

名古屋工業大学博士論文

甲第397号(課程修了による)

平成14年3月22日授与

超速硬セメントコンクリートの  
疲労強度特性に関する研究

2002 年

河野 伊知郎

# 目次

第1章 序 論	
1. 1 研究の背景	1
1. 2 本研究の目的と構成	1
1. 2. 1 本研究の目的	2
1. 2. 2 本研究の構成	3
参考文献	6
第2章 超速硬セメントコンクリートの基礎的な性状	
2. 1 概説	7
2. 2 アウイン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロ アルミネート系超速硬セメント	8
2. 2. 1 アウイン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロ アルミネート系超速硬セメントの特徴	8
2. 2. 2 アウイン系超速硬セメントとカルシウムフルオロ アルミネート系超速硬セメントの化学的性質	9
2. 3 フレッシュコンクリートの性質	11
2. 3. 1 スランプの経時変化	11
2. 3. 2 凝結硬化速度試験	13
2. 4 硬化コンクリートの強度特性	16
2. 4. 1 圧縮強度と単位セメント量の関係	16
2. 4. 2 圧縮強度と養生温度の関係	19
2. 4. 3 圧縮強度と積算温度の関係	20
2. 4. 4 曲げ強度と積算温度の関係	24
2. 5 本章のまとめ	26
参考文献	28
第3章 超速硬セメントコンクリートの圧縮および曲げ疲労強度特性	
3. 1 概説	29
3. 2 コンクリートの配合	30
3. 3 供試体	31
3. 4 疲労試験に用いた波形および応力レベル	33
3. 5 実験手順	34
3. 5. 1 圧縮疲労試験	34
3. 5. 2 曲げ疲労試験	36
3. 6 圧縮疲労試験の実験結果および考察	37
3. 6. 1 圧縮強度比	37

3. 6. 2	内部温度	40
3. 6. 3	ひずみ	42
3. 6. 4	細孔直径と細孔容積および累積細孔容積	43
3. 7	曲げ疲労試験の実験結果および考察	45
3. 7. 1	曲げ強度比	45
3. 7. 2	内部温度	46
3. 7. 3	曲げじん性係数	48
3. 8	本章のまとめ	51
	参考文献	54

#### 第4章 若材齢における超速硬セメントコンクリートの打継目強度

4. 1	概説	56
4. 2	コンクリートの配合	56
4. 3	実験項目	57
4. 4	供試体作製および実験方法	58
4. 5	表面処理方法	59
4. 6	実験結果および考察	60
4. 7	表面形状解析	61
4. 7. 1	表面形状	61
4. 7. 2	表面積および10点平均粗さ	62
4. 7. 3	打継目強度比および表面積比と10点平均粗さの関係	64
4. 7. 4	スペクトル解析	66
4. 8	本章のまとめ	68
	参考文献	69

#### 第5章 若材齢における超速硬増厚コンクリートの曲げ疲労強度特性

5. 1	概説	71
5. 2	コンクリートの配合	71
5. 3	供試体	73
5. 4	疲労試験に用いた波形および応力レベル	74
5. 5	実験手順	74
5. 6	実験結果および考察	74
5. 6. 1	疲労荷重を受けていない供試体の材齢と最大曲げ強度	74
5. 6. 2	曲げ強度比と投射密度の関係	76
5. 6. 3	ひび割れの進展	78
5. 6. 4	曲げじん性係数	79
5. 7	表面形状解析による打継面の評価	82
5. 7. 1	表面形状、表面積および10点平均粗さ	82

5. 7. 2	スペクトル解析	84
5. 8	本章のまとめ	85
	参考文献	87
第6章	超速硬増厚鉄筋コンクリート梁が若材齢で曲げ疲労を受けた 場合の一体化	
6. 1	概説	88
6. 2	コンクリートの配合	88
6. 3	供試体	90
6. 4	疲労試験に用いた波形および応力レベル	92
6. 5	実験手順	92
6. 6	実験結果および考察	93
6. 6. 1	疲労荷重を受けていない供試体の材齢と最大曲げ荷重	93
6. 6. 2	各供試体の最大曲げ荷重比	95
6. 6. 3	各供試体の付着強度比	96
6. 6. 4	ひび割れの進展	97
6. 6. 5	曲げタフネス	99
6. 7	表面形状解析による打継面の評価	103
6. 7. 1	表面形状、表面積および10点平均粗さ	103
6. 7. 2	スペクトル解析	105
6. 8	本章のまとめ	106
	参考文献	108
第7章	結 論	109
	謝辞	113

# 第1章

## 序論

1. 1 研究の背景
1. 2 本研究の目的と構成

# 第1章 序 論

## 1. 1 研究の背景

従来、コンクリート構造物は半永久的にその機能は低下しないものと考えられてきた。しかし、近年になってコンクリートも様々な要因により短期に劣化・損傷し機能が低下することが知られるようになってきた。そのため、コンクリート構造物に対する維持管理および補修・補強の必要性が高まっている。特に、我が国の社会経済の発達に伴う交通量の急激な増加、また、交通荷重の増大によって道路橋等の損傷が著しく増加しており、その維持・管理・補修に関する技術向上が求められている。その中でも鉄筋コンクリート床版（以下、床版と略称する）は交通荷重が直接作用しているため、損傷が大きい。

また、昭和48年以前の設計基準で建設された橋梁は、大型化された車両重量、交通量の激増を想定したものではなく、現行の基準に比べ床版厚が薄く、応力度超過、剛性不足となり過度のひび割れ等の損傷が増加している。そのため、コンクリートの部分的な剥落や舗装面の陥没などの損傷事例が多く、小規模な補強工事から床版全体を打ち替えるような大規模な工事が多く報告されている<sup>1)~4)</sup>。これらの工事のほとんどは産業道路、生活道路の一部であり、交通を全面的に遮断したり、または車線規制を行い一部供用のもとに行われるが、施工時間は制約され、短期間の施工で速やかな交通開放が望まれる緊急工事となる場合が多い。そのため、短期間で実用強度が得られる超速硬セメントコンクリートが多く用いられ、コンクリート打設後3~24時間で交通を開放する場合が多い。しかし、これは圧縮強度がある程度発現しているという根拠に基づいているだけであり、早期交通開放を行った場合は、コンクリートの強度発現過程において交通荷重による繰返し荷重が作用することになり、この影響がその後の強度発現にどのような影響を及ぼすかは十分明らかにされていない。

超速硬セメントは打設後3時間で $20\text{N/mm}^2$ 以上の圧縮強度を発現するため、現在では主要構造物である橋梁床版の補修・補強にも幅広く使用されるようになってきている。しかし、超速硬セメントはJISに規定されていない特殊セメントの一種であり、その性質上、従来のポルトランドセメントを用いたコンクリートよりも扱いが難しい。また、この超速硬セメントには従来から用いられていて補修工事に実績のあるカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントと新たに開発されたアウイン系超速硬セメントがある。これまでカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの特性に関する研究<sup>5),6)</sup>は多く行われているが、アウイン系超速硬セメントコンクリートは開発されて間もないため、その特性に関しては未知の部分が多い。カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントはその製造に

専用のプラントを要するので必然的に製造コストが嵩むが、アウィン系超速硬セメントは普通ポルトランドセメントの製造プラントを利用して製造できるため、非常に安価に製造できる。よって今後、施工価格の低減という観点から、安価に製造できるアウィン系超速硬セメントコンクリートを用いた補強工事が増加していくものと考えられるので、その特性を十分に把握しておくことは非常に重要である。

床版の補強方法としては上面増厚工法<sup>9)</sup>が多く用いられる。この工法は旧コンクリートの打継面に表面処理を行い、その上面に新コンクリートを打継ぎ、床版厚を増すことにより床版の強度を増加させる工法であり、超速硬セメントはその速硬性から新設コンクリートとして用いられることが多い。この補強工法において必然的に生じる新旧コンクリートの打継目は、構造上の弱点に成りやすいため、適切な設計および施工を行うことが重要である。現在、この工法で行われる表面処理方法には種々の方法があるが、表面処理方法によって若材齢における打継目強度が影響を受けることが考えられるので、この点についても十分に明らかにしておく必要がある。

上面増厚工法で最も多く採用される表面処理方法はショットブラスト法である。この工法は直径 1mm の鋼球を高速投射することにより表面の脆弱部を除去し、凹凸を作る工法であるが、この投射密度が若材齢における曲げ強度特性に及ぼす影響についても明らかにしておく必要がある。さらに、増厚した鉄筋コンクリート梁が若材齢に疲労荷重を受けた場合、この影響が曲げ強度、付着強度等にどのような影響を及ぼすかについても明らかにしておく必要がある。

以上のような背景から、超速硬セメントコンクリートの疲労強度特性を定量的に評価することは非常に重要と言える。

## 1. 2 本研究の目的と構成

### 1. 2. 1 本研究の目的

研究の背景で述べたとおり、近年、主要な高速道路等の床版には交通量の増加および交通荷重の増大に伴う累積損傷が増加しており、上面増厚工法により補強工事が行われ、早期交通開放される場合が多い。そこで本研究では、上面増厚工法で問題となる、若材齢において超速硬セメントコンクリートに繰返し荷重が作用した場合に、その後の強度発現に及ぼす影響および既存の旧コンクリートと新たに打継いだ新コンクリートの一体性等に及ぼす影響を定量的に評価することを目的とする。



## 1. 2. 2 本研究の構成

本論文は7章で構成されている。

第1章 序論

第2章 超速硬セメントコンクリートの基礎的な性状

第3章 超速硬セメントコンクリートの圧縮および曲げ疲労強度特性

第4章 若材齢における超速硬セメントコンクリートの打継目強度

第5章 若材齢における超速硬増厚コンクリートの曲げ疲労強度特性

第6章 超速硬増厚鉄筋コンクリート梁が若材齢で曲げ疲労を受けた場合の一体化

第7章 結論

以下に各章の内容を示す。また、**図-1.1** に、本論文における研究の流れと各章相互の関係をフローチャートとして示す。

第1章では、「序論」として研究の背景、本論文の目的と構成について述べる。

第2章では、アウイン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントの特徴および化学的性質を示し、アウイン系超速硬セメントを用いたフレッシュコンクリートの性質（スランプの経時変化、凝結硬化速度試験）および両セメントを用いた硬化コンクリートの強度特性（圧縮強度と単位セメント量の関係、圧縮強度と養生温度の関係、圧縮強度と積算温度の関係、曲げ強度と積算温度の関係）を明らかにする。

第3章では、超速硬セメントコンクリートの圧縮疲労および曲げ疲労強度特性について検討を行う。圧縮疲労試験ではアウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートを用いて、材齢、応力レベルおよび載荷回数等を変化させて実験を行い、それぞれの要因がその後の強度発現等にどのような影響を及ぼすか検討する。曲げ疲労試験についてはアウイン系超速硬セメントコンクリートを用いて圧縮疲労試験と同様に実験を行い、各要因が疲労強度に及ぼす影響について検討を行う。

第4章では若材齢における超速硬セメントコンクリートの打継目強度について検討する。フローチャートからもわかるように、本章では疲労強度ではなく、第5章および第6章に用いた増厚を行った供試体に生じる打継目に主点をおいている。まず、新コンクリートにアウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートを用いて、6種類の表面処理方法で処理された新旧打継目を有する供試体を作製した。そして若材齢および十分強度が発現した材齢の打継目強度を求め、各表面処理方法と打継目強度の関係を明らかにする。また、各表面処理方法により処理されたコンクリート打継目の表面形状を計測し、表面積、高低差、パワースペクトル分布等の表面形状の特性が打継目強度に及ぼす影響についても検討を行う。これらの実験および解析結果より表面処理

方法および材齢などが新旧コンクリートの打継目強度にどのような影響を及ぼすかを検討する。

第5章では、若材齢における超速硬増厚コンクリートの曲げ疲労強度特性について検討を行う。セメントにはアウィン系超速硬セメントを用い、供試体には第4章でも述べた、現在、最も多く用いられている表面処理方法であるショットブラスト法により表面処理を行った超速硬増厚コンクリートを用いた。表面処理を行う際の投射密度は3種類設定し、若材齢および十分強度が発現した材齢において曲げ疲労試験を行い、投射密度および材齢が曲げ疲労強度および曲げじん性等に及ぼす影響について検討を行う。また、表面処理を施したコンクリート打継面の表面形状を計測し、そのデータより高低差、表面積およびパワースペクトル分布等についても解析を行ったので、それについても検討を行う。

第6章では、超速硬増厚鉄筋コンクリート梁が若材齢で曲げ疲労を受けた場合の一体化について検討を行う。本章では第5章よりも、さらに実際に近い鉄筋コンクリート梁を用いた。供試体は打継面のレイタンスのみを取り除いた供試体、ショットブラスト法により表面処理を行った供試体および打継面を有しない供試体の3種類である。また、首都高速道路では粗骨材に軽量骨材を用いた場合もあるので、粗骨材には川砂利および軽量骨材の2種類を用いた。このような条件で作製した鉄筋コンクリート梁を用いて若材齢において疲労試験を行い、残存曲げ荷重、残存付着強度および曲げじん性等を計測し、若材齢における超速硬増厚鉄筋コンクリート梁の曲げ疲労強度特性について検討する。また、表面処理を施したコンクリート打継面の表面形状を計測し、そのデータより高低差、表面積およびパワースペクトル分布等についても解析を行ったので、それについても検討を行う。

第7章では、第2章から第6章までに得られた成果を要約し、本論文の結論としている。

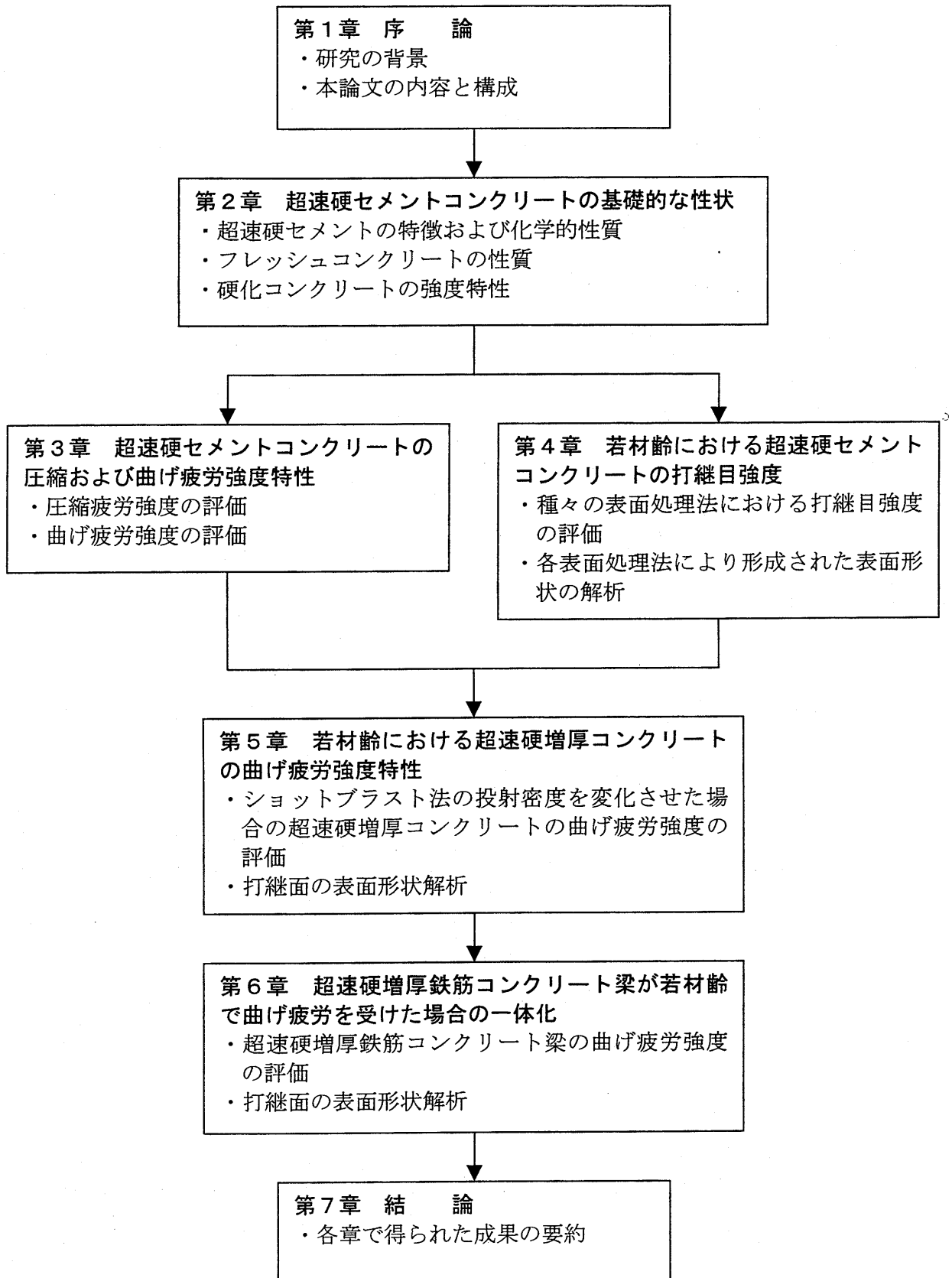


図-1.1 本論文のフローチャート

## 参 考 文 献

- 1) 藤原稔, 箕作光一: 鉄筋コンクリート床版の劣化損傷原因と一般的な補修・補強方法, 土木技術資料 32-10, 1991.
- 2) 西川和廣, 村越潤, 山本悟司, 杉山純: 活荷重による橋梁上部構造の損傷と対策, 土木技術資料, 34-8, pp. 58-65, 1992.
- 3) 小松秀樹, 飯束義夫: 道路橋床版の変状と補修・補強工法, コンクリート工学, Vol. 31, No. 7, pp. 43-47, 1993. 7.
- 4) 財団法人 高速道路調査会: 上面増厚工法設計施工マニュアル, 1995. 11.
- 5) 中嶋清実: 超速硬セメントコンクリートの緊急工事および寒中工事への利用に関する基礎研究, 博士論文, 1986.
- 6) 岡田光芳: 超速硬セメントコンクリートの基礎的性質と補修・補強工事, 博士論文, 1994.

## 第2章

### 超速硬セメントコンクリートの基礎的な性状

- 2. 1 概説
- 2. 2 アウイン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロ  
アルミネート系超速硬セメント
- 2. 3 フレッシュコンクリートの性質
- 2. 4 硬化コンクリートの強度特性
- 2. 5 本章のまとめ

## 第2章 超速硬セメントコンクリートの基礎的な性状

### 2. 1 概説

超速硬セメントは凝結時間が短く、短時間で高い強度が得られるので、各種の緊急工事に広く使用されている。その使用に際して、このセメントを用いたコンクリートの基礎的な性質を十分把握しておく必要がある。これまで使用されてきたカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントについては多くの研究が行われているが、最近開発されたアウイン系超速硬セメントについては基礎的なデータがまだ十分得られていない。したがって、本章において、アウイン系超速硬セメントコンクリートの特徴、フレッシュコンクリートの性質および強度特性等の諸性状について検討を行う。

まず、初めにアウイン系超速硬セメントとカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントの特徴および化学的性質の違いについて述べる。

次に、超速硬セメントコンクリートのフレッシュコンクリートの性質について検討を行う。カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントのフレッシュコンクリートの性質については、他の研究<sup>1),2)</sup>で明らかにされているため、本章ではアウイン系超速硬セメントコンクリートについて検討を行う。超速硬セメントは凝結調節セメントと言われるように、使用する場合には作業時間を確保するために専用の凝結遅延剤が用いられる。よって、凝結遅延剤の添加量がスランプの経時変化および凝結時間にどのような影響を及ぼすかを明らかにすることは、施工上重要なファクターである。また、スランプの経時変化と凝結時間は単位セメント量にも大きく影響される。よって、単位セメント量についてもスランプの経時変化および凝結時間にどのような影響を及ぼすかを明らかにしておく必要がある。以上のことより、本節では単位セメント量および凝結遅延剤の添加量を変化させて、スランプの経時変化および凝結硬化速度を測定し、これらについて検討を行う。

さらにアウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの強度特性について検討を行う。コンクリートの強度は単位セメント量に大きく影響されるが、超速硬セメントコンクリートにおいて単位セメント量が圧縮強度にどの程度の影響を及ぼすかを調査することにした。また、一般にセメントの水和反応は養生温度に大きく影響され、養生温度が高いほど目標強度を短期間で得られる。そこで、養生温度が短期強度および長期強度に及ぼす影響を調べるために、養生温度を変化させて圧縮強度試験を行った。また、養生温度に養生期間を乗じた積算温度と圧縮強度との間に密接な関係があるとされている。そこで、コンクリートの圧縮強度および曲げ強度を積算温度(マ

チュリティー)を用いて表し、関係式を導いた。なお、曲げ強度と積算温度の関係を求める実験については、アウイン系超速硬セメントコンクリートについてのみ行った。以上のことより、本節では種々の条件における超速硬セメントコンクリートの強度特性について検討を行った。

## 2. 2 アウイン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメント

### 2. 2. 1 アウイン系超速硬セメントとカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントの特徴

アウイン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントは以下のような特徴を有している。

①凝結時間が短く、すぐに硬化する。

セメント単味での凝結時間は非常に短く、硬化は早いが専用の凝結遅延剤を用いることにより、凝結を自由に調節できる。

②超速硬性を示し、3時間で20N/mm<sup>2</sup>以上の実用強度が得られる。

普通セメントは初期強度をC<sub>3</sub>S(エーライト)の水和に依存するが、超速硬セメントではより活性度の高い鉱物の水和によってより早く、より高い強度を発現する。

③長期にわたって安定した強度増進が見られる。

アルミナセメントに見られる水和生成物の転移に伴う結合力の低下や多孔化現象がなく、エーライトおよびビーライトの水和によってさらに緻密化し、長期の強度増進が期待できる。

④低温でも短時間で必要強度が得られる。

常温より強度発現が若干遅れるが、普通のセメントに比べて水和活性が高いため低温でも短時間で所定の強度が得られる。

⑤乾燥収縮が少なく、水密性に優れている。

粘性が小さく、普通のセメントと同様の作業性、施工性が得られ、かつブリーディングの発生はほとんどない。

⑥アウイン系超速硬セメントは普通ポルトランドセメントコンクリートに近い色合いである。

コンクリートの色調は、カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの場合が薄茶色の色合いであるのに対して、アウイン系超速硬セメントは普通ポルトランドセメントコンクリートに近い色合いである。これは、鉱物組成の違いによるものである。

よって、アウイン系超速硬セメントは補修用としては違和感がないものと考えられる。

## 2. 2. 2 アウイン系超速硬セメントとカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントの化学的性質

表-2.1 にアウイン系超速硬セメント、カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントおよび普通ポルトランドセメントの鉱物組成を示す。また、表-2.2 に各セメントの化学成分を示す。

普通ポルトランドセメントの成分は、 $\overline{CS}$  ( $CaO \cdot SO_3$ : 硫酸カルシウム)、 $C_3S$  ( $3CaO \cdot SiO_2$ : ケイ酸三カルシウム)、 $C_2S$  ( $2CaO \cdot SiO_2$ : ケイ酸二カルシウム)、 $C_3A$  ( $3CaO \cdot Al_2O_3$ : アルミン酸三カルシウム)、 $C_4AF$  ( $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ : 鉄アルミン酸四カルシウム) の混合物であるが、超速硬セメントではこのほかに、水和速度が速くて発現強度の大きい速硬性鉱物を含有する。アウイン系超速硬セメントでは速硬性鉱物としてアウインクリンカー ( $C_4A_3\overline{S}$ :  $4CaO \cdot$

表-2.1 セメントの鉱物組成

セメントの種類	鉱物組成(%)						
	$C_4A_3\overline{S}$	$C_{11}A_7CaF_2$	$\overline{CS}$	$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$
アウイン系超速硬セメント	23.2	—	13.7	23.1	24.1	4.3	6.0
カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメント	—	20.6	17.3	50.4	1.7	—	4.7
普通ポルトランドセメント	—	—	—	52.7	23.9	8.2	9.7

※ C:CaO A:  $Al_2O_3$  F:  $Fe_2O_3$  S:  $SiO_2$   $\overline{S}$ :  $SO_3$

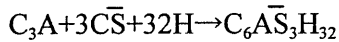
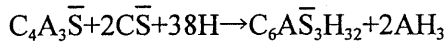
表-2.2 セメントの化学成分

セメントの種類	化学成分(%)							
	ig.loss	insol.	$SiO_2$	$Al_2O_3$	$Fe_2O_3$	CaO	MgO	$SO_3$
アウイン系超速硬セメント	1.1	0.1	14.4	13.7	2.0	54.5	1.4	11.7
カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメント	0.6	0.1	13.8	11.4	1.5	59.1	0.9	10.2
普通ポルトランドセメント	0.6	0.1	22.2	5.2	3.2	65.2	1.3	1.7

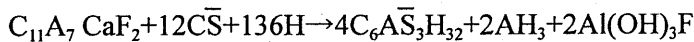


3Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>·SO<sub>3</sub>) を、カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントはカルシウムフルオロアルミネート (C<sub>11</sub>A<sub>7</sub>CaF<sub>2</sub> : 11CaO·7Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>·Ca·F<sub>2</sub>) を含んでいる。これらの鉱物が水和反応により硬化初期にエトリンガイトを生成し、初期強度を大きく増進させている。以下に両セメントの初期水和反応の化学式を示す。

(アウイン系超速硬セメント)



(カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメント)



既存の研究<sup>3),4)</sup>によるとアウイン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントは、それぞれのセメントの速硬性鉱物と無水石膏 (CaSO<sub>4</sub>) およびケイ酸三カルシウム (C<sub>3</sub>S) の水和に依存し、**図-2.1** 示すような水和過程を有していると報告されている。すなわち超速硬セメントに注水後、それぞれのセメントの速硬性鉱物が無水石膏 (CaSO<sub>4</sub>) と水和して、直ちに多量の水を吸収してエトリンガイトを生成し、数時間後、モノサルフェイト水和物 (C<sub>3</sub>A·CaSO<sub>4</sub>·12H<sub>2</sub>O) が徐々に生成して両者が共生するようになる。その後は主としてケイ酸三カルシウム (C<sub>3</sub>S) が水和して、ケイ酸カルシウム水和物 (C-S-H : トベルモライトゲル) と水酸化カルシウム (Ca(OH)<sub>2</sub>) を生成する水和過程を経る。

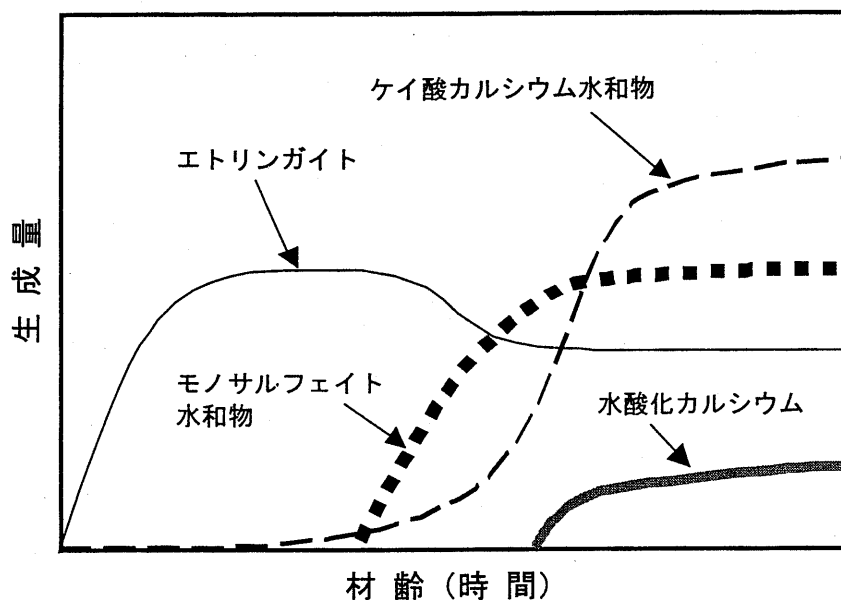


図-2.1 超速硬セメントの水和過程

## 2. 3 フレッシュコンクリートの性質

### 2. 3. 1 スランプの経時変化

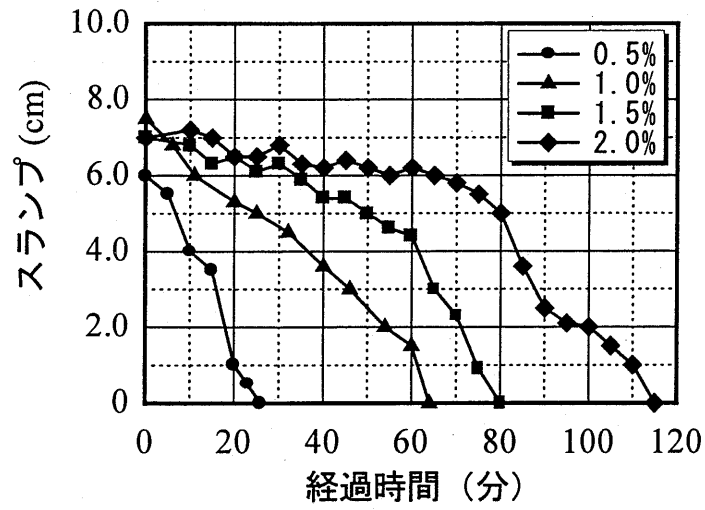
単位セメント量および凝結遅延剤の添加量がコンクリートのワーカビリティに与える影響を調べるため、配合を変化させてスランプの経時変化を測定した。今回用いた遅延剤は有機カルボン酸系凝結遅延剤とヘプトン酸ソーダを一對一の割合で混合したものである。なお、スランプ試験は JIS A 1101 (スランプ試験方法) に準じて行った。表-2.3 に使用材料を、表-2.4 にアウィン系超速硬セメントを用いたコンクリートの配合を示す。単位セメント量は 350, 400, 450kg/m<sup>3</sup> の 3 種類、凝結遅延剤は単位セメント量に対して 0.5, 1.0, 1.5, 2.0% の 4 種類とした。図-2.2(a), (b), (c) は単位セメント量 350, 400, 450kg/m<sup>3</sup> のスランプの経時変化を示している。ここで、可使時間とはスランプが 1~2cm (仕上げ可能なスランプ) になるまでの時間と定義する。図-2.2(a) より単位セメント量 350kg/m<sup>3</sup> のスランプの経時変化をしてみる。凝結遅延剤の添加率が 0.5% の場合、遅延剤の添加率が小さいので、練混ぜ直後からスランプロスが非常に大きく、練混ぜ後 28 分でスランプゼロになっている。添加率 1.0% の

表-2.3 使用材料

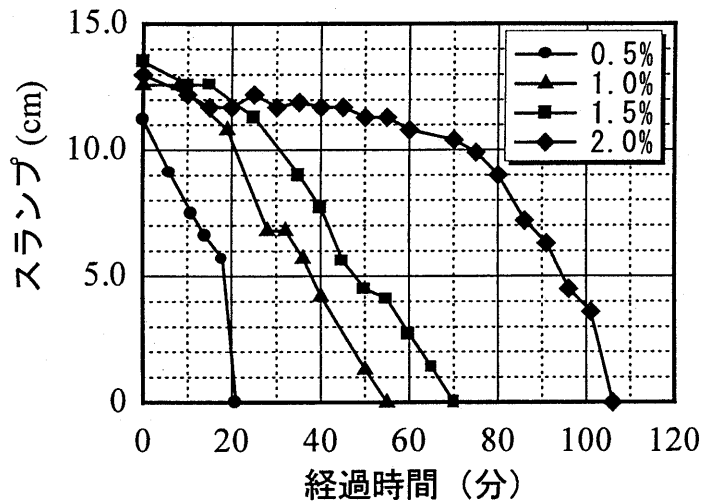
名称	種類・産地	物性
セメント	アウィン系超速硬セメント	比重 3.01 比表面積 4690cm <sup>2</sup> /g
粗骨材	愛知県春日井市外ノ原の碎石	比重 2.70 吸水率 0.56% F.M. 6.81 最大寸法 15mm
細骨材	豊田市田舩町地内産の山砂	比重 2.55 F.M. 2.81 吸水率 1.32%

表-2.4 アウィン系超速硬セメントコンクリートの配合

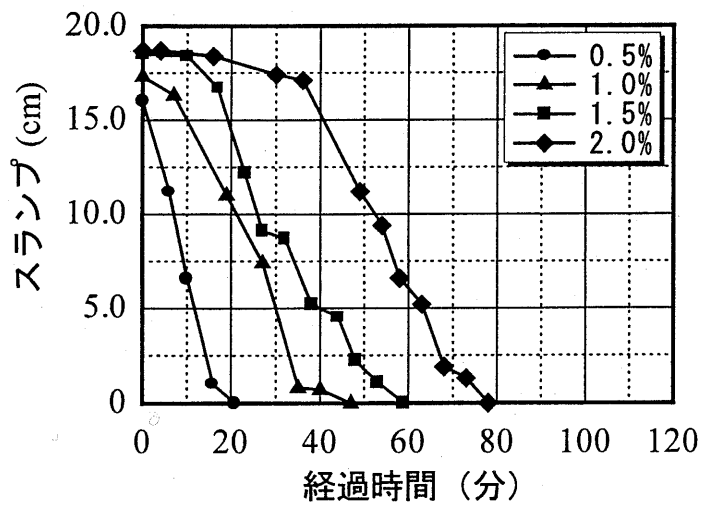
水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				凝結遅延剤 (C×wt.%)	凝結遅延剤 (g/m <sup>3</sup> )	高性能減水剤 (g/m <sup>3</sup> )
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G			
38.0	42.0	133	350	778	1138	0.5	1.75	7000
						1.0	3.50	
						1.5	5.25	
		152	400	740	1082	0.5	2.00	8000
						1.0	4.00	
						1.5	6.00	
	171	450	702	1026	0.5	2.25	9000	
					1.0	4.50		
					1.5	6.75		



(a) 単位セメント量 350kg/m<sup>3</sup>



(b) 単位セメント量 400kg/m<sup>3</sup>



(c) 単位セメント量 450kg/m<sup>3</sup>

図-2.2 スランプの経時変化

場合は、添加率が増加したことにより 0.5%の場合よりスランプロスも緩慢となり、練混ぜ後 20 分経過して 7.5cm のスランプが 5.2cm に下がる程度である。そして、練混ぜ後 63 分でスランプゼロになっている。添加率 1.5%の場合は、さらにスランプロスが緩慢となり、練混ぜ後 80 分でスランプゼロになっている。添加率 2.0%の場合は、練混ぜ後 60 分間はほとんどスランプロスを生じず、その後、徐々にスランプロスが大きくなり、練混ぜ後 114 分でスランプゼロになっている。図-2.2(b)より単位セメント量  $400\text{kg/m}^3$  のスランプの経時変化を見てみる。凝結遅延剤の添加率が 0.5%の場合、練混ぜ直後からスランプロスが非常に大きく、練混ぜ後 20 分でスランプゼロになっている。添加率 1.0%の場合は 54 分、1.5%のとき 70 分、2.0%のとき 111 分となり、また、添加率が 1.0%を越えている場合、練混ぜ後 20 分まではスランプロスが非常に小さいこともわかる。各添加率においてのスランプ値を単位セメント量  $350\text{kg/m}^3$  の場合と比較した場合、全ての添加率においてスランプゼロに至るまでの経過時間が短くなっていることがわかる。図-2.2(c)より単位セメント量  $450\text{kg/m}^3$  の場合を見てみる。凝結遅延剤の添加率が 0.5%の場合、他の単位セメント量の場合と同様に、スランプロスが非常に大きく、練混ぜ直後から 20 分でスランプゼロに至っている。添加率 1.0%、1.5%、2.0%においては、単位セメント量が増加したため、同じ添加率においてもスランプロスが大きくなり、スランプゼロになるまでの時間は添加率 1.0%のとき 58 分、1.5%のとき 90 分、2.0%のとき 123 分となっている。

以上の実験結果から凝結遅延剤の添加率が増加すれば可使時間が増加し、また、同じ凝結遅延剤の添加率であれば、単位セメント量が多いほどスランプロスが大きくなり、可使時間が短くなることが認められた。可使時間から見て、練り上がり温度が  $20^\circ\text{C}$  になる時は凝結遅延剤の添加率は 1.0~2.0%にすることが望ましいと考えられる。また、今回設定した配合内ではスランプの経時変化には特に大きな問題はなかった。

### 2. 3. 2 凝結硬化速度試験

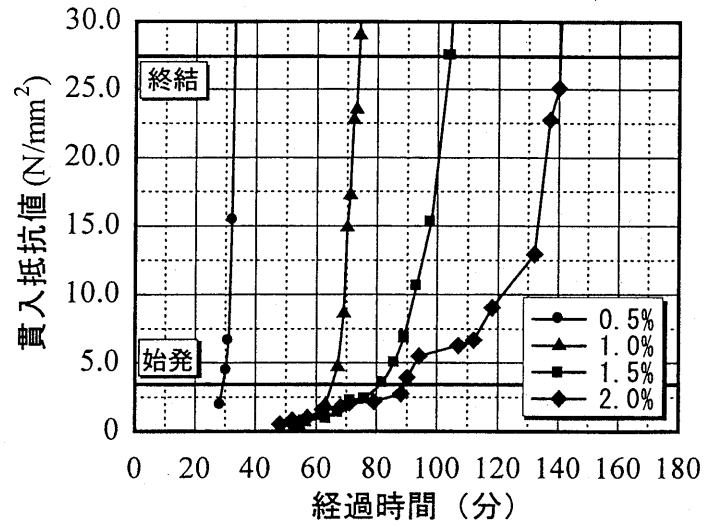
単位セメント量および凝結遅延剤の添加量が凝結硬化速度に及ぼす影響を調べるため、配合を変化させて凝結硬化速度試験を行った。凝結硬化速度試験は、ASTM C 403（貫入抵抗によるコンクリートの凝結時間試験方法）に基づいてプロクター貫入試験機を用いて、室温  $20^\circ\text{C}$  の恒温室内で行う。ここで、貫入抵抗値が  $3.5\text{N/mm}^2$  (500psi) になるまでの経過時間をコンクリートの始発時間、 $28\text{N/mm}^2$  (4000psi) になるまでの経過時間をコンクリートの終結時間とする。使用材料はスランプの経時変化と同じ材料（表-2.3）を用い、コンクリートの配合についてもスランプの経時変化と同じ配合（表-2.4）を用いた。単位セメント量は 350, 400,  $450\text{kg/m}^3$  の 3 種類、凝結遅延剤は単位セメント量に対して 0.5, 1.0, 1.5, 2.0%の 4 種

類である。

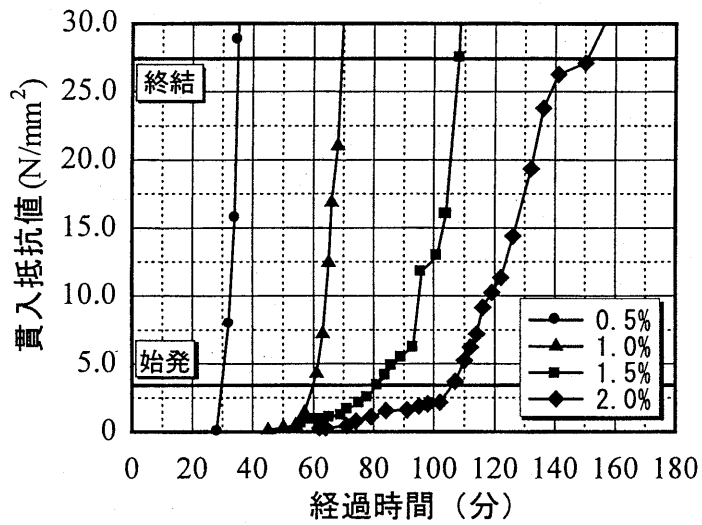
図-2.3(a), (b), (c)に単位セメント量 350, 400, 450kg/m<sup>3</sup>の凝結硬化速度試験結果を示す。

図-2.3(a)より、単位セメント量 350kg/m<sup>3</sup>の場合、凝結遅延剤の添加率が 0.5%では始発および終結時間は 29 分および 33 分、1.0%では 65 分および 74 分、1.5%では 81 分および 104 分、2.0%では 89 分および 140 分となった。このように凝結遅延剤 0.5%の場合は非常に短期間に始発に達し、その後、数分で終結に達しており、凝結硬化速度曲線がほぼ直線となった。この添加率 0.5%の始発時間を基準にして各添加率の始発時間を表すと、1.0%では約 2.2 倍、1.5%では約 2.8 倍、2.0%では約 3.1 倍となり、凝結遅延剤の添加率の増加に伴って始発時間が遅延され、また凝結硬化速度曲線の勾配が緩やかになることが確認された。図-2.3(b)より、単位セメント量 400kg/m<sup>3</sup>の場合、凝結遅延剤 0.5%では始発および終結時間は 30 分および 35 分、1.0%では 60 分および 69 分、1.5%では 81 分および 108 分、2.0%では 106 分および 151 分となった。添加率 0.5%の始発時間を基準にして各添加率の始発時間を表すと、1.0%では約 2.0 倍、1.5%では約 2.7 倍、2.0%では約 3.5 倍となり、ここでも 0.5%を除く全ての添加率について凝結遅延剤の遅延効果が作用し、添加率の増加に伴って始発時間が大きく遅れている。図-2.3(c)より、単位セメント量 450kg/m<sup>3</sup>の場合、凝結遅延剤 0.5%では始発および終結時間は 30 分および 32 分、1.0%では 68 分および 74 分、1.5%では 78 分および 112 分、2.0%では 116 分および 162 分となった。添加率 0.5%の始発時間を基準にして各添加率の始発時間を表すと、1.0%では約 2.3 倍、1.5%では約 2.6 倍、2.0%では約 3.9 倍となり、凝結遅延剤の添加率の増加に伴って始発時間が遅延され、また凝結硬化速度曲線の勾配が緩やかになることが確認された。このように単位セメント量が増加したことによりさらに遅延の傾向が強くなり、0.5%を除く全ての添加率について高い遅延効果が見られる。

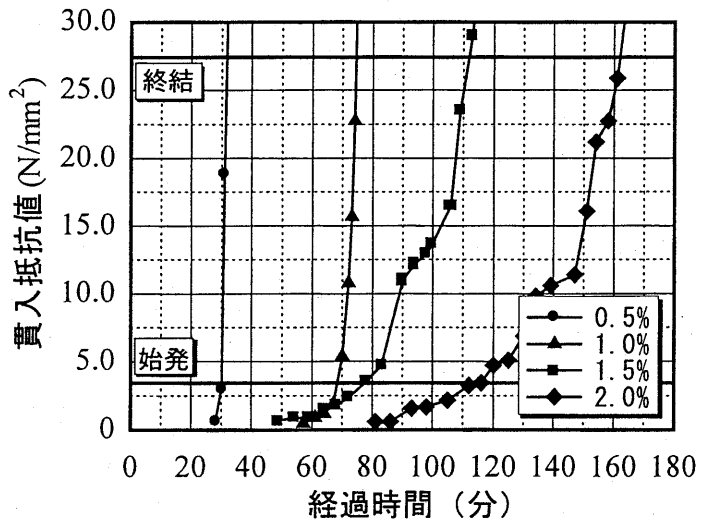
以上の実験結果から、凝結遅延剤の添加率が増加するに伴い始発時間が長くなるとともに、また、凝結硬化速度曲線の勾配が緩やかになることが確認された。特にその傾向は遅延剤添加率が 1.0%以上において著しく現れる結果となった。また、添加率が 0.5%では単位セメント量の影響はほとんど見られないが 1.0%以上の添加率では単位セメント量が増加するほどこの傾向が顕著に現れた。なお、今回の実験結果から、添加率 0.5%以下では遅延効果はほとんどないと判断される。



(a) 単位セメント量 350kg/m<sup>3</sup>



(b) 単位セメント量 400kg/m<sup>3</sup>



(c) 単位セメント量 450kg/m<sup>3</sup>

図-2.3 凝結硬化速度試験

## 2. 4 硬化コンクリートの強度特性

### 2. 4. 1 圧縮強度と単位セメント量の関係

コンクリートの単位セメント量が圧縮強度に与える影響を明らかにするために、配合を変化させて圧縮強度試験を行った。なお、実験はアウィン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートについて行った。表-2.5 に使用材料を、表-2.6(a), (b)にアウィン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの配合を示す。配合条件は単位セメント量を 350, 400, 450kg/m<sup>3</sup>、凝結遅延剤を 1.0%とし、材齢は 2 時間, 3 時間, 6 時間, 1 日, 3 日, 7 日および 28 日とする。

図-2.4(a), (b)にアウィン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの単位セメント量を変化させた場合の圧縮強度試験結果を示す。ここで、SJC (アウィン系超速硬セメントコンクリート) および JC (カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート) はセメントの種類を示し、その後の数値は単位セメント量を示している。まず、図-2.4(a)のアウィン系超速硬セメントコンクリートの単位セメント量 350kg/m<sup>3</sup> (SJC350), 400kg/m<sup>3</sup> (SJC400), 450kg/m<sup>3</sup> (SJC450) について材齢 3 日までの強度増進について比較する。単位セメント量 350kg/m<sup>3</sup> の場合、材齢 3 時間では 35N/mm<sup>2</sup>、材齢 3 日では 45N/mm<sup>2</sup> の強度を発現し、単位セメント量 400kg/m<sup>3</sup> では 39N/mm<sup>2</sup> および 53N/mm<sup>2</sup>、さらに単位セメント量 450kg/m<sup>3</sup> では 42N/mm<sup>2</sup> および 55N/mm<sup>2</sup> となった。すなわち、材齢 3 時間という短期で高い強度を示し、材齢 3 日までは著しい強度

表-2.5 使用材料

名称	種類・産地	物性
セメント	アウィン系超速硬セメント	比重 3.01 比表面積 4690cm <sup>2</sup> /g
	カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメント	比重 3.04 比表面積 5500cm <sup>2</sup> /g
粗骨材	静岡県天竜川産の川砂利	比重 2.67 吸水率 0.84% F.M. 6.76 最大寸法 25mm
細骨材	三重県員弁川産の粗砂	比重 2.60 F.M. 3.05 吸水率 2.27%
	三重県長良川産の細砂	比重 2.59 F.M. 2.18 吸水率 1.73%

表-2.6 コンクリートの配合

(a) アウイン系超速硬セメントコンクリートの配合

水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				凝結遅延剤 (g/m <sup>3</sup> )	高性能減水剤 (g/m <sup>3</sup> )
		水	セメント	細骨材	粗骨材		
38.0	42.0	133	350	778	1138	3.50	7000
		152	400	740	1082		8000
		171	450	702	1026		9000

(b) カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの配合

水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				凝結遅延剤 (g/m <sup>3</sup> )	高性能減水剤 (g/m <sup>3</sup> )
		水	セメント	細骨材	粗骨材		
38.0	42.0	133	350	778	1138	3.50	7000
		152	400	740	1082		8000
		171	450	702	1026		9000

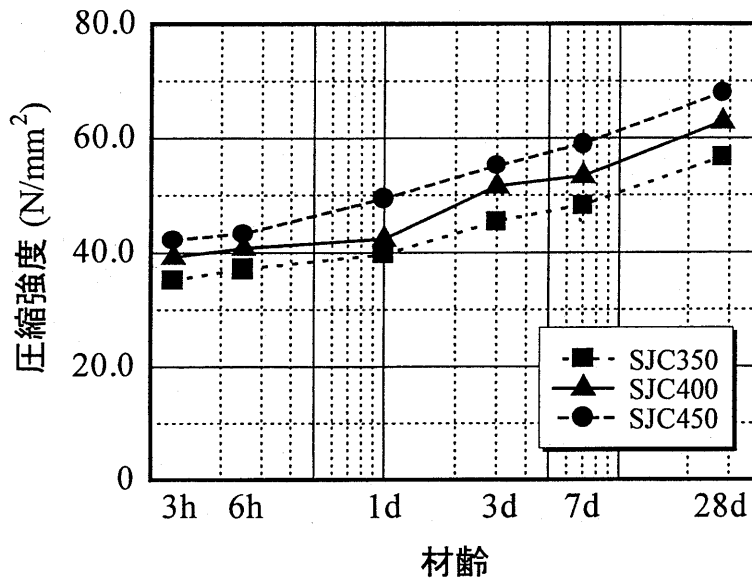
の増進が認められた。また、単位セメント量が増加するほど強度が高くなることがわかる。その後、材齢 28 日での圧縮強度は単位セメント量 350kg/m<sup>3</sup> の場合 57N/mm<sup>2</sup>、単位セメント量 400kg/m<sup>3</sup> では 63N/mm<sup>2</sup>、単位セメント量 450kg/m<sup>3</sup> の場合 68N/mm<sup>2</sup> となり、材齢 3 日までの急激な強度増進は見られないが、順調な強度増進が確認され、同一水セメント比でも単位セメント量が多いほど強度が高くなることがわかった。今回の配合では単位セメント量が 50kg/m<sup>3</sup> 増すごとに、約 5N/mm<sup>2</sup> 強度が増加する結果となった。

次に、**図-2.4(b)**のカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの単位セメント量 350 kg/m<sup>3</sup> (JC350)、400kg/m<sup>3</sup> (JC400)、450kg/m<sup>3</sup> (JC450) について材齢 3 日までの強度発現状況を比較する。単位セメント量 350kg/m<sup>3</sup> の場合、材齢 3 時間では 27N/mm<sup>2</sup>、材齢 3 日では 46N/mm<sup>2</sup> の強度を発現し、単位セメント量 400kg/m<sup>3</sup> では 29N/mm<sup>2</sup> および 48 N/mm<sup>2</sup>、さらに単位セメント量 450kg/m<sup>3</sup> では 31N/mm<sup>2</sup> および 52N/mm<sup>2</sup> となっており、アウイン系超速硬セメントコンクリートと同様に、材齢 3 時間まで高い強度増進が認められる。また、単位セメント量が増加するほど強度が高くなっている。その後、材齢 28 日での圧縮

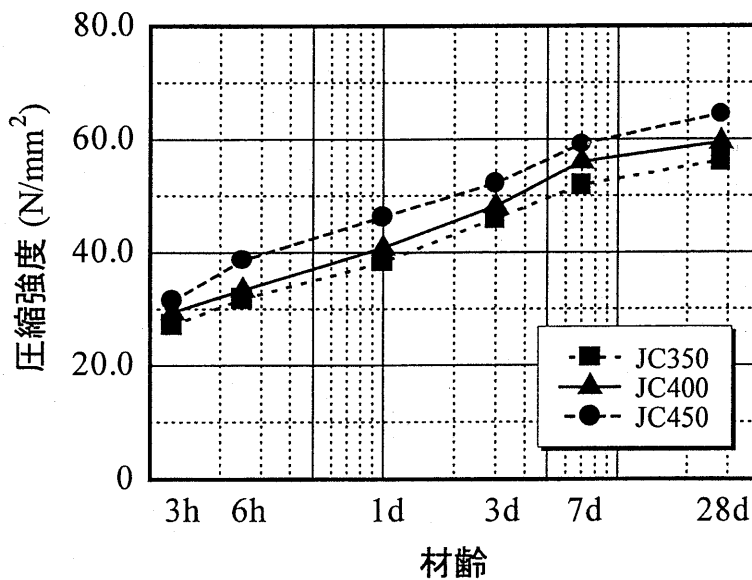


強度は単位セメント量  $350\text{kg/m}^3$  の場合  $56\text{N/mm}^2$ 、単位セメント量  $400\text{kg/m}^3$  では  $59\text{N/mm}^2$ 、単位セメント量  $450\text{kg/m}^3$  の場合  $64\text{N/mm}^2$  となり、材齢 3 日までの急激な強度増進は見られないが、順調な強度増進が確認され、同一水セメント比でも単位セメント量が多いほど強度が高くなることがわかった。今回の配合では単位セメント量が  $50\text{kg/m}^3$  増すごとに、約  $4\text{N/mm}^2$  強度が増加する結果となった。

これらの結果からアウィン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートは、いずれも似たような強度増進を示すことが明らか



(a)アウィン系超速硬セメントコンクリート



(b)カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート

図-2.4 単位セメント量を変化させた場合の圧縮強度と材齢の関係

かとなった。

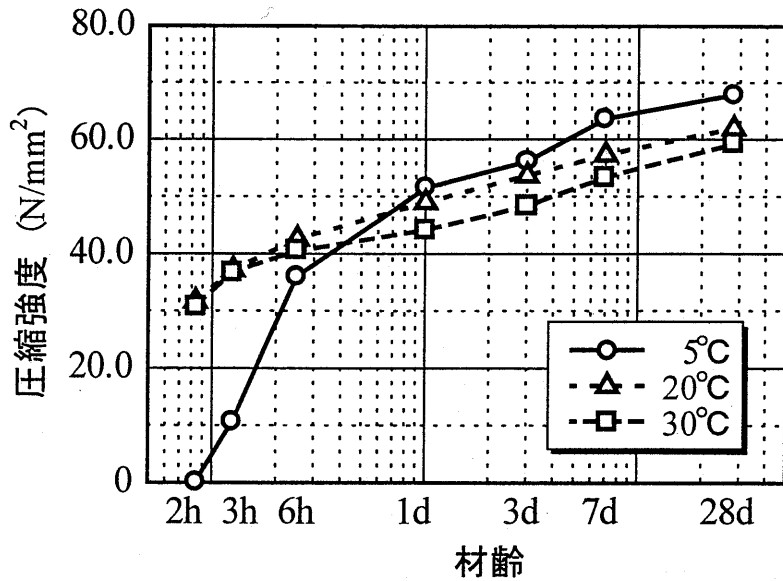
## 2. 4. 2 圧縮強度と養生温度の関係

コンクリートの養生温度が圧縮強度に与える影響を明らかにすることを目的に、養生温度を変化させて圧縮強度試験を行った。この実験ではアウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートについて、養生温度5、20、30℃で養生を行った。使用材料は表-2.5のとおりである。コンクリートの配合は表-2.6(a)、(b)の単位セメント量 400kg/m<sup>3</sup>、凝結遅延剤 1.0%の配合を用いた。材齢は2時間、3時間、6時間、1日、3日、7日および28日とする。

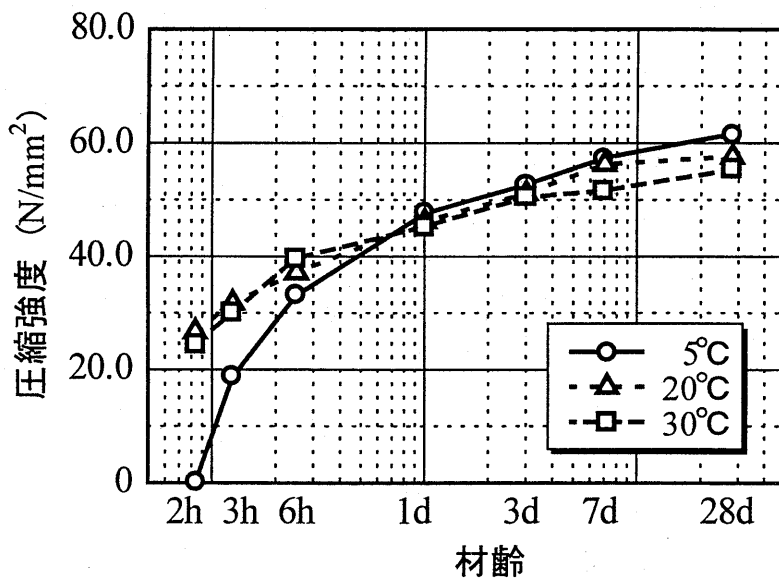
図-2.5(a)、(b)にアウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの養生温度を変化させた場合の圧縮強度と材齢の関係を示す。まず、図-2.5(a)のアウイン系超速硬セメントコンクリートの養生温度5℃、20℃、30℃での圧縮強度を比較すると、養生温度5℃の場合は材齢2時間では強度がゼロであるが、材齢2時間から6時間の間に急激に強度が増加し、材齢1日には51.5N/mm<sup>2</sup>と他の養生温度よりも高い強度を示している。その後も高い強度を維持し、材齢28日では67.9N/mm<sup>2</sup>を示した。養生温度20℃の場合は材齢2時間において31.7N/mm<sup>2</sup>と高い強度を示し、材齢1日までは設定した養生温度の中で最も高い強度を示した。材齢1日以降は養生温度5℃ほど大きな強度増加は見られないが、強度は順調に増進し、材齢28日では62.0N/mm<sup>2</sup>と非常に高い強度を示した。養生温度30℃の場合は材齢2時間で30.8N/mm<sup>2</sup>となり、養生温度20℃の場合とほぼ等しい強度を示したが、それ以降の強度増進は他の養生温度よりも緩慢となり、材齢28日の圧縮強度は59.2N/mm<sup>2</sup>となった。

図-2.5(b)のカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートについてもアウイン系超速硬セメントコンクリートと同様な強度特性を示した。養生温度5℃の場合は材齢2時間では強度がゼロであるが、その後、急激に強度が増加し、材齢1日には47.6N/mm<sup>2</sup>、材齢28日には61.6N/mm<sup>2</sup>を示し、他の養生温度よりも高い強度を示した。養生温度20℃と30℃の場合は材齢3時間での強度が26.7N/mm<sup>2</sup>および24.5N/mm<sup>2</sup>となり、比較的高い強度を示した。その後も緩やかに強度が増進し、材齢28日での強度は57.6N/mm<sup>2</sup>および55.3N/mm<sup>2</sup>を示した。

以上の実験結果から、アウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートは若材齢には養生温度の影響を大きく受けるが、長期的な見地から見れば今回設定した養生温度の範囲内では安定した強度が得られると言える。



(a)アウィン系超速硬セメントコンクリート



(b)カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート

図-2.5 養生温度を変化させた場合の圧縮強度と養生温度の関係

### 2. 4. 3 圧縮強度と積算温度の関係

一般に、セメントの水和反応は、養生温度に大きく影響される。そこで目標強度のコンクリートを得るための養生期間は、一般には養生温度が高いほど短い。すなわち、養生温度に養生期間を乗じた積算温度と強度との間には密接な関係がある。そこで、コンクリートの強度を推測するパラメータとして材齢とコンクリート温度の積が用いられる。この積を積算温度（マチュリティー）といい、次に示す式(2.1)で一般化されている。このように供試体の内部温度を用いて強度を推測する方法を積算温度法<sup>5)</sup>という。

$$M = \sum_0^t (\theta + A) \Delta t \quad (2.1)$$

$M$  : 積算温度 (°C・日または°C・時)

$A$  : 定数で 10°C を用いた

$\theta$  :  $\Delta t$  期間中のコンクリート温度 (°C)

$\Delta t$  : 時間 (日または時)

上に示した積算温度法を用いてアウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの圧縮強度と積算温度の関係を明らかにする。

表-2.7 に使用材料を、表-2.8 にアウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの配合を示す。また、図-2.6 に供試体および内部温度測定位置を示す。温度測定用供試体には供試体の内部温度を測定するため、供試体の中心部に熱電対を埋め込んだ。また、供試体は外気温の影響および供試体の乾燥を防ぐために、全ての供試体の外気に接する側面を断熱材で覆った。

図-2.7(a), (b) に実験結果によるアウイン系超速硬セメントコンクリート (以後、SJC と略す) およびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート (以後、JC と略す) の圧縮強度と積算温度の関係を示す。縦軸は圧縮強度を、横軸には積算温度 ( $M$ ) を対数で示している。ここで、図中の実線はこれらの近似式を図示したものである。これらの

表-2.7 使用材料

名称	種類・産地	物性
セメント	アウイン系超速硬セメント	比重 3.01 比表面積 4690cm <sup>2</sup> /g
	カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメント	比重 3.04 比表面積 5500cm <sup>2</sup> /g
粗骨材	静岡県天竜川産の川砂利	比重 2.67 吸水率 0.84% F.M. 6.76 最大寸法 25mm
細骨材	三重県員弁川産の粗砂	比重 2.60 F.M. 3.05 吸水率 2.27%
	三重県長良川産の細砂	比重 2.59 F.M. 2.18 吸水率 1.73%

表-2.8 圧縮疲労試験のコンクリートの配合

セメントの種類	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					凝結遅延剤 (g/m <sup>3</sup> )	高性能減水剤 (g/m <sup>3</sup> )
			水	セメント	細骨材		粗骨材		
					細砂	粗砂			
SJC	34.0	40.0	129	400	75	694	1173	4000	8000
JC	35.0	41.0	141	400	252	489	1090	4000	8000

SJC : アウイン系超速硬セメントコンクリート

JC : カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート

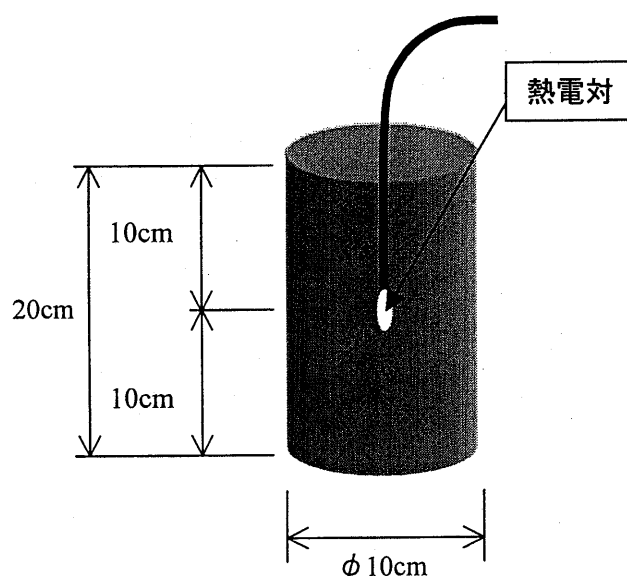
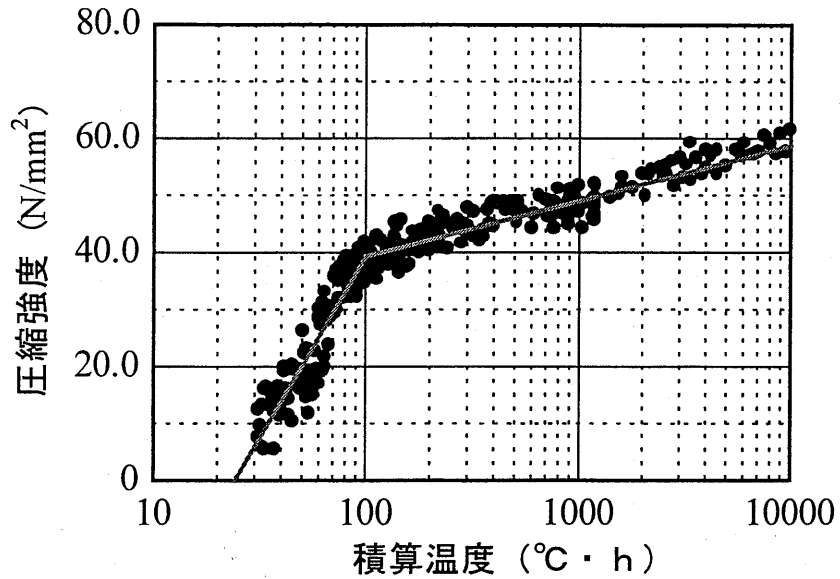


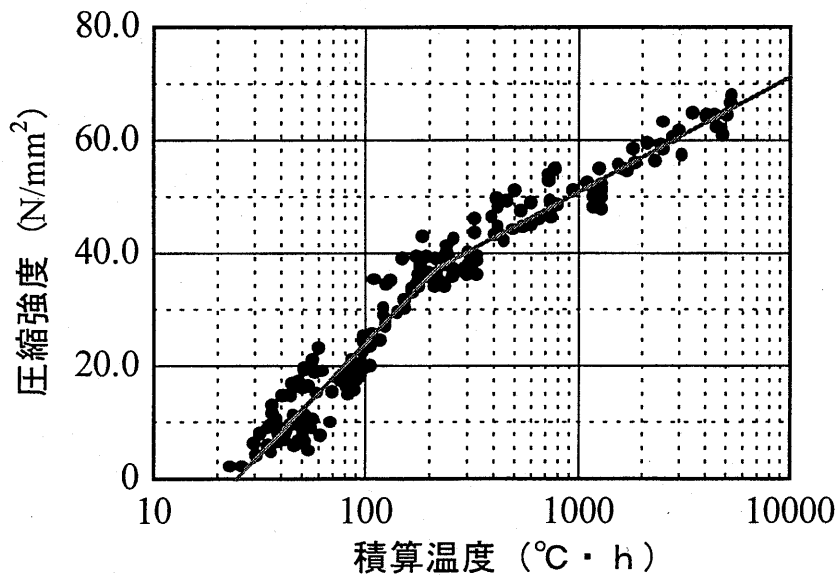
図-2.6 供試体および内部温度測定位置

図より SJC、JC いずれも積算温度と圧縮強度の関係において、強度発現初期に急激に強度が増進する領域と緩やかに増進する領域が存在することが確認される。この境界は、SJC は積算温度 100°C・h 付近、JC は 200°C・h 付近にあることがわかる。この境界を変曲点として 2 つの対数関数で近似すると、以下に示す式(2.2)~(2.5)となる。図中の実線は各式を表したものである。これらの図より SJC の方が JC より初期の強度発現は大きい、変曲点以後では逆に JC の方が SJC より伸びが大きいことがわかる。

このように変曲点が生じた理由は超速硬セメントの強度発現メカニズムにあると考えられる。まず、反応速度が速いエトリングライトが生成され、これが初期強度を受け持ち、その後、主にケイ酸カルシウム水和物の生成により長期強度が増進する。すなわち、積算温度と圧縮



(a)アウィン系超速硬セメントコンクリート



(b)カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート

図-2.7 圧縮強度と積算温度の関係

強度の関係において変曲点が生じた理由は、超速硬セメントの水和反応では生成時期の異なる2種類の水和物が生成されたためである。

アウィン系超速硬セメントコンクリート (SJC)

$$M < 100 : f'_c = 58.49 \log M - 78.28 \quad (2.2)$$

$$M > 100 : f'_c = 13.29 \log M + 12.63 \quad (2.3)$$

カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート (JC)

$$M < 200 : f'_c = 39.63 \log M - 55.18 \quad (2.4)$$

$$M > 200 : f'_c = 20.40 \log M - 10.33 \quad (2.5)$$

$f'_c$ : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)       $M$ : 積算温度 (°C·h)

#### 2. 4. 4 曲げ強度と積算温度の関係

表-2.9 に使用材料を、表-2.10 に曲げ強度試験に用いたアウィン系超速硬セメントコンクリートの配合を示す。また、図-2.8 に今回用いた鋼繊維の形状を示す。図-2.9 に供試体および内部温度測定位置を示す。温度測定用供試体には供試体の内部温度を測定するため、供試体の側面に熱電対を埋め込んだ。

表-2.9 使用材料

名称	種類・産地	物性
セメント	アウィン系超速硬セメント	比重 3.01 比表面積 4690cm <sup>2</sup> /g
粗骨材	静岡県天竜川産の川砂利	比重 2.67 吸水率 0.84% F.M. 6.76 最大寸法 15mm
細骨材	三重県員弁川産の粗砂	比重 2.60 F.M. 3.05 吸水率 2.27%
	三重県長良川産の細砂	比重 2.59 F.M. 2.18 吸水率 1.73%
鋼繊維	インデント型スチールファイバー	長さ 50mm 質量 150mg 換算断面積 0.39mm <sup>2</sup> 換算直径 0.7mm 引張強度 1.132 N/mm <sup>2</sup>

表-2.10 曲げ強度試験に用いたアウィン系超速硬セメントコンクリートの配合

水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						高性能減水剤 (g/m <sup>3</sup> )	凝結遅延剤 (g/m <sup>3</sup> )
		水	セメント	細骨材		粗骨材	鋼繊維		
				細砂	粗砂				
38.0	60.0	151	420	108	997	749	60	8400	4200

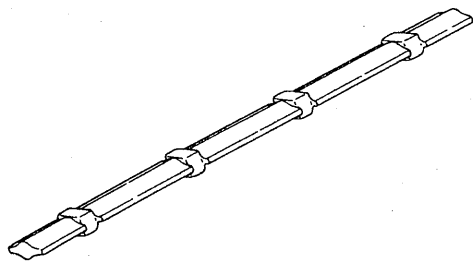


図-2.8 鋼繊維の形状

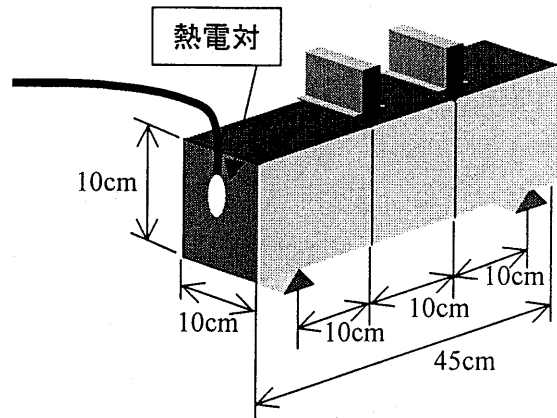


図-2.9 供試体および内部温度測定位置

図-2.10 に実験結果によるアウィン系超速硬セメントコンクリートの曲げ強度と積算温度の関係を示す。縦軸は曲げ強度を、横軸には積算温度 ( $M$ ) を対数で示している。この図より積算温度と曲げ強度の関係において、強度発現初期に急激に強度が増進する領域と緩やかに増進する領域が存在することがわかる。この境界は、積算温度  $100^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$  付近にあることがわかる。この境界を変曲点として、2つの対数関数で近似すると以下に示す式 (2.6)、(2.7) となる。図中の実線は各式を表したものである。変曲点が生じた理由は圧縮強度の場合と同様である。

$$M < 100 : f_b = 12.52 \log M - 18.53 \quad (2.6)$$

$$M > 100 : f_b = 2.16 \log M + 2.04 \quad (2.7)$$

$f_b$  : 曲げ強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )       $M$  : 積算温度 ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$ )

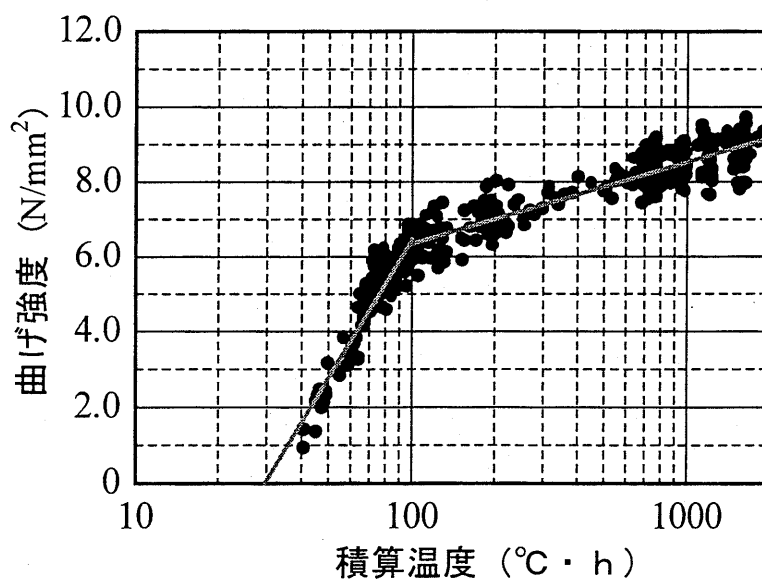


図-2.10 曲げ強度と積算温度の関係



## 2. 5 本章のまとめ

本章では、カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントおよび最近開発されたアウイン系超速硬セメントについて、各種の実験を行い、両セメントおよびセメントコンクリートの特徴、フレッシュコンクリートの性質および硬化コンクリートの強度特性等の諸性状について明らかにした。以下に得られた結果を示す。

- (1) アウイン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントは以下のような特徴を有している。①凝結時間が短く、すぐに硬化する、②超速硬性を示し3時間で  $20\text{N/mm}^2$  以上の実用強度が得られる、③長期にわたって安定した強度増進が見られる、④低温でも短時間で必要強度が得られる、⑤乾燥収縮が少なく、水密性に優れている。さらに、アウイン系超速硬セメントは普通ポルトランドセメントコンクリートに近い色合いである。
- (2) アウイン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントは鉱物組成に違いがあるが、水和によりエトリンガイトを生成し、数時間後モノサルフェートが徐々に生成して両者が共生し、その後は主としてケイ酸三カルシウムが水和して、ケイ酸カルシウム水和物を生成する水和過程は同じである。
- (3) スランプの経時変化については、アウイン系超速硬セメントは凝結遅延剤の添加率が増加すれば可使時間が増加し、また、同じ凝結遅延剤の添加率であれば、単位セメント量が多いほどスランプロスが大きくなり、可使時間が短くなることが明らかとなった。可使時間から見て、練上がり温度が  $20^\circ\text{C}$  になる時は凝結遅延剤の添加率は  $1.0\sim 2.0\%$  にすることが望ましいと考えられる。
- (4) 凝結硬化速度試験より、凝結遅延剤の添加率が増加するに伴い始発時間が長くなるとともに、また、凝結硬化速度曲線の勾配が緩やかになることが確認された。特にその傾向は遅延剤添加率が  $1.0\%$  以上において著しく現れる結果となった。また、添加率が  $0.5\%$  では単位セメント量の影響はほとんど見られないが  $1.0\%$  以上の添加率では単位セメント量が増加するほどこの傾向が顕著に現れた。なお、今回の実験結果から、添加率  $0.5\%$  以下では遅延効果はほとんどないと判断される。
- (5) コンクリートの養生温度が圧縮強度に与える影響については、アウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートは若材齢には養生温度の影響を大きく受けるが、長期的な見地から見れば養生温度  $5\sim 30^\circ\text{C}$  の範囲内では安定した強度が得られる。
- (6) コンクリートの単位セメント量が圧縮強度に与える影響については、材齢 3 時間という短期で高い強度を示し、それ以降材齢 28 日まで順調な強度増進が確認された。この傾向

は単位セメント量が多いほど顕著に現れた。

- (7) アウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの圧縮強度と積算温度の関係を対数関数で表すと、一つの変曲点を生ずることが明らかとなった。これは、超速硬セメントの水和反応では生成時期の異なる 2 種類の水和物が生成されたためである。この変曲点はアウイン系超速硬セメントコンクリートは積算温度  $100^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$  付近、カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートは  $200^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$  付近にあることが明らかとなった。
- (8) アウイン系超速硬セメントコンクリートの曲げ強度と積算温度の関係を対数関数で表すと、一つの変曲点を生ずることが明らかとなった。この理由は圧縮強度の場合と同様である。また、この変曲点も圧縮強度の場合と同様に積算温度  $100^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$  付近であることが明らかとなった。

## 参考文献

- 1) 中嶋清実：超速硬セメントコンクリートの緊急工事および寒中工事への利用に関する基礎研究，博士論文，1986.
- 2) 岡田光芳：超速硬セメントコンクリートの基礎的性質と補修・補強工事，博士論文，1994.
- 3) Munki KANAYA, Makihiko ICHIKAWA : Influence of Temperature on Initial Hydraulic Properties of  $11\text{CaO}\cdot 7\text{Al}_2\text{O}_3\cdot \text{CaF}_2$  and  $3\text{CaO}\cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3\cdot \text{CaSO}_4$ , Inorganic Materials, Vol.6, pp.16-20, 1999.1.
- 4) 内川 浩，宇智田俊一郎：加熱養生における超速硬セメントの水和，小野田研究報告，Vol.28, No.95, pp.16-29, 1976.
- 5) Bergstrom, S. V.:Curing temperature, age and strength of Concrete, Magazine of Concrete Research, No.14, Vol.5, pp.61-66, 1953.12.
- 6) 河野伊知郎，中嶋清実，湯浅晃行：超速硬セメントコンクリートの若材齢における圧縮疲労強度特性，コンクリート工学年次論文報告集，第18巻，第1号，1048, pp.321-326, 1996.6.
- 7) 河野伊知郎，中嶋清実，梅原秀哲，湯浅晃行：超速硬セメントコンクリートの若材齢における圧縮疲労強度特性，コンクリート工学年次論文報告集，第20巻，第2号，2001, pp.1-6, 1998.7.
- 8) 小林一輔：繊維補強コンクリート，オーム社，1981.

## 第3章

# 超速硬セメントコンクリートの圧縮および 曲げ疲労強度特性

- 3. 1 概説
- 3. 2 コンクリートの配合
- 3. 3 供試体
- 3. 4 疲労試験に用いた波形および応力レベル
- 3. 5 実験手順
- 3. 6 圧縮疲労試験の実験結果および考察
- 3. 7 曲げ疲労試験の実験結果および考察
- 3. 8 本章のまとめ

# 第3章 超速硬セメントコンクリートの圧縮および曲げ 疲労強度特性

## 3. 1 概説

近年、交通量の増加、交通荷重の増大に伴って道路橋等の累積損傷が著しく増加しており、道路橋などの社会資本の維持・管理・補修に関する技術向上が求められている。特に、鉄筋コンクリート床版（以下、床版と略称する）は交通荷重が直接作用しているため、損傷が大きい。また、昭和48年以前の設計基準で建設された橋梁は現行の基準に比べ床版厚が薄く、過度のひび割れ等の損傷が増加している。そのため、コンクリートの部分的な剥落や舗装面の陥没などの損傷事例が多く、小規模な補強工事から床版全体を打ち替えるような大規模な工事が数多く報告されている。これらの工事のほとんどは交通遮断を伴う場合が多く、短時間に工事を完了し、交通開放をしなければならない。そのため、短期間で実用強度が得られる超速硬セメントコンクリートがよく用いられ、打設後3～24時間で交通を開放するケースが多い。しかし、これは圧縮強度がある程度発現しているという根拠に基づいているだけである。早期交通開放を行った場合は、コンクリートの強度が十分発現していないときに交通荷重による繰返し荷重が作用することになり、この影響がその後の強度発現にどのような影響を及ぼすかを把握しておくことは重要である。

既往の圧縮疲労の研究<sup>1)~4)</sup>では、普通セメントコンクリートを用いて十分強度が発現した状態で疲労荷重を行っているものがほとんどである。しかし、実際の施工に即した若材齢での疲労に関する研究はほとんど行われておらず、また破壊に至るまでの荷重の繰返し回数である疲労寿命を求め、生存確率（破壊しない確率）と疲労寿命との関係などを求めているのみで、疲労荷重が作用したことによる残存強度の評価などは行われていない。また、既往の曲げ疲労の研究<sup>5)~7)</sup>においても普通セメントコンクリートを用いて十分強度が発現した状態で曲げ疲労荷重を行い、生存確率と疲労寿命との関係などを求めており、残存強度の評価などは行われていない。

そこで、本章では若材齢に超速硬セメントコンクリートが強度発現過程に圧縮疲労および曲げ疲労を受けた場合、疲労がその後の強度発現にどのような影響を及ぼすか検討する。なお、圧縮疲労についてはアウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートについて実験を行い、曲げ疲労についてはアウイン系超速硬セメントコンクリートについて実験を行った。

### 3. 2 コンクリートの配合

表-3.1 に圧縮疲労試験に用いた使用材料を、表-3.2 に曲げ疲労試験に用いた使用材料を示す。また、表-3.3 に圧縮疲労試験に用いたアウイン系超速硬セメントコンクリート(SJC)およびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート(JC)の配合を、表-3.4 に曲げ疲労試験に用いたアウイン系超速硬セメントコンクリートの配合を示す。

表-3.1 圧縮疲労試験に用いた使用材料

名称	種類・産地	物性
セメント	アウイン系超速硬セメント	比重 3.01 比表面積 4690cm <sup>2</sup> /g
	カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメント	比重 3.04 比表面積 5500cm <sup>2</sup> /g
粗骨材	静岡県天竜川産の川砂利	比重 2.67 吸水率 0.84% F.M. 6.76 最大寸法 25mm
細骨材	三重県員弁川産の粗砂	比重 2.60 F.M. 3.05 吸水率 2.27%
	三重県長良川産の細砂	比重 2.59 F.M. 2.18 吸水率 1.73%

表-3.2 曲げ疲労試験に用いた使用材料

名称	種類・産地	物性
セメント	アウイン系超速硬セメント	比重 3.01 比表面積 4690cm <sup>2</sup> /g
粗骨材	静岡県天竜川産の川砂利	比重 2.67 吸水率 0.84% F.M. 6.76 最大寸法 15mm
細骨材	三重県員弁川産の粗砂	比重 2.60 F.M. 3.05 吸水率 2.27%
	三重県長良川産の細砂	比重 2.59 F.M. 2.18 吸水率 1.73%
鋼繊維	インデント型スチールファイバー	長さ 50mm 質量 150mg 換算断面積 0.39mm <sup>2</sup> 換算直径 0.7mm 引張強度 1.132 N/mm <sup>2</sup>

表-3.3 圧縮疲労試験に用いたコンクリートの配合

セメントの種類	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単体量 (kg/m <sup>3</sup> )					凝結遅延剤 (g/m <sup>3</sup> )	高性能減水剤 (g/m <sup>3</sup> )
			水	セメント	細骨材		粗骨材		
					細砂	粗砂			
SJC	34.0	40.0	129	400	75	694	1173	4000	8000
JC	35.0	41.0	141	400	252	489	1090	4000	8000

SJC : アウィン系超速硬セメントコンクリート

JC : カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート

表-3.4 曲げ疲労試験に用いたアウィン系超速硬セメントコンクリートの配合

水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単体量 (kg/m <sup>3</sup> )						凝結遅延剤 (g/m <sup>3</sup> )	高性能減水剤 (g/m <sup>3</sup> )
		水	セメント	細骨材		粗骨材	鋼繊維		
				細砂	粗砂				
38	60	151	420	108	997	749	60	4200	8400

圧縮疲労試験のコンクリートの配合は、実際に現場で使われている配合を基に決定した。所要スランブを 12.0±2.0cm、単位セメント量を 400kg/m<sup>3</sup>として試し練りを行い、良好なワーカビリティ（コンシステンシー、材料分離）となるよう、また 30 分程度のハンドリングタイムを得るために必要な単位水量、最適細骨材率および凝結遅延剤の添加量を決定した。

曲げ疲労試験に用いたコンクリートの配合も、実際に同種の鋼繊維を用いて行われた現場の配合を基に試し練りを行い決定した。所要のスランブを 5.0±1.5cm、単位セメント量を 420kg/m<sup>3</sup>としてスランブ試験を行い、同じワーカビリティを得るために必要な単位水量、最適細骨材率および凝結遅延剤の添加量を決定した。

### 3. 3 供試体

図-3.1 は圧縮疲労試験で用いた供試体を示しており、直径 10cm、高さ 20cm の円柱供試体である。供試体の種類は、強度探索を行う供試体（強度探索用供試体）、疲労载荷を行い残存強度を測定する供試体（疲労用供試体）、比較強度を測定する供試体（比較用供試体）および内部温度を測定する試験に用いる供試体（温度測定用供試体）の 4 種類であり、外気温





体の内部温度を測定するため供試体の側面に熱電対を埋め込んだ。

### 3. 4 疲労試験に用いた波形および応力レベル

図-3.3 に圧縮疲労試験および曲げ疲労試験に用いた波形を示す。なお、今回行った疲労試験は「繰返し応力によるコンクリート圧縮疲労試験方法」の JIS 原案<sup>8)</sup>を参照して行った。

圧縮疲労試験に用いた波形は sin 波で、振動数( $f$ )は 10Hz、載荷回数( $n$ )は 1 万、10 万、100 万回の 3 種類を設定した。コンクリート圧縮疲労試験方法の JIS 原案では、繰返し荷重の載荷速度は 5Hz を標準とし、1~10Hz の範囲内で行うのが適当であるとしているので、本研究では若材齢の実験データを短期間で計測しなかったため、振動数として載荷速度が最も速い 10Hz を採用した。また、強度が安定した供試体については 5Hz と 10Hz では繰返し速度の影響の差がないと既往の研究<sup>9)</sup>で明らかにされている。圧縮疲労試験では応力レベルの上限値をアウイン系超速硬セメントコンクリートを用いた場合は初期強度の 50%、60%、70%、80%の 4 種類、カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの場合は 60%、70%、80%の 3 種類とし、下限値は共に 15%に固定して実験を行った。しかし、上限値を 80%に設定した場合、アウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートを用いた場合のどちらも、疲労載荷の初期段階において供試体が破壊したため、疲労をかけた供試体を得ることができなかった。よって上限値は疲労開始強度の 80%の場合を除くこととした。以後、これらの応力レベルを応力レベル 50、応力レベル 60、応力レベル 70 と略す。このように応力レベルを設定した理由は道路橋示方書などから、設計的に掛かる交通輪荷重は  $0.8\sim 1.2\text{N/mm}^2$  程度となるが、疲

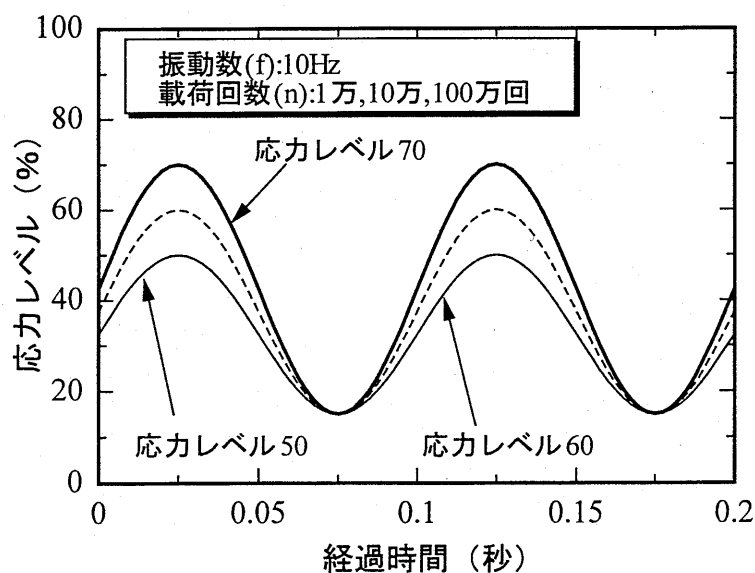


図-3.3 疲労試験に用いた波形

労荷重の上限値は、より厳しい条件になるように定めた。

曲げ疲労試験では応力レベルの上限値を疲労開始強度の 60%、70%、80%の 3 種類、下限値は共に 15%に固定して実験を行ったが、ここでも上限値を 80%に設定した場合、圧縮疲労強度試験と同様に疲労試験初期段階において供試体が破壊したため、疲労をかけた供試体を得ることができなかった。よって上限値は初期強度の 60%および 70%の 2 種類設定することにした。ここでも、これらの応力レベルを応力レベル 60 および応力レベル 70 と略す。

### 3. 5 実験手順

#### 3. 5. 1 圧縮疲労試験

図-3.4 は疲労試験のフローチャートを示したものである。また、図-3.5 は初期強度、目標強度および疲労開始強度の概念図で、図-3.6 は圧縮疲労試験機を示したものである。まず、供試体を打設してから圧縮強度が目標強度に達するまで温度 20℃、湿度 80%の恒温恒湿室内で湿空養生を行う。目標強度は 20N/mm<sup>2</sup>、40N/mm<sup>2</sup>、1 日強度および 7 日強度の 4 種類である。ここで目標強度とは疲労試験を開始する目標の強度を示している。目標強度をこの 4 点に設定したのは、予備実験により超速硬セメントコンクリートの圧縮強度と積算温度の関係において、圧縮強度 40N/mm<sup>2</sup> 付近で変曲点を持つことが明らかとなっていたので、若材齢の強度を変曲点前に一点、変曲点付近で一点、また十分強度が発現したときの疲労特性を知るために 1 日および 7 日強度の二点を設定するためである。目標強度の探索は、強度探索用供試体が目標強度に達するまで適当な間隔で圧縮強度試験を行い、供試体が所定の目標強度付近に達した時の実測値を初期強度とする。その強度から疲労開始強度（疲労試験開始時

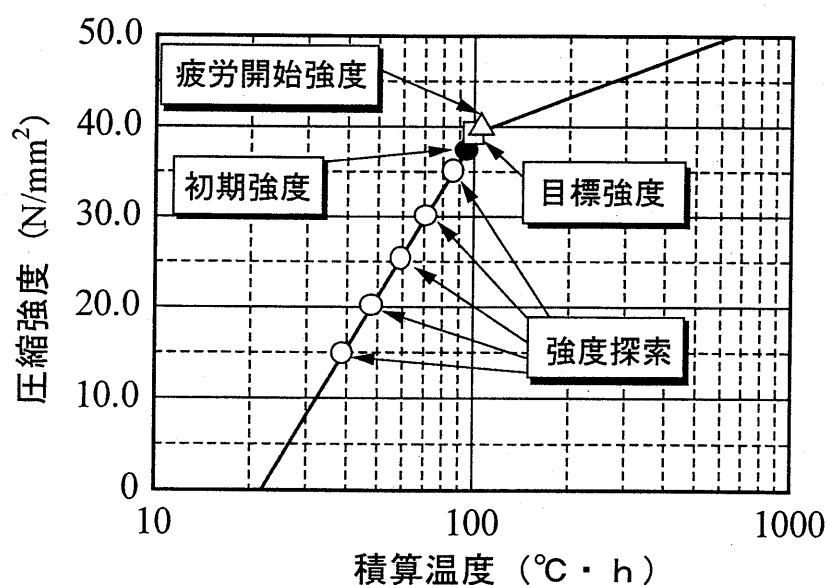


図-3.5 各強度の概要

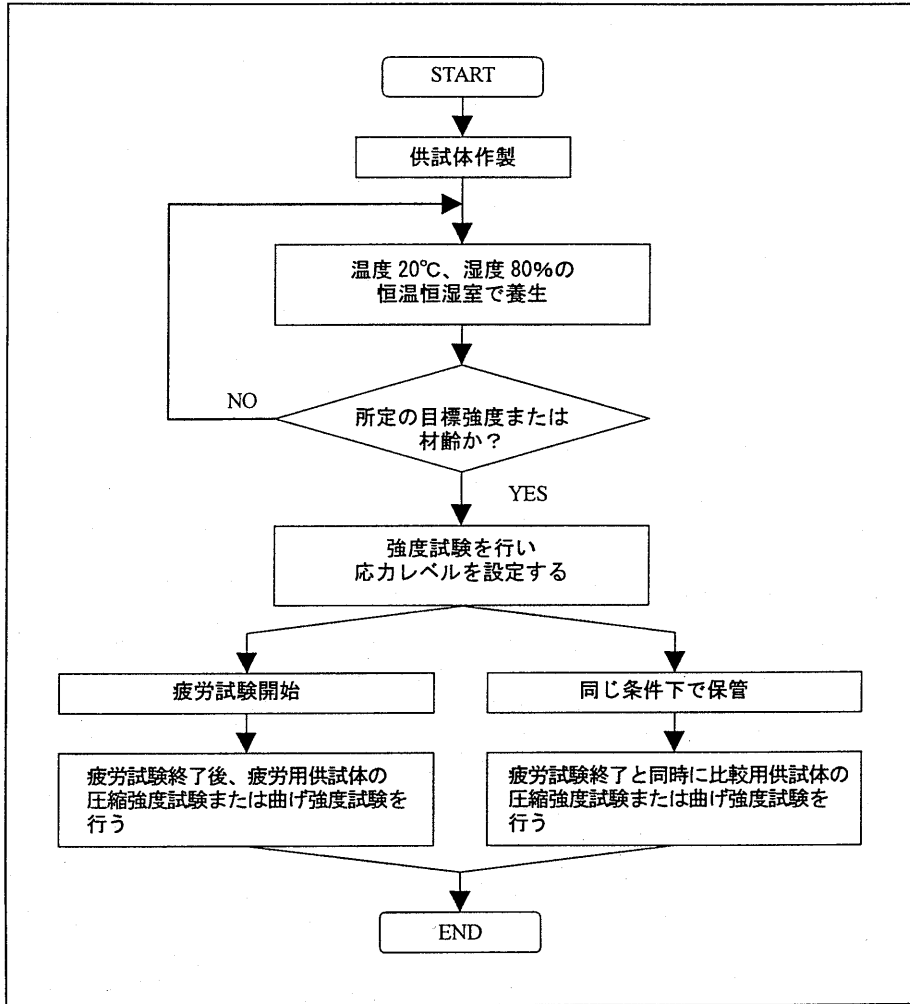


図-3.4 疲労試験のフローチャート

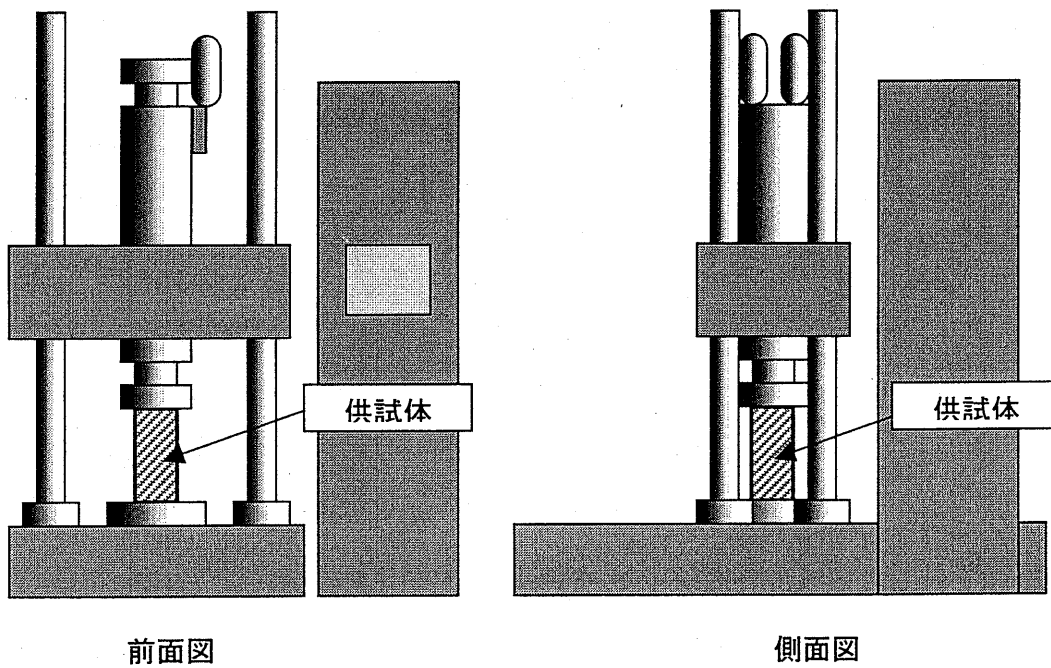


図-3.6 圧縮疲労試験機

の推定強度)を関係式(第2章 式(2.2)~式(2.5))より算定し、応力レベル、载荷回数等を疲労試験機に入力し疲労試験を開始した。疲労試験は屋内で行い、比較用供試体は疲労用供試体と同じ温度条件にするため疲労試験機付近で保管する。次に疲労試験終了後、疲労用供試体および比較用供試体の圧縮強度を測定した。これらの圧縮強度をそれぞれ残存圧縮強度および比較圧縮強度とし、これらの強度の比を圧縮強度比とする。圧縮疲労試験は、载荷回数が3種類、目標強度が4種類、また供試体のばらつきを考慮して一つの実験について3回以上行った。

### 3. 5. 2 曲げ疲労試験

図-3.7は曲げ疲労試験機を示したものである。曲げ疲労試験も圧縮疲労試験と同様に、図-3.4のフローチャートに従って実験を行った。まず、供試体を打設してから曲げ強度が目標強度に達するまで、温度20℃、湿度80%の恒温恒湿室内で湿空養生を行う。目標強度は6.0N/mm<sup>2</sup>、1日強度および7日強度の3種類とする。目標強度をこの3点に設定したのは予備実験により曲げ強度と積算温度の関係において、曲げ強度6.0N/mm<sup>2</sup>付近で変曲点を持つことが明らかとなっているので、変曲点付近で一点、また十分強度が発現したときの疲労特性を知るために1日および7日強度の二点を設定するためである。目標強度の探索、疲労開始強度の算定等は圧縮疲労試験と同様とし、屋内で疲労試験を行い所定の疲労試験終了後、疲労用供試体および比較用供試体の曲げ強度を測定した。これらの曲げ強度をそれぞれ残存曲げ強度および比較曲げ強度とし、これらの強度の比を曲げ強度比とする。曲げ疲労試験は、

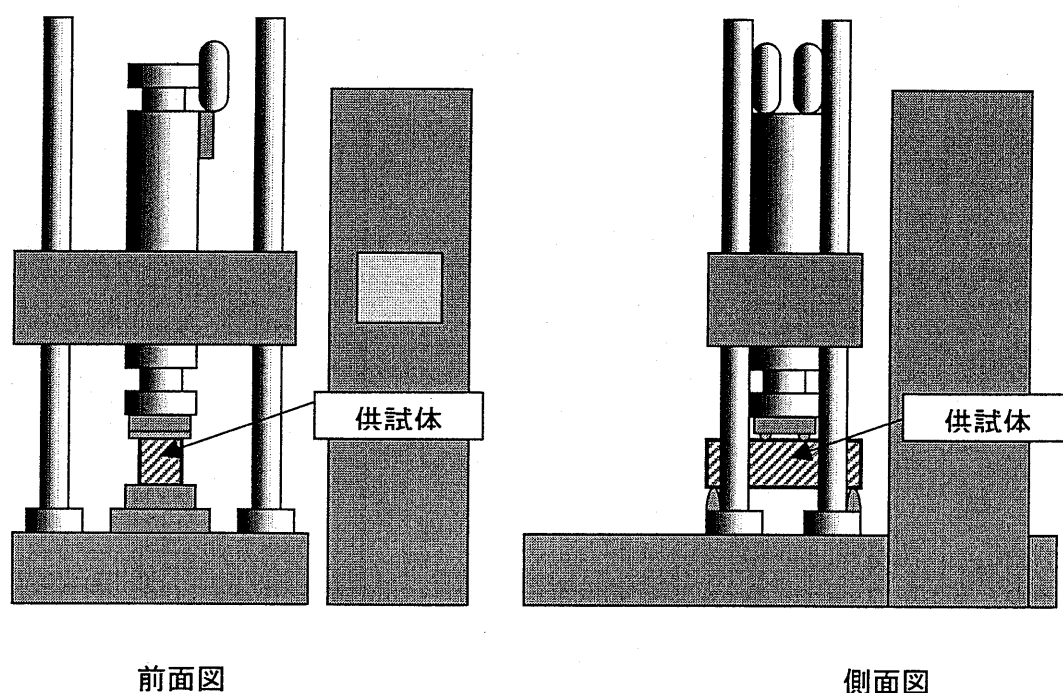


図-3.7 曲げ疲労試験機

載荷回数が3種類、目標強度が3種類、また供試体のばらつきを考慮して一つの実験について3回以上行った。なお、曲げ強度試験および曲げ疲労試験は全て三等分点載荷で行った。また、曲げタフネス等を求めるためロードセルおよび変位計を取り付け、荷重とたわみも測定した。

### 3. 6 圧縮疲労試験の実験結果および考察

#### 3. 6. 1 圧縮強度比

図-3.8(a), (b), (c)は、それぞれ応力レベル 50, 60, 70 のアウイン系超速硬セメントコンクリートの圧縮強度比と疲労開始強度の関係を表した図であり、図-3.9(a), (b)は、それぞれ応力レベル 60, 70 のカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの圧縮強度比と疲労開始強度の関係を表した図である。縦軸に圧縮強度比（残存圧縮強度と比較圧縮強度の比）をとり、横軸に疲労開始強度をとっている。また、図中の 20N は目標強度  $20\text{N/mm}^2$ 、40N は  $40\text{N/mm}^2$ 、1d は 1 日強度、7d は 7 日強度を表している。

まず、アウイン系超速硬セメントコンクリートの圧縮強度比と疲労開始強度の関係について考察する。図-3.8(a)より、応力レベル 50 の載荷回数 1 万回では上限値が低く、また載荷回数が少ないこともあり、全ての疲労開始強度において残存強度と比較強度に大きな差はみられず、ほぼ 1.0 を示していることから、疲労による影響はあまりないと言える。載荷回数 10 万回については全ての疲労開始強度において圧縮強度比が 1.02 程度であり、疲労を受けた供試体の方が疲労を受けていない供試体よりも 2%程度高い圧縮強度が認められた。このように疲労開始強度が異なっているにもかかわらず圧縮強度比がほぼ等しい値を示していることより、材齢の違いは強度比にはほとんど影響していないことがわかる。載荷回数 100 万回においては、若材齢である 20N および 40N においては圧縮強度比が 1.05 程度となり、1d および 7d においては 1.03 程度となっている。これらの実験結果より、載荷回数が増加すると材齢の影響が表れ、若材齢に疲労荷重を受けた供試体の方が強度増進が大きくなることがわかった。

図-3.8(b)より、応力レベル 60 の載荷回数 1 万回では、応力レベル 50 と同様、残存強度と比較強度に大きな差はみられず、疲労による影響はあまりないと言える。載荷回数 10 万回については応力レベル 50 と同様に、疲労を受けた供試体の方が疲労を受けていない供試体よりも高い圧縮強度が得られた。20N および 40N で圧縮強度比 1.05 程度の値を示しており、1d および 7d においては 1.02 程度と、若材齢に疲労を受けた供試体の方が強度の増加が大きくなっていることがわかる。載荷回数 100 万回においては、この傾向がより顕著となり、さらに高い圧縮強度比が得られた。特に 40N においては圧縮強度比が 1.10 程度となっており、

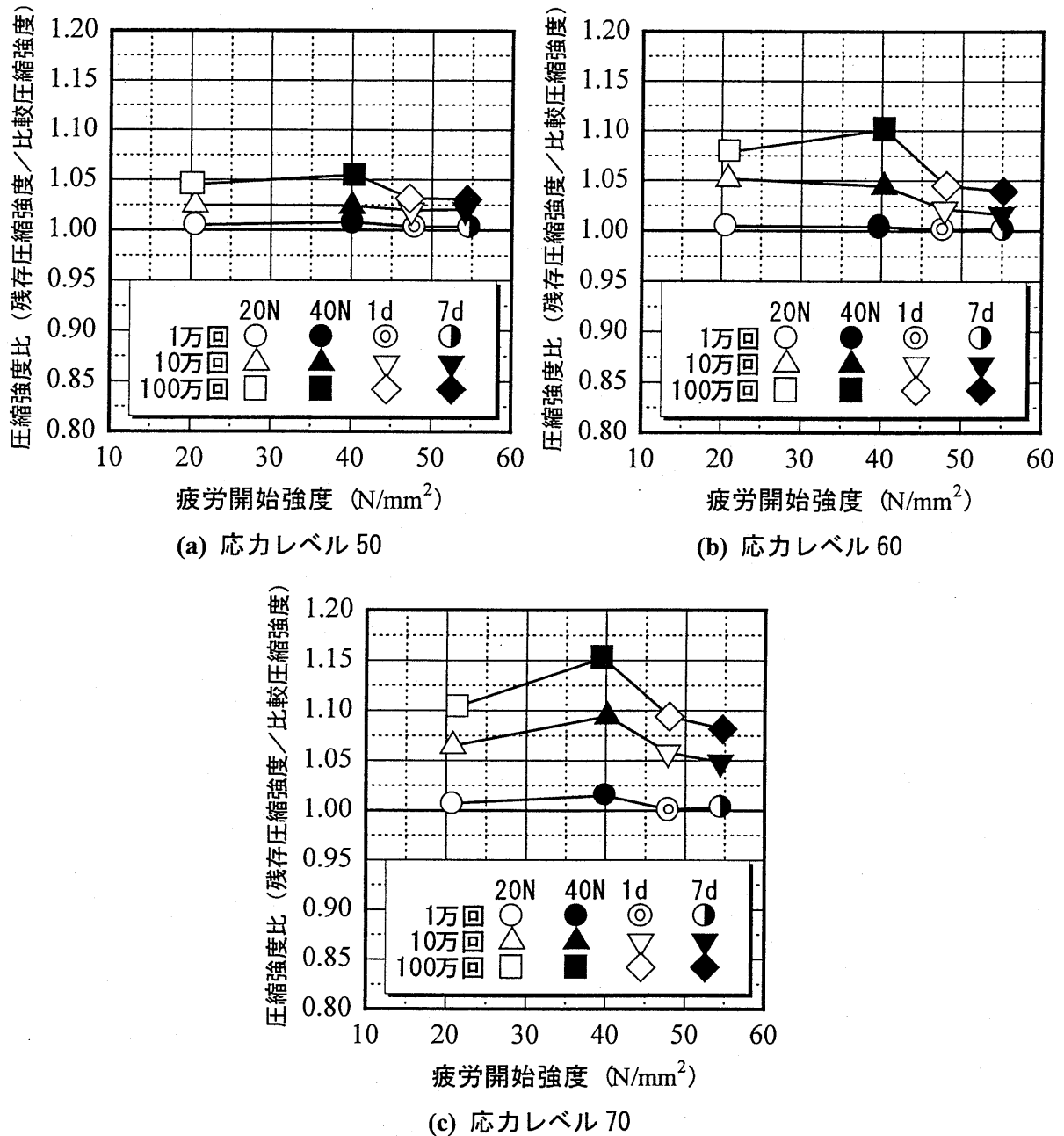


図-3.8 アウイン系超速硬セメントコンクリートの圧縮強度比と疲労開始強度の関係

圧縮強度が10%程度増加している。

図-3.8(c)より、応力レベル70の荷回数1万回では、他の応力レベルと同様、疲労による影響はあまり受けていない。10万回では20Nで圧縮強度比1.07、40Nで1.09となり、40Nの方が高い強度を示し、強度増進の割合が増加していることがわかる。しかし、1d(材齢1日)、7d(材齢7日)と材齢が進むにつれて強度増進の割合が低下していることも確認される。100万回においては全ての材齢においてさらに高い強度比が得られ、また、強度増加の傾向も荷回数10万回よりもさらに顕著となっている。特に40Nにおいては圧縮強度比が1.15程度と高い値を示している。

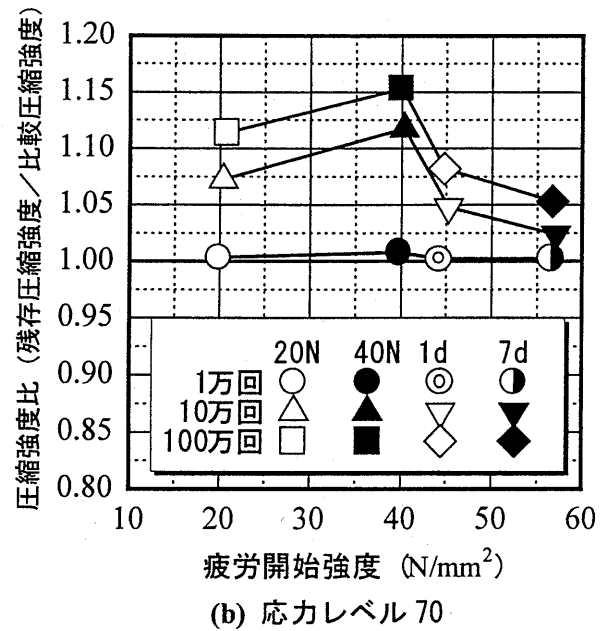
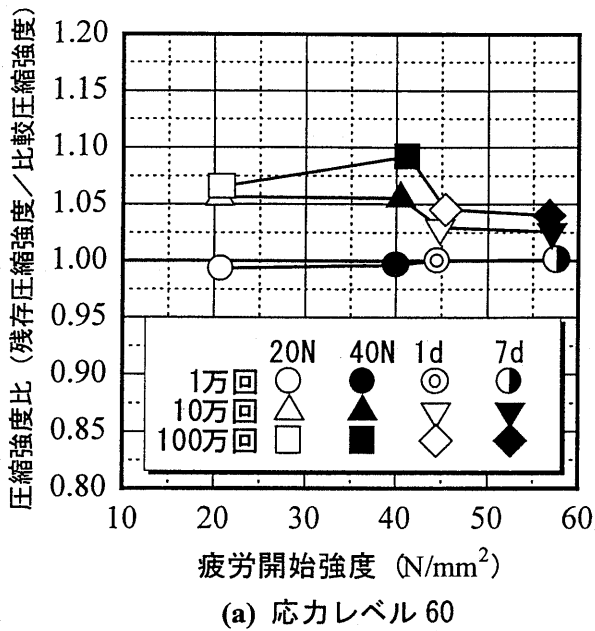


図-3.9 カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの  
圧縮強度比と疲労開始強度の関係

次に、カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの圧縮強度比と疲労開始強度の関係について考察する。図-3.9(a)より、応力レベル 60 の载荷回数 1 万回では上限値が低く、また载荷回数が少ないこともあり、全ての疲労開始強度において残存圧縮強度と比較圧縮強度に大きな差はみられず、アウイン系超速硬セメントコンクリートと同様、疲労による影響はあまりないと言える。载荷回数 10 万回については 20N および 40N で圧縮強度比 1.06 程度の値を示しており、1d および 7d においては 1.03 程度と、若材齢に疲労を受けた供試体の方が強度の増加が大きくなっていることがわかる。载荷回数 100 万回においては、この傾向がより顕著となり、さらに高い圧縮強度比が得られた。特に 40N においては圧縮強度比が 1.09 程度となっている。

図-3.9(b)より、応力レベル 70 の载荷回数 1 万回では、応力レベル 60 と同様、疲労による影響はあまり受けておらず、強度比もほぼ 1.0 を示している。10 万回では 20N で圧縮強度比 1.07、40N で 1.12 となり、40N の方が高い強度を示し、強度増進の割合が増加していることがわかる。しかし、材齢が進むにつれて強度増進の割合が低下していることも確認される。100 万回においては全ての材齢においてさらに高い強度比が得られ、また、強度増加の傾向も载荷回数 10 万回よりもさらに顕著となっている。特に 40N においては圧縮強度比が 1.15 程度と高い値を示している。

これらの実験結果より、アウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートとも、圧縮強度比と疲労開始強度の関係において非常に近い傾向を示していることがわかる。また、今回の疲労試験条件下では疲労によ

る強度低下は認められず、逆に圧縮強度が増加していることが明らかとなった。この傾向は  
載荷回数が多いほど、また応力レベル 70 の場合が最も顕著に現れている。また、疲労開始  
強度が  $40\text{N/mm}^2$  付近の場合が最も高い強度増進が見られることがわかった。

### 3. 6. 2 内部温度

図-3.10(a), (b), (c), (d)はそれぞれ目標強度 20N, 40N, 1d, 7d でのアウイン系超速硬セ  
メントコンクリート供試体の内部温度と経過時間の関係を示したものである。疲労条件は応  
力レベル 70、載荷回数 100 万回である。また、表-3.5 に各目標強度での疲労試験終了時の積  
算温度を示す。図-3.10(a)より、20N では打設直後から水和反応により内部温度が急激に上昇  
し、約 1 時間 30 分で  $37^\circ\text{C}$  付近まで達している。20N では目標強度がこのピーク付近で発現  
しているため、最も水和反応が活発な時期に疲労試験を開始したことになる。疲労試験開始  
後、内部温度は時間の経過とともに徐々に室温近くまで低下していくが、疲労試験を開始し  
てから徐々に疲労用供試体と比較用供試体の内部温度差が増加し、8 時間経過した頃には疲  
労用供試体の内部温度が比較用供試体よりも  $2.5^\circ\text{C}$  程度高い値を示している。これは疲労荷  
重が作用することによる内部温度上昇と、疲労による内部温度上昇に伴い水和反応が促進さ  
れたために内部温度がさらに上昇したためと考えられる。その後、時間の経過とともに温度  
差は小さくなり、疲労試験終了時では  $1.5^\circ\text{C}$  程度まで減少している。疲労終了時に温度差が  
減少したのは水和反応がある程度完了したためと考えられる。疲労試験終了時の積算温度は  
疲労用供試体では  $935.1^\circ\text{C}\cdot\text{h}$ 、比較用供試体では  $878.5^\circ\text{C}\cdot\text{h}$  となり、疲労載荷が作用するこ  
とにより積算温度が  $56.6^\circ\text{C}\cdot\text{h}$  上昇している。

図-3.10(b)の 40N は 20N と同様に打設から 1 時間 30 分程度でピークを迎え、その後室温  
付近まで徐々に低下している。打設してから約 4 時間後に目標強度  $40\text{N/mm}^2$  に達している  
ので、この付近から疲労試験を開始した。疲労試験を開始してからは 20N の場合と同様に、  
徐々に比較用供試体と温度差を生じ、疲労試験を開始してから 8 時間後には  $3^\circ\text{C}$  程度の温度  
差を生じている。その後はその温度差も徐々に小さくなり、終了時には  $2^\circ\text{C}$  程度まで減少し  
ている。積算温度は疲労用供試体では  $679.6^\circ\text{C}\cdot\text{h}$ 、比較用供試体では  $610.4^\circ\text{C}\cdot\text{h}$  となり、疲  
労載荷が作用することにより、 $69.2^\circ\text{C}\cdot\text{h}$  上昇しており、20N の場合よりも積算温度差が大き  
くなっている。

図-3.10(c)の 1d では疲労試験開始直後から試験終了まで温度差が  $1.5^\circ\text{C}$  とほぼ一定の値を示  
している。これは、発熱の大きいエトリンガイト生成の水和反応がほとんど終了していたの  
で大きな温度差が生じなかったためと考えられる。積算温度は 1d では疲労用供試体が  
 $1590.1^\circ\text{C}\cdot\text{h}$ 、比較用供試体では  $1558.8^\circ\text{C}\cdot\text{h}$  となり積算温度差は  $31.3^\circ\text{C}\cdot\text{h}$  上昇しているが、20N



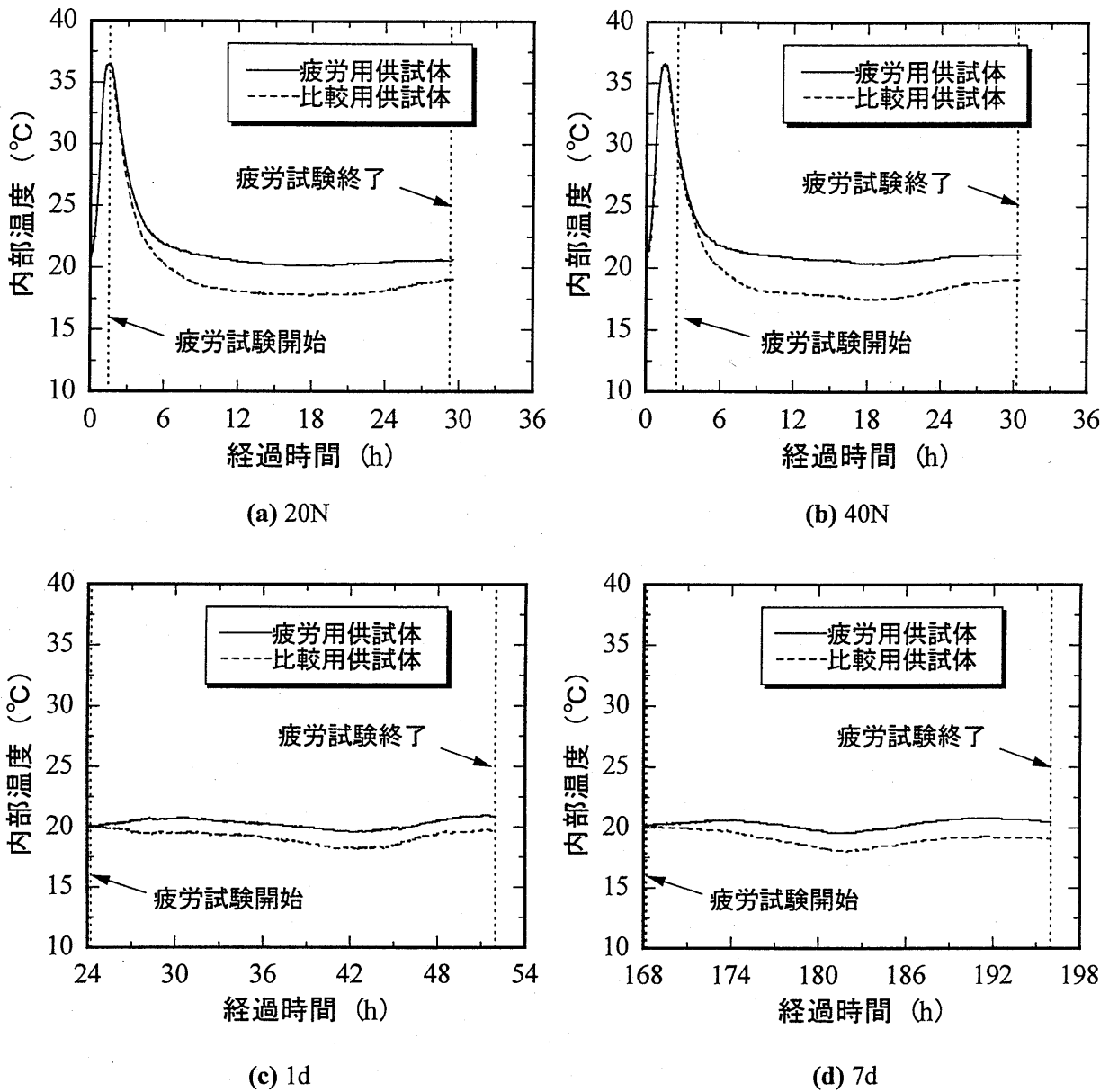


図-3.10 内部温度と経過時間の関係（応力レベル 70， 载荷回数 100 万回）

表-3.5 圧縮疲労試験の積算温度（応力レベル 70， 载荷回数 100 万回）

（単位：°C・h）

	20N	40N	1D	7D
疲労用供試体	935.1	971.7	1590.1	5910.9
比較用供試体	878.5	903.5	1558.8	5876.8
積算温度差	56.6	69.2	31.3	34.1

および 40N の半分以下となっている。

図-3.10(d)の 7d では 1d と非常に似た温度変化を示しており、疲労試験開始直後から試験終了まで温度差が  $1.8^{\circ}\text{C}$  とほぼ一定の値を示している。これは、1d の場合と同じ理由によるものと考えられる。積算温度は疲労用供試体が  $5910.9^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$ 、比較用供試体では  $5876.8^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$  となり積算温度差は  $34.1^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$  上昇しており、1d と同様 20N および 40N の半分以下となっている。

他の応力レベルについても内部温度の測定を行っているが、応力レベル50、応力レベル60では疲労を受けた供試体の内部温度の上昇は応力レベル70よりも小さくなっているが、内部温度の変化については同様の傾向が見られた。これは、応力レベルが低下することにより外力の影響が小さくなり、結果的に内部温度の増加が減少したためと考えられる。これらの実験結果より疲労荷重が繰返し作用すると内部温度が上昇すること、特に若材齢に疲労荷重を受けると内部温度が大きく上昇すること、応力レベルが高くなるほど供試体の内部温度が上昇すること等が明らかとなった。また、載荷速度が速くなれば内部温度の上昇は大きくなると考えられる。したがって、今回の疲労試験では載荷速度を10Hzとしたため内部温度は載荷速度の影響も受けていると考えられる。このような疲労載荷に伴う内部温度の上昇が水和反応の促進などにつながり、残存圧縮強度の増加に影響している一要因と考えられる。

### 3. 6. 3 ひずみ

図-3.11 はアウィン系超速硬セメントコンクリート供試体で最も強度増進が大きかった応力レベル 70、目標強度  $40\text{N}/\text{mm}^2$ 、載荷回数 100 万回の疲労試験開始と終了直前の縦ひずみおよび横ひずみを表したものである。ここで、各々の値を比較するため同一の経過時間軸上に示している。また、ひずみは無載荷供試体で計測した自己収縮ひずみの補正を行っている。太線の実線で示した疲労試験終了直前の縦ひずみは、太線の破線で示した疲労試験開始時よりも  $450\mu$  程度増加している。除荷後も  $400\mu$  程度の残存ひずみが観測され、疲労載荷により縦ひずみが増加していることがわかる。細線で示した横ひずみに関しては縦ひずみほど大きな差が見られなかった。また、グラフには示していないが応力レベル 50 においては縦ひずみが  $330\mu$  程度、応力レベル 60 においては  $360\mu$  程度増加し、横ひずみはどちらも大きな差は見られなかった。これらの結果より、繰返し荷重が作用することにより供試体が縦方向に圧縮され、僅かではあるが供試体が緻密になったものと考えられる。

カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートについても同じような傾向を示しており、応力レベル 70 では疲労試験終了直前の縦ひずみは、疲労試験開始時よりも  $400\mu$  程度増加している。応力レベル 60 においては  $300\mu$  程度増加し、横ひずみはどちら

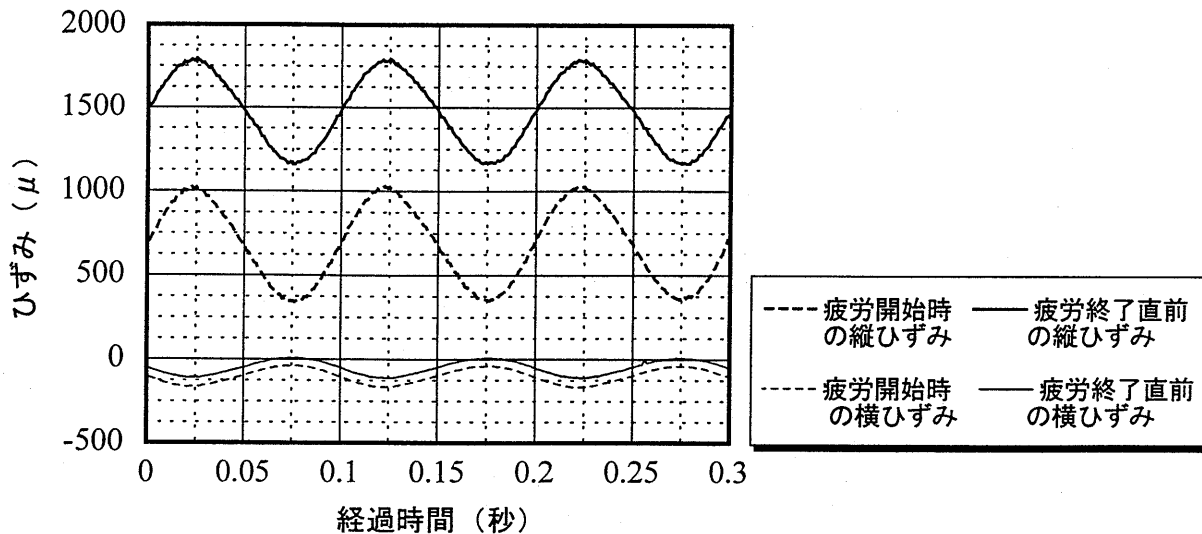


図-3.11 ひずみと経過時間の関係

も大きな差は見られなかった。これらの結果より、カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートについても繰返し荷重が作用することにより供試体が縦方向に圧縮され、僅かではあるが供試体が緻密になったものと考えられる。

### 3. 6. 4 細孔直径と細孔容積および累積細孔容積

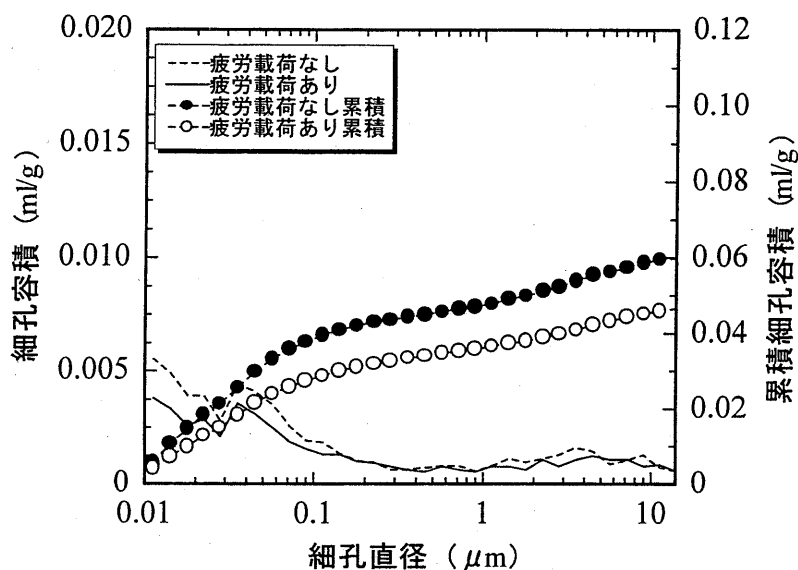
若材齢に疲労を受けることにより、コンクリート中の微細な孔に変化が起こっているかどうかを確認するため、コンクリート中のセメントペースト硬化体の細孔分布を測定した。測定は水銀圧入式ポロシメーターを用いて行い、試料は供試体内部のコンクリートを 2.5～5.0mm になるように破碎およびふるい分けし、アセトン中で 20 分間攪拌洗浄した後、真空乾燥 (D-dry) で 7 日間乾燥させて作製した。図-3.12(a), (b)はアウィン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの細孔直径と細孔容積および累積細孔容積の関係を示したものであり、測定範囲は  $0.01\sim 14.30\ \mu\text{m}$  である。载荷条件は最も強度増進が大きかった応力レベル 70、目標強度  $40\text{N}/\text{mm}^2$ 、载荷回数 100 万回である。また、表-3.6 に同条件下の全細孔容積および全空隙率の値を示す。

図-3.12(a)よりアウィン系超速硬セメントコンクリートの場合、疲労を受けた供試体の方が、疲労を受けなかった供試体よりも、孔の直径が  $1.0\sim 10.0\ \mu\text{m}$  の範囲で減少し、それよりも細かい  $0.01\sim 0.2\ \mu\text{m}$  の範囲で更に減少していることがわかる。また、表-3.6 より全細孔容積が  $0.11\text{ml}/\text{g}$  から  $0.10\text{ml}/\text{g}$  に僅かではあるが減少し、また全空隙率も  $22.41\%$  から  $21.67\%$  へと減少していることから、疲労荷重が作用することにより供試体内部の孔が閉塞しわずかながら緻密になったこと、また内部温度が上昇し、水和反応が活発になり緻密になったこと等が

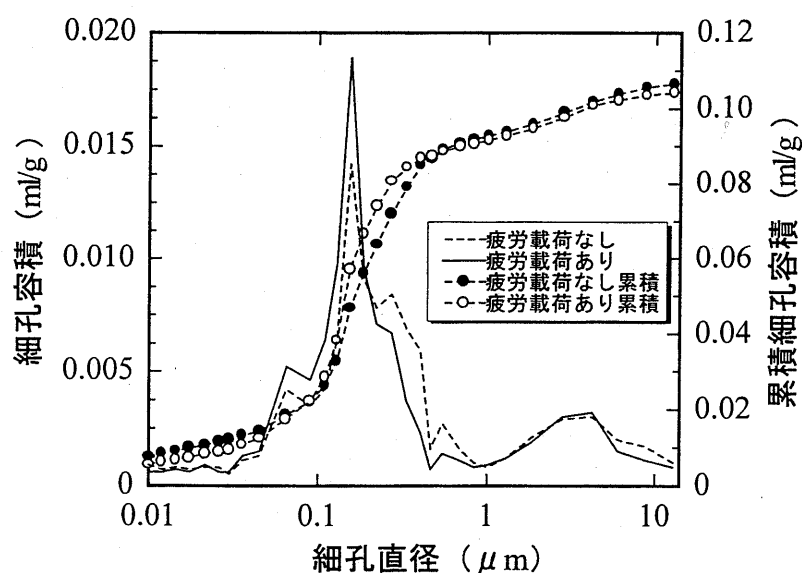
推測される。これらのことも圧縮強度増加の一つの要因と考えられる。

また、**図-3.12(b)**よりカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの場合、疲労を受けた供試体の方が、疲労を受けなかった供試体よりも、 $0.05\sim 0.2\mu\text{m}$ の範囲では多少増加しているが、孔の直径が $0.2\sim 0.9\mu\text{m}$ の範囲で減少していることがわかる。これは、アウイン系超速硬セメントコンクリートの場合と同様に、繰返し荷重が作用することにより、供試体内部の比較的大きな孔が閉塞し緻密になったことを示している。

以上の実験結果から、アウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロ



(a) アウイン系超速硬セメントコンクリート



(b) カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート

図-3.12 細孔直径と細孔容積および累積細孔容積

表-3.6 全細孔容積および全空隙率

	疲労の有無	全細孔容積 (ml/g)	全空隙率(%)
アウィン系超速硬セメント コンクリート	疲労用供試体	0.05	5.04
	比較用供試体	0.06	5.63
カルシウムフルオロアルミ ネート系超速硬セメント コンクリート	疲労用供試体	0.10	21.67
	比較用供試体	0.11	22.41

アルミネート系超速硬セメントコンクリートのいずれのコンクリートも、疲労荷重が作用することにより比較的大きな孔が閉塞し緻密になったことが明らかとなった。

### 3. 7 曲げ疲労試験の実験結果および考察

#### 3. 7. 1 曲げ強度比

図-3.13(a), (b)はそれぞれ応力レベル 60 および応力レベル 70 の曲げ強度比と疲労開始強度の関係を表した図である。縦軸に曲げ強度比（残存曲げ強度と比較曲げ強度の比）をとり、横軸に疲労開始強度をとっている。また、図中の 6N, 1d, 7d はそれぞれ目標強度 6.0N/mm<sup>2</sup>, 1日強度, 7日強度を示している。

図-3.13(a)より、応力レベル 60 の荷回数 1 万回では、荷回数が少ないこともあり、6N, 1d および 7d のいずれの場合においても残存曲げ強度と比較曲げ強度に大きな差はなく、疲労による影響はあまり認められない。10 万回においては疲労を受けることにより 6N で 6%程度、1d および 7d では 4%程度の強度低下が認められ、若材齢に疲労を受けると大きく曲げ強度が減少することがわかる。100 万回においては、この傾向がさらに顕著となり 6N で 12%程度、1d および 7d では 8%程度の強度低下が認められ、6N の曲げ強度の低下が極めて大きいことがわかる。また、1d および 7d の強度低下率の差が非常に小さいことより、材齢 1 日以降は材齢の影響をあまり受けていないことがわかる。

次に、図-3.13(b)の応力レベル 70 の荷回数 1 万回では、6N で 2%程度、1d および 7d では 1%程度の強度低下であり、若干の強度低下は見られるが疲労による影響は小さいと言える。10 万回においては疲労を受けることにより 6N で 11%程度、1d では 7%程度、7d では 6%程度強度が低下し、100 万回においては 6N で 17%、1d では 13%程度、7d では 11%程度の強度低下が認められた。このように若材齢である 6N の強度低下が最も大きく、次いで 1d、7d の順に強度が減少している。また、荷回数が増加するにつれてこの傾向は顕著となっ

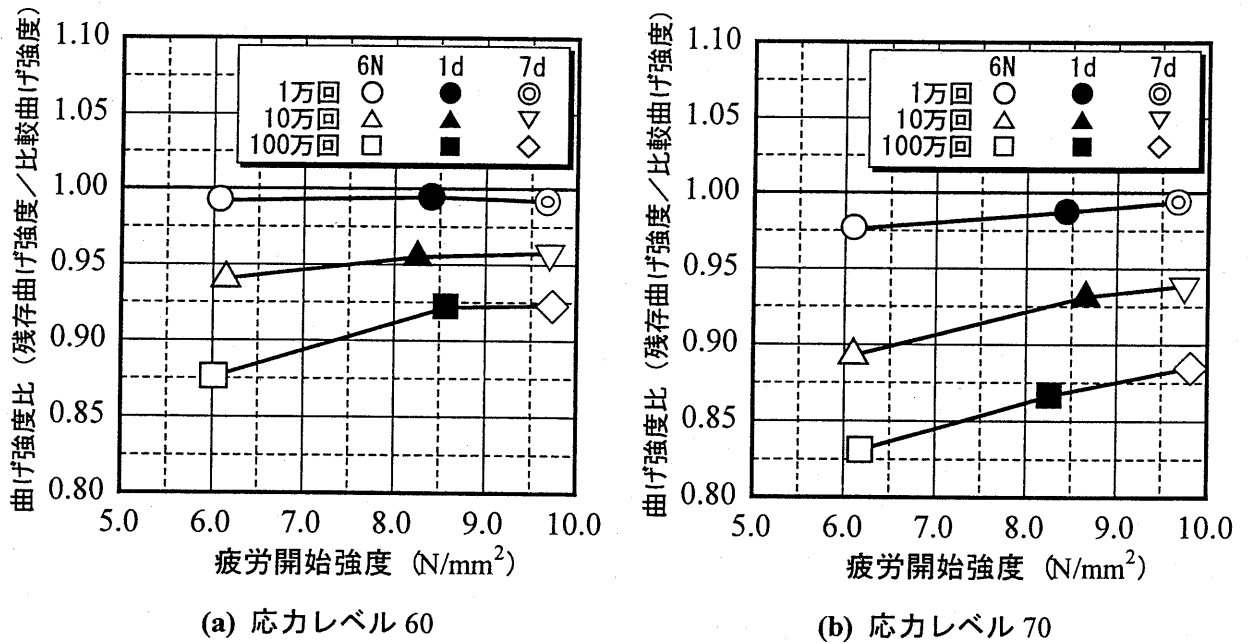


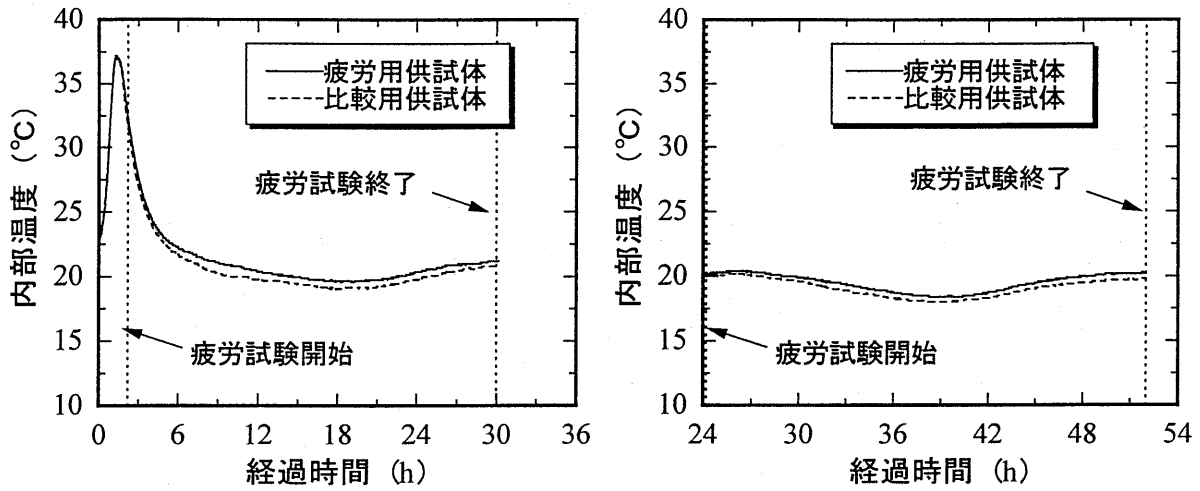
図-3.13 曲げ強度比と疲労開始強度の関係

ている。これらの結果より、応力レベル 70 の全ての疲労開始強度において応力レベル 60 よりも強度低下が大きくなっており、強度が十分発現しない時に高い疲労荷重を受けると疲労による影響を大きく受けて曲げ強度が低下することが明らかとなった。

### 3. 7. 2 内部温度

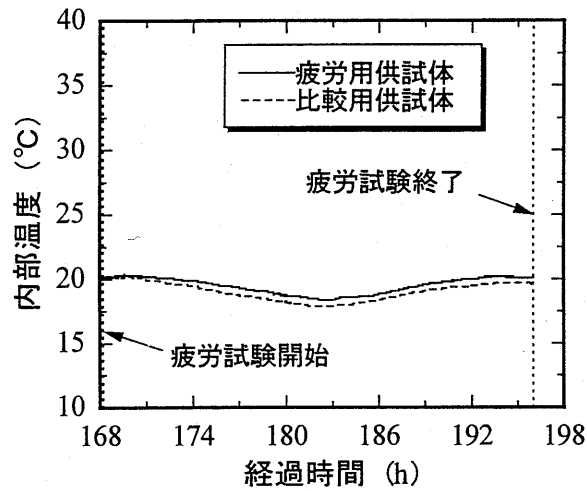
図-3.14(a), (b), (c)はそれぞれ目標強度 6N, 1d, 7d での供試体内部温度と経過時間の関係を示したもので、図中に疲労試験開始および終了の時間も一緒に表示している。また、全ての応力レベルで実験を行ったが、ここでは最も内部温度差が大きかった応力レベル 70、载荷回数 100 万回についてのみ示す。また、表-3.7 に疲労試験終了時の積算温度 ( $M$ ) を示す。

図-3.14(a)より、打設直後から水和反応により内部温度が急激に上昇し、約 1 時間 30 分でピークを迎え、その後、時間の経過とともに室温まで低下している。6N では打設から 2 時間 30 分ぐらいで  $6N/mm^2$  に達しており、まだ水和反応が活発な時期に疲労試験を開始していることがわかる。また、疲労を受けることにより、僅かながら疲労载荷を受けている供試体の方が比較用供試体よりも高い温度を示している。しかし、その温度差は僅かなものであり、圧縮疲労試験ほどの大きな温度差には至っていない。疲労試験終了時にはその温度差が  $0.6^{\circ}C$  ぐらいで安定している。また、積算温度は疲労用供試体は  $774.7^{\circ}C \cdot h$ 、比較用供試体では  $759.7^{\circ}C \cdot h$  となり、疲労荷重が作用することにより、 $15.0^{\circ}C \cdot h$  程度上昇と、非常に小さい値を示している。



(a) 6N

(b) 1d



(c) 7d

図-3.14 内部温度と経過時間の関係（応力レベル 70， 载荷回数 100 万回）

表-3.7 曲げ疲労試験の積算温度

（単位：°C・h）

		6N	1D	7D
応力レベル 70	疲労用供試体	958.9	1593	5913.4
	比較用供試体	941.1	1582	5900.9
	積算温度差	17.8	11.0	12.5

次に図-3.14(b)の 1d においても、1d では大きな温度変化は見られず疲労開始から終了まで 0.5℃程度で安定している。積算温度は疲労用供試体が 1577.6℃・h、比較用供試体では 1566.7℃・h となり、積算温度差は 11.0℃・h と非常に低い値となっている。このようになった原因は、曲げ疲労試験の場合は全断面が圧縮にはならないこと、また疲労荷重が小さかったことなどが考えられる。

図-3.14(c)の 7d では、1d より疲労载荷の荷重が大きいため若干温度差が増加しているが、その差は非常に小さい値であり、温度変化の履歴も非常に類似している。積算温度は 7d では疲労用供試体が 5898.0℃・h、比較用供試体では 5885.6℃・h となり、積算温度差は 12.5℃・h とここでも非常に小さい値となっている。これらの結果より、内部温度差は小さく、曲げ疲労試験においては疲労による内部温度の上昇はほとんど曲げ強度に影響していないものと考えられる。

### 3. 7. 3 曲げじん性係数

曲げじん性を評価する方法はいくつか提案<sup>10)~14)</sup>されているが、今回行った曲げタフネス試験は土木学会「鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法 (JSCE-G552)」<sup>14)</sup>に準拠して行った。ここで用いるタフネスとは供試体が荷重を受けてから破壊するまでに示すエネルギー吸収能であり、エネルギー量によって表示される。本論文では、 $\delta_{tb}$  (スパンの 1/150 のたわみ) までとなる限界点までの曲げタフネスをこのたわみ量で除して限界点に至るまでの平均荷重とし、平均荷重から求めた曲げじん性係数を曲げタフネスの指標とする。なお、曲げじん性係数は次式(3.1)式で表される。曲げじん性係数を算出するためには荷重～たわみ曲線を計測する必要がある。今回は図-3.15 に示す荷重およびたわみ測定装置を用いて計測を行った。

$$\bar{f}_b = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \frac{l}{bh^2} \quad (3.1)$$

$l$ : スパン (mm)

$b$ : 破断面の幅 (mm)

$h$ : 破断面の高さ (mm)

$\bar{f}_b$ : 曲げじん性係数 ( $N/mm^2$ )

$\delta_{tb}$ : スパンの1/150のたわみ (mm)

$T_b$ : 荷重～たわみ曲線における $\delta_{tb}$ までの面積 ( $N \cdot mm$ )

図-3.16(a), (b), (c)はそれぞれ、目標強度 6N, 1d, 7d の疲労用供試体と比較用供試体の荷重とたわみの関係を示したものである。ここでは強度低下が大きかった応力レベル 70、载荷回数 100 万回について示す。また、図-3.17(a), (b)に同条件下での応力レベル 60, 応力レベル 70 の疲労用供試体および比較用供試体の曲げじん性係数を示す。図-3.16(a)より、6N



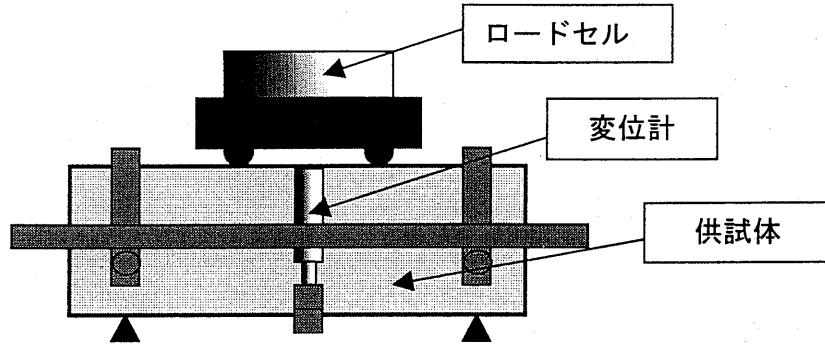


図-3.15 荷重およびたわみ測定装置

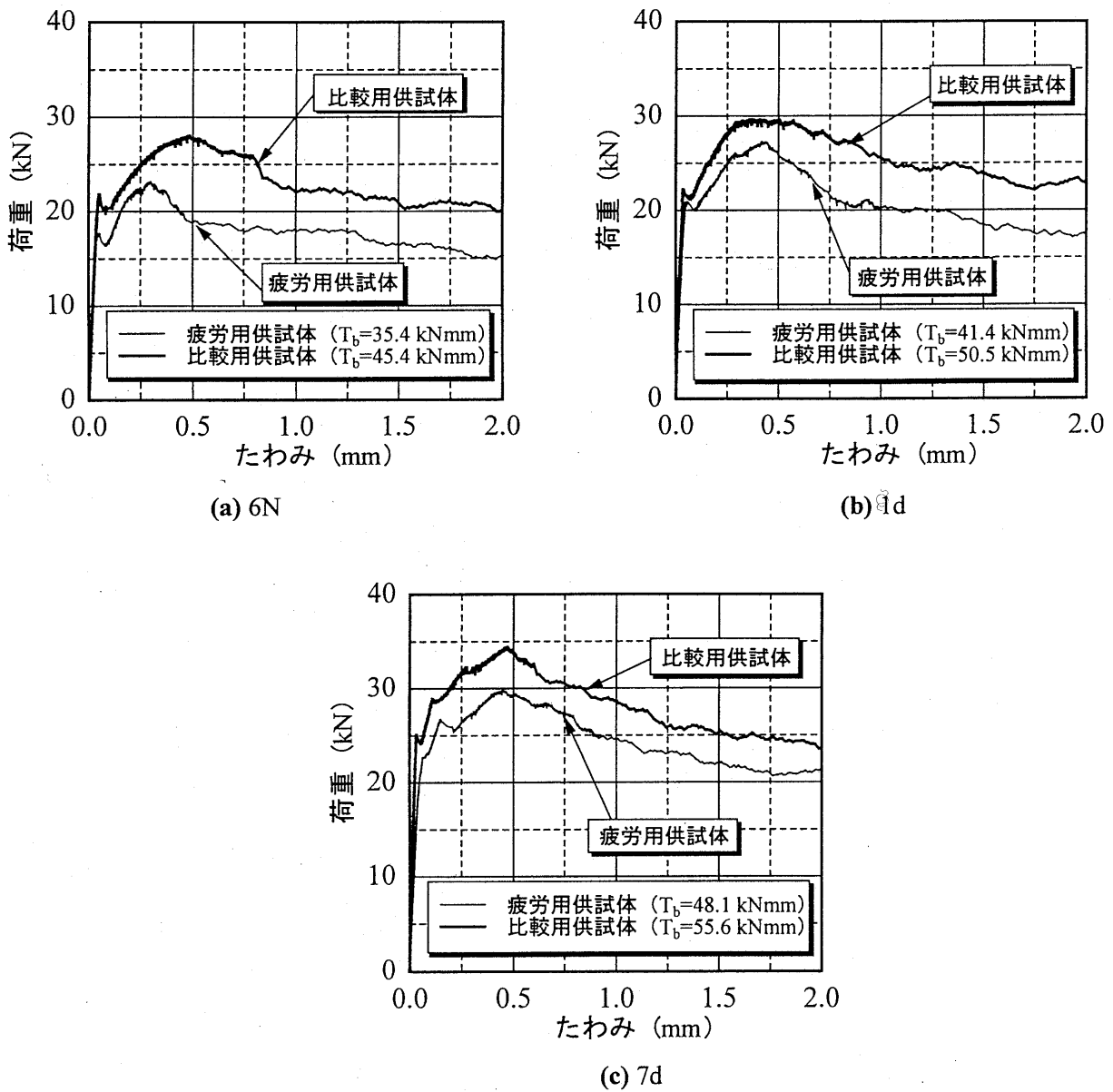
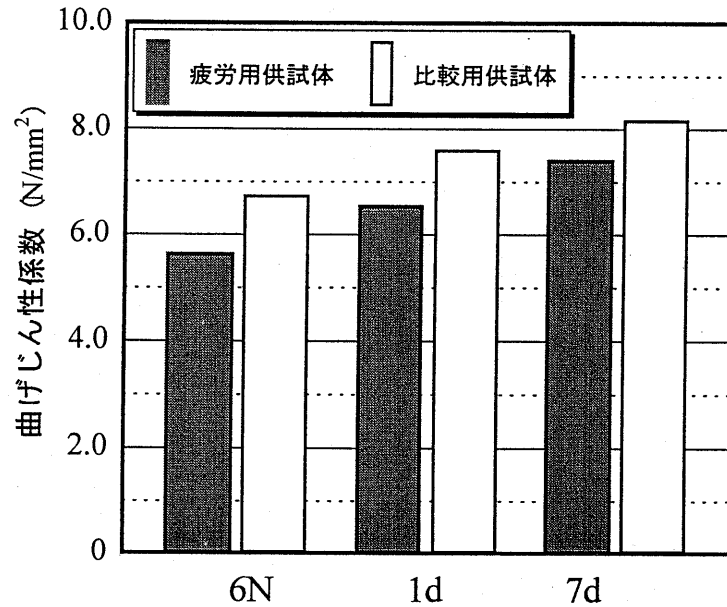
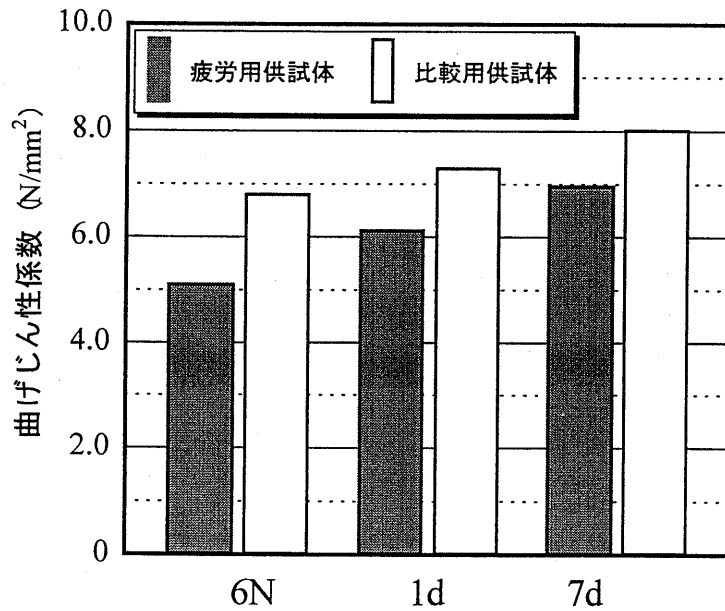


図-3.16 荷重とたわみの関係 (応力レベル 70, 载荷回数 100 万回)

の比較用供試体では最大曲げ荷重は 28kN まで伸び、たわみが 0.5mm に達するまでは大きな荷重の低下は見られず、また、0.5mm 以降も荷重は低下するが急激な低下は見られない。これに対して疲労用供試体の最大曲げ荷重は 23kN 程度で、たわみが 0.3mm を越えると大きな荷重の低下がみられる。また、図-3.17(a)より曲げじん性係数は疲労用供試体では  $5.10\text{N/mm}^2$ 、比較用供試体では  $6.79\text{N/mm}^2$  となり、若材齢に疲労を受けることによりじん性が大きく低下していることがわかる。



(a) 応力レベル 60



(b) 応力レベル 70

図-3.17 各目標強度での曲げじん性係数の関係 (载荷回数 100 万回)

次に図-3.16(b)より、1d の比較用供試体ではさらに強度が伸び、最大曲げ荷重も 30kN までに達しており、たわみも 0.6mm ぐらいまでは大きな荷重低下は見られず、それ以降も荷重は低下するが急激な低下は見られない。これに対して、疲労用供試体の最大曲げ荷重は 27kN 程度で、たわみも 6N の疲労用供試体ほどの大きな荷重の低下は見られないが、0.4mm ぐらいから荷重の低下が見られる。また、曲げじん性係数は疲労用供試体が  $6.10\text{N/mm}^2$ 、比較用供試体が  $7.31\text{N/mm}^2$  と疲労を受けることによりじん性が低下しているが、6N の場合よりは減少率が小さくなっていることがわかる。

最後に図-3.16(c)より、7d では比較用供試体では最大曲げ荷重も 35kN まで伸び、たわみも 0.5mm ぐらいまでは大きな荷重低下は見られない。これに対して、疲労用供試体の最大曲げ荷重は 30kN 程度で、たわみが 0.5mm ぐらいから徐々に荷重の低下がみられるが、6N および 1d と比較すると荷重の減少率は非常に緩やかである。また、曲げじん性係数は疲労用供試体が  $6.94\text{N/mm}^2$ 、比較用供試体  $8.02\text{N/mm}^2$  となり疲労を受けることによりじん性が低下しているが、この値は 1d よりも小さく、また 6N の場合よりもじん性の低下は大きく抑制されている。

また、図-3.17(a), (b)より曲げ疲労では応力レベルの上限値が 60%、70%と増加するにしたがって曲げじん性係数の低下が確認された。なお、全ての応力レベルにおいて疲労用供試体には疲労荷重載荷時にひび割れが発生しており、これも曲げじん性係数に大きく影響していると考えられる。曲げ疲労試験は圧縮疲労試験と異なり、圧縮疲労のように組織が緻密にならず、また、疲労荷重を受けることによる内部温度の上昇も非常に小さかった。よって、曲げ疲労試験における曲げ強度の減少およびじん性の低下の原因は、疲労荷重を受けることにより、徐々に供試体内部に損傷が累積し、残存強度が減少したためと考えられる。

### 3. 8 本章のまとめ

本章ではアウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの若材齢における圧縮疲労特性、およびアウイン系超速硬セメントコンクリートの若材齢における曲げ疲労強度特性について検討を行った。以下に得られた結果を示す。

#### ①圧縮疲労試験

(1) 応力レベルが残存強度に及ぼす影響は、アウイン系超速硬セメントコンクリートについては応力レベルの上限値が 80%では疲労荷重が高くなりすぎたために載荷中に破壊に至ったが、それより下の 50%、60%、70%では応力レベルが増加するに伴って強度増進の傾向が強くなることが明らかとなった。カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメ

ントコンクリートについても、応力レベルの上限値が 80%では载荷中に破壊に至ったが、それより下の 60%、70%では応力レベルが増加するに伴って強度増進の傾向が強くなることが明らかとなった。

- (2) 各応力レベルでの強度増進は载荷回数が 1 万回の場合では、载荷回数が少なく、また载荷時間も短いので、強度の変化はあまり見られなかった。しかし、载荷回数が 10 万回、100 万回と増加するにしたがって圧縮強度が高くなることが確認された。このことより、载荷回数および载荷時間が長い方が強度の増進が大きくなる傾向があること明らかとなった。
- (3) 疲労試験を開始するまでに圧縮強度が  $20\text{N/mm}^2$  から  $40\text{N/mm}^2$  に達していれば圧縮強度は大きく増進するが、材齢 1 日、7 日と長くなるにつれてその割合が減少する。この原因は変曲点までの若材齢においてはエトリンガイトの粗な水和物が強度を受け持つと考えられるが、疲労荷重が作用することによりその粗な構造が緻密になり、強度が増進したためと考えられる。
- (4) 疲労荷重を受けた供試体の内部温度は疲労を開始した時期によって大きく変化する。今回の実験では、断熱材で供試体を覆い、载荷速度を 10Hz としたため、若材齢に疲労を受けた供試体は内部温度が上昇し、これに伴い水和反応が促進されて残存強度の増加に影響したものと考えられる。
- (5) 疲労試験におけるひずみの計測および細孔容積の計測を行った結果、全細孔容積および全空隙率が減少し、また、細孔分布形状より疲労荷重が作用することにより比較的大きな孔が閉塞し緻密になっていることが推測された。このことも圧縮強度増加の一つの要因と考えられる。

## ②曲げ疲労試験

- (1) 応力レベルが残存曲げ強度に及ぼす影響は、応力レベルの上限値が 60%、70%と増加するにつれて曲げ強度が減少し、80%では载荷初期に破壊に至った。これは、応力レベルが増加するにしたがって、累積損傷が増加し、その結果として曲げ強度が低下したためと考えられる。
- (2) 各応力レベルでの強度低下については载荷回数が 1 万回では、载荷回数が少なく、また载荷時間も短いので、曲げ強度への影響がほとんど見られないが、10 万回、100 万回と増加するにつれて曲げ強度の減少が顕著に現れた。このことより、载荷回数が多いほど累積損傷が増加し、曲げ強度の減少が大きくなることが明らかとなった。
- (3) 若材齢に疲労荷重を受けると曲げ強度の減少が顕著に現れるが、材齢が 1 日を越えると

曲げ強度の減少の割合が小さくなった。このことより、若材齢に曲げ疲労を受けることは残存曲げ強度の大幅な減少に繋がることが明らかとなった。

- (4) 内部温度については応力レベル、载荷回数および材齢に関係なく、どの条件下でも疲労用供試体と比較用供試体の内部温度差は非常に小さいものであり、曲げ強度にはほとんど影響していないものと考えられる。これは、曲げ疲労の载荷荷重が内部温度を上昇させるほど大きいものではなかったため、その影響が表れなかったと考えられる。
- (5) 若材齢に疲労を受けると著しくじん性が低下するが、材齢を一日以上確保していれば、じん性の低下を抑制できる。これは、若材齢においては水和反応が進行している時に疲労荷重が作用することとなり、その影響が累積損傷として大きく残るためと考えられる。

## 参考文献

- 1) 松下博通：水中におけるコンクリートの圧縮疲労強度，セメント技術年報，No. 94，pp. 397-380，1978.
- 2) 松下博通，徳光善治：生存確率を考慮したコンクリートの疲労寿命に関する研究，土木学会論文報告集，No. 284，pp. 127-138，1979.
- 3) 松下博通：水中におけるコンクリートの圧縮疲労強度に関する研究，土木学会論文報告集，第 296 号，pp. 87-95，1980. 4.
- 4) F. S. OPLE, JR. AND C. L. HULSBOS：Probable Fatigue Life of Plain Concrete With Stress Gradient, JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, pp. 59-81, January 1966.
- 5) 六車 熙，渡辺史夫，張 耀艶，安井雅明，小西昭臣：水中でのコンクリート系部材の低サイクル疲労：セメント・コンクリート，No. 433，pp. 18-23，1983. 3.
- 6) 水越陸祺，島内洋年，鹿熊文博，松井繁之：鋼繊維補強コンクリートの曲げ疲労特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 16，No. 1，pp. 1055-1060，1994. 6.
- 7) 蘇玄 昌，孫永 現，沈 玉鎮：鋼繊維補強コンクリートの曲げ疲労挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 1，pp. 959-962，1993. 6.
- 8) 繰返し応力によるコンクリート圧縮疲労試験方法(案)，コンクリート工学，Vol. 23，No. 3，pp. 38，March 1985.
- 9) 建材試験センター：昭和 56 年度構造材料の安全性に関する標準化のための調査研究・研究報告書，1982.
- 10) 魚本健人，小林一輔，西村次男：鋼繊維補強コンクリートの曲げタフネス評価方法，生産研究所，Vol. 34，No. 12，1982. 12.
- 11) 小柳 洽，六郷恵哲：コンクリートの破壊と靱性評価，コンクリート工学，Vol. 20，No. 4，pp. 8-14，1982. 4.
- 12) ACI Committee 544：Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete, ACI Journal, Vol. 75, No. 7, July 1978.
- 13) 日本コンクリート工学協会：繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法，JCI-SF4，1984.
- 14) 土木学会：コンクリート標準示方書 基準編，1999.
- 15) 河野伊知郎，中嶋清実，湯浅晃行：超速硬セメントコンクリートの若材齢における圧縮疲労強度特性，コンクリート工学年次論文報告集，第 18 巻，第 1 号，1048，pp. 321-326，

1996. 6.

- 16) 河野伊知郎, 中嶋清実, 梅原秀哲, 湯浅晃行: 超速硬セメントコンクリートの若材齢における圧縮疲労強度特性, コンクリート工学年次論文報告集, 第20巻, 第2号, 2001, pp. 1-6, 1998. 7.
- 17) 小梁川 雅, 国府勝郎, 福田 正: コンクリート舗装版の曲げ疲労に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp. 131-137, 1986.
- 18) 小林一輔: 繊維補強コンクリート, オーム社, 1981.
- 19) Adam M. Neville: Properties of Concrete Pitman Publishing, 1977.
- 20) Bergstrom, S. V.: Curing temperature, age and strength of Concrete, Magazine of Concrete Research, No. 14, Vol. 5, pp. 61-66, 1953. 12.

## 第4章

# 若材齢における超速硬セメントコンクリートの 打継目強度

- 4. 1 概説
- 4. 2 コンクリートの配合
- 4. 3 実験項目
- 4. 4 供試体作製および実験方法
- 4. 5 表面処理方法
- 4. 6 実験結果および考察
- 4. 7 表面形状解析
- 4. 8 本章のまとめ



# 第4章 若材齢における超速硬セメントコンクリートの 打継目強度

## 4. 1 概説

近年、コンクリート構造物の補強方法として劣化または損傷した部分をはつり、表面処理を施して、新たにコンクリートを打継ぐ補強工法<sup>1)~4)</sup>が多く実施されている。その際、新旧コンクリート間には必然的に打継面を生じ、この面が力学的な問題となることが多いので適切な設計および施工を行う必要がある。よって、打継面には様々な表面処理を施し、付着の改善が行われる。また、緊急を要する補修・補強工事には、工期の短縮のために、短時間で実用強度が得られる超速硬セメントコンクリートがよく用いられる。しかし、若材齢における新旧コンクリートの打継目特性はまだ十分には明らかにされていない。

そこで本章では、旧コンクリートに普通ポルトランドセメントコンクリートを用い、新コンクリートにアウィン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントを用いて、6種類の表面処理を施した供試体の若材齢および十分強度が発現した材齢の打継目強度を測定した。また、各種の表面処理を施したコンクリート表面の表面形状および表面積なども測定した。これらの実験および解析結果より表面処理方法および材齢などが新旧コンクリートの打継目強度にどのような影響を及ぼすかを検討した。

## 4. 2 コンクリートの配合

実験で用いた使用材料を表-4.1に、新旧コンクリートの配合を表-4.2(a), (b)に示す。ここで、表中のSJCはアウィン系超速硬セメントコンクリート、JCはカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリート、OCは普通ポルトランドセメントコンクリートの配合を示している。

旧コンクリートの配合は所要スランブを $10.0 \pm 2.0$ cm、水セメント比を45%として試し練りを行い、良好なワーカビリティ（コンシステンシー、材料分離抵抗性）とするために必要な水セメント比、最適細骨材率を決定した。新コンクリートの配合は所要のスランブを $10.0 \pm 2.0$ cm、単位セメント量を $400 \text{kg/m}^3$ とし、30分程度のハンドリングタイムを得るために必要な単位水量、最適細骨材率および凝結遅延剤添加量を決定した。

表-4.1 使用材料

名称	種類・産地	物性
セメント	アウィン系超速硬セメント	比重 3.01 比表面積 4690cm <sup>2</sup> /g
粗骨材	静岡県天竜川産の川砂利	比重 2.67 吸水率 0.84% F.M. 6.76 最大寸法 25mm
細骨材	三重県員弁川産の粗砂	比重 2.60 F.M. 3.05 吸水率 2.27%
	三重県長良川産の細砂	比重 2.59 F.M. 2.18 吸水率 1.73%

表-4.2 新旧コンクリートの配合

(a) 新コンクリートの配合

セメントの種類	水セメント比 W/C(%)	細骨材率s/a(%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					凝結遅延剤(g/m <sup>3</sup> )	高性能減水剤(g/m <sup>3</sup> )
			水	セメント	細骨材		粗骨材		
					細砂	粗砂			
SJC	34	40	134	400	599	141	1134	4000	8000
JC	36	38	144	400	561	134	1157	4000	8000

(b) 旧コンクリートの配合

セメントの種類	水セメント比 W/C(%)	細骨材率s/a(%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					AE減水剤 (g/m <sup>3</sup> )	AE補助剤 (g/m <sup>3</sup> )
			水	セメント	細骨材		粗骨材		
					細砂	粗砂			
OC	45	41	172	380	572	137	1043	760	15.2

SJC : アウィン系超速硬セメントコンクリート

JC : カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメント

OC : 普通ポルトランドセメントコンクリート

### 4. 3 実験項目

本研究では、打継目強度を求めるために割裂試験 (JIS A 1113) を行った。供試体にはφ15×30(cm)の旧コンクリートのみの供試体および打継面を有する供試体を用いた。図-4.1に示すように旧コンクリートのみの供試体については通常の方法で割裂試験を行い、引張強度を

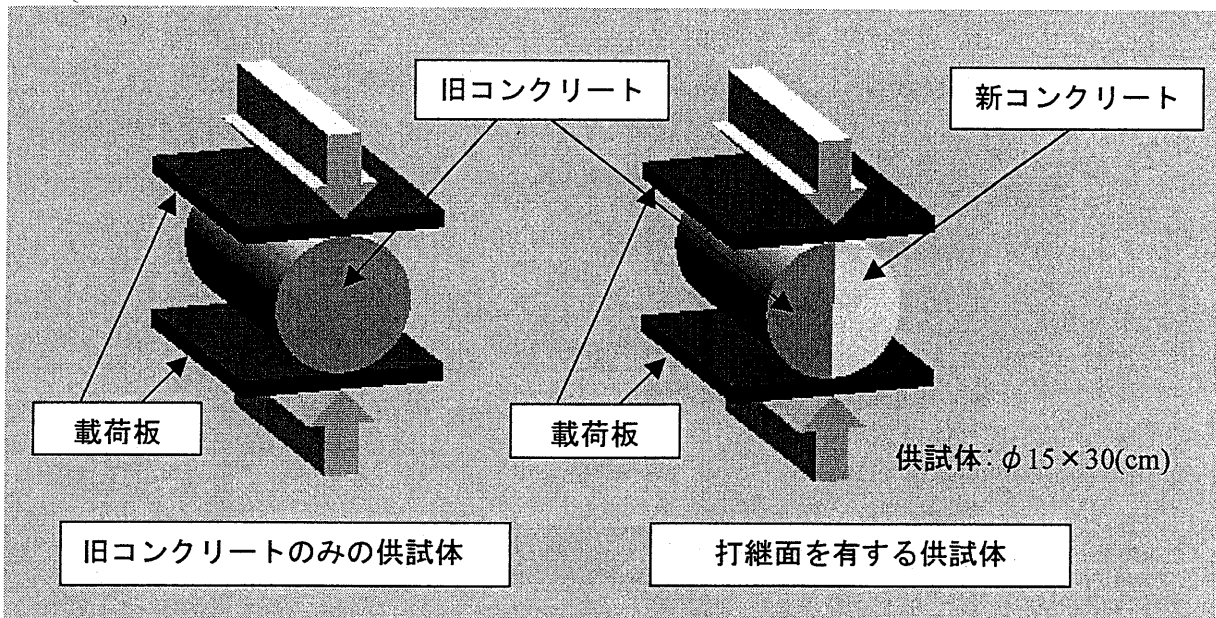


図-4.1 割裂試験

測定した。打継面を有する供試体については打継面が载荷板に対して垂直になるように設置し割裂試験を行い、試験より求められる引張強度を打継目強度としている。

#### 4. 4 供試体作製および実験方法

実験には旧コンクリートのみの供試体および打継面を有する円柱供試体を用いた。供試体寸法は $\phi 15 \times 30$ (cm)である。図-4.2はこれらの供試体の作製方法を示したものである。

まず、打継面を有する供試体は、型枠に鉛直方向にステンレス板を挟み込み、図-4.2に示すような半円柱の旧コンクリートを作製した。旧コンクリートを28日間水中養生し、種々の表面処理を行った。その後、新コンクリートを打継ぎ、所定の材齢となるまで温度 $20^{\circ}\text{C}$ 、湿度80%の恒温恒湿室内で湿空養生を行った。ここで、新コンクリートの打継方法は鉛直打継および水平打継の2種類とした。割裂試験を行うまでの材齢は新コンクリート打設後3時間および1日とした。所定の材齢に達した後、割裂試験を行い、引張強度（打継目強度と言う）を測定した。なお、供試体は一つの表面処理方法、一つの打継方法について4本以上作製した。

旧コンクリートのみの供試体は旧コンクリートを打設し、28日間水中養生を行った後、割裂試験を行った。割裂試験を行うまでの材齢は、打継目を有する供試体と同一とした。

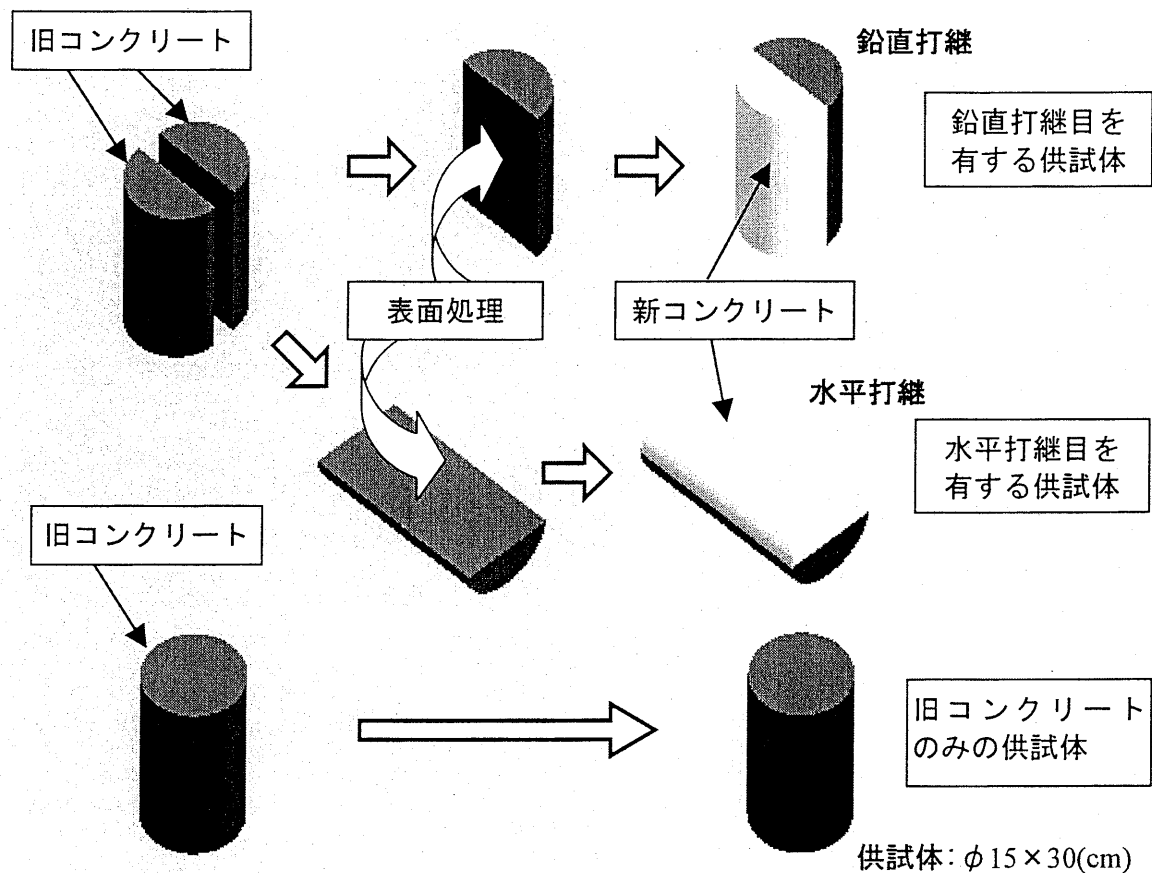


図-4.2 供試体作製方法

#### 4. 5 表面処理方法

本研究では6種類の表面処理方法を行った。以下に各表面処理方法の概要を示す。

- (1) 水洗い：旧コンクリート表面のレイタンスを毛ブラシで洗い流す。
- (2) ブラッシング：旧コンクリート表面をグラインダーワイヤーブラシで粗骨材が露出する程度まで削る。
- (3) チッピング：旧コンクリート表面をコンクリートノミで表面処理する。
- (4) ショットブラスト：旧コンクリート表面に、直径1mmの鋼球を投射密度150kg/m<sup>2</sup>で投射し、表面処理する。
- (5) ウォータージェット：旧コンクリート表面をウォータージェットで表面処理する（ノズル：0.15mm×12穴、圧力：2200kgf/cm<sup>2</sup>、水使用量：1穴当たり0.52リットル/分、6.24リットル/分/12穴、照射時間：30秒）。
- (6) エポキシ樹脂：旧コンクリート表面を水洗いし、乾燥させた後、エポキシ樹脂（20℃に於ける性状：液状、可使時間：1時間、硬化時間：24時間、粘度：8800cps）を約2mm塗布し新コンクリートを打継ぐ。

## 4. 6 実験結果および考察

図-4.3(a), (b)は材齢3時間のSJCおよびJC、図-4.4(a), (b)は材齢1日のSJCおよびJCの表面処理方法と打継目強度比の関係を表したものである。ここで、図中のWは水洗い、Bはブラッシング、Cはチッピング、SBはショットブラスト、WJはウォータージェット、ERはエポキシ樹脂を表している。また、打継目強度比とは各表面処理方法による打継面を有する供試体の打継目強度と打継目を有しない旧コンクリートのみの供試体の引張強度との比である。まず、SJCの材齢3時間の水平打継目について考察する。図-4.3(a)よりSJCの材齢3時間では、水洗い(W)、ブラッシング(B)およびチッピング(C)の3種は0.2以下と非常に低い値を示している。これに対してショットブラスト(SB)、ウォータージェット(WJ)、エポキシ樹脂(ER)の3種では0.5を越えており、若材齢であるにもかかわらず、高い値を示している。また、鉛直打継目では全ての表面処理方法において水平打継目よりも低い強度比を示しているが、表面処理方法による強度比の傾向は水平打継目の場合と同様である。図-4.3(b)よりJCの材齢3時間の水平打継目および鉛直打継目についても、SJCと同様の傾向を示しており、水洗い、チッピングおよびブラッシングの3種は非常に低い値を示し、ショットブラスト、ウォータージェットおよびエポキシ樹脂は若材齢にもかかわらず高い強度比を示している。

図-4.4(a)よりSJCの材齢1日の水平打継目については、全ての表面処理方法において材齢3時間の打継目強度比よりも高い値を示していることがわかる。強度比の順番としては、水洗い(W)、ブラッシング(B)、チッピング(C)となり、ここで強度比が大きく増加し、ショットブラスト(SB)、ウォータージェット(WJ)、エポキシ樹脂(ER)となっている。特にウォータージェット(WJ)とエポキシ樹脂(ER)は打継目強度比が約0.8を示しており、非常に高くなっていることがわかる。鉛直打継目に関しては材齢3時間の場合と同様に全ての表面処理方法において水平打継目よりも低い強度比となっている。図-4.4(b)よりJCの材齢1日の水平打継目および鉛直打継目についても、SJCの打継目強度比の傾向と同様の傾向を示していることがわかる。

これらの実験結果より、SJCおよびJCの打継目強度比はほぼ同じ傾向を示すことが確認された。また、材齢3時間では打継目強度比は水洗い(W)、ブラッシング(B)、チッピング(C)の3種は低い強度を示しているが、ショットブラスト(SB)、ウォータージェット(WJ)およびエポキシ樹脂(ER)は高い値を示すことがわかった。さらに、材齢1日においては全ての表面処理方法において打継目強度比が増加し、特に、ウォータージェット(WJ)およびエポキシ樹脂(ER)については非常に高い値を示すことがわかった。打継方法に関しては全ての条件において水平打継目の打継目強度比は鉛直打継目よりも高い値を示しているが、この要因は打込みおよび締固めの際、水平打継目は新コンクリートの自重の影響により、打継面の凹凸の凹

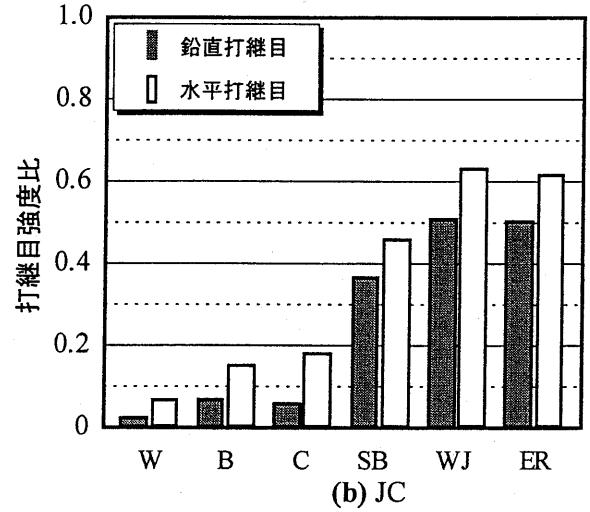
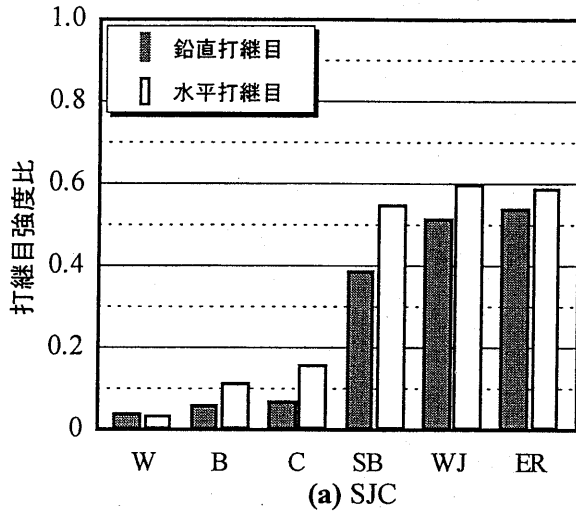


図-4.3 打継目強度比 (材齢3時間)

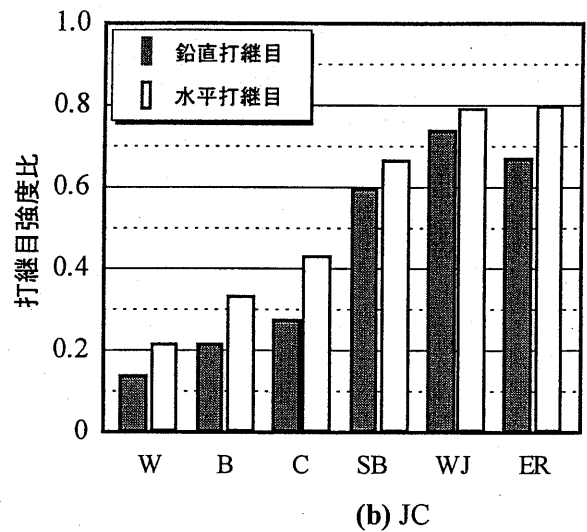
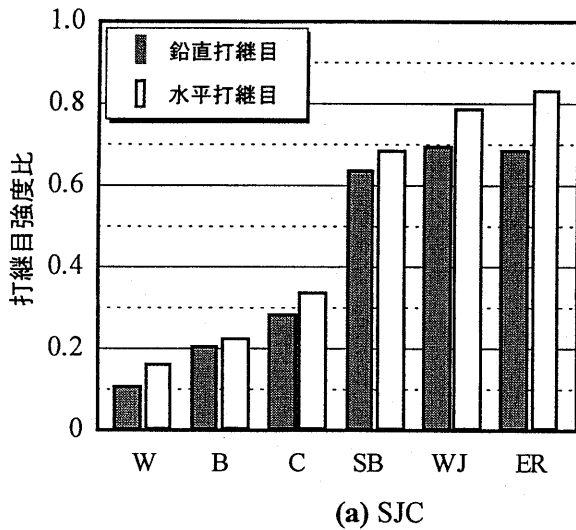


図-4.4 打継目強度比 (材齢1日)

部の隅々までペーストおよびモルタル成分が充填しやすいのに対して、垂直打継目の場合は、打継面が打設方向に対して鉛直になるため、細部にまでペーストおよびモルタル成分が充填しにくいと推測される。

## 4. 7 表面形状解析

### 4. 7. 1 表面形状

打継面の表面形状は打継部の付着性状に大きな影響を及ぼす。そこで、触針式三次元形状測定機を用いて各表面処理法による表面形状を計測した。図-4.5に計測方法および計測範囲を示す。計測範囲は50mm×50mmで、測定ラインに沿って0.25mm間隔で測定する。なお、エポキシ樹脂は粘性状なので計測ができないため対象外とした。

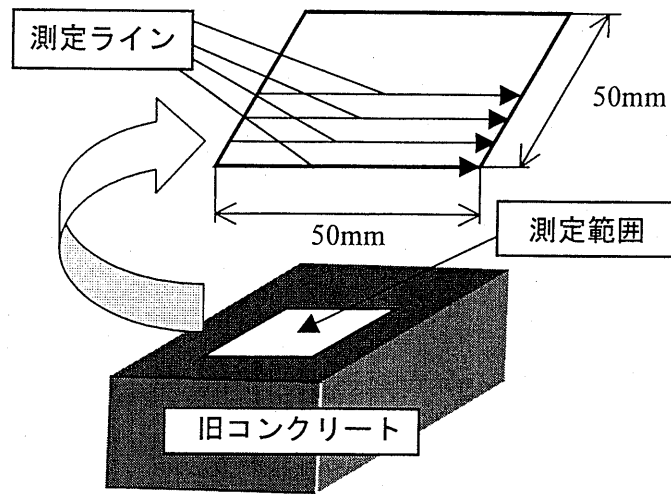


図-4.5 計測方法と測定範囲

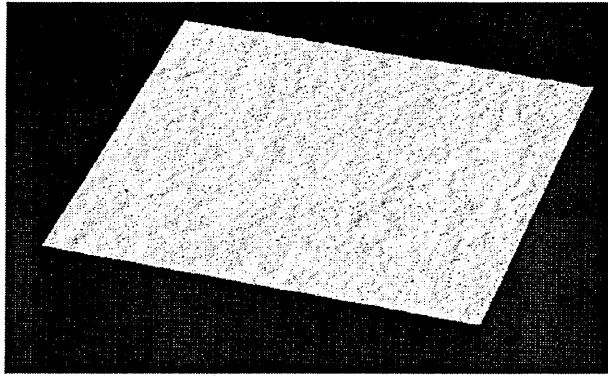
図-4.6(a)～(e)に各表面処理方法による表面形状を示す。これらの図より水洗い(W)では表面の凹凸が非常に小さく、平坦である。ブラッシング(B)は水洗い(W)に比べれば凹凸が増加しているが、その凹凸は非常に小さい。チップング(C)の表面形状は小さい凹凸が多く、複雑な形状をしている。ショットブラスト(SB)はチップング(C)ほど複雑な形状をしていないが、表面上の凹凸の高低差が大きくなっている。ウォータージェット(WJ)は非常に複雑な形状をしており、また、凹凸の高低差も非常に大きい。

以上の結果より、表面処理方法により打継面の表面形状は大きく変化することが明らかとなった。この表面形状の違いが打継目強度に大きく影響を及ぼしていると考えられる。

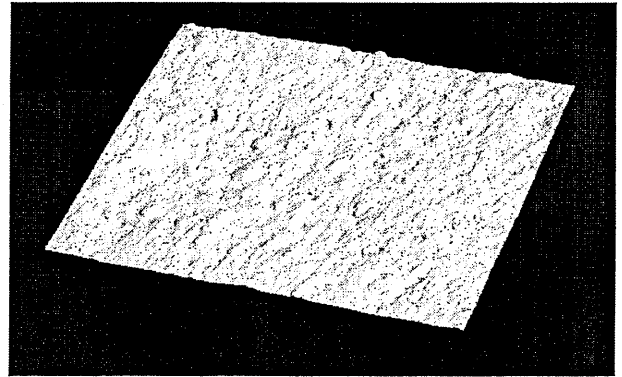
#### 4. 7. 2 表面積および10点平均粗さ

表-4.3は各表面処理方法での打継面の表面積、表面積比および10点平均粗さ (Rz) を表している。表面積は触針式三次元形状測定器により測定した計測点を三角形で結び、その三角形の面積の総和を表面積として求めたものである。ここで、表面積比とは各表面処理法で表面処理を行ったコンクリートの表面積と水洗い(W)の表面積との比である。また、10点平均粗さとは個々の測定値間の大きな偏差を避けるために、山の高い方から5番目までの5点の平均値と、谷底の深い方から5番目までの5点の平均値との間の距離と規定されている<sup>5)~7)</sup>。

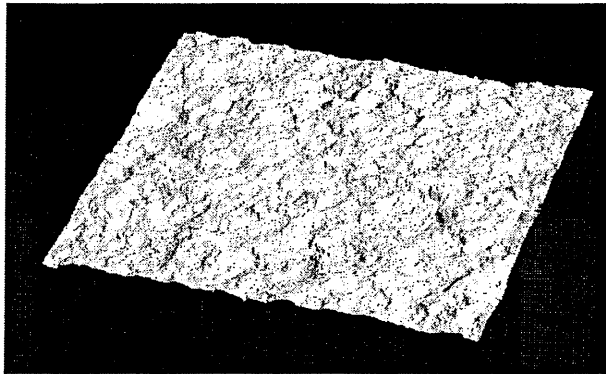
全く平滑な平面では $2500.0\text{mm}^2$ となるが、水洗い(W)では表面積が $2532.7\text{mm}^2$ 、10点平均粗さが $0.49\text{mm}$ となっており、微少ではあるが凹凸があることがわかる。ショットブラスト(SB)では表面積比が $1.04$ となっており、水洗い(W)と比較して表面積の大きな増加はみられないが、10点平均粗さが $1.55\text{mm}$ となっており、多少ではあるが小さな凹凸が増加していることがわかる。チップング(C)では表面積比が $1.10$ と表面積が10%程度増加しており、10点平均粗さは $2.28\text{mm}$ となっており、表面積が増加し、凹凸の高低差も増加している。ショットブラ



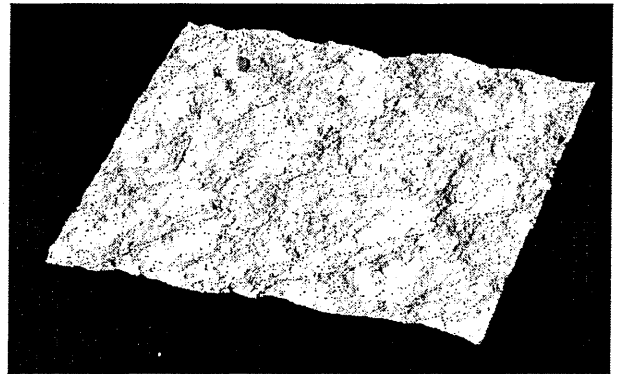
(a) W



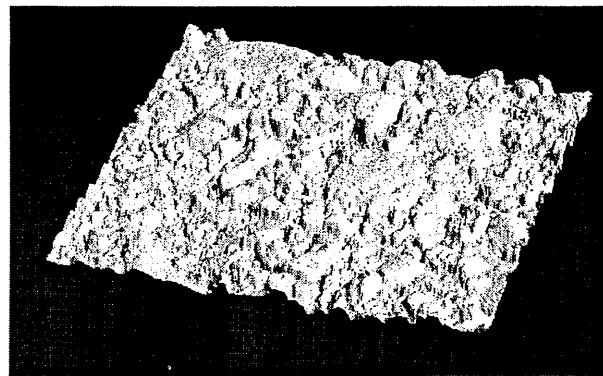
(b) B



(c) C



(d) SB



(e) WJ

図-4.6 コンクリート表面形状

表-4.3 表面積、表面積比および10点平均粗さ (Rz)

	W	B	C	SB	WJ
表面積(mm <sup>2</sup> )	2532.7	2623.5	2795.3	2800.3	3818.2
表面積比	1.00	1.04	1.10	1.11	1.51
Rz (mm)	0.49	1.55	2.28	3.36	4.26



スト(SB)は表面積比が1.11とチップング(C)と同じぐらいの値を示しているが、10点平均粗さは3.36mmとなっており、チップング(C)と比べて表面積の増加はそれほど大きくないが、凹凸の高低差は大きく増加している。ウォータージェット(WJ)では表面積比が1.51を示しており、水洗い(W)と比較して50%以上表面積が増加している。また、10点平均粗さは4.26mmとなっており、凹凸の高低差についても非常に大きく増加していることがわかる。

以上の結果より、表面処理法により打継面の表面積、凹凸の高低差などが大きく変化することが明らかとなった。

#### 4. 7. 3 打継目強度比および表面積比と10点平均粗さの関係

図-4.7(a), (b)はSJCおよびJCの打継目強度比と表面積比の関係を示したものであり、図-4.8(a), (b)はSJCおよびJCの打継目強度比と10点平均粗さ (Rz) の関係を示したものである。

図-4.7(a)のSJCでは、先述した同一の表面処理方法においては、材齢3時間の鉛直打継目、材齢3時間の水平打継目、材齢1日の鉛直打継目、材齢1日の水平打継目の順で打継目強度比が高くなっていることがわかる。また、表面積比が1.05以下の水洗い(W)およびブラッシング(B)では、最も打継目強度比が高い材齢1日の水平打継目においても約0.21以下となっている。表面積比が約1.1のチップング(C)とショットブラスト(SB)においてはチップング(C)の打継目強度比が0.4以下であるのに対し、ショットブラスト(SB)では3時間の鉛直打継目を除いては0.5以上を示している。このように同じ表面積比であっても打継目強度比が必ずしも等しくならないことがわかる。次にウォータージェット(WJ)では最も表面積比が大きく、約1.5となっており、打継目強度比も最も高い値を示している。図-4.7(b)よりJCの打継目強度比と表面積比の関係についてもSJCと同様の傾向が確認される。

次に図-4.8(a)のSJCの打継目強度比と10点平均粗さ (Rz) の関係を見てみると、水洗い(W)、ブラッシング(B)、チップング(C)、ショットブラスト(SB)、ウォータージェット(WJ)とRzが増加するに伴って、打継目強度比も増加していることが確認される。特にショットブラスト(SB)とウォータージェット(WJ)についてはその増加量が著しく大きいことがわかる。図-4.8(b)よりJCの打継目強度比と高低差の関係についてもSJCと同様の傾向が確認される。

これらの結果より表面積が大きくなると打継目強度が増加するケースが多いが、必ずしも、表面積が大きいため打継目強度も増加するとは限らないこと、表面積よりも打継面の10点平均粗さの方が打継目強度に大きく影響していることが確認された。これは、打継面の凹凸が大きいためその凹凸部にペーストおよびモルタル成分が充填され、付着が良好になるためと考えられる。

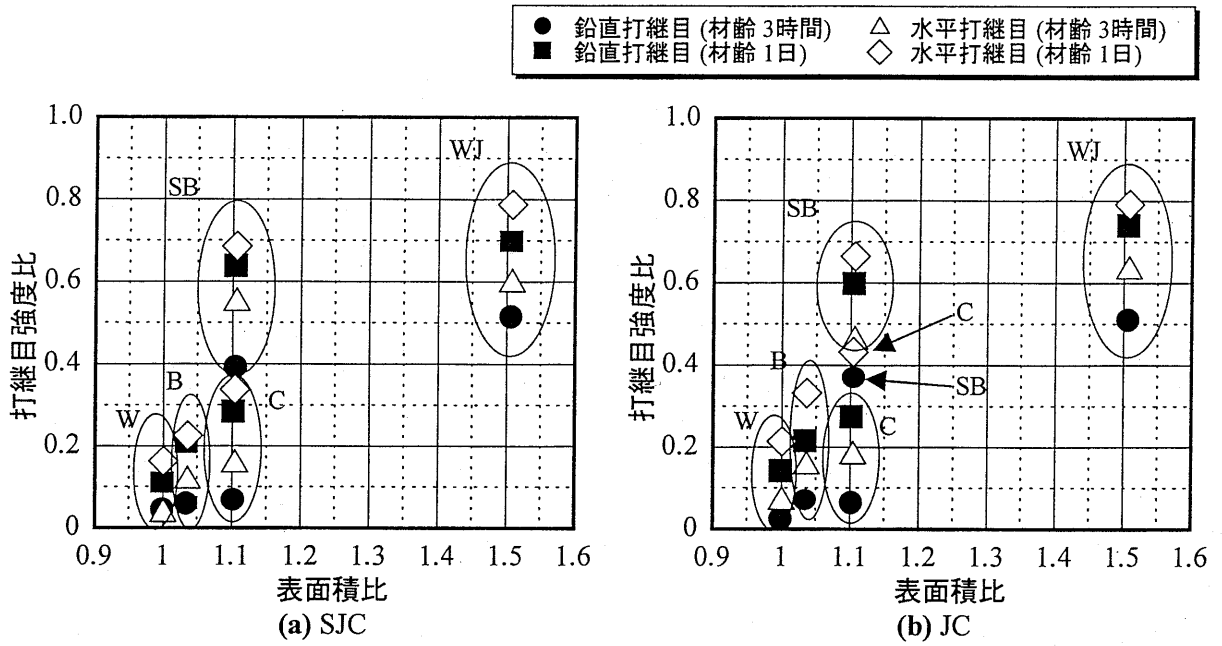


図-4.7 打継目強度比と表面積比の関係

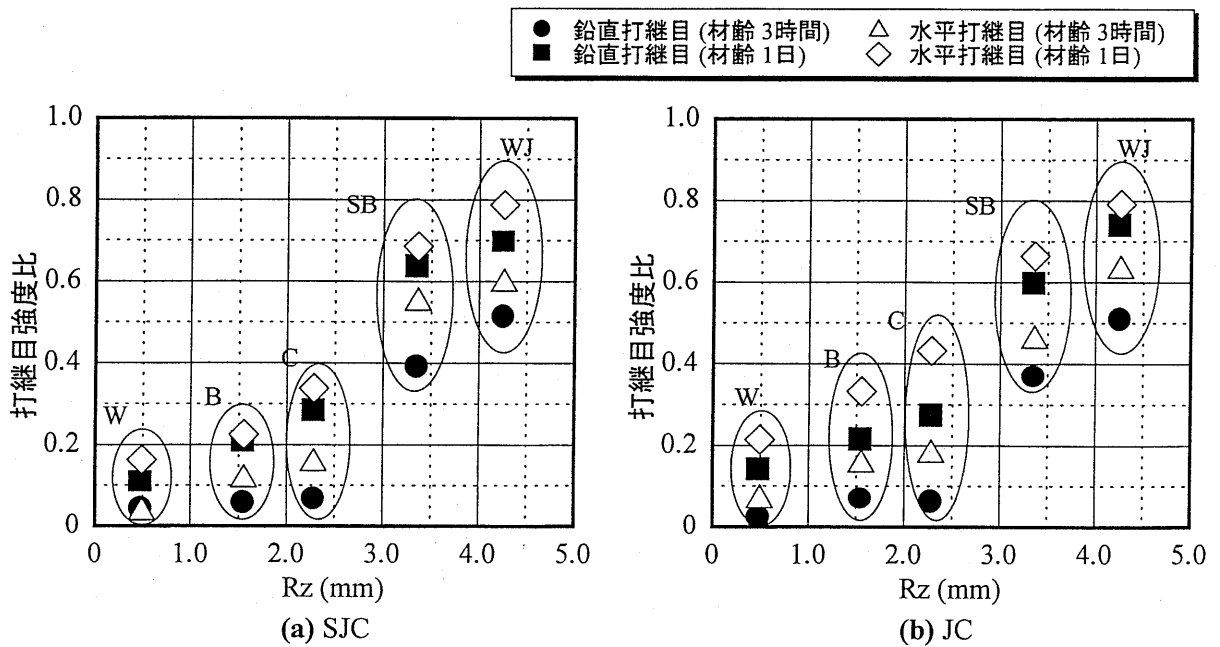


図-4.8 打継目強度比と10点平均粗さ (Rz) の関係

#### 4. 7. 4 スペクトル解析

各表面処理方法によって表面処理された打継面のパワースペクトルの分布を解析するため、触針式三次元形状測定機により計測したデータを用いてスペクトル解析を行った。スペクトル解析を行うためには、フーリエ変換を行う必要があるが、今回は高速フーリエ変換 (FFT) アルゴリズムを用いて解析を行った。計算式を式(4.1)に示す。ここで、解析を行うにあたり、供試体の高さ方向の断面を時系列データと見なし、各測定ラインごとのパワースペクトルの分布を求めている。

$$F(j) = \sum_{k=0}^{N-1} \{f(k)W_n^{jk}\} \quad (4.1)$$
$$W_n = e^{-i2\pi/N}$$

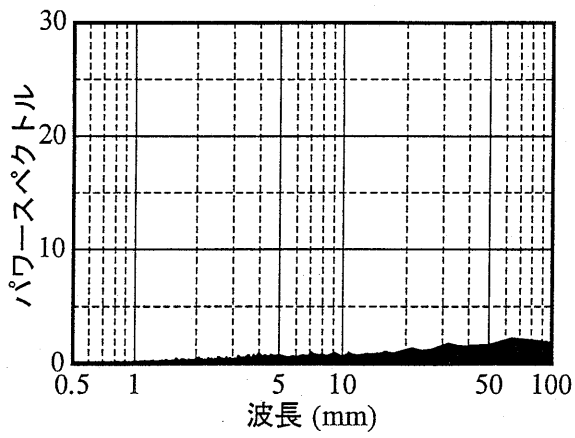
$W_n$  : 回転因子

$N$  : 全データ数

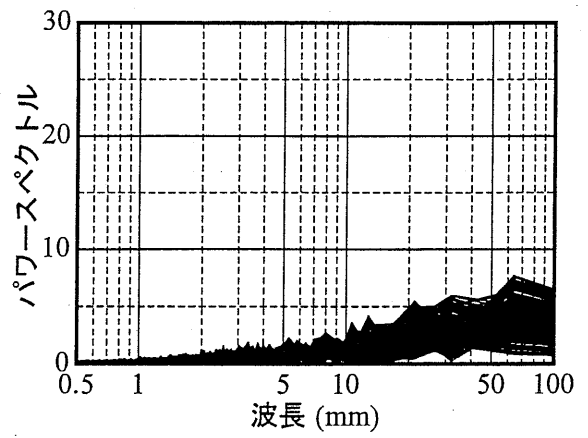
$j$  :  $0 \sim (N-1)$

図-4.9(a)~(e)に測定ラインごとのパワースペクトルの分布を重ね合わせた結果の一例を示す。まず、図-4.9(a)の水洗い(W)では表面処理を行っていないので表面はほぼ平坦であり、パワースペクトルの分布は全ての波長において低く、また明確なピークも見られない。図-4.9(b)のブラッシング(B)では波長が1mmぐらいから徐々に増加しているが、その増加量は小さい。図-4.9(c)のチップング(C)では波長が1mmぐらいから徐々に増加しており、その増加量もブラッシング(B)よりも大きい。また、波長20mmぐらいに大きなピークを迎え、パワースペクトルも10を越えている。図-4.9(d)のショットブラスト(SB)では波長が1mmぐらいから徐々に増加しており、10mmまではチップング(C)と同様に増加しているが、それを越えるとさらに高い値を示し、パワースペクトルが15を越えている。図-4.9(e)のウォータージェット(WJ)では全体的にパワースペクトルが高くなり、5mmまで高い増加量を示し、パワースペクトルが15を越えるピークがいくつか見られ、非常に高い値を示していることが観測される。

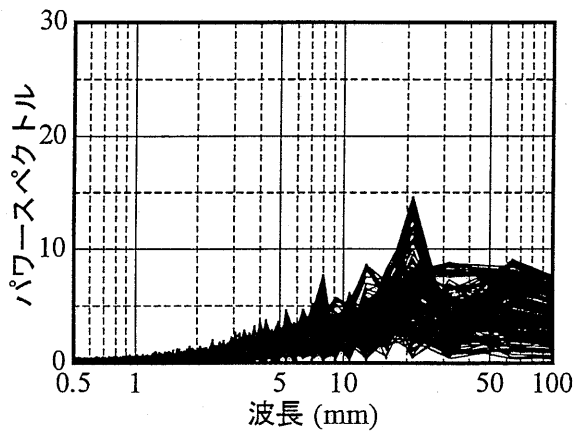
これらの解析結果より、打継目強度比が低かった水洗い(W)、ブラッシング(B)については全ての波長において低いパワースペクトルとなっているのに対し、打継目強度比が高かったショットブラスト(SB)、ウォータージェット(WJ)については全ての波長で高い値を示しており、打継面が複雑な形状をしていることがわかる。このことも、打継目強度の増加させる一要素であることが推測される。



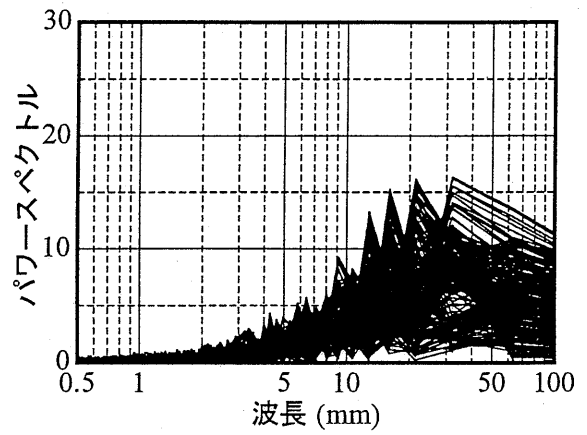
(a) W



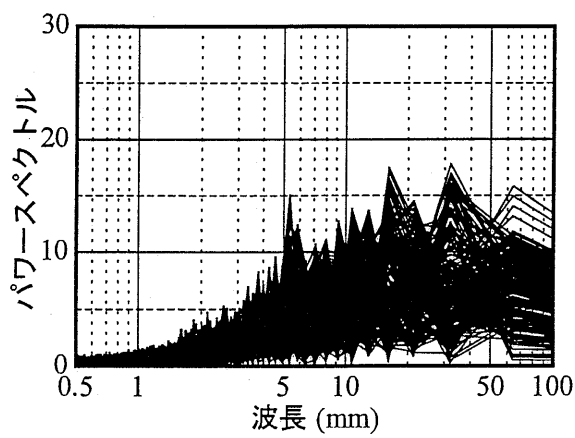
(b) B



(c) C



(d) SB



(e) WJ

図-4.9 パワースペクトル分布

## 4. 8 本章のまとめ

本章では、打継面を種々の表面処理方法で処理された旧コンクリートに、アウイン系およびカルシウムフルオロアルミネート系の2種類の超速硬セメントコンクリートを打継いだ供試体の割裂試験を行い、若材齢における打継目強度特性について検討を行った。以下に得られた結果を示す。

- (1) 打継目強度比はアウイン系超速硬セメントを用いたコンクリートも、カルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントを用いたコンクリートも同じ傾向を示した。また、今回行った全ての条件において、水平打継目の打継目強度比は鉛直打継目よりも高い値を示したが、その主な要因は、打ち込みおよび締固めの際、水平打継目は新コンクリートの自重の影響により打継面の凹凸の凹部の隅々までペーストおよびモルタル成分が充填しやすいために、付着が良好となったためと考えられる。
- (2) 材齢3時間の打継目強度比は、水洗い、ブラッシング、チップングの3種は低い強度を示しているが、ショットブラスト、ウォータージェットおよびエポキシ樹脂は高い値を示した。特に、ウォータージェットとエポキシ樹脂の水平打継目は若材齢にもかかわらず0.6程度の高い打継目強度比を示した。
- (3) 材齢1日においては全ての表面処理方法において打継目強度比が増加し、特に、ウォータージェットおよびエポキシ樹脂の水平打継目については0.8程度の高い値を示した。
- (4) 表面形状の解析を行った結果、表面処理方法により打継面の形状、表面積、凹凸の高低差、パワースペクトル分布などが大きく変化することが明らかとなった。また、表面積比および10点平均粗さが大きい供試体ほど打継目強度比が高くなっており、特に打継面の凹凸が打継目強度に大きく影響を及ぼしている。これは表面積が増加することにより付着力が増加し、さらに高低差が大きくなることにより新旧コンクリート間のかみ合い効果が増大するためと考えられる。

## 参考文献

- 1) 藤原稔, 箕作光一: 鉄筋コンクリート床版の劣化損傷原因と一般的な補修・補強方法, 土木技術資料32-10, 1991.
- 2) 西川和廣, 村越潤, 山本悟司, 杉山純: 活荷重による橋梁上部構造の損傷と対策, 土木技術資料, 34-8, pp. 58-65, 1992.
- 3) 小松秀樹, 飯束義夫: 道路橋床版の変状と補修・補強工法, コンクリート工学, Vol. 31, No. 7, pp. 43-47, 1993. 7.
- 4) 財団法人 高速道路調査会: 上面増厚工法設計施工マニュアル, 1995. 11.
- 5) 佐藤健児: 表面工学概論, 養賢堂, 1962.
- 6) J. ホーリング: トライボロジ, 近代科学社, 1984.
- 7) 山本雄二, 兼田楨宏: トライボロジー, 理工学社, 1998.
- 8) 栗原哲彦, 西田好彦, 鎌田敏郎, 六郷恵哲: コンクリート打継部における表面処理粗さの定量化と付着性状の評価, コンクリート工学年次論文報告集, 第20巻, 第2号, pp. 1261-1266, 1998.
- 9) 河野伊知郎, 中嶋清実, 梅原秀哲, 岡田光芳: 若材齢における超速硬セメントコンクリートの打継目強度に関する研究, セメント・コンクリート論文集, (掲載予定)
- 10) 吉田弥智, 中嶋清実: 超速硬セメントコンクリートの新旧打継目に関する基礎研究, セメントコンクリート, No. 347, pp. 9-15, 1976.
- 11) 野尻陽一: コンクリートの打ち継ぎ目の施工, セメントコンクリート, No. 277, pp. 77-84, 1970.
- 12) 羽生賢一, 内田美生, 斉藤碩, 田中喜樹: ショットブラストによる既設コンクリートと増厚コンクリートとの打継目付着特性に関する一考察, 土木学会年次学術講演会講演概要集第5部, Vol. 48, pp. 380-381, 1993.
- 13) 戸川一夫, 中本純次: 舗装用超速硬, 超早強セメントコンクリートの新旧打継ぎ目曲げ強度, セメントコンクリート, No. 333, pp. 28-34, 1974. Nov.
- 14) 塚原絵万, 市沢泰之, 長瀧重義: 超速硬性セメントを用いた新旧コンクリートの打継目に関する研究, セメント・コンクリート論文集, No. 51, 122, pp. 28-34, 1997.
- 15) 足立一郎, 小林一輔: ショットブラストを利用した新旧コンクリートの打継ぎ工法に関する研究, 土木学会論文集, 第373号, VI-5, pp. 64-73, 1986. 9.
- 16) 森脇貴志, 辻幸和, 橋本親典, 中島貴弘: ポリマーセメントモルタルを打継ぎ材に用いた新旧コンクリートの打継ぎ強度特性, 土木学会論文集, 第538号, V-31, pp. 15-26,

1996. 5.

- 17) 森脇貴志, 辻幸和, 橋本親典, 木暮健: 鉄筋コンクリートはりによるポリマーセメントモルタルを打継ぎ材に用いた打継目の性能評価, 土木学会論文集, 第538号, V-31, pp. 1-13, 1996. 5.
- 18) 栗原哲彦, 西田好彦, 鎌田敏郎, 六郷恵哲: コンクリート打継部における表面処理粗さの定量化と付着性状の評価, コンクリート工学年次論文報告集, 第20巻, 第2号, pp. 1261-1266, 1998.

## 第5章

# 若材齢における超速硬増厚コンクリートの 曲げ疲労強度特性

- 5. 1 概説
- 5. 2 コンクリートの配合
- 5. 3 供試体
- 5. 4 疲労試験に用いた波形および応力レベル
- 5. 5 実験手順
- 5. 6 実験結果および考察
- 5. 7 表面形状解析による打継面の評価
- 5. 8 本章のまとめ



# 第5章 若材齢における超速硬増厚コンクリートの曲げ疲労強度特性

## 5. 1 概説

前章で述べたように、近年、交通量の増加、交通荷重の増大に伴って道路橋等の累積損傷が著しく増加している。特に、鉄筋コンクリート床版は交通荷重が直接作用しているため、損傷が大きい。そのため、コンクリートの部分的な剥落や舗装面の陥没などの損傷事例もあり、小規模な補強工事から床版全体を打ち替えるような大規模な工事が多く報告されているが、特に前者の場合には上面増厚工法<sup>1)~4)</sup>がよく用いられる。ここで、上面増厚工法とは、既存の旧コンクリート床版上に新コンクリートを打足す工法である。一般に、この工法では新旧コンクリートの打継面の付着を改善するためにショットブラスト法などにより表面処理を行う。このショットブラスト法とは直径 1mm の鋼球を適当な投射密度で投射することにより打継面に凹凸を作り、新旧コンクリートの付着を向上させる方法である。また、これらの補強工事のほとんどは交通規制を伴う場合が多く、短時間に工事を完了し、交通開放をしなければならない。そのため、短期間で実用強度が得られ、またじん性を向上させるために、鋼繊維補強超速硬セメントコンクリートがよく用いられる。しかし、これは設計基準強度を満足しているという根拠に基づいているだけである。早期交通開放を行った場合は、セメントの水和が十分進行していないときに交通荷重による疲労荷重が作用することになり、この影響が曲げ強度などにどのような影響を及ぼすかを把握しておくことは重要である。

そこで本章では、増厚工事実績のあるカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントに代わって、アウイン系超速硬セメントを新コンクリートに用いて、若材齢および十分強度が発現した材齢において投射密度を変化させた超速硬増厚コンクリートの曲げ疲労強度特性について検討を行う。また、表面処理を施したコンクリート打継面の表面形状および表面積なども測定したので、それについても検討を行う。

## 5. 2 コンクリートの配合

実験で用いた使用材料を表-5.1 に、新旧コンクリートの配合を表-5.2(a), (b)に示す。これらの配合は実際に現場で使われている配合を基に試し練りにより決定した。旧コンクリートの配合は所要スランプを  $10.0 \pm 2.0\text{cm}$ 、水セメント比を 45%として試し練りを行い、良好なワーカビリティとするために必要な水セメント比、最適細骨材率を決定した。新コンクリ

ートの配合は所要のスランプを  $5.0 \pm 1.5\text{cm}$ 、単位セメント量を  $420\text{kg/m}^3$ 、鋼繊維を  $60\text{kg/m}^3$  とし、30分程度のハンドリングタイムを得るために必要な単位水量、最適細骨材率および凝結遅延剤添加量を決定した。

表-5.1 使用材料

名称	種類・産地	物性
セメント	アウィン系超速硬セメント	比重 3.01 比表面積 $4690\text{cm}^2/\text{g}$
粗骨材	静岡県天竜川産の川砂利	比重 2.67 吸水率 0.84% F.M. 6.76 最大寸法 15mm
細骨材	三重県員弁川産の粗砂	比重 2.60 F.M. 3.05 吸水率 2.27%
	三重県長良川産の細砂	比重 2.59 F.M. 2.18 吸水率 1.73%
鋼繊維	インデント型スチールファイバー	長さ 50mm 質量 150mg 換算断面積 $0.39\text{mm}^2$ 換算直径 0.7mm 引張強度 $1.132\text{N/mm}^2$

表-5.2 新旧コンクリートの配合

(a) 新コンクリートの配合

コンクリートの種類	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量 ( $\text{kg/m}^3$ )						凝結遅延剤 ( $\text{g/m}^3$ )	高性能減水剤 ( $\text{g/m}^3$ )
			水	セメント	細骨材		粗骨材	鋼繊維		
					細砂	粗砂				
新	38	60	151	420	108	997	749	60	4200	10500

(b) 旧コンクリートの配合

コンクリートの種類	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量 ( $\text{kg/m}^3$ )						高性能AE減水剤 ( $\text{g/m}^3$ )	AE補助剤 ( $\text{g/m}^3$ )
			水	セメント	細骨材		粗骨材	鋼繊維		
					細砂	粗砂				
旧	45	64	184	409	101	937	594	60	818	16.4

### 5. 3 供試体

図-5.1 に供試体作製方法、図-5.2 に供試体寸法および荷重方法を示す。供試体は高さ 15cm、幅 15cm、長さ 53cm の正方形断面を有する供試体を用い、荷重方法は三等分点荷重とした。作製方法は、まず旧コンクリートを高さ 10cm、幅 15cm、長さ 53cm で作製する。旧コンクリートを打設後、温度 20℃、湿度 80% の恒温恒湿室で 28 日間湿空養生を行い、旧コンクリート上面に表面処理を行う。表面処理方法は一般的に広く用いられているショットブラスト法とし、投射密度を  $50\text{kg/m}^2$ 、 $100\text{kg/m}^2$ 、 $150\text{kg/m}^2$  の 3 種類とした。その後、新コンクリートを旧コンクリートの上面に高さ 5cm で打継ぎ、所定の材齢となるまで温度 20℃、湿度 80% の恒温恒湿室で湿空養生を行う。以後、投射密度  $50\text{kg/m}^2$ 、 $100\text{kg/m}^2$ 、 $150\text{kg/m}^2$  で作製した供試体を PD50、PD100、PD150 と略す。また、表面形状の解析で表面処理を行っていない供試体を基準としているが、この供試体を PD0 と略す。

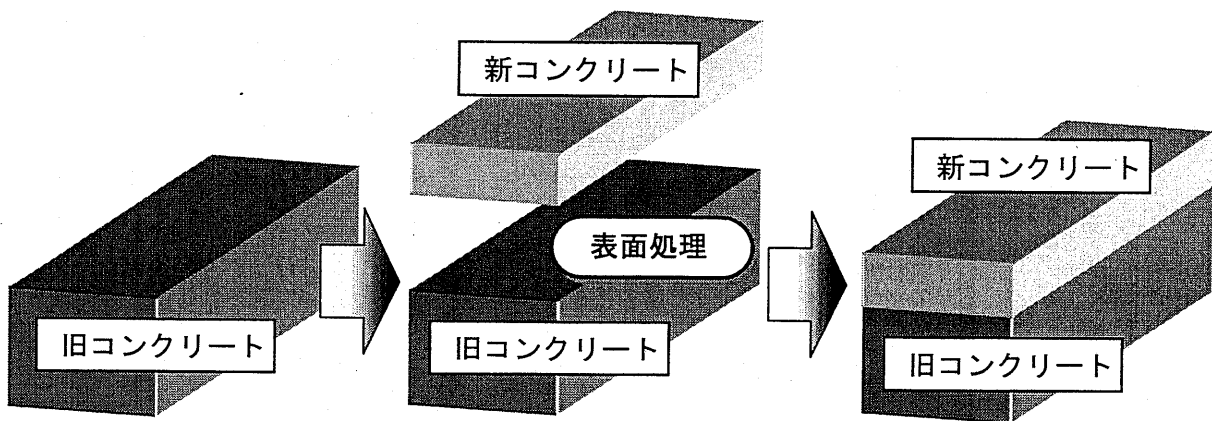


図-5.1 供試体作製方法

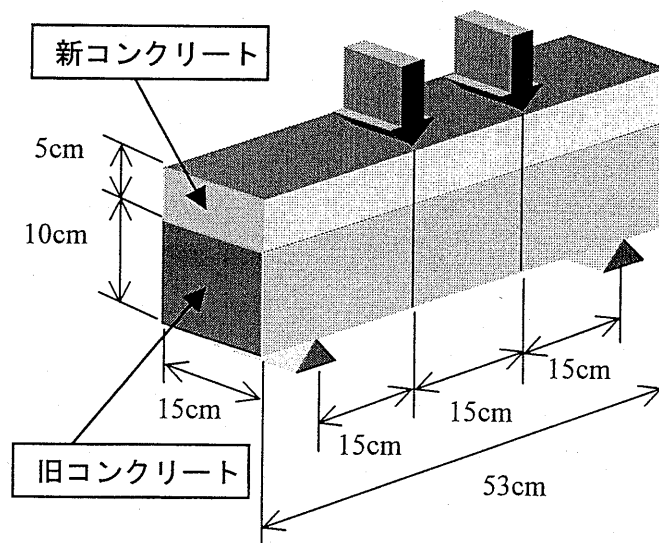


図-5.2 供試体寸法および荷重方法

## 5. 4 疲労試験に用いた波形および応力レベル

図-5.3 に疲労試験に用いた载荷波形を示す。疲労試験に用いた波形は sin 波で、振動数( $f$ )は 10Hz、载荷回数( $n$ )は 100 万回を設定した。応力レベルは上限値を疲労開始強度（疲労試験を開始するときの強度）の 70%、下限値は 15%に設定して疲労試験を行った。今回行った疲労試験の条件は JIS 原案<sup>5)</sup>を参照して決定した。

## 5. 5 実験手順

図-5.4 は疲労試験のフローチャートを示したものである。まず、新コンクリートを打設してから所定の材齢になるまで温度 20℃、湿度 80%の恒温恒湿室内で湿空養生を行う。材齢は新コンクリートを打設してから 3 時間および 1 日の 2 種類である。以後、材齢 3 時間および 1 日で疲労試験を開始した実験を A3 および A24 と略す。所定の材齢に達したら数本の供試体を用いて曲げ強度を測定する。測定した曲げ強度を基に応力レベルを設定し疲労試験を開始する。所定の载荷回数が終了した時点で、疲労用供試体および比較用供試体の曲げ強度試験を行う。これらの強度をそれぞれ残存曲げ強度および比較曲げ強度とし、これらの強度の比を曲げ強度比とする。疲労試験は供試体のばらつきを考慮して一つの実験について 3 回行った。

## 5. 6 実験結果および考察

### 5. 6. 1 疲労荷重を受けていない供試体の材齢と最大曲げ強度

表-5.3 はそれぞれ A3 および A24 の PD50, PD100, PD150 の比較用供試体（疲労荷重を受けていない供試体）の疲労試験開始時および終了時の最大曲げ強度を示している。ここで、疲労試験開始時とは疲労試験を開始する直前を示し、疲労試験終了時とは疲労試験が終了し

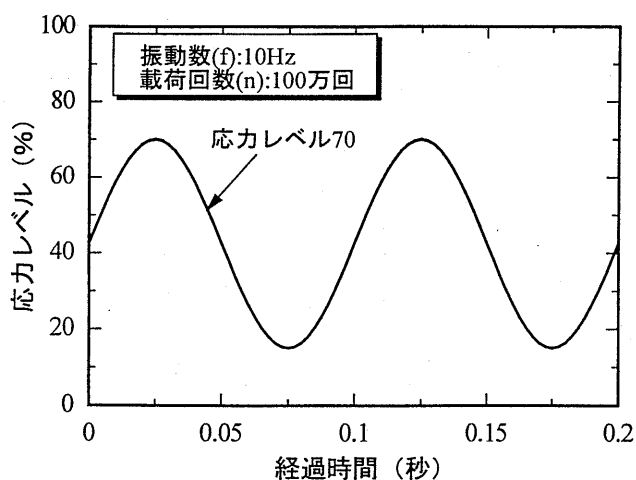


図-5.3 疲労試験に用いた波形

たときまでの材齢を示している。また、本章で扱っている曲げ強度は、打継面を有する供試体を用いているため、打継面の剥離などにより破壊している場合もあり、純粋な曲げ強度になっていないものもある。

表に示した A3 の疲労試験開始時の曲げ強度について見てみると、投射密度を  $50\text{kg/m}^2$  から  $100\text{kg/m}^2$  に増加させた場合の曲げ強度の増加量が  $0.58\text{N/mm}^2$  と比較的大きいのに対し、 $100\text{kg/m}^2$  から  $150\text{kg/m}^2$  の場合では  $0.23\text{N/mm}^2$  と半分以下に減少しており、投射密度がある程度大きくなると、曲げ強度の増加量は小さくなるものと推測される。疲労試験終了時の曲げ強度についても同じ傾向が見られ、投射密度が  $50\text{kg/m}^2$  から  $100\text{kg/m}^2$  に増加した場合の曲げ強度の増加量が  $0.67\text{N/mm}^2$  であるのに対し、 $100\text{kg/m}^2$  から  $150\text{kg/m}^2$  の場合では  $0.22\text{N/mm}^2$  と 30%以下になっている。同じ投射密度で疲労試験開始前と終了後で比較すると、全ての投射密度において曲げ強度が大きく上昇していることがわかる。これより、材齢 3 時間で疲労試験を開始した場合、曲げ強度が大きく増進しているときに疲労荷重が作用することがわかる。これは水和反応が活発なときに疲労荷重が作用していることを意味している。

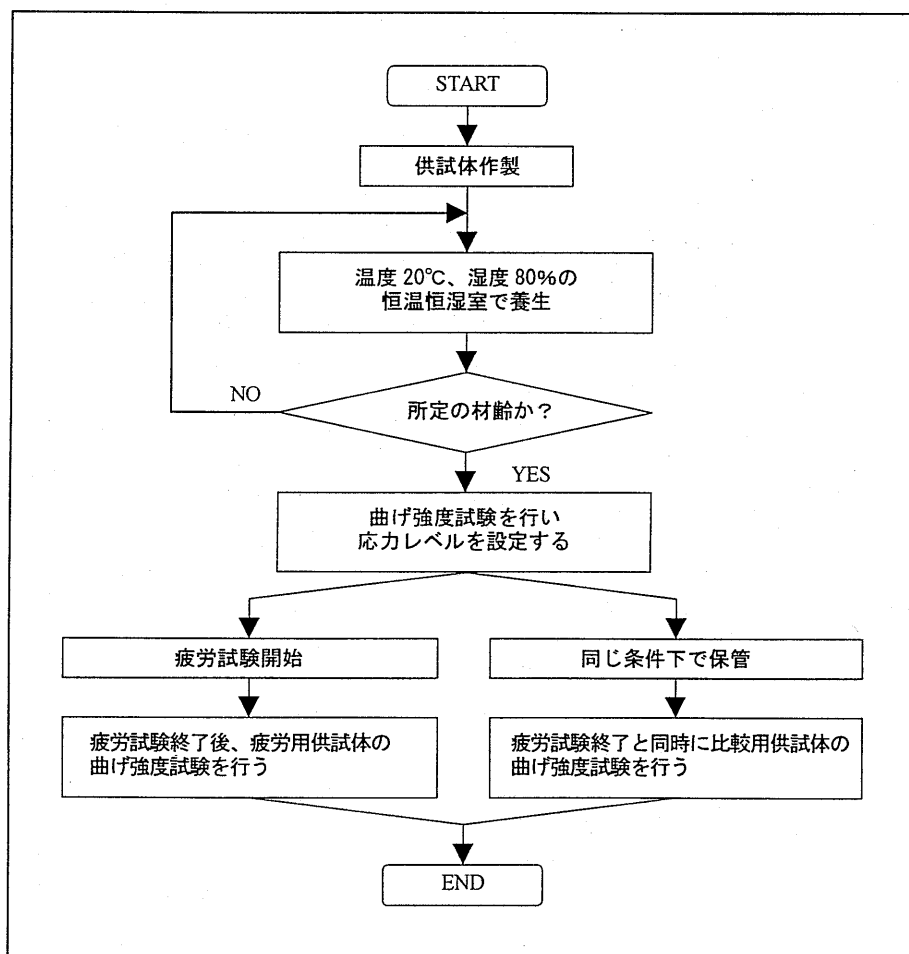


図-5.4 疲労試験のフローチャート

表-5.3 比較用供試体の材齢と最大曲げ強度

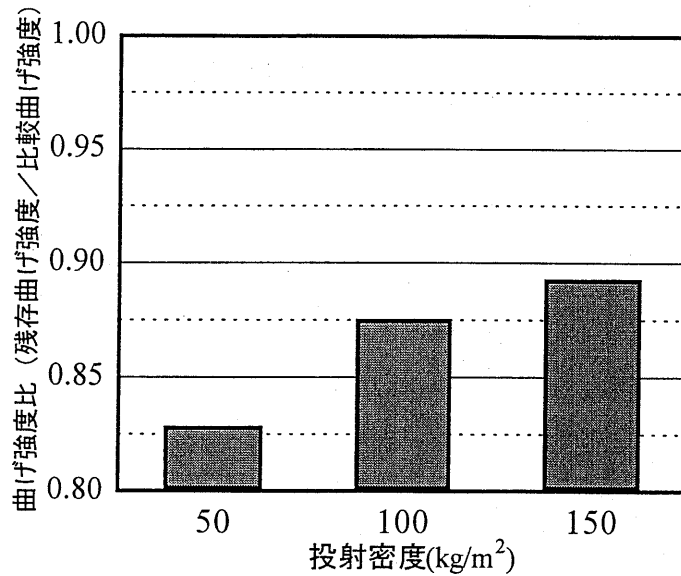
		疲労試験開始時	疲労試験	疲労試験終了時
A3	材齢	3.0時間	(載荷時間27.8時間)	30.8時間
	PD50	4.38 N/mm <sup>2</sup>	⇒	5.24 N/mm <sup>2</sup>
	PD100	4.96 N/mm <sup>2</sup>	⇒	5.91 N/mm <sup>2</sup>
	PD150	5.19 N/mm <sup>2</sup>	⇒	6.13 N/mm <sup>2</sup>
A24	材齢	24.0時間	(載荷時間27.8時間)	51.8時間
	PD50	5.36 N/mm <sup>2</sup>	⇒	5.52 N/mm <sup>2</sup>
	PD100	5.95 N/mm <sup>2</sup>	⇒	6.20 N/mm <sup>2</sup>
	PD150	6.26 N/mm <sup>2</sup>	⇒	6.57 N/mm <sup>2</sup>

次に A24 の疲労試験開始時の曲げ強度について見てみると、投射密度を 50kg/m<sup>2</sup> から 100kg/m<sup>2</sup> に増加させた場合の曲げ強度の増加量が 0.59N/mm<sup>2</sup>、100kg/m<sup>2</sup> から 150kg/m<sup>2</sup> の場合では 0.31N/mm<sup>2</sup> と A3 の増加量より小さいが、同様の傾向がみられる。疲労試験終了時の曲げ強度についても同じ傾向が見られ、投射密度が 50kg/m<sup>2</sup> から 100kg/m<sup>2</sup> に増加した場合の曲げ強度の増加量が 0.68N/mm<sup>2</sup> であるのに対し、100kg/m<sup>2</sup> から 150kg/m<sup>2</sup> の場合では 0.37N/mm<sup>2</sup> と半分近くまで小さくなっている。投射密度の差による曲げ強度の増加量も A3 より緩慢になっているが、同じ傾向を示していることがわかる。同じ投射密度で疲労試験開始前と終了後で比較すると、全ての投射密度において曲げ強度の大きな増進は見られない。これは超速硬セメントの水和反応が短期間で活発に起こるため、材齢 1 日までには水和反応がほとんど終了しているためと考えられる。よって、材齢 1 日で疲労試験を開始した場合には、ほぼ水和反応は終了していることになる。

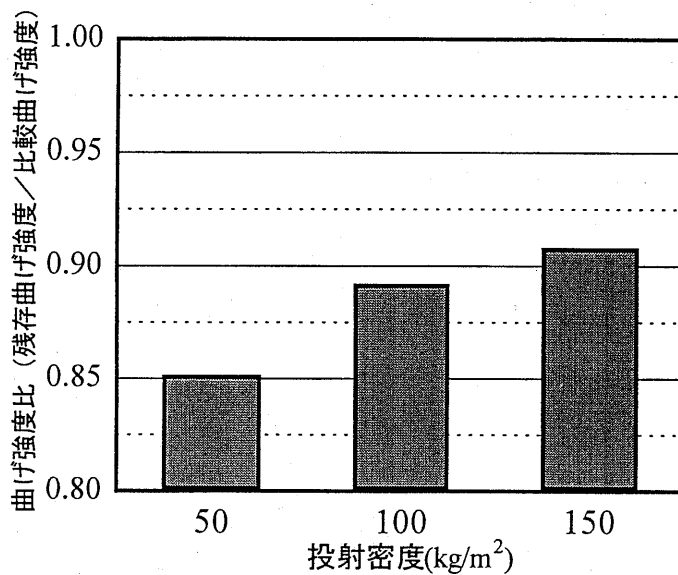
これらの実験結果より、曲げ強度は材齢 1 日までは大きく増進するが、その後は大きな強度増進はしないことがわかった。また、材齢に関係なく投射密度を 50kg/m<sup>2</sup> から 100kg/m<sup>2</sup> に増加した場合の曲げ強度は大きく増加するが、100kg/m<sup>2</sup> から 150kg/m<sup>2</sup> の場合ではやや緩慢となっていることより、投射密度が 100kg/m<sup>2</sup> を超えると曲げ強度の増加率は少ないものと推測される。

### 5. 6. 2 曲げ強度比と投射密度の関係

図-5.5(a), (b)は A3 および A24 の曲げ強度比（残存曲げ強度／比較曲げ強度）と投射密度の関係を示している。図-5.5(a)より A3 では投射密度が 50kg/m<sup>2</sup> の場合は曲げ強度比が 0.83、100kg/m<sup>2</sup> では 0.87、150kg/m<sup>2</sup> では 0.89 となっており、投射密度が増加するにつれて曲げ強



(a) A3



(b) A24

図-5.5 曲げ強度比と投射密度の関係

度比の低下が小さくなっている。これは投射密度が増加することにより旧コンクリート表面の脆弱層を除去すると共に、打継面の凹凸が大きくなり表面積が増加し、疲労に対する抵抗性が増したためと考えられる。また、投射密度を 50kg/m<sup>2</sup> から 100kg/m<sup>2</sup> に上げた場合の強度比の低下率が比較的大きいのに対し、100kg/m<sup>2</sup> から 150kg/m<sup>2</sup> の場合ではやや緩慢になっていることがわかる。これは投射密度が 100kg/m<sup>2</sup> と 150kg/m<sup>2</sup> の場合では、打継面の凹凸に大きな差異がないためと考えられる。

次に図-5.5(b)の A24 を見てみると投射密度が 50kg/m<sup>2</sup> の場合は、曲げ強度比が 0.85、100kg/m<sup>2</sup> では 0.89、150kg/m<sup>2</sup> では 0.91 となっており、ここでも投射密度が増加するにつれて曲げ強

度比の低下が小さくなっている。この減少率は A3 よりもさらに小さくなっており、疲労荷重が作用するまでの材齢を長くとした方が減少率が小さくなることがわかる。また、このように投射密度を増加することにより、強度比の減少が小さくなる理由は A3 の場合の理由と同じものと考えられる。

以上の実験結果から、材齢に関係なく投射密度が増加するにしたがって、曲げ強度比の低下が少なくなることが明らかとなった。また、全ての投射密度において A3 よりも A24 の方が強度比の低下が少なくなっているが、投射密度と曲げ強度比の関係においては A3 と A24 は同様の傾向が認められる。これらのことより、ショットブラストにより表面処理を行うことは、若材齢に疲労荷重が作用することによる曲げ強度の低下を小さくするのに非常に有効であると言える。

### 5. 6. 3 ひび割れの進展

図-5.6 は A3 の各投射密度での疲労用供試体および比較用供試体の代表的なひび割れ進展状況を示したものである。図より疲労用供試体の PD50 では疲労荷重を受けることにより供試体の下縁中央部からひび割れが縦に進展している。その後、疲労試験終了時に行った曲げ強度試験では、疲労载荷時に発生したひび割れを起点にさらに進展し、打継面までは下部から上部に向けて進展している。打継面に達すると、打継面に沿って横にひび割れが進展していることがわかる。これに対して PD100 および PD150 の疲労用供試体と比較用供試体では

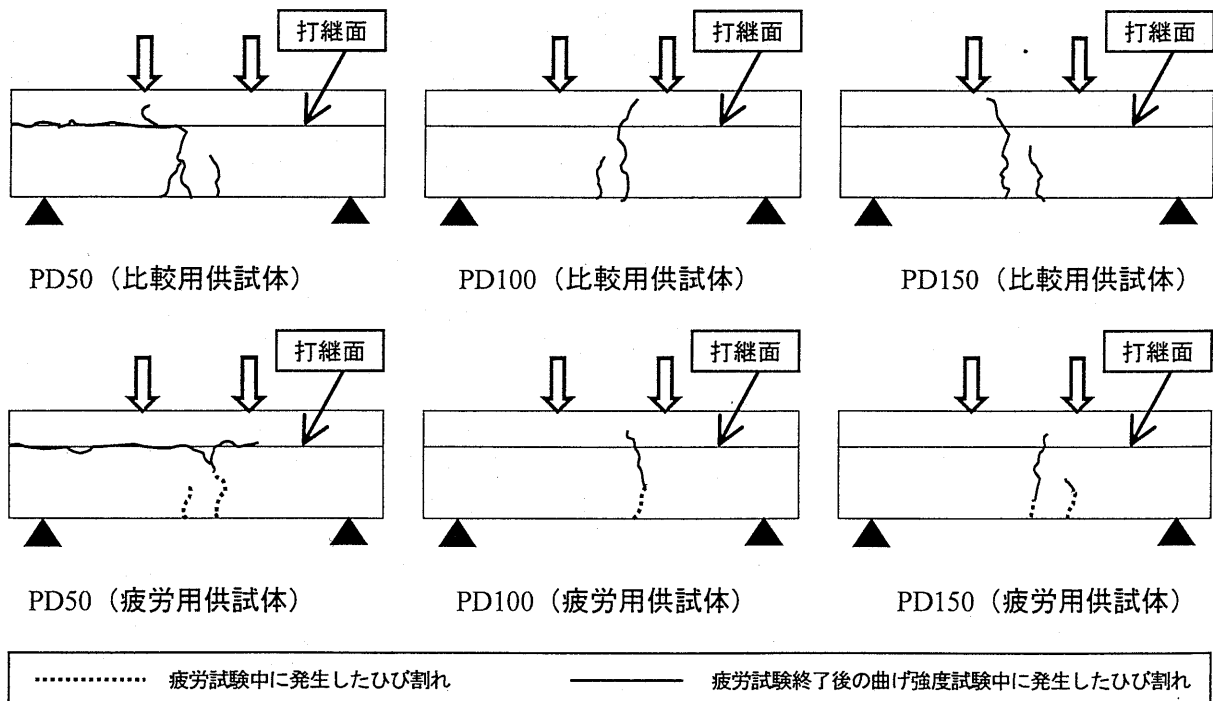


図-5.6 ひび割れ進展図



打継面の付着がよく、ひび割れが供試体の下縁中央部から上部まで打継面を貫通し、縦に進展していることがわかる。比較用供試体においても PD50 では下縁中央部からひび割れが縦に進展し、打継面に達すると、打継面に沿って横にひび割れが進展しているのに対し、PD100 および PD150 では下縁中央部から上部まで打継面を貫通し、縦に進展している。

これらの実験結果よりひび割れの進展についても投射密度の影響を大きく受けていることがわかる。また、ひび割れの進展状況より投射密度が  $100\text{kg/m}^2$  を越えていれば付着がかなり改善されているものと推測される。また、図には示さなかったが A24 についても同様の傾向がみられた。

#### 5. 6. 4 曲げじん性係数

曲げタフネス試験は土木学会「鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法 (JSCE-G552)」<sup>6)</sup>に準拠して行った。曲げじん性係数の算定方法は第3章(3. 7. 3)のとおりである。図-5.7(a)~(c)は A3、図-5.8(a)~(c)は A24 での疲労試験終了時の PD50, PD100, PD150 の疲労用供試体および比較用供試体の荷重とたわみの関係を示したものである。まず、A3 の荷重とたわみの関係について考察する。図-5.7(a)より、A3 での PD50 の比較用供試体では最大曲げ荷重は 60kN であり、たわみが 0.25mm に達するまでは大きな荷重の低下は見られないが、その後は徐々に荷重が低下していることがわかる。これに対して疲労用供試体の最大曲げ荷重は 50kN にまで減少しており、荷重の低下も比較用供試体よりも早いことがわかる。図-5.7(b)より、PD100 の比較用供試体ではさらに強度が伸び、最大曲げ荷重が 65kN までに達しており、たわみも 0.25mm までは大きな荷重低下は見られず、それ以降も PD50 の場合ほど急激な低下は見られない。これに対して、疲労用供試体の最大曲げ荷重は 57kN まで低下している。図-5.7(c)より、PD150 の比較用供試体では最大曲げ荷重がさらに伸び 70kN にまで達しており、たわみも 0.6mm までは大きな荷重低下は見られない。これに対して、疲労用供試体の最大曲げ荷重は 60kN まで低下し、たわみが 0.5mm ぐらいから荷重の低下がみられる。

次に、A24 の荷重とたわみの関係について考察する。図-5.8(a)より、A24 での PD50 の比較用供試体では最大曲げ荷重は 60kN であり、たわみが 0.5mm に達するまでは大きな荷重の低下は見られないが、その後は急激に荷重が低下していることがわかる。これに対して疲労用供試体の最大曲げ荷重は疲労荷重を受けたことにより 50kN にまで減少している。図-5.8(b)より、PD100 の比較用供試体では最大曲げ荷重も 70kN にまで達しており、たわみも 0.5mm までは大きな荷重低下は見られない。これに対して、疲労用供試体の最大曲げ荷重は 62kN まで低下しており、たわみも 0.3mm ぐらいから荷重低下が見られる。図-5.8(c)より、PD150

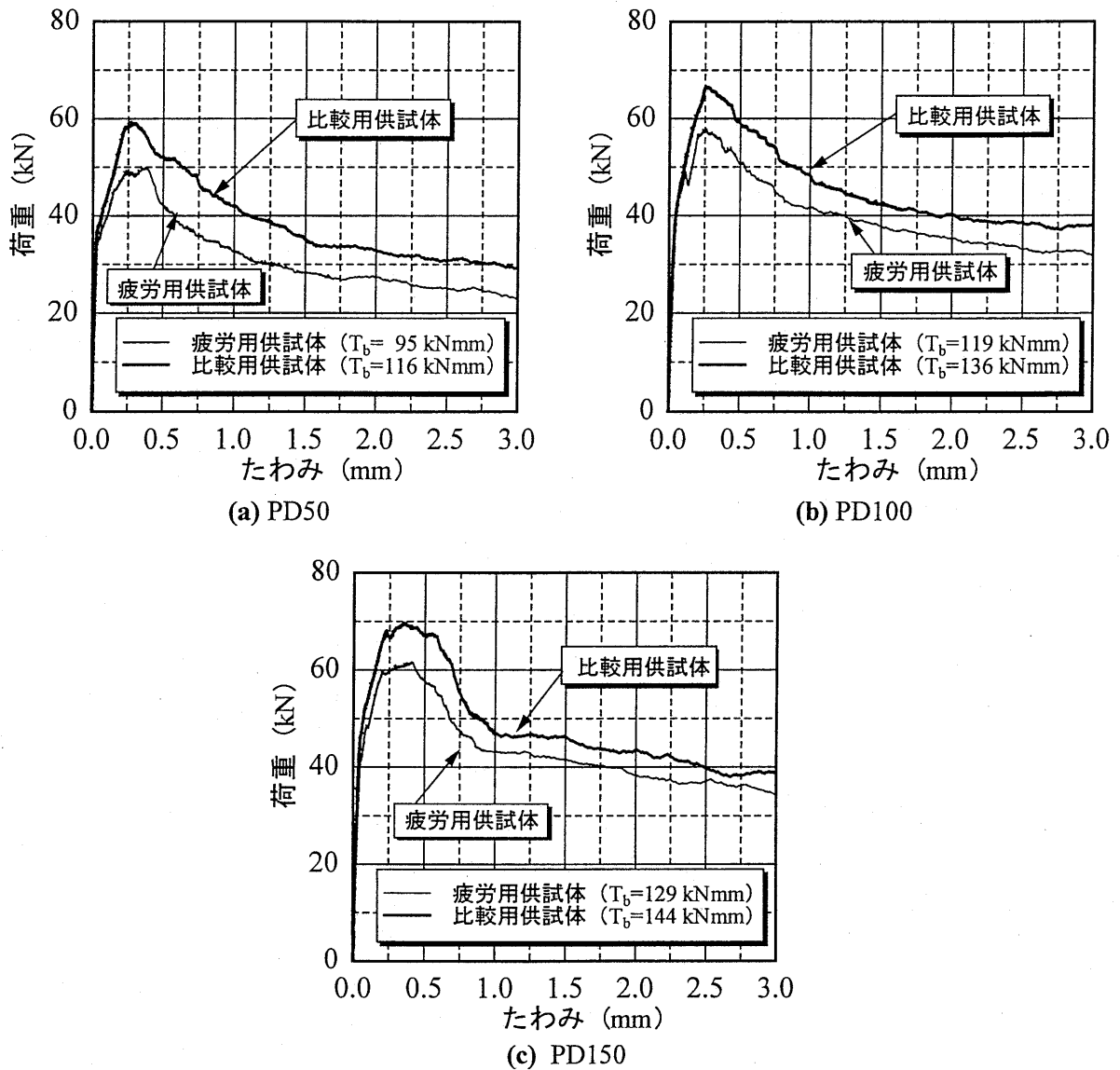


図-5.7 荷重とたわみの関係 (A3)

では比較用供試体では最大曲げ荷重も 75kN まで達し、たわみも 0.6mm までは大きな荷重低下は見られない。これに対して、疲労用供試体の最大曲げ荷重は 65kN まで低下し、たわみが 0.5mm ぐらいから荷重の低下がみられる。

次に、図-5.9(a), (b)に同条件下での疲労用供試体および比較用供試体の曲げじん性係数を示す。まず、図-5.9(a)に示す A3 の曲げじん性係数について考察する。A3 での PD50 の曲げじん性係数は疲労用供試体では  $4.21\text{N/mm}^2$ 、比較用供試体では  $5.14\text{N/mm}^2$  となり、若材齢に疲労を受けることによりじん性が大きく低下していることがわかる。PD100 の曲げじん性係数は疲労用供試体では  $5.28\text{N/mm}^2$ 、比較用供試体では  $6.04\text{N/mm}^2$  と疲労荷重を受けることによりじん性が低下しているが、PD50 より高い値を示している。PD150 の曲げじん性係数は疲労用供試体では  $5.73\text{N/mm}^2$ 、比較用供試体では  $6.40\text{N/mm}^2$  となり疲労を受けることによりじん性が低下しているが、この値は PD50、PD100 よりも高く、じん性の低下は大きく抑制

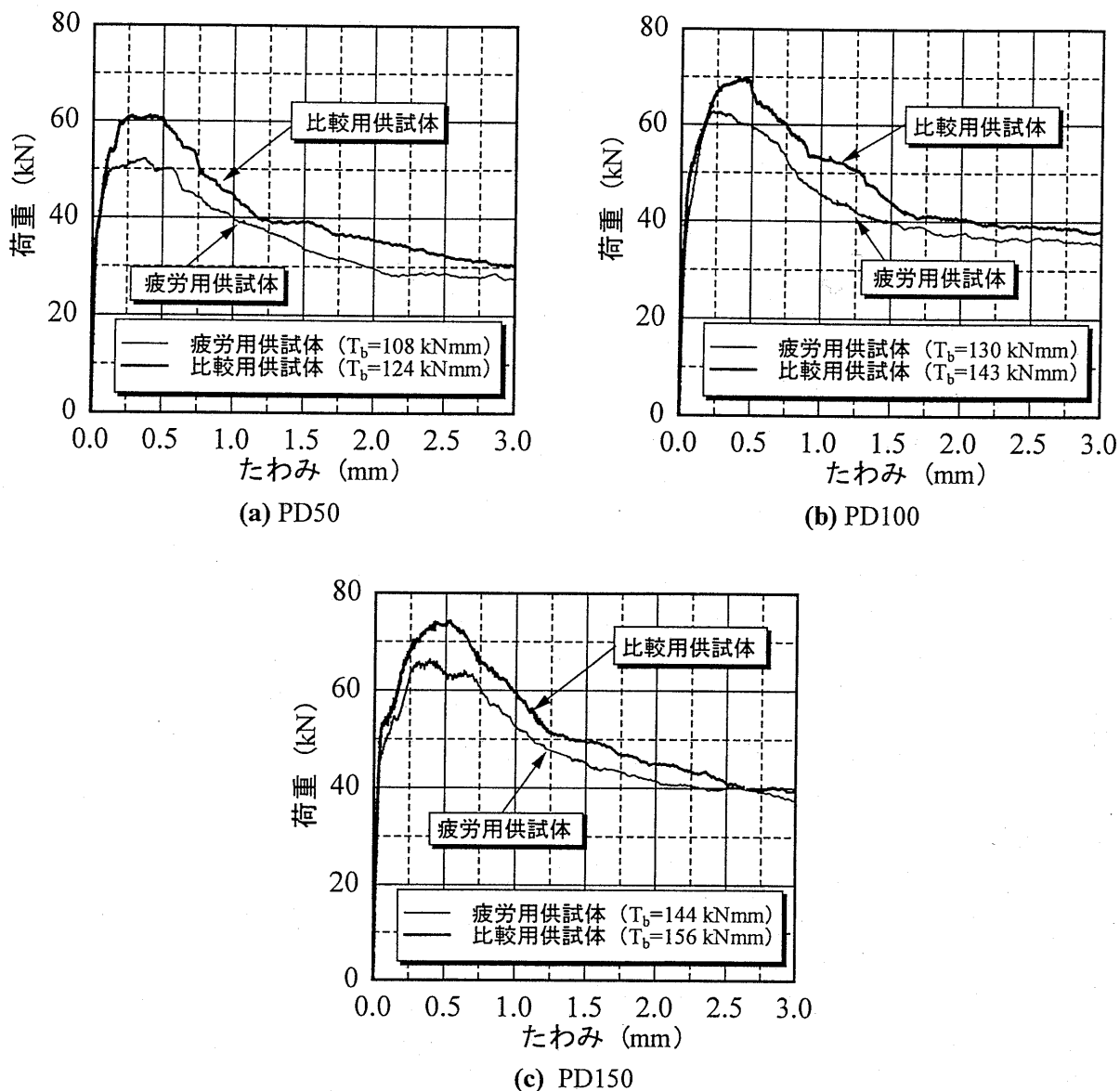


図-5.8 荷重とたわみの関係 (A24)

されている。次に、A24の曲げじん性係数について考察する。図-5.9(b)より、A24でのPD50の曲げじん性係数は疲労用供試体では $4.82\text{N/mm}^2$ 、比較用供試体では $5.51\text{N/mm}^2$ となり、A3の場合と同様に若材齢に疲労を受けることによりじん性が大きく低下していることがわかる。PD100の曲げじん性係数は疲労用供試体が $5.78\text{N/mm}^2$ 、比較用供試体 $6.40\text{N/mm}^2$ と疲労を受けることによりじん性が低下しているが、A3の場合と同様にPD50よりは高い値を示している。PD150では曲げじん性係数は疲労用供試体が $6.38\text{N/mm}^2$ 、比較用供試体 $6.94\text{N/mm}^2$ となり疲労を受けることによりじん性が低下しているが、低下の程度はPD50、PD100よりも小さく、じん性の低下は大きく抑制されている。

これらの実験結果より、比較用供試体は常に疲労用供試体よりも高い強度を示していることがわかる。これは疲労荷重を受けることにより曲げ疲労載荷中に既にひび割れが生じてい

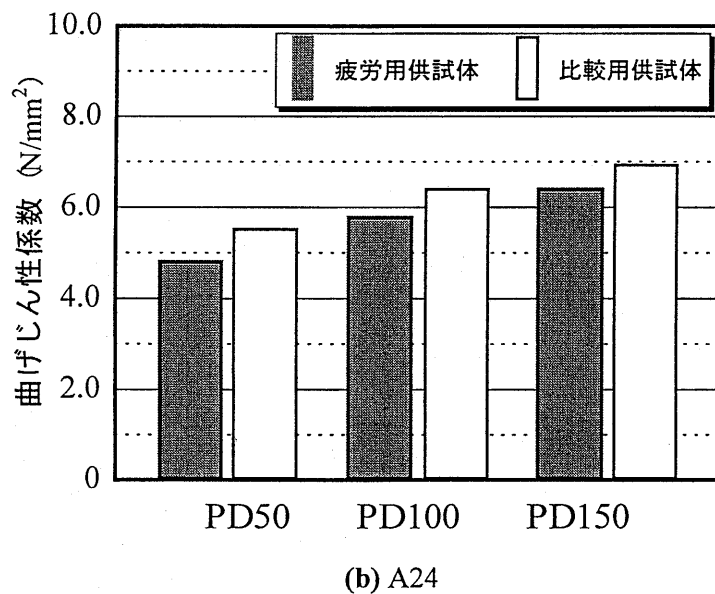
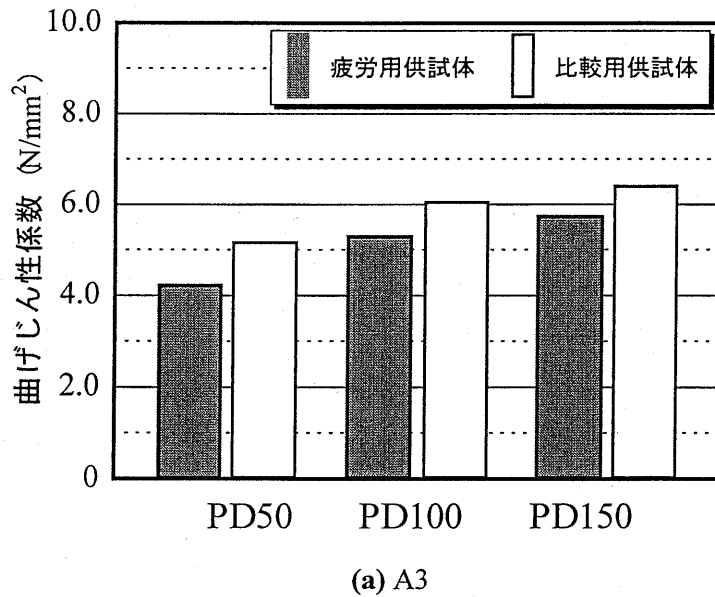


図-5.9 曲げじん性係数と投射密度の関係

たためである。また、投射密度が高いほど最大荷重が大きくなり、じん性も高くなることが明らかとなった。さらに、疲労試験を開始するまでの材齢は材齢3時間よりも材齢1日の方がじん性の低下を抑制できることがわかった。

## 5. 7 表面形状解析による打継面の評価

### 5. 7. 1 表面形状、表面積および10点平均粗さ

打継部の付着性状に大きな影響を及ぼす打継面の表面粗さを定量化するため、打継面のコンクリート表面形状を触針式三次元形状測定機を用いて計測した。計測方法および計測範囲は第4章(4. 7. 1)に示したとおりである。対象としたのは、ショットブラストにより

各投射密度で表面処理を行ったコンクリート表面である。また、比較のために無処理のコンクリート表面についても計測を行った。図-5.10(a)～(d)に各投射密度での表面形状の一例を示す。これらの図より PD0 では表面処理を行っていないので表面の凹凸が非常に小さく、滑らかであり、PD50, PD100, PD150 と投射密度が高くなるにつれて凹凸も明らかに大きくなっていることがわかる。このように無処理の表面および各投射密度によるコンクリート表面は幾何学的に大きな差異があることが確認できる。

表-5.4 は各投射密度での打継面の表面積、表面積比および 10 点平均粗さ (Rz) を示して

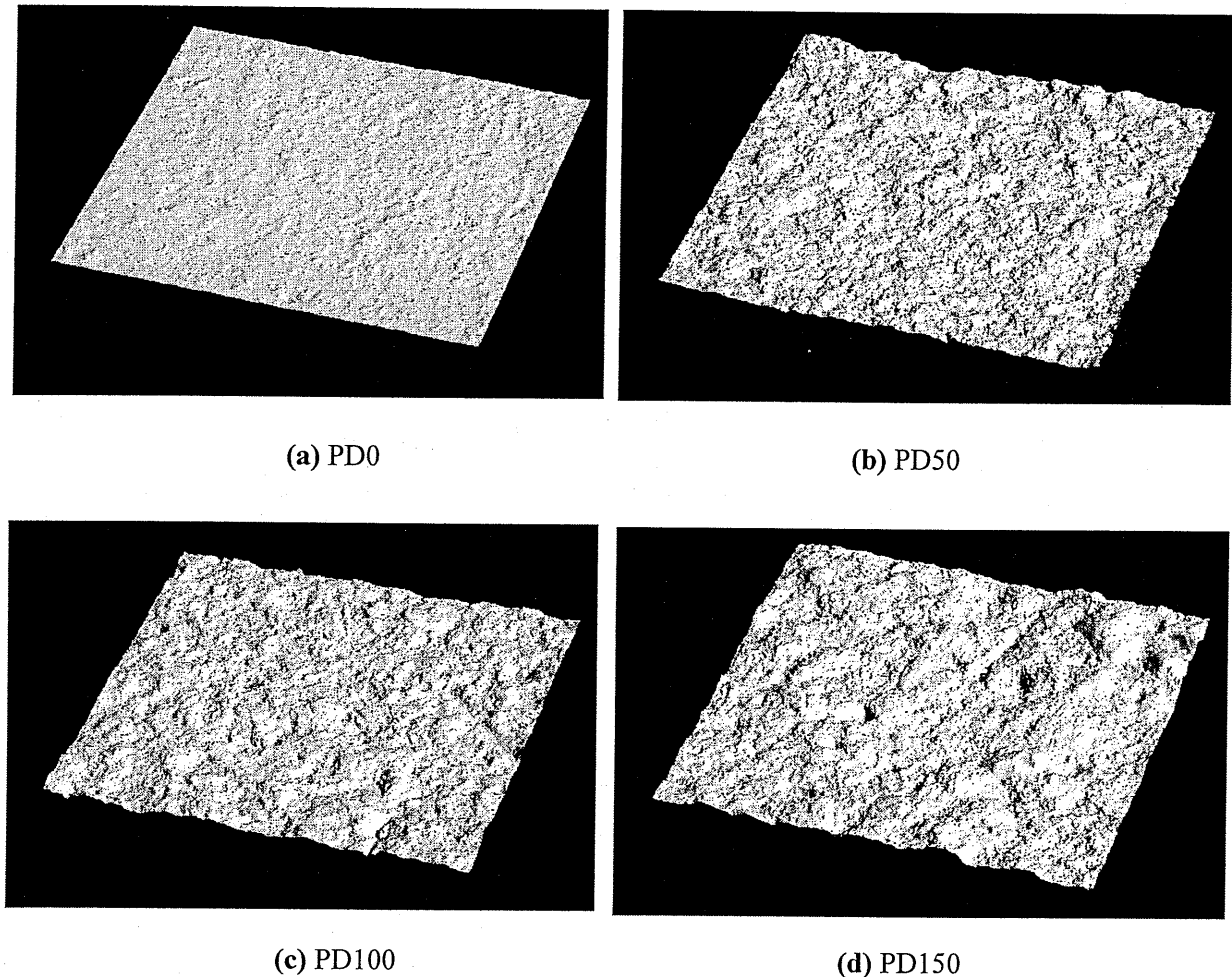


図-5.10 三次元形状計測結果

表-5.4 表面積、表面積比および 10 点平均粗さ (Rz)

供試体	PD0	PD50	PD100	PD150
表面積 (mm <sup>2</sup> )	2533.2	2702.2	2780.9	2819.1
表面積比	1.00	1.07	1.10	1.11
10点平均粗さ (mm)	0.56	1.58	2.26	2.74

いる。これらのパラメータの定義は第4章(4.7.2)に示したとおりである。全く平滑な平面では $2500.0\text{mm}^2$ となるが、PD0では表面積が $2533.2\text{mm}^2$ 、10点平均粗さが $0.56\text{mm}$ となっており、微少ではあるが凹凸があることがわかる。このPD0の値を基準として各投射密度の表面積比を算出する。まず、PD50では表面積比が1.07、PD100では1.10、PD150では1.11となっており、投射密度が増加するに従って表面積比が増加していることがわかる。また、10点平均粗さにおいてはPD50では $1.58\text{mm}$ 、PD100では $2.26\text{mm}$ 、PD150では $2.74\text{mm}$ となっており、ここでも投射密度が増加するにしたがって10点平均粗さが大きくなっていることがわかる。

これらの解析結果より、投射密度が高くなるにつれて表面積が増加し、また打継面の凹凸の高低差も増加することが確認された。このように新旧コンクリートの付着面積が増加し、また、打継面の凹凸の高低差も増加することにより曲げ強度が増加し、また疲労に対する耐久性が向上したものと考えられる。

#### 5.7.2 スペクトル解析

無処理および各投射密度での打継面のパワースペクトルの分布を解析するため、触針式三次元形状測定機により計測したデータを用いてスペクトル解析を行った。解析を行うにあたり、供試体の高さ方向の断面を時系列データと見なし、各測定ラインごとのパワースペクトルの分布を求める。図-5.11(a)~(d)に測定ラインごとのパワースペクトルの分布を重ね合わせた結果の一例を示す。まず、図-5.11(a)のPD0では表面処理を行っていないので表面はほぼ平坦であり、パワースペクトルの分布はどの波長においても低く、また明確なピークも見られない。図-5.11(b)のPD50では波長が $1\text{mm}$ ぐらいからパワースペクトルが徐々に上昇し、 $10\text{mm}$ 付近では5まで上昇している。 $30\text{mm}$ 付近でピークとなりパワースペクトルも10まで達している。図-5.11(c)のPD100では波長が $5\text{mm}$ まではPD50と同様の増加がみられるが、その後は大きく増加し、 $20\text{mm}$ と $70\text{mm}$ 付近でピークが確認され、また多くの波長においてPD50よりも高い値が確認される。図-5.11(d)のPD150では全ての波長においてさらに高い値が確認され、ピークは $30\text{mm}$ と $70\text{mm}$ 付近に確認される。

これらの解析結果より、表面処理を行っていない場合、パワースペクトルは全ての波長において低い値となることがわかる。そして、投射密度が増加するにしたがって、 $1\text{mm}$ を越える波長のパワースペクトルが増加していくことがわかる。このことも、付着強度を増加させ、疲労に対する抵抗性を向上させる一要素であることが推測される。

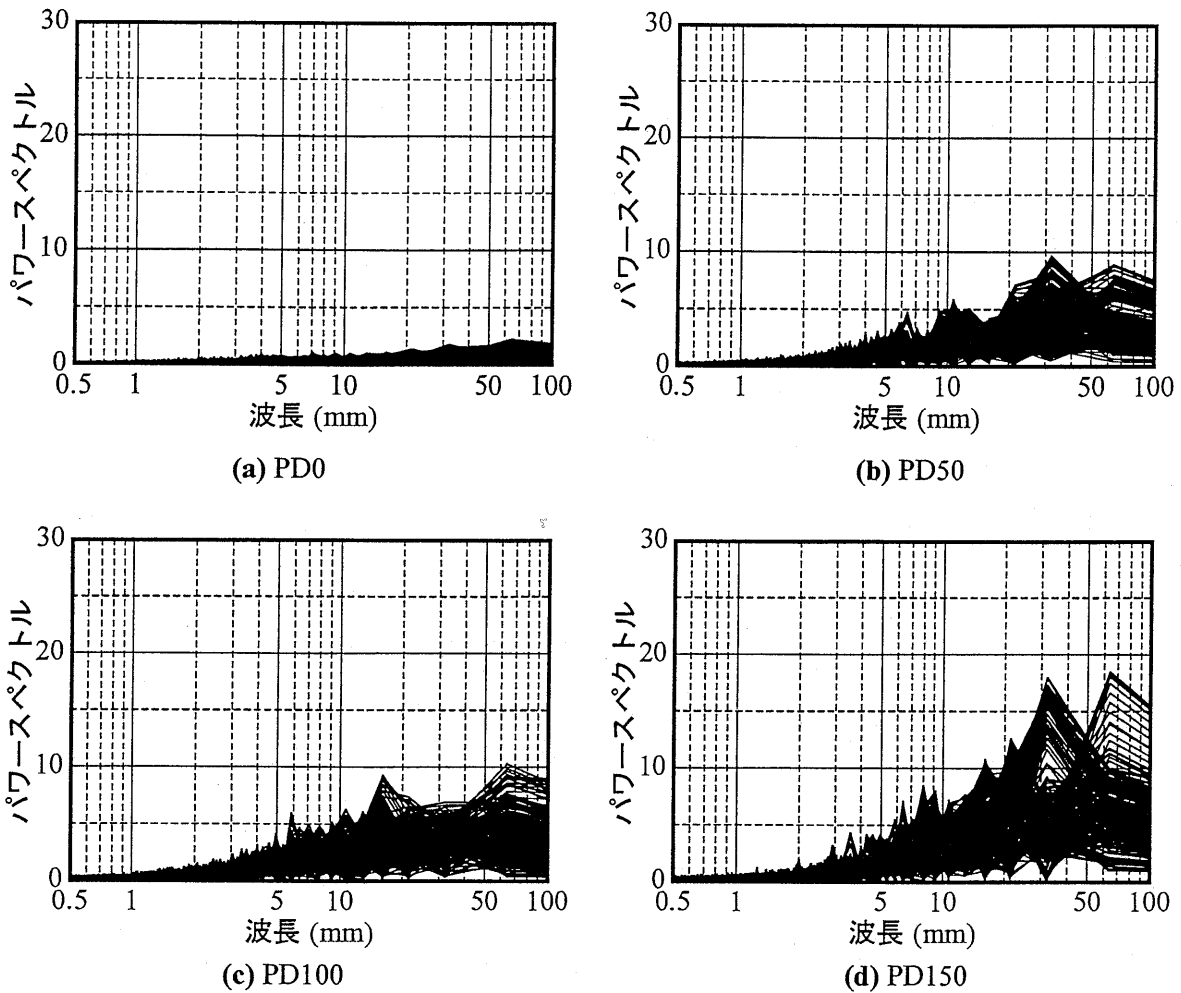


図-5.11 パワースペクトル分布

## 5. 8 本章のまとめ

本章では、鋼繊維補強超速硬セメントコンクリートを用いて増厚されたコンクリートが、若材齢に繰返し荷重を受けた場合の曲げ疲労強度特性について検討を行った。以下に得られた結果を示す。

- (1) 投射密度を  $50\text{kg/m}^2$ 、 $100\text{kg/m}^2$ 、 $150\text{kg/m}^2$  と増加させるにしたがって曲げ強度が増加する。また、投射密度を  $50\text{kg/m}^2$  から  $100\text{kg/m}^2$  に増加させた場合の曲げ強度は大きく増加するが、 $100\text{kg/m}^2$  から  $150\text{kg/m}^2$  の場合ではやや緩慢となる。
- (2) 全ての投射密度の供試体において、材齢 1 日までは曲げ強度が増加するが、それ以降はあまり増加しない。
- (3) 投射密度が増加するに従って曲げ強度比（残存強度／比較強度）の低下は小さくなる。また、今回行った全ての投射密度において A3（材齢 3 時間で疲労試験を開始した実験）

よりも A24（材齢 1 日で疲労試験を開始した実験）の方が強度比の低下が小さい。

- (4) ひび割れの進展においても投射密度の影響を大きく受けており、投射密度  $50\text{kg/m}^2$  の場合はひび割れが打継面に達すると打継面に沿って横にひび割れが進展しているが、投射密度  $100\text{kg/m}^2$  および  $150\text{kg/m}^2$  の場合はひび割れが供試体の下縁中央部から上部まで打継面を貫通し、縦に進展している。ひび割れの進展状況より投射密度が  $100\text{kg/m}^2$  を越えていけば付着がかなり改善されているものと推測される。
- (5) 投射密度が高いほど、じん性も高くなる。また、疲労試験を開始するまでの材齢は材齢 3 時間よりも 1 日の方がじん性の低下を抑制できることが明らかとなった。
- (6) 表面形状の解析を行った結果、投射密度が高くなるにつれて表面積が増加していることが確認される。また、無処理および各投射密度のコンクリート表面には幾何学的に大きな差異があることが確認できた。パワースペクトルについては投射密度が増加するにしたがって、 $1\text{mm}$  を越える波長のパワースペクトルが増加していくことが明らかとなった。



## 参考文献

- 1) 藤原稔, 箕作光一: 鉄筋コンクリート床版の劣化損傷原因と一般的な補修・補強方法, 土木技術資料 32-10, 1991.
- 2) 西川和廣, 村越潤, 山本悟司, 杉山純: 活荷重による橋梁上部構造の損傷と対策, 土木技術資料, 34-8, pp. 58-65, 1992.
- 3) 小松秀樹, 飯束義夫: 道路橋床版の変状と補修・補強工法, コンクリート工学, Vol. 31, No. 7, pp. 43-47, 1993. 7.
- 4) 財団法人 高速道路調査会: 上面増厚工法設計施工マニュアル, 1995. 11.
- 5) 繰返し応力によるコンクリート圧縮疲労試験方法(案), コンクリート工学, Vol. 23, No. 3, pp. 38, March 1985.
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書 基準編, 1999.
- 7) 佐藤健児: 表面工学概論, 養賢堂, 1962.
- 8) J. ホーリング: トライボロジ, 近代科学社, 1984.
- 9) 山本雄二, 兼田楨宏: トライボロジー, 理工学社, 1998.
- 10) 栗原哲彦, 西田好彦, 鎌田敏郎, 六郷恵哲: コンクリート打継部における表面処理粗さの定量化と付着性状の評価, コンクリート工学年次論文報告集, 第20巻, 第2号, pp. 1261-1266, 1998.
- 11) 河野伊知郎・中嶋清実・梅原秀哲・岡田光芳: 若材齢における超速硬増厚コンクリートの曲げ疲労特性に関する研究, セメント・コンクリート論文集, (掲載予定)
- 12) 水越陸祺, 島内洋年, 鹿熊文博, 松井繁之: 鋼繊維補強コンクリートの曲げ疲労特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No. 1, pp. 1055-1060, 1994. 6.
- 13) 蘇玄 昌, 孫永 現, 沈 玉鎮: 鋼繊維補強コンクリートの曲げ疲労挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 1, pp. 959-962, 1993. 6.
- 14) 内川 浩, 宇都輝恭, 遠藤康夫, 堤康一: 超速硬セメントコンクリートにおける新旧打継目処理方法に関する研究, セメント技術年報, No. 34, pp. 385-388, 1980.

## 第6章

# 超速硬増厚鉄筋コンクリート梁が若材齡で 曲げ疲労を受けた場合の一体化

- 6. 1 概説
- 6. 2 コンクリートの配合
- 6. 3 供試体
- 6. 4 疲労試験に用いた波形および応力レベル
- 6. 5 実験手順
- 6. 6 実験結果および考察
- 6. 7 表面形状解析による打継面の評価
- 6. 8 本章のまとめ

# 第6章 超速硬増厚鉄筋コンクリート梁が若材齢で曲げ疲労を受けた場合の一体化

## 6. 1 概説

現在、コンクリート床版の損傷が著しく大きく、効果的な補修・補強が必要となっている。損傷を受けた床版の補強法には大きく分けて剛板接着工法や増設縦桁工法等、主として交通を遮断することなく橋面下から施工できる工法が多かったが、最近では床版剛性の向上、防水に一番効果があると言われていた床版増厚工法<sup>リ<sup>4</sup></sup>が採用されている。この工法は前章で述べたとおり、既存の旧コンクリート床版の打継面に表面処理を行い、その上に新コンクリートを打足す工法であるが、施工中に交通を遮断する必要があるため、早期交通開放が可能な超速硬セメントコンクリートが多く用いられる。しかし、早期交通開放を行った場合は、セメントの水和が十分進行していないときに交通荷重による疲労荷重が作用することになり、この影響が曲げ強度、付着強度等にどのような影響を及ぼすかを把握しておくことは重要である。

そこで本章では、アウイン系超速硬セメントを新コンクリートに用いて、若材齢において打継目を有する鉄筋コンクリート梁の疲労試験を行い、残存曲げ荷重、残存付着強度およびじん性等を計測し、若材齢における超速硬増厚鉄筋コンクリート梁の曲げ疲労強度特性について検討することにした。また、コンクリート打継面の表面形状および表面積なども測定したので、その点についても検討を行う。なお、首都高速道路では軽量骨材を用いたコンクリート床版もあるので、粗骨材に川砂利および軽量骨材の2種類を用いて実験を行った。

## 6. 2 コンクリートの配合

実験に用いた使用材料を表-6.1に示し、新旧コンクリートの配合を表-6.2(a), (b)に示す。(a)は川砂利を用いた場合の配合で、(b)は軽量骨材を用いた場合の配合である。これらの配合は実際に現場で使われている配合を基に試し練りにより決定した。旧コンクリートの配合は所要スランプを $10.0 \pm 2.0\text{cm}$ 、水セメント比を45%として試し練りを行い、良好なワーカビリティ（コンシステンシー、材料分離抵抗性）とするために必要な水セメント比、最適細骨材率を決定した。新コンクリートの配合は所要のスランプを $5.0 \pm 1.5\text{cm}$ 、単位セメント量を $420\text{kg/m}^3$ または $410\text{kg/m}^3$ 、鋼繊維を $60\text{kg/m}^3$ とし、必要なワーカビリティを得るために試し練りを行い、適切な単位水量、細骨材率を決定した。また、30分程度のハンドリングタ

表-6.1 使用材料

名称	種類・産地	物性
セメント	アウィン系超速硬セメント	比重 3.01 比表面積 4690cm <sup>2</sup> /g
粗骨材	静岡県天竜川産の川砂利	比重 2.67 吸水率 0.84% F.M. 6.76 最大寸法 15mm
	軽量骨材	比重 1.14 吸水率 3.00% F.M. 6.44 最大寸法 15mm
細骨材	三重県員弁川産の粗砂	比重 2.60 F.M. 3.05 吸水率 2.27%
	三重県長良川産の細砂	比重 2.59 F.M. 2.18 吸水率 1.73%
鋼繊維	インデント型スチールファイバー	長さ 50mm 質量 150mg 換算断面積 0.39mm <sup>2</sup> 換算直径 0.7mm 引張強度 1.132 N/mm <sup>2</sup>

表-6.2 新旧コンクリートの配合

(a) 川砂利を用いた配合

コンクリートの種類	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						高性能AE減水剤 (g/m <sup>3</sup> )	AE補助剤 (g/m <sup>3</sup> )	凝結遅延剤 (g/m <sup>3</sup> )	高性能減水剤 (g/m <sup>3</sup> )
			水	セメント	細骨材		粗骨材	鋼繊維				
					細砂	粗砂						
旧	45	64	184	409	101	937	594	—	818	16.4	—	—
新	38	60	151	420	108	997	749	60	—	—	4200	10500

(b) 軽量骨材を用いた配合

コンクリートの種類	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						高性能AE減水剤 (g/m <sup>3</sup> )	AE補助剤 (g/m <sup>3</sup> )	凝結遅延剤 (g/m <sup>3</sup> )	高性能減水剤 (g/m <sup>3</sup> )
			水	セメント	細骨材		粗骨材	鋼繊維				
					細砂	粗砂						
旧	45	45	184	410	73	677	398	—	1025	14.4	—	—
新	38.5	55	151	410	99	920	394	60	—	—	4100	8200

イムを得るために必要な凝結遅延剤の添加量を決定した。鋼繊維には新コンクリート部にインデント型で長さ 50mm のものを用いた。なお、今回用いた軽量骨材は比重が 1.14 と非常に小さく、川砂利の比重 2.67 と比較しても半分以下である。この軽量骨材を用いたコンクリートは川砂利を用いたコンクリートに比べて、せん断強度は若干小さくなるが、圧縮強度および引張強度は同等で、比重が小さいので自重を軽くすることができるという特徴を有している。

### 6. 3 供試体

図-6.1 に各供試体の断面図を示す。鉄筋は異形棒鋼 D10 (SD295A) を用いた。以後、図に示すように各供試体を Type I ~ III と略す。ここで、軽量骨材を用いた供試体には、I ~ III の後に L を添付している。Type I, I L は旧コンクリート表面のレイタンスだけをブラシで取り除いた供試体である。Type II, II L は打継面をショットブラストで投射密度を  $150\text{kg/m}^2$  に設定して表面処理を行った供試体である。Type III, III L は打継面を持たず、高さ 20cm で全て旧コンクリートで作製した供試体である。次に Type I, I L, Type II, II L の供試体作製方法を図-6.2 に示す。まず旧コンクリートを高さ 15cm、幅 10cm、長さ 115cm で作製し、温度  $20^\circ\text{C}$ 、湿度 80% の恒温恒湿室で 28 日間湿空養生を行う。その後、Type I は旧コンクリート上面を水洗いし、レイタンスだけを取り除き、Type II, II L はショットブラストにより投射密度  $150\text{kg/m}^2$  で表面処理を行い、Type I, I L, Type II, II L とともに新コンクリートを旧コンクリートの上面に高さ 5cm で打ち継ぎ、所定の材齢となるまで湿空養生を行ったものである。Type III は旧コンクリートを打設後、28 日間湿空養生を行ったものである。また、打継面を有する Type I, I L, Type II, II L については付着強度を求めるために直接引張試験を行う。直接引張試験

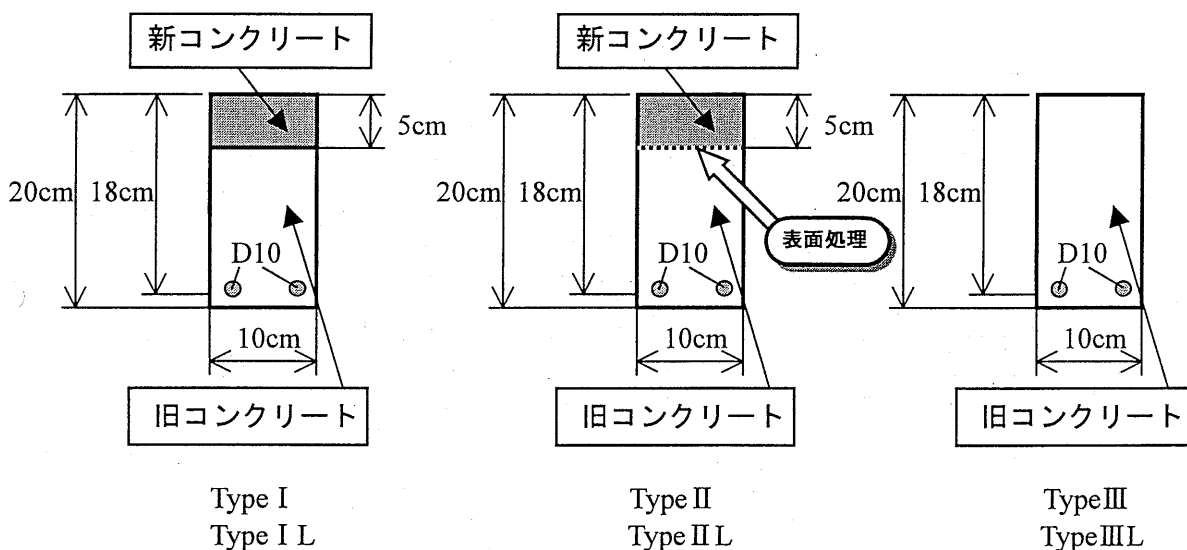


図-6.1 供試体断面図

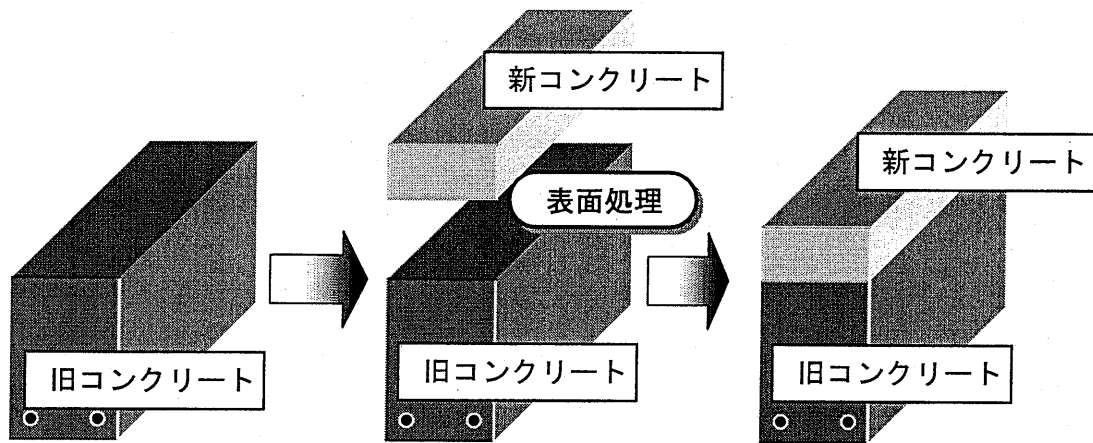


図-6.2 供試体作製方法

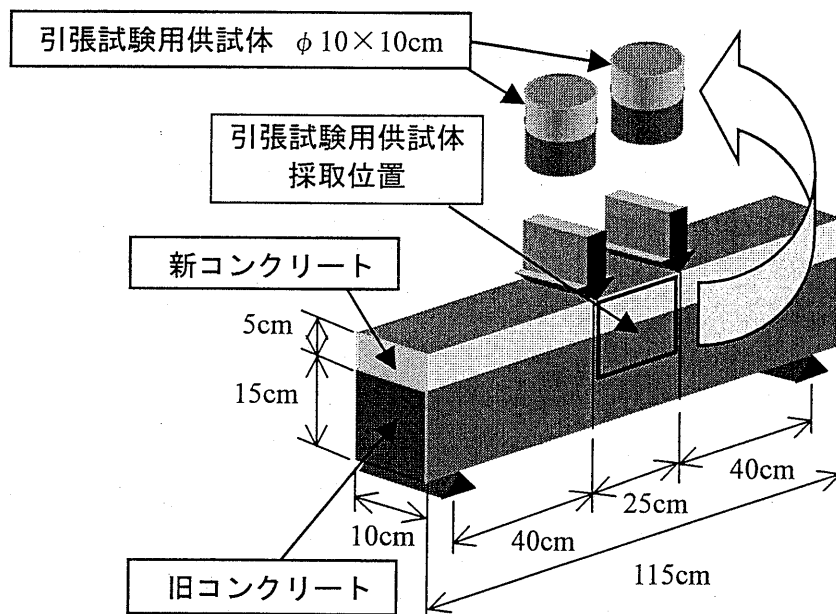


図-6.3 供試体寸法、載荷方法および引張試験用供試体採取位置

は、まず建研式引張試験に準じて行い、正確な付着強度が得られなかったと判断した場合は、引張試験用供試体の上面および下面に治具を張付け、耐圧機により引張試験を行う。図-6.3 に供試体寸法、載荷方法および引張試験用供試体採取位置を示す。図-6.3 に示すように、載荷方法は二点集中載荷とし、引張試験用供試体は疲労荷重載荷後に疲労用供試体および比較用供試体の載荷点の間からコアカッターを用いて深さ 10cm 以上まで切込みを入れ、円柱供試体 ( $\phi 10 \times 10\text{cm}$ ) を 2 本採取する。

## 6. 4 疲労試験に用いた波形および応力レベル

図-6.4 に疲労試験に用いた载荷波形を示す。疲労試験に用いた波形は sin 波で、振動数( $f$ )は 10Hz、载荷回数( $n$ )は 100 万回を設定した。応力レベルは上限値を疲労開始強度（疲労試験を開始するときの強度）の 70%、下限値は 15%に設定して疲労試験を行った。今回行った疲労試験の条件は JIS 原案<sup>5)</sup>を参照して決定した。

## 6. 5 実験手順

図-6.5 は疲労試験のフローチャートを示したものである。まず、新コンクリートを打設してから所定の材齢になるまで温度  $20 \pm 1^\circ\text{C}$ 、湿度 80%以上の恒温恒湿室内で湿空養生を行う。疲労試験開始までの材齢は作業時間等も考慮して新コンクリートを打設してから 4 時間とする。材齢に達したら数本の供試体を用いて曲げ強度試験を行い、最大曲げ荷重を測定する。その曲げ荷重を基に、応力レベルを設定し疲労試験を開始する。所定の载荷回数が終了した時点で、疲労用供試体と比較用供試体の曲げ強度試験および直接引張試験を行う。曲げ強度試験の最大荷重をそれぞれ残存曲げ荷重および比較曲げ荷重とし、これらの荷重の比を曲げ荷重比とする。また、直接引張試験では疲労用供試体と比較用供試体の最大引張荷重をそれぞれ残存付着強度および比較付着強度とし、これらの強度の比を付着強度比とする。疲労試験は供試体のばらつきを考慮して一つの実験について 3 回以上行った。

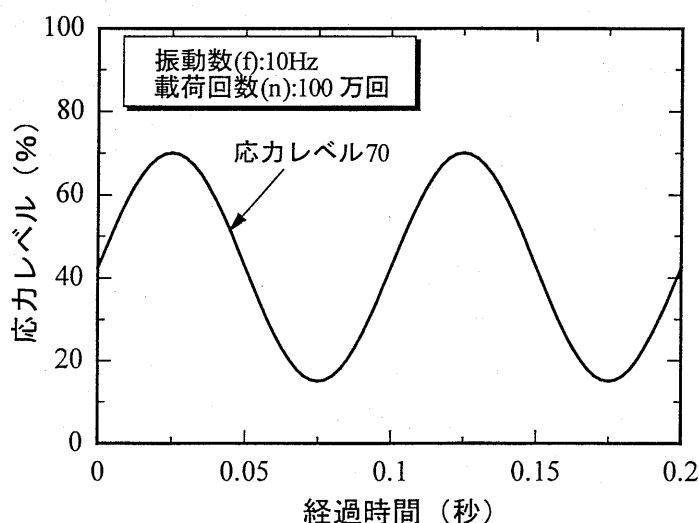


図-6.4 疲労試験に用いた波形

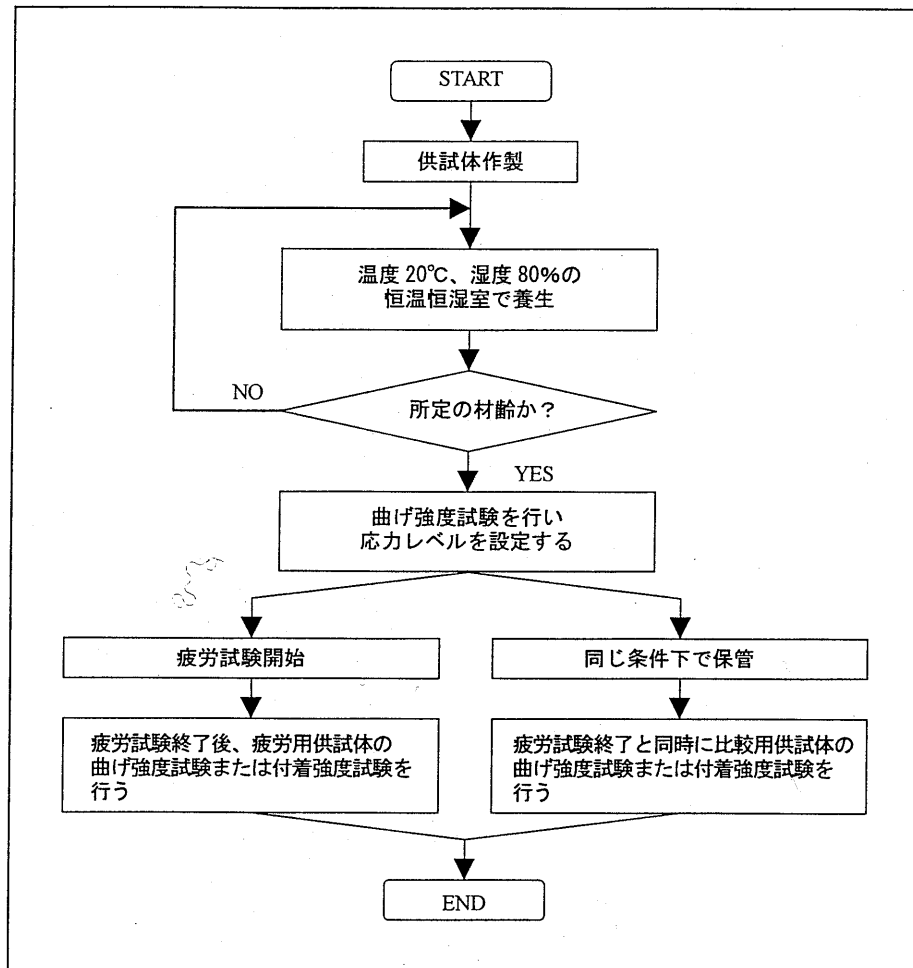


図-6.5 疲労試験のフローチャート

## 6. 6 実験結果および考察

### 6. 6. 1 疲労荷重を受けていない供試体の材齢と最大曲げ荷重

表-6.3 は Type I～III および Type I L～III L の比較用供試体（疲労荷重を受けていない供試体）の疲労試験開始時および終了時の最大曲げ荷重を示している。ここで、疲労試験開始時とは疲労試験を開始する直前を示し、疲労試験終了時とは疲労試験が終了したときまでの材齢を示しており、新コンクリートを打設した時を材齢の基準としている。また、疲労試験開始時および疲労試験終了時の材齢は表に示すとおりで、疲労試験を開始した時の材齢は 4 時間であり、終了したときの材齢は 31.8 時間となる。ここで、本章で扱っている曲げ荷重は、打継面を有する供試体も用いているため、打継面の剥離などにより破壊している場合もあり、純粋な曲げ荷重になっていないものもある。

まず、表に示す Type I～III の材齢 4 時間での最大曲げ荷重については、レイタンスを取り除いただけの Type I では 45.9kN、ショットブラストによる表面処理を行った Type II では



表-6.3 比較用供試体の材齢と最大曲げ荷重

	疲労試験開始時	疲労試験	疲労試験終了時
材齢	4.0時間	(載荷時間27.8時間)	31.8時間
Type I	45.9kN	⇒	51.9kN
Type II	50.6kN	⇒	58.7kN
Type III	63.7kN	⇒	63.6kN
Type I L	41.5kN	⇒	46.1kN
Type II L	43.6kN	⇒	49.1kN
Type III L	50.8kN	⇒	51.2kN

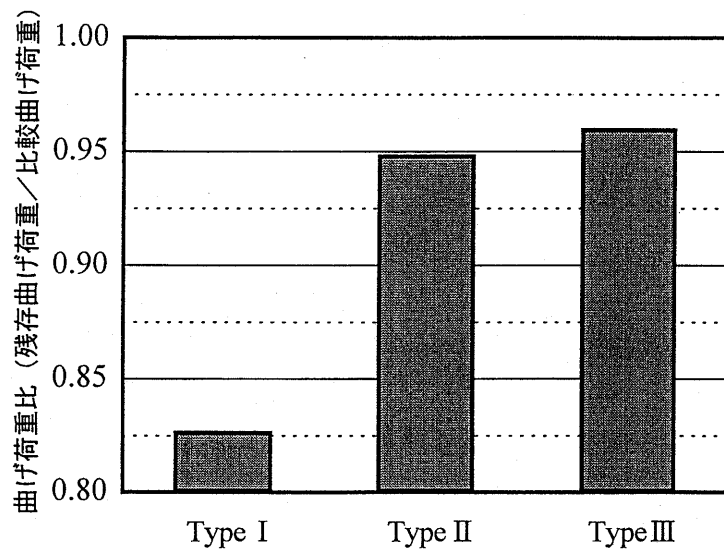
50.6kN となり、Type I よりも 4.7kN 増加している。打継面を有しない旧コンクリートのみの Type III では 63.7kN と他の供試体よりも高い値を示している。曲げ荷重の基準となる Type III を 100% とすると、Type I は 72.0%、Type II は 79.5% となる。Type I L ~ III L の材齢 4 時間での最大曲げ荷重については、Type I L では 41.5kN、Type II では 43.6kN となり、Type I L よりも 2.1kN 増加している。Type III L では 50.8kN と高い値を示している。曲げ荷重の基準となる Type III を 100% とすると、Type I は 81.8%、Type II は 85.8% となる。

次に材齢 31.8 時間での Type I ~ III の最大曲げ荷重については、Type I では 51.9kN、Type II では 58.7kN、Type III では 63.6kN となっている。Type III の曲げ荷重を 100% とすると、Type I は 81.5%、Type II は 92.3% となっており、ショットブラストによる表面処理を行った Type II は打継面を有しない Type III に近い値を示していることがわかる。Type I L ~ III L の最大曲げ荷重については、Type I L では 46.1kN、Type II L では 49.1kN、Type III L では 51.2kN となっている。Type III L の曲げ荷重を 100% とすると、Type I L は 90.0%、Type II L は 95.9% となっており、ここでも、Type II L は Type III L に近い値を示していることがわかる。

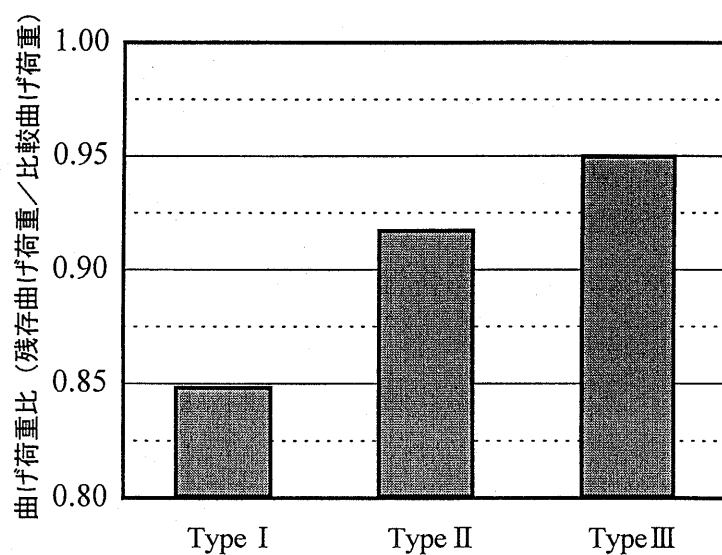
Type I ~ III および I L ~ III L の材齢 4 時間と材齢 31.8 時間の最大曲げ荷重の増加を比較すると、Type I では 6.0kN 増加、Type II では 8.1kN 増加、Type I L では 4.6kN 増加、Type II L では 5.5kN 増加している。このように新コンクリートを増厚した供試体は疲労試験開始してから終了するまでに曲げ荷重が大きく増加していることから、Type I、II および Type I L、II L は曲げ荷重が増加しているときに疲労荷重が作用することになる。Type III および Type III L は新コンクリートを打ち継いでいないので曲げ強度の増加は見られず、疲労試験を行っている間の曲げ強度増加はないと言える。

## 6. 6. 2 各供試体の最大曲げ荷重比

図-6.6(a), (b)は Type I ~ IIIおよび Type I L ~ III L の曲げ荷重比を示している。ここで、曲げ荷重比とは残存曲げ荷重と比較曲げ荷重の比である。まず、Type I ~ IIIについて考察を行う。図-6.6(a)よりレイタンスを取り除いただけの Type I では 0.83 と曲げ荷重の減少が大きい。ショットブラストによる表面処理を行った Type II では 0.95 と減少率が小さくなっており、打継目のない Type III では 0.96 とさらに減少率が小さくなっている。このように Type II の曲げ荷重比は Type III に非常に近い値を示している。このことより、疲労荷重が作用することによる曲げ荷重の減少を、増厚を行う際にショットブラストによる表面処理を施すこと



(a) 川砂利



(b) 軽量骨材

図-6.6 曲げ荷重比

により、打継面を有しない供試体と同じくらい小さくできることが期待できる。

次に Type I L～III L について考察を行う。図-6.6(b)より Type I L ではレイタンスを取り除いただけなので 0.85 と曲げ荷重の減少が大きい。ショットブラストによる表面処理を行った Type II L では 0.92 と減少率が小さくなっている。打継目のない Type III L では 0.95 とさらに減少率が小さくなっている。ここでも、Type II L の曲げ荷重比は Type III L に近い値を示していることから、ショットブラストによる表面処理は疲労荷重が作用することによる曲げ荷重の減少を抑制することがわかる。

したがって、ショットブラストにより表面処理を行うことは、若材齢に疲労荷重が作用することによる曲げ荷重低下の抑制に非常に有効であると言える。

### 6. 6. 3 各供試体の付着強度比

図-6.7 は Type I, Type II, Type I L, Type II L の付着強度比を示している。ここで付着強度比とは残存付着強度と比較付着強度の比である。図よりレイタンスを取り除いただけの Type I の付着強度比は 0.44 と半分以下に減少している。ショットブラストによる表面処理を施した Type II の付着強度比は 0.77 となっており、疲労荷重を受けることによる付着強度の減少がかなり小さくなっている。次にレイタンスを取り除いただけの Type I L の付着強度比は 0.57 と減少しているが、Type I よりは減少率が低くなっている。これは後で述べる Type I L の表面形状によるものと考えられる。Type II L の付着強度比は 0.78 を示しており、Type II に非常に近い値を示している。よって、軽量骨材を用いた場合においてもショットブラストによる表面処理を施すことにより、疲労荷重を受けることによる付着強度の減少を抑制できることがわかる。

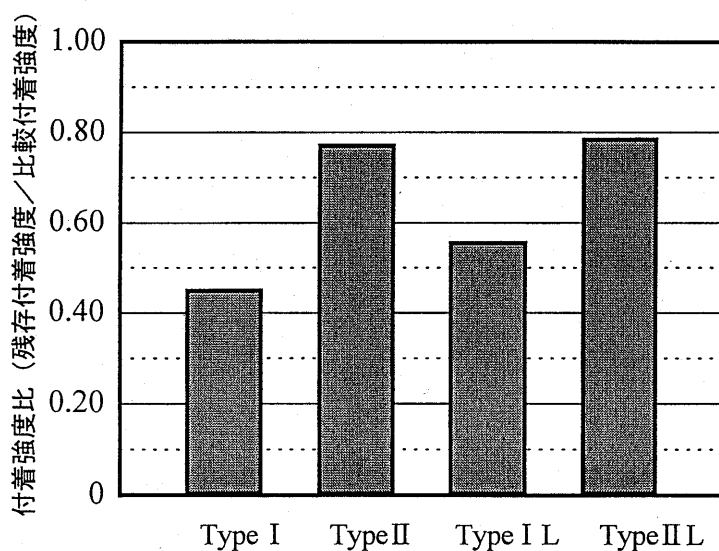


図-6.7 付着強度比

これらの実験結果から、川砂利および軽量骨材いずれを用いた供試体もショットブラストによる表面処理を施すことにより、疲労荷重が作用することによる付着強度の減少率が大幅に小さくなることがわかる。

#### 6. 6. 4 ひび割れの進展

図-6.8(a)～(c)は Type I～III、図-6.9(a)～(c)は Type I L～III L の疲労用供試体および比較用供試体の代表的なひび割れ図を示したものである。図-6.8(a)の Type I の疲労用供試体では、疲労荷重を受けることにより供試体の下縁中央部を中心に下部から縦にひび割れが発生している。疲労試験終了時に行った曲げ強度試験では、疲労載荷時に発生したひび割れを起点にひび割れが進展し、ひび割れが打継面に達すると打継面に沿って進展し、その後、打継面で部分的な剥離を起こして破壊に至っている。Type I の比較用供試体においても、供試体の下縁中央部を中心に下部から縦にひび割れが発生し、ひび割れが打継面に達すると、打継面に沿って進展し、その後、打継面で部分的な剥離を起こして破壊に至っている。これらの結果より打継面のレイタンスだけを取り除いた供試体は、新旧コンクリートの付着力が十分得られず、付着面で応力の伝達が遮られていると推測される。

図-6.8(b)の Type II の疲労用供試体では、Type I と同様に疲労荷重を受けることにより、梁の下縁中央部を中心に供試体下部から縦にひび割れが発生している。疲労試験終了時に行った曲げ強度試験においては疲労載荷時に発生したひび割れを起点にさらに進展している。そして、ひび割れは打継面を貫通し、破壊に至っている。比較用供試体においても梁の下縁中央部を中心にひび割れが発生し、荷重が増加することによりひび割れは打継面を貫通して進展し、最終的に破壊に至っている。このように、Type II の疲労用供試体および比較用供試体は打継面を有しているが、破壊するまで新旧コンクリートは一体化しており打継面による影響は特に観察されなかった。これらの実験結果より、ショットブラストにより表面処理を行った供試体は新旧コンクリートの付着力が高められたことにより一体化が図られ、内部応力が良好に伝達されていると推測される。

図-6.8(c)の Type III の疲労用供試体では、疲労荷重を受けることにより、ひび割れが供試体の下縁中央部を中心に供試体中央部まで縦に進展している。疲労試験終了時に行った曲げ強度試験では、疲労載荷時に発生したひび割れを起点にさらにひび割れが進展し、破壊に至っていることがわかる。次に比較用供試体を見てみると、ここでも供試体の下縁中央部を中心にひび割れが発生し、荷重の増加とともに下縁側でのひび割れ開口量が増加し、破壊に至っている。このように Type III の疲労用供試体および比較用供試体のひび割れ進展は Type II と類似している。

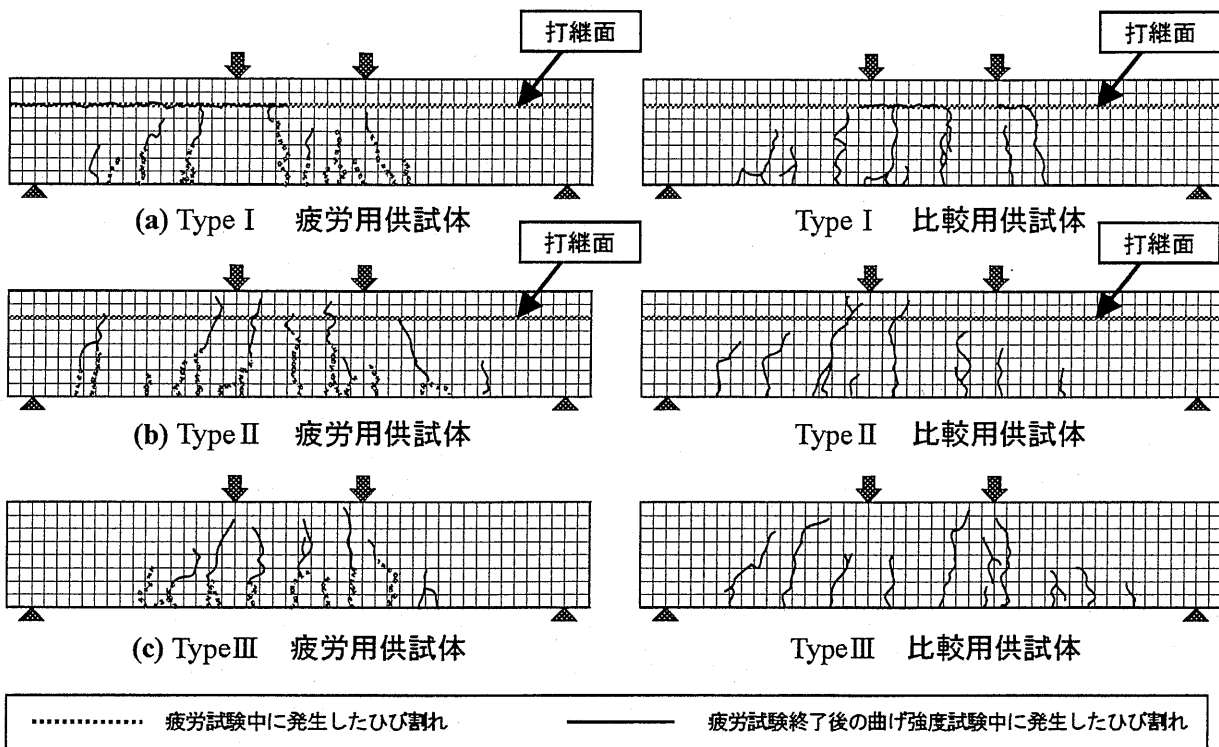


図-6.8 川砂利を用いた供試体のひび割れ図

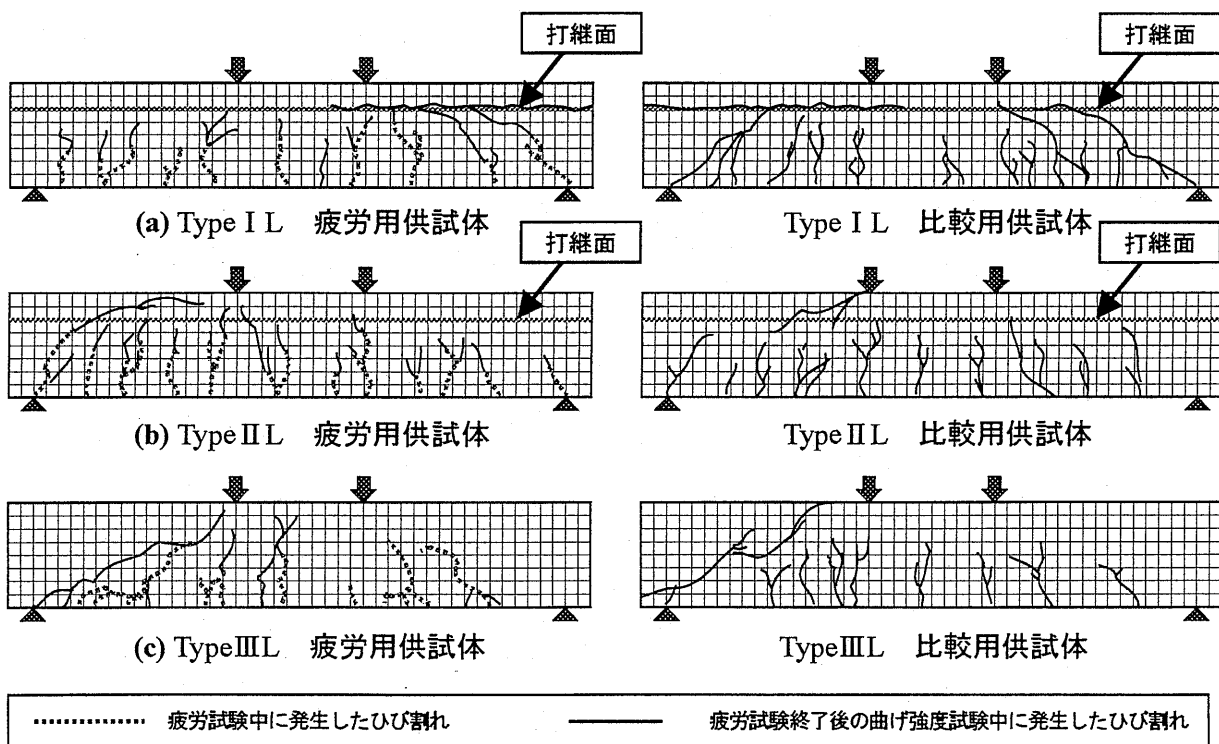


図-6.9 軽量骨材を用いた供試体のひび割れ図

図-6.9(a)～(c)の Type I L～III L の疲労用供試体および比較用供試体については、ひび割れの進展は Type I ～III に非常に似ているが、せん断破壊を起こしているものもある。これは軽量骨材のせん断力が低いために、曲げ破壊ではなくせん断破壊を起こしたものと考えられる。まず、Type I L については最終的に新旧コンクリートの打継面で部分的な剥離を起こして破壊に至っている。Type II L についてはショットブラストによる表面処理を行っているため、非常に付着が良く、破壊するまで新旧コンクリートは一体化しており打継面による影響は特に観察されなかった。Type III L のひび割れ進展は Type II L と類似している。

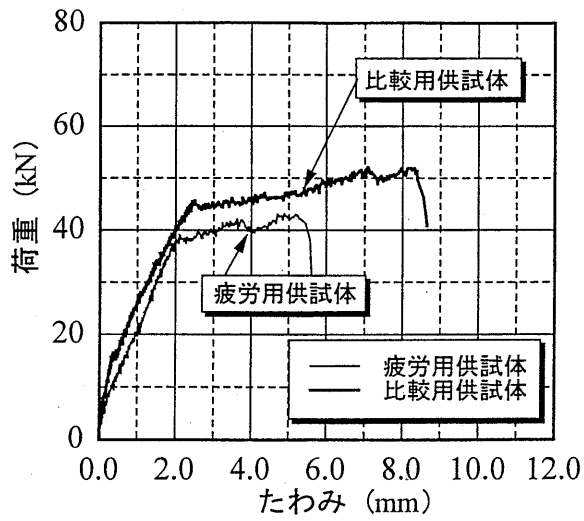
これらの実験結果より、川砂利および軽量骨材のどちらも、ひび割れの進展においても表面処理の方法が大きく影響していることがわかる。また、ひび割れの進展状況よりショットブラストによる表面処理を行った場合、付着が大きく改善されるものと推測される。

### 6. 6. 5 曲げタフネス

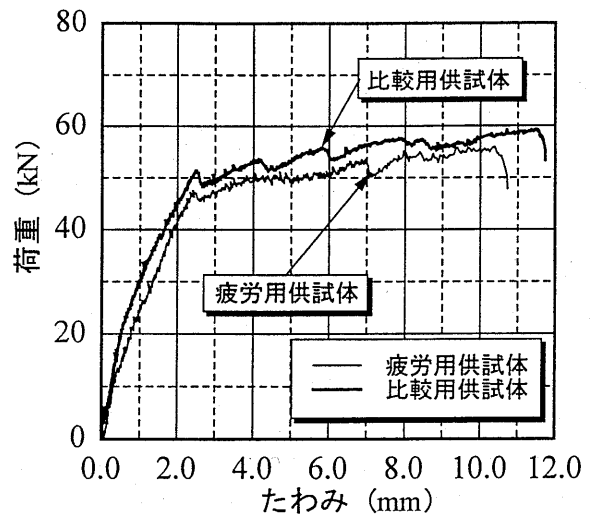
図-6.10(a)～(c)は Type I ～III の荷重とたわみの関係を示したもので、図-6.11 は Type I ～III の曲げタフネスを示したものである。また、図-6.12(a)～(c)は Type I L～III L の荷重とたわみの関係を示したもので、図-6.13 は Type I L～III L の曲げタフネスを示したものである。ここで、曲げタフネスとは供試体が荷重を受けてから破壊するまでに示すエネルギー吸収能であり、エネルギー量によって表示される<sup>6)</sup>。このエネルギー量とは荷重とスパン中央点のたわみとの積によって表される。図-6.10 および図-6.12 の全ての Type において、荷重は最大荷重を示してから急激に低下して破壊に至っていることより、曲げタフネスの限界点はこの破壊に至るまでの点とした。本章で曲げじん性係数ではなく曲げタフネスをじん性の指標に用いた理由は、今回用いた供試体のサイズが大きく、また、載荷方法も土木学会が提唱する「鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法 (JSCE-G552)」基準から外れるためである。

図-6.10(a)の Type I では、比較用供試体ではたわみが 2.5mm に達するまでは直線的に曲げ荷重が増加している。その後は曲げ荷重の増加も緩やかとなり、たわみが 8mm 付近で最大曲げ荷重 52kN となり、破壊に至っている。これに対して疲労用供試体は疲労荷重を受けたことにより供試体に累積損傷があるため、破壊に至るまでのたわみ量が大きく減少し、また曲げ荷重も小さくなっており、たわみが 5mm 付近で最大曲げ荷重 43kN を示し、破壊に至っている。また、図-6.11 より曲げタフネスは比較用供試体では 365kN・mm、疲労用供試体では 188kN・mm となり、若材齢に疲労荷重を受けることにより曲げタフネスが 52%まで大きく低下していることがわかる。

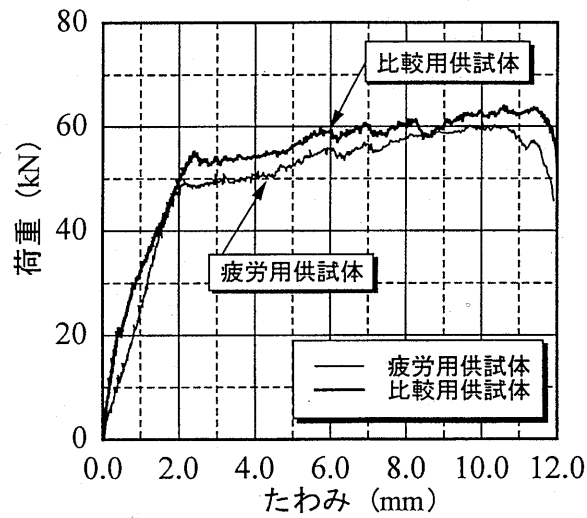
図-6.10(b)より、Type II の比較用供試体ではたわみが 2.0mm に達するまでの曲げ荷重の増



(a) Type I



(b) Type II



(c) Type III

図-6.10 荷重とたわみの関係 (川砂利)

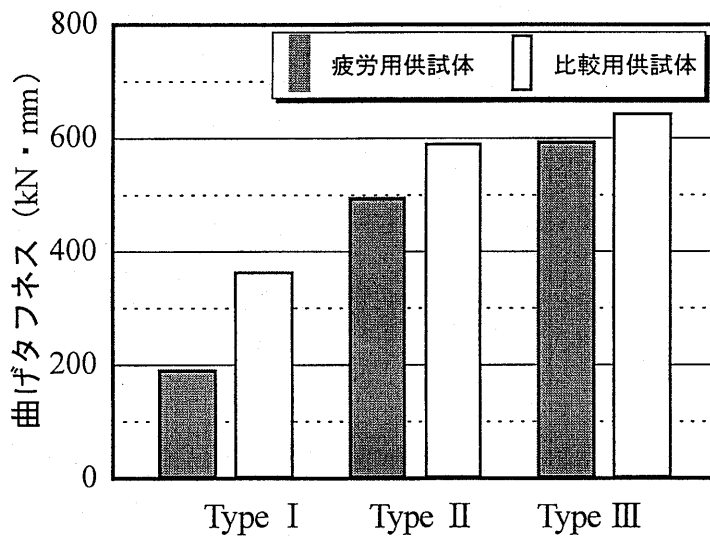


図-6.11 曲げタフネス (川砂利)

加は、Type I よりもさらに大きくなっている。その後は曲げ荷重の増加も緩やかとなり、たわみが 11mm を越えてたところで最大曲げ荷重 59kN となり、破壊に至っている。これに対して、疲労用供試体は比較用供試体よりも曲げ荷重が小さくなり、たわみが 10mm 付近で最大曲げ荷重 56kN を示し、破壊に至っている。また、曲げタフネスは比較用供試体では 588kN・mm、疲労用供試体では 493kN・mm となり、疲労荷重を受けることにより 84%まで低下しているが、ショットブラストにより表面処理を施しているため、Type I の場合よりも曲げタフネスの低下が抑制されていることがわかる。

図-6.10(c)より、Type IIIでは打継面を有しないので、比較用供試体ではたわみが 2.0mm に達するまでの曲げ荷重の増加はさらに大きくなっている。その後は曲げ荷重の増加も緩やかとなり、たわみが 10mm を越えたところで最大曲げ荷重 62kN となり、破壊に至っている。これに対して、疲労用供試体は比較用供試体よりも曲げ荷重が小さくなり、たわみが 10mm 付近で最大曲げ荷重 60kN を示し、破壊に至っている。また、曲げタフネスは比較用供試体では 643kN・mm、疲労用供試体では 593kN・mm となり、疲労荷重を受けることにより曲げタフネスが低下しているが、低下率は 92%と全タイプの中で最も低下率が小さいことがわかる。

図-6.12(a)の Type I L では、比較用供試体ではたわみが 3.0mm に達するまでは大きく曲げ荷重が増加している。その後は曲げ荷重の増加も緩やかとなり、たわみが 9mm 付近で最大曲げ荷重 46kN となり、破壊に至っている。これに対して疲労用供試体は疲労荷重を受けたことにより供試体に累積損傷があるため、破壊に至るまでのたわみ量が大きく減少し、また曲げ荷重も小さくなっており、たわみが 6mm 付近で最大曲げ荷重 39kN を示し、破壊に至っている。また、図-6.13 より曲げタフネスは比較用供試体では 365kN・mm、疲労用供試体では 194kN・mm となり、若材齢に疲労荷重を受けることにより曲げタフネスが 52%まで大きく低下していることがわかる。

図-6.12(b)より、Type II L の比較用供試体ではたわみが 2.5mm に達するまで曲げ荷重が大きく増加している。その後は曲げ荷重の増加も緩やかとなり、たわみが 10mm を越えてたところで最大曲げ荷重 49kN となり、破壊に至っている。これに対して、疲労用供試体は比較用供試体よりも曲げ荷重が小さくなり、たわみが 9mm 付近で最大曲げ荷重 45kN を示し、破壊に至っている。また、曲げタフネスは比較用供試体では 450kN・mm、疲労用供試体では 356kN・mm となり、疲労荷重を受けることにより 80%まで低下しているが、ショットブラストにより表面処理を施しているため、Type I L の場合よりも曲げタフネスの低下が抑制されていることがわかる。

図-6.12(c)より、Type III L では打継面を有しないので、比較用供試体ではたわみが 2mm に



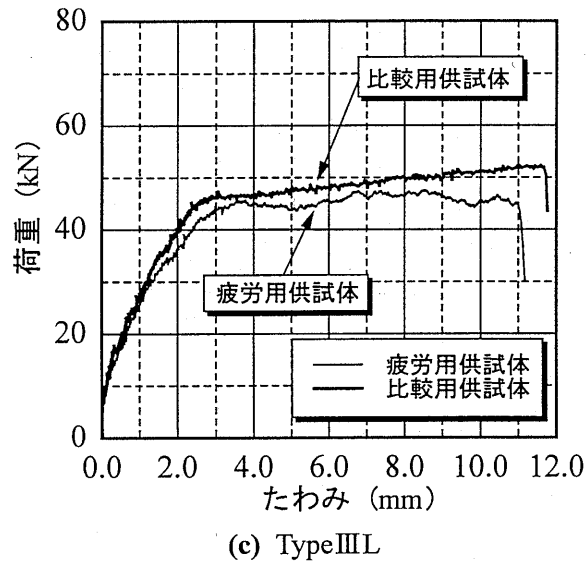
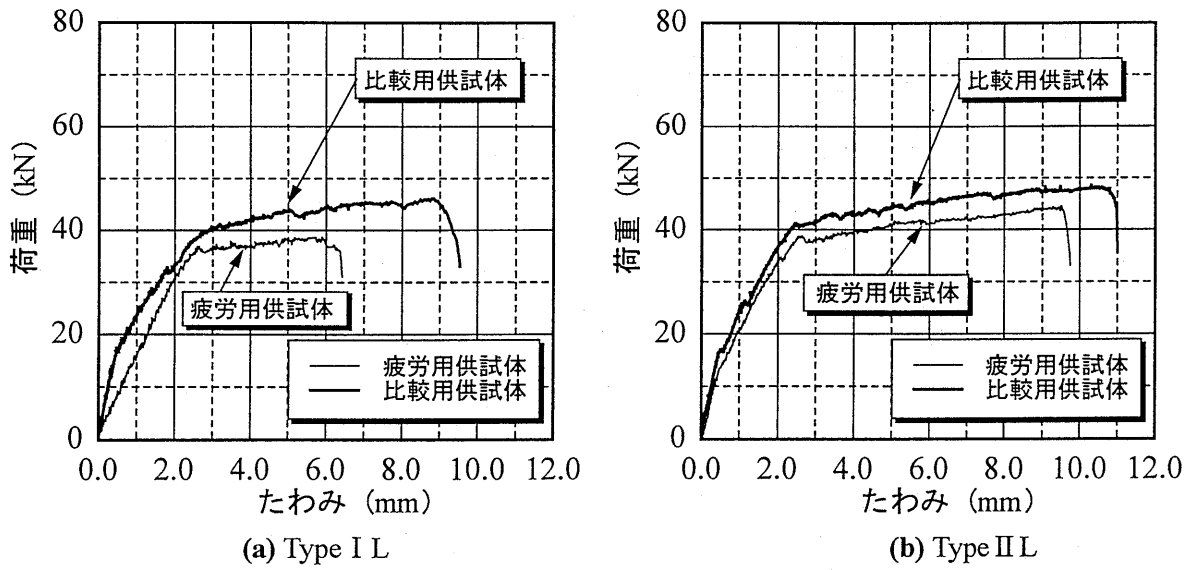


図-6.12 荷重とたわみの関係（軽量骨材）

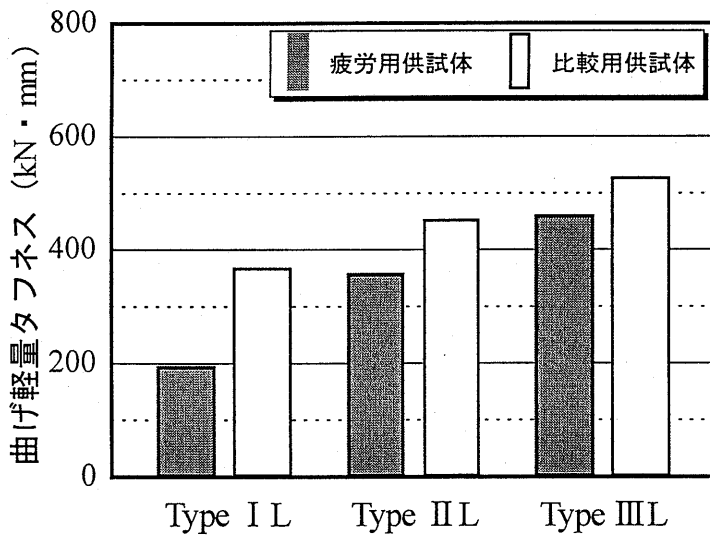


図-6.13 曲げタフネス（軽量骨材）

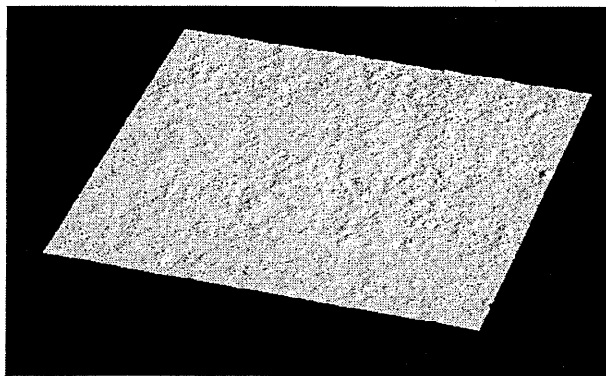
達するまでの曲げ荷重の増加はさらに大きくなっている。その後は曲げ荷重の増加も緩やかとなり、たわみが 10mm を越えたところで最大曲げ荷重 51kN となり、破壊に至っている。これに対して、疲労用供試体は比較用供試体よりも曲げ荷重が小さくなり、たわみが 11mm 付近で最大曲げ荷重 48.6kN を示し、破壊に至っている。また、曲げタフネスは比較用供試体では 527kN・mm、疲労用供試体では 459kN・mm となり、疲労荷重を受けることにより曲げタフネスが低下しているが、低下率は 87%と全タイプの中で最も低下率が小さいことがわかる。

これらの実験結果より、疲労用供試体は常に比較用供試体よりも低い強度を示していることがわかる。これは疲労荷重を受けることにより曲げ疲労载荷中に既にひび割れが生じていたためである。比較用供試体および疲労用供試体について、レイタンスを取り除いただけの Type I, II が曲げタフネスの値が最も小さく、また、曲げタフネスの低下率も最も大きかった。これに対してショットブラストによる表面処理を施した Type III, IIIL の比較用供試体および疲労用供試体の曲げタフネスの値は、打継面を有しない Type III, IIIIL に近い値を示していることから、打継面を有していてもショットブラストにより表面処理を施すことにより、疲労荷重が作用することによる曲げタフネスの減少を大きく抑制できることが明らかとなった。

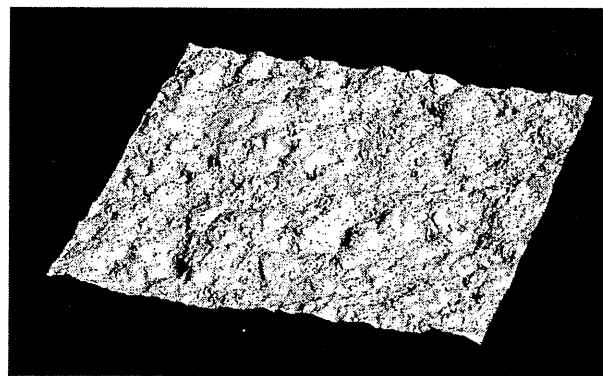
## 6. 7 表面形状解析による打継面の評価

### 6. 7. 1 表面形状、表面積および 10 点平均粗さ

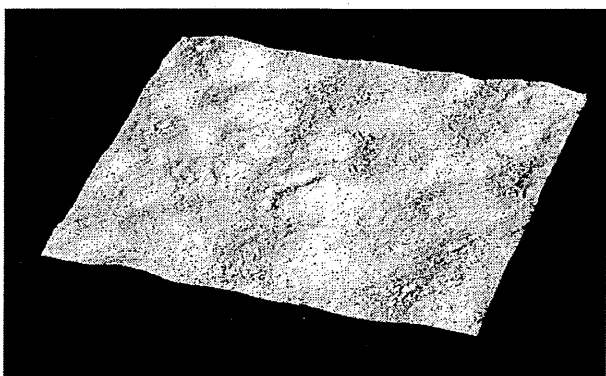
打継部の付着性状に大きな影響を及ぼす打継面の表面粗さを定量化するため、打継面のコンクリート表面形状を触針式三次元形状測定機を用いて計測した。計測方法および計測範囲は第 4 章 (4. 7. 1) に示したとおりである。対象としたのは Type I, II および Type I L, II L の旧コンクリートの打継面である。図-6.14(a)~(d)に触針式三次元形状測定機により測定した表面形状の一例を示す。これらの図より Type I ではレイタンスだけを取り除いた供試体なので表面の凹凸が非常に小さく、滑らかであることがわかる。これに対して Type II では、ショットブラストにより表面処理を行っているため表面の凹凸も明らかに大きく、複雑な形状をしていることがわかる。次に、Type I L ではレイタンスだけを取り除いた供試体であるが、表面に比較的浅い凹凸が確認できる。これは Type II L では軽量骨材を用いており、この比重が小さいため、打ち込みおよび締固めの際に軽量骨材が打継面に上昇したためである。Type II L は軽量骨材を用いているがショットブラストにより表面処理を行っているため、表面に大きな凹凸が確認できる。このように感覚的にも Type I, II および Type I L, II L ではコンクリート表面に幾何学的な差異があることが確認できる。



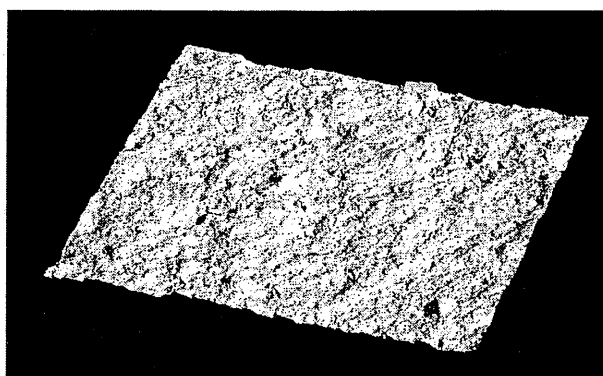
(a) Type I



(b) Type II



(c) Type I L



(d) Type II L

図-6.14 三次元形状計測結果

表-6.4 表面積、表面積比および10点平均粗さ

供試体	Type I	Type II	Type I L	Type II L
表面積(mm <sup>2</sup> )	2536	2849	2603	2827
表面積比	1.00	1.12	1.00	1.08
10点平均粗さ(mm)	0.53	2.65	1.74	2.99

次に表-6.4 は各投射密度での打継面の表面積、表面積比および10点平均粗さ(Rz)を示している。これらのパラメータの定義は第4章(4.7.2)に示したとおりである。ここで、表面積比とはType IとType IIおよびType I LとType II Lの表面積の比である。凹凸のない平面の表面積は2500mm<sup>2</sup>となるが、この表よりType Iでは表面積が2536mm<sup>2</sup>、Type IIでは2849mm<sup>2</sup>で、Type IIの表面積比は1.12となっている。よってショットブラストで表面処理を行うことにより、表面積が10%以上も増加していることがわかる。Type I Lでは表面積が2603mm<sup>2</sup>、Type II Lでは2827mm<sup>2</sup>で、Type II Lの表面積比は1.08となっており、こち

らも表面積が増加していることがわかる。10 点平均粗さにおいては Type I では 0.53mm と非常に小さい値を示しているが、Type II では 2.65mm まで増加している。また、Type I L では 1.74mm で、Type II L では 2.99mm となっている。

これらの解析結果より、ショットブラスト法により表面処理を行うことにより表面積が増加し、また打継面の凹凸の高低差も増加することが確認された。このように新旧コンクリートの付着面積が増加し、また、打継面の凹凸の高低差も増加することにより最大曲げ荷重が増加し、また疲労に対する抵抗性が向上したものと考えられる。

### 6. 7. 2 スペクトル解析

測定した表面形状のデータを基に、はりの高さ方向における処理深さの形状を時系列データと見なすことにより、パワースペクトル分布を求めた。図-6.15(a)～(d)に測定ラインごとのパワースペクトルの分布を重ね合わせた解析結果の一例を示す。図-6.15(a)の Type I では全ての波長においてパワースペクトルの値は小さく、また、明確なピークも見られない。よ

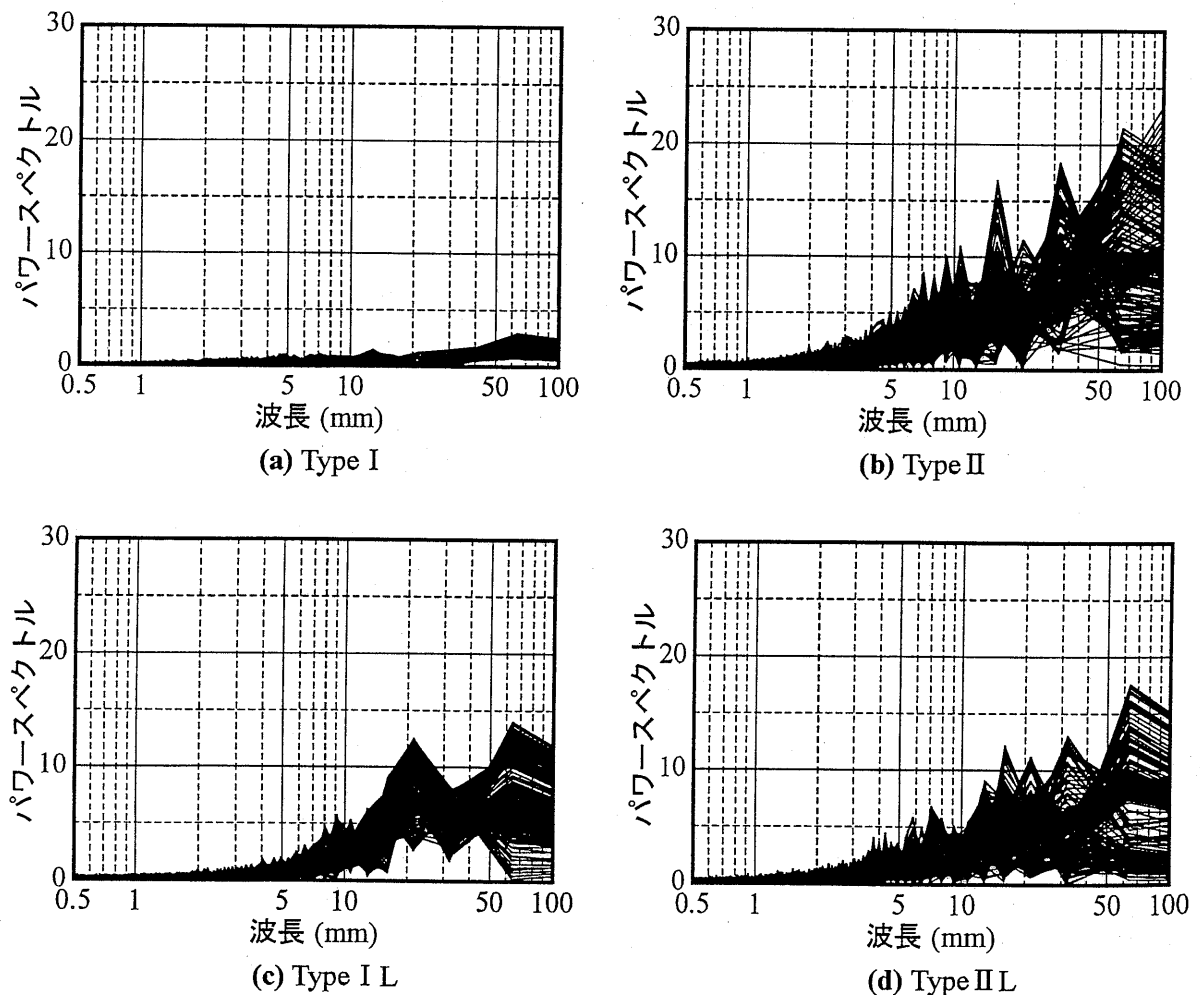


図-6.15 パワースペクトル分布

って、Type I の表面は凹凸が小さく、ほぼ平坦であることがわかる。これに対して、**図-6.15(b)**の Type II では波長が 1mm ぐらいまでは、Type I と同様にパワースペクトルの値は小さいが、それ以降は波長が長くなるにしたがってパワースペクトルの値も増加し、また、ピークも幾つか確認される。よって、Type II は複数の規模の凹凸が重なり合った表面形状をしていると推察される。**図-6.15(c)**の Type I L は Type I とは違い、波長が 20mm および 60mm においてピークが見られる。これは前節でも述べたとおり、軽量骨材の上昇により、表面に凹凸が生じたためである。**図-6.15(d)**の Type II L では波長が 1mm を越えると波長が長くなるにしたがってパワースペクトルの値も増加し、また、ピークも幾つか確認される。よって、Type II L は複数の規模の凹凸が重なり合った表面形状をしていると推察される。このことも、付着強度を増加させ、疲労に対する抵抗性を向上させる一要素であると考えられる。

以上の解析結果より、Type I すなわちレイタンスだけを取り除いた場合には、コンクリート表面には高低差の大きい凹凸はほとんどみられず、非常に平滑であることがわかる。これに対して、Type II のショットブラストによる表面処理を行ったコンクリート表面は、小さい凹凸から大きな凹凸まで存在し、また、形状も複雑になっていることが明らかとなった。Type I L はレイタンスを取り除いただけであるが、軽量骨材の上昇で表面に凹凸が生じている。このことが、付着強度の増加に影響しているものと考えられる。Type II L は Type II ほど大きくはないが、小さい凹凸から大きな凹凸まで生じ、また、形状も複雑になっていることが明らかとなった。

## 6. 8 本章のまとめ

本章では、鋼繊維補強を行った超超速硬セメントコンクリートを用いて増厚された鉄筋コンクリート梁が、若材齢に繰返し荷重を受けた場合の曲げ疲労強度特性について検討を行った。以下に得られた結果を示す。

- (1) 疲労荷重を受けていない供試体における疲労試験開始時および終了時の最大曲げ荷重は、川砂利を用いた供試体においては、レイタンスを取り除いただけの Type I、ショットブラストによって表面処理を施した Type II、打継面を有しない Type III の順番で大きくなった。また、材齢 4 時間から材齢 31.8 時間までの曲げ荷重の伸びについても Type I よりも Type II の方が大きかったことより、ショットブラストにより表面処理を施した方が最大曲げ荷重が大きくなることが明らかとなった。この傾向は軽量骨材を用いた Type I ~ III L でも同じ傾向が見られた。
- (2) 疲労試験の実験結果より、川砂利を用いた供試体でショットブラストによって表面処理を施した Type II は、打継面を有しない Type III と同程度の曲げ荷重比および付着強度比を

示した。また、軽量骨材を用いた TypeⅡL においても、打継面を有しない TypeⅢL と同程度の強度性状を示した。よって、粗骨材に関係なく、ショットブラストによる表面処理を行うことは、若材齢に疲労荷重が作用することによる曲げ荷重低下および付着強度低下の抑制に有効であると言える。

- (3) 曲げ強度試験でのひび割れの進展は、レイタンスを取り除いただけの TypeⅠおよび TypeⅠL ではひび割れが打継面に達すると、打継面に沿って進展し、新旧コンクリートに部分的な剥離が発生しているが、ショットブラストによって表面処理を施した TypeⅡおよび TypeⅡL では、打継面を有しない TypeⅢおよび TypeⅢL と同様に打継面の影響をほとんど受けていない破壊性状を示した。このことより、ひび割れの進展においても表面処理の効果が大きく影響していることが明らかとなった。
- (4) 曲げタフネスを計測した結果、TypeⅠ～Ⅲおよび TypeⅠL～ⅢL の全ての場合において疲労用供試体は常に比較用供試体よりも低い強度を示し、曲げタフネスも小さい値を示した。また、疲労用供試体について、レイタンスを取り除いただけの TypeⅠおよび TypeⅠL が最も小さい値を示し、また、低下率も最も大きかった。これに対してショットブラストによる表面処理を施した TypeⅡおよび TypeⅡL の疲労用供試体の曲げタフネスの値は、打継面を有しない TypeⅢおよび TypeⅢL の疲労用供試体に近い値を示していることから、打継面を有していてもショットブラストによる表面処理を施すことにより、疲労荷重が作用することによる曲げタフネスの減少を抑制できることが明らかとなった。
- (5) 付着面の解析を行った結果、川砂利を用いた供試体で、レイタンスだけを取り除いた TypeⅠでは、表面には高低差の大きい凹凸はほとんどみられず、非常に平滑であることがわかった。これに対して、ショットブラストによる表面処理を行った TypeⅡの表面は、小さい凹凸から大きな凹凸まで存在し、また、形状も複雑になっていることが明らかとなった。軽量骨材を用いた供試体でレイタンスを取り除いただけの TypeⅠL は軽量骨材の上昇で表面に少し凹凸が生じ、TypeⅡL は TypeⅡほど大きくはないが、小さい凹凸から大きな凹凸まで生じ、また、形状も複雑になっていることが明らかとなった。

## 参考文献

- 1) 藤原稔, 箕作光一: 鉄筋コンクリート床版の劣化損傷原因と一般的な補修・補強方法, 土木技術資料 32-10, 1991.
- 2) 西川和廣, 村越潤, 山本悟司, 杉山純: 活荷重による橋梁上部構造の損傷と対策, 土木技術資料, 34-8, pp. 58-65, 1992.
- 3) 小松秀樹, 飯束義夫: 道路橋床版の変状と補修・補強工法, コンクリート工学, Vol. 31, No. 7, pp. 43-47, 1993. 7.
- 4) 財団法人 高速道路調査会: 上面増厚工法設計施工マニュアル, 1995. 11.
- 5) 繰返し応力によるコンクリート圧縮疲労試験方法(案), コンクリート工学, Vol. 23, No. 3, pp. 38, March 1985.
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書 基準編, 1999.
- 7) 佐藤健児: 表面工学概論, 養賢堂, 1962.
- 8) J. ホーリング: トライボロジ, 近代科学社, 1984.
- 9) 山本雄二, 兼田楨宏: トライボロジー, 理工学社, 1998.
- 10) 梅原秀哲, 石神孝之, 檜貝勇: 増厚した鉄筋コンクリート床版の力学的挙動に関する研究, 土木学会論文集, 第 451 号/V-17, pp. 89-98, 1992.
- 11) 園田恵一郎, 堀川都志雄: 輪荷重の反復作用下での道路橋RC床版の低サイクル疲労特性, 土木学会論文集, 第 390 号/V-8, pp. 97-106, 1988.

## 第7章

### 結 論



## 第7章 結 論

本論文は、上面増厚工法で問題となる、若材齢において超速硬セメントコンクリートに繰返し荷重が作用した場合に、その後の強度発現に及ぼす影響および既存の旧コンクリートと新たに打継いだ新コンクリートの一体性等に及ぼす影響を定量的に評価することを目的として研究を行ったものである。

各章の末尾には「まとめ」として、その章の結論を示しているが、ここではこれらを要約して本論文の結論とする。

第1章では、本研究を行うに至った背景およびその重要性について述べた。また、本論文の目的および構成について示した。

第2章では、アウイン系超速硬セメントおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントの特徴および化学的性質を示し、次にアウイン系超速硬セメントコンクリートのフレッシュコンクリートの性質および両セメントを用いた硬化コンクリートの強度特性を明らかにした。得られた結論を要約すると以下の通りである。

- (1) アウイン系超速硬セメントコンクリートのスランプの経時変化については、凝結遅延剤の添加率が増加すれば可使時間が増加し、同じ凝結遅延剤の添加率であれば、単位セメント量が大きいほどスランプロスが大きくなり、可使時間が短くなる。また、凝結硬化速度試験から凝結遅延剤の添加率が増加するに伴い始発時間が長くなるとともに、凝結硬化速度曲線の勾配が緩やかになることが確認された。
- (2) 養生温度が圧縮強度に与える影響については、両コンクリートとも若材齢には養生温度の影響を大きく受けるが、長期的な見地から見れば養生温度 5~30℃の範囲内では安定した強度が得られる。両コンクリートの圧縮強度と積算温度の関係を対数関数で表すと、一つの変曲点を生じ、また、アウイン系超速硬セメントコンクリートの曲げ強度と積算温度の関係を対数関数で表した場合も、一つの変曲点を生ずることが明らかとなった。

第3章では、アウイン系超速硬セメントコンクリートおよびカルシウムフルオロアルミネート系超速硬セメントコンクリートの若材齢における圧縮疲労強度特性、およびアウイン系超速硬セメントコンクリートの若材齢における曲げ疲労強度特性について検討を行った。得られた結論を要約すると以下の通りである。

- (1) 圧縮疲労強度特性としては、両コンクリートとも、本実験で設定した応力レベルの範囲

では応力レベルが高くなるほど、また載荷回数が増加するほど圧縮強度の増進が認められた。圧縮強度の増進は疲労試験を開始するまでに圧縮強度が  $20\text{N/mm}^2$  から  $40\text{N/mm}^2$  に達していれば大きく増進するが、材齢 1 日、7 日と長くなるにつれてその割合が減少する。疲労試験後に細孔容積の計測を行った結果、コンクリートが緻密になっていることが明らかとなった。

- (2) 曲げ疲労強度特性としては、応力レベルが高くなるほど、また載荷回数が増加するほど曲げ強度の減少が認められた。若材齢に疲労荷重を受けると曲げ強度の減少が顕著に現れるが、材齢が 1 日を越えると曲げ強度の減少の割合が小さくなる。若材齢に疲労を受けると著しくじん性が低下するが、材齢を 1 日以上確保していれば、じん性の低下を抑制できることが明らかとなった。

第 4 章では、種々の表面処理方法で処理された旧コンクリートに、アウイン系およびカルシウムフルオロアルミネート系の 2 種類の超速硬セメントコンクリートを打継いだ供試体の割裂試験を行い、若材齢における打継目強度特性について検討を行った。得られた結論を要約すると以下の通りである。

- (1) 打継目強度比は両コンクリートとも同じ傾向を示し、水平打継目の打継目強度比は鉛直打継目よりも高い値を示すことが確認された。材齢 3 時間の打継目強度比は、水洗い、ブラッシング、チップング、ショットブラスト、ウォータージェット、エポキシ樹脂の順で高くなることが確認された。材齢 1 日では全ての表面処理方法において打継目強度比が増加し、特に、ウォータージェットおよびエポキシ樹脂は非常に高い値を示すことが明らかとなった。
- (2) 表面形状解析より、打継面の形状、表面積、凹凸の高低差、パワースペクトル分布などは表面処理方法により大きく変化することが確認された。また、打継面の表面形状が打継目強度に大きく影響していることが明らかとなった。

第 5 章では、アウイン系超速硬セメントを用いた鋼繊維補強超速硬増厚コンクリートが若材齢に繰返し荷重を受けた場合の曲げ疲労強度特性について検討を行った。得られた結論を要約すると以下の通りである。

- (1) 表面処理の投射密度を  $100\text{kg/m}^2$  まで増加させた場合、曲げ強度は大きく増加するが、それ以上の投射密度では伸び率が小さくなった。投射密度が増加するに従って疲労荷重が作用することによる曲げ強度の低下を小さくできることが確認された。また、若材齢に疲労荷重が作用すると曲げ強度の低下が大きくなることが明らかとなった。

- (2) ひび割れの進展においても投射密度の影響を大きく受けており、投射密度が低い場合はひび割れが打継面に達すると打継面に沿って横に進展するが、投射密度が  $100\text{kg/m}^2$  以上の場合は付着性がよく、ひび割れは供試体の下縁中央部から上部まで打継面を貫通し、縦に進展することが確認された。
- (3) じん性については、投射密度が高くなるほど高くなり、また、疲労試験を開始するまでの材齢を十分確保すれば、じん性の低下を抑制できることが明らかとなった。
- (4) 表面形状解析より、投射密度が高くなるにつれて表面積が増加し、また、 $1\text{mm}$  を越える波長のパワースペクトルが増加することが明らかになった。

第6章では、アウィン系超速硬セメントを用いた鋼繊維補強超速硬増厚鉄筋コンクリート梁が、若材齢に繰返し荷重を受けた場合の曲げ疲労強度特性について検討を行った。得られた結論を要約すると以下の通りである。

- (1) 疲労荷重を受けていない供試体の最大曲げ荷重は、レイタンスを取り除いただけの供試体、ショットブラストによって表面処理を施した供試体、打継面を有しない供試体の順番で高くなることが確認された。
- (2) 疲労試験より、レイタンスを取り除いただけの供試体の曲げ荷重比および付着強度比は低い値を示したが、ショットブラストによって表面処理を施した供試体は、打継面を有しない供試体と同程度の曲げ荷重比および付着強度比を示すことが明らかとなった。
- (3) ひび割れの進展は、レイタンスを取り除いただけの供試体ではひび割れが打継面に達すると、打継面に沿って進展し、新旧コンクリートに部分的な剥離が発生するが、ショットブラストによって表面処理を施した供試体は打継面の影響をほとんど受けず、打継面を有しない供試体と同様の破壊性状を示すことが明らかとなった。
- (4) 疲労荷重が作用することによる曲げタフネスの低下は、レイタンスを取り除いただけの供試体では半分程度まで低下するのに対して、ショットブラストによる表面処理を施した供試体および打継面を有しない供試体では20%以内の低い低下に留まることが明らかとなった。
- (5) 表面形状解析より、レイタンスだけを取り除いた供試体の表面は凹凸が非常に小さいが、ショットブラストによる表面処理を行った供試体は小さい凹凸から大きな凹凸まで存在し、形状も複雑になることが明らかとなった。

最後に、超速硬セメントは普通ポルトランドセメントよりも取り扱いが難しいが、短時間で  $20\text{N/mm}^2$  以上の強度発現が可能であるため、今後、今まで以上にコンクリート構造物の

補修・補強材料としても必須の材料になると推測される。特に、高速道路などの鉄筋コンクリート床版は損傷が大きく、またその性質上、早急に補強工事を行い、交通開放を行う必要があるため、超速硬セメントコンクリートの担う役割は非常に大きい。

本研究は最近開発された、安価に製造でき、また短時間で高い強度を発現するアウイン系超速硬セメントコンクリートを道路橋床版の補強法である上面増厚工法に用いた場合を想定して実験を行い、その場合に問題となる疲労強度特性などについて研究を行った。本研究より得られた結果が、実際の施工の一助となることを期待する。

## 謝 辞

本論文は、筆者が豊田工業高等専門学校環境都市工学科に在職中および名古屋工業大学大学院博士課程後期に在学中に行ってきた研究成果をまとめたものです。本論文をまとめるにあたり、指導教官である名古屋工業大学大学院教授 梅原秀哲 博士をはじめとして、多くの方々のご指導とご援助を頂きました。ここに、深く感謝の意を表します。

名古屋工業大学大学院教授 梅原秀哲 先生には、筆者の指導教官として大変多忙な状況にもかかわらず、親切で熱心な指導をいただきました。研究面においては、大学院前期の学生および学部4年生とグループを組んで研究を進めさせていただくなど、豊田工業高等専門学校に勤務している私に名古屋工業大学での研究の場を提供していただき、大変感謝しております。

名古屋工業大学教授 市之瀬敏勝 先生および名古屋工業大学大学院助教授 河邊伸二 先生には、ご多忙の中、本論文の作成に当たり熱心なご指導、貴重なご助言や不備な点に対するご指摘をいただきました。ここに、深く感謝いたします。

豊田工業高等専門学校教授 中嶋清実 先生には、本論文をまとめるうえで、時には厳しく時には暖かいご助言をいただくとともに、私が豊田工業高等専門学校に在職して依頼今日にいたるまで、公私にわたってご指導、激励を賜りました。また、研究内容だけではなく、研究者としての心構えにいるまで幅広くご指導を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

小野田ケミコ株式会社 特殊コンクリート統轄部 梶野洋 氏および岡田光芳 氏からは貴重なご意見と多大なご協力をいただきました。ここに心から感謝いたします。

名古屋工業大学助教授 上原匠 先生には、実験や論文作成等で大変お世話になりました。ここに深く感謝いたします。

さらに、本研究を進めるにあたり、有益なご助言、ご討議、多くの励ましの言葉をいただいた中部大学教授 平沢征夫 先生に感謝の意を表します。

名古屋工業大学コンクリート研究室 平原英樹 技官には、実験器具の調整および備品の調達など大変お世話になりました。

また、研究を遂行する上で、多大なご協力をいただきました豊田工業高等専門学校および名古屋工業大学のコンクリート研究室の卒業生の方々、および貴重な資料の提供とご支援を賜りました小野田ケミコ株式会社の研究所の方々に対し厚く御礼申し上げます。

最後に、今日まで経済面のみならず精神面でも支えてくれた父、今はもう故人となりました。

たが最後まで温かく見守ってくれた母、常に私を励ましてくれた姉、義兄に感謝いたします。