

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 967 Sept. 2000

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

横	田	弘
山	田	郎
濱	田	則
横	沢	夫
舟	橋	司
原		生
三	輪	彦
岡	本	久
羽	木	隆
二	羽	一
		淳

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 軽量コンクリートの製造方法	4
2.1 人工軽量骨材	4
2.2 高性能人工軽量骨材の性状	5
2.3 高性能軽量コンクリート	5
3. 高性能軽量コンクリートの物性	5
3.1 フレッシュ性状とポンプ圧送性	5
3.2 硬化コンクリートの物性	7
4. 高性能軽量コンクリート部材の力学特性	9
4.1 曲げ耐力	9
4.2 せん断耐力	21
4.3 付着特性	24
5. ケーソン式構造物への適用効果	27
5.1 防波堤ケーソンの試設計事例	27
5.2 コンクリートの単位容積質量の相違による建設費縮減効果の試算	29
6. まとめ	30
7. 今後の課題	31
謝辞	31
参考文献	31

Fundamental Study on the Application of Super-lightweight Concrete to Port Structures

Hiroshi YOKOTA*
Masao YAMADA**
Hidenori HAMADA***
Kazuo YOKOZAWA****
Masashi FUNAHASHI****
Natsuo HARA****
Toshihiko MIWA****
Takahisa OKAMOTO*****
Takashi TOCHIGI*****
Junichiro NIWA*****

Synopsis

This paper presents the applicability of super-lightweight concrete to port structures particularly to gravity type concrete structures as caissons. Therefore, the presented study is a counterintuitive approach because gravity structures need to be heavy enough to resist external forces by their own weight. Weight reduction of caissons, which have grown in size nowadays, is a promising area of technology because a substantial structural weight reduces cost, diminishes execution restriction, and so on. Super-lightweight concrete with exceptionally low specific gravity of 1.2 to 1.8 has recently been developed, which is made of artificial lightweight aggregate of below 3% of absorption ratio with individual pores. This makes high durability and excellent mechanical properties compared to those of conventional lightweight concrete. The applicability of this super-lightweight concrete to caissons was evaluated from the viewpoints of execution and mechanical performance. Fundamental mechanical properties such as ultimate flexural and shear strengths and bond-slip behaviors were examined. The period and cost of manufacturing a caisson can be considerably reduced by using the super-lightweight concrete.

Key Words: lightweight concrete, artificial lightweight aggregate, mechanical performance, caisson

* Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

** Senior Research Engineer, Structural Engineering Division

*** Chief of Materials Laboratory, Structural Engineering Division

**** Maeda Corporation

***** Research & Development Center, Taiheiyo Cement Corporation

***** Professor, Tokyo Institute of Technology

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445031 Fax : +81-468-440255 e-mail : hiroy@cc.phri.go.jp

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

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*****
羽 木 隆*****
二 羽 淳一郎*****

要 旨

本資料は、高性能軽量コンクリートを用いて港湾構造物、特にケーソン式構造物を建造する可能性について検討したものである。つまり、軽い材料を用いて重さを必要とする構造物を作るという、逆転の発想を実現することを目的としている。軽量コンクリートは、人工軽量骨材を天然骨材に置換する方法によることが一般的である。従来の人工軽量骨材は、内部構造が連続空隙型であるために吸水量が大きく、その結果できあがるコンクリートは力学性能や耐久性に問題があり、激しい海洋環境下では十分に適用されなかった。しかし、これらの欠点を改善した独立空隙型の人工軽量骨材が最近開発されつつあり、高強度や高耐久性が実現できるほか、さらなる軽量化も図れるようになった。このような骨材を用いてケーソン式構造物を建造するには、基礎的な力学性能や耐久性能を明確にする必要がある。ここでは、特に力学性能を中心として検討した結果を述べた。また、軽量化による施工上の制約の払拭により、建設費が低減できる可能性があることを試設計により示した。

キーワード：軽量コンクリート、人工軽量骨材、力学性能、ケーソン

* 構造部構造強度研究室長
** 構造部主任研究官
*** 構造部材料研究室長
**** 前田建設工業株式会社
***** 太平洋セメント株式会社中央研究所
***** 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 教授
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 運輸省港湾技術研究所
電話：0468-44-5031 Fax：0468-44-0255 e-mail：hiroy@cc.phri.go.jp

1. まえがき

コンクリートは、建設材料としてインフラ整備に広く活用されており、今や不可欠の材料となっている。言うまでもなく、コンクリートは、セメント、水、細骨材、粗骨材をある範囲の中で自由に組み合わせて（配合して）製造され、配合の方法に応じて、目的とする性状のものが生み出される。近年では、高炉スラグ等の混和材や高性能減水剤等の混和剤も一般的に使用され、コンクリートの高性能化がますます進んでいる。

このように、要求性能に応じて様々な性状を有するコンクリートが生み出されているが、単位容積質量あるいは密度という観点から見れば、大半のコンクリートはおおむね2.3kg/lに限定されている。言い換えれば、設計者や技術者にとって、コンクリートの質量を求める際に、何の疑いもなく無筋コンクリートでは2.3kg/l、鉄筋コンクリートは2.45kg/lあるいは2.5kg/lといった数字が用いられている。

コンクリートは、重い材料である。単位容積質量で比べれば、約7.9kg/lの鋼材よりも軽いですが、同等の強度や剛性を有する部材断面を生み出そうとすれば、多くの材料を必要とすることとなり、その結果このような常識が形成されるわけである。この性質は、ダム等のような重さを必要とする構造体にはたいへん有利となるが、その重さのために建造が不可能となる構造形式も存在する。

さて、港湾構造物に目を転じてみる。代表的な構造様式であるケーソンは、重力式構造物の代表事例である。そのため、できるだけ重量のある材料を使用することで、断面の安定性を図ることが可能となる。しかし、近年ケーソンの大型化が進むにつれ、陸上のケーソンヤード、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を強いられることが多い。また、これら製作場所の水深が十分ではなく、ケーソン引出し時あるいは曳航時の喫水制限で断面が決定されることも多い。

本資料は、これらに対応するために、軽量コンクリートを用いて製作時のケーソン重量の軽量化を図り、経済性と施工の合理化を追求するものである。重量を必要とする構造物に軽量化された材料を用いるという、まさに逆転の発想を実現することである。

軽量コンクリートを製造する手法には、骨材として人工軽量骨材を用いる方法、発泡剤を混入してコンクリート中の空隙を増す方法などがあり、人工軽量骨材による方法が一般的である。この人工軽量骨材自体は新しい材料ではなく、既に数十年にわたって使われてきている。

しかし、詳細は2.で言及するが、従来の軽量コンクリート製造のために用いられてきた人工軽量骨材は、骨材内部の空隙が連続し、かつ空隙率が大きかったため、できあがったコンクリートの耐久性が十分ではないという欠点があった。そのため、特に環境条件の厳しい海洋構造物や港湾構造物にはあまり用いられてこなかった。これに対し、骨材内部の空隙を可能な限り低減させ、かつ独立させるとともに、骨材自体の比重をより小さくした高性能人工軽量骨材が最近開発されつつあり、これは、従来の人工軽量骨材の欠点を改良するもので、強度特性や耐久性の改善も図られていることが期待される。したがって、海洋環境下に建造されるコンクリート構造物への適用の可能性が高いものと考えられる。

そこで、本資料では、この新しい高性能人工軽量骨材を用いた軽量コンクリート（ここでは、高性能軽量コンクリートと称す）の港湾構造物への適用性について、主に力学的性質の観点から論じるものである。耐久性の観点からの検討は、現在実験を実施中であり、まとまった段階で報告をする予定である。また、ここではケーソン式構造物に主眼をおいて種々の検討・考察を行っているが、ここで得られた結論は他の構造様式の構造物についてもおおむねあてはめることができる。例えば、栈橋上部工の軽量化は地震時の慣性力低減に効果的であることや、浮体式構造物の軽量化は当然のことながら、喫水の観点から効果的である。このように、高性能軽量コンクリートを港湾構造物へ適用する場合には、多くの利点が望める可能性が高い。

2. 軽量コンクリートの製造方法

2.1 人工軽量骨材

人工軽量骨材は、製造方法によって非造粒型あるいは造粒型の2種類に大別できる。非造粒型は、膨張頁岩を破碎して焼成する方法で製造される。この軽量骨材は、従来より用いられてきており、現在でも人工軽量骨材の大半を占めている。しかし、非造粒型軽量骨材の特性として、多孔質であることから水に接すると表面の毛細管を通じて内部に水が浸透し、またその内部気孔が連通している（連続空隙型）ため、吸水率が非常に大きくなることが挙げられる。

これに対し、造粒型軽量骨材は、原料となる鉱物を粉碎した微粉末や石炭灰等の微粉末を添加材と混合した後、造粒または加圧成形して焼成するという工程で製造されるものである。造粒型軽量骨材は非造粒型軽量骨材に対して、製造工程は増えるが、原料の品質のばらつきを調

整することで均等質の製品を造り出せる。また、要求に応じて骨材の密度および吸水率をある程度調整することも可能である。

すなわち、造粒型軽量骨材では、原料の種類、造粒、焼成過程により、密度、強度、吸水性などの物性が大きく異なる。最近では従来の軽量骨材に比べて、より高強度、低吸水率、あるいは低密度（超軽量）などを特長とする造粒型の人工軽量骨材が開発されている。このような造粒型でかつ独立空隙型の人工軽量骨材を、上記の諸性状が改善されより高性能になったことから、高性能人工軽量骨材と称する。

2.2 高性能人工軽量骨材の性状

人工軽量骨材に求められる性能としては、前述のように、一般的に低密度、高強度、低吸水性があげられる。高性能人工軽量骨材は、原料の種類、配合、造粒、焼成という各工程で工夫がなされ、目標性能をできる限り同時に満足するように製造された人工軽量骨材である。高性能人工軽量骨材の内部組織は、緻密な独立空隙で形成されており、このことが単に軽量化、高強度化だけでなく、低吸水性の大きな要因となっている。また高性能人工軽量骨材の粒形はほぼ球形である。

高性能人工軽量粗骨材の基本性状を、従来の非造粒型人工軽量粗骨材²⁾と比較して表-1に示す。同表で示した高性能人工軽量骨材は、絶乾比重が0.85および1.2程度のものである。高性能人工軽量細骨材の製造も可能であるが、その吸水率は粗骨材と比較してやや大きい。

表-1 人工軽量粗骨材の目標性状

	従来の人工 軽量粗骨材	高性能人工軽量粗骨材	
		比重 0.85	比重 1.2
絶乾比重	1.25±0.1	0.85±0.1	1.2±0.1
24 時間 吸水率(%)	9.0~11.0	5.0 以下	3.0 以下
実積率(%)	64	60 以上	60 以上
圧壊荷重(N)	500 以上	800 以上	1000 以上
アルカリ 骨材反応	無害	無害	無害
化学的性質	アルカリ性	中性	中性

2.3 高性能軽量コンクリート

ここでは、表-1に代表される高性能人工軽量粗骨材に、高性能人工軽量細骨材あるいは天然細粗骨材を適宜組み合わせることで、従来の軽量コンクリートに比べて、施工性、軽量性と高強度（両者のバランス）、耐久性などに優れた特性を有する軽量コンクリートを高性能軽量コンクリートと定義する。表-2に使用骨材の選

定例を示す。

表-2 使用骨材の選定例

JASS 5 ^{*)} による 種別	コンクリート の単位容 積質量(kg/l)	骨材の種類	
		粗骨材	細骨材
軽量 1 種	1.8~2.0	天然粗骨材 と比重 1.2 の 混合	天然細骨材
	1.8 程度	比重 1.2	
	1.65 程度	比重 0.85	
軽量 2 種	1.4~1.6	比重 1.2	天然細骨材 と軽量細骨 材の混合
	1.1~1.5	比重 0.85	軽量細骨材

*)日本建築学会「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事」、1993 年

3. 高性能軽量コンクリートの物性

3.1 フレッシュ性状とポンプ圧送性

従来の軽量コンクリートでは、スランプロスを低減するために骨材のプレウェッティング（事前吸水）が必要不可欠である。このため、骨材含水率が非常に大きくなり、凍結融解抵抗性が普通コンクリートに比較して劣る。高性能軽量コンクリートでは、骨材が低吸水性であるためプレウェッティングなしでも使用することができる。

図-1に人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートのスランプロスの経時変化を示す。高性能人工軽量骨材と従来型人工軽量骨材を、それぞれ絶乾状態と事前吸水状態で用いた計4種類のコンクリートについて比較した。各コンクリートの配合を表-3に示す。目標スランプロスは18cm、目標空気量は5.0%、粗骨材最大寸法は15mmとした。粗骨材の絶乾比重は、高性能0.81、従来型1.33、事前吸水状態の粗骨材の含水率は、高性能1.71%、従来型27.5%であった。

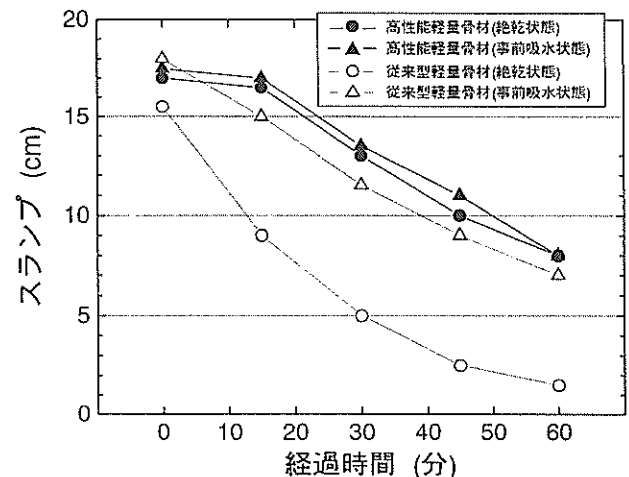


図-1 軽量コンクリートのスランプロス試験結果

表-3 スランプロス試験に用いたコンクリートの配合³⁾

粗骨材の種類	粗骨材の状態	水セメント比 W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				高性能 AE 減水剤 (C×%)
			水 W	セメント C	細骨材	人工軽量 粗骨材	
高性能人工軽量骨材	絶乾	41.3	155	375	771	311	1.2
	事前吸水	40.0	150	375	771	316	1.2
従来型人工軽量骨材	絶乾	44.8	168	375	771	512	1.3
	事前吸水	40.0	150	375	771	651	1.3

表-4 ポンプ圧送試験のコンクリートの配合⁴⁾

種別	水セメント比 W/C (%)	目標 空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)				高性能 AE 減水剤 (C×%)
			水 W	セメント C	細骨材 (山砂)	人工軽量 粗骨材 (比重 1.10)	
スランブ配合 (目標スランブ 21cm)	40	5.0	155	388	832	359	1.0
スランブフロー配合 (目標スランブフロー 55cm)	40	6.0	175	438	817	317	1.2

細骨材には比重2.60の山砂を用いた。図-1のように、従来型人工軽量骨材を絶乾状態で用いた場合には急激なスランプロスが生じたのに対して、高性能人工軽量骨材では絶乾状態と事前吸水状態でスランブの径時変化はほぼ同じであった³⁾。

また、ポンプによる圧送を考える場合は、軽量骨材の圧力吸水に配慮する必要がある。高性能人工軽量骨材を用いた場合では、流動性に余裕があるスランブフロー配合のコンクリートとすることにより、絶乾状態の骨材でも円滑なポンプ圧送が可能となる。表-4に示す配合により配管総延長約120mのポンプ圧送試験を行った結果、表-5に示すように単位水量155kg/m³のスランブ配合では圧送後約75m搬送された箇所で閉塞を起こしたが、単位水量175kg/m³のスランブフロー配合では十分圧送可能であった。なおこの試験において、粗骨材としては絶乾比重1.10の高性能軽量骨材を絶乾状態で使用している。

表-5 高性能軽量コンクリートのポンプ圧送試験結果⁵⁾

種別	フレッシュ性状	
	圧送前	圧送後
スランブ配合	スランブ 21.5cm	閉塞
スランブフロー配合	スランブフロー 56.5×55.0cm	スランブフロー 45.0×43.5cm

また、軽量コンクリート版の現地試験施工における高性能軽量コンクリートの配合を表-6に示す。事前に工場

で試験練りを行った結果、単位容積質量1.5kg/lのコンクリートでは、現地の細骨材と人工軽量細骨材との組合せにおいて細骨材全体としての粒度が粗くなり、コンクリートの流動性が低下する傾向が認められたため、細骨材の微粒分の補填を目的として石灰石微粉末を添加した。ポンプ圧送によるフローロス5cm程度と予想し、圧送前の目標スランブフローを55cmと設定した。フレッシュ性状（ポンプ圧送前後）を表-7に示す。同表に示した値はいずれも4台のミキサー車からのコンクリートについての平均値である。圧送には、ブーム地上高30m、ピストン前面圧6.25MPa、輸送管径150mmのコンクリートポンプ車を用いた。

圧送後のスランブフローは圧送前よりも増加し、流動性は十分であったにもかかわらず、単位容積質量1.5kg/lのコンクリートの圧送では閉塞が数回発生し、圧送の安定性に欠ける面が見られた。この原因として、流動性が過大であったため、軽量骨材が浮き上がって材料分離が生じ、部分的に粗骨材が多いコンクリートを圧送する結果となり、圧送抵抗が大きくなったことが考えられる。今後圧送の安定性をさらに向上させるためには、適切なスランブフロー目標値の設定、粉体（セメント+石灰石微粉末）量の増加、分離低減剤の使用などの方法によりモルタル部の粘性を確保する必要がある。安定した流動性を確保するための材料選定や配合設計法については今後の課題である。

表-6 ポンプ圧送によって打設した高性能軽量コンクリート版の配合

目標単位容積質量 (kg/l)	水セメント比 W/C (%)	単位量 (kg/m ³)						高性能 AE 減水剤 (C%)
		水 W	セメント C	石灰石 微粉末	細骨材		人工軽量 粗骨材 (比重 1.2)	
					人工軽量	山砂		
1.5	40.0	165	413	46	167	377	364	0.8
1.8	42.5	170	400	0	0	870	360	1.7

表-7 軽量コンクリート版の試験施工におけるフレッシュ性状

目標単位容積質量 (kg/l)	スランプフロー(cm)		単位容積質量(kg/l)		空気量(%)	
	圧送前	圧送後	圧送前	圧送後	圧送前	圧送後
1.5	55.9×53.6	60.0×59.5	1.54	1.54	5.6	5.9
1.8	60.0×55.8	69.3×66.5	1.79	1.83	5.4	4.7

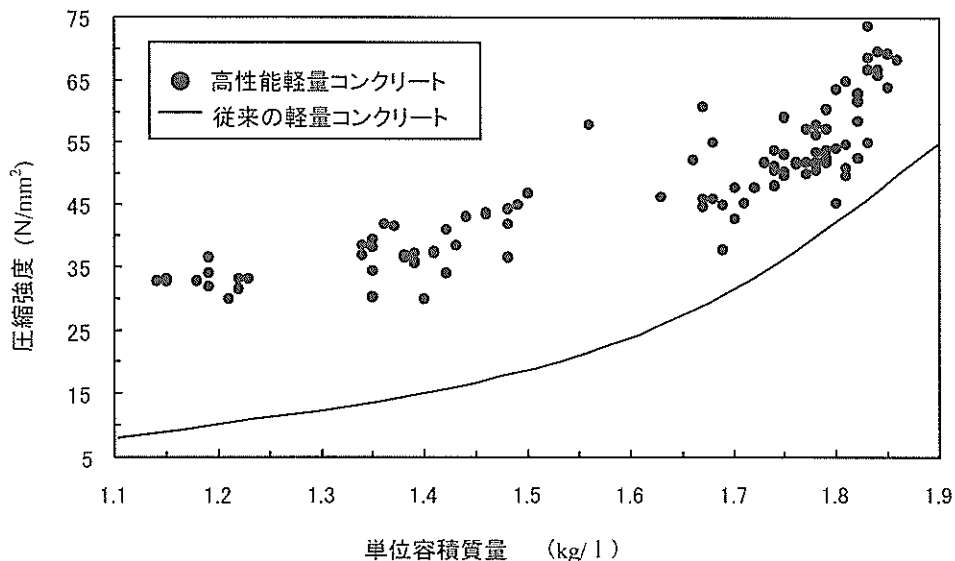


図-2 単位容積質量と圧縮強度の関係

3.2 硬化コンクリートの物性

コンクリートの単位容積質量と圧縮強度の関係を図-2に示す。高性能人工軽量骨材は低密度にもかかわらず高強度を有するため、これを用いた高性能軽量コンクリートにおいても、同一単位容積質量の従来型人工軽量骨材コンクリートよりも高強度が得られる。単位容積質量1.1～1.5kg/lの高性能軽量コンクリートでは30～50N/mm²程度、単位容積質量1.6～1.9kg/lでは40～70N/mm²の圧縮強度が得られることが分かる。

圧縮強度と引張強度の関係を図-3に、圧縮強度と曲げ強度の関係を図-4に示す。引張および曲げ強度について

は、軽量骨材が高性能化されても圧縮強度に比べてその効果が現れにくい。高性能軽量コンクリートの場合、引張強度と曲げ強度の圧縮強度に対する割合は、普通コンクリートの場合に比べて小さい傾向にある。ちなみに土木学会コンクリート標準示方書⁶⁾の式と比較した場合は、軽量コンクリート(普通コンクリートの70%)における基準式に対しては大きく、普通コンクリートの基準式と同程度であった。

このように、圧縮強度に比較して引張強度および曲げ強度の性状が劣る理由については、十分に明らかではない。しかし、高性能軽量コンクリートに用いられる人工

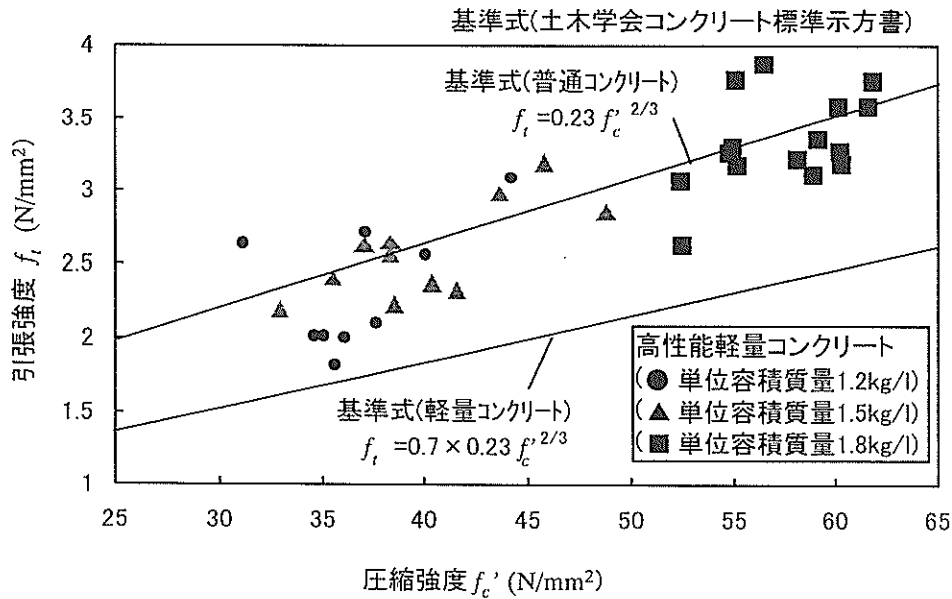


図-3 圧縮強度と引張強度の関係

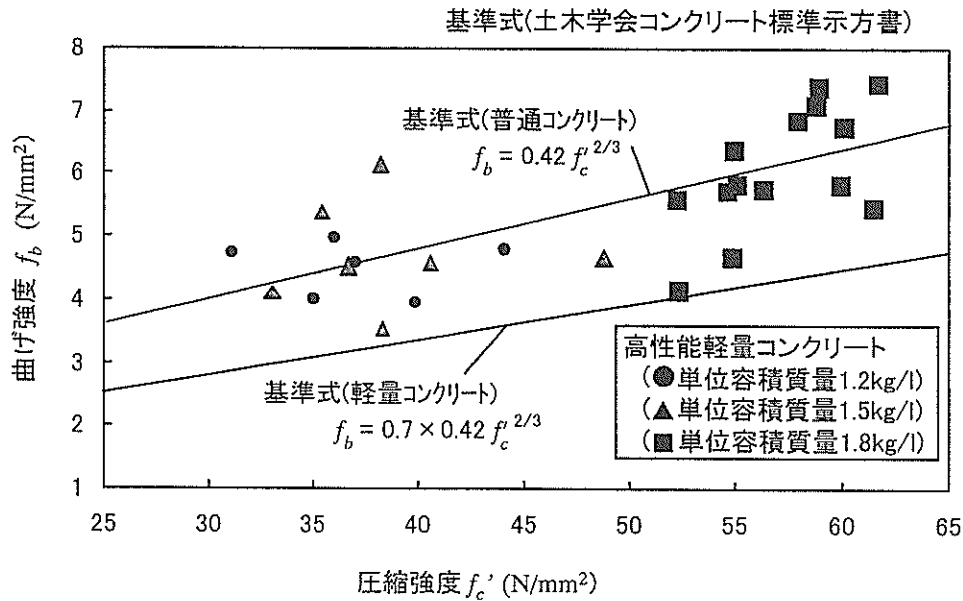


図-4 圧縮強度と曲げ強度の関係

軽量骨材の形状がほとんど球形であり、骨材とセメントペーストの界面での破壊エネルギーが砕石を用いた場合に比べて小さいことが、その一つの原因であると考えられる。

圧縮強度と弾性係数の関係を図-5に示す。弾性係数は圧縮強度および単位容積質量ときわめて密接な関係があ

り、単位容積質量が小さくなるとともに低下する。圧縮強度と単位容積質量を考慮した建築学会基準式にあてはめると、結果は単位容積質量1.2~1.8kg/lの間に位置し、この関係式より求めた結果とほぼ一致していることが分かる。

基準式： $E = 21 \times (\gamma / 2.3)^{1.5} \times (f'_c / 20)^{1/2}$

(日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説)

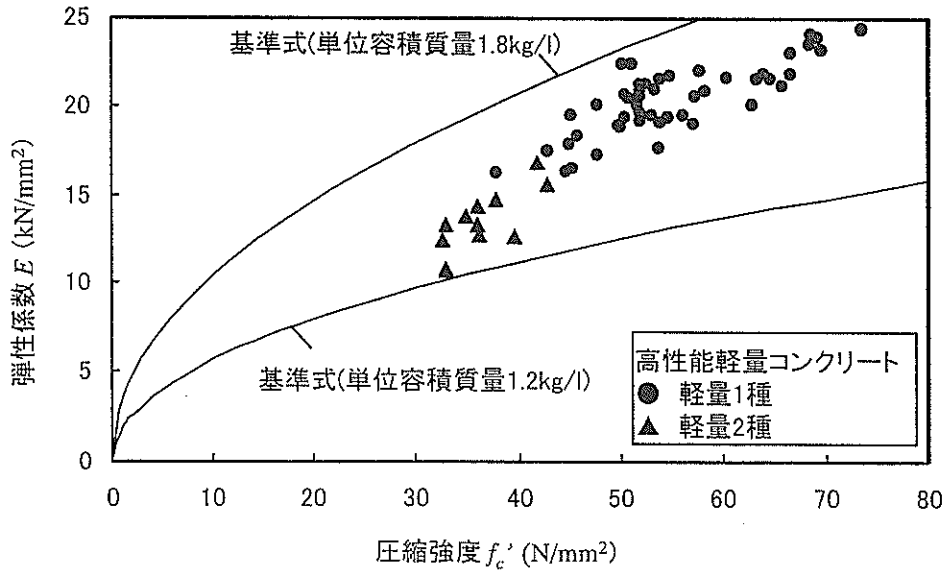


図-5 圧縮強度と弾性係数の関係

表-8 曲げ破壊型はり試験体 M1.5 の仕様

試験体	幅(mm)	高さ(mm)	主鉄筋			せん断補強鉄筋		
			規格	本数	鉄筋比(%)	規格	ピッチ(mm)	鉄筋比(%)
M1.5	200	400	D22	2	1.1	D10	150	0.47

4. 高性能軽量コンクリート部材の力学特性

4.1 曲げ耐力

高性能軽量コンクリートを用いたRC部材の曲げ耐力、ひび割れ間隔、ひび割れ幅等に着目して曲げ荷重試験を行った。試験は、後述するせん断耐力と寸法等を一致させたはり試験体1体およびコンクリートの単位容積質量を変化させた軽量コンクリート版3体を対象とした。

(1) はりの曲げ試験

a) 試験体の概要

表-8に試験体の仕様を、図-6に試験体の形状・寸法および配筋を示す。本試験体には単位容積質量1.5kg/lのコン

クリートを用いており、以下では本試験体をM1.5と記述する。コンクリートの配合を表-9に示す。粗骨材は粒径15~10mmのものと10~5mmのものを容積比率3:7で使用した。はり荷重試験時のコンクリートの硬化物性を表-10に示す。また表-11に、はり試験体製作に用いたD22-SD345およびD10-SD345の鉄筋引張試験結果を示す。

b) 試験方法および測定項目

図-7および図-8に各試験体の変位計位置図、および主鉄筋のひずみゲージ貼付位置図をそれぞれ示す。コンクリートひずみについては、鉄筋ひずみを計測した1~5の各断面に、それぞれ上面から0mm、10mm、50mm、100mmの高さにひずみゲージを貼り付けて各断面内でのひずみ分布を計測した。

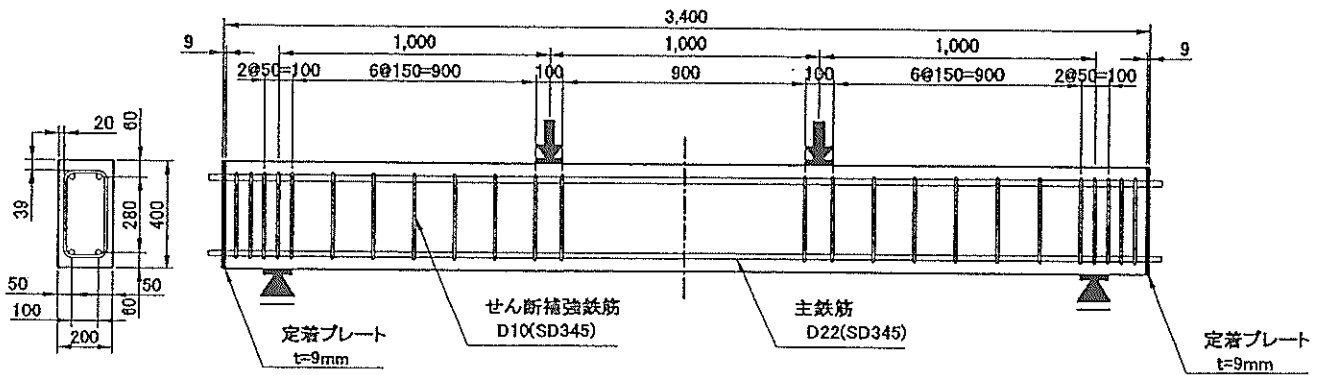


図-6 はり試験体 M1.5 の形状・寸法および配筋

表-9 はり試験体 M1.5 のコンクリートの配合

目標単位容積質量 (kg/l)	水セメント比 W/C (%)	単位量 (kg/m ³)					高性能 AE 減水剤 (C×%)	
		水 W	セメント C	石灰石微粉末	細骨材			人工軽量粗骨材 (比重 1.2)
					人工軽量	山砂		
1.5	40.0	165	413	68	154	370	363	0.6

表-10 はり試験体 M1.5 のコンクリートの硬化物性

試験体	単位容積質量(kg/l)	圧縮強度(N/mm ²)	弾性係数(kN/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
M1.5	1.64	40.8	17.4	2.54

表-11 はり試験体 M1.5 の鉄筋の力学特性

呼び名	規格	降伏強度(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)	弾性係数(kN/mm ²)
D22	SD345	398	554	181.1
D10		362	535	183.2

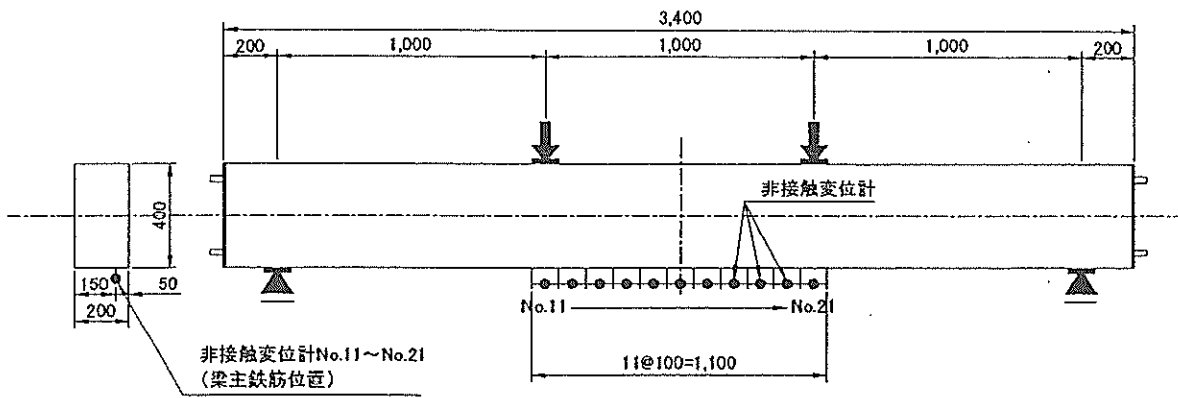
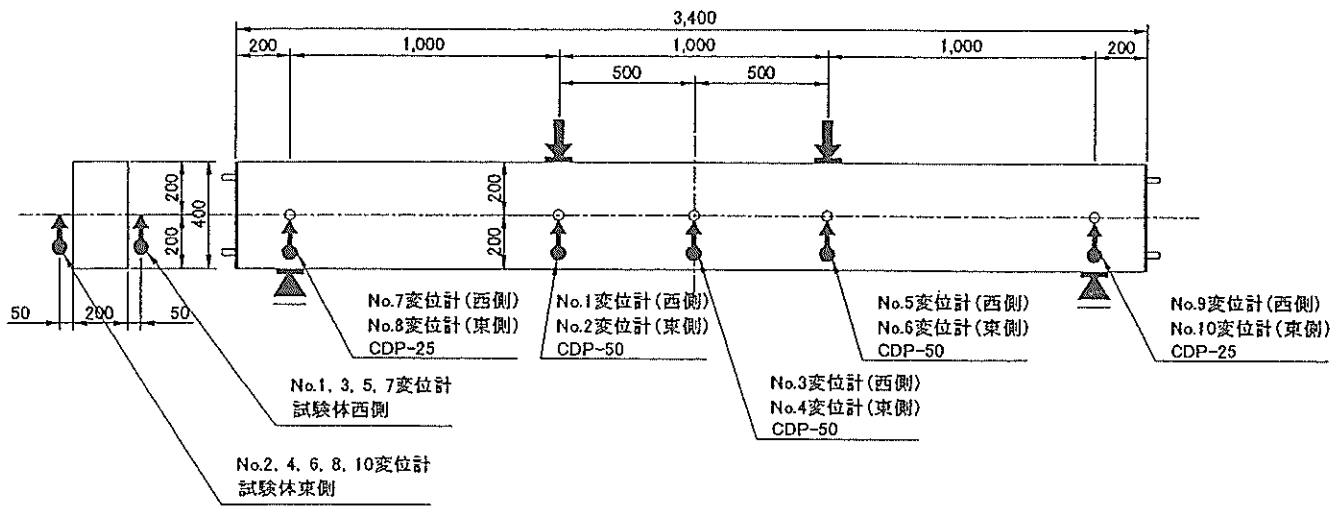


図-7 変位計設置位置

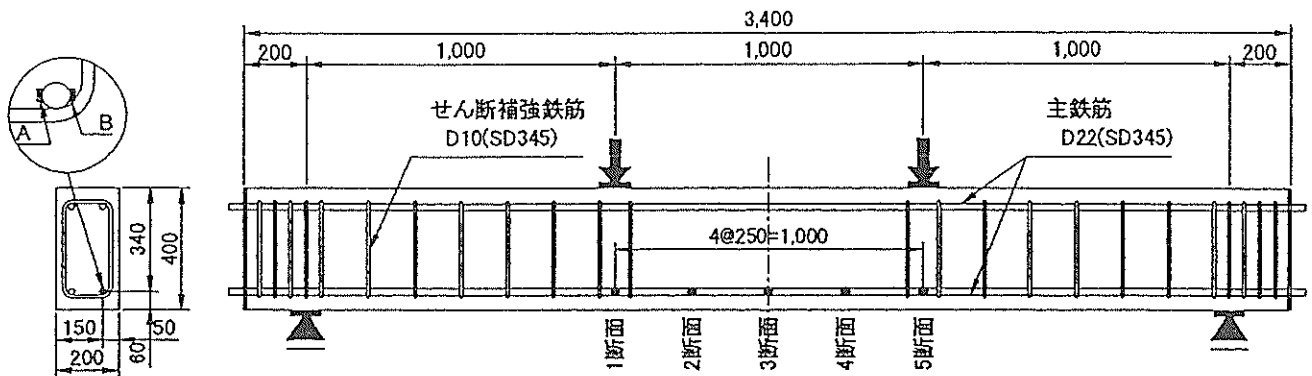


図-8 主鉄筋ひずみゲージ貼付位置

c) 試験結果

表-12に曲げ耐力の実験値と計算値を示す。なお耐力算定に際し、鉄筋の強度は引張試験による実強度を用い、コンクリート強度は載荷試験当日の圧縮強度試験値を用いた。同表より、降伏時および終局時の曲げ耐力は、実験値と計算値の比がそれぞれ1.05および1.07と良い一致を示している。したがって、曲げ耐力の算定にあたっては、高性能軽量コンクリートの場合でも普通コンクリートと同様の手法で予測できるものと考えられる。

図-9に、載荷試験終了後のひび割れ発生状況を示す。同図に示すとおり、曲げひび割れ分散性は良好であった。

図-10に荷重と変位の関係を示す。鉄筋降伏後においても良好な変形性能を有することが認められる。

図-11に、荷重と主鉄筋ひずみの関係を示す。いずれの断面でも荷重約180 kNで鉄筋が降伏しており、ひずみが一箇所に集中することなく曲げスパン内ではほぼ一様に分布していたことがわかる。

図-12に、主鉄筋降伏時までの範囲でのひび割れ幅と鉄筋ひずみの関係を示す。ひび割れ幅の実験値は図-7の非接触変位計No.15の計測値であり、鉄筋ひずみの値は3断面

面（スパン中央断面）における計測値である。図にはコンクリート標準示方書⁶⁾の算定式（式(1)）による計算値を合わせて示した。ただし計算に際し、式中の ε'_{csd} は0とし、 σ_{sc}/E_s を鉄筋のひずみとした。実験値は計算値とよく一致していた。

$$w = k\{4c + 0.7(c_s - \phi)\}(\sigma_{sc}/E_s + \varepsilon'_{csd}) \quad (1)$$

ここで、 w ：ひび割れ幅

k ：異形鉄筋では1.0

c ：かぶり

c_s ：鉄筋中心間隔

ϕ ：鉄筋径

σ_{sc} ：鉄筋応力度の増加量

E_s ：鉄筋の弾性係数

ε'_{csd} ：収縮等を考慮する係数

図-13に、主鉄筋のひずみが1000 μ の時および降伏時の断面高さ方向のひずみ分布図を示す。ひずみは高さ方向に直線的に変化しており、曲げ耐力算定に用いた平面保持の仮定の妥当性が確認された。

表-12 はり試験体 M1.5 の曲げ耐力の計算値と実験値

試験体	計算値		実験値		実験値/計算値	
	降伏荷重 P_y cal (kN)	終局荷重 P_u cal (kN)	降伏荷重 P_y exp (kN)	終局荷重 P_u exp (kN)	降伏荷重 P_y exp / P_y cal	終局荷重 P_u exp / P_u cal
M1.5	169.2	179.0	177.2	192.2	1.05	1.07

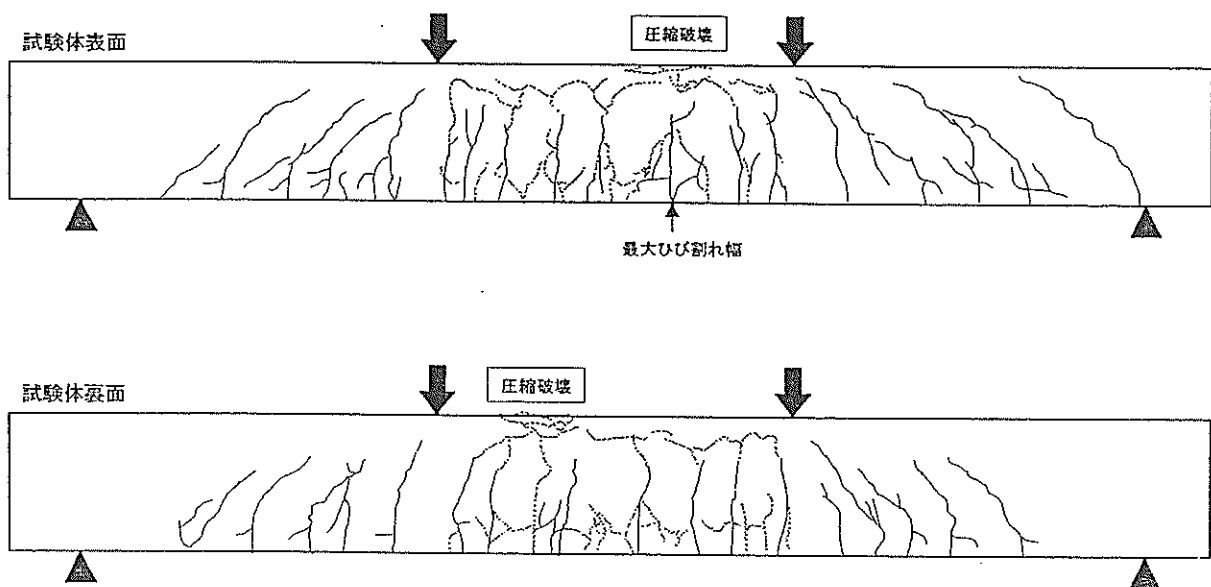


図-9 ひび割れの発生状況

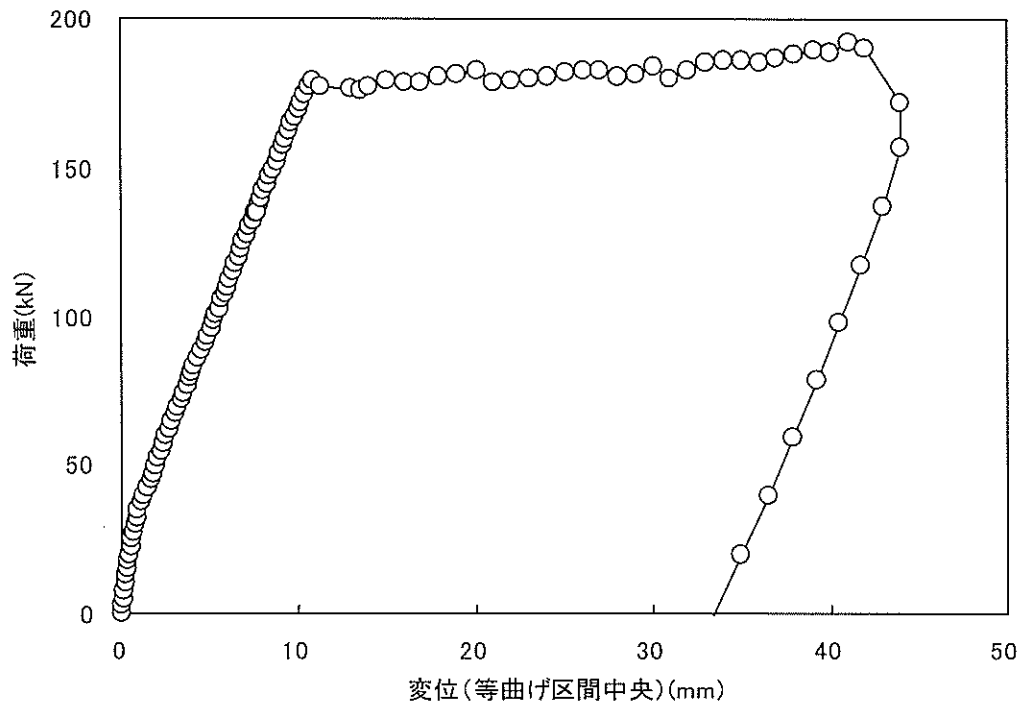


図-10 荷重変位関係

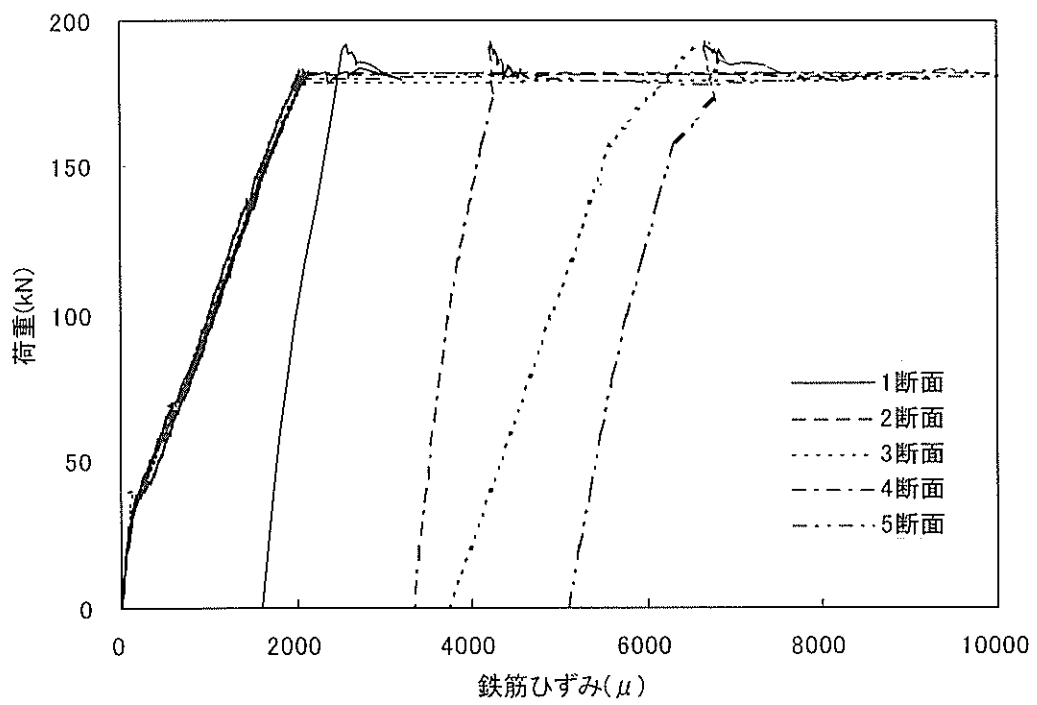


図-11 荷重と主鉄筋ひずみの関係

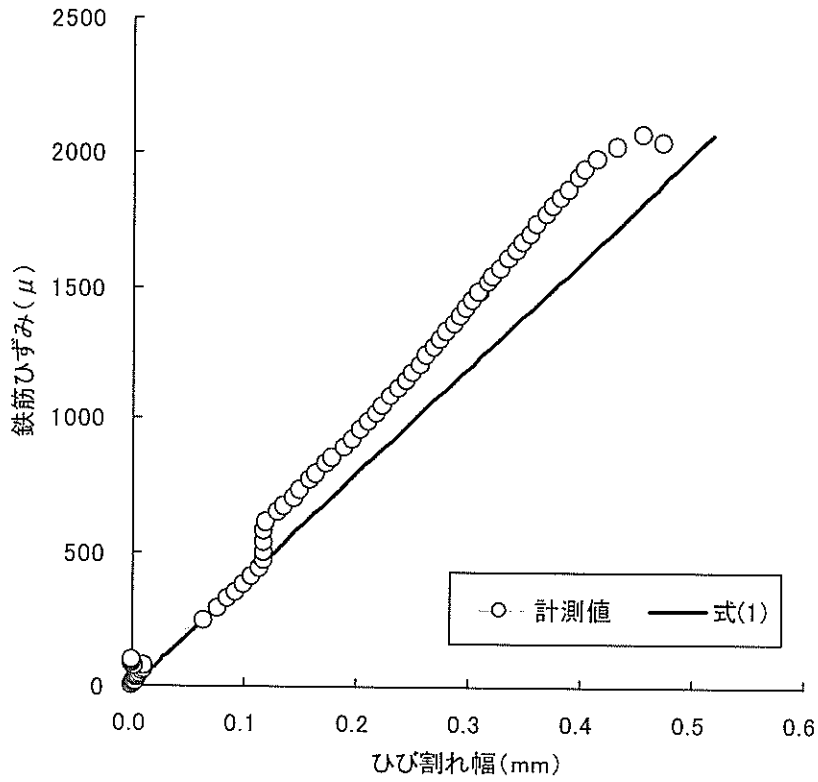


図-12 ひび割れ幅と鉄筋ひずみの関係

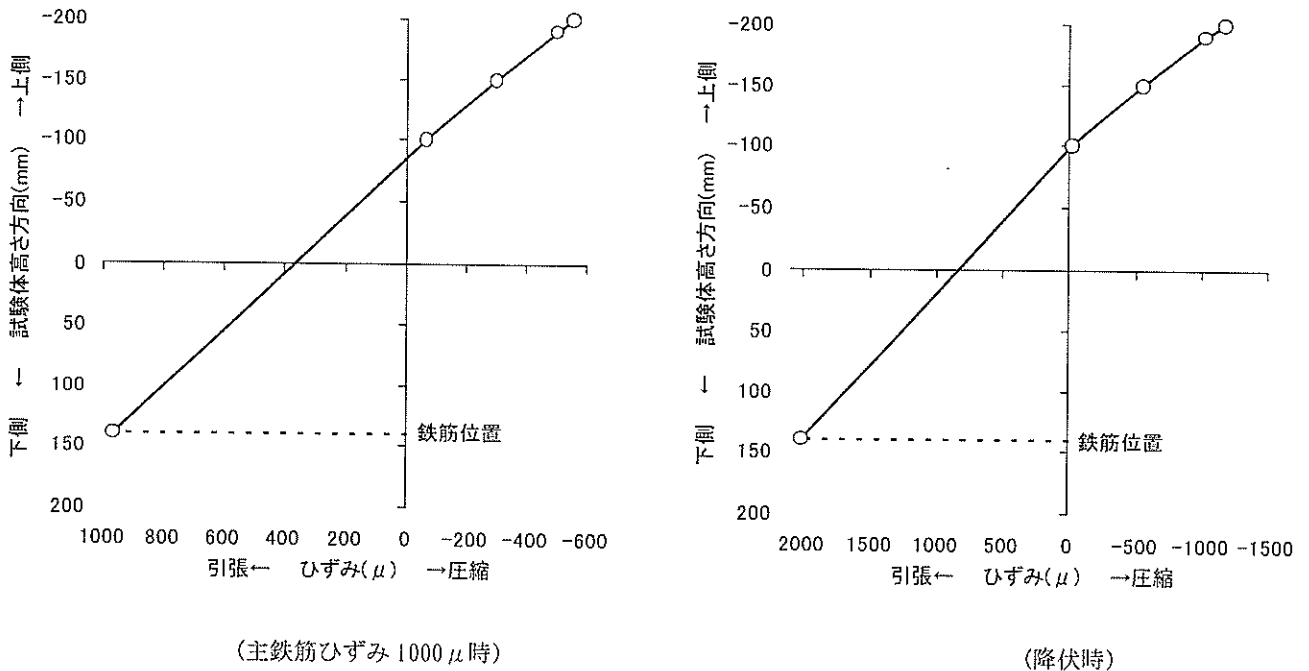


図-13 はり断面内のひずみ分布

(2) 軽量コンクリート版の曲げ载荷実験

現地の施工条件を再現した高性能軽量コンクリート版3枚を製作し、曲げ载荷実験を行った。

a) 試験体の概要

試験体の数は3体で、それぞれコンクリートの目標単位容積質量を1.2kg/l、1.5kg/l、1.8kg/lとした。試験体の名称を、用いたコンクリートの単位容積質量に基づき、MP1.2、MP1.5、MP1.8とする。ポンプ圧送によって打設したMP1.5、MP1.8のコンクリート配合は、前述の表-6に示したとおりである。MP1.2は、細骨材として100%人工軽量細骨材を使用するためポンプ圧送は不可能であり、バケツで打

設した。MP1.2のコンクリート配合を表-13に示す。

試験体の寸法は、厚さ0.7m×幅1.5m×長さ5.64mとした。試験体の配筋を図-14に示す。主鉄筋としてD19を圧縮側と引張側に各14本、10cmピッチで配置した。主鉄筋比は0.46%である。また、せん断補強鉄筋としてD13を用いた鉛直スターラップを20cmピッチで配置した。せん断補強鉄筋比は0.084%である。なお、鉄筋のかぶりは100mmとした。材齢49～58日で曲げ载荷実験を行った。

使用したコンクリートの設計基準強度は30N/mm²、鉄筋の規格はSD345である。表-14にコンクリート管理供試体の力学試験結果を、表-15に鉄筋の力学試験結果を示す。

表-13 版試験体 MP1.2 のコンクリートの配合

目標単位容積質量 (kg/l)	水セメント比 W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				高性能 AE 減水剤 (C×%)
		水 W	セメント C	人工軽量細骨材	人工軽量粗骨材 (比重 0.85)	
1.2	35.0	165	471	321	264	0.85

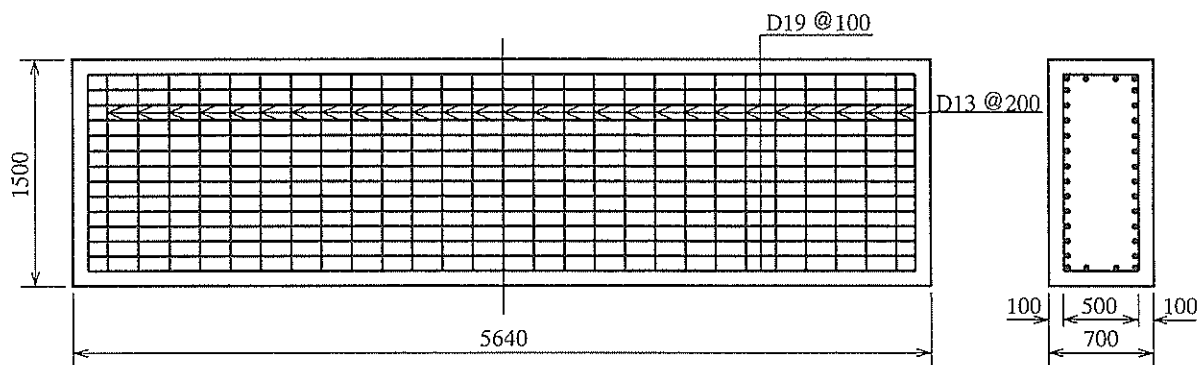


図-14 試験体の配筋

表-14 版試験体コンクリートの硬化物性

試験体	圧縮強度	引張強度	曲げ強度
MP1.2	31.8	2.6	4.1
MP1.5	41.7	3.0	4.7
MP1.8	42.9	3.4	5.2

注) 試験時の材齢28日、圧縮強度試験体は現場養生、引張強度および曲げ強度試験体は標準養生、単位N/mm²

表-15 版試験体の鉄筋の力学特性

用途	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
主鉄筋	D19	385	558	22
せん断補強鉄筋	D13	387	581	22

b) 実験方法

図-15に示すように、試験体を単純支持し油圧ジャッキにより静的曲げ載荷した。せん断スパンを2400mm、載荷点間隔を500mmとした。載荷点では直径50mmの丸鋼により線荷重を試験体に与えた。容量1960kNの油圧ジャッキを使用した。

荷重は定格出力1960kNの荷重計で計測した。変位は定格出力50mmの変位計を2台使用し、スパン中央での試験体の変位を計測した。ひび割れ幅は、標点距離100mmの亀裂変位計(πゲージ)を、スパン中央部の側面下縁に5個取り付けて計測した。コンクリートのひずみは、ゲージ長60mmのひずみゲージをスパン中央上面のコンクリートに3枚貼り付けて計測した。鉄筋のひずみは、スパン中央の引張鉄筋のうち3本に、コンクリート打設前にあらかじめゲージ長2mmのひずみゲージを設置して計測した。

荷重増分10kNごとに静ひずみ測定器(データロガー)によりデータを取得した。載荷荷重が300kNおよび800kNに達した時点で、除荷・再載荷を行った。試験体上面に圧壊が生じて荷重が上がらなくなった時点で載荷を終了した。

c) 実験結果と考察

各試験体の主要な荷重の値を表-16に示す。ひび割れ発生荷重の値から、ひび割れ発生時の引張線コンクリートの曲げ応力を求めると、MP1.2で2.3N/mm²、MP1.5で3.1N/mm²、およびMP1.8で2.9N/mm²となった。これらの値を、表-14に示した管理供試体の試験結果と比較すると、曲げ強度よりもむしろ引張強度の値に近かった。

荷重と変位の関係を図-16に示す。MP1.5とMP1.8の荷重変位曲線は、破壊直前まではほぼ同様であった。MP1.2では、他の2体と比較して同一変位時の荷重がやや小さかった。

終局状態では載荷位置付近のコンクリートに圧壊が生じた。最終的なひび割れ位置を図-17に示す。スパン中央付近に曲げひび割れが5cm程度の間隔で生じた。MP1.2とMP1.5では斜めひび割れも生じたが、その幅は曲げひび割れと比較して小さかった。

荷重と鉄筋ひずみの関係を図-18に示す。ひび割れ発生とともにひずみが増加したあと、荷重にほぼ比例してひずみが増加し、約1900μに達して降伏した。荷重とコンクリートひずみの関係を図-19に示す。破壊時のコンクリートひずみは-3300~-3800μであった。

ひび割れ幅と荷重の関係を図-20に、ひび割れ幅と鉄筋ひずみの関係を図-21に示す。なおこれらのひび割れ幅は、πゲージを設置した500mmの範囲における最大ひび割れ幅である。図-21には前述の式(1)のコンクリート標準示方書⁶⁾の曲げひび割れ幅算定式による直線を合わせて示した。

図-21で、実験結果の勾配は計算値とよく一致していた。なお、MP1.8でひび割れ発生後すぐ鉄筋ひずみが増加しなかったため実験値が計算値よりも低いのが、これはひび割れ発生位置と鉄筋ひずみ計測位置の違いによって生じたと考えられる。

表-16 版試験体の主要な荷重の実験値 (単位 kN)

試験体	ひび割れ発生荷重	降伏荷重	最大荷重
MP1.2	190	730	930
MP1.5	260	730	970
MP1.8	230	740	1010

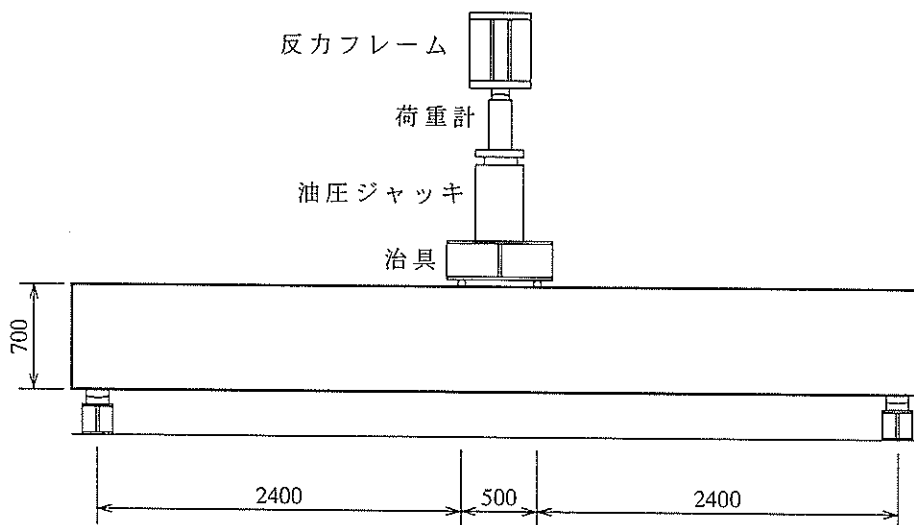


図-15 載荷治具と支承の配置

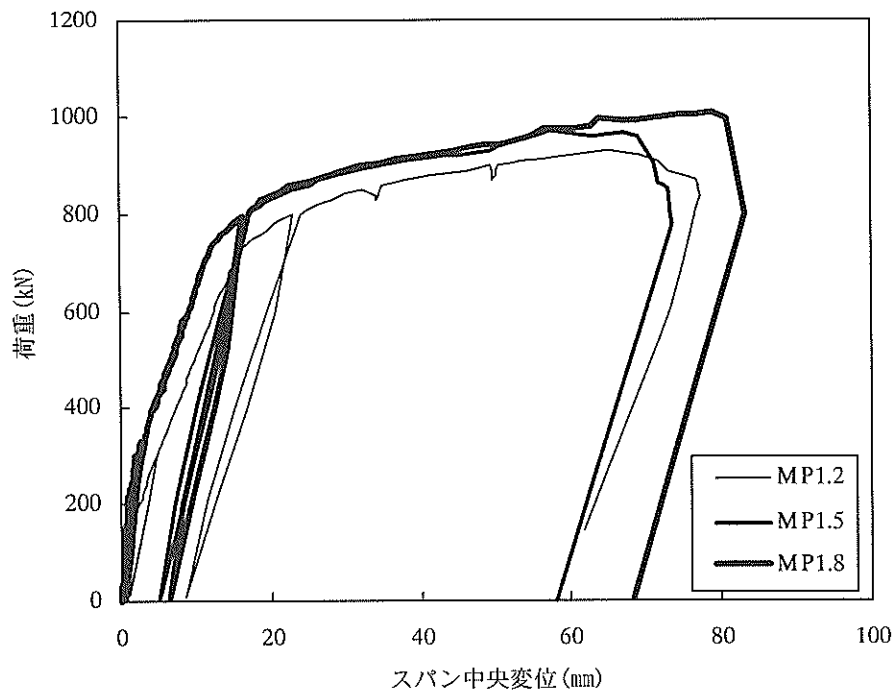
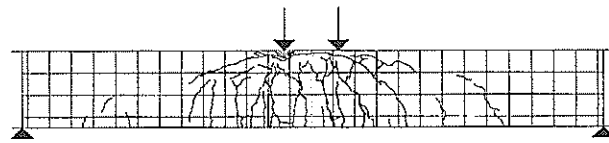
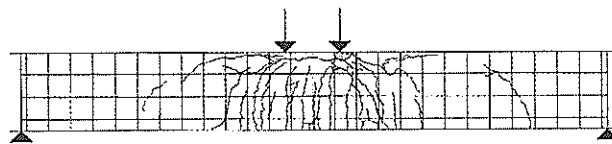


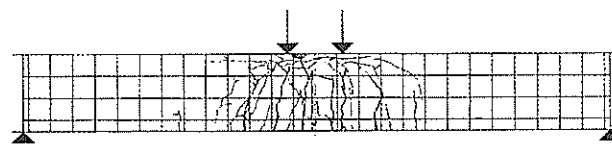
図-16 荷重変位関係



a) MP1.2



b) MP1.5



c) MP1.8

図-17 最終的なひび割れ位置

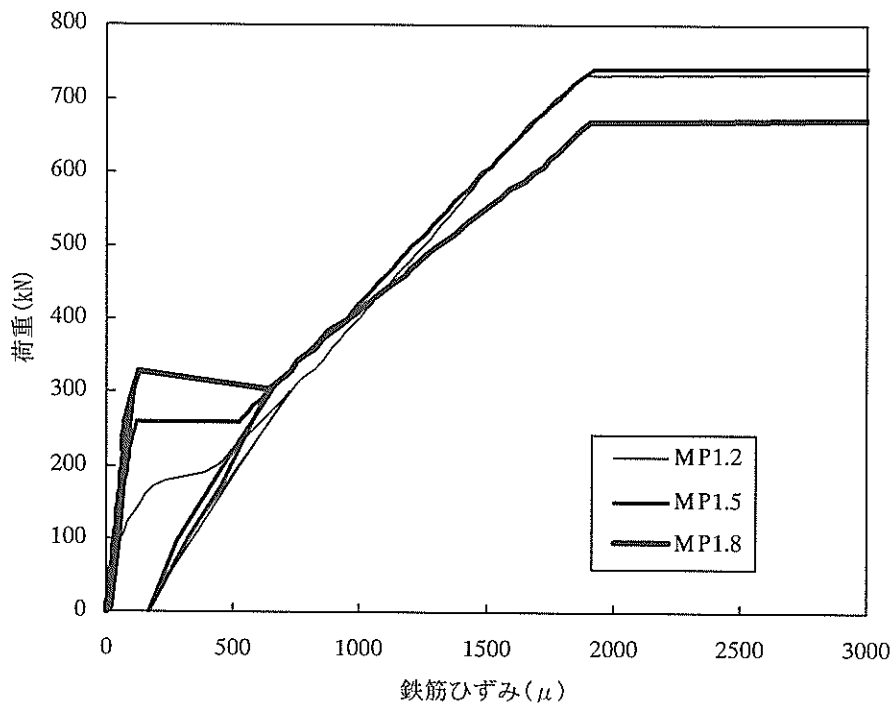


図-18 荷重と鉄筋ひずみの関係

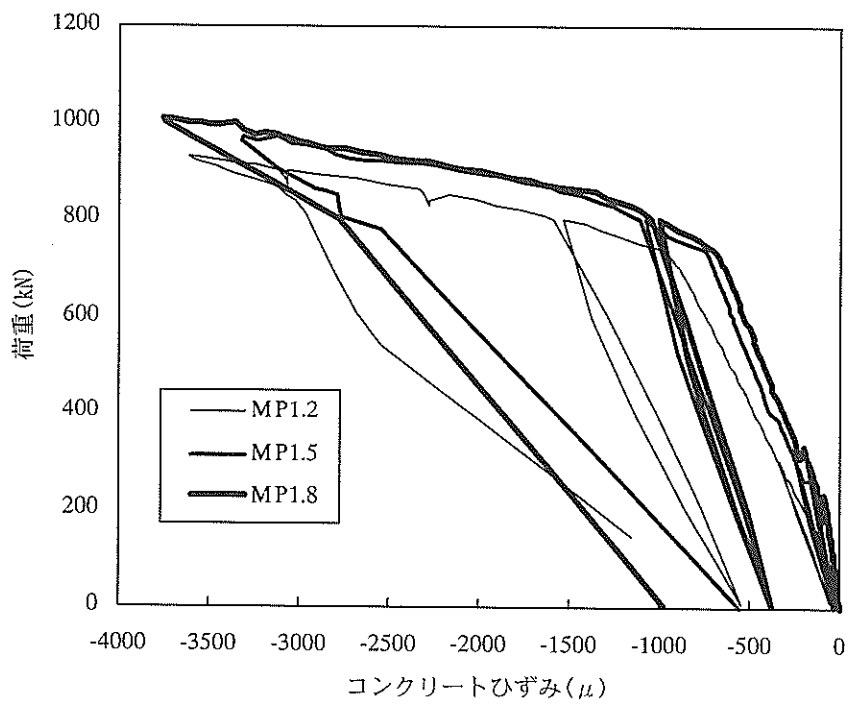


図-19 荷重とコンクリートひずみの関係

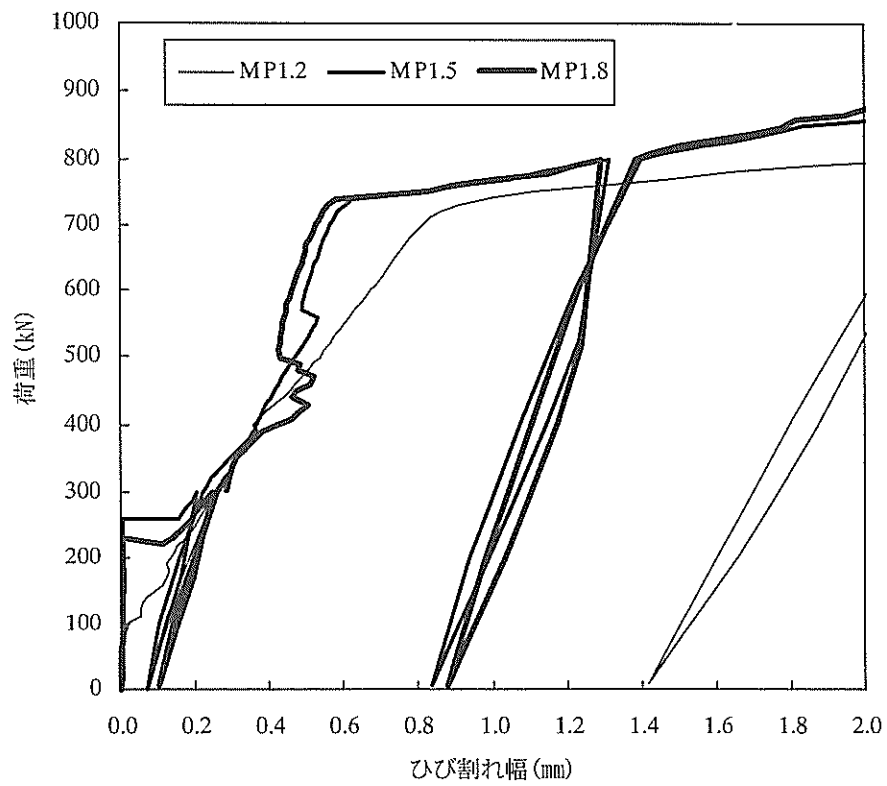


図-20 荷重とひび割れ幅の関係

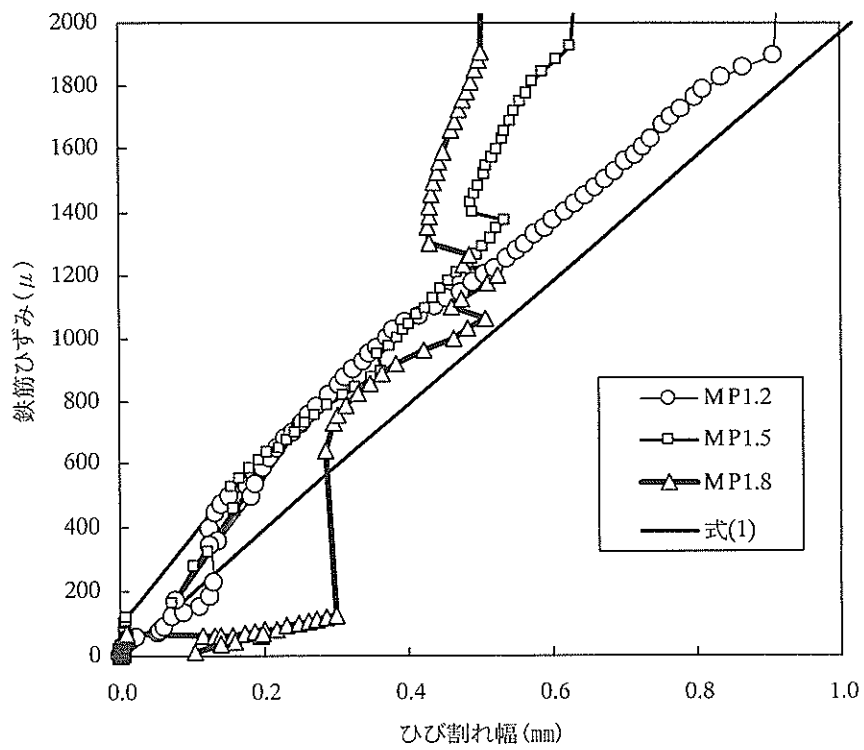


図-21 ひび割れ幅と鉄筋ひずみの関係

コンクリートはり部材に関する一般的な仮定（平面保持，コンクリートの引張応力無視，降伏までの範囲でコンクリートの弾性係数一定，圧壊時のコンクリート応力分布は普通コンクリートと同様の等価応力ブロックに置換）のもとに計算した各試験体の降伏荷重と最大荷重の値を表-17に示す。コンクリートと鉄筋の弾性係数は，それぞれ15kN/mm²および200kN/mm²と仮定した。降伏荷重計算値の試験体ごとの違いは，試験体の自重の違いによる。降伏荷重の実験値/計算値は1.17~1.23であり，計算値は20%程度安全側の値を示した。

最大荷重の計算値①は，終局時の鉄筋の応力として降伏強度を用い，ひずみ硬化の影響を考慮しない計算による値であり，計算値②はひずみ硬化を考慮する図-22のような応力ひずみ関係⁷⁾を用いた計算値である。なお，図中の式で， f_y は降伏強度， f_u は引張強度， ϵ_{sh} はひずみ硬化開始ひずみを表す。実験値/計算値は，計算値①では1.25~1.31，計算値②では1.12~1.17であった。ひずみ硬化を考慮してもなお計算値は安全側であった。

また，有限要素解析プログラムWCOMD⁷⁾を用いた数値解析もあわせて行った。WCOMDでは，接触密度関数によるひび割れ面でのせん断伝達モデル，ひび割れ方向のコンクリート圧縮特性の劣化モデル，鉄筋とコンクリートの付着を考慮する引張剛性モデルなどが，実験との比較を通して個々の精度が検証されたうえで用いられている⁸⁾。

対称条件を考慮し，試験体の半分を図-23に示すような80要素に分割し，載荷位置に鉛直変位を増分10mmで与えたときの荷重変位曲線の計算結果を図-24に示す。計算結果は実験結果をよく再現しており，特に降伏後の勾配はよく一致した。ただし計算結果は要素分割方法と変位増分の設定に大きく依存するので，これらの設定に注意が必要である。

表-17 版試験体の降伏荷重と最大荷重の計算値

試験体	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	
		計算値①	計算値②
MP1.2	622 (1.17)	740 (1.26)	812 (1.15)
MP1.5	613 (1.19)	776 (1.25)	866 (1.12)
MP1.8	604 (1.23)	772 (1.31)	865 (1.17)

()内は実験値/計算値

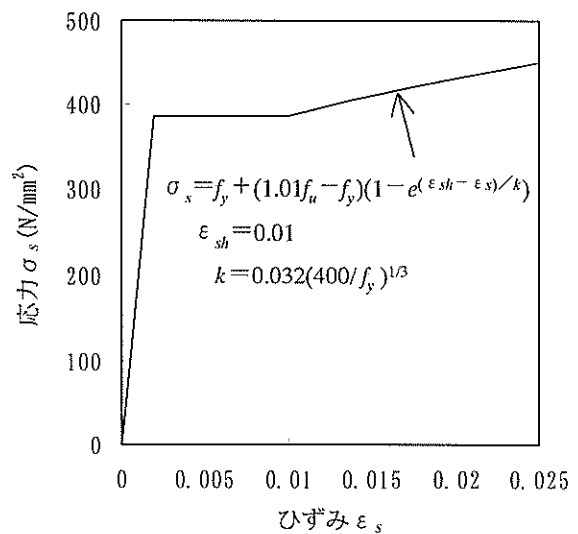


図-22 鉄筋のひずみ硬化域の応力ひずみ関係

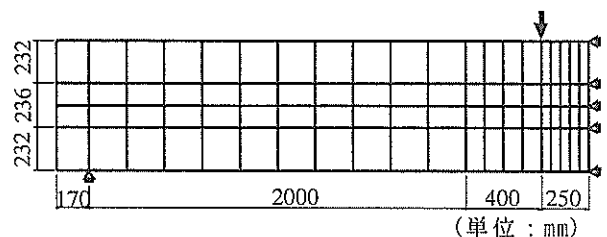


図-23 FEM 解析メッシュ図

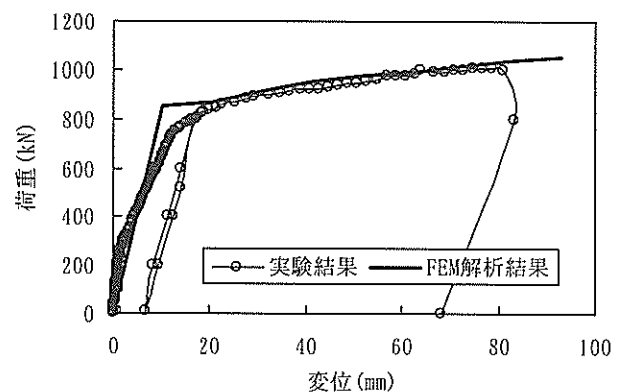


図-24 実験結果とFEM 解析結果 (MP1.8)

4.2 せん断耐力

高性能軽量コンクリートを用いたRCはり試験体の曲げせん断載荷実験を行い、そのせん断耐力を普通コンクリート試験体のせん断耐力と比較した。

(1) 試験体の仕様

表-18に試験体の仕様一覧を、図-25に試験体の形状・寸法および配筋を示す。コンクリートが負担し得るせん断力を把握するため、せん断補強鉄筋は配置していない。V1.2, V1.5, V1.8, V2.3試験体のコンクリートの目標単位容積質量をそれぞれ1.2kg/l, 1.5kg/l, 1.8kg/l, 2.3kg/lとし

た。コンクリートの配合を表-19に示す。粗骨材の粒径については前述のM1.5と同様に、15~10mmのものと10~5mmのものを容積比率3:7で使用した。

はり載荷試験時のコンクリートの硬化物性を表-20に示す。なおコンクリート試験用のテストピースは、試験体近傍において同条件で養生した。また表-21に鉄筋の引張試験結果を示す。

変位計の設置位置は、図-7に示したM1.5試験体と同一とした。

表-18 せん断破壊型はり試験体仕様

試験体	幅(mm)	高さ(mm)	有効高さ(mm)	せん断スパン比	主鉄筋		
					呼び名	本数	鉄筋比(%)
V1.2, V1.5, V1.8, V2.3	200	400	340	2.94	D22	3	1.7

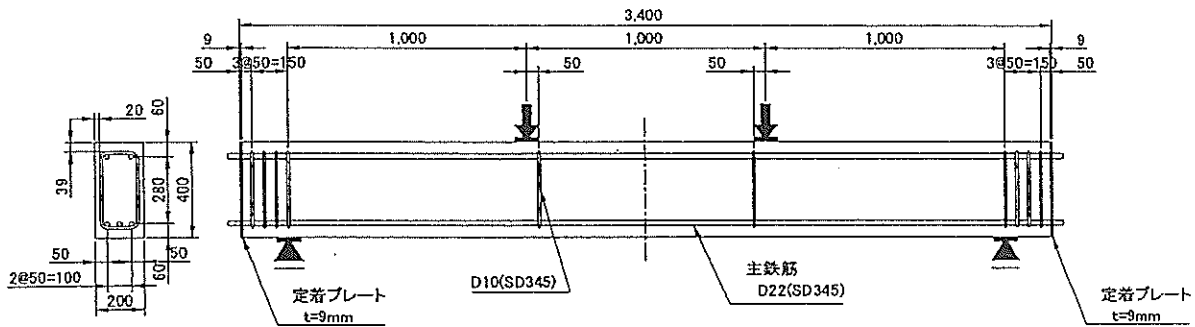


図-25 試験体の形状・寸法および配筋

表-19 せん断破壊型はり試験体のコンクリートの配合

目標単位容積質量(kg/l)	水セメント比 W/C (%)	単位量 (kg/m ³)									AE減水剤 (C×%)	高性能AE減水剤 (C×%)
		水 W	セメント C	石灰石微粉末	細骨材			粗骨材				
					人工軽量	山砂	砕砂	人工軽量		砕石		
								比重0.85	比重1.2			
1.2	37.5	165	440	0	341	0	0	273	0	0	0	0.6
1.5	40.0	165	413	68	154	370	0	0	363	0	0	0.6
1.8	40.0	165	413	0	0	435	440	0	363	0	0	0.6
2.3	57.5	166	289	0	0	431	431	0	0	982	1.0	0

表-20 せん断破壊型はり試験体のコンクリート硬化物性

試験体	単位容積質量 (kg/l)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
V1.2	1.31	33.3	12.6	1.70
V1.5	1.62	45.0	18.5	2.01
V1.8	1.72	33.7	17.9	2.87
V2.3	2.26	22.9	23.4	2.17

表-21 せん断破壊型はり試験体の鉄筋の力学特性

試験体	呼び名	規格	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
V1.2 V1.5 V2.3	D22	SD345	398	554	181.1
	D10		362	535	183.2
V1.8	D22	SD345	381	575	193.1
	D10		387	522	181.3

(2) 試験結果

図-26に最終的なひび割れ発生位置を示す。また、図-27に作用せん断力と変位の関係を示す。V1.2, V1.5, およびV1.8では、約37~43kNのせん断力が作用した時点で片側のせん断スパンに斜めひび割れが発生し、荷重変位曲線の勾配に変化が見られた。その後さらに作用せん断力が

増加した後に、反対側にも斜めひび割れが発生し、最後に一方のスパンの斜めひび割れが圧縮縁まで達して破壊した。これに対して普通コンクリートを用いた試験体V2.3では、作用せん断力80kNで斜めひび割れが発生し、ただちに破壊に至った。

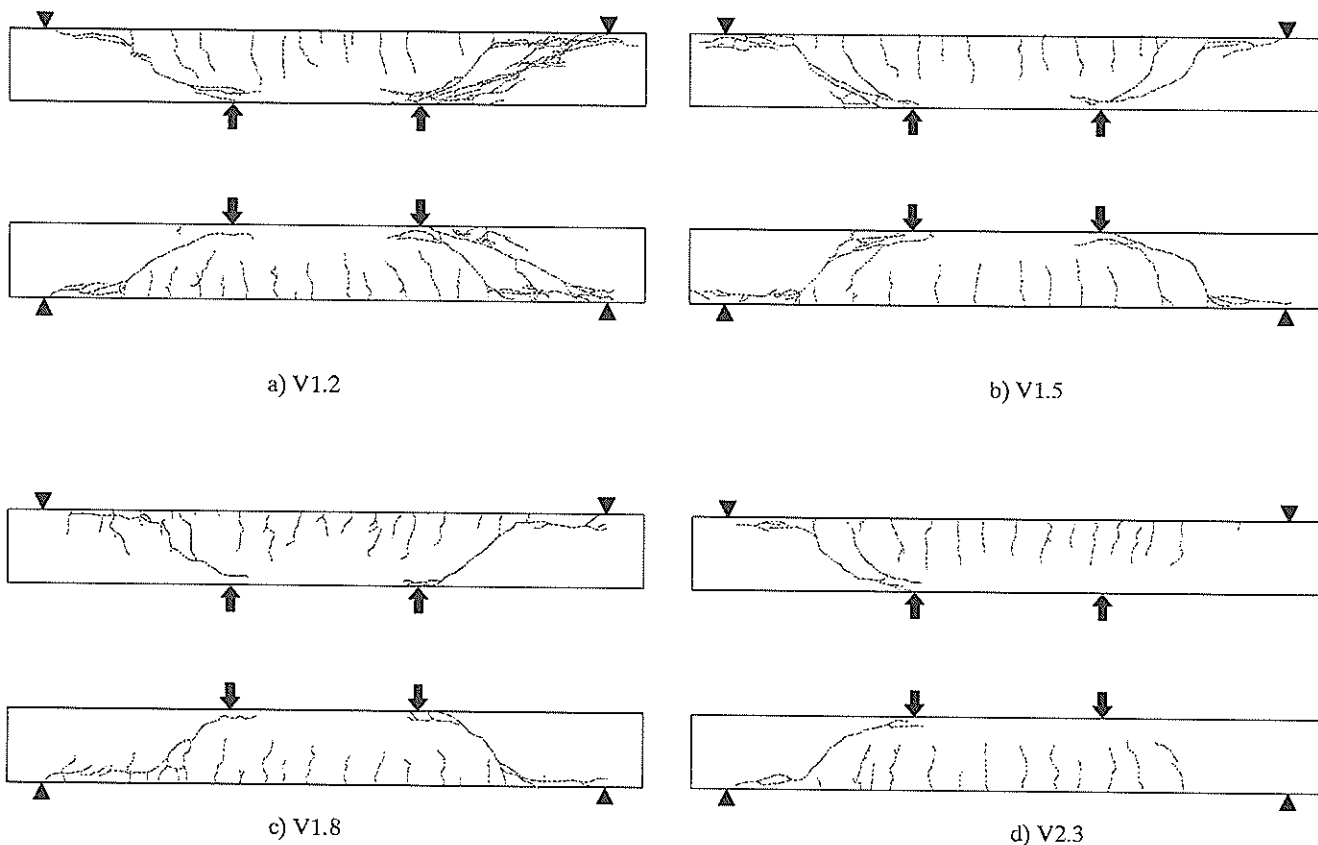


図-26 ひび割れ発生状況

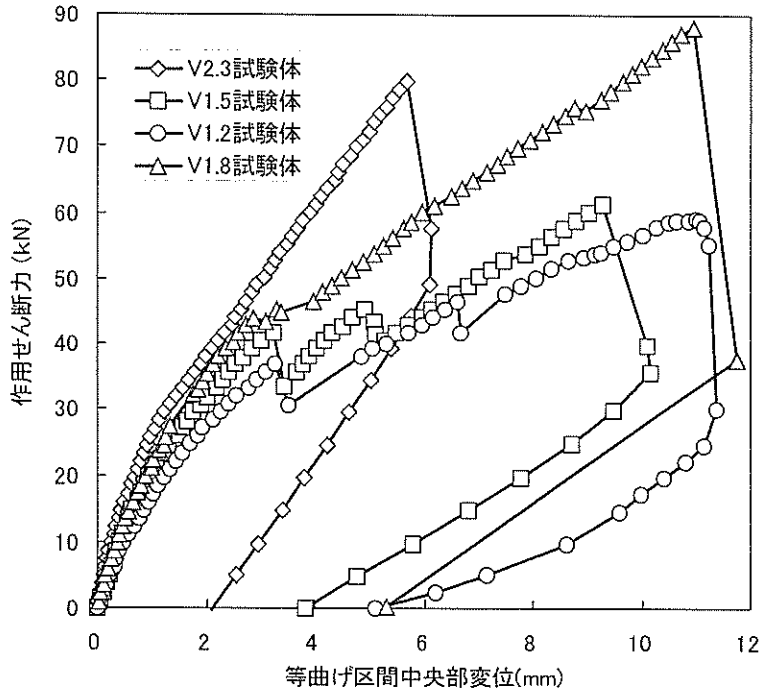


図-27 作用せん断力と変位の関係

表-22に各試験体のせん断耐力の実験値と計算値を示す。計算には式(2)を用いた。

$$V_c = 0.20 (0.75 + 1.4d/a) f_c^{1/3} (1000/d)^{1/4} p_c^{1/3} b_w d \quad (2)$$

ここで、 V_c : コンクリートの負担するせん断耐力(N)

a : はりのせん断スパン長(mm)

d : はりの有効高さ(mm)

f_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

p_c : 主鉄筋比(%)

b_w : はりの幅(mm)

式(2)は二羽ら⁹⁾によるせん断耐力算定式である。計算に用いたコンクリート圧縮強度は、表-20に示した載荷試験当日の圧縮強度試験値である。横軸にコンクリートの単位容積質量(実測値)をとり、縦軸に各試験体のせん断耐力の実験値と計算値の比をとったものを図-28に示す。

V1.2とV1.5のせん断耐力の実験値 $V_{c \text{ exp}}$ は、式(2)による計算値 $V_{c \text{ cal}}$ の70%程度となった。これは、高性能軽量コンクリートの引張強度の圧縮強度に対する比が、普通コンクリートに比べて低いことに起因するものと思われる。一方、V1.8の $V_{c \text{ exp}}$ は、普通コンクリート試験体V2.3と同様に $V_{c \text{ cal}}$ とほぼ同等であった。ただし、V1.8においても斜めひび割れは43kNで生じており、この値は $V_{c \text{ cal}}$ の約50%に過ぎなかった。今回の載荷でのせん断スパン比 a/d

=2.94は、斜め引張破壊とせん断圧縮破壊の両者が生じる境界領域と考えられる。V1.8においては斜めひび割れ発生後、アーチ的な耐荷機構が生じ、せん断圧縮型の破壊に至ったため、V1.2、V1.5に比べて $V_{c \text{ exp}}$ が見かけ上大きくなった可能性がある。

表-22 せん断耐力の実験値と計算値

試験体	実験値 $V_{c \text{ exp}}$ (kN)	計算値 $V_{c \text{ cal}}$ (kN)	実験値/計算値 $V_{c \text{ exp}}/V_{c \text{ cal}}$
V1.2	59.2	84.0	0.70
V1.5	61.4	92.8	0.66
V1.8	88.2	84.3	1.05
V2.3	79.7	74.1	1.08

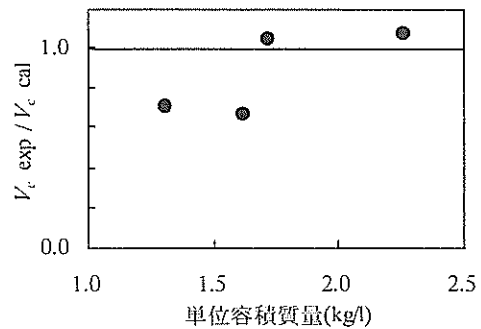


図-28 せん断耐力比と単位容積質量の関係

4.3 付着特性

(1) 検討の対象

高性能軽量コンクリートと鉄筋の定着に関する基礎データをを得ることを目的として、引抜き実験を行った。RC部材における鉄筋とコンクリートの定着には、重ね継手のように鉄筋の引抜き力によってコンクリートに割裂破壊が生じうるような場合と、基礎部への定着のようにコンクリートがマッシュであるため割裂破壊が生じないような場合がある。したがって、RC部材中の鉄筋とコンクリートとの付着性状を検討する場合には両者を分けて考慮する必要がある。本実験では後者の場合、すなわちマッシュなコンクリートに埋め込まれた鉄筋の付着性状を対象とした。また本実験では、鉄筋降伏までの弾性範囲の付着性状を検討の対象とした。

(2) 付着試験方法

付着試験方法の概略を図-29に示す。直径600mmのコンクリートの円筒中心に鉄筋を埋め込んだ試験体を使用した。試験体上部のセンターホールジャッキにより鉄筋に引張力を作用させた。コンクリートに割裂破壊が生じな

いように、試験体寸法を十分大きくした。なお、この試験方法は島ら¹⁰⁾の研究を参考にして設定した。

試験体は、高性能軽量コンクリートの単位容積質量と定着長をパラメータとした6体であり、比較のために普通コンクリート試験体によるデータ¹¹⁾を参照した。鉄筋およびコンクリートの材料強度、仕様の一覧を表-23に、また試験体の概要を図-30に示す。試験体T1.2とT1.5の高性能軽量コンクリートの配合は、それぞれ表-19のほり試験体V1.2とV1.5の配合と同様である。普通コンクリート試験体T2.3のコンクリートの水セメント比は57.5%、単位水量は166kg/m³である。

埋め込まれた鉄筋のひずみ分布を測定するため、5D (D:鉄筋径) 間隔にひずみゲージを貼付した。各試験体での貼付位置を試験体概要図(図-30)に示す。ここで、コンクリート上面から鉄筋直径の10倍(10D)の範囲は付着を断っている。

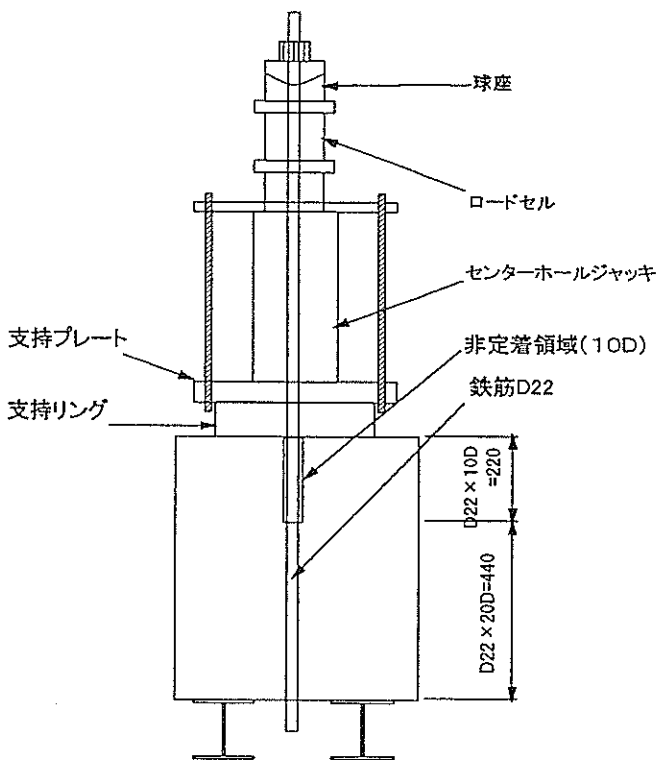


図-29 付着試験方法の概略

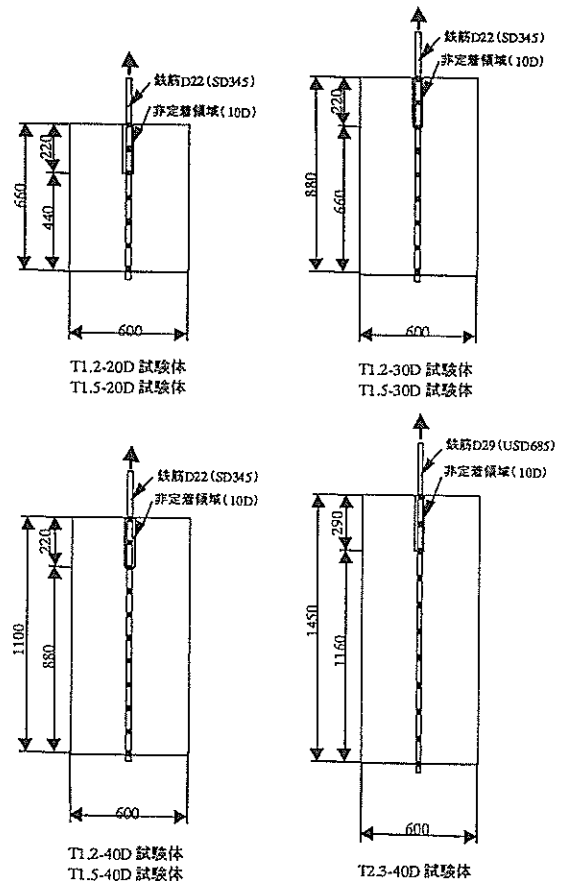


図-30 試験体の概要

表-23 付着試験体の鉄筋とコンクリートの材料特性

試験体	鉄筋						コンクリート			
	呼び名	定着長	規格	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	目標単位容積質量 kg/l	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
T1.2-20D	D22	20D	SD345	398	554	181.1	1.2	32.4	1.86	13.6
T1.2-30D		30D								
T1.2-40D		40D								
T1.5-20D		20D					1.5	45.3	2.03	17.8
T1.5-30D		30D								
T1.5-40D		40D								
T2.3-40D	D29	40D	USD685	708	872	196.1	2.3	32.8	3.08	26.3

(3) 試験結果

本実験においてコンクリートに割裂破壊が生じた試験体はなく、マッシブなコンクリートにおける引抜き実験であることが確認された。図-31に定着区間上端の鉄筋ひずみが約2000μのときの試験体T1.2-40D、T1.5-40D、T2.3-40Dの鉄筋のひずみ分布を示す。縦軸には定着区間上端からの距離(L)を鉄筋径(D)で除して無次元化した値(L/D)を用い、鉄筋径の影響を考慮した。同図より、高性能軽量コンクリート試験体の鉄筋ひずみ分布の勾配は普通コンクリート試験体の場合よりも大きく、付着性状が良好であることが認められた。また、高性能軽量コンクリートどうしを比較すると、単位容積質量が大きい方(T1.5-40D)がひずみ分布の勾配が大きいことが認められた。

島ら¹⁰⁾は式(3)に示すように、普通コンクリートに埋め込まれた十分長い定着長を有する鉄筋の付着応力τは、鉄筋径で無次元化されたすべりsの関数で表すことができ、コンクリート強度f_c'の影響は圧縮強度の2/3乗に比例する形で考慮できるとしている。ここでは式(3)を用いて計算値を算出した。

$$\tau = 0.9 f_c'^{2/3} (1 - \exp(-40 s^{0.6})) \quad (3)$$

ここで、s=S/D、S：すべり量、D：鉄筋径

付着応力τの実験値は、各位置xにおける鉄筋のひずみεの分布を、近傍の3点を結ぶ2次放物線に近似し、式(4)により求めた。

$$\tau = (ED/4)(d \varepsilon / dx) \quad (4)$$

ここで、E：鉄筋の弾性係数

ε：鉄筋のひずみ

x：鉄筋に沿う位置座標

すべり量sの実験値は、鉄筋のひずみεを、定着区間下端から上端まで積分して求めた。なお、定着区間下端でのすべりがほとんど0であることは、変位計による計測で確認されている。

図-32に各試験体における付着応力とすべり量の関係を示す。すべり量の実験値は計算値よりもやや大きい。ただし付着応力が増加するとともに実験値と計算値が接近する傾向が見られ、鉄筋降伏直前では両者はほぼ一致している。したがって、マッシブな高性能軽量コンクリートに定着された鉄筋の弾性範囲での付着特性には、式(3)が適用できると考えられる。

高性能軽量コンクリートでは引張強度の圧縮強度に対する割合が普通コンクリートの場合に比べて小さいことを3.2で述べた。この性状は、割裂破壊が生じるような条件においては影響を及ぼすと考えられるが、今回の実験の範囲ではその影響は顕著ではなかった。割裂破壊が生じるような条件での付着特性については、今後の検討課題である。

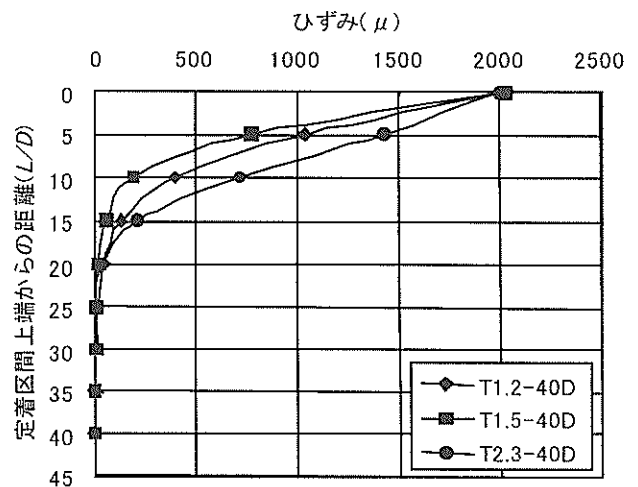


図-31 鉄筋のひずみ分布

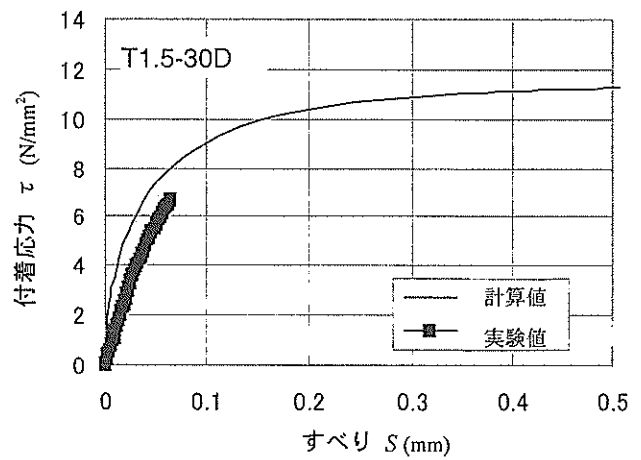
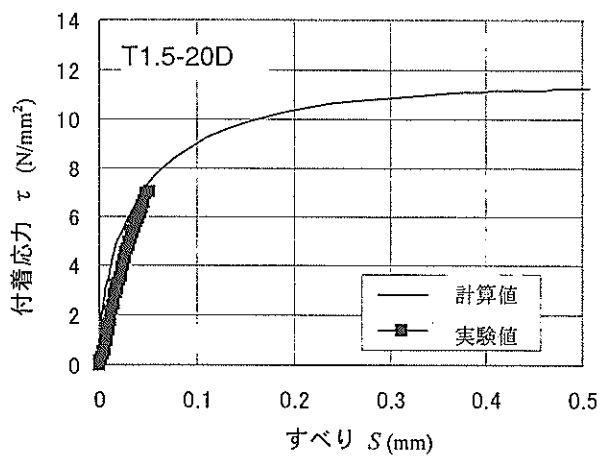
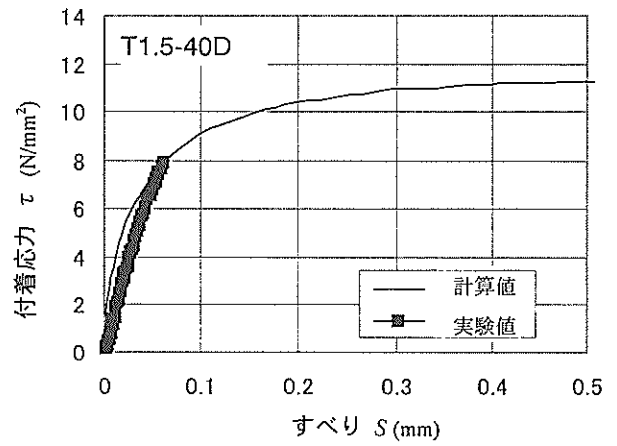
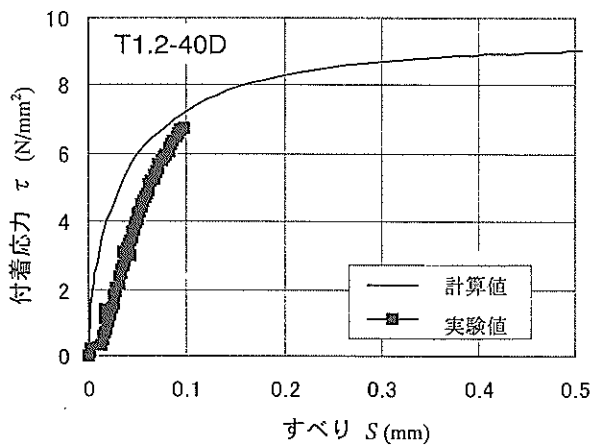
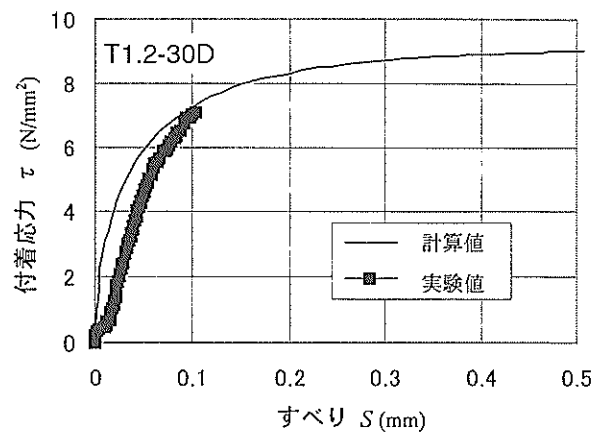
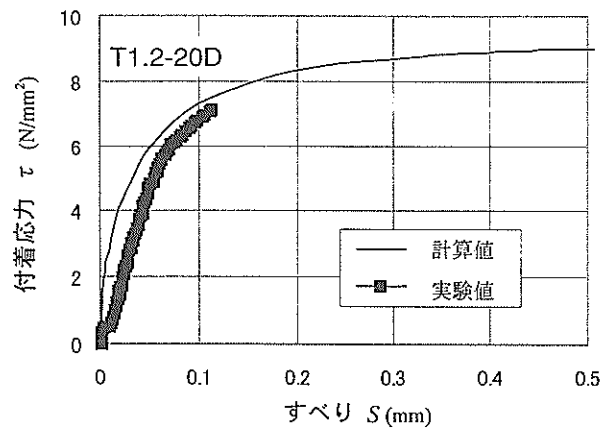


図-32 付着応力とすべり量の関係

5. ケーソン式構造物への適用効果

1. で述べたように、高性能軽量コンクリートを適用できる可能性のある港湾構造物としては、ケーソン、栈橋上部工、浮体など多くの様式が考えられる。このうち、ここでは、ケーソン式構造物、すなわち防波堤ケーソンおよび重力式岸壁への適用効果について試設計により検討する。

防波堤の沖合展開や係船岸壁の大水深化などに伴い、ケーソン式構造物は今後ますます大型化するものと予想される。一般に港湾用ケーソン構造物の構築は、①ケーソンヤードにてケーソンを製作し、斜路により進水させて現地へ曳航して据え付ける方法、②岸壁上等でケーソンを製作し、大型起重機船で吊り上げて現地に据え付ける方法、③フローティングドックなどの台船上でケーソンを製作し、進水後に現地へ曳航して据え付ける方法の3種類に大別できる。ケーソンの大型化が進むと、②の吊り上げ方式では大型起重機船の確保や吊り上げ能力などの問題があるため、①や③の曳航・沈設方式にならざるを得ない状況が多くなっていくものと考えられる。

しかし、①や③の方法で大型のケーソンを製作する場合には、進水時や曳航・仮置き時などそれぞれの作業海域における水深に関する制約から、ケーソンの喫水制限という新たな条件が課せられる場合も多くなることが予想される。

現在、このような喫水面での制約を受けるケーソン式構造物の建設工事においては、

- ① ケーソン断面寸法を、完成時の外力ではなく施工時の喫水条件で決定して大きくする。
- ② ケーソン断面は完成形で決定されるが、海上打継設備の建設や航路浚渫など、別途大掛かりな仮設工事を行う。

などの対策が講じられており、喫水に対する制約が建設コスト全体を引き上げる要因の一つとなっているケースも多い。

このような喫水問題に対する対応策の一つとして、ケーソン本体に高性能軽量コンクリートを適用した場合の試設計を実施し、ケーソン自体を軽量化することの有効性を明らかにする。一般に、ケーソンのような重力式構造物に対して軽い材料を使用するということは、一見不合理な方法のようにも考えられるが、喫水制限の厳しい施工条件下では、既往の喫水対策工法に比べ、経済的なメリットを見出すことは十分可能であると考えられる。以下に、防波堤ケーソンと岸壁ケーソンに対して実施した試設計結果の概要を示す。

5.1 防波堤ケーソンの試設計事例

図-33に本試設計で対象とした防波堤の標準断面図を、表-24に設計条件をそれぞれ示す。本防波堤は、実際の設計条件を参考にして設定したもので、設置水深が24mと深く、ケーソンの高さも18.5mと非常に大型なものとなっている。ここでは、普通コンクリートを使用した従来工法と、高性能軽量コンクリートを用いた新工法に対する基本設計を行い、それぞれの工法に対する工期・工費についての検討を試みた。以下に、本試設計で仮定した主な検討条件を示す。

- ① ケーソン断面は完成時の外力で決定するものとし、喫水制限などの施工的な制約に対しては、必要に応じて打継設備を設けるなど、施工面で対処するものとした。
- ② ケーソンの製作はフローティングドックを使用し、2函同時製作を基本とした。
- ③ 進水海域の水深を11mと想定し、進水時の喫水制限を6.5mとした。
- ④ 普通コンクリートを使用した従来工法では、進水海域の喫水制限から海上打継方式を採用した。この場合、海上打継設備としてマウンドなどを新たに建造するとともに、航路浚渫を行うことを前提とした。

表-24 設計条件

設計水深	24m
マウンド水深	17m
設計波高	7.1m
設計周期	12.0s
入射角	10.0°
海底勾配	1/30
設計潮位	+0.50m

図-34に、普通コンクリートを使用した場合と高性能軽量コンクリートを使用した場合の施工方法について、それぞれの施工順序図を示す。普通コンクリートを使用した場合には、各施工段階における喫水に合わせ、水深の異なる仮設マウンドを3カ所に設け、順次海上打継を行う方法を採用した。一方、高性能軽量コンクリートを使用した場合には、フローティングドック上で一括製作しても完成形での喫水が進水海域における制限値内に収まるように、単位容積質量1.3kg/l(鉄筋コンクリート:1.45kg/l)のコンクリートを使用することとした。

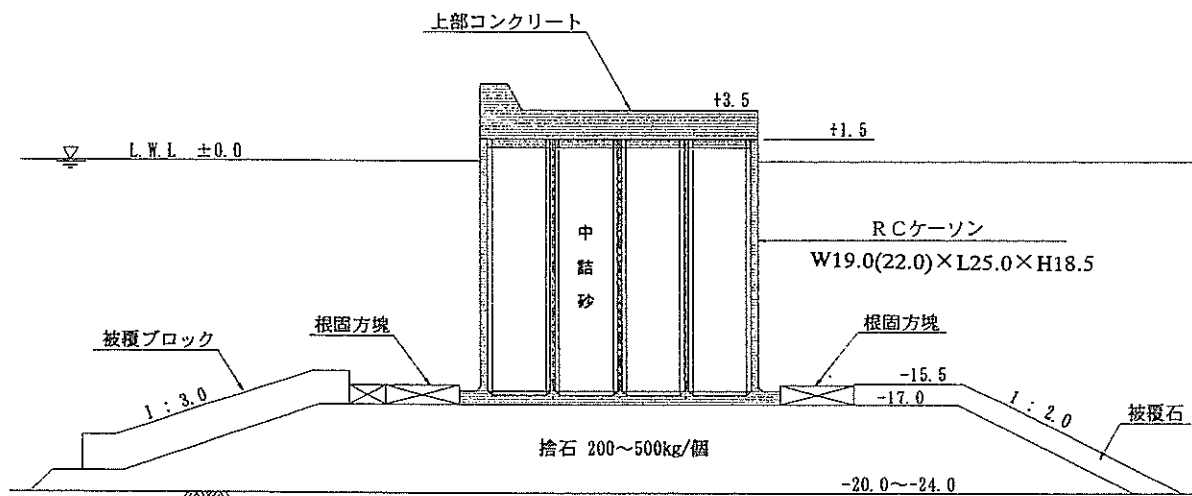


図-33 試設計対象とした防波堤の標準断面図

表-25 試設計結果総括表

項目		普通コンクリートの場合	高性能軽量コンクリートの場合
施工条件	ケーソン製作方法	海上打継方式	FD一括製作方式
	進水海域水深	11.0m	11.0m
	進水時喫水制限	6.5m	6.5m
	海上打継マウンド	7m, 10m, 12mの3カ所 (仮設栈橋併設)	なし
	航路浚渫	11.0m	なし
	使用FD	6,000t (2函同時製作)	7,000t (2函同時製作)
ケーソン諸元	寸法	W19.0(22.0) x L25.0 x H18.5	W21.0(22.0) x L25.0 x H18.5
	質量	4912t	3392t
	完成時喫水	10.36m (バラスト込み)	6.23m
ケーソン製作工期		1.0	0.61
ケーソン製作コスト		1.0 (海上打継施設建設費含む)	0.92

表-25に、試設計結果を示す。同表に示すように、高性能軽量コンクリートを使用した方がケーソン幅は若干大きくなる。これは、本試設計のように、完成形の外力によってケーソン幅が決定される場合には、安定重量を確保するためにケーソン幅を大きくとる必要が生じるためである。しかし、この例ではフーチングを含めたケーソンの全幅は変化させていないため、捨石マウンドなどの基礎構造物への影響は生じていない。

工期・工費に関しては、基礎の寸法が同一であることから、ここではケーソン製作工のみに限定した比較を試みた。高性能軽量コンクリートを使用することによって海上打継作業をなくし、フローティングドック上での一括製作を可能としたことから、工期に関しては40%程度の短縮が可能となった。この際、洋上打設のためのマウンドなどの打継設備をあらかじめ施工しなければならないことを考慮すると、さらに大幅な工期短縮効果のあるこ

とがわかる。

一方、工費に関しては、高性能軽量コンクリートを使用した場合、ケーソン幅が若干大きくなることと、コンクリートの材料費が増加することによって、ケーソンの製作費そのものは高くなる。しかし、普通コンクリートの場合には洋上打設のためのマウンド建設費が別途必要になることを考慮すると、軽量化することによってトータルで8%程度の工費縮減が可能になることが認められた。

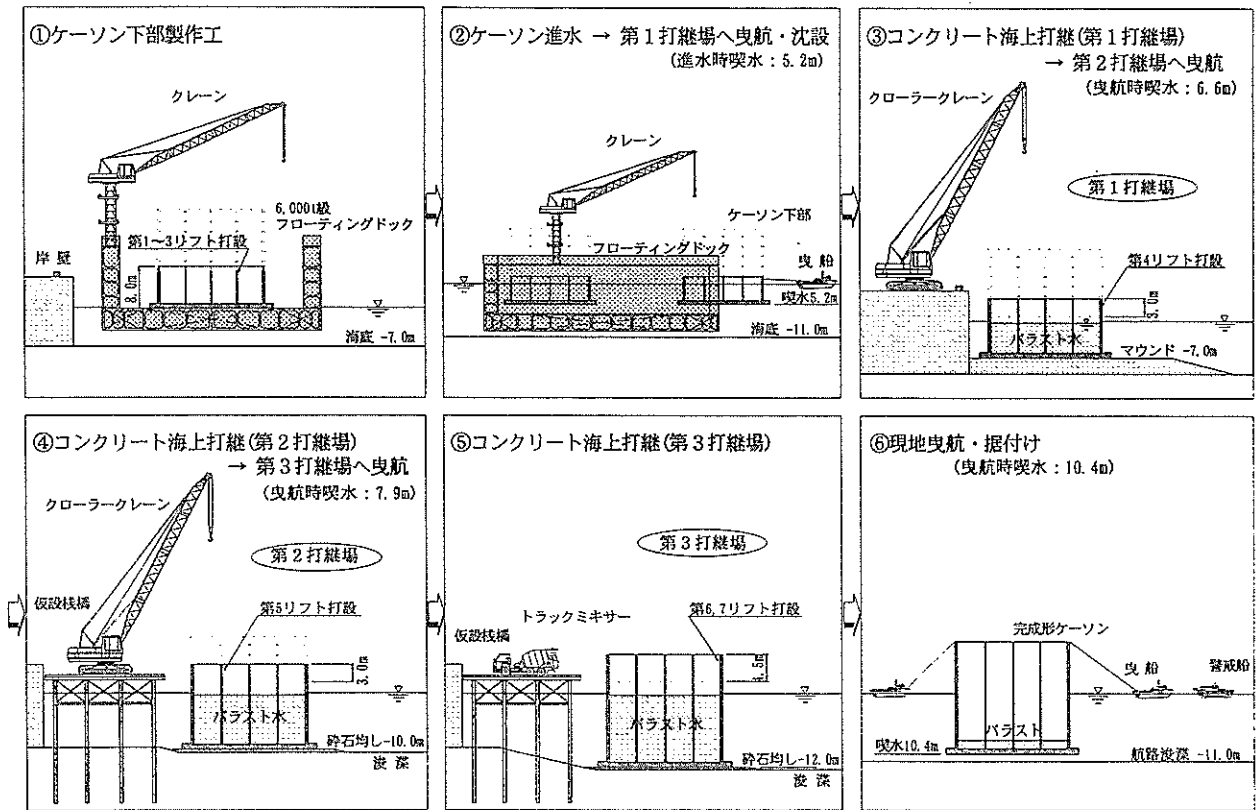
今回の試設計で示すような建設費の低減効果が、すべてのケースで期待できるわけではないが、

① ケーソンの喫水制限

② ケーソン打設のためのFD等の能力制限

などの施工上の制約のために、施工が複雑あるいは厳しくなる場合には、高性能軽量コンクリートの使用により建設費の縮減が図れる可能性があることがわかる。

■普通コンクリートを使用した場合(海上打継方式)



■高性能軽量コンクリートを使用した場合(一括製作方式)

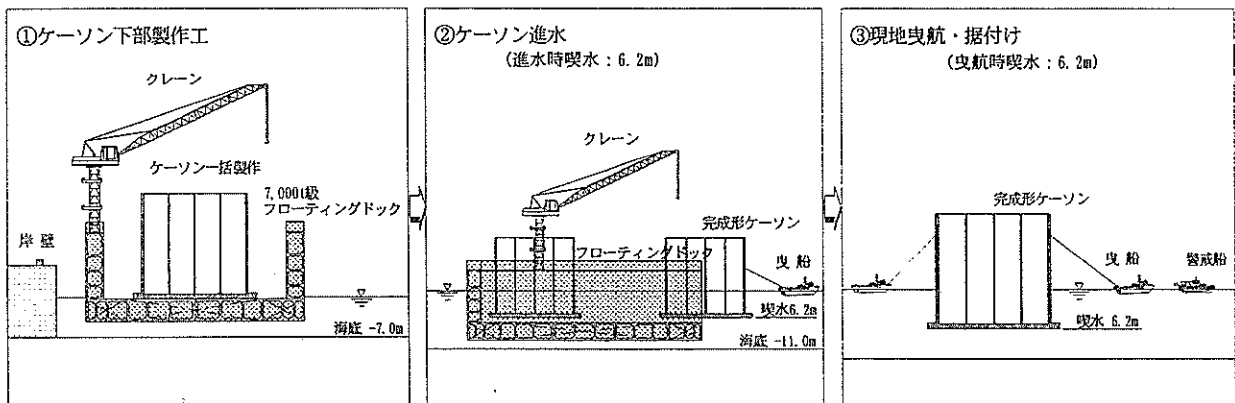


図-34 喫水制限を受けた防波堤ケーソンの施工順序の例

5.2 コンクリートの単位容積質量の相違による建設費縮減効果の試算

重力式岸壁に用いられるケーソンを対象に、建設費縮減効果の検討結果を述べる。重力式岸壁の試設計や軽量コンクリート適用性等に関しては、5.1で述べた防波堤ケーソンのものとほとんど同じである。

ケーソンの必要幅は、いうまでもなく構造物として全体安定により定められる。その場合、完成後の荷重など

の外的作用と、施工中の外的作用の両者から最終的な断面諸元が定まることとなる。この状況を図-35に示す。同図の岸壁用ケーソンでは、コンクリートの単位容積質量が1.5kg/l付近を境に断面決定要因が異なることが分かる。すなわち、これよりコンクリートが重い場合には、喫水制限がクリティカルとなり、完成形では断面に余裕があることとなる。特に、通常のコンクリートを用いると、最終的に必要なケーソン幅よりも6m程度大きくしなければ

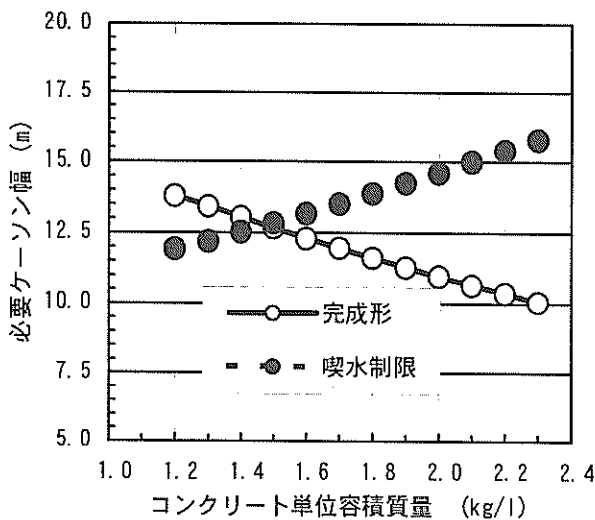


図-35 コンクリート単位容積質量と断面決定要因

ば、施工中（浮遊時）の安定性が得られないこととなる。

このような場合には、軽量コンクリートを活用して建設費の縮減を図ることが有効になり得る。ケーソン幅が小さくなれば、当然コンクリート量も低減することとなる。しかし、より軽量のコンクリートを得るためには、それだけ材料費が高くなる。そのため、目的とするケーソン諸元に応じて建設費からみて最適となるコンクリートの単位容積質量が得られることとなる。

図-36に、現状における高性能人工軽量骨材の材料コストを考慮して求めた上述のケーソン式岸壁建設費の試算結果の一例を示す。この計算では、コンクリート材料費とともに、ケーソン重量に応じてFDの仕様も変更させている。同図によれば、コンクリートの単位容積質量が2.0kg/lより小さくなると経費縮減の効果が認められ、1.4kg/l程度で最も経済的となることが分かる。本計算には地盤改良コスト等は考慮していないが、もし地盤改良を行う場合には、改良範囲の低減によるさらなる縮減効果が期待できる。本計算は一例であるが、場合によっては、このようにケーソンの軽量化による建設費縮減の可能性が高いものと思われる。

6. まとめ

本研究から得られた主要な結論は以下のようにまとめられる。

① 粗骨材として高性能人工軽量骨材を使用し、細骨材として天然細骨材を使用する単位容積質量約1.8kg/lの高性能軽量コンクリートは、円滑なポンプ圧送が可能で

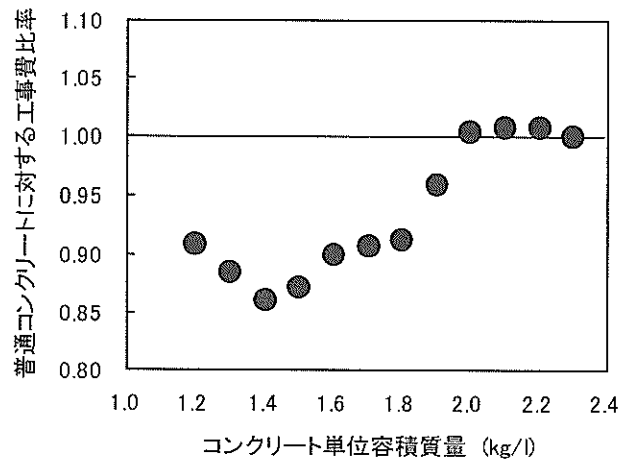


図-36 工費比に及ぼすコンクリート単位容積質量の影響

ある。

② 高性能軽量コンクリートの圧縮強度については、普通コンクリートと同程度の値を得ることが可能である。しかし引張および曲げ強度の圧縮強度に対する割合は、普通コンクリートの場合に比べて小さい傾向にある。また弾性係数については普通コンクリートよりも大幅に小さく、従来の軽量コンクリートと同程度である。

③ 高性能軽量コンクリートはりの曲げ載荷試験では、ひび割れ分散性が良好であり、普通コンクリートを対象にした従来の曲げ耐力算定法とひび割れ幅算定法が適用できることが確認された。

④ 高性能軽量コンクリートはりの曲げせん断載荷試験では、せん断破壊性状は普通コンクリートはりのせん断破壊と異なり、斜めひび割れが発生した後もせん断力が増加した。せん断耐力の実験値は、単位容積質量1.5kg/lおよび1.2kg/lの試験体では普通コンクリートの算定式による計算値の70%程度、単位容積質量1.8kg/lの試験体では計算値とほぼ同等であった。ただし斜めひび割れ発生時のせん断力は、計算値の約50%であった。

⑤ マッシュなコンクリートに埋め込まれた鉄筋の引抜き試験では、単位容積質量1.2kg/lおよび1.5kg/lの高性能軽量コンクリートと鉄筋との付着性状は、普通コンクリートの場合とほぼ同等であった。

⑥ 試設計の結果、喫水制限などの施工上の制約で断面が決定されていたケーソンに高性能軽量コンクリートを用いることで、工期および工費を縮減できる可能性が示された。

7. 今後の課題

本資料は、基礎的な力学性状について検討した結果に基づき、高性能軽量コンクリートの港湾構造物への適用性を述べたものである。しかし、本格的な適用のためには、未検討の課題が残されている。これらのうち、具体的には以下の諸課題について既に検討に着手している。

耐久性に関して、塩化物イオン浸透性、すりへり抵抗性、鉄筋の腐食性状、海水による乾湿の繰り返し試験を現在継続中である。疲労強度に関しては、はり試験体の水中疲労試験を実施する予定である。4.1(2)で曲げ載荷試験結果を述べた軽量コンクリート版は、併行して実海域での暴露試験を行っており、6年間程度暴露後に曲げ載荷試験を行い、今回の結果と比較する予定である。

さらに今後検討すべき課題として、地震時の保有耐力の照査方法、衝撃碎波などによる衝撃的な繰り返し荷重に対する耐力の照査方法、3ないし4辺固定版もしくはフーチングのような片持ち版としての押し抜きせん断耐力の照査方法、さらに繊維補強等によるせん断耐力向上などの力学特性の改善が挙げられる。また、細骨材としても高性能人工軽量骨材を使用する単位容積質量1.5kg/l程度以下のコンクリートの、円滑なポンプ圧送のための材料と配合の適切な設定も今後の課題である。その他の課題に対してもできるだけ早期の解明をめざして、各港湾建設局等とも共同で調査研究を進める予定である。

(2000年5月31日受付)

謝辞

本資料は、港湾技術研究所、前田建設工業株式会社、太平洋セメント株式会社により実施中の共同研究の中間成果をとりまとめたものである。本資料のとりまとめおよび実験等の実施において、港湾技術研究所構造強度研究室の岩波光保研究官および前研修生秋本孝氏（現・若築建設工業株式会社）、前田建設工業株式会社の渡部正氏、佐藤文則氏、太平洋セメント株式会社の笹嶋昌男氏、松野理恵氏、石田聡氏のご協力をいただきましたことに感謝申し上げます。また、軽量コンクリート版の製作は、運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所および新潟港湾空港建設事務所により行われたものである。試験体およびデータの提供に感謝申し上げます。

参考文献

1) 岡本享久・石川雄康・榎木隆・笹嶋昌男：高性能軽量コンクリート，コンクリート工学，Vol.37，No.4，1999年4月，pp.12-18.

- 2) 太平洋セメント(株)：構造用軽量骨材アサノライト技術資料，1993年3月。
- 3) 大森淑孝，熊澤憲一，友竹博一：プレウエッチングの有無が軽量コンクリートのフレッシュ性状に及ぼす影響，セメント・コンクリート論文集，No.48，1994年，pp.148-151。
- 4) 坂田昇，柳井修司，石川雄康，榎木隆：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報告集，Vol.21，No.2，1999年6月，pp.355-360。
- 5) 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報告集，Vol.21，No.2，1999年6月，pp.349-354。
- 6) 土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書，設計編，1996年3月。
- 7) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991年5月。
- 8) 長谷川俊昭：数値解析手法の現状と課題，コンクリート工学，Vol.37，No.9，1999年9月，pp.34-45。
- 9) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号/V-5，1986年8月，pp.167-176。
- 10) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文集，第378号/V-6，1987年2月，pp.165-174。
- 11) 山本晴人，伊藤始，三島徹也，島弘：高強度材料を用いたRC部材の鉄筋付着特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，2000年6月，pp.1249-1254。

港湾技研資料 No. 967

2000.9

編集発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 あんざい

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright © (2000) by P.H.R.I

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

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所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。