すように断面高さの 50% ⁴⁾, 鋼繊維補強コンクリート覆工の場合は, 図 2.24(c)に示すように断面高さの 70% ^{4), 5)}とされている.

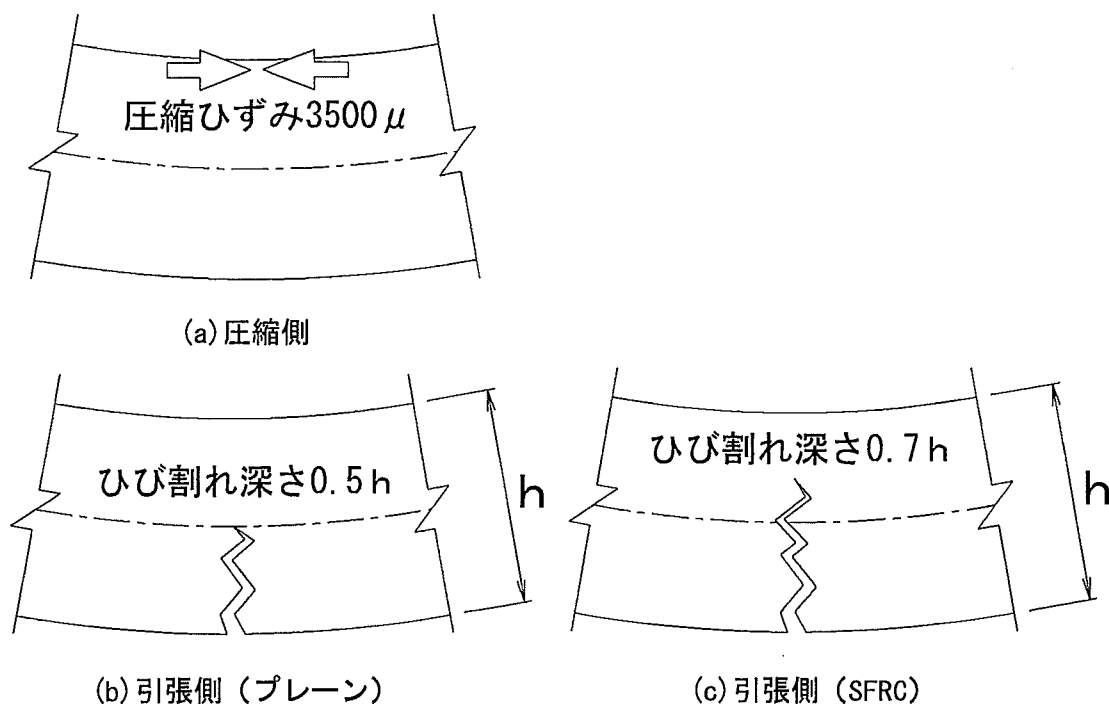


図 2.24 部材断面耐力の考え方

一方, 構造物全体が保有する耐荷力である構造耐力は, 図 2.25 に示すように荷重に伴う変位を荷重-変位曲線でプロットした時の最大荷重として定義できる. この最大荷重が得られた時には, トネルの複数の断面で部材断面耐力を超えて断面破壊を起している可能性が高い. この最大荷重, 構造耐力に着目した設計は, 現在のところ一般に行われていない.

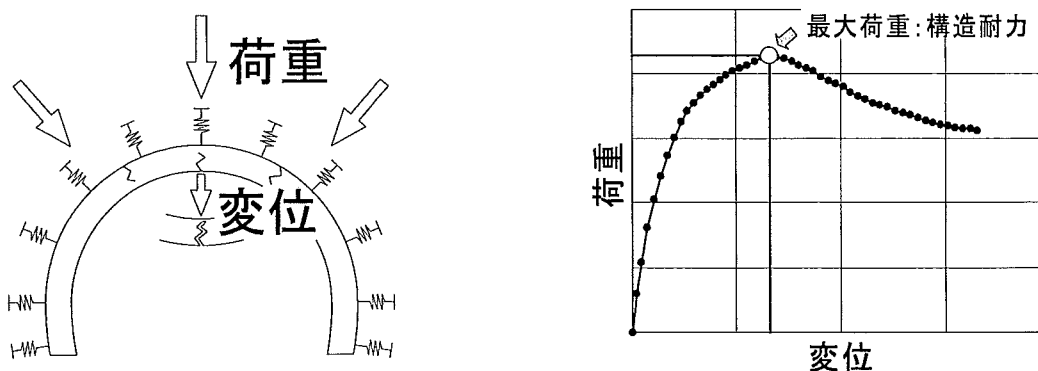


図 2.25 構造耐力のイメージ図

2.4.2 載荷形式 A の場合の構造耐力決定メカニズム

図 2.26 に載荷形式 A における最大荷重到達前のひび割れ，ひずみの発生状況と最大荷重との関係を示す．図中 50%，70%とあるのは，ひび割れが設計での限界ひび割れ深さである断面高さの 50%，70%まで達したことを示している．また，図 2.26 のグラフの各荷重を最大荷重に対する比としたものを図 2.27 に示す．

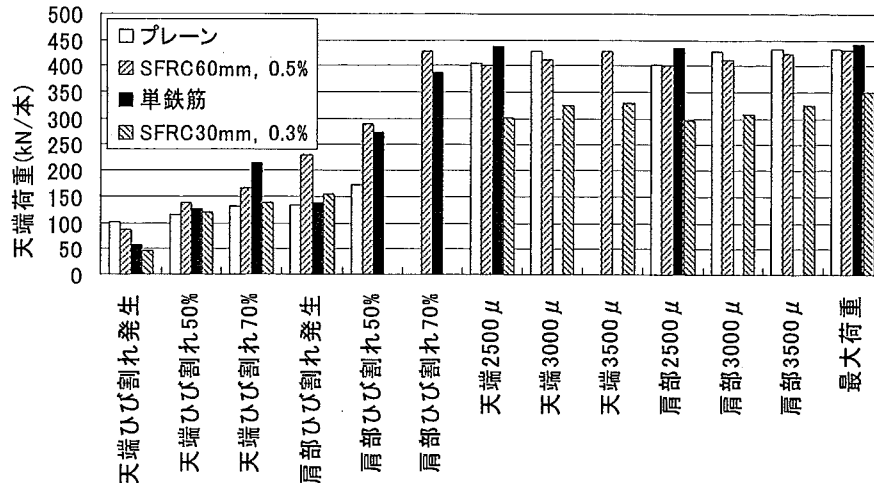


図 2.26 最大荷重とひび割れひずみ発生状況（載荷形式 A）

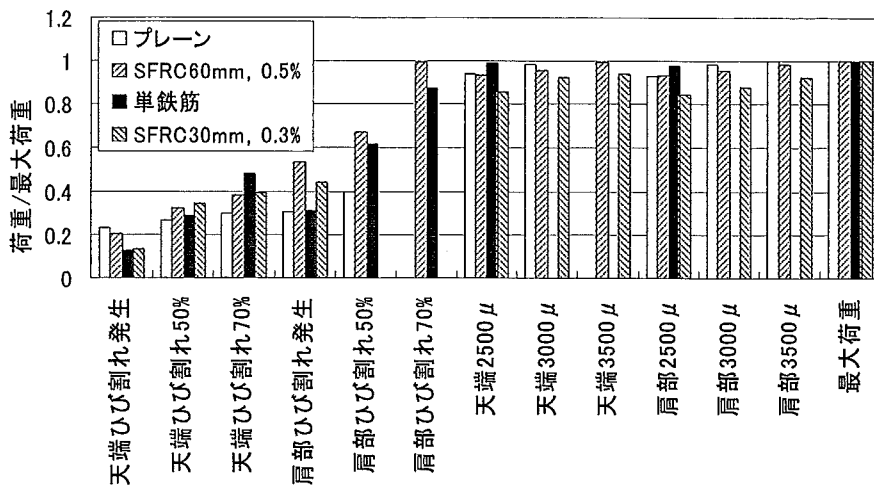


図 2.27 最大荷重とひび割れひずみ発生状況（載荷形式 A：荷重比）

図 2.26 と図 2.27 によれば，ひび割れは天端と左右肩部の 3 断面で発生しており，かつ，ひび割れ限界深さを越えている．既述のように現状の設計では，限界ひび割れ深さが，部材断面耐力の設定に用いられる．すなわち，この 3 断面では，既往の設計での部材断面耐力を超えていることとなる．これら 3 つのケースのひび割れ深さが，最初に既往の設計における限界ひび割れ深さを越えた荷重は，最大荷重に対してケース A-1（プレーン）で 0.26，ケース A-2（SFRC0.5%）で 0.39，ケース A-3（単鉄筋）で 0.29，ケース A-4（SFRC0.3%）で 0.39 であった．すなわち，ある断面がひび割れ限界深さに達し部材断面耐力を超えても，構造物全体としては最大荷重には達しておらず（今回の

実験の場合、最大荷重の26～39%程度の荷重），十分構造耐力内にあることが分かる。

このことの理由としては、本載荷形式において、アーチ形状のトンネル覆工全体に対して地盤反力が十分に作用し、覆工が軸力卓越になっていることが考えられる。本実験でのジャッキストロークとジャッキ反力の関係から、ジャッキの反力ばね定数は50～100MN/m/1本程度となっており、道路トンネルの地山分類DⅠ～DⅡ程度の地山に相当している。実験結果より、この程度の地山であっても、全体的に地盤反力が確保されていることの、トンネル覆工の構造耐力の向上への寄与は大きいものと言える。

一方、圧縮ひずみについては、本載荷形式の場合、最大荷重が得られる直前に、左右対称の断面を含めて合計3断面で終局圧縮ひずみとされる 3500μ に達している場合が多かった。このことから、本載荷形式の場合、複数の断面が圧縮の限界に達することで構造耐力に達したと考えられる。このように、構造耐力は、ひび割れ深さの限界に達する断面に加えて、圧縮の限界に達する断面およびその箇所数が大きく関連すると言える。

以上より、本載荷形式Aのような、地山反力が確保され曲げモーメントよりも軸力の影響が卓越するような荷重条件においては、1つの断面がひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達したとしても、最大荷重まではかなりの余裕があり、構造耐力に達することにはならないことが分かる。また、本載荷形式Aのように、ひび割れの発生により構造の不安定が生じない状態で、圧縮限界に達する断面が存在する荷重条件での構造耐力決定メカニズムとしては、複数の断面でひずみの圧縮限界から決まる部材断面耐力に達することであると考えられる（図2.28参照）。

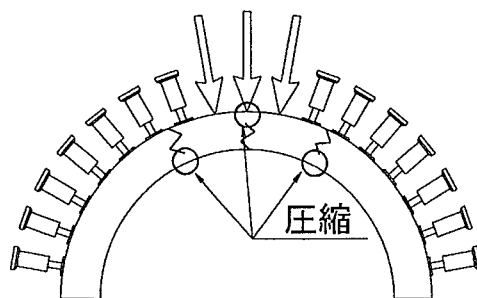


図 2.28 載荷形式 A の場合の決定メカニズム概念図

2.4.3 載荷形式 B の場合の構造耐力決定メカニズム

図 2.29 に載荷形式 B のひび割れ発生状況と最大荷重との関係を示す（本載荷形式の場合、圧縮ひずみが 3500μ に達する断面はなかった）。また、図 2.29 のグラフの各荷重を最大荷重に対する比としたものを図 2.30 に示す。

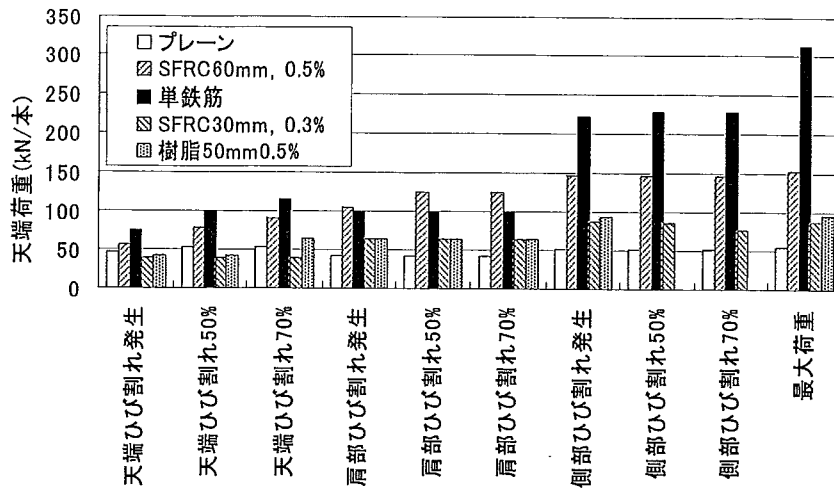


図 2.29 最大荷重とひび割れひずみ発生状況（載荷形式B）

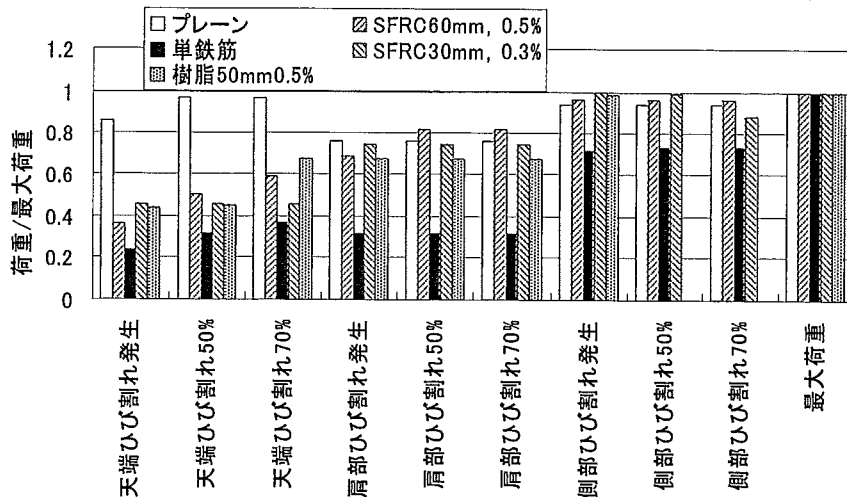


図 2.30 最大荷重とひび割れひずみ発生状況（載荷形式B：荷重比）

本載荷形式における 3 つのケースで、第 1 ひび割れが限界ひび割れ深さを越えた荷重の最大荷重比は、それぞれ、ケース B-1（プレーン）で 0.99，ケース B-2（SFRC0.5%）で 0.59，ケース B-3（単鉄筋）で 0.32，ケース B-4（SFRC0.3%）で 0.46，ケース B-5（樹脂繊維）で 0.68 であった。また、第 3 ひび割れが発生した時の荷重の最大荷重比は、それぞれ 0.96，0.96，0.71，1.00，0.98 であった。

このことから、本載荷形式では、ケース B-1（プレーン）の場合は第 1 ひび割れの発生、進展がほぼ構造耐力に等しいことが分かる。また、他のケースでは限界ひび割れ深さに 1 断面で達しても、構造耐力に即座に達するわけではないが、ひび割れの発生荷重や限界ひび割れ深さに達する荷重と最大荷重との開きは、載荷形式 A の場合と比較すると小さい。これは軸力が小さく、地山拘束も乏しいことから、曲げによる影響が顕著に現れ、ひび割れ発生後の、ひび割れの断面方向に対する進展が比較的急激に進みやすいためと考えられる。

また、これらより、曲げが卓越する本載荷形式の場合、軸力が卓越する載荷形式 A の場合より構造耐力に与える補強材料の影響が大きいことが分かる。さらに、軸力が卓越する載荷形式 A では、

複数の断面で、コンクリートが圧縮限界に達することで構造耐力が決定するものと考えられた。しかし、地山の拘束が乏しく、曲げが卓越する本載荷形式Bの場合は、多断面でひび割れが限界ひび割れ深さに達し、構造不安定になることで構造耐力が決定しているものと考えられる。すなわち、本載荷形式の場合、1つの断面でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達したとしても、全体としての構造耐力に達したとは言えないことが分かる。さらに、載荷形式A、Bを比較すれば、どのケースも載荷形式Aの構造耐力が大きくなっており、アーチ形状と地山の拘束によって軸力卓越となることの優位性が窺える。

以上より、地山反力が確保されず曲げが卓越する荷重条件（載荷形式B）においては、プレーンのケースを除いて1つの断面がひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達したとしても、最大荷重まではかなりの余裕があり、構造耐力に達することにはならないことが分かる。また、本載荷形式Bのように、圧縮限界に達する断面が存在しない状態でひび割れが多断面で発生する荷重条件での構造耐力の決定メカニズムとしては、複数の断面でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達し、構造が不安定となることであると考えられる（図2.31参照）。

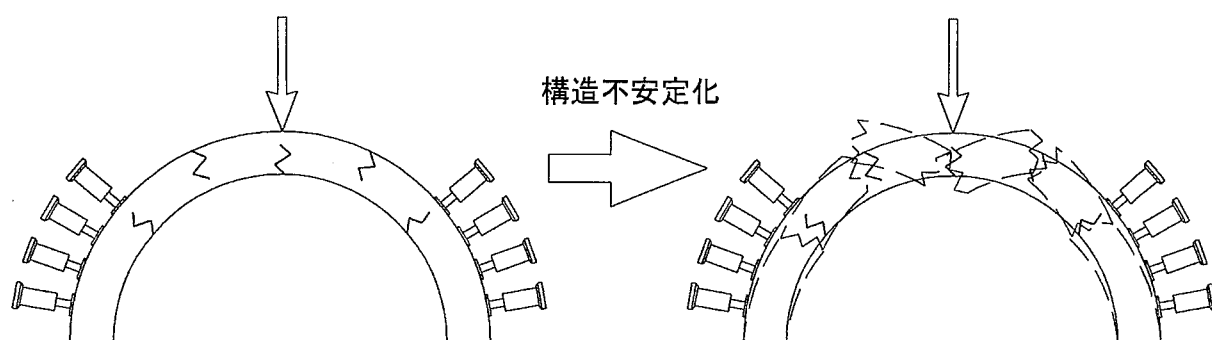


図 2.31 載荷形式Bの場合の決定メカニズム概念図

2.5 まとめ

ここでは、トンネル覆工の構造特性や材料特性が考慮できる実大規模の覆工載荷実験を実施した。そして、ひび割れ、ひずみ、変位の発生およびその進展の度合いと最大荷重との関連性を分析することにより、覆工の構造耐力が決定される場合の力学的なメカニズムについての検討を試みた。これにより、覆工のいくつかの荷重形態ごとに覆工構造耐力が決定するメカニズムを明らかとした。また、様々な補強材料（単鉄筋、鋼繊維や樹脂繊維）および補強条件（混入繊維の長さや混入率）がどのような効果をどの程度発揮するかについても同時に考察した。

ここで得られた結果は、以下の通りである。

主に、材料の補強効果に対しては、以下の通りである。

- ①地盤反力が確保され軸力が卓越するような荷重形式（載荷形式A）では、補強材料が最大荷重へ与える影響はほとんどなかった。しかし、繊維混入量が比較的多い場合には、SFRCは最大荷重以後の荷重低下をかなり抑制する効果がある。
- ②地盤反力が不十分で曲げが卓越する荷重形式（載荷形式B）では、鋼繊維の混入度合いが高いSFRCや単鉄筋補強は、最大荷重をかなり増加させる効果が認められた。また、SFRCでの補強は最大荷重後（ポストピーク）の荷重低下をかなり抑制する効果も期待できることが分かった。

また、鋼繊維の混入量が少なくなるか、または樹脂繊維となれば、これらの効果も小さくなっていた。

- ③等方的な荷重が作用し軸力のみが発生する荷重条件下（載荷形式C）では、最大荷重増加に対する鋼繊維補強の効果はほとんどなかった。
- ④地盤反力が確保され軸力が卓越するような荷重形式（載荷形式A）において、SFRC は、圧縮破壊が発生した断面の剥落を防止する効果があることが分かった。また、その効果は、鋼繊維混入量が少ないと小さくなることも分かった。

主に、構造耐力決定メカニズムに対しては、以下の通りである。

- ⑤一部の場合（プレーンの載荷形式B）を除いて、複数の断面でひび割れが発生しても最大荷重までかなりの余裕がある。
- ⑥ 地山反力が確保され軸力が卓越するような荷重条件（載荷形式 A）および地山反力が不十分で曲げが卓越する荷重条件（載荷形式 B）においては、一部のケースを除いて 1 つの断面がひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達したとしても、最大荷重まではかなりの余裕があり、構造耐力に達することにはならない。
- ⑦ひび割れの発生により構造の不安定が生じない状態で、圧縮限界に達する断面が存在する荷重条件（載荷形式 A）では、複数の断面でひずみの圧縮限界から決まる部材断面耐力に達することで構造耐力に達するものと考えられる。
- ⑧ 圧縮限界に達する断面が存在しない状態で、ひび割れが多断面で発生する荷重条件（載荷形式 B）では、複数の断面でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達し、構造が不安定となることで構造耐力に達するものと考えられる。

参考文献

- 1) 真下英人，砂金伸治，城間博通，馬場弘二：トンネル覆工の薄肉化に関する共同研究報告書，土木研究所共同研究報告書第 275 号，2001.3
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，2002.3
- 3) 砂金伸治，真下英人，木谷努，遠藤拓雄：トンネル覆工の構造耐力決定メカニズムに関する実験的考察，トンネル工学研究発表報告集，第 13 巻，pp.297-302，2003.11
- 4) 併進工法設計施工研究委員会：併進工法設計施工マニュアル（都市トンネル編），pp.68-77，1992.8
- 5) 日本鉄鋼連盟：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアルートンネル編ー，pp.68-77，2002.11

3. ひび割れ進展 FEM 解析のトンネル覆工設計への適用性

3.1 はじめに

現在、トンネルの覆工を解析的手法によって設計する場合、その解析的手法には骨組み構造解析を用いるのが一般的である。骨組み構造解析においては、一般的に覆工を線形弾性梁としてモデル化するが、既往の研究^{1), 2), 3)}においては覆工に発生したひび割れをピンもしくは回転ばねでモデル化する手法も提案されている。この手法は、比較的簡便である上にひび割れの発生をある程度考慮できるという優れたものであり実務にも給している。しかし、この手法では、骨組み構造解析によって得られる断面力からその時の覆工の状態を評価するための MN 曲線の作成など断面力評価手法の確立が必要である。また、多様化している覆工材料の非線形挙動のモデル化、特にひび割れの発生、進展を評価するための回転ばね定数の設定方法も確立する必要がある。そして、この手法は、構造全体の安定性を評価する手法としては、必ずしも確立された手法ではないとも言える。このように現状の骨組み構造解析を用いて構造耐力に着目した覆工の設計を行うには、解決しなければならない課題が多く残されていると考えられるのが現状である。

そこで、本研究では、要素ごとにひび割れの発生・進展をはじめとする非線形性がモデル化できるとともに、破壊基準を考慮することも可能であり、かつ、全体の安定性や構造耐力以後（ポストピーク）も評価できる、ひび割れが考慮できる非線形 FEM 解析のトンネル覆工設計への適用性について検討する。

具体的には、ひび割れを考慮できる非線形 FEM 解析を用い、その数値解析手法が実大覆工載荷試験で得られた部材断面耐力によって決定される耐力、構造耐力および破壊メカニズムを再現可能かについて検証する。

3.2 ひび割れ進展 FEM 解析の概要

3.2.1 はじめに

ここで用いるひび割れ進展 FEM 解析（解析コード：ATENA⁴⁾）は、平面応力 2 次元状態を対象とし、2 軸強度包絡線⁵⁾により破壊基準を評価し、2 軸応力状態を等価 1 軸応力-ひずみ関係に変換している⁶⁾。また、ひび割れによる開口変位はひび割れ帯モデル⁷⁾に基づいてひずみに置換している。

以下に、本解析の概要を述べる。

3.2.2 コンクリートの材料特性

本解析で考慮する 2 次元平面応力状態でのコンクリートの非線形挙動は、コンクリートの有効応力（ほとんどの場合、主応力） σ_e^{ef} と等価 1 軸ひずみ ε_{eq} により表現する⁴⁾。

本解析における等価 1 軸応力-ひずみ関係を図 3.1 に示す。なお、後述するように圧縮側については、コンクリート標準示方書⁸⁾の応力-ひずみ関係式に準拠している。

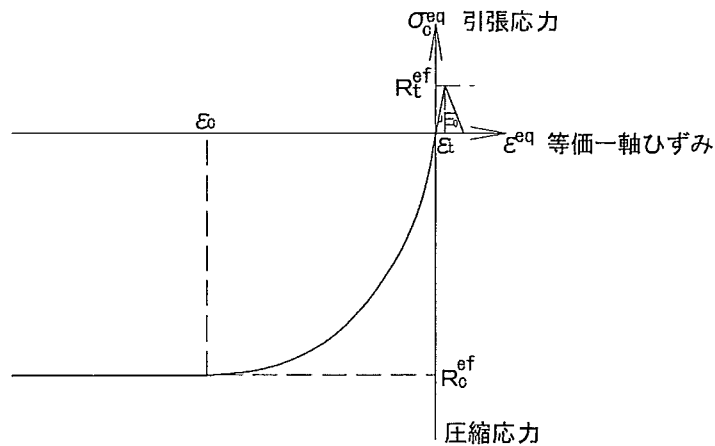


図 3.1 コンクリートにおける応力ひずみ関係

(1) 圧縮側の材料特性

コンクリートの圧縮側材料特性は、コンクリート標準示方書⁸⁾に準拠し、図 3.2 とする。ただし、本解析では終局圧縮ひずみ 0.0035 で解析を打ち切ることとはせず、結果としてひずみ量は 0.0035 以上となり得る。

ここで、限界のひずみ値を設定しなかったのは、コンクリート標準示方書におけるコンクリートの応力-ひずみ関係は、コンクリート部材のようにマクロなモデルに適用されるべきものであり、FEM 解析のように、積分点で応力-ひずみ関係进行评估する手法に、この応力-ひずみ関係を適用するには、軟化材料に特有であるひずみ局所化現象により、剛性が過小評価することになる危険性があると考えられることにもよる。

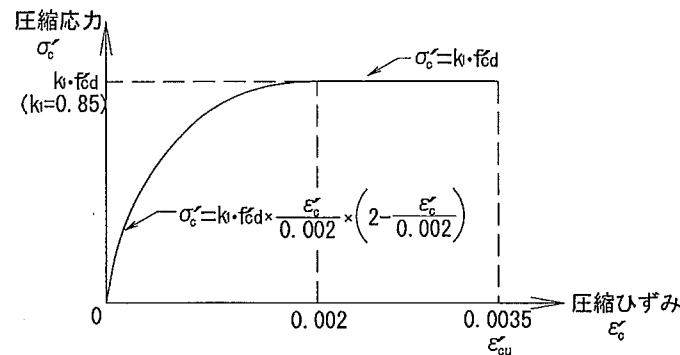
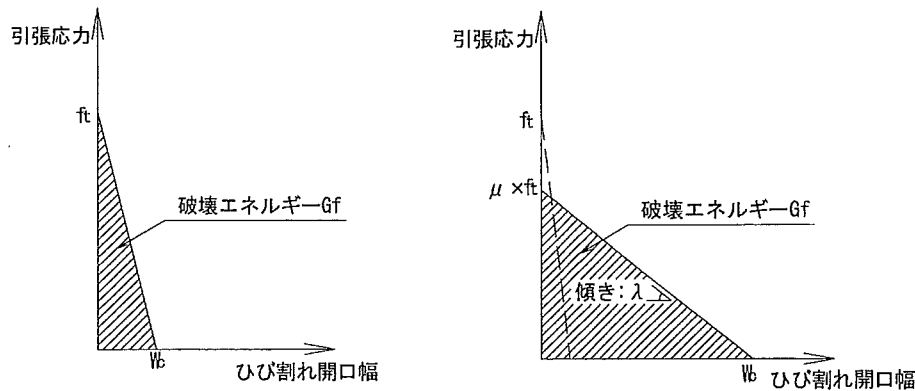


図 3.2 圧縮側の応力ひずみ関係

(2) 引張側の材料特性

引張側の材料特性は、ひび割れが発生する前は、線形弾性体と仮定する。また、ひび割れが発生した後は、図 3.3 のように線形の引張応力-ひび割れ開口変位（ひび割れ幅）関係とする。これは、現状の設計、解析でのモデル化に準拠している^{9), 10)}。なお、プレーンや SFRC の違いは、引張強度に到達しひび割れが発生した後の破壊エネルギーの差として表現される。



※ただし、 f_t : 引張強度、 W_c : 限界開口幅、 μ : 残留強度率、 λ : 引張軟化曲線の傾き

(a) プレーンコンクリートの場合

(b) SFRC の場合

図 3.3 応力-ひび割れ開口変位関係

3.2.3 コンクリートの破壊条件

本解析では、2 軸破壊基準（2 軸強度包絡線）により強度を評価している。これは、Kupfer⁵⁾ によるもので、一軸圧縮強度 R_c と一軸引張応力 R_t により図 3.4 のように規定している。なお、ここで、 σ_{c1} と σ_{c2} は、コンクリートの主応力である。

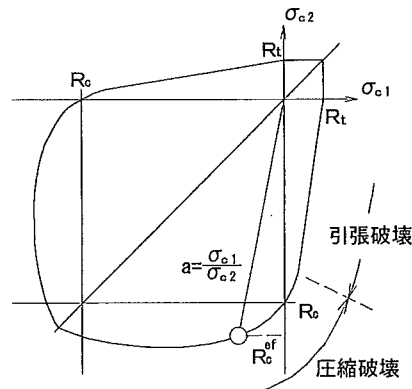


図 3.4 コンクリートの 2 軸破壊関数

3.2.4 ひび割れのモデル化

ひび割れによる開口変位は、ひび割れ帯モデル⁷⁾に基づいてひずみに置換している。ひび割れ帯の目的は、要素寸法効果と要素方向効果を除去することである。

要素寸法効果についての対処は、破壊平面が引張側と圧縮側で、各々主応力に垂直であると仮定する。そして、ひび割れ帯（引張側では L_t 、圧縮側では L_d ）を、破壊平面上に有限要素寸法の投影として定義する（図 3.5 参照）。

要素方向効果についての対処は、斜め方向のメッシュにおけるひび割れ帯を次式によりさらに大きくすることにより低減する。

$$L_t' = \gamma L_t, \quad L_d' = \gamma L_d, \quad \gamma = 1 + (\gamma^{\max} - 1) \theta / 45 \quad \text{なお, } 0 \leq \theta \leq 45, \text{ また, 通常 } \gamma^{\max} = 1.5$$

ただし、角度 θ は、破壊平面に垂直な方向と要素の辺との間の角度であり、一般的な四角形要素の場合、平均である。

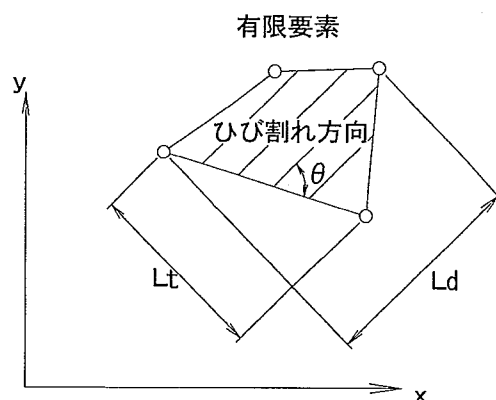


図 3.5 ひび割れ帯

ひび割れは、引張強度に達する前は、発生せず、引張強度に達した時に発生する。そして、ひび割れ発生後は、鋼繊維や骨材等のブリッジ効果によりひび割れ面に作用していた引張応力が、ひび割れ幅が増加するにつれて減少する。そして、最後に応力が完全に解放された後、伝達される応力が零の状態ではひび割れ開口は持続する（図 3.6 参照）。

ひび割れ幅 w は、ひび割れ帯内のひび割れ開口変位の合計として計算され、次式により表される。

$$w = \varepsilon_{cr} L_t$$

ここで、 ε_{cr} は、圧縮応力が解放された後のひび割れ状態で、ひび割れ方向と垂直な方向でのひずみと等しいひび割れ開口ひずみ（引張等価一軸ひずみ）である。

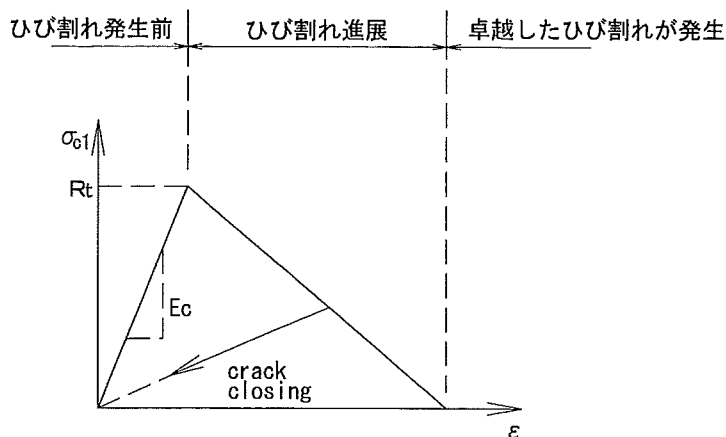


図 3.6 ひび割れ開口の段階

3.3 解析条件

解析では、前章で述べた実大覆工載荷実験の条件と極力同一とし、荷重-変位関係やひび割れ、ひずみ発生状況等の実験結果、および実験での破壊メカニズムに対する再現性について検討する。検討対象としては、実大覆工載荷実験を行った実験ケースのうち、3つの載荷形式（図 3.7）およびプレーンコンクリート、SFRC、単鉄筋補強コンクリートの3つの覆工材料の組合せである表 3.1 に示した通りである。なお、それぞれの実験ケースの詳細は、前章を参照のこと。

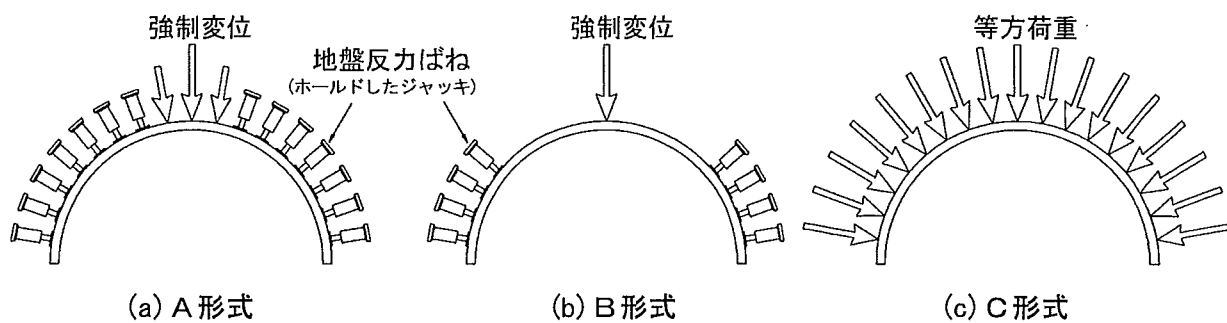


図 3.7 荷重形式

表 3.1 解析ケース

(a) A 形式について

荷重形式	ケース名	覆工材料	鋼繊維長, 混入率
A	A-1	プレーン	
	A-2	SFRC	60mm, 0.5%
	A-3	単鉄筋補強	

(b) B 形式について

	ケース名	覆工材料	鋼繊維長, 混入率
B	B-1	プレーン	
	B-2	SFRC	60mm, 0.5%
	B-3	単鉄筋補強	

(c) C 形式について

荷重形式	ケース名	覆工材料	鋼繊維長, 混入率
C	C-1	プレーン	
	C-2	SFRC	60mm, 0.5%

3.3.1 覆工コンクリートの物性値

解析の対象となる覆工コンクリートの材料特性は、実験時に行った管理供試体の一軸圧縮試験および曲げ試験の結果および現状の設計で用いられる考え方^{8), 9), 10), 11)}により設定した。

表 3.2 に解析に用いた入力物性値を示す。なお、単鉄筋補強は異形鉄筋の良好付着を仮定した¹²⁾。

表 3.2 解析入力物性値

(a) 荷重形式 A について

内容	A1	A2	A3	備考
管理供試体強度: σ'_{ck} (MPa)	30.27	24.10	25.62	管理供試体一軸圧縮試験結果
圧縮強度: f'_c (MPa)	25.73	20.49	21.78	$0.85 \sigma'_{ck}$
引張強度: f_t (MPa)	2.23	1.92	2.00	$0.23 \sigma'_{ck}^{(2/3)}$
破壊エネルギー: G_f (N/m)	22.34	6617	19.99	引張応力-ひび割れ開口のグラフの面積注 1), 2)
弾性係数: E (MPa)	25730	20490	21780	$2 \times f'_c / 0.002$ 注 3)
ポアソン比: ν	0.18	0.05	0.17	一軸圧縮試験結果

(b) 載荷形式Bについて

内容	B1	B2	B3	備考
管理供試体強度： σ'_{ck} (MPa)	26.89	19.70	29.11	管理供試体一軸圧縮試験結果
圧縮強度： f'_c (MPa)	22.86	16.75	24.74	$0.85 \sigma'_{ck}$
引張強度： f_t (MPa)	2.06	1.678	2.18	$0.23 \sigma'_{ck}^{(2/3)}$
破壊エネルギー： G_f (N/m)	20.64	4591	21.76	引張応力-ひび割れ開口のグラフの面積注 1), 2)
弾性係数： E (MPa)	22860	1675	24740	$2 \times f'_c / 0.002c$ 注 3)
ポアソン比： ν	0.22	0.11	0.20	管理供試体一軸圧縮試験結果

(c) 載荷形式Cについて

内容	C1	C2	備考
管理供試体強度： σ'_{ck} (MPa)	14.43	12.80	管理供試体一軸圧縮試験結果
圧縮強度： f'_c (MPa)	12.27	10.88	$0.85 \sigma'_{ck}$
引張強度： f_t (MPa)	1.36	1.26	$0.23 \sigma'_{ck}^{(2/3)}$
破壊エネルギー： G_f (N/m)	13.63	1531	引張応力-ひび割れ開口のグラフの面積注 1), 2)
弾性係数： E (MPa)	1227	1088	$2 \times f'_c / 0.002$ 注 3)
ポアソン比： ν	0.10	0.20	管理供試体一軸圧縮試験結果 (C2 は仮定注 4))

注 1)：プレーンコンクリートの破壊エネルギーは、引張強度および文献⁹⁾を参考に設定した限界開口幅 $W_c=0.02\text{mm}$ により規定される図 3.8 に示す引張応力-ひび割れ開口幅のグラフの面積として算定する。

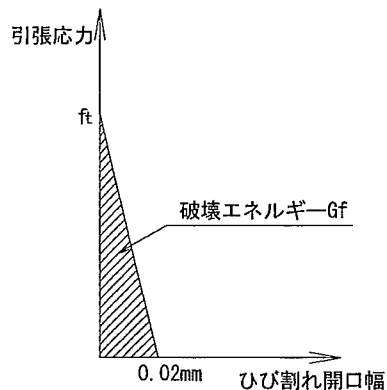


図 3.8 プレーンコンクリートの破壊エネルギー

注 2)：SFRC の破壊エネルギーは、曲げ破壊試験結果から算定された残留強度率 μ と曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線勾配 β により規定される図 3.9 に示す引張応力-ひび割れ開口幅のグラフの面積として算定する。なお、引張軟化曲線の傾き λ は、曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線の勾配 β との関係⁹⁾として規定されている $\beta=1.85\lambda$ から算定する。残留強度率 μ と曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線の勾配 β は、曲げ破壊より算定され、解析の対象となる材料の結果は表 3.3 に示したものとなった。

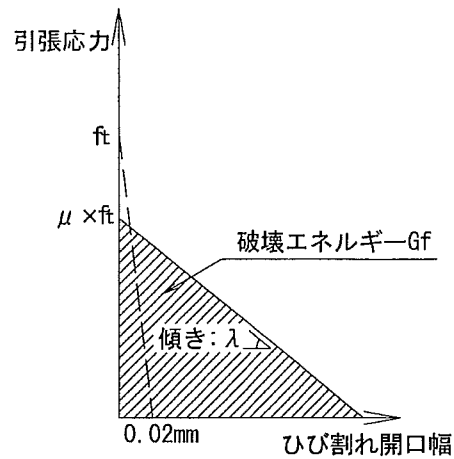


図 3.9 SFRC の破壊エネルギー

表 3.3 曲げ破壊試験の結果

内容	A2	B2	C2
残留強度率 μ	0.90	0.70	0.70
曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線勾配 β	0.417	0.320	0.469

注 3) : 弾性係数は, コンクリート標準示方書⁸⁾ の応力-ひずみ関係における原点での接線の傾きとした (図 3.10 参照).

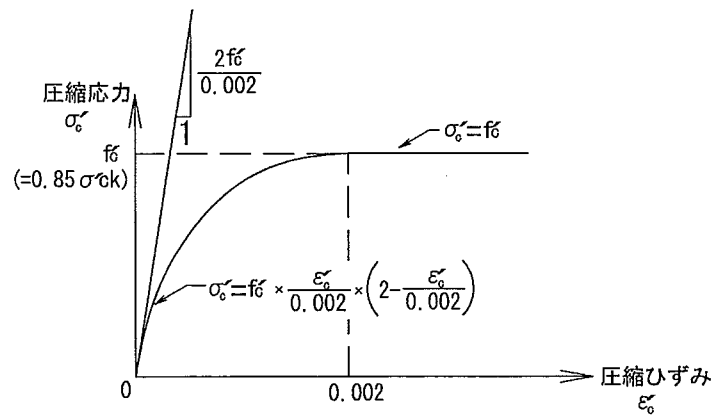


図 3.10 解析での弾性係数

注 4) : 測定しなかったため, コンクリート標準示方書⁸⁾ よりポアソン比を 0.2 とした.

3.3.2 地盤ばね (ジャッキ) のモデル化

ジャッキ反力とジャッキストロークの関係から, ジャッキのばね定数を算定し地盤ばねとして模擬する. この地盤ばね定数は, 表 3.4 の通りである. 地盤ばねは, トンネル外側への変位に対してのみ有効とし, 内側への変位に対しては無効とする非線形ばねとした.

なお, 載荷形式 C は, 全ジャッキ載荷なので地盤ばねは設置していない.

表 3.4 ジャッキによる地盤ばね値

内容	A1	A2	A5	B1	B2	B3
地盤ばね定数(MN/m)	100	100	100	25	25	25

ジャッキ 1 本当りの載荷面積は、周方向 0.846 (m) × 奥行き 0.5 (m) = 0.423 (m²) となる。したがって、地盤反力係数としては、載荷形式 A が 236.4 (MN/m³)、載荷形式 B が 59.1 (MN/m³) となる。これは、道路橋示方書下部構造編¹³⁾ の地盤反力係数 k の式 $k = (4E_0 \times (B_v/0.3)^{-3/4})/0.3$ (ただし、 E_0 は孔内水平載荷試験による変形係数 (kN/m²)、 B_v は載荷幅 (m)) において、載荷幅をトンネル外径 9.7 (m) とすると孔内水平載荷試験による変形係数が、載荷形式 A で 240MPa、載荷形式 B で 60MPa となり、地山分類 D II 程度の地山の変形係数に相当すると考えられる。

3.4 解析の結果

3.4.1 一軸問題による検証の概要と結果

(1) 検討概要

実大覆工載荷実験を対象とした解析の結果について述べる前に、まず、簡単な一軸問題を用いた本解析に対する検証解析の概要と結果について述べる。

検証解析は、図 3.11 に示すように縦 0.1m、横 0.1m、奥行き 0.1m の 1 要素に対して、上面から強制変位を与え、要素内のひずみと応力をモニタリングするものである。解析は、圧縮方向と引張方向の 2 ケースの強制変位について行った。表 3.5 に検証解析に入力した値を示す。

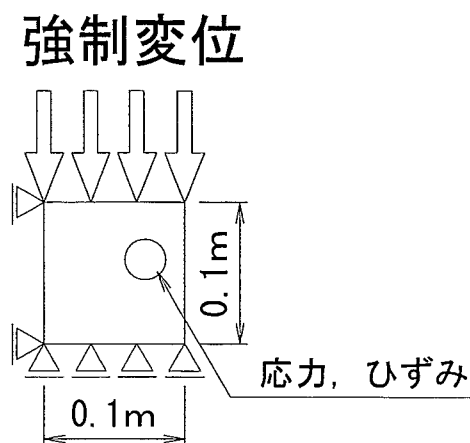


図 3.11 一軸検証解析の概要

表 3.5 検証解析入力値

内容	A1
圧縮強度: f_c (MPa)	18.0
引張強度: f_t (MPa)	1.8
弾性係数: E (MPa)	18000
ポアソン比: ν	0.2
破壊エネルギー: G_f (N/m)	45.0
残留強度率: μ	0.5

(2) 検討結果

検討結果として応力-ひずみ関係を圧縮の強制変位については図 3.12 に、引張の強制変位については図 3.13 に示す。なお、結果は、現状の設計で用いられている各種基準類等で規定された理論と併せて示す。

これによると、図 3.12 の圧縮応力-ひずみ関係は、コンクリート標準示方書⁸⁾で定められた圧縮応力-ひずみ関係（図 3.2 参照）とよく一致している。

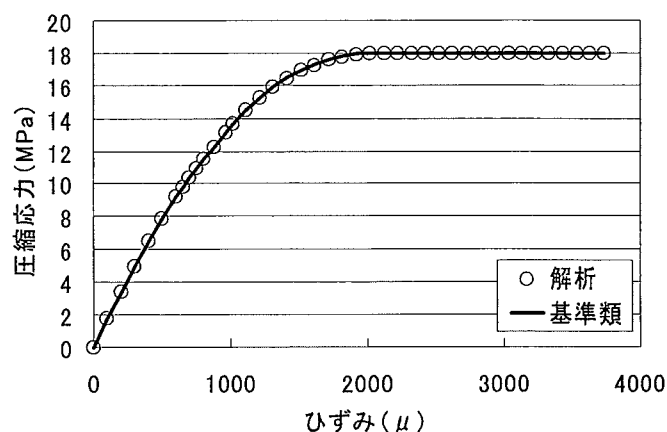


図 3.12 一軸検証解析結果（圧縮の応力-ひずみ関係）

また、図 3.13 の引張応力-ひずみ関係は、SFRC の基準類⁹⁾のものとよく整合している。

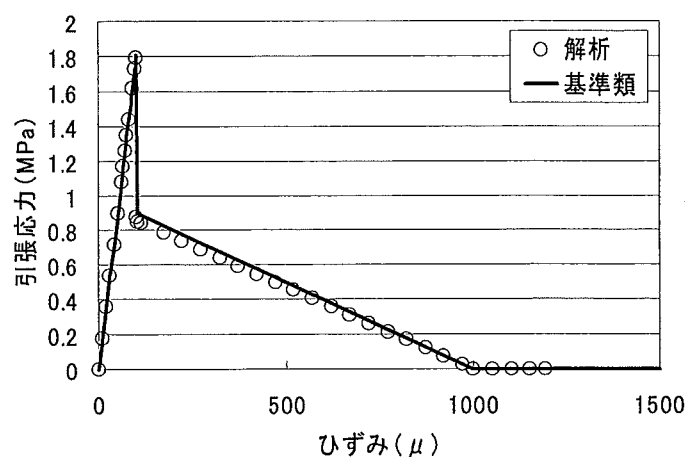


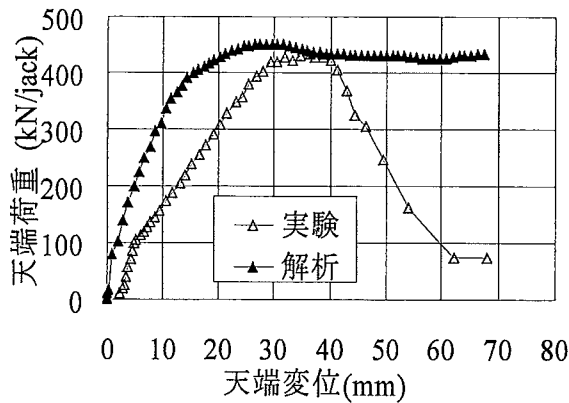
図 3.13 一軸検証解析結果（引張の応力-ひずみ関係）

以上、一軸問題を対象とした検証解析の結果より、本解析は、圧縮、引張両方について、現状の設計での応力-ひずみ関係を十分モデル化可能であることが分かる。

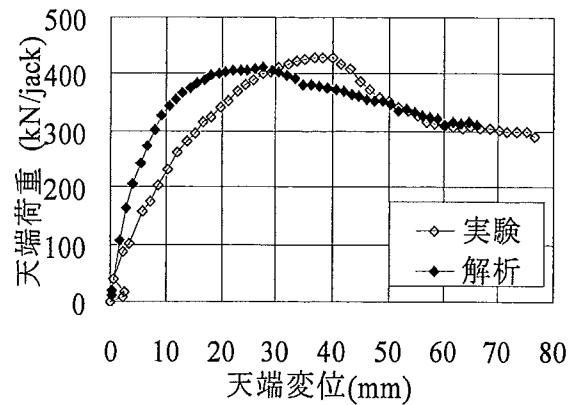
3.4.2 天端変位-荷重関係

図 3.14 に载荷形式Aについて、図 3.15 に载荷形式Bについて、図 3.16 に载荷形式Cについて解析での天端変位-荷重関係を実験結果と併せて示す。

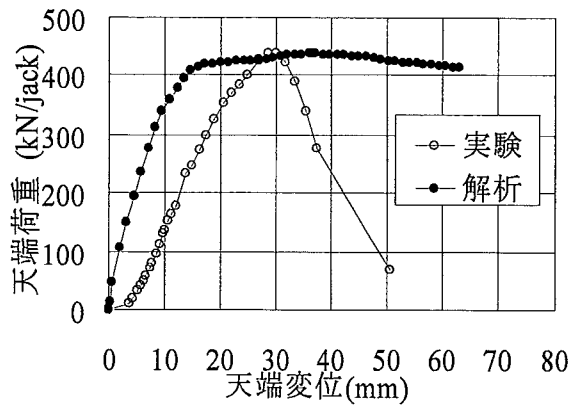
これによると本解析では、実験で得られたプレーンと単鉄筋のケースにおける構造耐力後（ポストピーク）の急激な荷重低下を的確に再現できるとは言えない。また、A載荷形式については最大荷重到達前の変形勾配も少し異なっている。しかし、それ以外では、非線形挙動および最大荷重（構造耐力）について、本解析は、実験結果をおおよそ再現できていると言える。



(a) A-1 (プレーン)

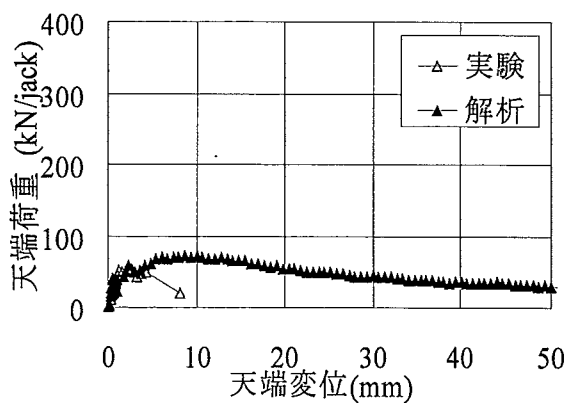


(b) A-2 (SFRC)

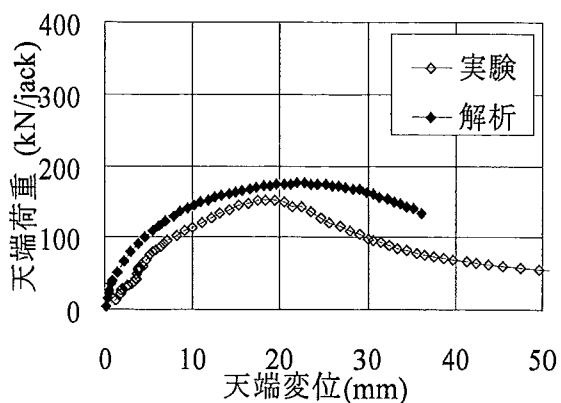


(c) A-3 (単鉄筋)

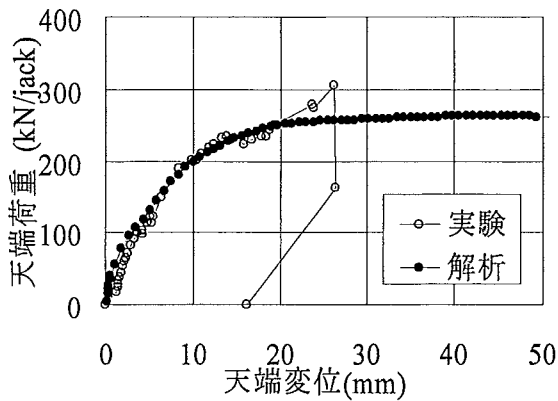
図 3.14 実験と解析の荷重-変位関係の比較（A載荷形式）



(a) B-1 (プレーン)

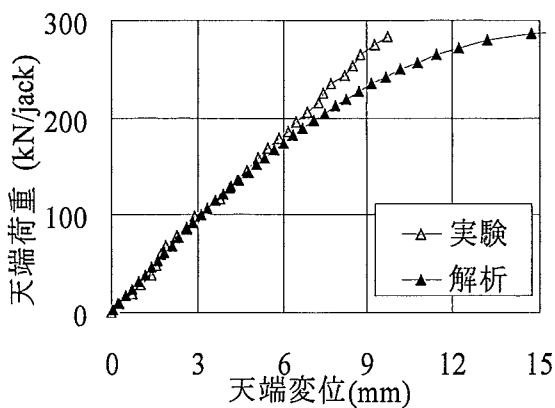


(b) B-2 (SFRC)

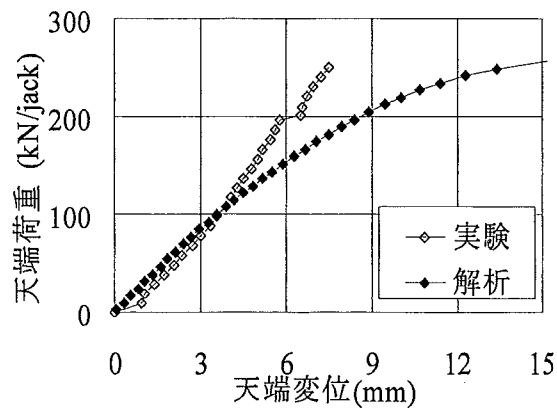


(c) B-3 (単鉄筋)

図 3.15 実験と解析の荷重-変位関係の比較 (B 載荷形式)



(a) C-1 (プレーン)



(b) C-2 (SFRC)

図 3.16 実験と解析の荷重-変位関係の比較 (C 載荷形式)

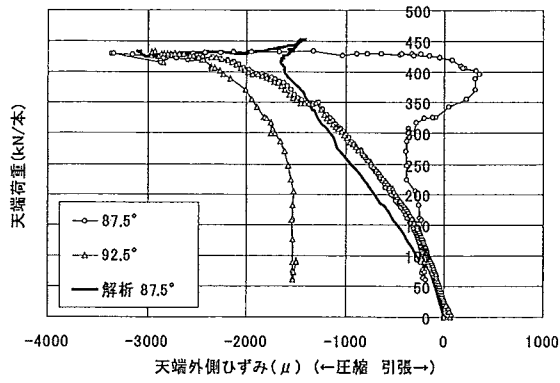
3.4.3 ひずみ発達状況

荷重が増加するに従いひずみが発達する状況を圧縮ひずみが卓越する天端外側と肩部内側について示す。結果は、載荷形式Aについては、図 3.17 に、載荷形式Bについては、図 3.18 にそれぞれの実験ケースごとに示す。

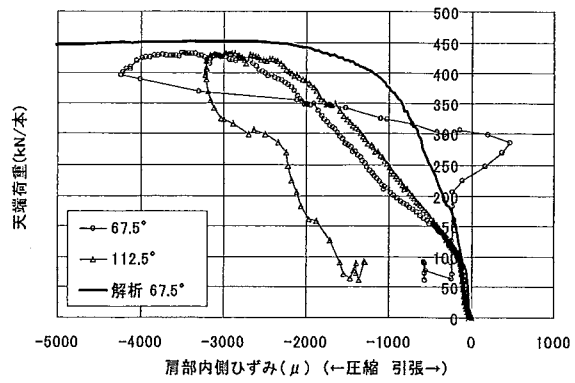
なお、実験での天端部は、ジャッキ配置の影響から 90° の測定が困難であったため、 87.5° と 92.5° を測定している。したがって、比較する解析も 87.5° の部分とした。

また、実験での肩部は、 62.5° 、 65° 、 67.5° のようにおよそ 2.5° ピッチでひずみを測定しており、ここで示すものはそのうち最も圧縮ひずみが卓越する箇所とそれに対称な箇所とした。また、比較する解析は実験と同じ角度のものとした。

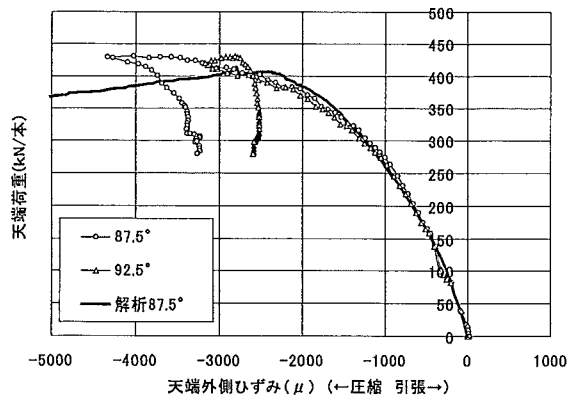
図 3.17 と図 3.18 によると、実験で認められる終局圧縮ひずみ程度でひずみと荷重が減少するという現象は、解析では認められにくいことが分かる。しかし、それ以外の荷重の増加に伴うひずみの発達状況は、実験と解析ではよく一致している。したがって、本解析は、実験でのひずみの発達状況をよく再現できているものと考えられる。



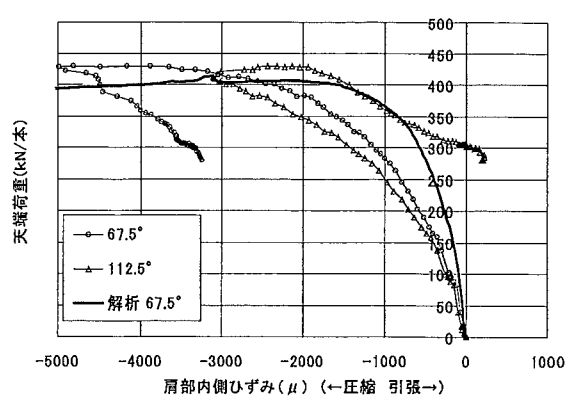
(a) A-1 (プレーン) の天端外側



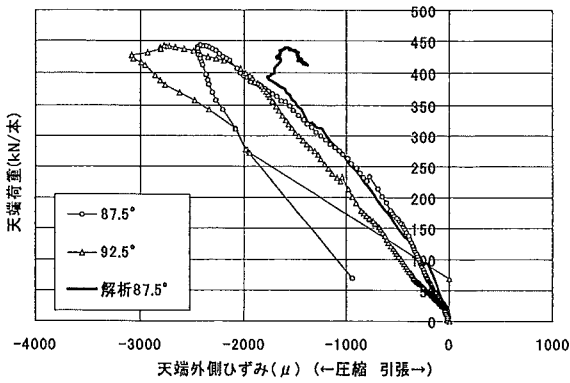
(b) A-1 (プレーン) の肩部内側



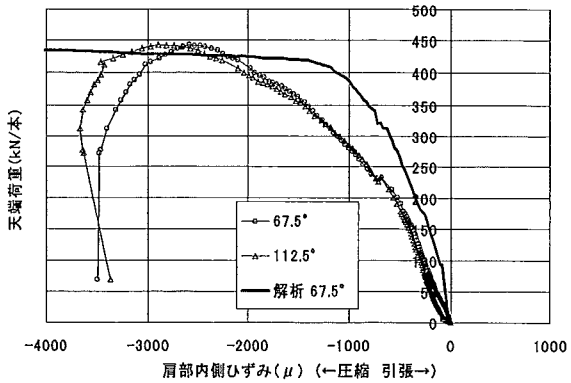
(c) A-2 (SFRC) の天端外側



(d) A-2 (SFRC) の肩部内側

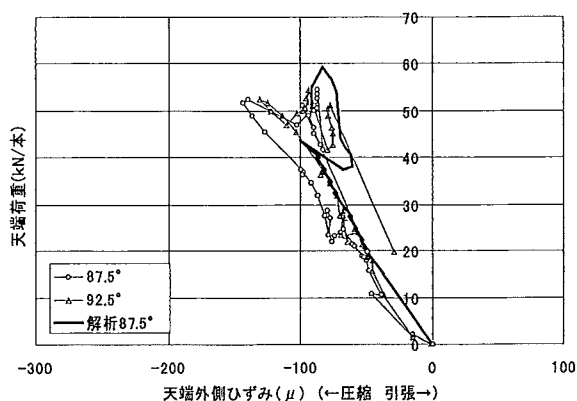


(e) A-3 (単鉄筋) の天端外側

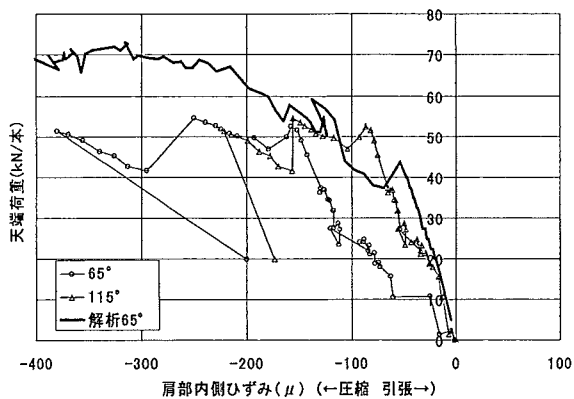


(f) A-3 (単鉄筋) の肩部内側

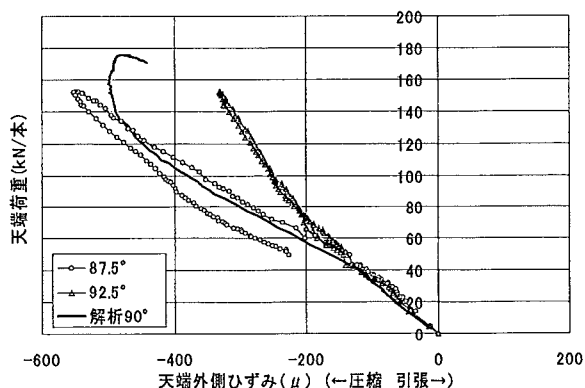
図 3.17 実験と解析のひずみ発達状況 (載荷形式 A)



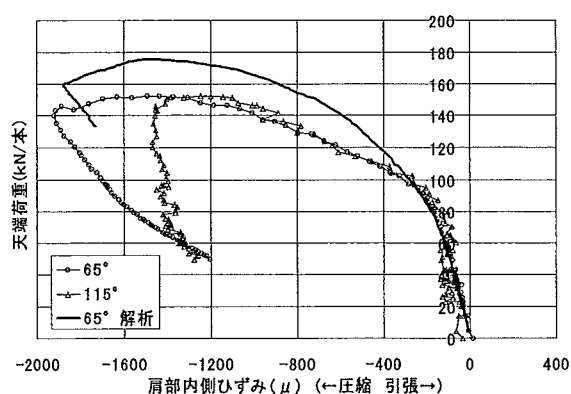
(a) B-1 (プレーン) の天端外側



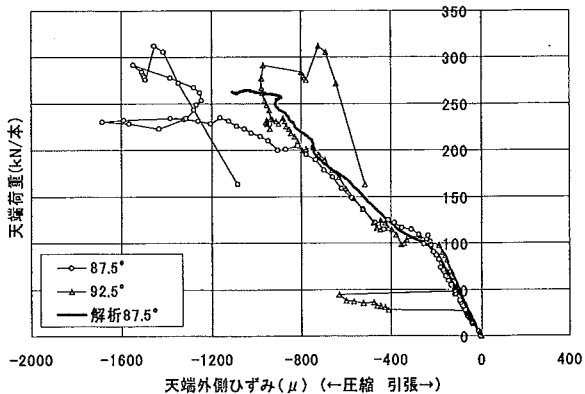
(b) B-1 (プレーン) の肩部内側



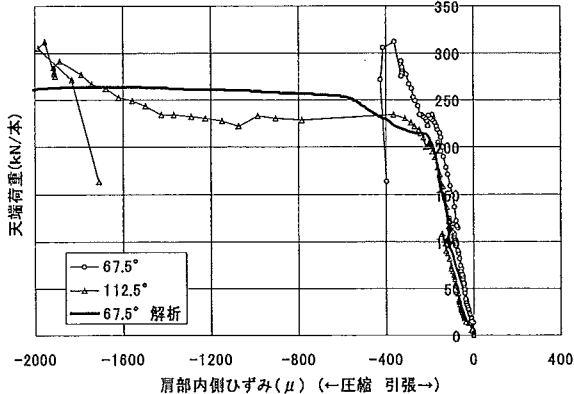
(c) B-2 (SFRC) の天端外側



(d) B-2 (SFRC) の肩部内側



(e) B-3 (単鉄筋) の天端外側



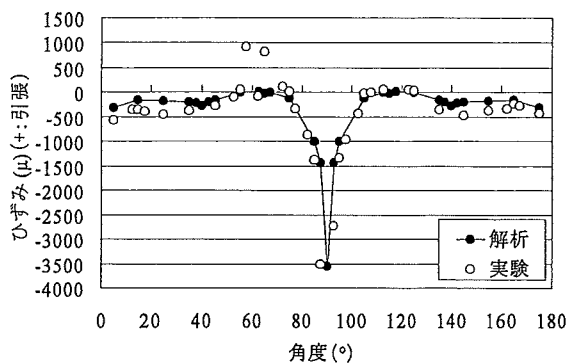
(f) B-3 (単鉄筋) の肩部内側

図 3.18 実験と解析のひずみ発達状況 (載荷形式B)

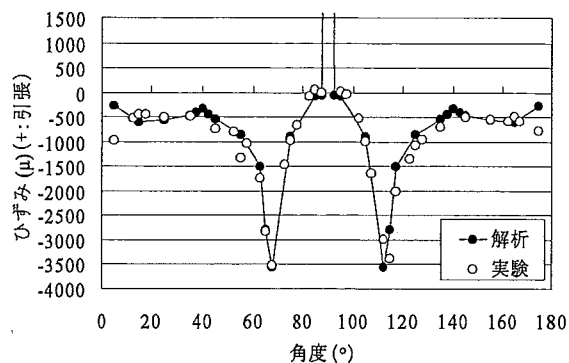
3.4.4 横断方向ひずみ分布

覆工内側、外側両面におけるひずみの周方向分布を実験と解析で比較する。比較するひずみは、載荷形式Aでは卓越して発生する天端部外側および肩部内側の圧縮ひずみがそれぞれ 3500μ に最も近くなった時、載荷形式Bでは、最大荷重に達した時である。載荷形式Aについては図 3.19 に、載荷形式Bについては図 3.20 にそれぞれ示す。これによると解析では一部ひび割れ箇所に大きな引張ひずみが発生しているが、これはひび割れ開口変位がひび割れ帯理論に基づきひずみに変換されているためのものであり、実験では認められない。また、解析では、図 3.20 (c) と(e)の載荷形式Bにお

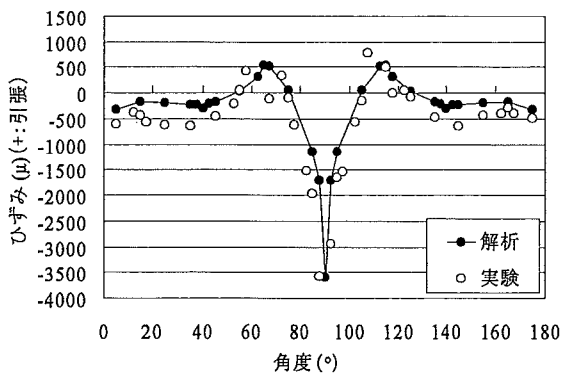
る SFRC と単鉄筋補強について、最もひび割れが深く入る天端で実験では認められない局所的な大きいひずみが発生している。それ以外のひずみ分布については、本解析では、実験をよく再現できていると考えられる。



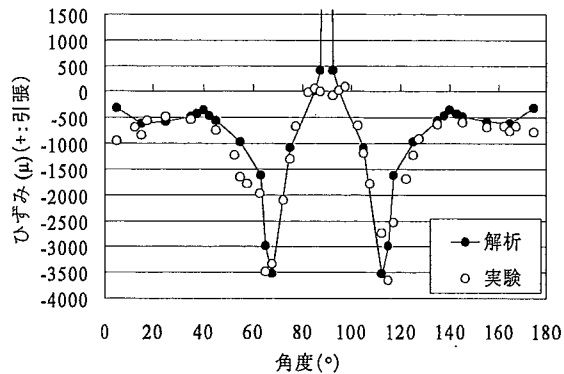
(a) A-1 (プレーン) の外側



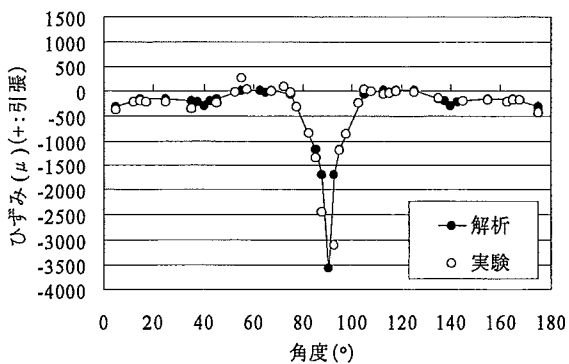
(b) A-1 (プレーン) の内側



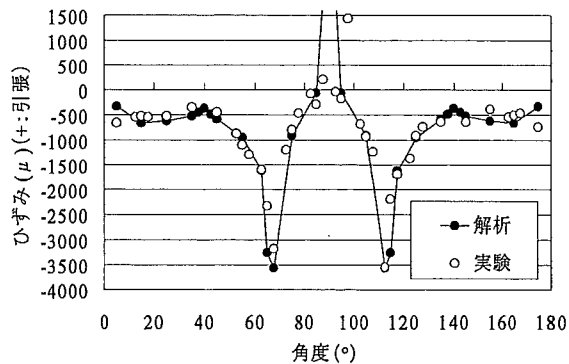
(c) A-2 (SFRC) の外側



(d) A-2 (SFRC) の内側

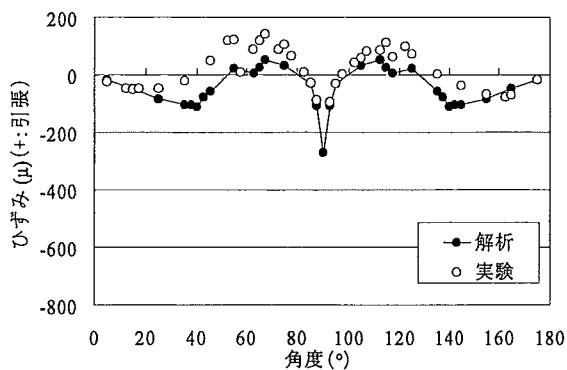


(e) A-3 (単鉄筋) の外側

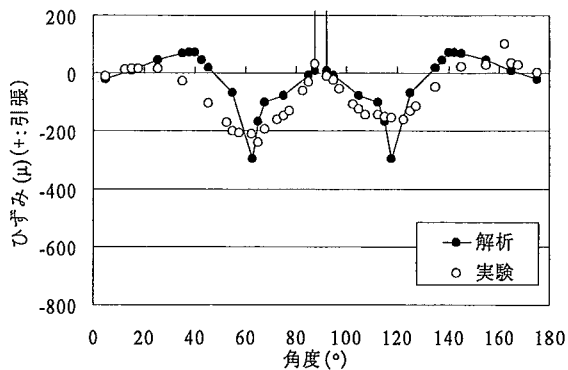


(f) A-3 (単鉄筋) の内側

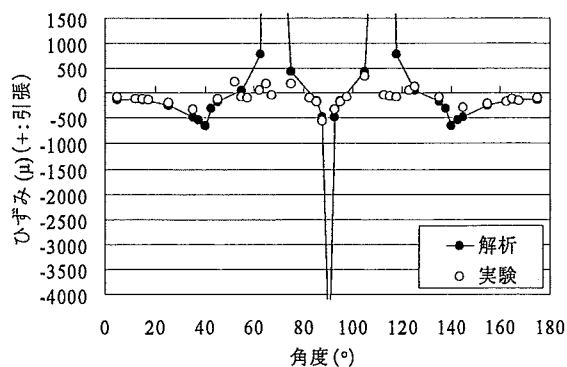
図 3.19 ひずみの横断方向分布 (载荷形式 A)



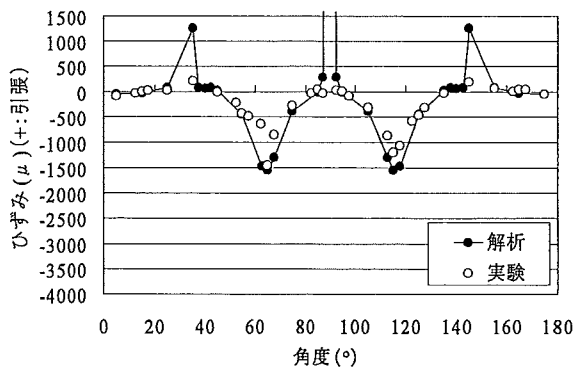
(a) B-1 (プレーン) の天端外側



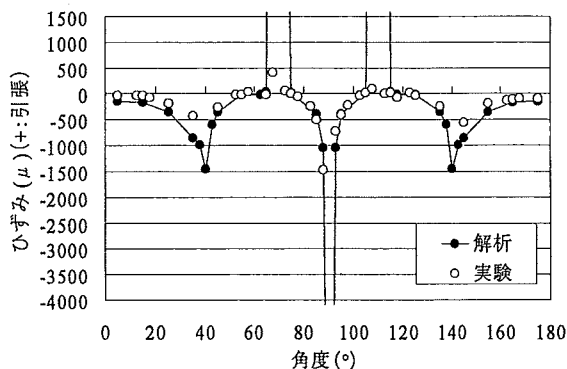
(b) B-1 (プレーン) の肩部内側



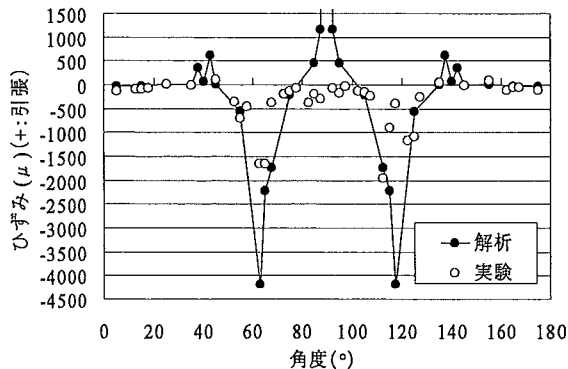
(c) B-2 (SFRC) の天端外側



(d) B-2 (SFRC) の肩部内側



(e) B-3 (単鉄筋) の天端外側



(f) B-3 (単鉄筋) の肩部内側

図 3.20 ひずみの横断方向分布 (载荷形式B)

3.4.5 ひび割れ発生・進展, 終局圧縮ひずみ, 構造耐力と荷重の関係

前章において, 実験での覆工全体の構造耐力が決まる力学的なメカニズムが以下の①, ②のように考えられることを述べた。

- ① 曲げと圧縮が作用し, 曲げ圧縮破壊が生じる荷重条件 (载荷形式A) では, ひび割れ深さで規定される部材断面耐力に達しても構造の不安定は生じず, 複数の断面でひずみの圧縮限界から決まる部材断面耐力に達することで構造耐力に達する。
- ② 曲げが卓越する荷重条件 (载荷形式B) では, 圧縮限界に達する断面が存在しなくても, 複数の断面でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達し, 構造が不安定となることで構造耐力に達する。

そこで、本解析手法が、これら実験での構造耐力の決定メカニズムを再現でき、構造耐力に着目した覆工設計法の一つの方法として適用できるかどうかを検証する。

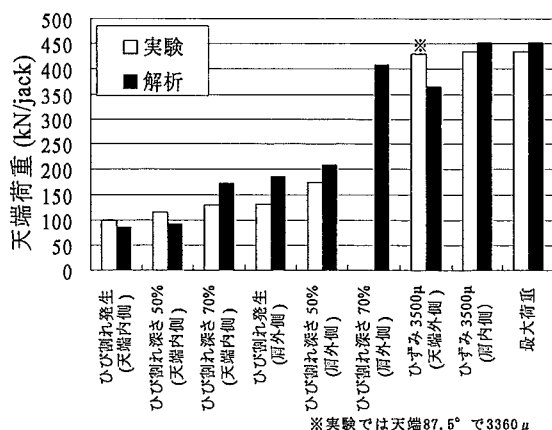
解析で得られたひび割れ発生荷重や各断面の部材断面耐力、構造耐力について、実験結果との比較を載荷形式Aについては図 3.21 に、載荷形式Bについては図 3.22 に示す。これによると、解析と実験は、各ひび割れ発生荷重や部材断面耐力に達する荷重、構造耐力に達する荷重が概ね一致している。

すなわち、載荷形式Aの場合では、ひび割れ深さから決まる部材断面耐力に複数の断面で達した後、複数の断面でひずみの圧縮限界から決まる部材断面耐力に達して構造耐力に至っており、解析は実験の構造耐力決定メカニズムをよく再現している。

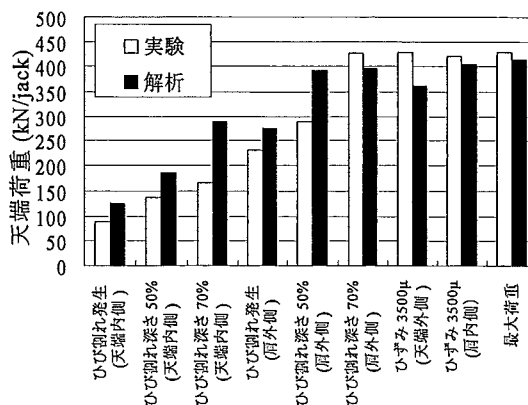
また、載荷形式Bの場合では、複数の断面(左右合計 5 箇所)でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達し、構造が不安定となることで構造耐力に至っており、解析は実験の構造耐力決定メカニズムをよく再現している。

さらに、解析では、実験と同様に、B-1 のケースを除いて 1 つの断面がひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達したとしても、最大荷重まではかなりの余裕があり、構造耐力に達することにはなっていない。

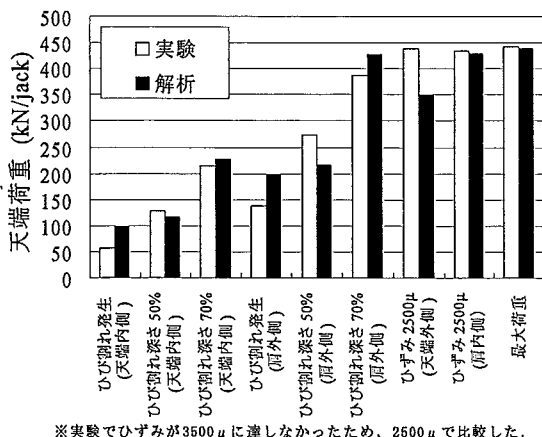
このように、本解析はひび割れ発生およびその進展、さらには部材断面耐力によって決定される耐力、構造耐力の決定メカニズムおよび構造耐力まで概ね再現できていることが分かる。



(a) A-1 (プレーン)

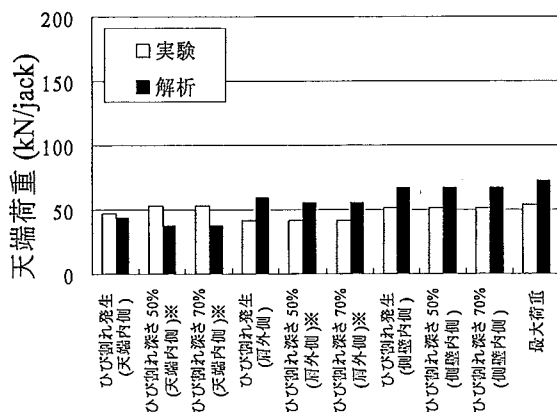


(b) A-2 (SFRC)



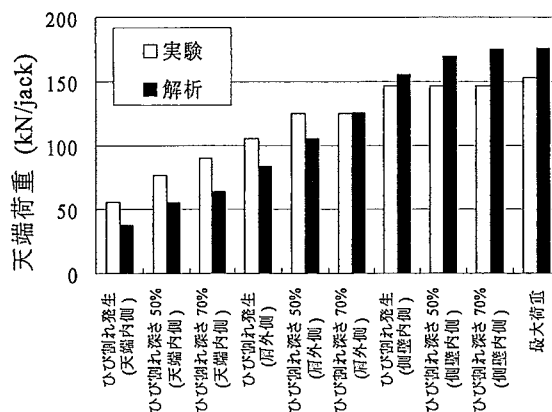
(c) A-3 (単鉄筋)

図 3.21 実験と解析における耐力の比較 (載荷形式A)

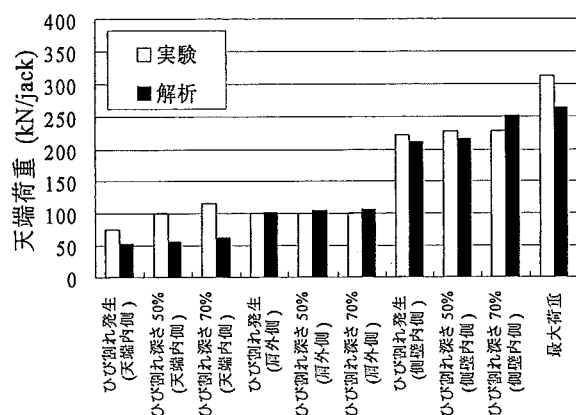


※ケース B-1 の解析は、荷重が増減しながら最大荷重に達するためひび割れ進展の度合いと荷重の大小関係が逆転している場合がある。

(a) B-1 (プレーン)



(b) B-2 (SFRC)



(c) B-3 (単鉄筋)

図 3.22 実験と解析における耐力の比較 (載荷形式 B)

3.5 まとめ

ここでは、覆工全体が保有する耐力力（構造耐力）を考慮した設計法の確立を目的とし、その設計法に対する一つの方法として考えられるひび割れを考慮できる非線形の有限要素解析について、覆工破壊メカニズム等の再現可能性について検証した。

その結果、この解析手法は、トンネル覆工の非線形挙動やひずみ発生状況および部材断面耐力に達する荷重や構造耐力に達する荷重、構造耐力の決定メカニズムを概ね再現できることが分かった。

これらの結果から、本解析は、部材断面耐力によって決定される耐力だけではなく構造耐力に着目した設計手法に対してもある程度有用であると考えられる。

参考文献

- 1) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.79-88, 1994.6
- 2) 松岡茂, 益田彰久, 松尾庄二, 柳博文: ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究, 土木学会論文集, no.544/III-37, pp.147-155, 1996.12

- 3) 松岡茂, 益田彰久, 松尾庄二, 柳博文 : 鋼繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工解析に関する研究, 土木学会論文集, no.585/V-38, pp.169-198, 1998.2
- 4) Cervenka Consulting : ATENA Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structure, Program Documentation , Prague, 2001.6.
- 5) Kupfer,H.,Hilsdorf,H.K.,Rusch,H. : Behavior of Concrete under Biaxial stress, ACI Journal, V.66, No.8, pp.656-666,, 1969.8
- 6) Chen,W.F, Saleeb,A.F. : Constitutive Equations for Engineering Materials, John Willey & Sons, 1982
- 7) Bazant,Z.P., Oh,B.H. : Crack Band Theory for Fracture of Concrete, Materials and Structures, RILEM, vol.16, pp.155-177, 1983
- 8) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002.3
- 9) 土木学会コンクリート委員会 : 鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針 (案), コンクリートライブラリー97, 1998.11
- 10) 日本鉄鋼連盟 : 鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアルー トンネル編ー, pp.68-77, 2002.11
- 11) 併進工法設計施工研究委員会 : 併進工法設計施工マニュアル (都市トンネル編), pp.68-77, 1992.8
- 12) CEB : CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford, 1993
- 13) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 [下部構造編], 2002.3

4. ひび割れ進展 FEM 解析を用いた実トンネルのケーススタディ

4.1 はじめに

従来、山岳トンネルの覆工は、経験的に定められた標準設計巻厚のプレーン（無筋）コンクリートを採用しているのが一般的であり、覆工に力学的機能を付加し解析的手法を用いてトンネル覆工を設計する場合は特殊な地山条件等の比較的限られた条件下であった。このような理由から解析的手法を用いて覆工を設計する技術的ノウハウは未だ十分確立されているとは言えず、実際の設計では、技術者は類似地山条件等の設計事例を参考としつつ解析を行ってきたのが現状である。このような背景から、今後の設計のために、解析によって求めた覆工の耐荷力の目安値をある程度示しておくことは、有用であると考えられる。

本章では、前章で検証したひび割れ進展 FEM 解析を用いて実トンネルを対象としたケーススタディを実施し、実トンネルにおける耐力のおおよその目安を得る^{1), 2), 3)}。また、いくつかの材料による補強効果がどのような場合に顕著に現れるかを検討する^{1), 2), 3)}。

具体的には、ひび割れ進展 FEM 解析を用いて、一般に設計に用いられる荷重形態に対する、実トンネル覆工構造の部材断面耐力によって決定される耐力および構造耐力のおおよその目安を得る。また、解析では、プレーン（無筋）トンネル覆工だけでなく、SFRC や高強度コンクリートによるトンネル覆工を対象とし、これら補強効果が現状の設計での荷重形態においてどの場合に、どの程度現れかを検討する。さらに、地盤条件等のパラメータスタディを実施し、覆工の耐力が地盤条件等によってどの程度変化するかを目安を得る。

4.2 荷重形態に対する実トンネルのケーススタディ

4.2.1 はじめに

ここでは、前章で用いたひび割れ進展 FEM 解析（解析コード：ATENA⁴⁾）により、実トンネルを対象としたケーススタディを実施する。解析の手法は前章で述べたものと同様であり、材料入力値を実際の設計で用いる一般的な値、荷重を実際の設計で用いる一般的な荷重形態としている。

以下に、解析の概要と結果について述べる。

4.2.2 解析の概要

(1) 対象トンネル

今回解析するトンネルは、図 4.1 に示すような内空幅 10.6m の 2 車線道路トンネル相当規模である。解析では、厚さ 30cm の覆工を対象とし、支保工は考慮しない。この覆工を有限要素メッシュとして、トンネル周方向を 1° ピッチに、トンネル変形方向を 5cm ピッチに分割した。

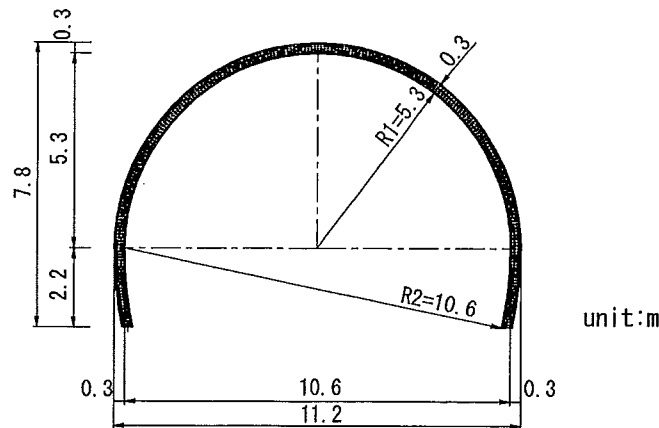


図 4.1 実トンネルのケーススタディ対象断面

(2) 解析入力値

本解析では、地盤は地盤ばねでモデル化している。地盤ばねは、図 4.2 に示すようにトンネル周上および覆工脚部に配置した。地盤条件はB級地山相当(地山変形係数 $D=5000\text{MPa}$) を基本とし、後に地盤条件に対するパラメータスタディを実施した。

なお、地盤ばね値算定に必要な地盤反力係数は、道路橋示方書下部構造編⁵⁾ で用いられる式により算定した。また、地盤ばねは、脚部地盤ばね以外、トンネル内空側への変位に対して無効である非線形ばねとした。トンネル周上には、防水シート等による地盤との縁切りを考慮して接線方向の地盤ばねは設置せず、法線方向の地盤ばねのみとした。

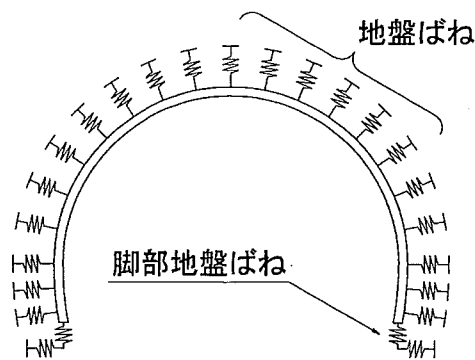


図 4.2 地盤ばねの設置状況

本検討では設計基準強度 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ のプレーン（無筋）コンクリートを基本として、SFRC および高強度コンクリート（ $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ ）について比較検討した。プレーンコンクリートと SFRC の引張特性の差異を破壊エネルギーの差で表している。

表 4.1 には、本検討で試算する覆工材料の入力値を示す。この入力値は、現状の設計で用いられている値^{6), 7), 8), 9)} とし、SFRC の破壊エネルギー算定に用いる定数は、実験で用いた管理供試体の曲げ破壊試験から求めた値とした。

表 4.1 実トンネルケーススタディの解析入力値

内容	プレーン	高強度	SFRC	備考
設計基準強度： σ'_{ck} (MPa)	18	30	18	
設計圧縮強度： f_{cd} (MPa)	13.85	23.08	13.85	$\sigma'_{ck}/\gamma_m (=1.3)$
圧縮強度： f_c (MPa)	11.77	19.62	11.77	$0.85f_{cd}$
引張強度： f_t (MPa)	1.215	1.708	1.215	$0.23 \sigma'_{ck}^{(2/3)}/\gamma_m (=1.3)$
残留強度率	—	—	0.7	
破壊エネルギー： G_f (N/m)	12.15	17.08	1268	引張応力-開口幅のグラフの面積※
初期弾性係数： E (MPa)	11770	19620	11770	応力ひずみ曲線より求めた※※
ポアソン比： ν	0.2	0.2	0.2	

※ プレーンでは、引張強度と限界開口幅 $W_c=0.02\text{mm}$ により算定し⁷⁾、SFRCでは、曲げ破壊試験結果から算定された値から算定した。算定には、引張軟化曲線（引張応力-ひび割れ開口幅）の傾き λ と曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線勾配 β の関係⁷⁾は、 $\beta=1.85\lambda$ を用いている。なお、曲げ破壊試験より求めた値としては、残留強度率 $\mu=0.7$ 、曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線勾配 $\beta=0.528$ である。

※※コンクリート標準示方書³⁾に規定された応力ひずみ関係における原点での接線の傾きとした。

(3) 検討荷重ケース

荷重形態としては、通常的设计で用いられると考えられる図 4.3 に示した 4 つのパターンについて解析した。

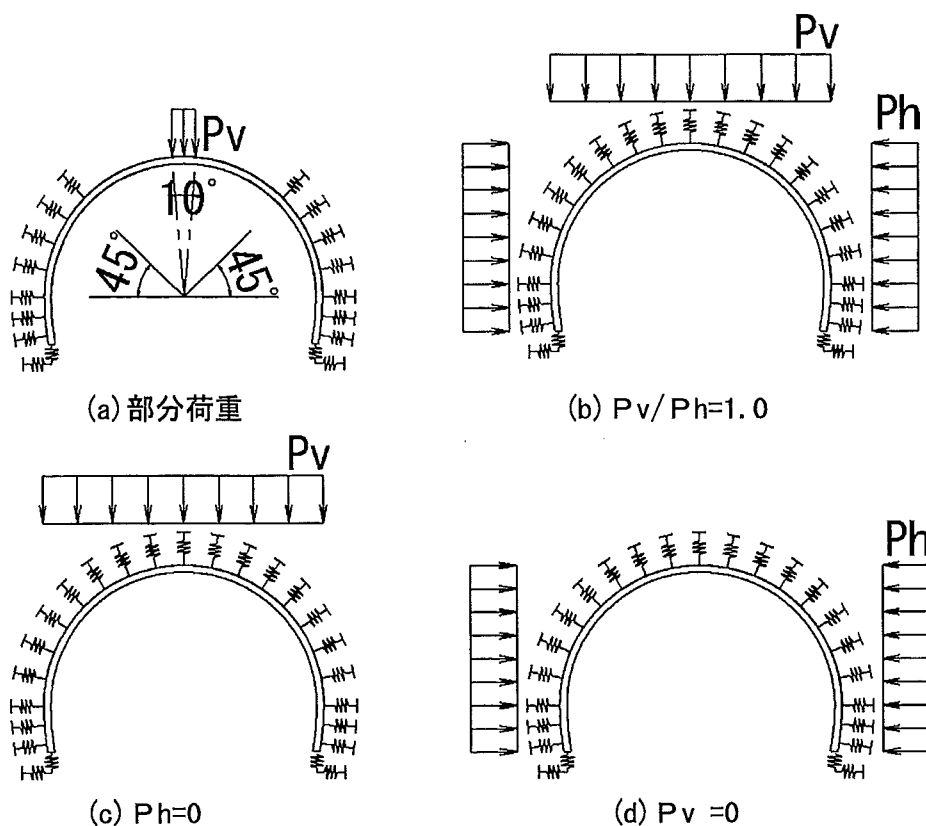


図 4.3 検討した荷重形態

図 4.3 (a) は、SL より 45° から 135° の範囲に地盤ばねが設置されない状態で天端に部分的な荷

重が作用する場合である。覆工背面に空洞が存在する状態で天端付近に岩塊の落下のような部分的な荷重が作用する場合等を想定している。(b)は、トンネル全周に地盤ばねが設置された状態で覆工に等方的な荷重が作用する場合である。また、同じくトンネル全周に地盤ばねが設置された状態で、(c)は、上方のみから、(d)は側方のみから荷重が作用する場合である。

4.2.3 解析の結果

(1) 天端荷重-変位関係

図 4.4 にそれぞれの荷重形態における天端荷重-変位関係を示す。これによると、荷重形態によって天端荷重-変位関係が大きく異なっていることが分かる。さらに、ひび割れ進展等の覆工の力学挙動の非線形性が解析結果によく表れていることが分かる。

また、材料別の天端荷重-変位関係は、図 4.4 (a)の部分的な荷重が作用した場合についてのみは SFRC と高強度コンクリートが同程度となっているが、その他のケースについては鋼繊維補強の効果がほとんど見られず、プレーンと同程度となっていることが分かる。一方で、高強度コンクリートの効果は各荷重形態においてある程度認められる。

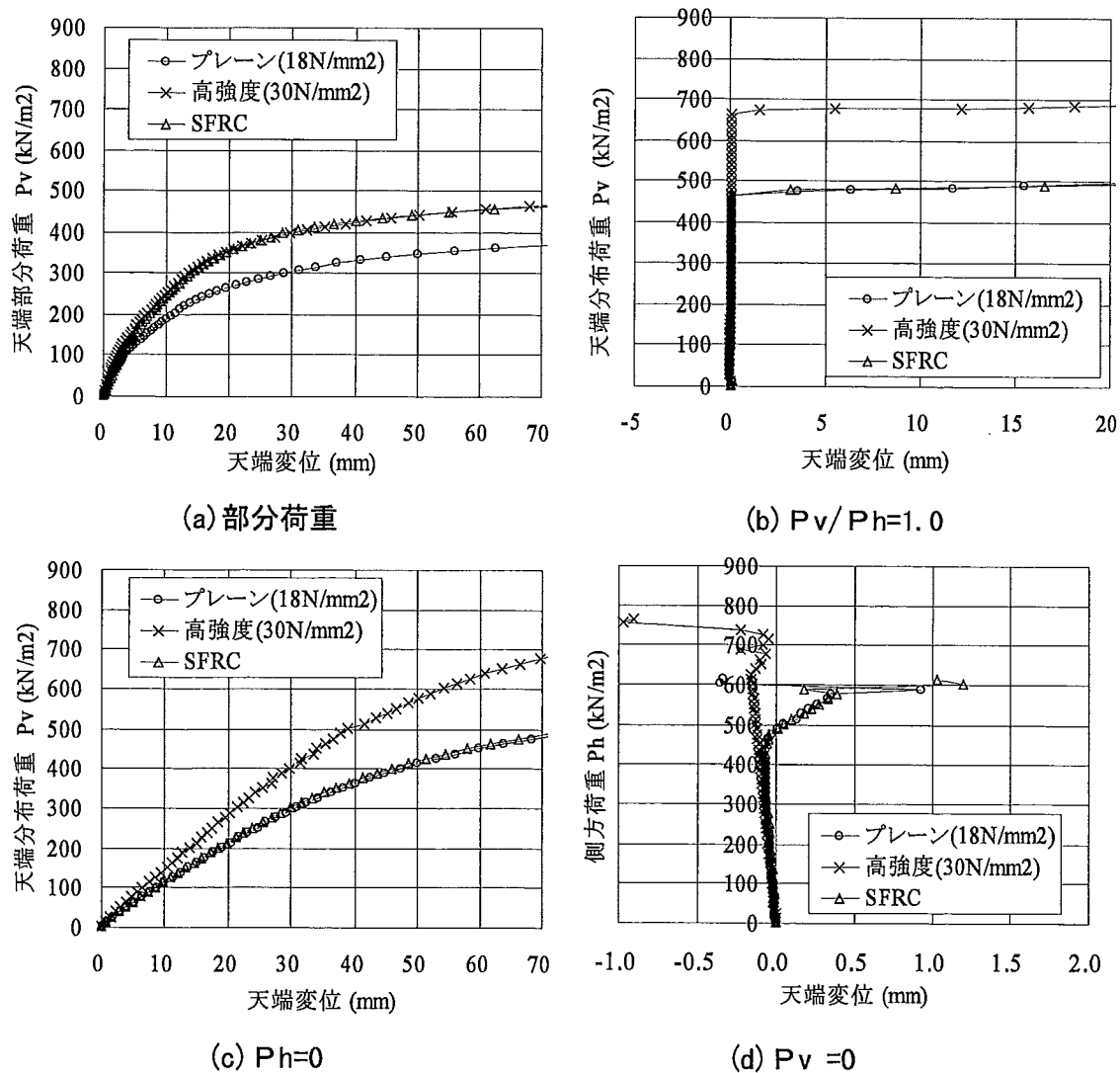


図 4.4 実トンネル解析の天端荷重-変位結果

(2) 部材断面耐力によって決定される耐力，構造耐力と覆工材料の関係

図 4.5 にはそれぞれの荷重形態における，ひび割れ発生時，部材断面耐力到達時および構造耐力到達時のそれぞれの荷重値を示す．これによると，それぞれのケースにおいて，第一ひび割れが限界ひび割れ深さとなり部材断面耐力に達したとしても，構造耐力にはかなりの余裕があることが見られることから，構造耐力まで考慮した設計を行った場合はかなり経済的な断面となることが分かる．

例えば，最も耐力が小さい部分的な荷重が作用するプレーン覆工では，ひび割れ発生荷重 55kN/m^2 （土塊単位体積重量を 24kN/m^3 と仮定すれば，土塊高さ約 2.3m に相当），断面耐力によって決定する耐力 65kN/m^2 （同約 2.7m に相当）に対して，最大荷重（構造耐力） 340kN/m^2 （同約 14.2m に相当）と両耐力の差は 5.2 倍となっている．

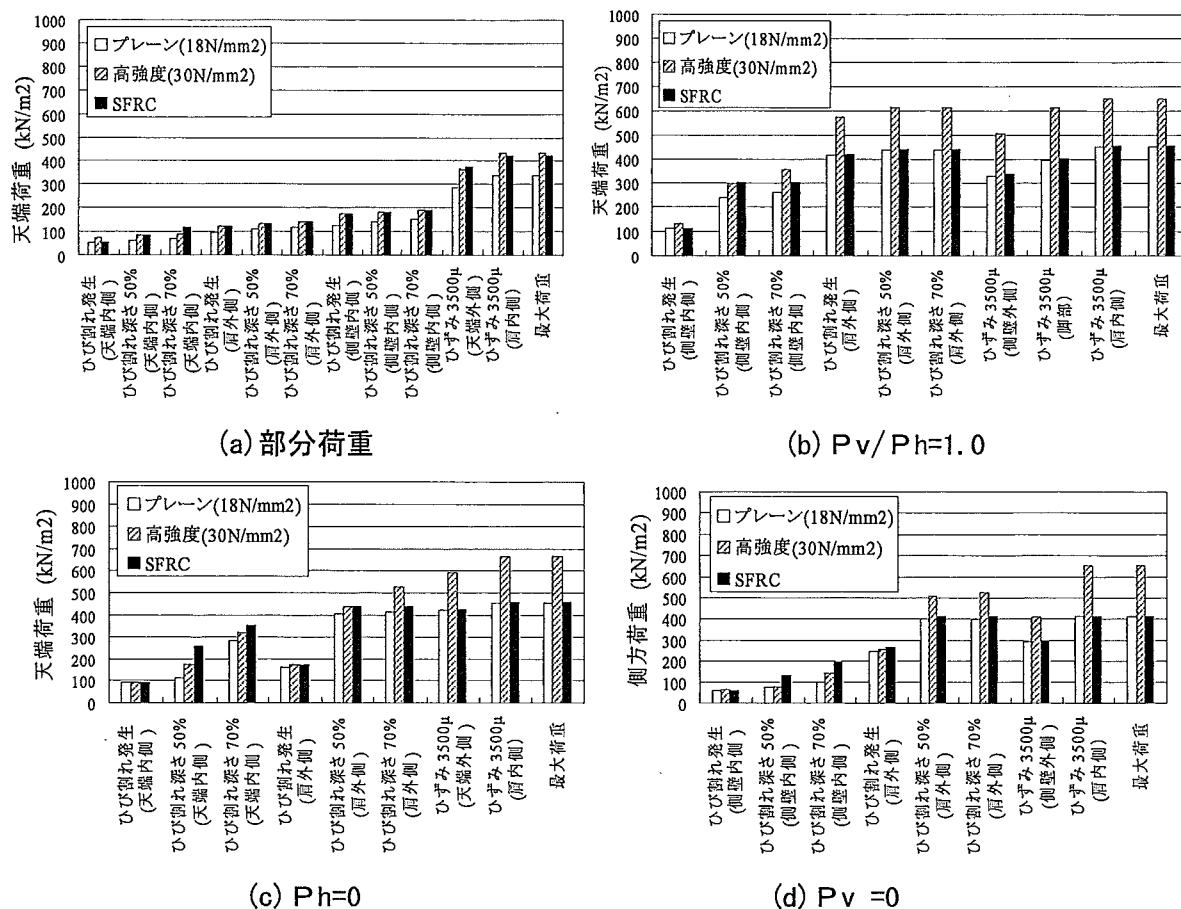


図 4.5 実トンネル解析の断面・構造耐力

なお，部材断面耐力によって決定される耐力に対する鋼繊維の補強効果は， $P_v/P_h=1.0$ の場合を除いて十分認められることが分かる．また，構造耐力に対する鋼繊維の補強効果は，(a)の部分荷重の場合について顕著に認められる．

すなわち鋼繊維の補強効果は，部材断面耐力のように，ある断面におけるひび割れ進展抑制について顕著であるが，トンネル全体の構造耐力に対しては，多くの場合，その効果は顕著ではない．しかし，地盤の拘束が不十分であったり，荷重が部分的に作用したりする等，曲げモーメントが卓越する場合については，構造耐力に対しても鋼繊維の補強効果はある程度期待できることが分かる．

一方、高強度コンクリートは、圧縮強度および引張強度とも増加しているため、荷重形態によらず部材断面耐力によって決定される耐力や構造耐力両者についてある程度補強効果が期待できる。ただし、部材断面耐力によって決定される耐力に対する効果は、SFRCよりは顕著ではない。

4.3 地盤条件に対する実トンネルのケーススタディ

4.3.1 解析の概要

これまで述べてきた解析手法において、地盤条件（地山の変形係数）が変化した場合、部材断面耐力によって決定される耐力および構造耐力がどのように変化するかを検討する。解析条件は、前節までの荷重形態のケーススタディのものと同様であり、地盤条件のみをこれまで考慮していたB級地山相当（地山の 변형係数 $D=5000\text{MPa}$ ）から、CⅡ級地山相当（地山の 변형係数 $D=1000\text{MPa}$ ）、都市部地山相当（地山の 변형係数 $D=100\text{MPa}$ ）と変化させる。

4.3.2 解析の結果

図 4.6 に地山の 변형係数と、それぞれの材料における部材断面耐力によって決定される耐力および構造耐力の関係を示す。

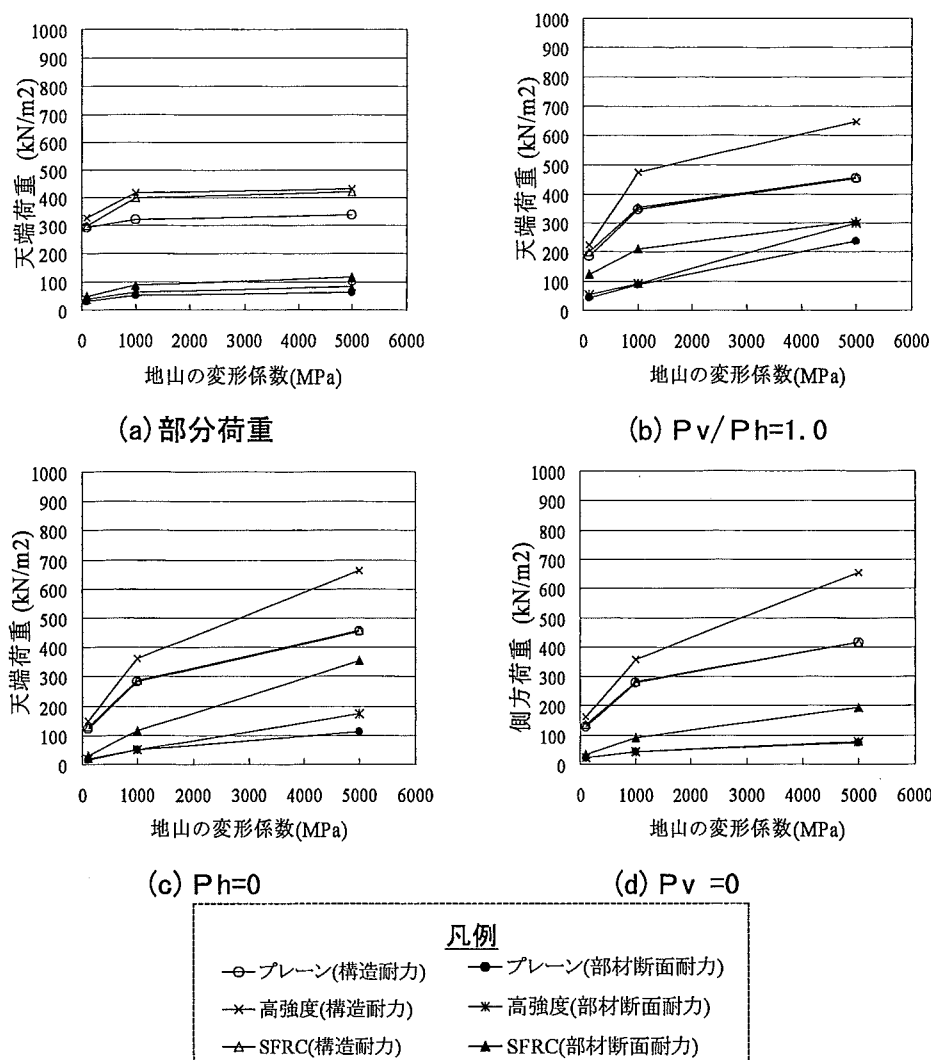


図 4.6 地山の変形係数と断面・構造耐力の関係

図 4.6 によると、B級地山相当で 340 kN/m^2 (部分荷重プレーン、土塊単位体積重量を 24 kN/m^3 とすれば、土塊高さ約 14.2 m 相当) から 665 kN/m^2 ($P_h=0$ 高強度、土塊高さ約 27.7 m 相当) まであった構造耐力が都市部地山相当で 123 kN/m^2 ($P_h=0$ プレーン、同約 5.1 m 相当) から 328 kN/m^2 (部分荷重高強度、同約 13.7 m 相当) までに低下していることが分かる。

また、図 4.6 (a)の部分荷重は、ばね設置範囲が部分的であるため、地盤の変形係数の耐力に及ぼす影響が他の荷重形態に比べて小さくなっている。一方、他の荷重形態では、地盤の変形係数が小さくなると、耐力は減少しており、その割合は地盤の変形係数が小さくなればなるほど、やや大きい。

なお、各荷重形態において、部材断面耐力によって決定される耐力に対して、鋼繊維の補強効果が高いということは、変形係数が小さくなっても同様である。さらに、(a) の部分的な荷重の場合には、鋼繊維の補強効果が構造耐力に対しても認められるということも変形係数が小さくなっても同様であることが分かる。

4.4 地盤ばね設置範囲に対する実トンネルのケーススタディ

4.4.1 検討概要

地盤ばね拘束と耐力の関係を検討するため、図 4.7 のように地盤ばねが設置されている範囲を $\theta = 90^\circ$ (すなわち、全周)、 60° 、 45° と変化させる。なお、荷重形態は、部分荷重であり、地盤ばね以外の条件は前述の荷重形態のケーススタディで条件と同様である。

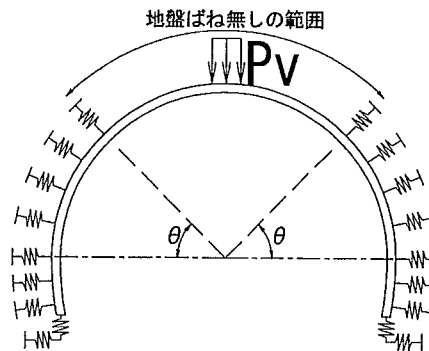


図 4.7 地盤ばね設置範囲のケーススタディ

4.4.2 検討結果

図 4.8 に地盤ばね設置範囲と断面耐力によって決定する耐力および構造耐力との関係を示す。これによると、地盤反力設置範囲 $\theta = 45^\circ$ の場合にはプレーンで 340 kN/m^2 (土塊単位体積重量を 24 kN/m^3 とすれば、土塊高さ約 14.2 m 相当)、高強度で 435 kN/m^2 (同約 18.1 m 相当) あった構造耐力が、地盤ばね設置範囲がトンネル全周の場合にはプレーン 800 kN/m^2 (同約 33.3 m 相当)、高強度で 1170 kN/m^2 (同約 48.8 m 相当) と 2.5 倍程度に増加していることが分かる。一方、断面耐力によって決定される耐力は、地盤ばねの設置範囲によってそれほど大きな変動が認められない。このことから、地盤の拘束の影響は、構造耐力に大きく影響を与えるということが分かる。

また、地盤ばね設置範囲が小さくなるにつれて構造耐力が減少する割合は、高強度が最も大きく、逆に SFRC はそれほど顕著ではない。そして、地盤ばね設置範囲が小さくなると高強度と SFRC の構造耐力の差は小さくなっている。これは、地盤ばね設置範囲が小さくなるにつれて、覆工が曲げモーメント卓越となっていくからであると考えられる。

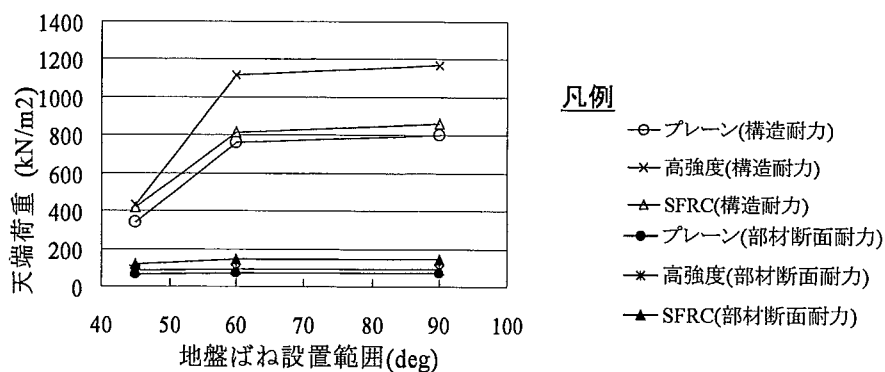


図 4.8 地盤ばね設置範囲と断面・構造耐力の関係

4.5 まとめ

ここでは、実トンネルにおける耐力のおおよその目安を得るため、ひび割れ進展 FEM 解析を用いて実トンネルを対象としたケーススタディを実施した。また、いくつかの材料による補強効果がどのような場合に顕著に現れるかを検討した。

これにより得られた知見は以下の通りである。

- ①SFRC は、部材断面耐力によって決定する耐力および曲げモーメントが卓越する場合の構造耐力に対して、その効果を発揮する。一方、一般的な荷重形態の場合の構造耐力に対しては、SFRC はその効果を発揮しない。
- ②高強度コンクリートは、部材断面耐力によって決定される耐力や構造耐力に対して、荷重形態によらずその効果を発揮する。ただし、部材断面耐力によって決定される耐力に対する効果は SFRC ほど顕著ではない。
- ③地盤条件が悪くなれば、部材断面耐力によって決定する耐力および構造耐力は確実に減少し、その割合は地盤の変形係数が小さくなればなるほど、やや大きい。
- ④地盤の拘束の影響は、部材断面耐力によって決定する耐力に比べ、構造耐力に大きく影響を与える。

参考文献

- 1) 砂金伸治, 真下英人, 木谷努: トンネル覆工の耐力に関する数値解析的考察, 第 25 回日本道路会議論文集, 0836, 2003.11
- 2) H.Mashimo, N.Isago, T.Kitani: Numerical approach for design of tunnel concrete lining considering effect of fiber reinforcements, Tunnelling and Underground Space Technology (Proceeding of the 30th ITA-AITES World Tunnel Congress), vol.19, No.4-5, pp.454-455, 2004.7-9
- 3) 真下英人, 砂金伸治, 木谷努, 遠藤拓雄: 数値解析によるトンネル覆工の耐力の評価に関する研究, トンネル工学報告集, 第 14 巻, pp.279-286, 2004.11
- 4) Cervenka Consulting: ATENA Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structure, Program Documentation, Prague, 2001.6.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 [下部構造編], 2002.3
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002.3
- 7) 土木学会コンクリート委員会: 鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針 (案), コンクリートライブラリー97, 1998.11
- 8) 日本鉄鋼連盟: 鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアルトンネル編一, pp.68-77, 2002.11
- 9) 併進工法設計施工研究委員会: 併進工法設計施工マニュアル (都市トンネル編), pp.68-77, 1992.8

5. おわりに

本研究では、構造耐力に着目した合理的な覆工設計法の確立を目的として、実験や数値解析を行った。

まず、実大のトンネル覆工載荷実験を実施し、覆工の構造耐力が決定される場合の力学的なメカニズムについての検討を試みた。また、様々な覆工材料の補強効果について検討した。

それより得られた材料の補強効果に関する結果は、以下の通りである。

- ①地盤反力が確保され軸力が卓越するような荷重形式（載荷形式A）では、補強材料が最大荷重へ与える影響はほとんどなかった。しかし、繊維混入量が比較的多い場合には、SFRC は最大荷重以後の荷重低下や圧縮破壊箇所の剥落をかなり抑制する効果がある。
- ②地盤反力が不十分で曲げが卓越する荷重形式（載荷形式B）では、鋼繊維の混入度合いが高い SFRC や単鉄筋補強は、最大荷重をかなり増加させる効果が認められた。また、SFRC での補強は最大荷重後（ポストピーク）の荷重低下をかなり抑制する効果も期待できることが分かった。また、鋼繊維の混入量が少なくなるか、または樹脂繊維となれば、これらの効果も小さくなっていった。
- ③等方的な荷重が作用し軸力のみが発生する荷重条件下（載荷形式C）では、最大荷重増加に対する鋼繊維補強の効果はほとんどなかった。

破壊メカニズムに関する結果は、以下の通りである。

- ④一部のケース（プレーンの載荷形式B）を除いて、複数の断面でひび割れが発生しても最大荷重までかなりの余裕がある。
- ⑤ 地山反力が確保され軸力が卓越するような荷重条件（載荷形式 A）および地山反力が不十分で曲げが卓越する荷重条件（載荷形式 B）においては、一部のケースを除いて 1 つの断面がひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達したとしても、最大荷重まではかなりの余裕があり、構造耐力に達することにはならない。
- ⑥ひび割れの発生により構造の不安定が生じない状態で、圧縮限界に達する断面が存在する荷重条件（載荷形式 A）では、複数の断面でひずみの圧縮限界から決まる部材断面耐力に達することで構造耐力に達するものと考えられる。
- ⑦ 圧縮限界に達する断面が存在しない状態で、ひび割れが多断面で発生する荷重条件（載荷形式 B）では、複数の断面でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達し、構造が不安定となることで構造耐力に達するものと考えられる。

また、ひび割れを考慮した数値解析手法の覆工設計への適用性の検証と部材断面耐力によって決定される耐力と構造耐力の差異について検討した。その結果、以下のことが分かった。

- ①トンネル覆工の非線形挙動やひずみ発生状況および部材断面耐力に達する荷重や構造耐力に達する荷重、構造耐力の決定メカニズムを概ね再現できた。
- ②上記①より、ひび割れ進展 FEM 解析は、部材断面耐力によって決定される耐力だけではなく構

造耐力に着目した設計手法に対してもある程度有用であると考えられる。

次に、実トンネルにおける耐力のおおよその目安を得るため、ひび割れ進展 FEM 解析を用いて実トンネルを対象としたケーススタディを実施した。また、いくつかの材料による補強効果がどのような場合に顕著に現れるかを検討した。その結果、以下のことが分かった。

- ①SFRC は、部材断面耐力によって決定する耐力および曲げモーメントが卓越する場合の構造耐力に対して、その効果を発揮する。一方、一般的な荷重形態の場合の構造耐力に対しては、SFRC はその効果を発揮しない。
- ②高強度コンクリートは、部材断面耐力によって決定される耐力や構造耐力に対して、荷重形態によらずその効果を発揮する。ただし、部材断面耐力によって決定される耐力に対する効果は SFRC ほど顕著ではない。
- ③地盤条件が悪くなれば、部材断面耐力によって決定する耐力および構造耐力は確実に減少し、その割合は地盤の変形係数が小さくなればなるほど、やや大きい。
- ④地盤の拘束の影響は、部材断面耐力によって決定する耐力に比べ、構造耐力に大きく影響を与える。

今後は、力学的な機能のみでなくその他の覆工に与えられた機能を明確化するだけでなく、それらの覆工機能に対する必要な性能を明らかにする必要がある。また、それらの性能を満足する多様な覆工構造の設計法を確立する必要がある。

謝辞：本研究を行うに際し、ご協力頂きました関係者各位に深く感謝致します。

