

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1138

September 2006

高性能軽量コンクリートの構造性能と施工性に関する実験的検討

岩波 光保

加藤 絵万

横田 弘

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,  
Port and Airport Research Institute, Japan

## 目 次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	4
2. 軽量コンクリートの耐久性評価 .....	4
2.1 はじめに .....	4
2.2 実験概要 .....	5
2.3 塩化物イオン浸透抵抗性 .....	8
2.4 すりへり抵抗性 .....	9
2.5 圧縮疲労特性 .....	10
2.6 まとめ .....	10
3. 軽量コンクリート部材の力学性能評価 .....	11
3.1 はじめに .....	11
3.2 柱部材の正負交番水平載荷実験 .....	11
3.3 はり部材のせん断載荷実験 .....	16
4. 軽量コンクリートの材料分離抵抗性評価 .....	24
4.1 はじめに .....	24
4.2 締固め時の振動が材料分離性状に及ぼす影響 .....	25
4.3 表面仕上げ時の振動が材料分離性状に及ぼす影響 .....	29
5. まとめ .....	35
6. あとがき .....	36
謝辞 .....	36
参考文献 .....	36

# Experimental Study on Structural Performance and Constructivity of High Performance Lightweight Concrete

Mitsuyasu IWANAMI\*

Ema KATO\*\*

Hiroshi YOKOTA\*\*\*

## Synopsis

There are some possibilities that construction cost of port concrete structures can be reduced by reducing the weight of structure, which leads to simplification of construction procedures, decrease in inertia forces during earthquakes, mitigation of effect on the supporting ground, and so on. One of the methods to realize a light structure is the application of light-weight concrete. However, conventional light-weight concrete is inferior to normal-weight concrete from the viewpoints of strength, durability and constructivity. Therefore, the light-weight concrete has not been used in construction of infrastructure such as port structures.

High-performance artificial light-weight aggregate has recently been developed, of which particles contained minute air-voids separately, resulting in lower water absorption. The aggregate enables us to produce high-performance light-weight concrete of which material properties and structural performance are considerably improved compared with the conventional one.

In this study, the applicability of the high-performance light-weight concrete to port concrete structures was experimentally investigated focusing on weak points of the conventional one. In the experiment, durability of the high-performance light-weight concrete was examined, and structural performance of the light-weight concrete members subjected to shear forces or reversed cyclic forces was compared with that of the normal-weight one. Furthermore, proper methods of compacting and surface-finishing were proposed to prevent the light-weight concrete from segregation, through actual concreting work.

**Key Words:** high-performance artificial light-weight aggregate, light-weight concrete, durability, shear capacity, ductility, segregation

---

\* Senior Researcher of Geotechnical and Structural Engineering Department

\*\* Project Researcher of LCM Research Center for Coastal Infrastructures

\*\*\* Executive Researcher, Director General of LCM Research Center for Coastal Infrastructures  
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute  
Phone : +81-(0)46-844-5059 Fax : +81-(0)46-844-0255 E-mail : iwanami@pari.go.jp

# 高性能軽量コンクリートの構造性能と施工性に 関する実験的検討

岩波 光保\*  
加藤 絵万\*\*  
横田 弘\*\*\*

## 要 旨

港湾・海洋構造物を軽量化することで、施工の省力化が図られたり、地震時慣性力や基礎地盤への影響を低減できることから、コストの縮減が可能な場合がある。軽量化を図る手段の1つに、軽量コンクリートの適用が考えられる。しかし、従来の軽量コンクリートは、その力学的特性、耐久性あるいは施工性が普通コンクリートと比較して劣っていたため、港湾・海洋構造物のような重要構造物に適用される事例はきわめて限定的である。

近年、独立空隙型で吸水性の低い高性能人工軽量骨材が開発され、従来の軽量コンクリートよりも格段に高い性能を有する高性能軽量コンクリートが製造されるようになった。そこで本検討では、この高性能軽量コンクリートを対象として、これまで軽量コンクリートを適用した際に懸案であった材料耐久性、せん断力を受ける部材のせん断耐力、繰返し荷重を受ける部材のじん性、ならびに施工性について実験的に検討を行った。

その結果、適切に配合設計された高性能軽量コンクリートを適切に施工すれば、港湾・海洋構造物に適用するにあたって特段の支障がないことが示された。

**キーワード**：高性能人工軽量骨材，軽量コンクリート，耐久性，せん断耐力，じん性，材料分離

---

\* 地盤・構造部 主任研究官（構造性能評価担当）

\*\* LCM研究センター 特任研究官

\*\*\* 研究主監，LCM研究センター長

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5059 Fax：046-844-0255 E-mail：iwanami@pari.go.jp

## 1. まえがき

近年、過酷な自然環境条件や厳しい設計条件を克服するため、港湾コンクリート構造物の大型化が進み、複雑な設計・施工が強いられているケースが増えている。これが建設コストの高騰を招いており、新技術の導入や設計・施工の合理化によるコスト削減が強く求められている。コスト削減の方策の1つとして、コンクリート構造物の自重低減による軽量化が挙げられる<sup>1)</sup>。例えば、港湾コンクリート構造物の代表的な構造形式であるケーソンでは、一般に、中詰め材料を含めて所要の重量を持たせることで、構造物全体の安定性を確保しているが、近年のケーソンの大型化により、ケーソン自体の自重が大きくなり過ぎていることがある。このため、ケーソンヤード、フローティングドック、あるいはフローティングクレーン等の能力上の制限により、きわめて複雑な施工手順を強いられる事例が増えつつある。また、ケーソン製作地点における水深が十分でない場合、ケーソン引出し時あるいは曳航時の喫水制限で構造断面が決定されることもある<sup>2)</sup>。このような場合、ケーソン自体の自重を低減できれば、上で述べたような施工上の制約条件が緩和できるだけでなく、ケーソン断面を小さくすることもできることから、コスト削減につながることを期待される。ある試算によれば、単位容積質量が $1400\text{kg/m}^3$ の軽量コンクリートを用いてケーソン自重を低減することで、建設コストを約15%削減できる場合があるとされている<sup>1)</sup>。

他にも、栈橋上部工を軽量化することで、地震時慣性力を軽減できるため、下部工構造のスリム化が可能となる。浮体構造物では、軽量化により喫水を小さくできることから、構造物の小型化や上乗荷重の増加が可能となるだけでなく、係留系の簡素化も可能となる。軟弱地盤上に臨港道路の鉄筋コンクリート製橋脚を建設する場合には、橋脚自重を軽減することで、地盤への負荷軽減や地震時慣性力の軽減が可能となり、地盤改良の簡略化や下部工断面の縮小が図られる。このように、港湾コンクリート構造物を軽量化することで、設計・施工の合理化が実現され、建設コストを縮減できる事例が多くあることがわかる。

コンクリート構造物を軽量化する方策の1つとして、軽量コンクリートの適用が考えられる<sup>3)</sup>。軽量コンクリートを製造するには、大別して、骨材として人工軽量骨材を用いる方法と発泡剤を混入してコンクリート中の空隙を増やす方法の2つがある。土木構造物への適用を考えた場合、前者による方法が一般的である。

膨張頁岩を原料とした従来型の人工軽量骨材を用いた

軽量コンクリートでは、一般に強度や耐久性の面で、普通コンクリートと比較して著しく性能が劣っており、海洋環境という厳しい自然環境下に曝される港湾構造物への適用は困難であった。これは、骨材内部の空隙が連続して存在し、かつ骨材の空隙率が大きいためである。

しかしながら、近年、骨材内部の空隙を可能な限り少なくするとともに、それぞれを独立した状態（独立空隙型）とした高性能人工軽量骨材が開発された。この骨材は、従来のものより、比重が小さく、骨材強度が大きいだけでなく、骨材の吸水率が小さいため、耐久性や施工性に優れた高性能軽量コンクリートの製造を可能としている<sup>4)</sup>。

著者らは、これまでに、この高性能人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートの港湾・海洋構造物への適用性について検討を行い、従来の軽量コンクリートにおいて懸案であった耐久性および部材のせん断耐力を大幅に改善できることを実証し、港湾・海洋構造物の建設に十分適用可能であることを示している<sup>5),6)</sup>。

一方で、この高性能人工軽量骨材は、形状が球形であるため、ひび割れ面におけるせん断伝達や骨材の噛合い効果が普通コンクリートと比較して若干劣ること、ならびにコンクリート打込み時に骨材の浮き上がりが生じやすく材料分離抵抗性に劣ることなどの問題点が指摘されていた。そこで最近になって、骨材形状が天然の普通骨材と同様な高性能人工軽量骨材が新たに開発された<sup>7)</sup>。この骨材を用いることで、従来よりも、せん断抵抗性や施工性に優れた軽量コンクリートを製造することが可能であると考えられる。

そこで本研究では、新たに開発された高性能人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートの港湾・海洋構造物への適用性を検討した。検討では、軽量コンクリートを用いることで普通コンクリートよりも性能が劣ると推察される項目、すなわち、軽量コンクリートの耐久性、軽量コンクリート部材の繰返し荷重に対する抵抗性およびせん断荷重に対する抵抗性、ならびに打込み時の材料分離抵抗性について実験的に検討を行った。耐久性の検討にあたっては、軽量コンクリートを港湾・海洋構造物に適用した場合に特に問題となると考えられる塩化物イオン浸透抵抗性、すりへり抵抗性および圧縮疲労特性を取り上げた。

## 2. 軽量コンクリートの耐久性評価

### 2.1 はじめに

港湾・海洋コンクリート構造物は、重要な社会資本の1

表-1 検討ケース

ケース名称	種別	W/C	粗骨材種類	細骨材種類	単位容積質量の目標値 (kg/m <sup>3</sup> )
M1-45	I種	0.45	従来型人工 軽量粗骨材	普通細骨材	1900
M1-50		0.50			
N1-45		0.45	高性能人工 軽量粗骨材		1760
N1-50		0.50			
N2-45	II種	0.45	高性能人工 軽量粗骨材	高性能人工軽量細 骨材+普通細骨材	1650
N2-50		0.50			

表-2 使用材料

種類	名称	仕様
セメント	低熱ポルトランドセメント C1	密度 3.22g/cm <sup>3</sup>
細骨材	山砂 S1	表乾密度 2.59g/cm <sup>3</sup> , 吸水率 2.43%
	砕砂 S2	表乾密度 2.67g/cm <sup>3</sup> , 吸水率 1.60%
	高性能人工軽量細骨材 S3	絶乾密度 1.22g/cm <sup>3</sup> , 60分吸水率 0.34%
粗骨材	従来型人工軽量粗骨材 G1	絶乾密度 1.29g/cm <sup>3</sup> , 24時間吸水率 10%
	高性能人工軽量粗骨材 G2	絶乾密度 1.18g/cm <sup>3</sup> , 60分吸水率 0.08%
混和剤	高性能 AE 減水剤	遅延型, ポリカルボン酸エーテル系
	AE 剤	変性アルキルカルボン酸化合物系

つであり、きわめて長期間にわたって、その機能を発揮し続ける必要がある。そのため、使用されるコンクリートには高い耐久性が要求される。ここでは、軽量コンクリートを用いた場合に普通コンクリートよりも性能が劣ると推察される項目のうち、港湾・海洋コンクリート構造物で特に重要な塩化物イオン浸透抵抗性、すりへり抵抗性および圧縮疲労特性を取り上げて、普通コンクリートとの比較検討を行った。



写真-1 高性能人工軽量粗骨材

## 2.2 実験概要

### (1) 供試体概要

#### a) 検討ケース

検討ケースを表-1に示す。実験パラメタとして、軽量コンクリートの種別、人工軽量骨材の種類、水セメント比を取り上げた。軽量コンクリートI種とは、粗骨材のみに軽量骨材を用いたコンクリートであり、軽量コンクリートII種は粗骨材に加えて細骨材にも軽量骨材を用いたコンクリートである。表-1中の単位容積質量の目標値は、示方配合から計算上求められるコンクリートの単位容積質量で、後述する実際の単位容積質量とは若干異なる。

#### b) 使用材料

コンクリートの練混ぜに用いた材料の諸物性を表-2に示す。細骨材には、普通細骨材として、山砂 (S1) と砕

砂 (S2) を混合したものを、また軽量細骨材としては、粒径が3mm以上のものみに高性能人工軽量細骨材 (S3) を用いた。粗骨材には、従来型人工軽量粗骨材 (G1) または高性能人工軽量粗骨材 (G2) を用いた。

従来型人工軽量骨材は、膨張頁岩を原料として、粉砕・造粒・焼成の工程を経て製造されており、特に建築分野で古くから使用され、多くの施工実績がある。

一方、高性能人工軽量骨材は、黄河堆積物を主原料とし、これに発泡剤と結合材を混合・造粒し、高温で焼成発泡させた独立空隙型の骨材である。従来の高性能人工軽量骨材の形状が球形だったのに対して、この骨材の形状は、写真-1に示すように、天然の碎石に近い。したが

表-3 コンクリートの配合

ケース名称	W/C	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )							
			W	C1	S1	S2	S3	G1	G2	Ad
M1-45	0.45	45	155	344	479	328	-	589	-	2.41
M1-50	0.50	47	155	310	509	348	-	577	-	2.48
N1-45	0.45	47	157	349	498	341	-	-	429	3.14
N1-50	0.50	49	162	324	522	357	-	-	414	3.24
N2-45	0.45	49	157	349	606	-	122	-	412	2.09
N2-50	0.50	51	157	314	641	-	129	-	403	1.88

表-4 コンクリートの硬化物性

ケース名称	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )
M1-45	28.9	18.6
M1-50	24.2	17.9
N1-45	34.2	21.0
N1-50	31.9	19.7
N2-45	29.1	19.6
N2-50	23.6	19.0

って、ひび割れ面におけるせん断伝達や骨材の噛合い効果や打込み時の骨材の浮き上がり防止効果を期待できる点に特徴がある。

c) コンクリートの配合

コンクリートの配合は、以下の条件を満たすように決定した。決定された示方配合を表-3に示す。

- ・単位容積質量は、表-1の値を上限とする。
- ・コンシステンシーは、従来型人工軽量粗骨材を用いた場合、スランプで21±1.5cm、高性能人工軽量粗骨材を用いた場合、スランプフローで400±50mmとする。
- ・空気量は、5.5±1.5%とする。
- ・設計基準強度は、材齢91日で、24N/mm<sup>2</sup>とする。

d) 供試体の形状・寸法および数量

急速塩化物イオン浸透試験用の供試体として、直径100mm、高さ200mmのコンクリート円柱を各ケース3体ずつ製作した。所定期間の養生が終了した供試体の高さ方向のほぼ中央付近から、厚さ30mm程度の円盤状の試験片を切り出して、同試験に供した。

すりへり試験用の供試体としては、50×200×200mmのコンクリート平板を各ケース3体ずつ製作した。

圧縮疲労試験用の供試体としては、直径100mm、高さ

200mmのコンクリート円柱を各ケース20体ずつ製作した。

e) 養生条件

製作した供試体は、打設後1日で脱型し、材齢28日まで標準養生を行った。その後は、各試験実施まで恒温恒湿室（気温：20℃、相対湿度：60%）にて保管した。各試験開始時のコンクリート材齢は、急速塩化物イオン浸透試験が36～37日、すりへり試験が57日、圧縮疲労試験が41～43日である。

f) コンクリートの硬化物性

各ケースのコンクリートの硬化物性を表-4に示す。硬化物性評価のためのコンクリート供試体の圧縮強度試験は、材齢41～42日に実施した。本試験に用いた供試体は、直径100mm、高さ200mmのコンクリート円柱である。

コンクリートの硬化物性は、高性能軽量コンクリートII種、従来型軽量コンクリート、高性能軽量コンクリートI種の順に優れていた。すなわち、人工軽量骨材自体の強度が高い方が、また、II種よりもI種の方が、硬化物性は優れていた。

(2) 急速塩化物イオン浸透試験

塩化物イオンに対するコンクリートの浸透抵抗性は、海洋環境下における鉄筋コンクリート構造物の耐久性を検討する際の重要な品質の1つであり、一般に拡散係数に

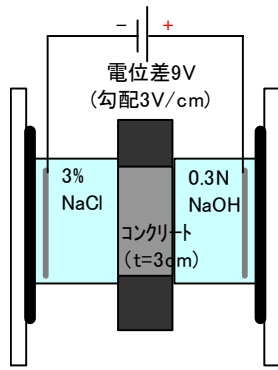


図-1 急速塩化物イオン浸透試験の概要



写真-2 急速塩化物イオン浸透試験の状況

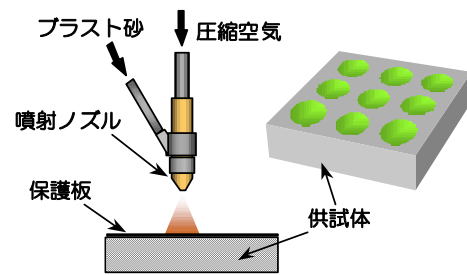


図-2 すりへり試験の概要



写真-3 すりへり試験器

より評価することができる。すなわち、拡散係数が小さいコンクリートがより耐久性に優れていることになる。しかし、コンクリート中における塩化物イオンの拡散係数を評価するには、塩化物イオンの浸透現象がゆるやかに進行するため、きわめて長い期間を要する。そこで、ここでは、塩化物イオンを電気力で強制的に移動させることで、比較的短時間のうちに、コンクリート中における塩化物イオンの浸透抵抗性を評価することとした。

6ケースの軽量コンクリートを対象として、急速塩化物イオン浸透試験を実施し、電気泳動による塩化物イオンの実効拡散係数を評価した。試験は、土木学会規準「電気泳動によるコンクリート中の塩化物イオンの実効拡散係数試験方法(案)」(JSCE-G571-2003)に準じて行った。

図-1に示すように、拡散セル(容量935ml、負極側:3%-NaCl溶液、正極側:0.3N-NaOH溶液)の間に配置した供試体(直径100mm、厚さ30mm)に9.0Vの直流電圧を負荷し、陰極側のセルから陽極側のセルに移動した塩化物イオンの濃度を電位差滴定法により測定した。写真-2に、本試験の実施状況を示す。

得られた実効拡散係数から、JSCE-G571-2003の附属書に示された換算方法に基づいて、塩化物イオンの見掛け



写真-4 すりへり試験後の供試体

の拡散係数を算定した。

### (3) すりへり試験

波浪あるいは漂砂等によるコンクリート表面の磨耗に対する抵抗性を調べるため、すりへり試験を実施した。この試験は、コンクリートのすりへり抵抗性を砂の空気流による衝撃を用いて評価するものであり、基本的にASTM C 418に準拠して行った。すりへり試験の概要を図-2に、用いたすりへり試験器を写真-3に示す。供試体は、(1)で述べた50×200×200mmのコンクリート平板とした。





写真-5 圧縮疲労試験の状況

試験は、図-2に示すように、直径28.7mmの円形孔を9箇所  
に設けた鋼製保護板を供試体表面に取り付けた後に、粒  
径600~800 $\mu$ mの珪砂を0.4MPaの圧力で1分間噴射し、円  
形孔の部分に露出したコンクリート表面に吹き付けた。  
この操作を各孔に対して行った。円形孔の部分で削り取  
られたコンクリートの体積（すりへり減量）を、密度が  
既知の粘土を円形孔に充填し、その質量を測ることで評  
価した。すりへり試験後の供試体の状況を写真-4に示す。  
各孔に対して得られたすりへり減量を平均して、すりへ  
り抵抗性の指標であるすりへり係数 $A_c$ を式(1)により求め  
た。

$$A_c = \frac{V_a}{A_a} \quad (1)$$

ここで、 $A_c$ ：すりへり係数 ( $\text{cm}^3/\text{cm}^2$ )、 $V_a$ ：すりへり減  
量の容積 ( $\text{cm}^3$ )、 $A_a$ ：すりへりを受けた面積 ( $\text{cm}^2$ ) であ  
る。

#### (4) 圧縮疲労試験

港湾・海洋構造物では、繰返し波力や車両荷重による  
疲労破壊に対する安全性の照査を行う必要がある。しか  
しながら、軽量コンクリートの耐疲労性については十分  
に検討されていないのが現状である。そこで、(1)で示  
したコンクリート円柱供試体（直径100mm、高さ200mm）  
を用いて圧縮疲労試験を実施した。ここで、圧縮荷重下  
における疲労性状について検討したのは、コンクリート  
が圧縮材として用いられること、安定した試験が実施し  
やすいことなどを考慮したためである。

試験では、異なる3つの上限応力のケースを対象とした。  
上限応力のケースは、従来型軽量コンクリートでは静的  
圧縮強度に対して60%、70%および75%、高性能軽量コ  
ンクリートI種では同じく65%、70%および75%、高性能軽量  
コンクリートII種では同じく70%、75%および80%とした。  
各ケースとも、下限応力は静的圧縮強度の10%とした。圧

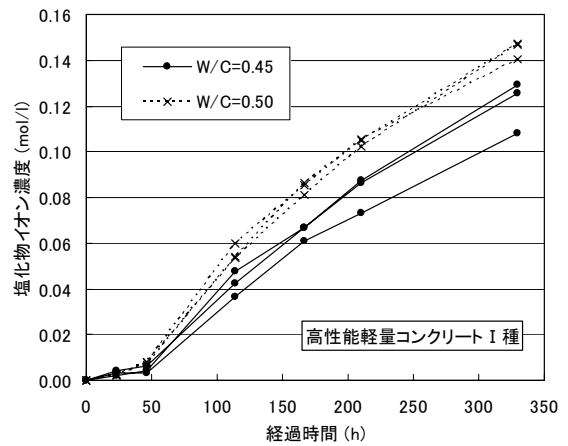


図-3 塩化物イオン濃度の経時変化（陽極側）

縮疲労試験の状況を写真-5に示す。

### 2.3 塩化物イオン浸透抵抗性

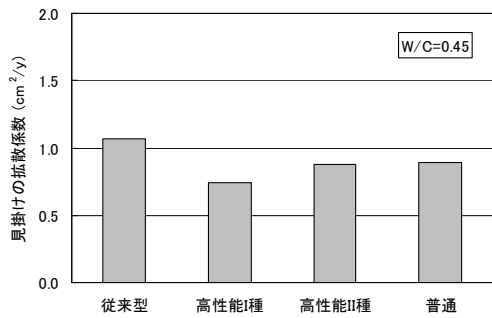
陽極側での塩化物イオン濃度の経時変化の測定結果の  
1例を図-3に示す。これは、高性能軽量コンクリートI種  
の測定結果である。図中には、水セメント比が0.45および  
0.50の各ケースについて、3体の供試体の結果を示した。  
通電開始からの経過時間が50時間までの塩化物イオン濃  
度が著しく低いのは、この段階では陽極側にまだ塩化物  
イオンが到達していないためである。それ以降は、通電  
時間が長くなるほど、陽極側の塩化物イオン濃度が高くな  
ったことがわかる。また、水セメント比が大きいほど、  
すなわちコンクリートが疎なほど、塩化物イオン濃度の  
増加率が大きいことがわかる。そこで、図-3において、  
通電時間が50時間以降の直線部分の傾き（=塩化物イオ  
ンの移動度 $J_{Cl}$ ）により、式(2)および式(3)を用いて、塩  
化物イオンの実効拡散係数 $D_{Cl}$ を算定した。

$$J_{Cl} = \Delta Q_{Cl} \frac{V}{A} \quad (2)$$

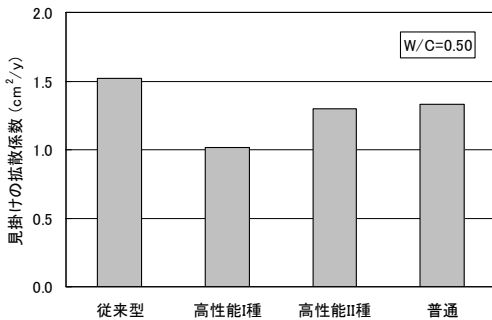
$$D_{Cl} = \frac{RT}{Z_{Cl} F C_{Cl} \Delta V} J_{Cl} \quad (3)$$

ここで、 $\Delta Q_{Cl}$ ：図-3の直線部分の勾配、 $V$ ：セル容量、  
 $A$ ：供試体断面積、 $R$ ：気体定数、 $T$ ：温度 (K)、 $Z_{Cl}$ ：塩  
化物イオンの電価、 $F$ ：ファラデー定数、 $C_{Cl}$ ：拡散セルの  
塩化物イオン濃度 ( $\text{mol}/\text{cm}^3$ )、 $\Delta V$ ：電位勾配 ( $\text{V}/\text{cm}$ ) だ  
る。

得られた実効拡散係数を見掛けの拡散係数に換算した  
結果を図-4に示す。普通コンクリートについては、試験



(a) W/C = 0.45

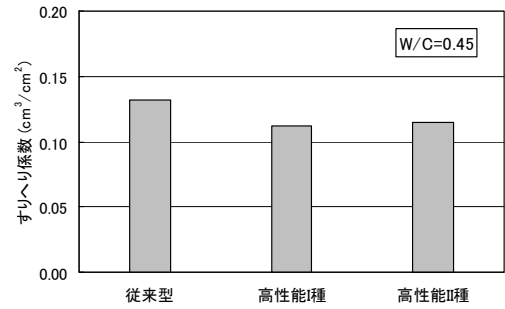


(b) W/C = 0.50

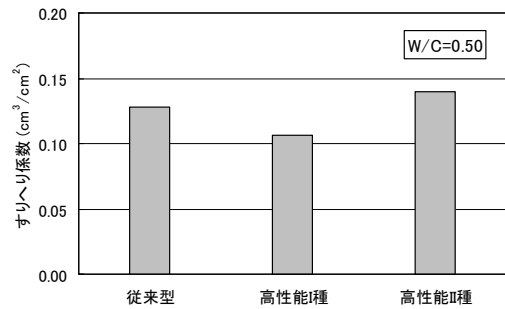
図-4 塩化物イオンの見掛けの拡散係数の算定結果

を実施しなかったため、土木学会コンクリート標準示方書<sup>8)</sup>に示される算定式を用いて、使用セメントの種類と水セメント比より算定した。これによれば、同一の水セメント比で比較すると、高性能軽量コンクリートは普通コンクリートと比較して同程度あるいはそれ以上の塩化物イオン浸透抵抗性を有しているが、従来型軽量コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性は普通コンクリートよりも劣る結果となった。従来型軽量コンクリートの場合、軽量骨材自体の密実性が十分でないこと、ならびに、練混ぜ時に軽量骨材が吸水した水分が硬化後に軽量骨材周囲に滲出し、モルタル-粗骨材界面の状態が疎となったため、塩化物イオン浸透抵抗性に劣る結果となったと推察される。

また、高性能軽量コンクリートII種では、モルタル部分にも軽量骨材が使用されたため、モルタル部分の密実性が他のコンクリートよりも劣っていたことや軽量細骨材の吸水率が軽量粗骨材のそれよりも大きいため、細骨材界面の状態が疎であったため、高性能軽量コンクリートI種よりも塩化物イオン浸透抵抗性に劣っていたものと考えられる。高性能軽量コンクリートI種は、硬化コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性の面からは普通コンクリ



(a) W/C = 0.45



(b) W/C = 0.50

図-5 すりへり試験結果

ートよりも優れた性能を有しているものと考えられ、港湾・海洋構造物に適用しても耐久性上の支障はないものと判断される。

本試験により得られた拡散係数は、電気泳動試験より得られた実効拡散係数を換算して求めたものであり、実際の拡散現象を反映していない可能性がある。そこで、現在、急速塩化物イオン浸透試験で用いたものと同じの供試体を海水暴露試験に供しており、この結果と急速塩化物イオン拡散試験の結果を比較することで、高性能軽量コンクリート中における塩化物イオン浸透抵抗性について、さらに詳細な検討を進める予定である。

#### 2.4 すりへり抵抗性

すりへり試験によって得られたすりへり係数を図-5に示す。一般に、本試験で用いた軽量コンクリートと同程度の強度を有する普通コンクリートでは、すりへり係数は $0.1\text{cm}^3/\text{cm}^2$ 以下である。骨材自体の強度が小さい従来型軽量コンクリート、ならびに、モルタル部分にも軽量骨材が含まれている高性能軽量コンクリートII種では、すりへり係数が $0.1\text{cm}^3/\text{cm}^2$ を上回り、普通コンクリートと比較して、すりへり抵抗性に劣る結果となった。一方、高性能軽量コンクリートI種では、普通コンクリートと同程度

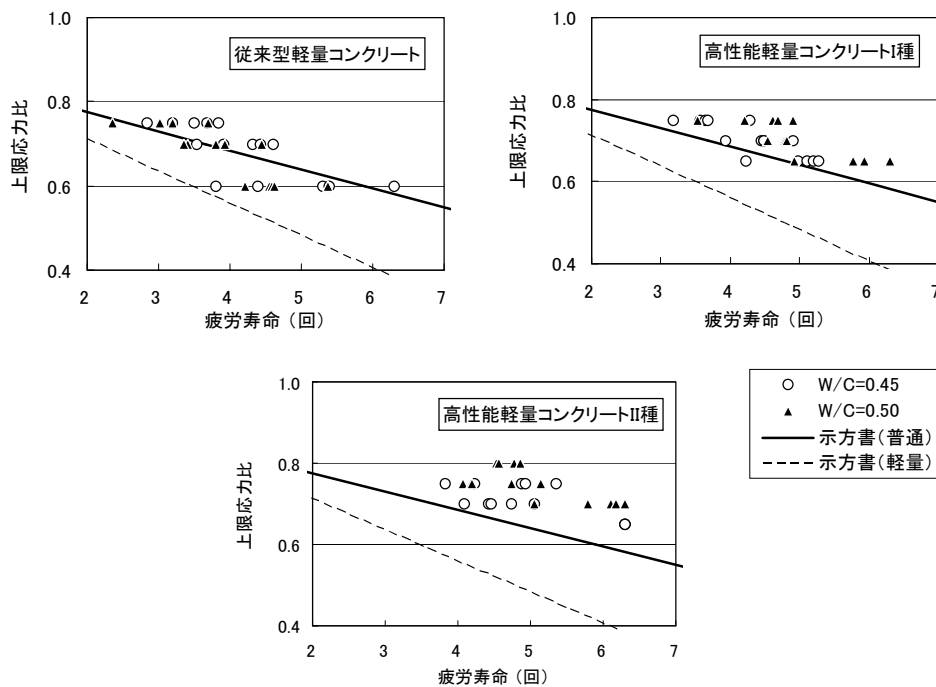


図-6 圧縮疲労試験結果

のすりへり抵抗性を有することがわかった。よって、高性能軽量コンクリートI種を港湾・海洋構造物に用いれば、波浪あるいは漂砂等によるコンクリート表面の摩耗に関して、重大な支障は生じないと考えられる。

## 2.5 圧縮疲労特性

図-6に、圧縮疲労試験の結果をS-N線図(S: 上限応力比, N: 疲労寿命)の形で示す。同図には、土木学会コンクリート標準示方書<sup>9)</sup>で示された圧縮力を受けるコンクリートのS-N線図(普通コンクリートおよび軽量コンクリート)もあわせて示した。これによれば、同一の上限応力比で比較すると、水セメント比の違いが疲労破壊するまでの載荷回数に及ぼす影響は顕著でなかった。これは、本実験における水セメント比の違いによるコンクリートの圧縮強度の違いがあまり大きくなかったため、圧縮疲労試験結果のバラツキの方が卓越してしまったことに起因する。この傾向は、いずれのケースのコンクリートにおいても認められた。

コンクリート標準示方書に準拠して求めたS-N線図と比較すると、従来型軽量コンクリートの場合、すべての実験データは、コンクリート標準示方書で示された軽量コンクリートに対するS-N線を上回ったが、普通コンクリートに対するS-N線に対しては下回る実験データが少なからず存在した。一方、高性能軽量コンクリートにつ

いてみると、I種でもII種でもほとんどすべての実験データが普通コンクリートに対するS-N線を上回った。これより、高性能人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートの圧縮疲労特性について検討を行う際には、普通コンクリートと同程度の性能を有するものとして取り扱ってよいといえる。従来型軽量コンクリートの耐疲労性が劣っていたのは、軽量骨材自体の強度が小さいためと推察される。

## 2.6 まとめ

用いる骨材の種類や水セメント比を変えた軽量コンクリートの耐久性について、塩化物イオン浸透抵抗性、すりへり抵抗性および圧縮疲労特性の観点から検討した結果、以下のことがわかった。

- (1) 塩化物イオン浸透抵抗性は、普通コンクリートと同様に水セメント比が小さいほど、また、II種よりもI種の方が優れていた。用いる軽量骨材の種類については、従来型人工軽量骨材を用いた場合よりも高性能人工軽量骨材を用いた場合の方が塩化物イオン浸透抵抗性は優れていた。これは、骨材自体の強度や吸水性の違いに起因するものと考えられる。高性能軽量コンクリートI種では、普通コンクリートよりも高い浸透抵抗性を有していた。
- (2) すりへり抵抗性は、高性能軽量コンクリートI種では

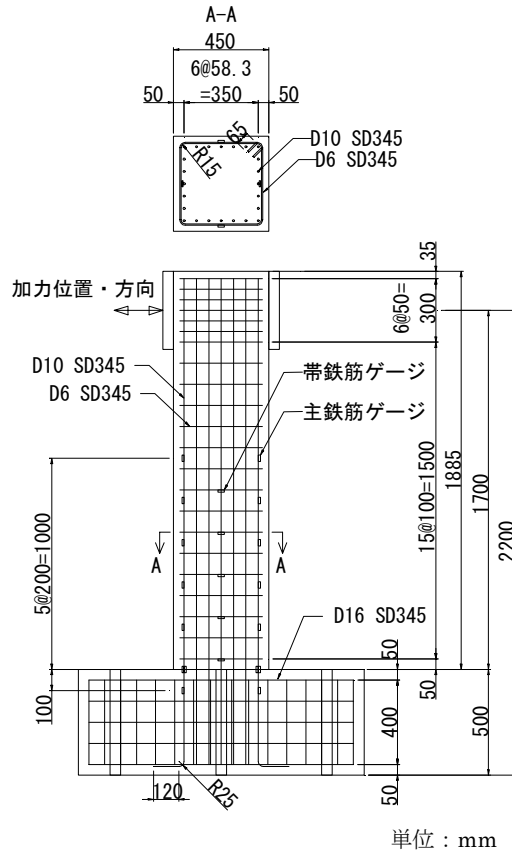


図-7 柱試験体の概要

普通コンクリートと同等以上の性能を有していたが、高性能軽量コンクリートII種および従来型軽量コンクリートでは普通コンクリートよりも劣っていた。これは、骨材自体の強度とモルタル部分の強度の違いに起因するものと考えられる。

- (3) 圧縮疲労特性については、高性能人工軽量骨材を用いた場合、I種、II種ともに、普通コンクリートと同程度の性能を有していた。一方、従来型人工軽量骨材を用いた場合、普通コンクリートと比較して耐疲労性に劣る結果となった。この違いは、軽量骨材自体の強度の差に起因するものと考えられる。

### 3. 軽量コンクリート部材の力学性能評価

#### 3.1 はじめに

軽量コンクリートを鉄筋コンクリート部材に適用した場合に、普通コンクリートの場合と比較して力学性能が劣ると考えられるものに、繰返し荷重に対する抵抗性とせん断荷重に対する抵抗性がある。前者は、骨材自体の強度が小さいために、塑性変形をともなう繰返し荷重を

受けた場合に破壊が急速に進行して、耐荷性や変形性が低下する恐れがある。この現象は、橋脚のように、軸力が存在する場合に顕著になることが推察される。一方、後者については、軽量コンクリートが普通コンクリートと比較してせん断強度が小さいために、部材としてのせん断耐力も低下してしまう。

そこで本検討では、軽量コンクリート柱部材の正負交番水平載荷実験および軽量コンクリートはり部材のせん断載荷実験を行うことで、軽量コンクリート部材特有の力学性能の低下程度を定量的に評価し、部材設計に活用していくための知見を得ることとした。

#### 3.2 柱部材の正負交番水平載荷実験

繰返し荷重を受ける軽量コンクリート部材の力学性能を評価するため、軸力作用下における柱試験体の正負交番水平載荷実験を行った<sup>10)</sup>。実験では、単位容積質量の異なる2種類の軽量コンクリート柱試験体および普通コンクリート柱試験体を製作し、正負交番水平載荷実験を実施した。得られた実験結果より、軽量コンクリート柱部材の耐荷性、じん性、塑性ヒンジ長、エネルギー吸収能

表-5 鉄筋の機械的性質

種類	鋼種	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
主鉄筋	SD345-D10	388	587	200	25
帯鉄筋	SD295-D6	319	507	200	29

表-6 普通コンクリートの示方配合

ケース名称	W/C	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					
			W	C2	S1	S2	G3	Ad
普通	0.53	46.8	165	311	509	340	994-	3.27

表-7 コンクリートの硬化物性

試験体名称	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )
N	42.0	31.7
L1	35.5	19.7
L2	33.7	18.5

などについて検討を行った。

(1) 実験概要

a) 試験体の形状・寸法および種類

図-7に、正負交番水平載荷実験に用いた柱試験体の概要を示す。フーチング部の寸法は、1350×1350×500mmである。試験体の種類は、普通コンクリート製(N)、高性能軽量コンクリートI種製(L1)および同じく高性能軽量コンクリートII種製(L2)の3種類とした。ここでの高性能軽量コンクリートは、2.における耐久性の検討で用いたものと同一である。N試験体は、道路橋示方書<sup>10)</sup>に基づいて曲げ破壊型で設計したものである。また、L1試験体およびL2試験体は、N試験体のコンクリート種類のみを変えたものであり、寸法・形状や配筋条件は同一である。

b) 使用材料およびコンクリートの配合

軽量コンクリートの製造に使用した材料の特性は、表-2に示したものと同一である。普通コンクリートの製造に用いた細骨材および混和材料は、軽量コンクリートのものと同一であるが、セメントには普通ポルトランドセメント(C2)を、粗骨材には砕石(G3)を用いた。用いた普通ポルトランドの密度は、3.16g/cm<sup>3</sup>である。また、用いた砕石の表乾密度は2.72g/cm<sup>3</sup>、吸水率は0.93%である。表-5に、用いた鉄筋の機械的性質を示す。

高性能軽量コンクリートの配合は、表-3に示したものと



写真-6 正負交番水平載荷実験の状況

のうち、W/C=0.45のものと同じである。普通コンクリートの配合は、スランプ15cm、空気量4.5%の条件のもとで、高性能軽量コンクリートとほぼ同程度の圧縮強度が得られるように決定した。得られた示方配合を表-6に示す。柱試験体と同一条件で養生した円柱供試体（直径100mm、高さ200mm）により求めた載荷試験時の圧縮強度およびヤング率を表-7に示す。

c) 正負交番水平載荷実験

柱試験体のフーチング部をPC鋼棒で反力床に固定し、反力壁に設置したアクチュエータ（容量1000kN、ストローク400mm）により柱頭部に正負交番水平荷重を作用さ

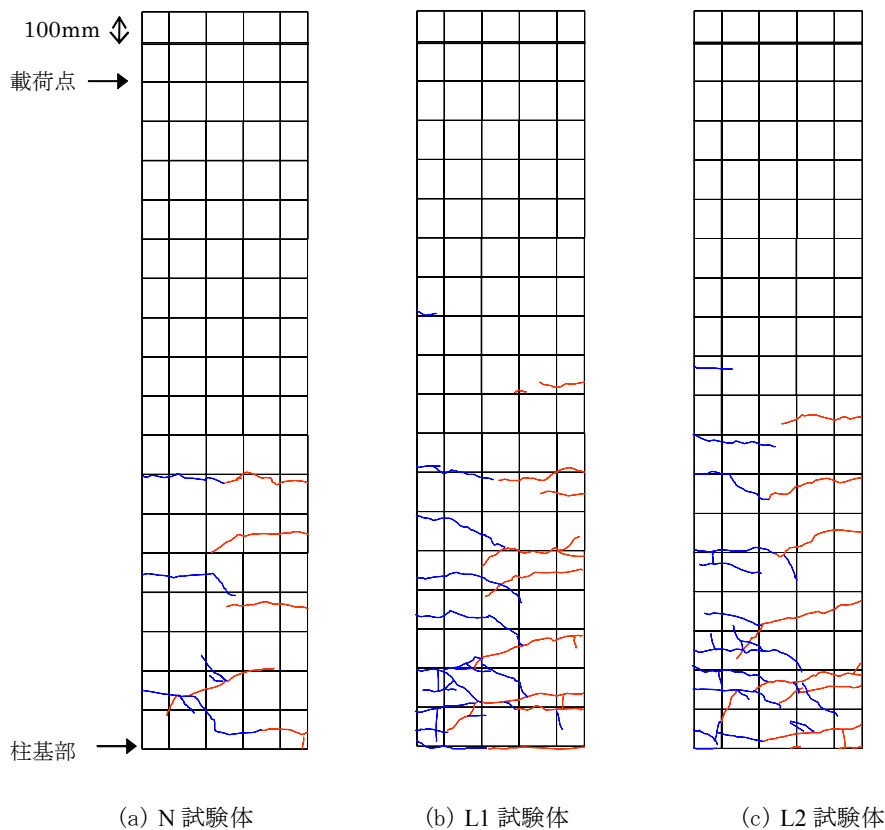


図-8 ひび割れ発生状況



写真-7 柱基部損傷状況

せた。作用位置は、柱基部から高さ1700mmとした。よって、本実験におけるせん断スパン有効高さ比は4.25となった。軸力は、柱部断面に一定の軸圧縮応力 ( $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ ) が生じるように、油圧ジャッキにより柱試験体に鉛直に作用させた。この軸圧縮応力は、一般的な道路橋橋脚に生じる応力を考慮して決定した。

水平荷重は、後述する保有耐力計算値の75%までは荷重制御方式で与え、その後は変位制御方式により、降伏変位 $\delta_y$ の1倍、2倍、3倍…の水平変位を3サイクルずつ繰返して作用させた。降伏変位は、保有耐力計算値の75%まで載荷

した際の水平変位の正負平均値を、保有耐力計算値まで外挿することで求めた。

載荷実験中には、水平荷重、鉛直荷重、水平荷重作用位置での水平変位(以下、単に水平変位)、主鉄筋ひずみ、帯鉄筋ひずみ、フーチングからの柱部伸出量、柱部曲率などを計測した。主鉄筋および帯鉄筋のひずみ計測位置を図-7に示す。フーチングからの柱部伸出量は、柱基部から50mmの位置で計測し、柱部曲率は、試験体の引張側と圧縮側の軸方向変位の差から求めた。載荷実験時の状況を写真-6に示す。

表-8 試験体の破壊過程

試験体	ひび割れ発生	降伏変位	圧壊開始	剥落開始	主鉄筋破断	終局状態
N	35kN	4.93mm	$-8\delta_y$	$+9\delta_y$	$+10\delta_y$	$+9\delta_y$
L1	34kN	5.25mm	$-7\delta_y$	$+9\delta_y$	$+13\delta_y$	$+8\delta_y$
L2	38kN	6.61mm	$-7\delta_y$	$+8\delta_y$	$-10\delta_y$	$+7\delta_y$

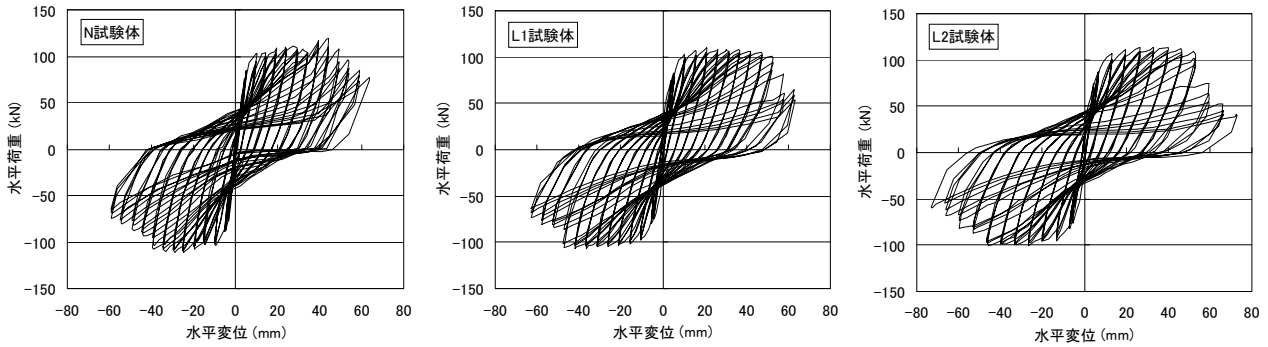


図-9 水平荷重－水平変位の履歴曲線

(2) 実験結果と考察

a) 破壊性状

図-8に、各試験体のひび割れ発生状況を、写真-7に柱基部における損傷状況を示す。ひび割れ発生状況は、 $5\delta_y$  載荷終了時のもので、柱基部における損傷状況は、載荷実験終了時のものである。

各試験体の破壊過程の概要を表-8に示す。N試験体では、水平荷重が35kNで柱基部から高さ200mmの位置に曲げひび割れが発生し、その後ひび割れ本数および幅ともに増加し、主鉄筋の降伏に至った。(1)で定めた降伏変位 $\delta_y$ は4.93mmとなった。その後は、水平変位を増加させても耐力低下は認められず、 $-8\delta_y$ で柱基部圧縮側コンクリートが圧壊した。 $+9\delta_y$ で、柱基部においてかぶりコンクリートの剥落が生じ、主鉄筋が座屈した。 $+10\delta_y$ で、主鉄筋の1本が破断し、急激に耐力が低下した。水平荷重がピーク後に降伏荷重を初めて下回る時点を終局状態と定義すると、N試験体の場合、終局状態は $9\delta_y$ であった。

コンクリート種類の違いによらず、試験体の破壊性状および破壊過程はほぼ同様であったが、各イベントの発生段階に同表のような相違点が認められた。また、L1試験体およびL2試験体では、N試験体と比較して、ひび割れ本数が多かった。これは、軽量コンクリートの引張強度が小さいため、ひび割れが発生しやすかったためと考えられる。また、柱基部における損傷領域高さは、N試験体では200～225mmであったが、L1試験体およびL2試験体では

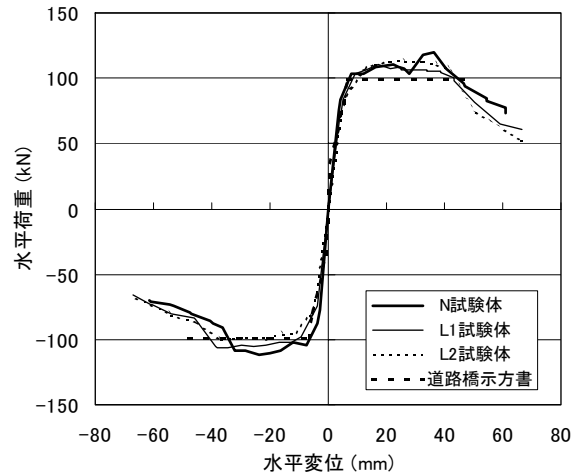


図-10 水平荷重－水平変位関係

は175～200mmであった。軽量コンクリートの場合に損傷領域が局所化したのは、軽量骨材の強度が普通骨材と比較して小さいために、塑性変形の繰返し作用に対する抵抗性が低かったためと考えられる。なお、いずれの試験体でも帯鉄筋は破断しなかった。

b) 荷重－変位関係

図-9に、各試験体の水平荷重－水平変位の履歴曲線を示す。これによれば、コンクリート種類の違いによらず、ほぼ同様の履歴曲線が得られたことがわかる。また、各試験体間で降伏変位は若干異なったものの、降伏荷重、

表-9 各試験体の力学性能

試験体	降伏変位 (mm)		最大荷重 (kN)	保有耐力 (kN)	終局変位 (mm)		塑性率		許容塑性率
	実測値	計算値			実測値	計算値	実測値	計算値	
N	4.75	6.72	115.3	99.5	37.93	48.03	7.95	7.15	5.10
L1	6.03	7.52	108.1	98.7	40.60	44.97	6.73	5.98	4.32
L2	6.89	7.63	106.9	98.8	40.77	44.68	5.95	5.85	4.24

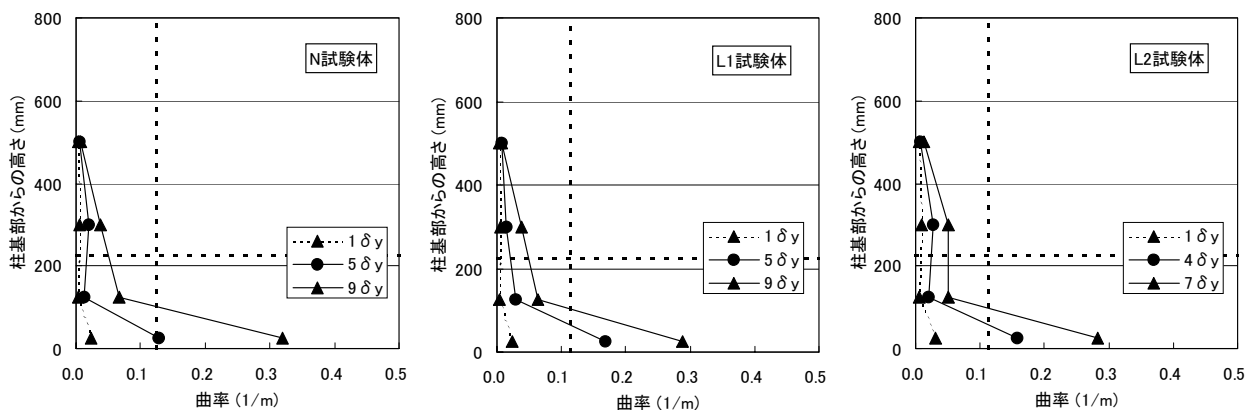


図-11 曲率分布

最大荷重および終局変位はほぼ等しかった。降伏変位に差が見られたのは、上述のひび割れ本数の違いに加えて、コンクリートのヤング率の違いにより試験体の曲げ剛性が若干異なったためと考えられる。

図-10に、水平荷重-水平変位の履歴曲線の包絡線を、道路橋示方書<sup>11)</sup>に基づく計算値(N試験体)とあわせて示す。実測の水平変位は、フーチングからの柱部の伸出しにともなう回転変位を差し引いたものである。なお、フーチングからの柱部の伸出し量は、既往の研究<sup>12)</sup>と同様に、コンクリート種類による違いがほとんどなかった。なお、道路橋示方書に基づく計算において、材料特性は、実際に用いた材料の実測値を用いた。表-7に示したように、各試験体間でコンクリート強度に差が見られたが、それぞれの物性値を用いて道路橋示方書に基づく計算を行った場合でも、水平荷重-水平変位関係に顕著な違いは認められなかった。よって、これ以降ではコンクリートの圧縮強度の違いについては、考慮しないこととした。

これによれば、いずれの試験体においても、水平荷重-水平変位の包絡線は、道路橋示方書の計算値と概ね一致しており、軽量コンクリートを用いた場合でも、道路橋示方書に基づく設計が可能であることを示している。

各試験体の力学性能に関する諸値の実測値と計算値の比較を表-9に示す。ここで、実測値は正負平均値である。L1試験体およびL2試験体とN試験体を比較すると、耐荷性については、軽量コンクリートを用いても普通コンクリートと同程度の性能を有していた。いずれの試験体においても、実験で得られた塑性率は、道路橋示方書に基づく許容塑性率を上回っており、十分な塑性変形性能を有しているものと言える。しかしながら、軽量コンクリートを用いた場合の塑性率は普通コンクリートと比較して小さくなったが、軽量コンクリートI種であれば、その差は1.0以下と小さく、普通コンクリートと同等の変形性能を有していると見なすことができる。

次に、実測値と計算値を比較すると、試験体の最大荷重は、保有耐力の計算値を若干上回っており、軽量コンクリート柱部材の耐荷性は道路橋示方書により評価できることがわかった。また、終局変位および塑性率の実測値は計算値と概ね一致しており、軽量コンクリート柱部材のじん性についても同様に評価可能であった。

c) 曲率分布

図-11に、柱基部より高さ500mmの範囲で計測した曲率の鉛直方向分布を示す。ここでの曲率は、正負平均値で



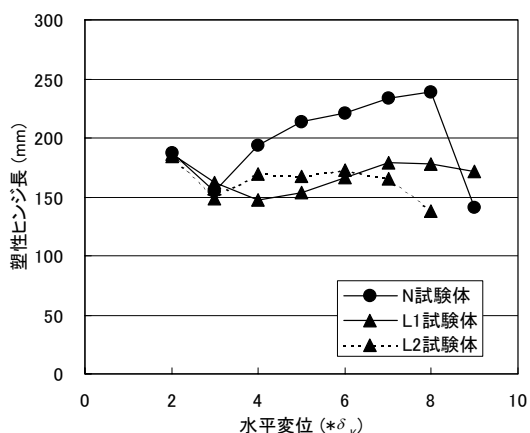


図-12 塑性ヒンジ長

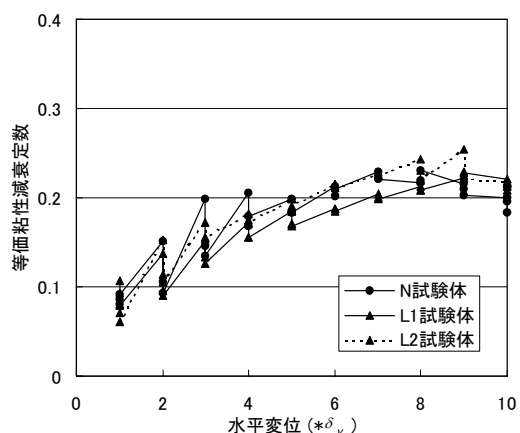


図-13 等価粘性減衰定数

ある。図中には、道路橋示方書に基づいて計算した塑性ヒンジ長および終局曲率（タイプII地震動に対応）をあわせて示す。これによれば、曲率が大きい領域は柱基部より高さ200mmの範囲に収まっており、a)で述べた損傷領域高さとはほぼ一致した。また、柱基部における曲率は、普通コンクリートよりも軽量コンクリートの方が大きかった。この傾向は、軽量コンクリートII種の方が顕著であった。これは、a)でも述べたように、塑性変形の繰返し作用に対する抵抗性が、軽量コンクリート、特に細骨材にも軽量骨材を用いた軽量コンクリートII種では小さいために、躯体変形が柱基部に局所化したためと考えられる。しかしながら、これらの差は比較的小さかったため、b)で述べたように、軽量コンクリート柱部材の力学性能は、道路橋示方書に基づいて普通コンクリートの場合と同様に評価できる結果となった。

道路橋示方書に示されている橋脚の終局変位算定式を変形すると、塑性ヒンジ長 $L_p$ は次式で求められる。

$$L_p = h - \sqrt{h^2 - 2(\mu - 1) \frac{\delta_y}{\phi - \phi_y}} \quad (4)$$

ここに、 $h$ ：橋脚高さ、 $\phi$ 、 $\phi_y$ ：橋脚基部における曲率および降伏曲率、 $\mu = \delta / \delta_y$ 、 $\delta$ ：橋脚頂部での水平変位である。

試験体の柱基部から高さ0～200mmで計測された曲率が、塑性ヒンジ領域の曲率を代表するものと仮定し、式(4)によって算定した塑性ヒンジ長を図-12に示す。載荷初期では、いずれの試験体でも塑性ヒンジ長は150～200mmであったが、N試験体では水平変位の増加とともに

塑性ヒンジ長は大きくなった。一方、L1試験体およびL2試験体では、終局状態まで塑性ヒンジ長にほとんど変化がみられなかった。これは、軽量コンクリートの場合、柱基部に損傷が局所化したため、塑性ヒンジ領域があまり拡大しなかったためと考えられる。

#### d) エネルギー吸収能

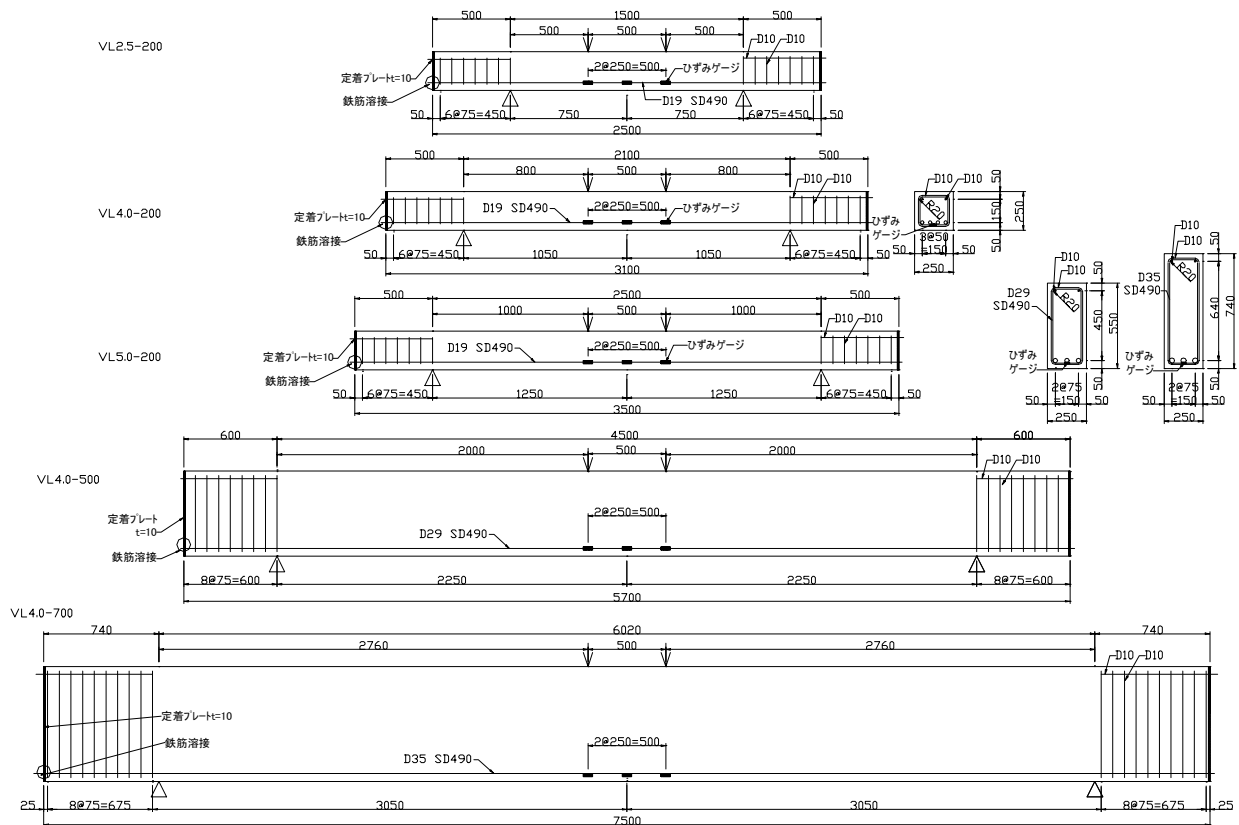
水平荷重－水平変位の履歴曲線から等価粘性減衰定数を求めた。その結果を図-13に示す。これによれば、各試験体の等価粘性減衰定数に大きな差は認められず、水平変位の増加にともなって、等価粘性減衰定数は0.10から0.25に徐々に増加した。以上より、コンクリート種類の違いが柱部材のエネルギー吸収能に及ぼす影響は小さいことがわかった。

#### (3) まとめ

本研究では、高性能軽量コンクリート柱試験体の正負交番水平載荷実験を行い、普通コンクリートの場合と比較することで、その力学性能を評価した。その結果、ひび割れ発生状況や柱基部の損傷範囲などに若干の違いが見られたものの、粗骨材のみに軽量骨材を用いた軽量コンクリートI種であれば、概ね普通コンクリートと同程度の力学性能（耐荷性、じん性およびエネルギー吸収能）を発揮することがわかった。また、高性能軽量コンクリート柱の力学性能は、道路橋示方書に基づいた計算により評価できることを示した。

#### 3.3 はり部材のせん断載荷実験

軽量コンクリートは普通コンクリートと比較してせん断強度が小さいため、軽量コンクリート部材のせん断耐力は、普通コンクリート部材よりも小さくなる。土木学会コンクリート標準示方書<sup>13)</sup>では、軽量コンクリートを用



単位：mm

図-14 はり試験体の概要

表-10 検討ケース

試験体名	寸法 (mm)				せん断スパン比	コンクリート種別
	試験体高さ	有効高さ	せん断スパン	支点間距離		
VL2.5-200-1	250	200	500	1500	2.5	I種
VL2.5-200-2						II種
VL4.0-200-1			800	2100	4.0	I種
VL4.0-200-2						II種
VL5.0-200-1			1000	2500	5.0	I種
VL5.0-200-2						II種
VL4.0-500-1	550	500	2000	4500	4.0	I種
VL4.0-500-2						II種
VL4.0-700-1	740	690	2760	6020	4.0	I種
VL4.0-700-2						II種

いた棒部材のせん断耐力は普通コンクリートの70%としている。既往の研究<sup>14)</sup>によれば、この低減係数はコンクリートの単位容積質量に対して変化するとも言われている。そこで本検討では、この点について確認するため、高性

能軽量コンクリートを用いて製作したはり試験体のせん断載荷実験を行った。実験では、軽量コンクリートの単位容積質量、せん断スパン有効高さ比 ( $a/d$ ) をパラメータとした。さらに、一般に、鉄筋コンクリート部材のせん

表-11 コンクリートの硬化物性

コンクリート 種別	1回目		2回目	
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )
I種	31.7	19.0	34.8	19.0
II種	33.7	19.6	34.5	18.6

表-12 鉄筋の機械的性質

種類	鋼種	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
主鉄筋	SD490-D19	538	674	200	19
	SD490-D29	526	685	200	20
	SD490-D35	559	721	200	18
スターラップ	SD345-D10	388	587	200	25

断耐力には寸法効果が存在するとされているため、本実験においても、 $a/d$ を一定として、有効高さの異なる試験体を製作し、高性能軽量コンクリートはり部材におけるせん断耐力の寸法依存性について検討を行った。

(1) 実験概要

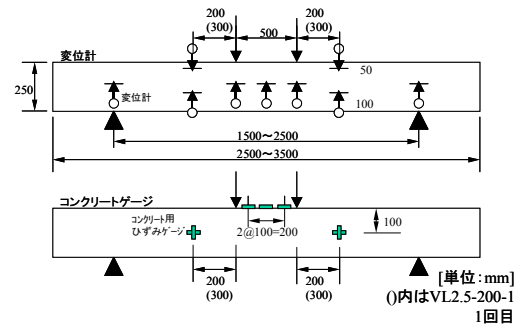
a) 試験体の形状・寸法および種類

図-14に、せん断載荷実験に用いた試験体の概要を示す。各試験体において、幅は250mm、等モーメント区間は500mm、主鉄筋の芯かぶりは50mmで同一とした。試験体端部には、主鉄筋の定着確保のため補強鉄筋を配置した。有効高さ200mmの試験体では、断面寸法はすべて同一で、主鉄筋は4本ずつ配置してあり、せん断スパン有効高さ比のみを変化させた。他の有効高さの試験体では、主鉄筋は3本とした。

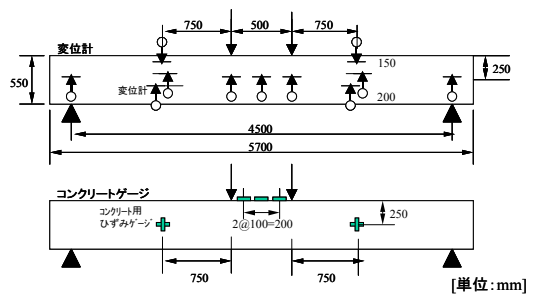
表-10に、検討ケースを示す。載荷実験は、各ケース2体ずつ、計20体に対して実施した。各ケースの2体の試験体は、2回に分けて打設したため、コンクリートの硬化物性が異なる。よって、これ以降では、1回目および2回目と表示して区別する。パラメタは、せん断スパン有効高さ比 ( $a/d$ )、有効高さ ( $d$ )、軽量コンクリート種類 (I種, II種) とした。表-10に示された試験体の名称は、それらのパラメタを表している。有効高さが200mmの試験体に対しては、せん断スパン有効高さ比を2.5, 4.0および5.0と変化させ、せん断スパン有効高さ比が4.0の試験体に対しては、有効高さを200mm, 500mmおよび690mmと変化させ、これらがはりのせん断耐力に及ぼす影響を調べた。

b) 使用材料およびコンクリートの配合

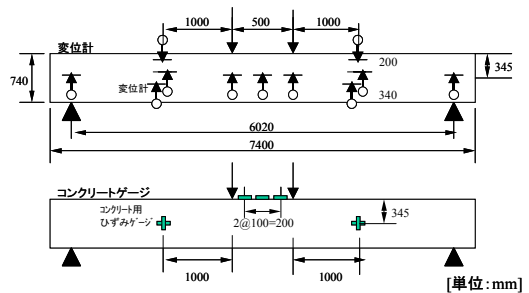
高性能軽量コンクリートの製造に使用した材料特性お



(a)  $d=200$ mm 試験体



(b)  $d=500$ mm 試験体



(c)  $d=690$ mm 試験体

図-15 せん断載荷実験の概要

表-13 セン断耐力の計算値

試験体名	せん断耐力 (kN)				曲げ耐力 (kN)		せん断余裕度			
	棒部材		ディープビーム				棒部材		ディープビーム	
	1 体目	2 体目	1 体目	2 体目	1 体目	2 体目	1 体目	2 体目	1 体目	2 体目
VL2.5-200-1	114.4	118.1	221.1	236.4	378.1	378.8	0.30	0.31	0.59	0.62
VL4.0-200-1	96.1	99.1	94.7	100.8	236.3	236.7	0.41	0.42	0.40	0.43
VL5.0-200-1	90.0	92.8	61.9	65.9	189.1	189.4	0.48	0.49	0.33	0.35
VL4.0-500-1	167.4	172.7	132.0	140.5	429.1	432.5	0.39	0.40	0.31	0.32
VL4.0-700-1	218.6	225.5	165.6	176.3	660.9	653.8	0.33	0.34	0.25	0.27
VL2.5-200-2	116.8	117.7	231.4	235.0	385.0	377.9	0.30	0.31	0.60	0.62
VL4.0-200-2	98.1	98.8	98.7	100.2	240.6	236.2	0.41	0.42	0.41	0.42
VL5.0-200-2	91.8	92.6	64.5	65.5	192.5	189.0	0.48	0.49	0.34	0.35
VL4.0-500-2	170.8	172.2	137.5	139.7	433.7	431.9	0.39	0.40	0.32	0.32
VL4.0-700-2	223.1	224.9	172.5	175.2	669.3	652.8	0.33	0.34	0.26	0.27

よび配合は、3.2で用いた柱試験体と同一であり、表-2および表-3のとおりである。コンクリートのW/Cは、0.45とした。はり試験体と同一条件で養生した円柱供試体（直径100mm、高さ200mm）により求めた載荷実験時の圧縮強度およびヤング率を表-11に示す。はり試験体を2回に分けて製作したため、各回ごとの硬化物性を示した。また、用いた鉄筋の機械的性質を表-12に示す。

c) セン断載荷実験

載荷は、図-15に示すように、2点支持、2点集中載荷で行った。荷重は単調に増加させ、荷重低下が見られた後、載荷点変位をさらに1~2mm増加させてから除荷した。

図-15に、載荷実験時における計測の概要を示す。等モーメント区間において鉄筋ひずみとコンクリートひずみを計測し、せん断スパンにおいてひび割れ幅とコンクリートひずみを計測した。各ケースの1体目の試験体においては、支点、載荷点、せん断スパン中央および試験体中央に変位計を設置して、はりの鉛直変位を計測した。2体目の試験体では、変位計の取付け位置を支点、載荷点および試験体中央の5ヶ所のみとした。

(2) セン断耐力の算定

表-13に、各試験体のせん断耐力の計算値を示す。この算定にあたって、コンクリートおよび鉄筋の力学的性質には、表-11および表-12に示した値を用いた。せん断耐力算定式には、二羽らの提案するせん断補強鉄筋のないRCはりのせん断強度式(式(5))およびディープビームに対するせん断耐力算定式(式(6))を用いた。ここで、式(5)の適用にあたっては、コンクリート標準示方書に示されているように、軽量コンクリートのせん断耐力は、普

通コンクリートの場合のせん断耐力計算結果の70%に低減した。なお、曲げ耐力の算定は、はりの曲げ理論に基づいて行った。

$$V_c = 0.20(0.75 + 1.4d/a)f_c^{1/3}(1000/d)^{1/4}p_w^{1/3}b_wd \quad (5)$$

$$V = 0.24f_c^{2/3}b_wd(1 + 3.33r/d)\left(1 + \sqrt{p_w}\right)/\left(1 + (a/d)^2\right) \quad (6)$$

ここに、 $V_c$ : コンクリートの負担するせん断耐力 (N),  
 $a$ : セン断スパン長 (mm),  $d$ : 有効高さ (mm),  $f_c$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $p_w$ : 主鉄筋比 (%),  $b_w$ : 腹部幅 (mm),  $r/d$ : 支圧板の長さとお有効高さの比である。

(3) 実験結果

a) 破壊形態

図-16に、ひび割れ発生状況を示す。破壊過程としては、せん断スパン有効高さ比が2.5のケースを除き、曲げひび割れが発生した後に、斜めひび割れが一方のせん断スパンに発生すると同時に荷重が急激に低下した。せん断スパン有効高さ比が2.5の試験体では、斜めひび割れ発生後も荷重が急激に低下せず、もう一方のせん断スパンにもひび割れが発生した。その後、タイドアーチ的な耐荷機構に移行し、さらに荷重が増加した後、斜めひび割れの圧縮縁への貫通により終局に至った。

b) 荷重-変位関係

図-17に、荷重とスパン中央におけるはりの鉛直変位の関係を示す。せん断スパン有効高さ比が2.5のケースでは、

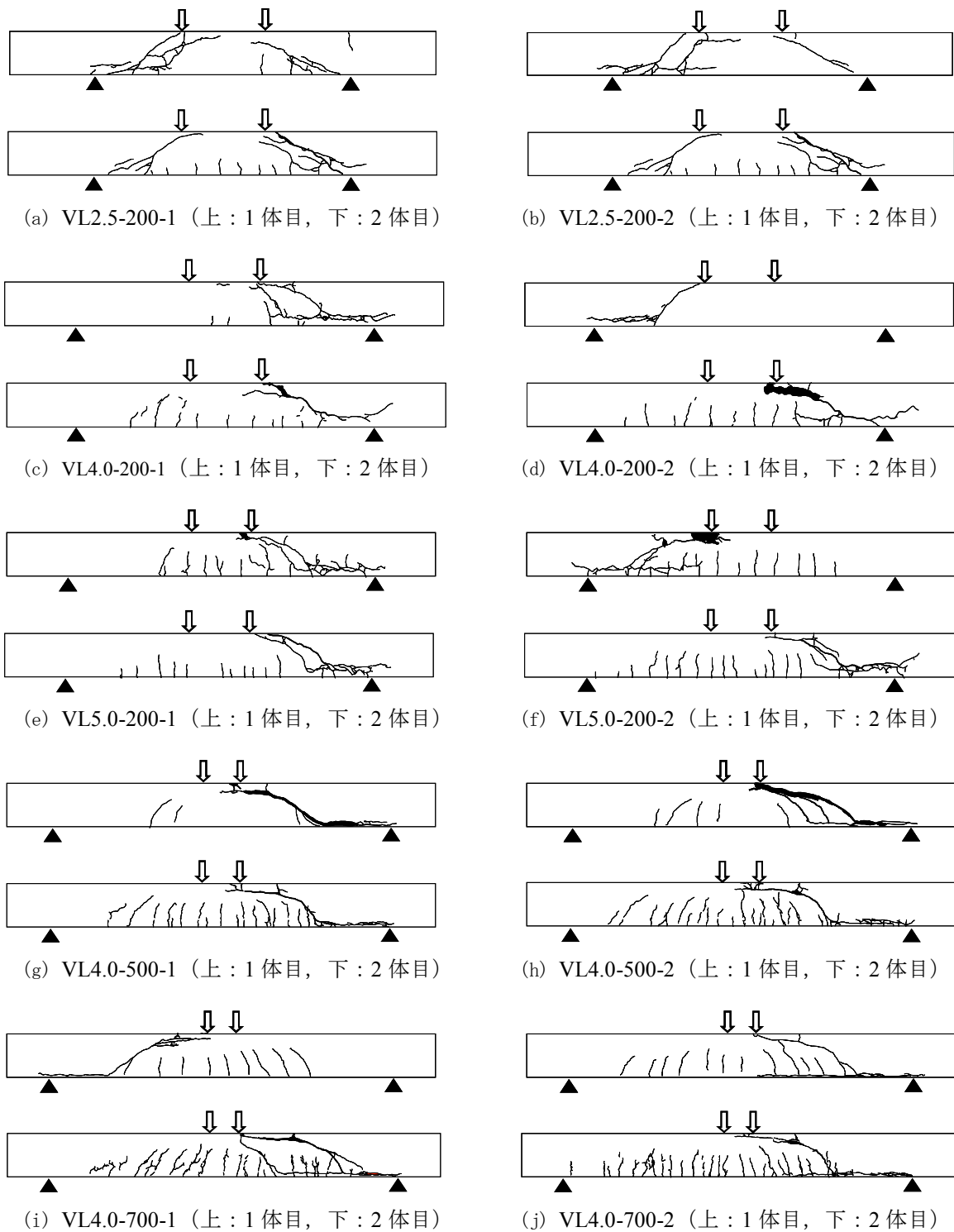
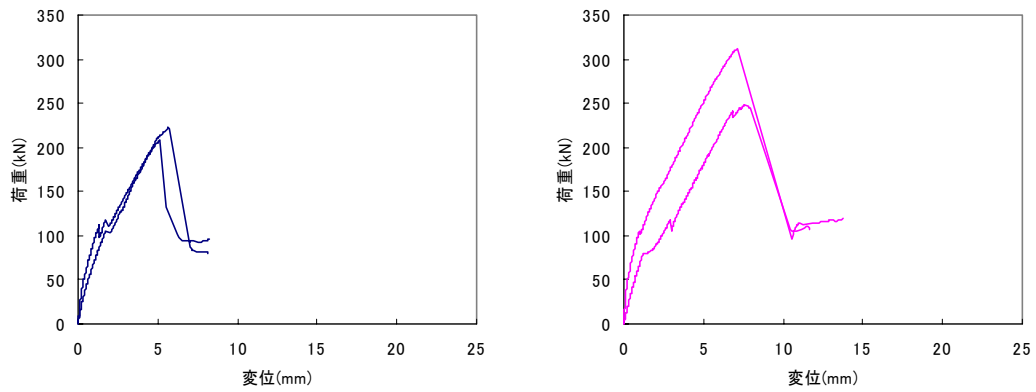


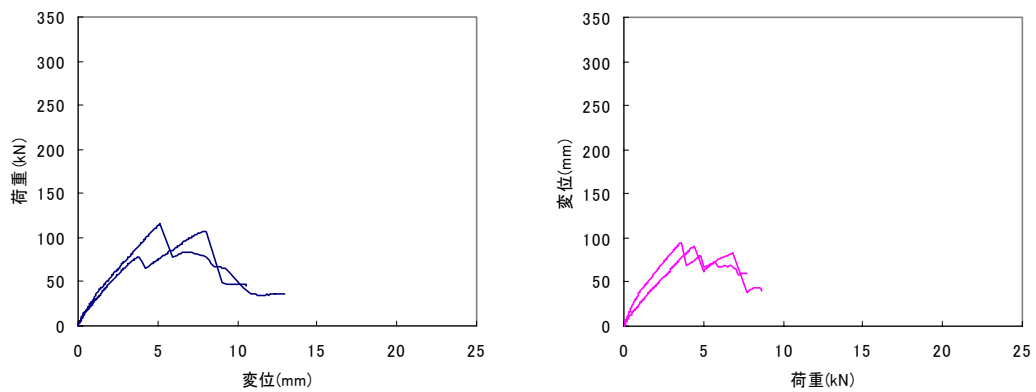
図-16 ひび割れ発生状況

いずれの試験体も荷重100kN付近で斜めひび割れが発生したが、斜めひび割れ発生に伴う急激な荷重の低下は見られず、軽量コンクリートI種では200kNまで、軽量コンクリートII種では250~300kN程度まで耐力を保持した。VL4.0-200-1においては、斜めひび割れが発生した後も荷

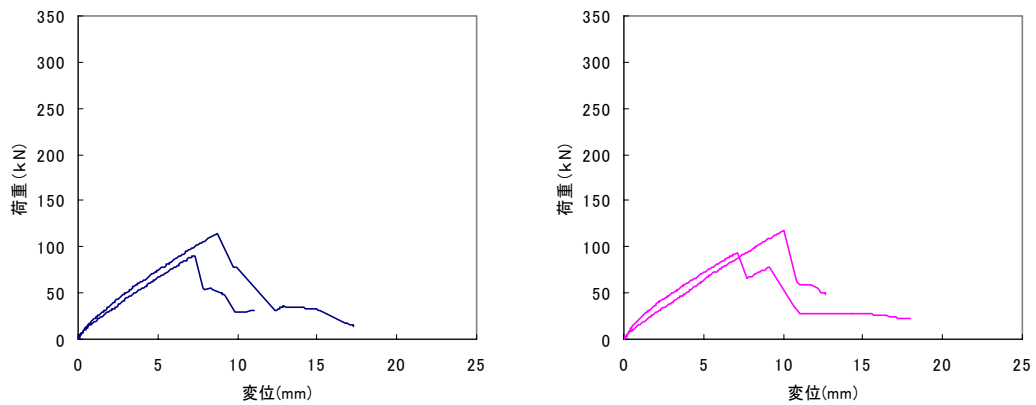
重の増加が認められたが、その他の試験体においては、斜めひび割れ発生とほぼ同時に荷重の低下が見られ、それ以降、変位を増加させても斜めひび割れ発生時の荷重を上回ることがなかった。斜めひび割れ発生時の変位は、VL5.0-200-2が最も大きく、10mm程度であった。



(a) VL2.5-200 (左 : I種, 右 : II種)



(b) VL4.0-200 (左 : I種, 右 : II種)



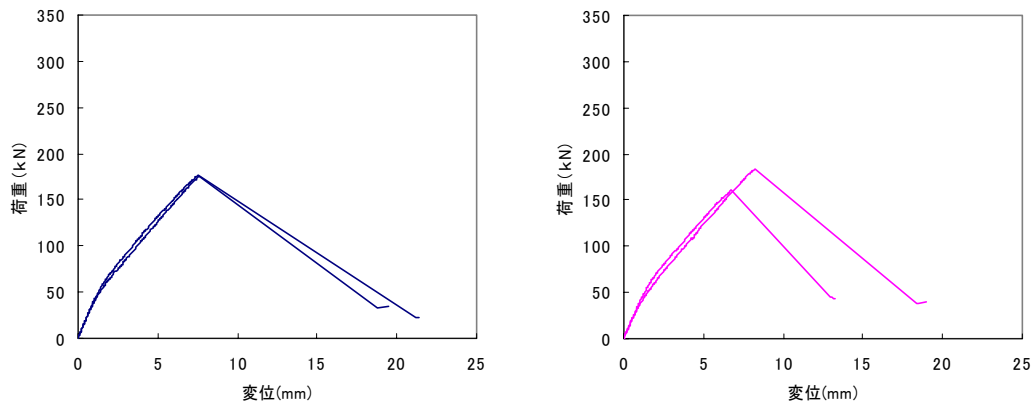
(c) VL5.0-200 (左 : I種, 右 : II種)

図-17 荷重-変位関係 (その1)

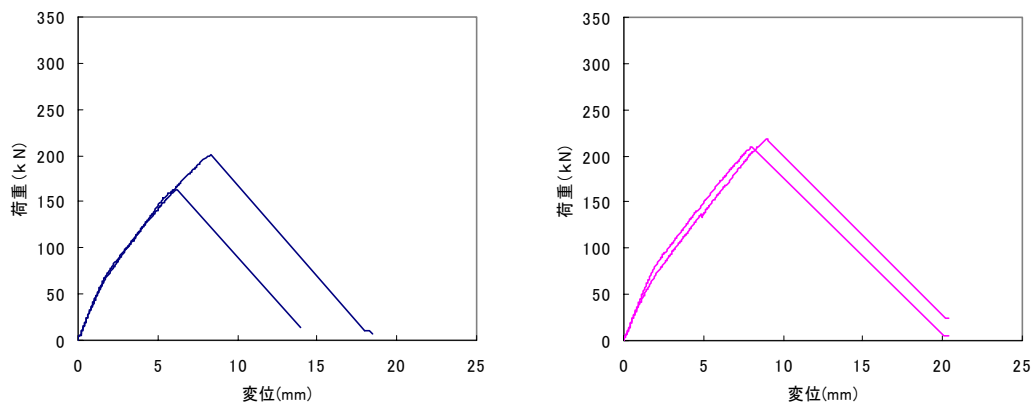
c) せん断耐力

表-14に、各試験体における斜めひび割れ発生時の作用せん断力と計算値を示す。ここで、計算値は、軽量コンクリートに対する低減係数を考慮せずに求めた値である。

また、斜めひび割れ発生時のせん断力の実験値と計算値の比（斜めひび割れ発生耐力比）をあわせて示す。これらの値は0.7程度の値となっており、軽量コンクリートI種では0.7を上回る結果が多く見られた。



(d) VL4.0-500 (左 : I種, 右 : II種)



(e) VL4.0-700 (左 : I種, 右 : II種)

図-17 荷重-変位関係 (その2)

表-14 セン断耐力の計算値

試験体名	実験値 (kN)		計算値 (kN)		実験値/計算値	
	1体目	2体目	1体目	2体目	1体目	2体目
VL2.5-200-1	56.0	53.9	81.7	84.3	0.69	0.64
VL4.0-200-1	58.2	53.6	68.6	70.8	0.85	0.76
VL5.0-200-1	57.4	45.2	64.3	66.3	0.89	0.68
VL4.0-500-1	88.1	88.2	119.6	123.3	0.74	0.72
VL4.0-700-1	81.9	100.8	156.1	161.1	0.52	0.63
VL2.5-200-2	52.5	36.8	83.4	84.1	0.63	0.44
VL4.0-200-2	47.2	45.0	70.1	70.6	0.67	0.64
VL5.0-200-2	46.9	58.6	65.6	66.1	0.71	0.89
VL4.0-500-2	80.2	92.2	122.0	123.0	0.66	0.75
VL4.0-700-2	104.8	109.3	159.4	160.6	0.66	0.68

(4) 実験パラメタがせん断耐力に及ぼす影響

a) セン断スパン有効高さ比

有効高さが200mmのはり試験体について、せん断スパン

有効高さ比とせん断強度の関係を図-18に示す。ここでのせん断強度は、せん断耐力を腹部有効断面積で除した値である。図中には、棒部材のせん断耐力式 (式(5)) お

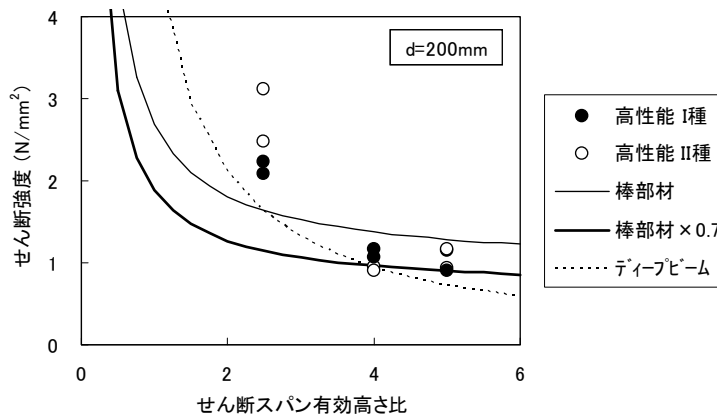


図-18 せん断スパン有効高さ比とせん断強度の関係

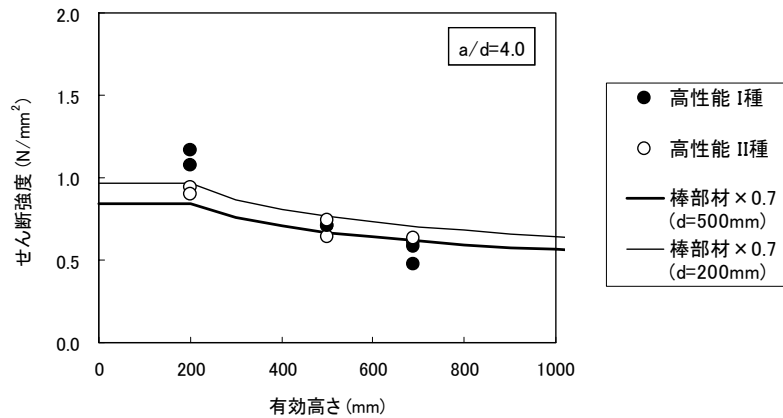


図-19 有効高さとせん断強度の関係

よびディープビームのせん断耐力式(式(6))による計算値についてもあわせて示した。棒部材のせん断耐力については、土木学会コンクリート標準示方書にしたがい、計算値に対して低減係数の0.7を乗じたものについてもあわせて示した。図によれば、軽量コンクリートI種では、せん断スパン有効高さ比が5.0のケースが、軽量コンクリートII種ではせん断スパン有効高さ比が4.0のケースが、棒部材の計算値が実験値と同程度となった。その他のケースでは、I種およびII種ともに低減係数を考慮した棒部材の計算値を実験値が上回った。一方、せん断スパン有効高さ比が2.5の実験値は、低減係数を考慮した棒部材の計算値およびディープビームの計算値を大きく上回った。

b) 有効高さ

有効高さがせん断耐力に及ぼす影響を評価するため、せん断スパン有効高さ比が4.0の試験体について有効高さとせん断強度の関係を図-19に示す。図中には、棒部材に対するせん断耐力に低減係数0.7を乗じた計算値を曲線で示した。この際、主鉄筋比の違いにより計算値に若干の

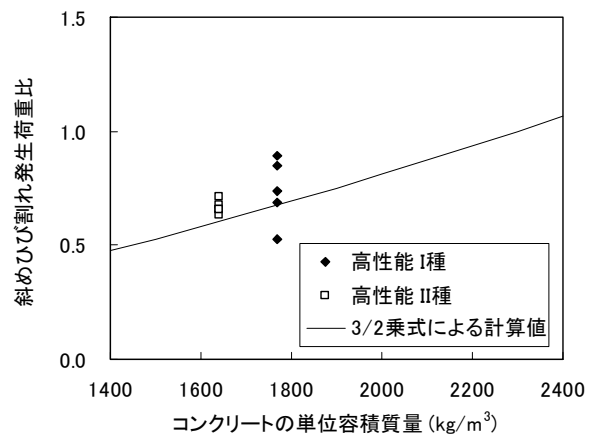


図-20 単位容積質量と斜めひび割れ発生荷重比の関係

差があるため、計算値は2本示した。いずれの実験値も計算値とほぼ等しい値となっており、有効高さによる影響は、従来の軽量コンクリートのせん断耐力算定式により評価可能であることがわかった。



### c) 単位容積質量

近年、単位容積質量と各種コンクリート強度の関係を考慮し、軽量コンクリートのせん断耐力や斜めひび割れ発生荷重などに適用する低減係数を一定値(=0.7)ではなく、単位容積質量により変化させて評価する方法が提案されている<sup>14)</sup>。そこで、単位容積質量による評価法の1つとして、既往の研究<sup>14)</sup>により提案されている(単位容積質量/2300)<sup>3/2</sup>という形で表された低減係数(以下、3/2乗式という)が、本検討で取り扱った高性能軽量コンクリートに対しても適用可能であるかを検討した。

単位容積質量と斜めひび割れ発生荷重比の関係を図-20に示す。軽量コンクリートI種において、3/2乗式による計算値を下回った実験値があった。これは、試験体の製作精度による影響と考えられる。3/2乗式による計算値を下回った試験体では、せん断スパンにジャンカの発生が一部で認められたため、せん断耐力が低下する結果となったと推察される。このような若干異なる傾向を示した実験値もあったが、3/2乗式を用いた低減係数を本検討で取り扱った高性能軽量コンクリートにも十分に適用可能であると判断した。

#### (4) まとめ

高性能軽量コンクリートは試験体のせん断載荷実験を行った結果、せん断スパン有効高さ比が2.5のケースでは、斜めひび割れ発生後にタイドアーチ的耐荷機構に移行し、荷重を保ち続けた。このケースでは、斜めひび割れは両側のせん断スパンに発生し、斜めひび割れ発生後でも、荷重増加に伴うひび割れ幅の開口が見られた。一方、せん断スパン有効高さ比が2.5以外のケースでは、斜めひび割れ発生と同時に荷重が低下した。この場合、ひび割れは片側のせん断スパンにのみ発生した。

せん断スパン有効高さ比と有効高さをパラメータとして実験結果を検討した結果、本研究で対象とした高性能軽量コンクリートはりのせん断耐力は、従来より使用されている低減係数(=0.7)を考慮した計算式を用いて概ね評価できることが確認できた。また、単位容積質量と斜めひび割れ発生荷重比の関係に着目した結果、既往の研究で提案されている3/2乗式を適用可能であることも確認できた。

## 4. 軽量コンクリートの材料分離抵抗性評価

### 4.1 はじめに

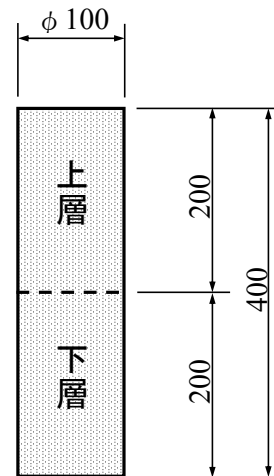
従来型の軽量骨材を用いて製造した軽量コンクリートをポンプ圧送する場合、軽量骨材をプレウェッティングすることが絶対条件であったのに対し、高性能人工軽量

骨材を用いた場合には、その必要がなくなり、絶乾状態のままでもポンプ圧送が可能となった。これは、軽量骨材の空隙構造を改善したことで、吸水率が格段に小さくなったためである。しかしながら、従来型の軽量骨材と比較して、高性能軽量人工骨材の加圧条件下における吸水量は小さいものの、若干は吸水してしまうことは避けられない<sup>15)</sup>。したがって、ポンプ圧送後のスランプロスや配管閉塞を防止するためには、ある程度軟練り配合とする必要がある<sup>16)</sup>。

高性能人工軽量骨材は、従来の人工軽量骨材と比較して密度が小さいために、軟練り配合とした場合、コンクリートの打込み中に締固めによる振動によって軽量骨材が表面に浮き上がり、材料分離を生じる恐れがある。したがって、高性能軽量コンクリートに対する適切な締固め方法を検討しておく必要がある。

さらに、コンクリート表面に浮き出た軽量骨材が表面仕上げの支障となることも懸念される。一般に、軽量コンクリートの表面仕上げは、コンクリート表面に浮き出た軽量骨材をジッターバック(孔開き鉄板)等で加振しながら押さえ込んで、モルタル分を表面に浮き上がらせた状態で行われる。しかしながら、ジッターバックにより軽量コンクリートに振動を与えると、打込み時の締固めと同様に軽量骨材の材料分離を引き起こす可能性がある。そのため、高性能軽量コンクリートに対する適切な表面仕上げの方法を検討しておく必要がある。

そこで、高性能軽量コンクリートに対する適切な施工法、特に締固めおよび表面仕上げの方法を提案するため、締固め時の振動やジッターバックによる表面仕上げ時の



単位：mm

図-21 供試体概要

表-15 実験ケース

配合ケース	W/C	スランプフロー (mm)	PVA 短繊維の有無	加振時間 (秒)
A-1	0.50	300~350	無	10, 20, 30
A-2	0.50	400~450	無	10, 20, 30
A-3	0.45	300~350	無	10, 20, 30
A-4	0.50	300~350	有	10, 20, 30

表-16 コンクリートの配合

配合ケース	W/C	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )							単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )
			W	C1	S1	S2	G2	Ad	PVA 短繊維	
A-1	0.50	49	167	334	515	352	402	4.01	—	1770
A-2	0.50	49	167	334	515	352	402	4.43	—	1770
A-3	0.45	47	162	360	492	336	416	3.87	—	1766
A-4	0.50	49	167	334	515	352	402	4.01	13	1770

振動が高性能軽量コンクリートの材料分離性状に及ぼす影響を実験的に調べた。

#### 4.2 締固め時の振動が材料分離性状に及ぼす影響

##### (1) 実験概要

##### a) 供試体の形状・寸法および種類

図-21に、用いた供試体の概要を示す。直径が100mm、高さが400mmの円柱であり、コンクリート打込み後あるいは硬化後に供試体を高さ方向に2分割して、上下層ごとに含まれる骨材量や物性値を調べることで材料分離性状を評価した。

表-15に、実験ケースの一覧を示す。本実験では、高性能軽量コンクリートI種を対象に、コンクリートのW/C、スランプフロー、PVA短繊維の有無、加振時間を実験パラメータとして検討を行った。コンクリートのW/Cとスランプフローは、コンクリートのコンシステンシーを変化させるためのパラメータで、PVA短繊維は軽量骨材の浮き上がりを抑制することを期待して混入した。各ケースごとの供試体数量は9本とした。

##### b) 使用材料およびコンクリートの配合

高性能軽量コンクリートの製造に使用した材料は、2.および3.で用いたものと同一であり、その特性は表-2に示したとおりである。ただし、高性能AE減水剤については標準型ものを用いた。

本実験では、材料分離性状を評価するためにフレッシュコンクリートのウェットスクリーニングを行って、軽

表-17 振動台の仕様

項目	仕様
電圧	200 V
振動数 (回転数)	3000 rpm (50Hz 時)
振幅	1.0 mm

量骨材量を測定した。そのため、軽量粗骨材の5mm未満および天然細骨材の5mm以上の粒子は、あらかじめ5mmふるいにより除外して練混ぜに供した。

配合名称A-4で用いたPVA短繊維は、密度が1.3g/cm<sup>3</sup>で、長さが12mmのものである。

コンクリートの配合は、W/Cおよびスランプフローが表-15に示した値に、空気量が5.5%となるように決定した。表-16に、各ケースの配合を示す。

##### c) 供試体の製作および測定項目

コンクリートは、各配合ごとに70リットルずつ2回練混ぜを行い、それぞれをあわせて供試体の製作に供した。供試体製作用の型枠には、直径が100mmで長さが200mmの軽量モールド2個をテープで連結しておき、コンクリートを4層に分けて充填した。型枠の天端までコンクリートを充填した後に、9本を1セットとして、振動台を用いて供試体に振動を加えた。加振時間は10, 20, 30秒の3ケースとし、各加振時間ごとに9体ずつ、各配合ケースで計27体の供試体を製作した。振動台の仕様を表-17に示す。

各ケースごとに製作した9体の供試体のうち、フレッシュ



写真-8 締固め状況



写真-9 供試体切断状況



写真-10 供試体からの試料採取



写真-11 ウェットスクリーニング

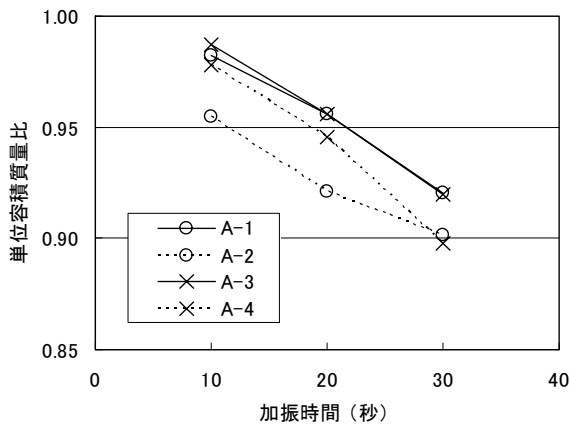


図-22 単位容積質量比と加振時間の関係

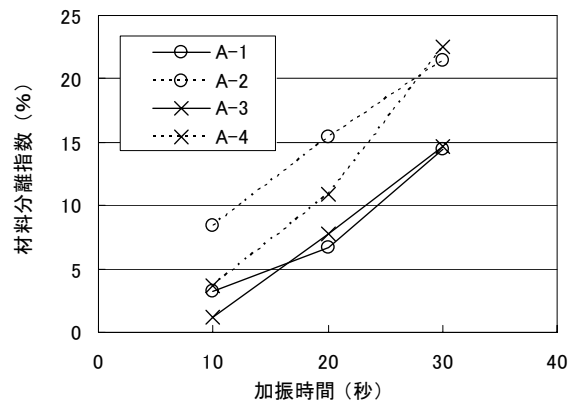


図-23 材料分離指数と加振時間の関係

試験用の3体は、加振終了後直ちに供試体中央で分離し、上下のコンクリートからそれぞれ1リットルの容器に試料を採取し単位容積質量を測定した。その後、5mmふるいでモルタルを洗い流して残った軽量粗骨材の表面の水を拭き取って質量を測定するとともに、乾燥炉で絶乾状態とした後に含水率を測定した。

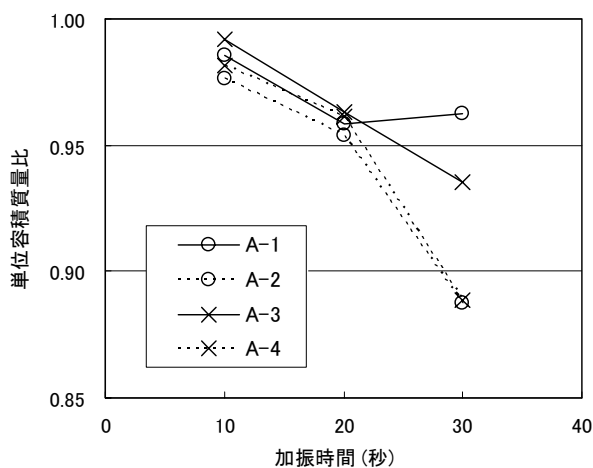
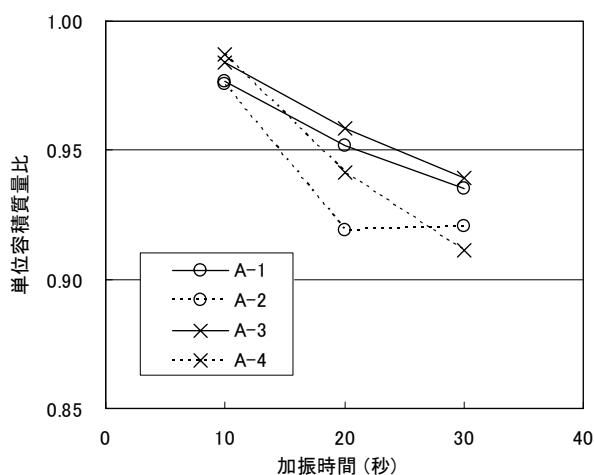
一方、残り6体の供試体については、脱型後標準養生を行い、材齢6日に供試体中央で切断した。材齢7日および

28日に3体ずつの供試体を用いて、単位容積質量（材齢28日のみ）、圧縮強度（材齢7日および28日）、ヤング率（材齢28日のみ）および割裂引張強度（材齢28日のみ）を測定した。

写真-8～写真-11に、実験時の状況を示す。

d) 材料分離性状の評価方法

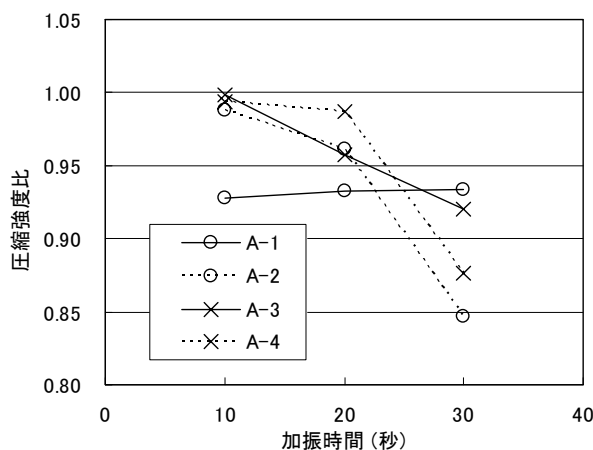
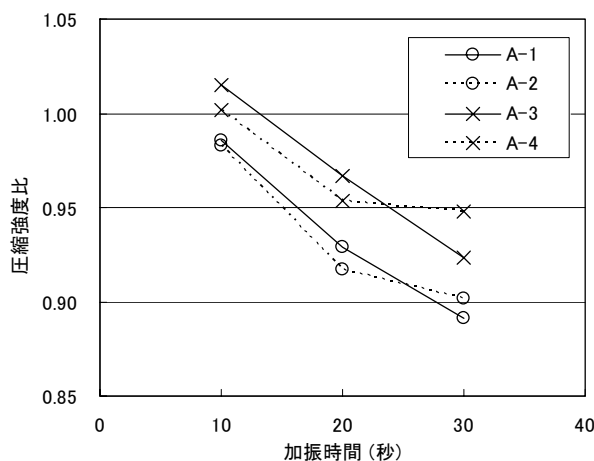
振動締固めによる骨材の浮き上がりにもなる材料分離性状をフレッシュ時および硬化時（材齢7日および28



(a) 材齢 7 日

(b) 材齢 28 日

図-24 単位容積質量比と加振時間の関係 (硬化時)



(a) 材齢 7 日

(b) 材齢 28 日

図-25 圧縮強度比と加振時間の関係

日)に評価した。フレッシュ時には、上下層の単位容積質量および軽量粗骨材量の差に着目した。また硬化時には、上下層の単位容積質量、圧縮強度、割裂引張強度およびヤング率の差に着目した。

フレッシュ時における材料分離性状評価では、上下層ごとに含まれる軽量粗骨材量(上層:  $G_t$ , 下層:  $G_b$ )から、次式で定義される材料分離指数  $SI$  (%) を求めた<sup>17)</sup>。

$$SI = (G_t - G_b) / (G_t + G_b) \times 100 \quad (7)$$

## (2) 実験結果と考察

### a) フレッシュ時における評価

各配合ケースとも加振時間が長いほど、上下層の単位

容積質量の平均値(= (上層+下層)/2)は大きくなった。例えば、30秒の加振を行った場合には配合上の単位容積質量よりも20kg/m<sup>3</sup>程度大きい値となった。これは、過剰な振動を与えたことにより、コンクリート中の空気が排出されたためと考えられる。

図-22に、上下層の単位容積質量の比(上層/下層、これ以降、単位容積質量比と呼ぶ)と加振時間の関係を、図-23に、材料分離指数( $SI$ )と加振時間の関係をそれぞれ示す。図-22より、各配合とも加振時間が長いほど、単位容積質量比が小さくなっており、加振による材料分離の促進が見られる。スランプフローが大きいA-2では、単位容積質量比が特に小さくなり、高性能軽量コンクリートの材料分離性状にコンクリートのコンシステンシーが

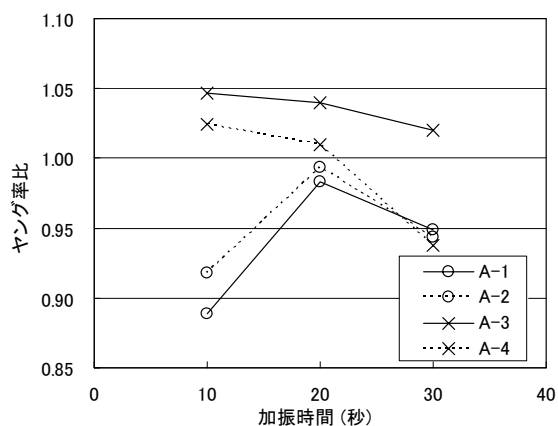


図-26 ヤング率比と加振時間の関係

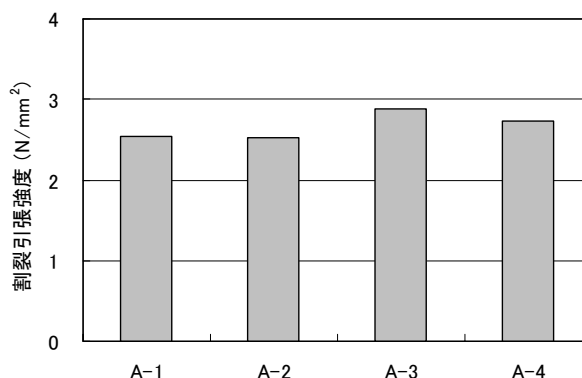


図-27 割裂引張強度の測定結果

及ぼす影響が大きかったことが分かる。

一方で、スランプフローがA-1と同じで、W/Cを0.45と小さくしたA-3では、A-1との差はほとんど認められなかった。これは、W/Cの違いが小さかったために、セメント量の増加がわずかであり、モルタルの粘性があまり変わらなかったためと考えられる。

PVA短繊維を混入したA-4においては、材料分離抑制効果は認められなかった。これは、ここで使用したPVA短繊維が、直径が100 $\mu$ mで長さも12mmと短い集束タイプであったため、軽量骨材の浮き上がりを抑えることができなかったためと考えられる。ここで用いたPVA短繊維よりも長い繊維を用いれば、軽量骨材の浮き上がりを効果的に抑制できる可能性があると考えている。

図-23に示した材料分離指数と加振時間の関係も、図-22の単位容積質量比と加振時間の関係と同様の傾向を示した。

#### b) 硬化時における評価

図-24に、硬化時における単位容積質量比と加振時間の関係を示す。ここで、単位容積質量比は、a) のフレッシュ時における評価で用いた指標と同一である。同図によれば、単位容積質量比と加振時間の関係は、フレッシュ時の場合と同様に、加振時間が長いほど単位容積質量比が小さくなった。

図-25に、供試体の上層および下層で測定された圧縮強度の比（上層／下層、これ以降、圧縮強度比と呼ぶ）と加振時間の関係を示す。材齢7日および28日も加振時間が長くなるにつれて圧縮強度比が低下した。特に材齢28日では、A-2およびA-4において、30秒加振時の圧縮強度の低下が顕著であった。ただし、A-1の場合、材齢28日では、圧縮強度比が加振時間にかかわらずほぼ一定となっ

た。なお、圧縮強度の平均値（（上層+下層）/2）は加振時間にかかわらずほぼ同等の値となった。

単位容積質量比と圧縮強度比を比較すると、両者に相関関係があることがわかる。つまり、単位容積質量比が小さくなるほど圧縮強度比も小さくなった。材齢28日のA-1の結果では、圧縮強度比は加振時間にかかわらずほぼ一定値となったが、単位容積質量比も加振時間が増加しても大きく低下せず、両者は対応した結果となった。

PVA短繊維を混入したA-4の材齢7日における結果を見ると、圧縮強度比において材料分離抑制効果が見られた。しかしながら、材齢28日では加振時間が20秒で効果が見られるものの、30秒では圧縮強度比が大きく低下しており、PVA短繊維の混入による材料分離抑制効果は確実ではない結果となった。

図-26に、供試体の上層および下層で測定されたヤング率の比（上層／下層、これ以降、ヤング率比と呼ぶ）と加振時間の関係を示す。A-1およびA-2における加振時間が10秒の場合を除いて、加振時間が長いほどヤング率比は小さくなっており、この傾向は単位容積質量比と加振時間の関係と対応した。

図-27に、各配合ケースにおいて材齢28日で測定されたの割裂引張強度を示す。これによれば、W/Cが小さいA-3が最大の割裂引張強度を示した。A-4もA-3に次いで大きく、PVA短繊維の混入効果が認められた。

#### (3) まとめ

W/Cが0.50で、スランプフローが300～350mmの配合ケースA-1に対して、同一W/Cでスランプフローが400～450mmと大きい配合ケースA-2では、振動台による加振で材料分離が顕著になる傾向が認められた。この結果より、高性能軽量コンクリートの材料分離にコンクリートのコ

表-18 実験ケース

実験ケース	W/C	スランプ フロー (mm)	締固め時間 (秒)	ジッターバック による加振	
				実施時期	時間
B-1	0.50	300~350	5	—	—
B-2				打込み直後	15 秒
B-3				打込み直後	60 秒
B-4				表面仕上げ時	15 秒

ンシステンシーが及ぼす影響が大きいことがわかった。したがって、高性能軽量コンクリートの配合設計にあたっては、施工条件を十分考慮した上で、コンシステンシーを設定し、締固め時に過剰な振動をコンクリートに与えないようにする配慮が必要であると言える。

また、長さが12mmで集束タイプのPVA短繊維を外割の体積割合で0.1%混入した配合ケースA-4では、フレッシュ時には材料分離抑制効果は認められなかった。硬化後の圧縮強度の測定結果をみると、材齢7日では測定値のばらつきを低減する効果は認められたものの、材齢28日では材料分離抑制効果は認められなかった。

### 4.3 表面仕上げ時の振動が材料分離性状に及ぼす影響

#### (1) 実験概要

##### a) 試験体の形状・寸法および種類

図-28に、用いた供試体の概要を示す。供試体は、280×410×1800mmのコンクリート柱であり、硬化後に同図に示す位置で鉛直方向に長さ1800mmのコアを3本採取した。

表-18に、実験ケースの一覧を示す。軽量コンクリートの表面仕上げ時に一般的に用いられるジッターバックの使用法（実施時期および加振時間）を変化させて、ジッターバックによる加振が高性能軽量コンクリートの材料分離性状に及ぼす影響を調べた。すなわち、ジッターバックによる加振を行わない場合（B-1）、コンクリート打込み終了直後に供試体最上層にジッターバックによる加振を15秒間行う場合（B-2）と60秒間行う場合（B-3）、凝結始発直前に供試体最上層にジッターバックによる加振を15秒間行う場合（B-4）の4つの実験ケースを設定した。

これらの実験ケースごとに製作した高さ1800mmの供試体における鉛直方向の材料分離性状を評価するため、採取したコアを約200mmピッチで切断し、単位容積質量、圧縮強度、ヤング率およびコア側面の粗骨材分布を測定した。

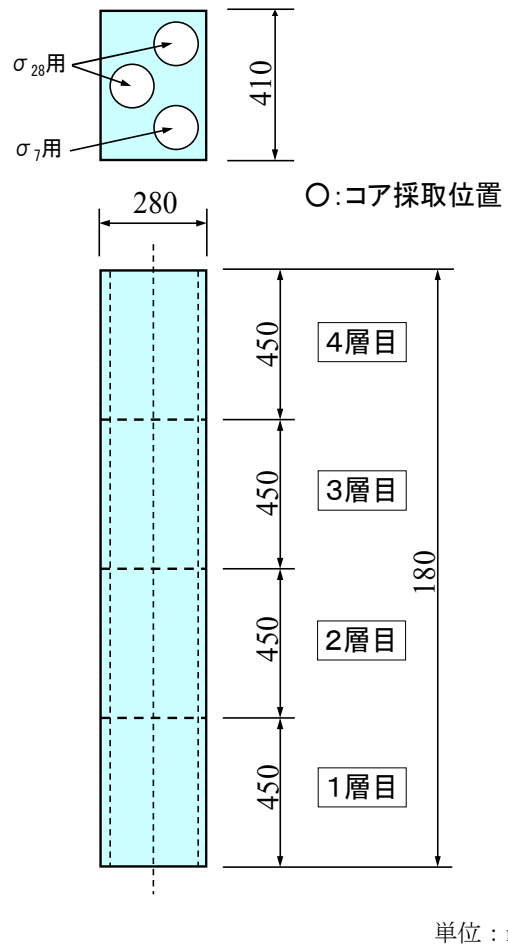


図-28 供試体概要

##### b) 使用材料およびコンクリートの配合

高性能軽量コンクリートの製造に使用した材料は、4.2で用いたものと同一である。また、コンクリートの配合は、4.2における配合ケースA-1と同一である。

##### c) 供試体の製作および測定項目

コンクリートは85リットルずつ3回に分けて練り混ぜて、供試体の製作に供した。各供試体は、1層が450mmとなるように、各層ごとに所定量のコンクリートをバケツ



写真-12 供試体製作用型枠



写真-13 内部振動機による締めめ状況



(a) 加振状況



(b) 加振後におけるコンクリート表面の状況

写真-14 ジッターバックによる加振（実験ケース：B-2）



(a) 加振状況



(b) 加振後におけるコンクリート表面の状況

写真-15 ジッターバックによる加振（実験ケース：B-4）

トとホッパーを用いて投入した。ホッパーには自由落下によるコンクリートの材料分離を防ぐためにビニルホースを取り付け、コンクリートの打ち上がりに応じてビニルホースを切断していった。打込み終了後、内部振動機により5秒間締めめを行った。この際、各層ごとの打ち上がり高さを確認した。

実験ケースB-1では、4層目までコンクリートを打設した後、ジッターバックによる加振は行わず、天端をコテで仕上げた。

打込み終了直後にジッターバックによる加振を行うケース（B-2およびB-3）では、4層目の充填および内部振動機による締めめが終了した直後に、ジッターバックによ



(a) コア全体（上から，B-1～B-4）



(b) コア天端付近（左より，B-1～B-4）

写真-16 採取したコアの状況

りコンクリート表面へ所定時間（15秒間または60秒間）の加振を行った。加振方法はジッターバックの自重でコンクリート表面に浮き出した軽量粗骨材を沈める方法とした。

コンクリート表面仕上げ時にジッターバックによる加振を行う試験体では、凝結の始発が始まる少し前（打設4時間後）にコンクリート表面に対して15秒間加振を行った。

各供試体は打込み地点で封緘養生し、材齢6日で各供試体からコア（ $\phi 100 \times 1800 \text{mm}$ ）を1本ずつ採取した。採取位置は、図-28に示したとおりである。材齢13日で、同様に各供試体からコアをさらに2本ずつ採取した。採取したコアは、約200mmピッチで9分割し、 $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ のコアとして各種測定に供した。材齢6日で採取したコアは、材齢7日で単位容積質量および圧縮強度を測定した。材齢13日で採取したコアは切断後標準養生を行い、材齢28日で単位容積質量、圧縮強度、ヤング率およびコア側面の粗骨材の分布状況を測定した。粗骨材の分布状況には、コア側面に占める粗骨材の面積を透明なシートを用いて写し取って算出し、コア側面の全面積で除すことで粗骨材がコア側面に占める割合を用いた。

写真-12および写真-13に、実験時の状況を示す。

## (2) 実験結果と考察

### a) 供試体製作時に観察された材料分離性状

実験ケースB-2の加振状況を写真-14に示す。加振終了後には、コンクリート表面にモルタル層はできていたが、コンクリートを実際に触ってみると、モルタル層の直下に加振により浮上して層状に留まった軽量粗骨材を確認できた。ただし、少し強く指で押すと、この軽量粗骨材の層は崩れる程度であった。

実験ケースB-3では、B-2と同様に、モルタル層の直下

に軽量粗骨材が確認できたが、B-2と比較して強固な層を形成しており、少し強く指で押しても簡単には崩れない状態であった。

実験ケースB-4の加振状況を写真-15に示す。このとき、コンクリート練り上がり時に別途採取したモルタルのプロクター貫入試験値は  $0.6 \text{N/mm}^2$  であった。ジッターバックによる加振後のコンクリート表面は平滑で、骨材が所々に見える状態であった。その上に、浮き上がったモルタルをコテでならすことで表面仕上げを比較的容易に行える状況であった。本実験では、加振時間はB-2と合わせるために15秒に設定したが、加振中のコンクリート表面を観察していた結果、表面仕上げを行う上では加振時間は5秒程度で十分であったと思われる。

### b) 供試体硬化後の材料分離性状

写真-16は、採取したコアの状況である。コンクリート打設直後にジッターバックで加振した実験ケース（B-2およびB-3）では、コア表層部付近に軽量粗骨材が若干集中して存在しているのが目視で確認できる。

### c) 単位容積質量および圧縮強度による評価

コアの単位容積質量および圧縮強度とコア採取高さの関係を図-29（材齢7日）および図-30（材齢28日）に示す。材齢28日の結果はコア2本の平均値である。

全体的に最上部の単位容積質量および圧縮強度が小さい結果となった。これは、コンクリート打設中に若干ブリーディングが生じた影響と考えられる。

実験ケースB-2およびB-3では、材齢7日および28日ともに供試体上部に加振による影響が見られ、若干の強度低下が認められた。この傾向は加振時間が長いB-3の方が顕著であり、打設直後に行うジッターバックの加振が圧縮強度に及ぼす影響は無視できないと考えられる。ただし、実験ケースB-4では、上層での圧縮強度の低下はあまり見



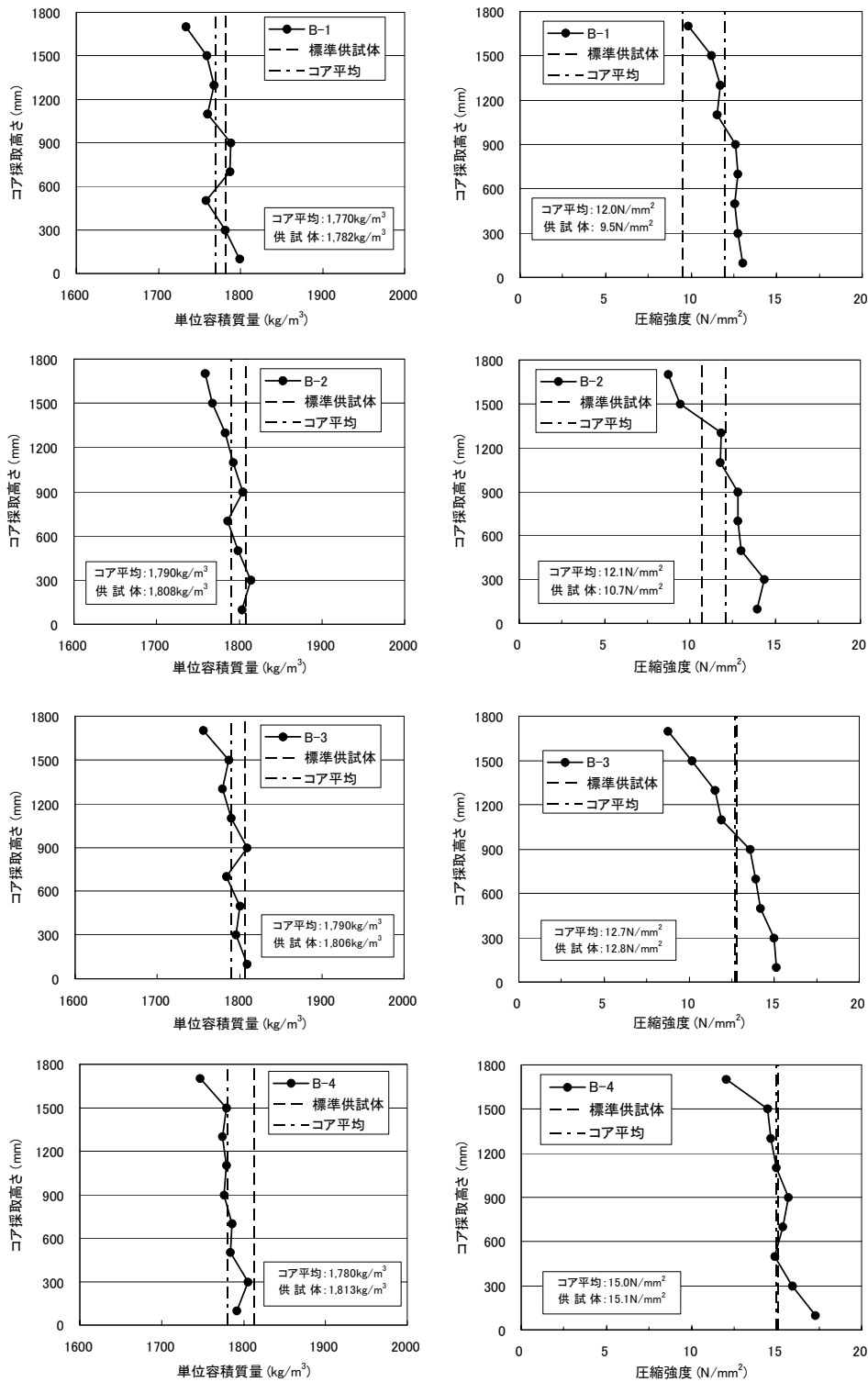


図-29 コアの単位容積質量および圧縮強度とコア採取高さの関係 (材齢 7 日)

られなかった。したがって、適切な時期に必要な最小限の加振をジッターバックで行うのであれば、硬化コンクリートの品質に与える影響は小さく抑えられるものと考えられる。

なお、図-30から判断すると、ジッターバックの加振による硬化コンクリートの品質に与える影響範囲は加振15秒で深さ300～400mm、加振60秒で700～800mm程度と推測された。

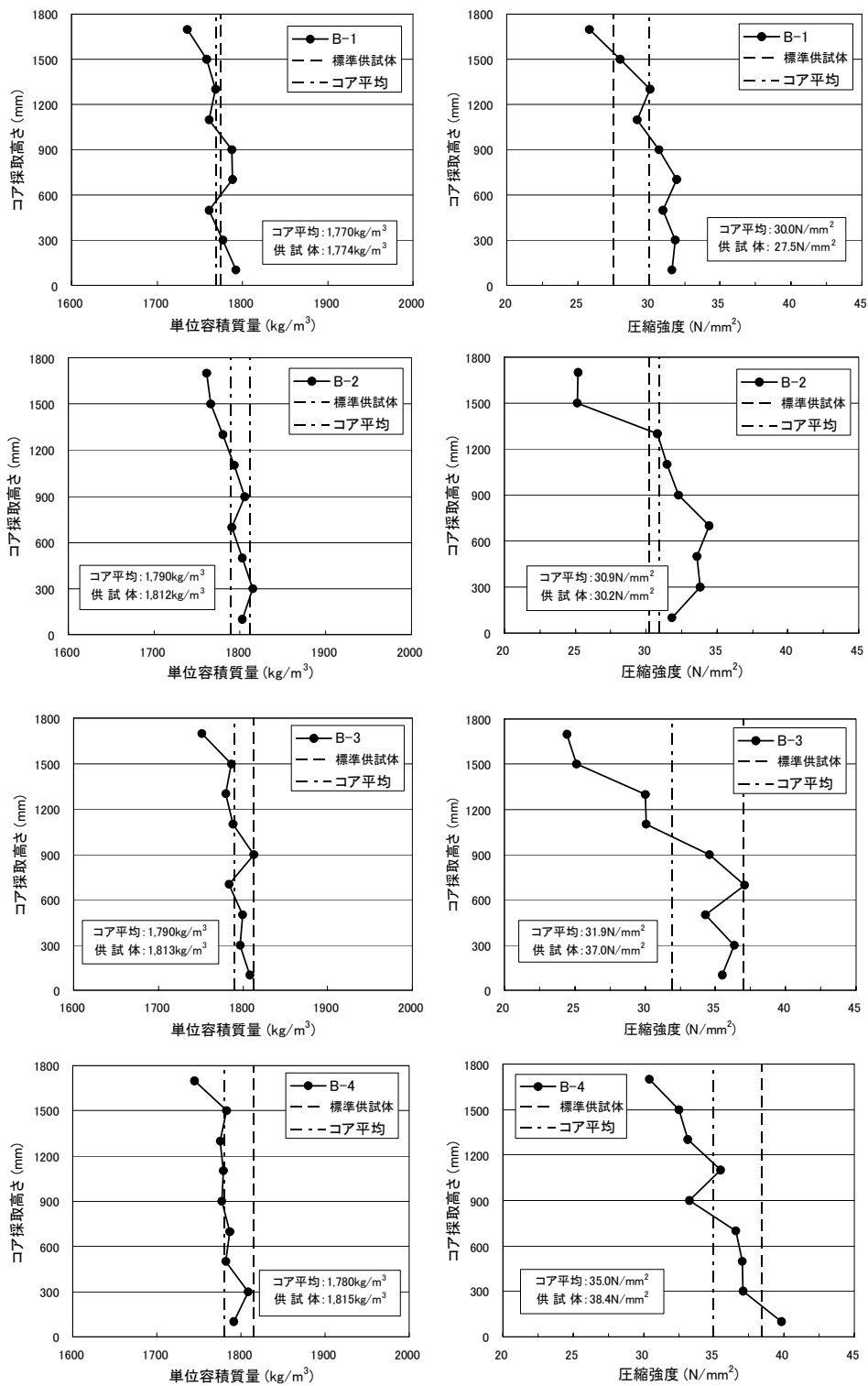


図-30 コアの単位容積質量および圧縮強度とコア採取高さの関係（材齢 28 日）

d) ヤング率および粗骨材分布による評価  
 コアのヤング率および粗骨材分布とコア採取高さの関係を図-31に示す。これらは、コア2本の平均値である。  
 圧縮強度にはジッターバックによる加振の影響が認め

られたのに対し、ヤング率と粗骨材分布には明確な影響は見られなかった。ヤング率の測定結果によれば、単位容積質量と同様の傾向が見られたものの、各ケースともコアの全平均値からのばらつきは小さかった。また、各

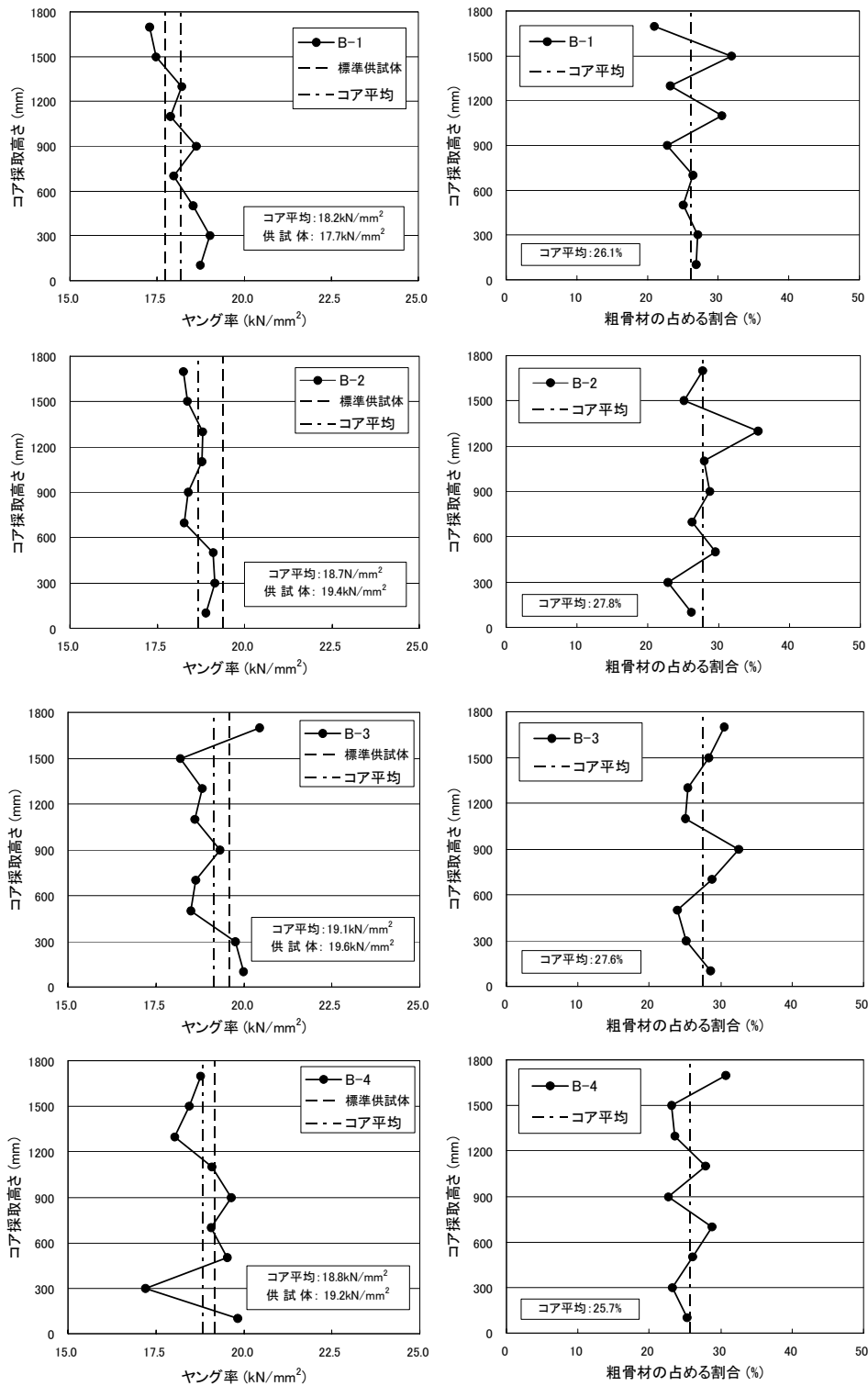


図-31 コアのヤング率および粗骨材分布とコア採取高さの関係（材齢 28 日）

ケースとも、最上部のコアの結果を見ると、B-3を除きコアの全平均値との差は小さく、ジッターバックによる加振の影響は認められなかった。

粗骨材分布の結果と単位容積質量の結果を比較してみ

ると、B-3およびB-4の最上部のコアにおいては、粗骨材の占める割合と単位容積質量が対応した。つまり、最上部のコアにおける粗骨材の占める割合が高くなったのに対応して、単位容積質量が小さくなった。しかしながら、

表-19 最上部コアの硬化後の物性値とコア平均値との比較（材齢 28 日）

実験ケース	コア採取位置	単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	全平均に対する比	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	全平均に対する比	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	全平均に対する比	粗骨材の占める割合 (%)	全平均に対する比
B-1	最上部	1734	0.98	25.8	0.86	17.3	0.95	21.0	0.80
	全平均	1770		30.0		18.2		26.1	
B-2	最上部	1759	0.98	25.2	0.82	18.3	0.98	27.7	1.00
	全平均	1790		30.9		18.7		27.8	
B-3	最上部	1756	0.98	24.4	0.76	20.4	1.07	30.5	1.11
	全平均	1790		31.9		19.1		27.6	
B-4	最上部	1747	0.98	30.4	0.87	18.8	1.00	30.8	1.20
	全平均	1780		35.0		18.8		25.7	

その他の位置における粗骨材分布と単位容積質量を比較すると、粗骨材の占める割合が大きいかかわりなく単位容積質量が大きくなるなど、結果が矛盾しているものも多かった。粗骨材分布の測定結果は、ジッターバックによる加振条件と必ずしも対応しているとはいえず、下層から上層へ粗骨材が移動することはなく、粗骨材の加振による浮き上がりは表面から深さ200mmの範囲内に限られるとも考えられる。

e) 最上部のコアによる評価

表-19に、最上部のコア（採取位置：底面より1600～1800mm）の単位容積質量、圧縮強度、ヤング率および粗骨材分布と全コアの平均値を比較したものを示す。これらは、材齢28日における測定結果である。

これより、単位容積質量の比は全試験体で0.98となっており、単位容積質量のばらつきは顕著ではなかった。一方、圧縮強度の比はジッターバックを使用しないB-1が0.86、打設直後に15秒間加振したB-2が0.82、60秒間加振したB-3が0.76となった。これより、打設直後の過剰な加振はコンクリートの硬化後の品質に大きく影響を及ぼすことが分かる。しかしながら、打設4時間後に15秒間加振したB-4は0.87であり、B-1とほぼ同程度となった。したがって、適切な時期に必要な最小限の加振をジッターバックで行うのであれば、硬化コンクリートの品質に与える影響は小さいと考えられる。

ただし、今回用いた供試体は断面が小さかったために、先行コンクリートの上に供給したコンクリートは必ず、その上層に載る形となった。断面寸法がより大きい場合には、コンクリート供給時に先行コンクリートの下にコンクリートが潜り込み、浮かび上がった軽量骨材はいつ

までも最上部に留まっていることも懸念されるため、実際の施工では注意が必要である。

(3) まとめ

高性能軽量コンクリートの表面仕上げ時にジッターバックによる加振を行う際に、その実施時期および加振時間が材料分離性状に及ぼす影響を実験的に調べた結果、以下のことがわかった。

- コンクリート打設直後にジッターバックで加振を行うと、軽量粗骨材が浮上し、天端付近に層状に留まった。この現象は加振時間が長いほど顕著であった。
- ジッターバックによる打設直後の加振が硬化コンクリートの品質に与える影響は、単位容積質量やヤング率では顕著に見られなかったが、圧縮強度に及ぼす影響は大きかった。加振の影響範囲は、加振15秒で表面から深さ300～400mm、加振60秒で700～800mm程度であった。
- 打設4時間後にジッターバックを用いて15秒間加振したケースでは、硬化コンクリートの品質に与える影響はあまり見られなかった。なお、表面仕上げの観点からは、加振時間は5秒程度で十分な状況であった。

5. まとめ

本検討では、近年開発された高性能人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートの港湾・海洋構造物への適用性を検討するため、軽量コンクリートを用いることで普通コンクリートよりも性能が劣ると推察される項目。すなわち、軽量コンクリートの耐久性、軽量コンクリート部材の繰返し荷重に対する抵抗性およびせん断荷重に対する

抵抗性、ならびに打込み時の材料分離抵抗性について実験的に検討を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 高性能軽量コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性は、普通コンクリートと同様に水セメント比が小さいほど、また、II種よりもI種の方が優れていた。これは、骨材自体の強度や吸水性の違いに起因するものと考えられる。高性能軽量コンクリートI種では、普通コンクリートよりも高い塩化物イオン浸透抵抗性を有していた。
- (2) 高性能軽量コンクリートのすりへり抵抗性は、I種では普通コンクリートと同程度の性能を有していたが、II種では普通コンクリートよりも劣っていた。これは、骨材自体の強度とモルタル部分の強度の違いに起因するものと考えられる。
- (3) 高性能軽量コンクリートの圧縮疲労特性については、I種、II種ともに、普通コンクリートと同程度の性能を有していた。
- (4) 柱試験体の正負交番水平載荷実験を行い、繰返し荷重を受ける高性能軽量コンクリート部材の力学性能を評価した結果、ひび割れ発生状況や柱基部の損傷範囲などに若干の違いが見られたものの、粗骨材のみに軽量骨材を用いた軽量コンクリートI種であれば、概ね普通コンクリートと同程度の力学性能（耐荷性、じん性およびエネルギー吸収能）を発揮することがわかった。
- (5) 高性能軽量コンクリートはり部材のせん断耐荷機構について検討した結果、せん断スパン有効高さ比が2.5のケースでは、斜めひび割れ発生後にタイドアーチ的耐荷機構に移行し、荷重を保ち続けた。一方、せん断スパン有効高さ比が2.5以外のケースでは、斜めひび割れ発生と同時に荷重が低下した。せん断スパン有効高さ比と有効高さがせん断耐力に及ぼす影響を検討した結果、従来より使用されている低減係数（=0.7）を考慮した計算式を用いてせん断耐力を概ね評価できることが確認できた。
- (6) 高性能軽量コンクリートの締固め時の振動が材料分離性状に及ぼす影響を検討した結果、W/Cが0.50で、スランプフローが300～350mmの配合ケースに対して、同一W/Cでスランプフローが400～450mmと大きいケースでは、振動締固めによる材料分離が顕著になる傾向が認められた。これより、高性能軽量コンクリートの材料分離にコンクリートのコンシステンシーが及ぼす影響が大きいことがわかった。したがって、高性能軽量コンクリートの配合設計にあつ

ては、施工条件を十分考慮した上で、コンシステンシーを設定し、過剰な振動を締固め時にコンクリートに与えないようにする配慮が必要であると言える。

- (7) 高性能軽量コンクリートの表面仕上げ時にジッターバックによる加振を行う際に、その実施時期および加振時間が材料分離性状に及ぼす影響を実験的に調べた結果、コンクリート打設直後にジッターバックで加振を行うと、軽量粗骨材が浮上し、天端付近に層状に留まり、この現象は加振時間が長いほど顕著であった。一方、打設4時間後にジッターバックを用いて15秒間加振したケースでは、顕著な材料分離は認められなかった。なお、表面仕上げの観点からは、加振時間は5秒程度で十分な状況であった。

## 6. あとがき

本検討により、近年開発された高性能人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートの港湾・海洋構造物への適用性が確認できた。今後、軽量化を図ることでコスト縮減が期待できる港湾整備事業が計画された際には、高性能軽量コンクリートの採用を検討することが望まれる。

また、本検討結果のうち塩化物イオン浸透抵抗性の評価結果は、促進試験による結果に基づいた考察であるため、現在実海水への暴露実験を継続して実施していることを付記しておく。

(2006年6月16日受付)

## 謝辞

本検討の実施にあたっては、関東地方整備局東京港湾事務所、同横浜港湾空港技術調査事務所の各位に貴重なご助言をいただいた。また、本検討における一連の実験の実施にあたっては、前 構造強度研究室依頼研修員 伊藤始氏（前田建設工業（株））に多大なるご協力をいただいた。ここに、記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 横田弘：鉄筋コンクリートケーソン軽量化への挑戦、平成13年度港湾空港技術講演会講演集、pp.57-76、2001年。
- 2) Yokota, H., Yokozawa, K., Hara, N., Okamoto, T. and Niwa, J.: Super-lightweight concrete caisson for port structures, *Congress Report of 16th IABSE Congress on Structural Engineering for Meeting Urban Transportation Challenges*, Lucerne, Switzerland, pp.246-247, 2000.
- 3) 日本コンクリート工学協会：高性能軽量コンクリート

- 研究委員会報告書，2000年。
- 4) 岡本享久，石川雄康，棚木隆，笹島昌男：高性能軽量コンクリート，コンクリート工学，Vol.37，No.4，pp.12-18，1999年。
  - 5) 横田弘，山田昌郎，濱田秀則，横沢和夫，舟橋政司，原夏生，三輪俊彦，岡本享久，棚木隆，二羽淳一郎：高性能軽量コンクリートの港湾構造物への適用に関する基礎的研究，港湾技研資料，No.967，31p，2000年。
  - 6) Yokota, H., Funahashi, M., Yamada, M., Hara, N., and Niwa, J.: Shear resisting behavior of super lightweight concrete beams without web reinforcement, *Report of the Port and Airport Research Institute*, Vol.40, No.3, pp.17-35, 2001.
  - 7) 九々正武，坂口昇，木村薫：中国産人工軽量骨材を使用したコンクリートの物性，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.43-48，2001年。
  - 8) 土木学会：コンクリート標準示方書 改訂資料，コンクリートライブラリー108，pp.83-84，2002年。
  - 9) 土木学会：コンクリート標準示方書，構造性能照査編，pp.24-25，2002年。
  - 10) 岩波光保，伊藤始，加藤絵万，横田弘：正負交番荷重下における軽量コンクリート柱部材の構造性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1633-1638，2004年。
  - 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002年。
  - 12) 舟橋政司，原夏生，横田弘，二羽淳一郎：繰返し荷重を受ける高性能軽量コンクリートはりの曲げ耐力，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1477-1482，2002年。
  - 13) 土木学会：コンクリート標準示方書，構造性能照査編，pp.67-72，2002年。
  - 14) 舟橋政司，原夏生，横田弘，二羽淳一郎：高性能軽量コンクリートを用いたRC梁のせん断耐力，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.919-924，2001年。
  - 15) 石川雄康，児玉明彦，坂田昇，柳井修司：高性能軽量骨材の吸水特性がコンクリートのポンプ圧送に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.2，pp.349-354，1999年。
  - 16) 坂田昇，柳井修司，石川雄康，棚木隆：高性能軽量コンクリートのポンプ圧送性に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.2，pp.355-360，1999年。
  - 17) 河井徹，橋田浩：高流動コンクリートのレオロジー特性に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.16，No.1，pp.125-130，1994年。

港湾空港技術研究所資料 No. 1138

2006. 9

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 昭和情報プロセス株式会社

Copyright © (2006) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。