

三井住友建設技術開発センター報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

No.10 2012

CD-ROM の内容

本 CD-ROM は、三井住友建設技術開発センター報告 No.10 2012 として論文・報告、および社外発表論文一覧を PDF ファイルとして収録したものです。
各コンテンツは WEB ブラウザよりご覧いただけます。

■動作環境

本 CD-ROM は以下の環境で利用することができます。

○対応 OS

Microsoft Windows 95/98/Me/NT/2000/XP/Vista/7 または Macintosh OS

○対応ブラウザ

Microsoft Internet Explorer 5.0 以上 / Netscape Navigator 4.7 以上

○その他必要なソフトウェア

Adobe Acrobat Reader 4.0 以上

※ Adobe Acrobat Reader は Adobe 社のホームページ <http://www.adobe.co.jp/> 等でダウンロードできます。

■使用方法

Microsoft Windows をお使いの方は、WEB ブラウザが自動で起動するようになっています。

自動で起動しない場合、または Macintosh をお使いの方は、CD-ROM 内の index.html ファイルを WEB ブラウザで開いてご覧ください。

本製品は CD-ROM です。音楽用の一般オーディオプレーヤーでは絶対に再生しないでください。大音量による聴覚障害を被ったり、スピーカー等を破損する恐れがあります。本 CD-ROM を使用することによって生じるいかなる結果にも、当社は一切の責任を負わないものとします。
記載されている会社名・製品名は各社の商標または登録商標です。

三井住友建設技術開発センター報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

No.10 2012

複写をご希望の方へ

当社は、本誌掲載著作物の複写に関する権利を一般社団法人学術著作権協会に委託しております。

本誌に掲載された著作物の複写をご希望の方は、(社)学術著作権協会より許諾を受けてください。ただし、企業等法人による社内利用目的の複写については、当該企業等法人が社団法人日本複写権センター（(社)学術著作権協会が社内利用目的複写に関する権利を再委託している団体）と包括複写許諾契約を締結している場合にあっては、その必要はございません（社外頒布目的の複写については、許諾が必要です）。

権利委託先： 一般社団法人学術著作権協会

〒107-0052 東京都港区赤坂 9-6-41 乃木坂ビル 3F

FAX : 03-3475-5619 E-Mail : info@jaacc.jp

複写以外の許諾（著作物の引用、転載、翻訳等）に関しては、(社)学術著作権協会に委託いたしておりません。直接、本誌発行元へお問い合わせください。

また、アメリカ合衆国において本書を複写したい場合は、次の団体に連絡してください。

Copyright Clearance Center, Inc.

222 Rosewood Drive, Danvers, MA01923 USA

Phone 1-978-750-8400 FAX 1-978-646-8600

巻頭言

三井住友建設技術開発センター報告第 10 号の発刊にあたり、ご挨拶申し上げます。

昨年度のわが国経済は、東日本大震災や電力事情の影響により、一時的に大きく落ち込みましたが、今年度は復旧・復興の動きにも支えられ、住宅等の内需にも回復の兆しが見え始めています。

しかしながら、欧州債務問題をきっかけとした世界的な景気停滞の懸念も色濃く、景気の先行きはなお、不透明なものとなっています。

国内の建設投資においては、円高の定着による国内設備投資の低迷や震災復興に伴う資材・労務の高騰が大きな懸念材料となっています。

弊社におきましては、今年度は透明性の高い経営と本業収益力、信用力を強化するとともに、新たな成長戦略を打ち出すことで持続可能な企業活動を展開すべく策定した「第 3 次中期経営計画」（平成 22 年 5 月策定）の最終年度に入っています。

技術開発においては、上記の計画で当社のコア分野として位置づけている PC 橋ならびに超高層住宅のさらなる「高品質化」・「高機能化」を推進しています。これらに加え、東日本大震災を契機に再認識された耐震性に優れた公共施設および住宅の実現、さらには既設構造物の耐震補強などに資する技術開発を鋭意進めております。

今後も引き続き、「技術の信頼、受注の拡大、利益の向上を目指し、顧客ニーズに応える技術開発をタイムリーに推進する」という基本方針に即した技術開発を行うとともに、「社会のニーズ」に対して、どのような価値を提供できるかを問い続けていく所存です。

このような技術開発方針の下、このたび平成 23 年度分の弊社技術開発について、「技術開発センター報告」として取りまとめさせていただきました。

なお、本号は 2004 年 3 月に「三井住友建設技術研究所報告」として、第 1 号を発刊して以来、10 巻目となります。技術開発センター報告を多くの方々にご覧頂き、ご批評を賜れば幸いです。

2012 年 10 月

執行役員
技術研究開発本部長
西 村 憲 義

「技術開発センター報告第 10 号発刊に寄せて」

三井住友建設技術開発センター報告第 10 号の発刊にあたり、ご挨拶申し上げます。

当社は 2003 年 4 月に三井建設株式会社と住友建設株式会社が合併し、新たに三井住友建設株式会社としてスタートしました。併せて両社の技術研究所も、千葉県流山市と栃木県南河内町（当時）にある研究施設を活かしながら、研究開発を開始しました。現在は、流山の地に人員、施設を全て集約して活動を進めております。

技術研究報告については、2004 年 3 月に「三井住友建設技術研究所報告」として、第 1 号を発刊して以来、このたび、第 10 号を発刊する節目になりました。途中、機構改革により、技術研究開発本部の創設（2007 年 4 月 1 日）、技術研究所から技術開発センターへの名称変更（2009 年 1 月 1 日）を経て、技術開発体制の充実を図ってきました。現在は、「三井住友建設技術開発センター報告」として、過去 9 年間に、201 編（転載論文、社外発表論文を除く）の研究論文を掲載し、皆様にご覧頂き、技術力の強化、レベルアップに努めてまいりました。

この間、建設業界を取り巻く環境は大きく変化し、建設市場の変化が、技術の変化に連動する傾向がますます強くなっています。10 年前の研究テーマとして、「安全・安心」で「サステナビリティ」な社会構築に対応する技術、今世紀に入って顕著になりつつあるストック対策、頻発する自然災害対策、都市再生と地域間格差など、建設投資が継続して必要とされる状況でありました。特に、昨年の東日本大震災以降、耐震・制震・免震技術、エネルギー関連技術に代表される、「安全・安心」で「サステナビリティ」な社会構築に対応する技術開発はますます重要になっています。

技術開発方針は、当初、「構想力」のあるテーマ設定、「構想力」を磨くために「大局的な視点」と「現場の視点」を持つこと重要であることから、顧客視点に立脚した「ものづくり」にこだわった技術開発を進めてきましたが、10 年が経過した今もこの方針に変わりはありません。2008 年 4 月から「信頼の三井住友建設ブランド」を確立するために、「橋梁高品質委員会」、「住宅高品質・高機能化委員会」を設置し、当社の得意技術である「橋梁」、「住宅」の分野において、確実に構築する技術、更には生涯を見据えた維持管理技術等の開発を強化してまいりました。

これらの諸施策により、開発成果の展開を予測したテーマ設定、あるいはビジネスモデルを支える要素技術の開発が図られ、スピード感を持った研究開発が行われています。

技術開発センター報告は、研究開発の指標であり、研究の証でもあります。より多くの要素技術の蓄積によって、新たな技術が生まれ、顧客に信頼される技術へと昇華させることが必要であると考えます。今後も、多くの方々にご覧頂き、内容の充実、技術の蓄積を継続して推進されることを希望します。

2012 年 10 月

顧問 黒崎 幸夫

三井住友建設技術開発センター報告 第10号

目 次

※ 論文はCD-ROMに収録しています

【論文・報告】

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
1	容器構造物底版のせん断補強工法に関する実験的研究	篠崎 裕生 三上 浩 武富 幸郎 高田 昭	1	21
2	アラミドFRP補強材の曲げ加工部の引張耐力の検討	三加 崇 篠崎 裕生 小林 宣博 三上 浩	2	29
3	円柱ジベルによるコンクリートの接合に関する研究	有川 直貴 篠崎 裕生 三加 崇 浅井 洋	3	33
4	早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートの基礎物性	斯波 明宏 谷口 秀明 樋口 正典 佐々木 亘	4	39
5	アラミド短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの基礎物性	佐々木 亘 谷口 秀明 樋口 正典	5	45
6	環境負荷低減型コンクリートのASR抑制効果	佐々木 亘 谷口 秀明 斯波 明宏 樋口 正典	6	51
7	収縮低減剤を用いたコンクリートの耐久性	谷口 秀明 杉村 悟 西村 一博 樋口 正典	7	57
8	自立型災害監視ステーションの設計とその性能評価	山地 宏志 戸村 豪治 大津 慎一	8	63
9	不連続面挙動を考慮したロックボルトメータの開発	山地 宏志 高橋 直樹 中込 正貴	9	69
10	建物の外構地盤における液状化被害低減型工法に関する研究	高橋 直樹 平田 裕一 宮田 勝利 高岡 雄二 西成田 由 瀬藤 慎一	10	75

※ 論文はCD-ROMに収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
11	的場高架橋工事におけるホタル生息環境保全の取り組み	黒川 幸彦 杉村 悟 紙永 祐紀 田中 寛之	11	81
12	照明による陰影と色空間を利用した変状抽出手法	塩崎 正人 掛橋 孝夫	12	87
13	粘性制震壁を有する高層鉄骨造建物の振動特性評価	鈴木 亨 川島 学	13	93
14	平鋼を下弦材に用いた組立て梁の動的繰返し曲げ 載荷実験	江頭 寛 小坂 英之 小林 知己 土居 和雅 梅木 俊毅	14	101
15	端部にスリットを有する変断面壁梁の実験および モデル化の検討	松永 健太郎 小坂 英之 新上 浩 小田 稔 廣邊 琢也 野口 恭司	15	109
16	品質や安全面のリスク低減を目的とした労務環境 の可視化・分析	手塚 慎一 蓮尾 孝一 戸倉 健太郎 深谷 学	16	115
17	初期高温履歴による超高強度コンクリートの 強度・自己収縮特性の不連続な変化とその機構	松田 拓 蓮尾 孝一	17	121
18	コア採取がコンクリート強度試験結果に与える 影響	蓮尾 孝一 松田 拓 加納 嘉 河上 浩司	18	131
19	「ふげん」原子炉本体解体に向けたAWJ技術 の適用性検討評価 —ステンレス鋼板の水中切断と研掃材再利用 における性能把握—	丸山 信一郎 西尾 新一	19	137
【社外発表論文一覧】				143

概要

容器構造物底版のせん断補強工法に関する実験的研究

篠崎 裕生 三上 浩 武富 幸郎 高田 昭

キーワード：せん断，増打ち補強，ビニロン短繊維混入コンクリート，モルタルジベル

研究の目的

都市部の PC タンクなど貯水機能を有する容器構造物は、高度成長期にその多くが作られ更新の時期を迎えようとしている。旧耐震基準にしたがって設計されているそれらの構造物は、壁や底版のせん断耐力の不足が兼ねてより指摘されている。また、杭基礎を有する底版では、杭反力による押抜きせん断破壊が懸念される構造物も見受けられ、早急な補修・補強対策が望まれている。

梁や板のせん断補強あるいは押抜きせん断補強工法として、鉄筋コンクリートの増打ちやせん断補強

鋼材を追加配置するなどの方法が比較的多く用いられている。しかしながら、これらの方法は自重の増加や既設部の鉄筋を傷付ける恐れがあるなどいくつか問題点を抱えており、これらを解決できる補強工法の開発が望まれている。著者らは、増打ちの厚さを小さく、かつ、打継ぎ界面を補強することを目的として、ビニロン短繊維混入コンクリートによる増打ちと高強度モルタルジベルを用いた工法を考案した。そして、梁や板のせん断実験によりその効果を確認した。

研究の概要

ビニロン短繊維は長さ 30mm のものを体積混入率 2% で使用した。高強度モルタルジベルとは、圧縮強度が 180N/mm² を超える超高強度繊維補強モルタル（サクセム）の円柱をすれ止めとして用いたものである。これを既設部コンクリートの被り部分に削孔した孔に埋め込み、増打ちすることで界面のせん断すれを抑えるものである。

ここでは、梁試験体のせん断試験および板試験体の押抜きせん断試験によりこれらの補強の効果を確認した。図-1 は梁試験体の概要である。

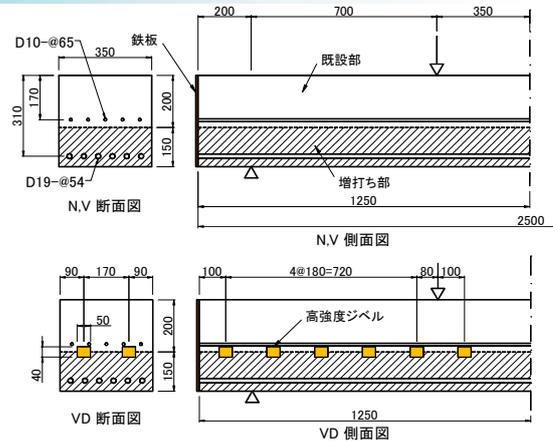


図-1 梁試験体の概要

研究の成果

ビニロン短繊維混入コンクリートによる増し厚補強をした梁のせん断耐力は普通コンクリートによる増し厚よりも 16% 程度向上することが分かった。高強度ジベルを用いた試験体は曲げで破壊したため、今回の実験ではその効果は確認できなかった。板の試験では、増打ちすることにより押抜きせん断耐力が向上することが分かったが、せん断ひび割れは増打ち界面に沿ったひび割れを誘発することが明らかとなった。高強度ジベルではこれを抑制することは出来なかったが、ジベルの埋め込み深さを大きくするなどの改善で効果を得られる可能性がある。

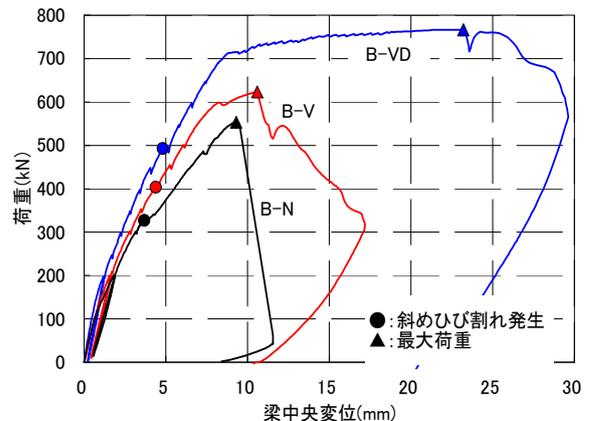


図-1 せん断耐力の計算値との比較

An Experimental study on Shear Reinforcing Methods of RC Base Plate of Vessel Structure

HIROO SHINOZAKI HIROSHI MIKAMI YUKIO TAKETOMI AKIRA TAKADA

Key Words : Shear Capacity, Additional Concrete Casting, Vinal Short Fiber Concrete, Mortar Dubel

アラミド FRP 補強材の曲げ加工部の引張耐力の検討

三加 崇 篠崎 裕生 小林 宣博 三上 浩

キーワード：アラミドロッド、曲げ加工、引張耐力

研究の目的

アラミド繊維は、高強度で耐久性に優れていることから、鉄筋コンクリート構造の補強材や、プレストレスを構造物に導入するための緊張材として用いられている。

アラミド繊維をロッド状に製作して構造物の補強材として曲げ加工を有する場合にはアラミドロッド製作時に曲げ成形を行う。アラミドロッドの曲げ加

工部は、直径に対して曲げ半径が小さいと引張耐力が低下する。構造物によっては、直径に対して曲げ半径が大きくなる場合が考えられるが、このときの引張耐力に関する既往の研究はほとんどない。

本報告では、アラミドロッドの曲げ半径を大きくした加工部への影響を確認する目的で引張試験を実施し、曲げ半径による引張耐力を確認した。

研究の概要

本試験で使用したアラミドロッドは、組紐状の形状であり、RA9、RA13 および RA15 の 3 種類である。曲げ加工部は、曲げ半径が直径に対して 2.5 倍、5 倍、10 倍および 15 倍の 4 種類として、試験体数として各 3 体を実施した。

試験体の製作は、アラミド繊維を組紐の状態エポキシ樹脂を含浸させて、曲げ半径に近い鋼管に巻きつけて加工部の成形を行い、熱処理によりエポキシ樹脂を硬化させて製作した。試験体の曲げ加工部は 180 度を有する構造である。

試験方法は、製作時と同径の鋼管を用いて、曲げ半径を保持した状態で、引張試験を実施した。



(a) 試験装置 (b) 曲げ成形部

写真-1 載荷試験状況

研究の成果

曲げ加工部を有するアラミドロッドの引張耐力は、直径に対して曲げ半径が 2.5 倍では 0.65~0.67, 5 倍では 0.85~0.93 であり曲げ半径が大きくなると引張耐力比が大きくなる傾向を確認した。また、曲げ半径が直径の 10 倍以上では 0.91~0.95 であり、曲げ半径による影響はほとんどない。また、曲げ半

径と直径の比が同じ場合には、試験体の直径が及ぼす影響は見られなかった。

連続繊維補強材の設計式と比較すると、曲げ半径が直径の 2.5 倍、5 倍および 10 倍では、十分安全側に評価される。

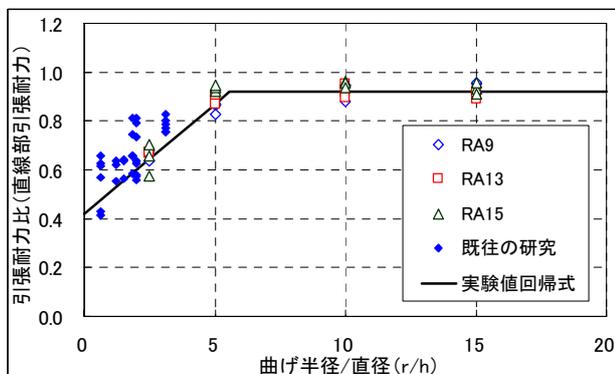


図-1 直線部引張試験結果に対する引張耐力比

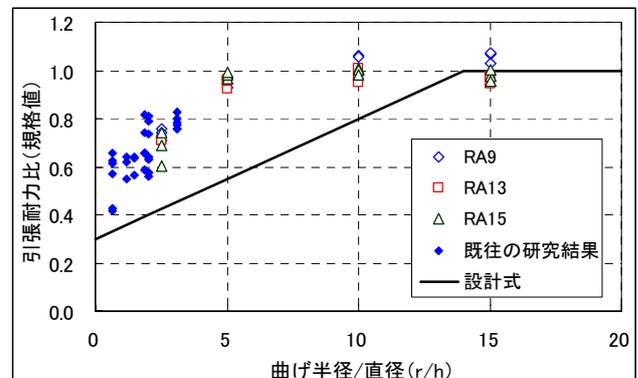


図-2 規格値に対する引張耐力比

Examinations of Tensile Strength at the Bended Portion on AFRP Rod

TAKASHI SANGA HIROO SIHOZAKI NORIHIRO KOBAYASHI HIROSHI MIKAMI

Key Words : AFRP Rod, Bending Process, Tensile Strength

円柱ジベルによるコンクリートの接合に関する研究

有川 直貴 篠崎 裕生 三加 崇 浅井 洋

キーワード：円柱ジベル, 二面せん断試験, 鋼管充填モルタルジベル, 超高強度繊維補強モルタルジベル

研究の目的

複合構造において、鋼とコンクリートとの接合に円柱ジベルを提案し、その耐荷力等について検討を行ってきた。円柱ジベルは、コンクリートや鋼管にモルタルを充填した円柱状のジベルである。本ジベルはコンクリート接合においても適用できると考えられるが、コンクリート接合面におけるせん断耐力

算定手法については検証されていない。本稿では鋼とコンクリートとの耐力算定手法がコンクリート接合にも適用できることを検証した。さらに、鋼管充填モルタルジベルや超高強度繊維補強モルタルジベルや鉄筋ジベルによるずれ変位の違いについて比較することを目的とする。

研究の概要

接合面が 500×500mm、厚さ 250mm のコンクリートブロックに円柱ジベルを配置し、両側に同寸法のコンクリートを打ち継いだ試験体の二面せん断試験により、荷重とずれの関係および破壊耐力の比較を行った。試験体コンクリートの圧縮強度は約 50N/mm² である。ジベルは、長さ 200mm、直径約 50mm の超高強度繊維補強モルタル円柱ジベル、鋼管充填モルタル円柱ジベル、D22 鉄筋ジベルであり、鋼管充填モルタルジベルについては、太径のジベルや鋼板とコンクリートとの接合についても比較した。



写真-1 載荷試験状況

研究の成果

コンクリート接合面に用いた円柱ジベルの耐力は、図-1 に示すように鋼板とコンクリートとの接合で提案した耐力式を用いて評価できることを明らかにした。同程度の鋼材断面積を有する鉄筋ジベルと鋼管充填モルタルジベルの鋼材に生じるひずみが同じ場合、鋼管充填モルタルジベルのせん断抵抗力のほうが大きい。超高強度繊維補強モルタルジベルは、鋼管充填モルタルジベルや鉄筋ジベルに比べて初期のずれ変位を小さく抑えることができるが、破壊時のずれ変位も小さい。残留変位を 0.1mm 以下に抑えることを円柱ジベルの使用限界とすれば、提案耐力式で算出したジベル耐力の 1/3 で使用できることを示した。

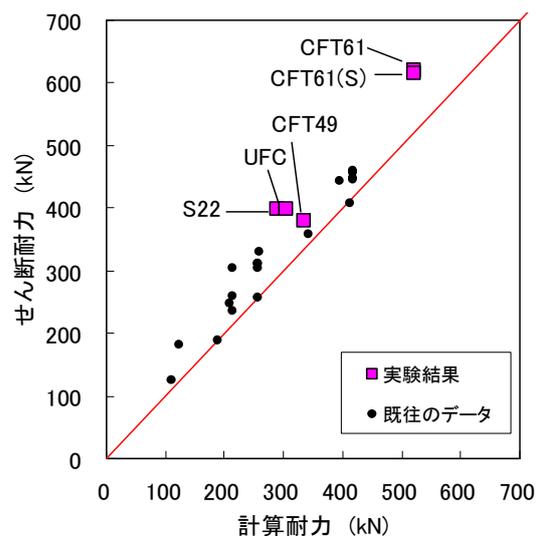


図-1 最大耐力と計算値の比較

Resistance Mechanism of Concrete Joints with Cylindrical Connectors

NAOKI ARIKAWA HIROO SHINOZAKI TAKASHI SANGA HIROSHI ASAI

Key Words : Cylindrical Connector, Double Shear Test, Mortar Filled Steel Tube Connector, Ultra-high-strength Fiber-reinforced Mortar Connector

早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートの基礎物性

斯波 明宏 谷口 秀明 樋口 正典 佐々木 巨

キーワード：高炉スラグ微粉末，フライアッシュ，早強セメント，強度，収縮

研究の目的

現在、高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどの混和材を使用した環境負荷低減型コンクリートが盛んに検討され、一般的な RC 構造物への適用が増加しているが、橋梁に代表される PC 構造物での研究事例や適用事例は極めて少ない。

本報告では、早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートを PC 構造物に適用するための基礎研究として、強度および収縮に関する検討を行った。また工場製品で実施される蒸気養生などを含めた養生方法の影響についても検討した。

研究の概要

水結合材比 40%の配合をベースとして、高炉スラグ微粉末 4000, 6000 を 50%混合およびフライアッシュⅠ種,Ⅱ種を 30%混合した配合について圧縮強度、割裂引張強度、自己収縮ひずみ、乾燥収縮ひずみ（長さ変化量）に関する試験を行った。養生方法については標準養生、水中 3 日養生、蒸気養生、蒸気養生+6 日水中養生の 4 つの方法で比較を行った。

表-1 試験配合と試験条件

養生種別	養生方法
養生A	標準養生（翌日脱枠後20℃水中養生）
養生B	翌日脱枠後材齢3日まで20℃水中養生
養生C	蒸気養生（蒸気養生終了まで封緘状態）
養生D	蒸気養生+材齢7日まで20℃水中養生

研究の成果

本研究により、以下のことが明らかとなった。

- ① 混和材を使用した場合、材齢 28 日までの圧縮強度は無混合のものよりも小さくなる。ただし、強度の増進は無混合のものよりも大きくなる（図-1）。
- ② 蒸気養生の場合、圧縮強度および割裂引張強度に対する混和材の種別による相違は少ない。また、蒸気養生後に水中養生を行うことで強度が増進する。

- ③ 高炉スラグ微粉末を用いると自己収縮ひずみはかなり大きくなり、逆にフライアッシュを用いるとかなり小さくなる。蒸気養生の場合は、全体的に自己収縮ひずみが小さくなる（図-2）。
- ④ 簡易的に自己収縮を取り除いた乾燥収縮ひずみは、混和材を使用した場合と無混合の場合で大きく異なる。収縮に対する混和材の影響は主に自己収縮に起因する。

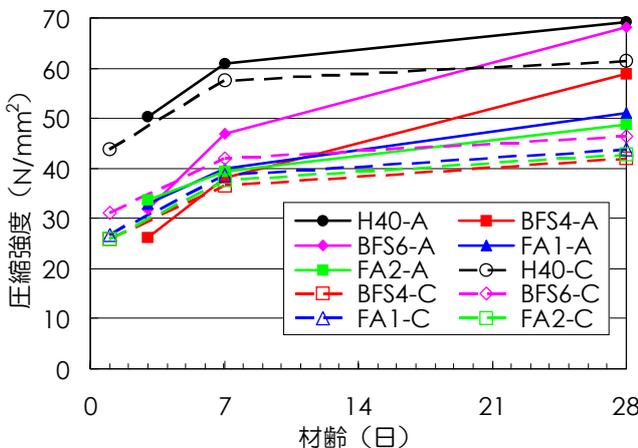


図-1 各配合における圧縮強度

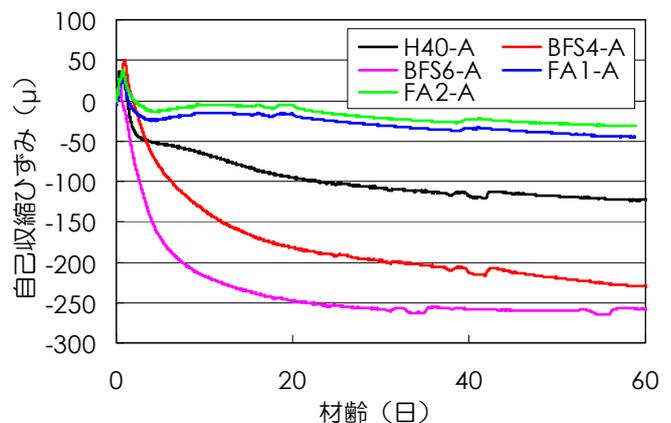


図-2 自己収縮ひずみ測定結果

Fundamental Properties of Environmental Impact-Reduction Concrete Using High Early Strength cement

AKIHIRO SHIBA HIDEAKI TANIGUCHI MASANORI HIGUCHI WATARU SASAKI

Key Words : Ground Granulated Blast-Furnace Slag, Fly Ash, High Early Strength Cement, Strength,

Shrinkage

アラミド短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの基礎物性

佐々木 亘 谷口 秀明 樋口 正典

キーワード：短繊維補強コンクリート，高強度コンクリート，アラミド繊維，ひび割れ発生強度，自己収縮

研究の目的

近年，短繊維補強コンクリートの分野では設計基準強度 180N/mm² という高い圧縮強度を持ち，鋼繊維を比較的多量に混入することにより高い引張強度やじん性を付与した超高強度繊維補強コンクリート(UFC)や，極細径の有機繊維を混入し，一軸直接引張応力下において微細で高密度な複数ひび割れを形成する，疑似ひずみ硬化特性を示す複数微細ひび割れ型セメント系複合材料(HPFRC)といった高性能なセメント系材料が開発され，道路橋等への適用も

始まっている。しかし，それらはいずれも粒径の細かい細骨材を使用したモルタルである。

本研究では高強度域に対応できる有機繊維としてアラミド繊維に着目した。そのうえで，通常のコンクリートから UFC の間を補完する強度域の短繊維補強コンクリートの基礎的データを得ることを目的とし，アラミド繊維が，圧縮強度 180N/mm² 未満の高強度繊維補強コンクリートの力学特性および収縮特性に及ぼす影響について検討を行った。

研究の概要

水結合材比 16%の高強度コンクリートに対し，アラミド繊維，鋼繊維および PVA 繊維を混入し，力学特性への影響について調べた。力学特性の確認は，圧縮強度試験，割裂引張強度試験によるひび割れ発生強度，曲げ強度およびタフネス試験により行った。また，水結合材比 19%の高強度コンクリートを用いて，アラミド繊維が自己収縮および乾燥収縮に及ぼす影響についても確認を行った。表-1 に比較・検討を行った短繊維の一覧を示す。

表-1 使用した短繊維

記号	種類	繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	アスペクト比
SF1	普通鋼繊維	0.62	30	48
SF2	高強度鋼繊維	0.38	30	79
SF3	極細鋼繊維	0.2	15	75
VF1	PVA 繊維	0.66	30	45
VF2		0.2	18	90
AF1	アラミド繊維	0.5	30	60
AF2		0.4	15	38
AF3		0.2	15	75

研究の成果

実験の結果，高強度コンクリートにアラミド繊維を混入することで圧縮強度は若干の低下が見られるが，ひび割れ発生強度や曲げタフネスは増加し，鋼

繊維と同程度の補強効果を有すること，アラミド繊維には高強度コンクリートの自己収縮ひずみを低減する効果があることなどが分かった。

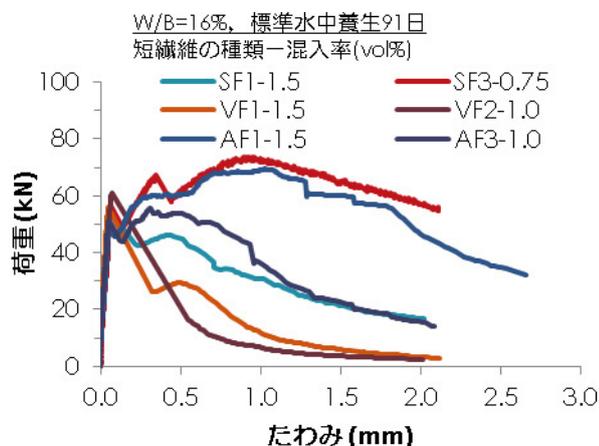


図-1 曲げ強度試験における荷重-たわみ曲線の一例

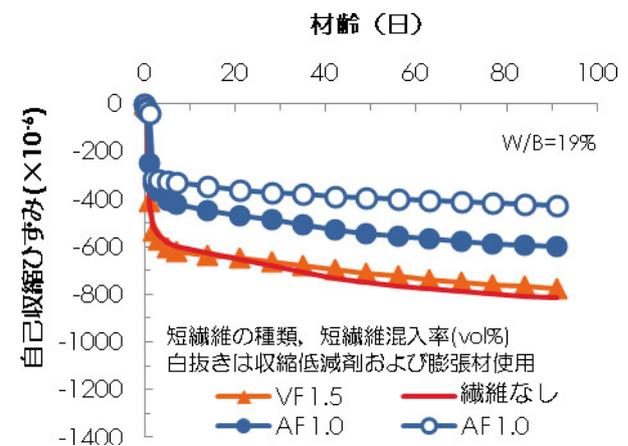


図-2 自己収縮ひずみの経時変化

Fundamental Properties of Aramid Fiber Reinforced High Strength Concrete

WATARU SASAKI HIDEAKI TANIGUCHI MASANORI HIGUCHI

Key Words : Fiber Reinforced Concrete, High Strength Concrete, Aramid Fiber, First Crack Strength, Autogenous Shrinkage

環境負荷低減型コンクリートの ASR 抑制効果

佐々木 亘 谷口 秀明 斯波 明宏 樋口 正典

キーワード：アルカリシリカ反応, 促進養生, モルタルバー法, 高炉セメント, シリカフューム

研究の目的

昨今、コンクリート工事における環境負荷低減を目的として、混和材の有効利用について検討が数多く進められている。また、コンクリート標準示方書にもアルカリシリカ反応対策として定められているように、高炉スラグ微粉末やフライアッシュといった混和材や混合セメントはアルカリシリカ反応の抑制効果があることが知られている。しかし、高強度コンクリートに対する混和材や混合セメントの効果は必ずしも明らかになっていない。

このような状況に対し、筆者らはこれまでに高強

度コンクリートやそれに近い強度域のコンクリートを対象としたアルカリシリカ反応性について検討を行ってきた。本稿では混和材または混合セメントとして、高強度コンクリートで多く用いられるシリカフュームおよび RC 構造物では一般的な高炉セメント B 種に着目し、水結合材比（水セメント比）と併せて、モルタルバーを用いた ASR 促進試験によりその影響について確認を行った。

研究の概要

普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメントおよび高炉セメント B 種を使用し、シリカフュームの置換率を 0, 5, 10, 15%としたモルタルバーを製作し、ASR 促進養生下での膨張ひずみを測定した。水結合材比は 50%, 40%, 30%とし、骨材にはアルカリシリカ反応性の確認されたものを用いた。

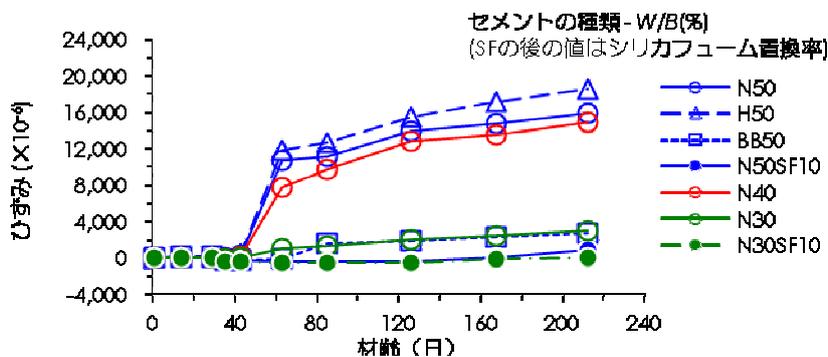


図-1 試験結果の一例

研究の成果

実験の結果、水結合材比によらず、セメントの一部をシリカフュームで置換することで ASR による膨張を抑制できること、高炉セメント B 種を用いることで ASR 膨張を抑制できること、水セメント比を 30%程度に減じることで、外部からのアルカリ供給による ASR 膨張は抑制できるが、内部からアルカリが過剰に供給された場合は ASR 膨張が生じやすくなることなどがわかった。

また、水セメント比 40%付近ではアルカリの内部供給および外部供給ともに膨張を生じやすい可能性が明らかとなった。骨材に ASR 反応性が疑われる場合は、事前の十分な検討・対策が重要である。

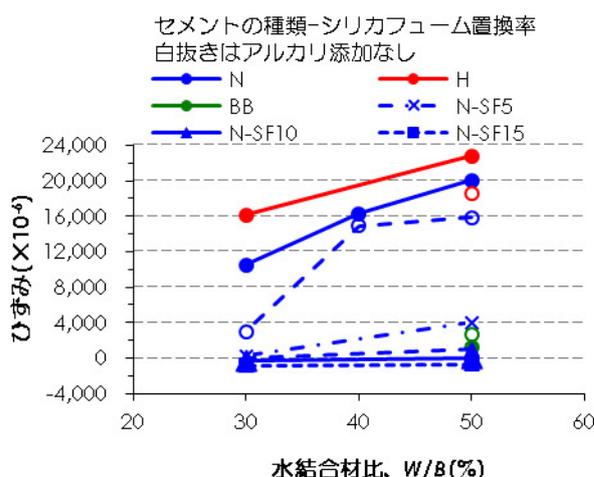


図-2 膨張ひずみと W/B・結合材種類の関係

Repressing Effects of Environmental Impact-Reduction Concrete on Alkali-Silica Reaction

WATARU SASAKI HIDEAKI TANIGUCHI SHIBA AKIHIRO MASANORI HIGUCHI

Key Words : Alkali-Silica Reaction, Accelerated Curing, Mortar Bar Method, Blast-Furnace Slag Cement, Silica Fume

収縮低減剤を用いたコンクリートの耐久性

谷口 秀明 杉村 悟 西村 一博 樋口 正典

キーワード：収縮低減剤, 圧縮強度, 乾燥収縮, 凍結融解作用, 中性化, 塩分浸透性

研究の目的

コンクリート構造物を長期的に供用するためには、ひび割れの発生を抑制し、発生後にはその幅を制御することが重要である。膨張材や収縮低減剤等の収縮低減材料を単独で、もしくは複数組み合わせる方法はある程度の効果を期待できる。しかし、収縮低減剤を用いたコンクリートの品質、特に耐久性に及ぼす影響は必ずしも明確になっていないのが

現状である。

そこで、本研究では、収縮低減剤の適用対象をプレレストレストコンクリート橋上部構造（設計基準強度 36N/mm²）とし、新しく開発された収縮低減剤を使用したコンクリートの凍結融解、中性化および塩分浸透性に対する抵抗性等を確かめた。

研究の概要

早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートを評価対象とした。使用した収縮低減剤は、炭化水素系化合物グリコールエーテル系誘導体を成分とするものである。本研究では、以下に示す硬化コンクリートの品質を確認した。

- ①力学的性質（圧縮強度、ヤング係数）
- ②乾燥収縮ひずみ
- ③凍結融解に対する抵抗性
- ④中性化に対する抵抗性
- ⑤塩分浸透に対する抵抗性（電気泳動、浸せき）

また、トラックアジテータを使用して、実機試験を行い、ドラム内への後添加の影響を確認した。

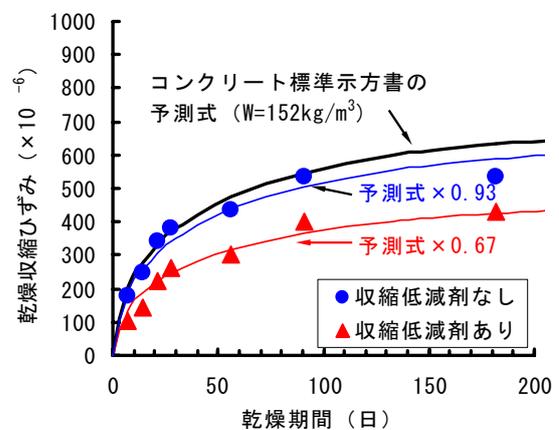


図-1 乾燥収縮試験の結果

研究の成果

新しく開発された収縮低減剤が硬化コンクリートの品質に及ぼす影響を確認した結果、以下のことが明らかになった。

- ①圧縮強度は、収縮低減剤の使用により 5%程度低下する可能性がある。ただし、収縮低減剤の使用は、圧縮強度とヤング係数の関係に及ぼさない。
- ②乾燥収縮ひずみは、乾燥期間 1 週から 26 週までの乾燥収縮ひずみの試験値に対して、コンクリート標準示方書の予測式を補正した式を当てはめた場合の収縮低減率は 28%となった。すなわち、この収縮低減剤は、一般の収縮低減剤よりも少ない使用量で十分な収縮低減効果を発揮できる。
- ③収縮低減剤を使用しても、コンクリートの凍結融

解、中性化および塩分浸透に対する抵抗性は、いずれも低下しない。

- ④新しく開発された収縮低減剤は、トラックアジテータに後添加しても、室内試し練りと同等のコンクリートの品質を確保できる。

表-1 耐久性試験の結果

収縮低減剤の有無	凍結融解試験	促進中性化試験	塩分浸せき試験	電気泳動試験
	耐久性指数 (%)	中性化深さ (mm)	塩化物イオンの見かけの拡散係数 (cm ² /年)	塩化物イオンの実効拡散係数 (cm ² /年)
あり	61.1	0	0.51	0.58
なし	62.4	0	0.55	0.63

Durability of Concrete Mixed with Shrinkage Reducing Agent

HIDEAKI TANIGUCHI SATORU SUGIMURA KAZUHIRO NISHIMURA MASANORI HIGUCHI

Key Words : Shrinkage Reducing Agent, Compressive Strength, Drying Shrinkage, Freezing and Thawing Action, Carbonation, Chloride Penetration

自立型災害監視ステーションの設計とその性能評価

山地 宏志 戸村 豪治 大津 慎一

キーワード：自立型防災監視ステーション, 太陽光電池, パケット通信

研究の目的

電力供給網や通信網が整備されない斜面や山腹崖錐において、安定した地盤災害監視を実現するため、太陽光発電とパケット通信を採用した自立型防災監視ステーションを開発した。

太陽光発電効率は日照条件によって、大きく発電量が変化するため、安定して計測機器を稼動することが難しい。このため、発電量と充電量を、常時、モニタリングし、発電・充電状況に応じ、計測間隔や通信頻度を制御することで、消費電力を抑制する機能も搭載することとした。さらに、雨天等が続き、充電電圧が危機の作動限界を逸脱した場合、自動的に計測を停止し、電圧が作動下限に復帰後、速やかに自動復旧する機能も搭載した。

また、太陽光発電はこれに接続する負荷、具体的には充電電池容量によっても支配される。このため、発電効率を最適化し、かつ発電された電力を速やかに充電するとともに、過充電による充電電池の劣化を回避するため、ここではバルク-吸収-フロート充電方式の3段階充電方式を採用した。

本研究は、これらの機能の作動確認とシステムの生存性を検証するとともに、その実験結果を基に、実際の測定における効率的な計測体制に関しても考察を加えるものである。

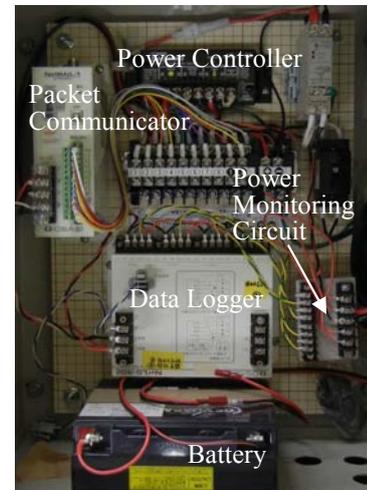


写真-1 制御版内機器実装状況

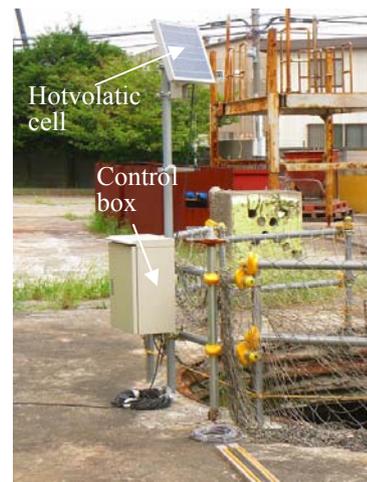


写真-2 実証測定状況

研究の概要

本研究では、実装された上記の機能の作動確認と生存性を検証するため、計測機器として、定常的に電力を消費する光る変位計 LEDS(Light Emitting Deformation Sensor)を採用し、地すべり変位測定

を模した検証測定を約 80 日間に亘り実施した。また、日射量と発電効率との相関を検討するため、日射系による日射量計測も平行して実施した。

研究の成果

設計・実装した機能は全て正常に作動することが確認され、全試験期間を通じて一切の不具合も生じず、その生存性・耐候性も実証できたと考える。ただし、想定以上に負荷が小さく、最大でもカタログ発

電量の 75%程度が発電量しか発現できなかった。このため、充電電池容量を増大させることが望ましいと考えられた。

Design and Performance Assessment of Stand-alone Disaster Monitoring Station

Hiroshi Yamachi Goji Tomura Shin-ichi Ootsu

Key Words : Stand-alone Disaster Monitoring Station, Hotvoltage Cell, Packet Communication

不連続面挙動を考慮したロックボルトメータの開発

山地 宏志 高橋 直樹 中込 正貴

キーワード：ロックボルト挙動計測, OSV, 岩盤不連続面, 相互挙動

研究の目的

トンネル周辺のロックボルトの支保効果を評価することはトンネル実務における最も重要な工学上の課題の一つである。しかしながら、従来の測定機器では実際のロックボルト挙動、特に岩盤不連続面を受ける挙動を現場計測で特定することが難しかった。

本研究では、ロックボルト挙動を評価し得る新しい概念のロックボルトメータを、原位置で測定結果を認識できるOSV (On-Site Data Visualization) の概念を援用して開発し、その実用性を室内実験に

より検証した。



写真-1 筐体外観 写真-2 ワイヤー連結部

研究の概要

従来のロックボルト計はひずみゲージにより部分的なひずみを測定する方式であるため、不連続面近傍にひずみゲージが位置しなければ、不連続面挙動によるロックボルトひずみを測定することができない。開発したロックボルトメータは写真-1に示すように、よりロックボルト任意点と頭部を結ぶワイヤの相対変位を、LED発光色によって表示する方式を採用したため、ワイヤ測定区間内に発生した変位であれば、発生箇所にかかわらず測定することができる。このため、ロックボルト支保効果を評価する上で重要である岩盤不連続面挙動の影響をロックボルト変形を把握することが期待される。

ここでは、開発装置の作動特性と基本的な精度を検証するため室内のロックボルト母材引張試験をまず実施し、次いで不連続挙動を模擬した载荷試験を

実施し、その測定結果に関する妥当性を検証した。

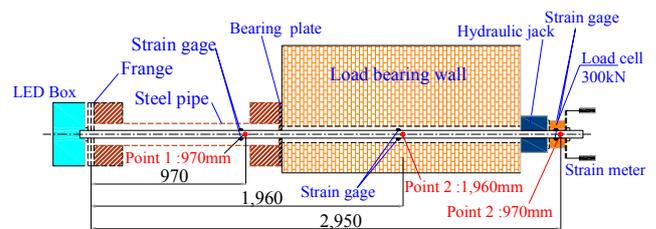


図-1 ロックボルト母材引張試験方法

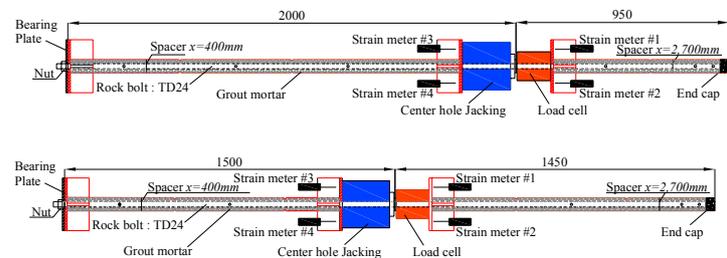


図-2 岩盤不連続面模擬試験模式図

研究の成果

ロックボルト母材引張試験、岩盤不連続面模擬試験とも、工学的に十分な精度でロックボルト挙動を把握し得ることを確認し、現地における実証実験へと移行することができた。

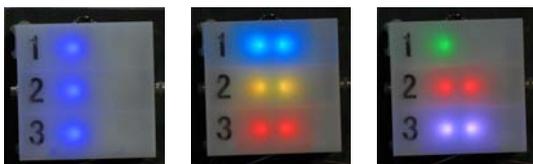


写真-3 载荷過程における発光色の変化

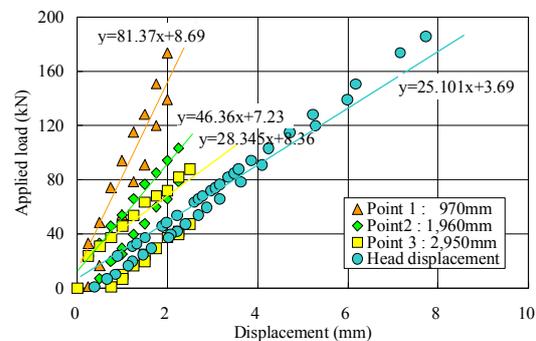


図-3 各測定点の载荷重-測定変位関係例

Development of New Rockbolt Meter Considering Rock Discontinuous Behavior

Hiroshi Yamachi Naoki Takahashi Masataka Nakagomi

Key Words : Measurement for Rockbolt Behavior, OSV, Rock Discontinuity, Interaction Behavior

建物の外構地盤における液状化被害低減型工法に関する研究

高橋 直樹 平田 裕一 宮田 勝利 高岡 雄二 西成田 由 瀬藤 慎一

キーワード：液状化，模型振動実験，間隙水圧消散工法，浅層混合処理工法

研究の目的

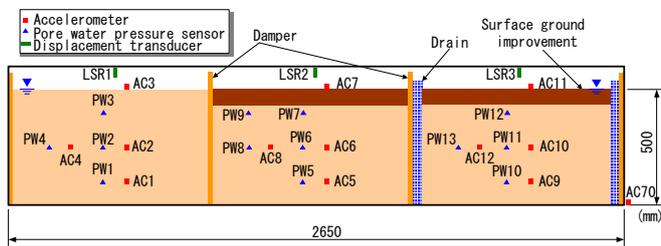
集合住宅における駐車場等外構部の液状化被害の低減を目指し、浅層混合処理およびドレーンの組合せによる低コストの液状化被害低減型工法の開発を進めている。本研究の目的は、重力場における模型

振動実験を実施し、表層改良体やドレーンが間隙水圧の上昇特性や地盤の応答特性に与える影響について調べるとともに、それぞれの沈下低減に対する効果を検討することである。

研究の概要

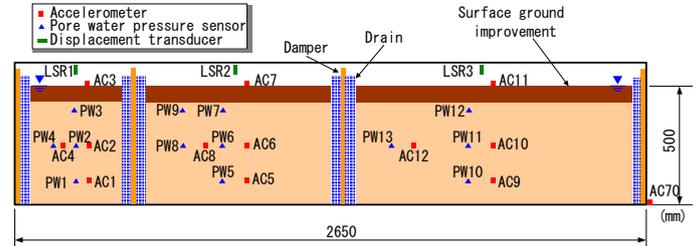
図-1 および図-2 は実験模型の概要を示したものである。CASE1 は対策工の有無に着目したものであり、CASE1-1 は無対策、CASE1-2 は浅層改良のみ、CASE1-3 は表層の改良体にドレーンを加え

たものである。一方、CASE2 はドレーンの排水距離の違いに着目したものであり、それぞれの土槽幅は排水距離の比が1:2:3の割合になるように設定した。



(a)CASE1-1 (b)CASE1-2 (c)CASE1-3

図-1 実験模型の概要 (CASE1)



(a)CASE2-1 (b)CASE2-2 (c)CASE2-3

図-2 実験模型の概要 (CASE2)

研究の成果

図-3 は CASE1 における沈下量の時刻歴を示したものである。200Gal 加振時の沈下量について、無対策 (CASE1-1) の沈下量は加振に伴って増大し、最終的な沈下量は約 6cm となった。一方、CASE1-2 の沈下量は加振直後にはそれほど大きく生じないものの、加振後 90 秒以降、改良体周辺からの噴砂を伴って増大し続け、最終的な沈下量は約 2cm となった。これに対してドレーンを設置した CASE1-3 の沈下量は主に加振時のみに増加し、加振終了後における沈下量の増加分はわずかであった。本ケースの最大沈下量は約 1.5cm であり、ドレーンがない CASE1-2 よりも小さな値であった。このことから、表層の固化体には沈下量低減効果があること、そしてドレーンを加えて過剰間隙水圧の消散を促進する

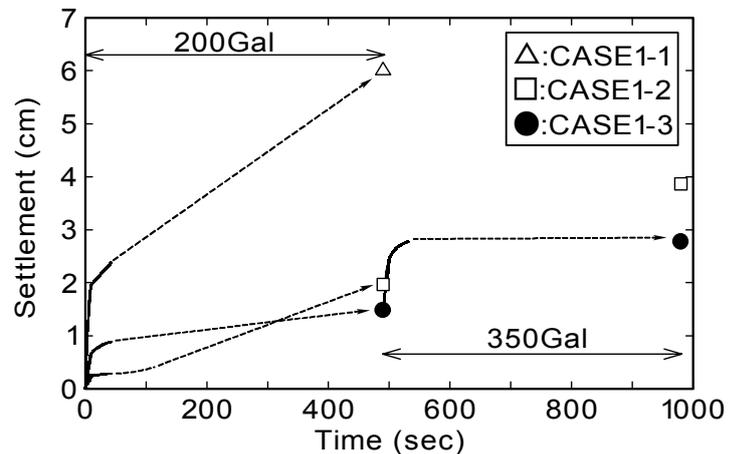


図-3 模型沈下量の時刻歴 (CASE1)

と沈下量の低減効果が高まるのがわかる。

Study on the Construction Method Reducing Liquefaction Damage
in the Exterior Ground of Buildings

NAOKI TAKAHASHI YUICHI HIRATA KATSUTOSHI MIYATA
YUJI TAKAOKA YU NISHINARITA SHINICHI SETOU

Key Words : Liquefaction, Shaking Table Test, Drain Method, Shallow Mixing Method

的場高架橋工事におけるホタル生息環境保全の取り組み

黒川 幸彦 杉村 悟 紙永 祐紀 田中 寛之

キーワード：生物多様性保全，ホタル，生息環境，ホタルビオトープ

研究の目的

生物多様性保全に対する取り組みの一環として、的場高架橋工事（静岡県浜松市）において、ゲンジボタルの生息環境保全に取り組んだ。的場川は多くのホタルが見られる川として有名であり、ホタルの生息環境保全が施工時の課題のひとつであった。

そこで、生息環境への影響を最小化するための施

工方法や、生息域の拡大を図るためのビオトープ設置など新たな取り組みを計画し実施するとともに、工事着手前から継続した調査を行なってその生息環境保全の効果を検証し、今後の企業活動に生かすこととした。

研究の概要

ホタル生息環境保全への取り組みについては、①環境影響を抑制する施工方法、②環境意識向上に関する活動、③ホタルビオトープの設置を中心とし、富士常葉大学・山田辰美教授に協力を要請、その指導のもとに、中日本高速道路株式会社、地元自治会、富士常葉大学、NPO 法人「里の楽校」と協働して環境保全活動を展開した。

橋梁の架設には支保工を用いないプレキャストセグメントによる張出し架設工法が採用されており、的場川周辺の河川空間を確保した上で、ゲンジボタルの生態に配慮して作業内容・工程を調整しつつ工事を進めた。

また、毎年6月にホタル鑑賞会を開催するとともに、地域の子供たちを対象とした自然体験学習の場を設け環境意識の向上に努めた。

ホタルビオトープはその生息域の拡大を目的として架設中の橋梁下に設置した。ビオトープの大きさは約 30m×8.5m=255 m²で、復元河川を中心に、岩、樹木、草地を配置した形式である。造成後にホタルの餌となるカワニナやカエルなどの的場川の生物を移植し、セキショウ、ミズゴケ等の水辺の植物を配した。



写真-1 ビオトープ全景

研究の成果

工事によるホタル生息環境への影響の有無を把握するため、工事着手前から3年間、ホタル成虫および幼虫の生息密度調査等を実施した。毎年、成虫の飛翔は架設工事中の橋梁直下の区域で最も多く確認され、また、ビオトープ内でもホタル幼虫の生息が確認された。全体として、工事着手前と同等程度以上の個体数が維持されており、施工上の工夫や環境保全活動によって工事の影響を最小限に抑止できたと考えている。

今後の企業活動にこうした積極的な環境保全活動を展開してゆくことで、生物多様性の保全、豊かな自然環境の確保を目指したい。

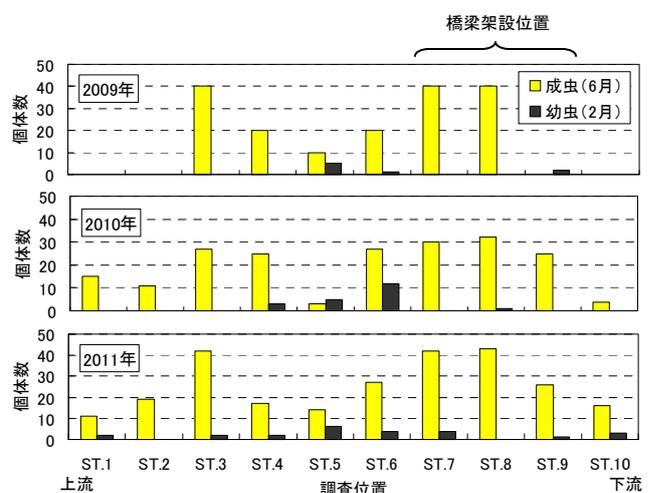


図-1 ホタル生息密度調査結果

Firefly Habitat Conservation in the Matoba Viaduct Construction Site

YUKIHIKO KUROKAWA SATORU SUGIMURA YUKI KAMINAGA HIROYUKI TANAKA

Key Words : Biodiversity Conservation, Firefly, Habitat, Firefly Biotope

照明による陰影と色空間を利用した変状抽出手法

塩崎 正人 掛橋 孝夫

キーワード：デジタル画像, LED ライト, 変状抽出, 色空間

研究の目的

近年、既設建造物の劣化度調査が行われる際、従来の近接目視点検・接触式計測と並行して、デジタルカメラ・ビデオカメラを利用した画像計測手法が普及しつつある。画像計測を用いたコンクリート表面の変状調査では投光器を用いることが一般的であり、筆者らは、この照明による陰影を利用した段差・ひび割れといった変状抽出手法の

実用化に向けた研究を進めている。

一方で、画像計測では汚れと変状の区別が困難であり、変状抽出には経験者による確認が必要である。この選別に関して照明と色空間を用いた判別手法を提案し、維持管理分野での計測技術向上を図ることを目的としている。

研究の概要

本手法は、変状箇所を撮影する際の照明によって生じる陰影から、二値化処理した画像の差分を算出することで変状を抽出するものである。特に段差箇所については陰影に顕著な差が生じるため、容易に変状を抽出することができる。

また、画像計測では変状（段差・ひび割れ等）と汚れを区別することが困難である。このため、HSL色空間を利用した判別方法を考案し、スス等で汚れた箇所についても、変状を数値的に捉える研究を進めている。

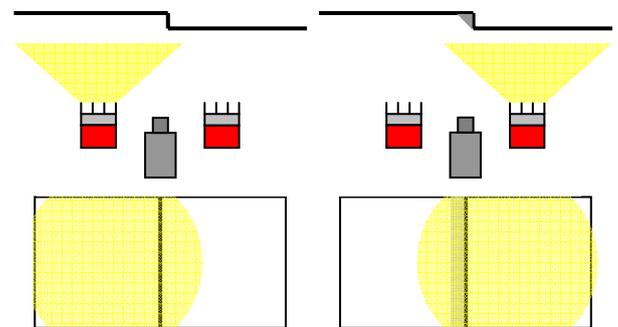


図-1 投光方法の違いによる段差部の陰影の変化

研究の成果

左右別々に投光した画像を二値化処理し、その画像の差分処理を行うと、段差による影の部分だけが抽出されることが判る。照明によって生じる陰影はコンクリート表面の変状であり、本手法は一般的な計測機材、簡単な解析手法を用いることで変状抽出が可能である。暗所における簡便な変状抽出手法として活用を期待している。

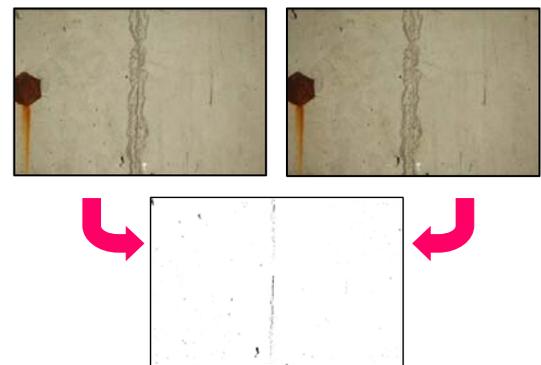


図-2 二値化・差分処理による段差抽出

また、コンクリート表面の汚れや文字といった誤認識箇所については、デジタルビデオカメラを用いた移動計測、単色光とHSL色空間を利用した変状抽出手法により、自動抽出の可能性を見いだしている。

これらの手法を組み合わせることで、簡便な変状抽出が可能となり、トンネルにおける竣工検査や既設トンネルの調査へと活用できると考えている。



写真-1 トンネル画像計測車両（試作版）

Crack Detection using Shade or Color Space by Floodlight

MASANDO SHIOZAKI TAKAO KAKEHASHI

Key Words : Digital Image, LED Light, Crack Detection, Color Space

粘性制震壁を有する高層鉄骨造建物の振動特性評価

鈴木 亨 川島 学

キーワード：高層建築物，粘性制震壁，常時微動，地震波，システム同定

研究の目的

近年，高層建築物では地震・強風時の振動対策として建物に減衰装置を取り付けることが多くなっている。減衰装置が取り付けられた建物の減衰性能については，解析等によって検討が行われているが，実建物においての検証データは十分とはいえない。

筆者らは，千葉県内に建つ，粘性制震壁が取り付けられた高層鉄骨造建物において，その振動性状を把握し建物内に設置された粘性制震壁の効果を検証するために，以下に示す一連の振動測定を行なった。

- ・常時微動測定
- ・強制振動測定
- ・実地震動観測
- ・台風時振動測定

本報では，上記に示した一連の振動測定の結果について報告するとともに，粘性制震壁が設置された建物の振動特性を，振幅依存性に着目して検討した結果について報告する。

研究の概要

各測定は，建物の各階に速度センサーを設置することによって実施した。また，5階 EPS 内に設置された Y 方向粘性制震壁の内鋼板と外鋼板に歪式変位計を取り付けることによって，粘性制震壁の挙動を記録することとした。人力加振は 20 階のホール中心付近で，複数人（約 30 名）が体重移動を繰り返すことによって行った（写真-1）。



写真-1 人力加振の状況

研究の成果

実地震動測定において，外構板，内鋼板間には時間軸においてずれが見られ，内構板の変位が極大となるときの外鋼板の変位がほぼゼロとなる傾向にあった。これは，両者の間に約 90 度の位相差があることを示しており，ここから，地震時において粘性制震壁が速度に依存した粘性減衰力を発揮していることが確認された（図-1）。

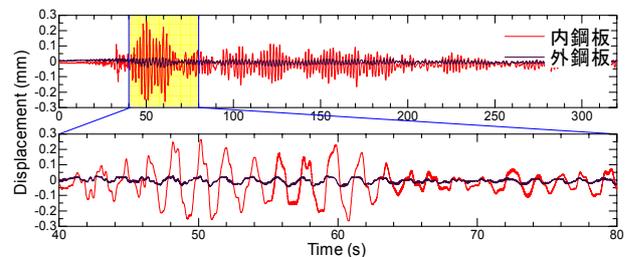


図-1 粘性制震壁の変位時刻歴

粘性制震壁による付加減衰効果は応答振幅に依存し，得られたデータの範囲では応答振幅が大きいほど増加した。人力加振実験（常時微動時の応答振幅の 10 倍程度）では，若干の減衰増加が認められる程度であったが，地震観測時には， 10cm/s^2 以下の小さな入力にもかかわらず，建物の応答振幅は常時微動時の 100 倍以上となり，明らかな付加減衰効果が認められた（図-2）。

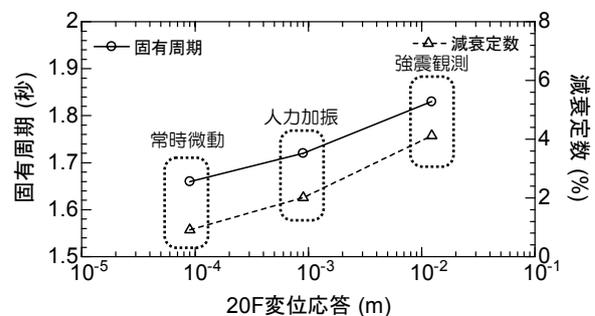


図-2 固有振動数と減衰定数の振幅依存性

Vibration Characteristic of a High Rise Structure with Viscous Damping Walls

TORU SUZUKI MANABU KAWASHIMA

Key Words : High-rise Building, Viscous Damping Wall, Microtremor, Earthquake Ground Motion,

System Identification

平鋼を下弦材に用いた組立て梁の動的繰返し曲げ载荷実験

江頭 寛 小坂 英之 小林 知己 土居 和雅 梅木 俊毅

キーワード：組立て梁，平鋼，継手部，疲労，累積損傷度

研究の目的

平鋼を下弦材に用いた組立て梁で支持される物流倉庫の床構造の研究開発を行っている。本小梁は小断面の形鋼で構成され，軽量化と原価低減を図った構造となっている。本小梁の上弦材と下弦材を接合

する4種類の継ぎ手部の疲労性状を検証するために，建物の供用期間中の大型トラックの走行回数を想定した動的繰返し曲げ载荷実験を行った。また，疲労後の静的曲げ载荷実験を行い，耐力を検証した。

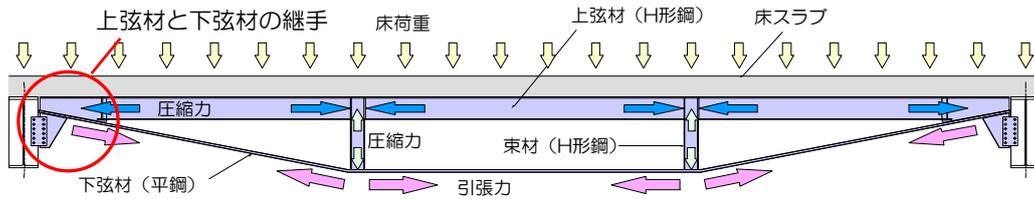


図-1 構造概要図

研究の概要

試験体は実スケールの1/2を想定した内法スパン5mのESB1, ESB2, NB1の3体である。ここで，NB1は，H形鋼の単一梁を模擬した比較用試験体である。ESB1の上弦材と下弦材の継手部は，高強度鋼(SM490)の下弦材を，斜めに隅切りした上弦材のウェブに溶接接合した継手方法(1A, 1B継手)となっている。ESB2は，へ字に折り曲げた普通鋼(SS400)の下弦材の端部を上弦材の下面に接合した継手方法(2A, 2B継手)となっている。動的繰返し加力は，17tおよび25tトラックの輪荷重を模擬したケース1, 2の2種類とした。ケース1, 2の荷重振幅は，それぞれ75kNと110kN，繰返し回数の目標値は，それぞれ70万回，30万回の合計100万回である。

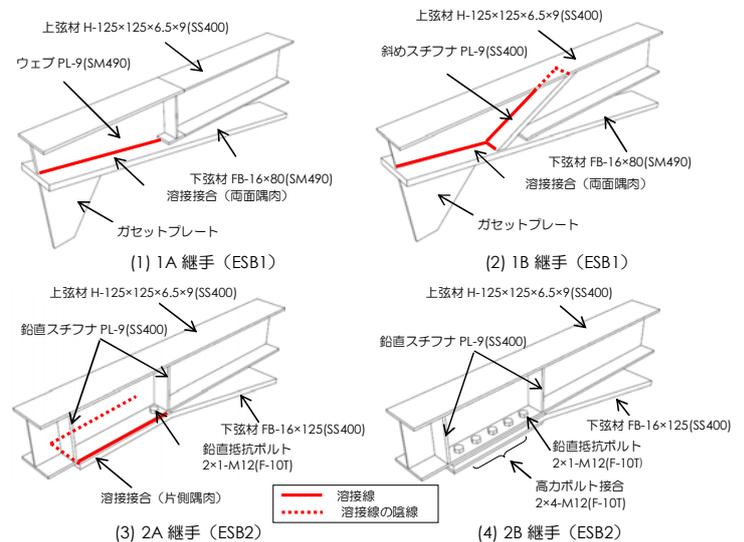


図-2 上弦材と下弦材の継手方法

研究の成果

本実験結果より以下の知見を得た。

- ①NB1を含むすべての継手部は，疲労破壊を生じることなく，目標値の100万回を超える繰返し加力数に達し，当該部の健全性を確認した。
- ②鋼構造設計規準による各継手部の累積損傷度は0.30~0.63と試算された。各継手部は疲労破壊に対して十分な余裕を有していると推測される。
- ③疲労後の静的曲げ载荷実験による ESB2 の最大荷重は，下弦材降伏時の耐力計算値の1.1倍程度となり，疲労の影響は確認されなかった。



写真-1 加力状況

表-1 各継手の累積損傷度の検討結果

試験体	継手記号	ケース1			ケース2			累積損傷度D [ni/Ni]
		繰返し回数	応力振幅 $\tau_a(\sigma_a)$ N/mm ²	損傷度 n_1/N_1	繰返し回数	応力振幅 $\tau_a(\sigma_a)$ N/mm ²	損傷度 n_2/N_2	
ESB1	1A	700,000	47	0.03	1,214,885	68	0.28	0.31
	1B	700,000	41	0.01	889,438	73	0.29	0.30
ESB2	2A	700,000	59	0.08	485,810	93	0.54	0.63
	2B	700,000	(84)	0.07	1,252,129	(133)	0.54	0.61
NB1	梁中央下フランジ	700,000	(81)	0.04	1,000,017	(133)	0.29	0.33

Dynamic Cyclic Bending Tests of the Built-up Beam Composed of Small Section Members and Flat Bar as a Lower Chord

HIROSHI EGASHIRA HIDEYUKI KOSAKA TOMOMI KOBAYASHI KAZUMASA DOI TOSHITAKE UMEKI

Key Words : Built-up Beam, Flat Steel Bar, Joint, Fatigue, Accumulated Damage Ratio

端部にスリットを有する変断面壁梁の実験およびモデル化の検討

松永 健太郎 小坂 英之 新上 浩 小田 稔 廣邊 琢也 野口 恭司

キーワード：スリット，開口，変断面，ひび割れ，せん断剛性低下率，モデル化

研究の目的

高い剛性・耐力を有する鉄筋コンクリート造の耐震壁は、配置による偏心率の増大や地震時の基礎の引き抜きなどの一因となり、構造設計上の制約を受けることがある。

本研究では、建物全体の剛性調整の自由度を向上させることを目的とし、耐震壁の床レベルに水平ス

リットを、柱一壁板間の下部に鉛直スリットを設け、耐震壁を変断面壁梁として扱うこととした。

本報では、変断面壁梁の加力実験を実施し、壁板のひび割れ状況、ひずみ性状、最大耐力および設計時のモデル化について検討した。

研究の概要

試験体は、柱一壁板間の下端から部分的に鉛直スリットを設けた部位と、バルコニー部の隣戸への避難経路となる開口を設けた部位を想定した、変断面壁梁 2 体である。縮尺率を約 85%とし、梁幅を 195mm，中央部断面のせいを 2580mm とした。

試験体を 90 度回転させ、片持梁形式で 2000kN ジャッキにより正負交番繰返し载荷を行った。

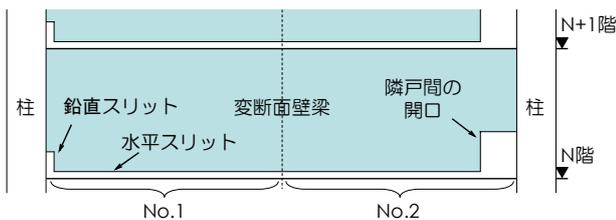


図-1 試験体の想定部位



写真-1 加力状況

研究の成果

壁部材の短期許容せん断力相当を加力した後の残留せん断ひび割れ幅は 0.05mm 以下であり、損傷程度は比較的小さいことを確認した。最大耐力の実験値は RC 規準の曲げ耐力略算式による計算値と良く対応した。変断面壁梁のせん断剛性低下率は、RC 規準の壁部材の算定式による値より小さいことが明らかになった。ファイバーモデルによる曲げばねとせん断変形角 0.2% 時のせん断剛性低下率を 0.1 としたせん断ばねを用いた。線材モデルの解析結果は実験結果と良い対応を示し、モデル化の妥当性を確認した。

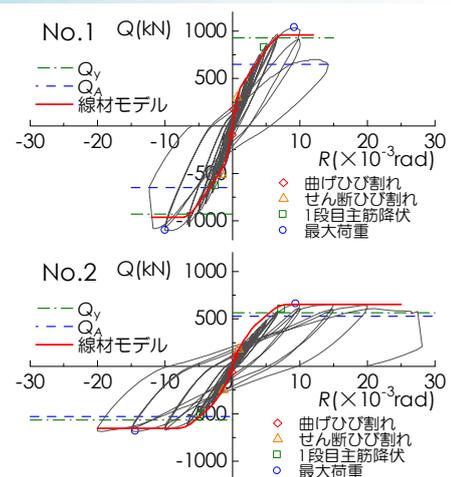


図-2 荷重—変形角関係

Loading Tests and Modeling of Non-uniform Wall Girders
with Vertical Slits along Columns

KENTARO MATSUNAGA HIDEYUKI KOSAKA HIROSHI SHINJO MINORU ODA
TAKUYA HIROBE YASUSHI NOGUCHI

Key Words : Slit, Opening, Non-uniform Cross Section, Crack, Shear Retention Factor, Modeling

品質や安全面のリスク低減を目的とした労務環境の可視化・分析

手塚 慎一 蓮尾 孝一 戸倉 健太郎 深谷 学

キーワード：施工体制，労務管理，入退場管理，品質確保，安全確保，可視化

研究の目的

総合建設業が管理する建築の作業所では、さまざまな職種の専門工事会社に所属する多くの作業員が日々入場し、工事が進められる。そのため、品質・安全・コスト・工期など、すべての施工管理項目の良否は、専門工事会社の施工体制や、そこに所属する作業員の技能などの、作業所内の労務に関する環境（以下労務環境）の影響を大きく受ける。そのような労務環境を掌握していくことを目的として開

発されたのが、「Foreman.net（フォアマン・ドット・ネット）」の「労務環境可視化機能」である。

本研究では、安全関係書類や入退場記録などの労務データを基に、さまざまな属性情報を持つ作業員を個人レベルで識別し、その集合体としての労務環境を可視化する手法を提案した。本手法を用いることで、労務面から波及するリスクを事前に予防する「予防型管理」への展開を目指している。

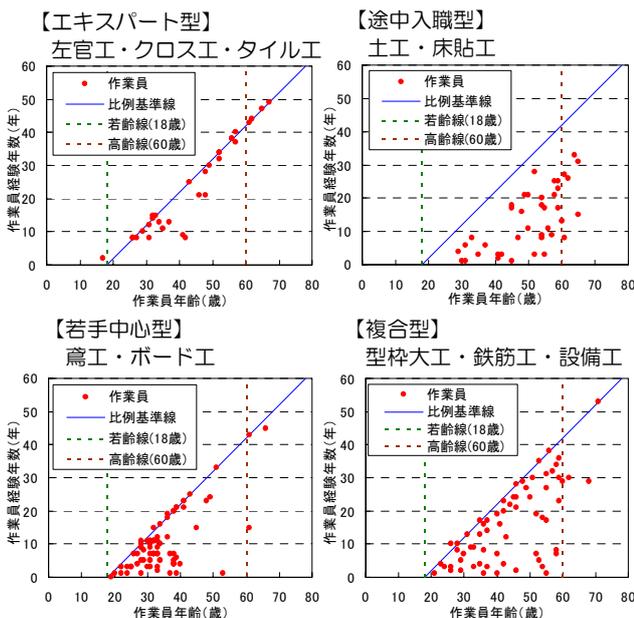
研究の概要

本研究では、作業員の「技能レベル」と「応援の大小」に着目した可視化手法を提案している。

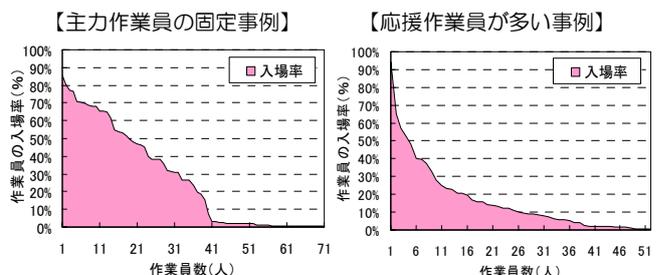
技能レベルの可視化では、作業員の「年齢」と「職種の経験年数」が技能レベルと関係すると位置づけ、

作業員の集合体である各職種の施工体制の傾向を分析した。可視化結果より各職種別の代表的な傾向を大きく4つの型（図-1）に分類するとともに、この可視化手法の活用事例を紹介した。

応援の大小の可視化では、施工体制として作業があった期間に対する個々の作業員の入場日数の割合を、割合が高い順に並べた「作業員の入場率分布図」（図-2）によって、主力作業員と応援作業員を可視化する手法を提案するとともに、工法による労務環境改善を可視化した事例を紹介した。



※グラフ中の点の一つ一つが個々の作業員を表す
図-1 作業員の年齢と経験年数の関係



※ 入場率 = $\frac{\text{作業員個人の入場日数}}{\text{施工体制としての作業日数}}$

図-2 作業員の入場率分布図

研究の成果

提案した可視化手法は、作業所に関わる全関係者が Foreman.net 上でタイムリーに活用可能な環境として提供されている。今後、作業員の高齢化や後継者不足などの問題から労務環境から波及するリス

クの割合が一層高くなっていくことを考えると、作業所内の労務環境を適正に評価し、リスクを最小化する「予防型管理」を実現していくことが、品質や安全確保のうえでますます重要になると考える。

Visualization and Analysis of Construction Work Environment for Quality Improvement and Accident Prevention

SHINICHI TEZUKA KOUICHI HASUO KENTARO TOKURA MANABU FUKAYA

Key Words : Construction Organization, Worker Management, Gate Management, Quality Control, Safety Management, Visualization

初期高温履歴による超高強度コンクリートの強度・自己収縮特性の不連続な変化とその機構

松田 拓 蓮尾 孝一

キーワード：超高強度，初期高温履歴，圧縮強度，自己収縮ひずみ

研究の目的

筆者らは、「超高強度ペーストの硬化体の生成プロセスは特定の温度条件で変化する」ことを推論し、これを前提に構造体コンクリートの品質管理において

「強度と自己収縮の予測式を最高温度 T_{max} の範囲で使い分ける方法」を提案した。本研究の目的は、この推論の検証と現象の解明である。

研究の概要

「同じバッチより採取した複数の試料（試験体）」に T_{max} の異なる温度履歴を与え、注水直後からそれ

ぞれの圧縮強度，自己収縮ひずみ，一軸拘束応力，結合水率， $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 含有量の時間変化を測定した。

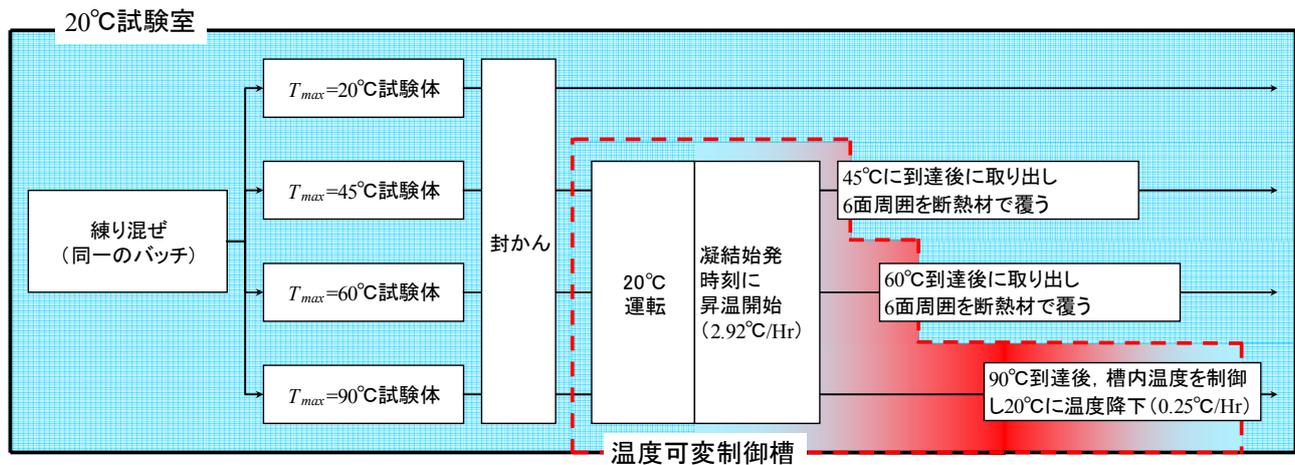


図-1 実験のフロー及び試験体の養生条件

研究の成果

実験結果の一部を図-2 に示す。

- 1) T_{max} が特定の閾値温度に達すると、強度・自己収縮・一軸拘束応力のいずれも著しく増進する。
- 2) このとき、結合水率がほとんど増加することなく $\text{Ca}(\text{OH})_2$ が著しく消費される。
- 3) 一軸拘束条件において T_{max} が閾値温度より低い場合、コンクリートの拘束ひずみが増加しても拘束応力が増加しない時期が存在する。

実験結果から冒頭の推論を検証した。すなわち、提案した強度・自己収縮の予測手法は物理化学的に妥当と示すことが出来た。

また、この現象の理由としてエトリンガイトと $\text{Ca}(\text{OH})_2$ がペーストを拘束すること、高温条件でエトリンガイトが脱水しボゾラン反応が活発化することを考察し、これに矛盾しない実験事実を示した。

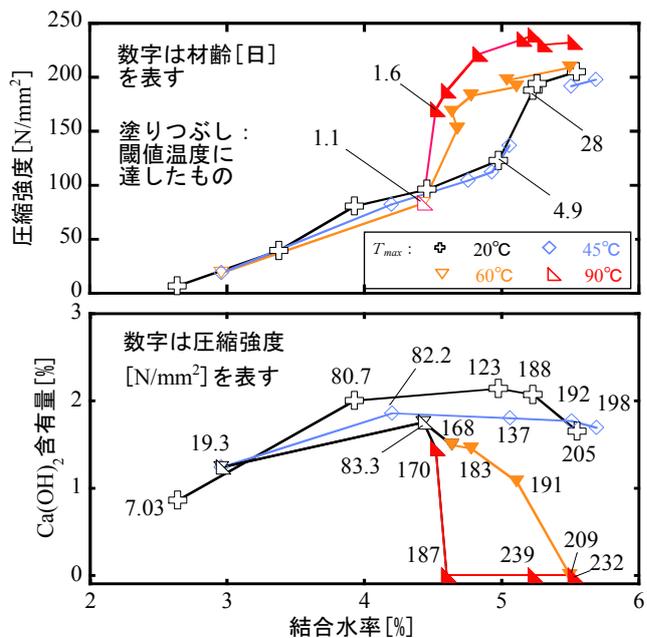


図-2 ペーストの強度と $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 含有量

Mechanism of Discontinuous Change on Strength and Autogenous Shrinkage Properties of Ultra-High-Strength Concrete under Early Heat Curing

TAKU MATSUDA KOICHI HASUO

Key Words : Ultra-High-Strength, Early Heat Curing, Strength, Autogenous Shrinkage

コア採取がコンクリート強度試験結果に与える影響

蓮尾 孝一 松田 拓 加納 嘉 河上 浩司

キーワード：高強度コンクリート，構造体強度，品質管理，コア強度

研究の目的

コンクリートの圧縮強度の管理手法として、あらかじめ構造体コンクリートと管理用供試体の差を確認し、コンクリートの調合や強度の合否を判定する方法が用いられている。特に高強度コンクリート分野では、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事」1997年版より、調合計画において管理用供試体強度と構造体コンクリート強度の差を設定する事とされた。この設定には、実際の部材を模擬した試験体によりコアボーリングにて圧縮強度試験用の供試体を採取して、構造体コンクリート

強度を確認するのが一般的である。コアボーリングによる供試体は、通常の鋼製型枠により製作した供試体と試験体寸法や精度などが異なり、それらが、圧縮強度試験結果に影響する可能性がある。

これらコア供試体の状態が圧縮強度試験結果に与える影響を把握するため、今回の実験では、温度履歴など養生の差異による影響をできるだけ排除した方法によって供試体を作製し、コア採取、端面処理、供試体サイズ等が圧縮強度に与える影響について確認した。

研究の概要

実験では、普通強度から超高強度領域までのコンクリートを検討の対象として、コンクリートの設計基準強度(F_c)30,60,100,150 N/mm^2 を想定した4種類のコンクリートについて確認した。コア供試体は直径43,63,100mmで縦横比(H/D)は2.0とし、また縦横比の影響を確認する目的で、直径63mmで

はH/Dが1.75(H=110.25mm)、および1.5(H=194.5mm)の供試体も作製した。表-1に供試体の要因と水準、表-2に試験体の種類を示す。表-1中の傾きは、図-1に示す様に水平方向、および垂直方向に任意に傾斜をつけた供試体である。

表-1 要因と水準

要因	水準
想定設計基準強度(N/mm^2)	30, 60, 100, 150
成型方法	鋼製型枠, コア採取
コアボーリング機	・コンクリート用 ・岩石用(63mmφの一部)
供試体直径	50, 100mm(鋼製型枠) 43, 63, 100mm(コア採取)
供試体縦横比(H/D)	2.0(鋼製型枠) 1.5, 1.75, 2.0(コア採取)
端面処理	通常研磨 通常研磨+キャッピング 精密研磨(63mmφの一部)
傾斜	水平:0.0, 0.25, 0.5° 垂直:0.0, 0.25, -0.25, 0.5°

表-2 試験体種類

採取方法	寸法(mm)	端面処理
鋼製型枠	50φ × 100(H/D=2.0)	通常研磨
	100φ × 200(H/D=2.0)	
コア	43φ × 86(H/D=2.0)	通常研磨 キャッピング 精密研磨
	63φ × 126(H/D=2.0)	
	63φ × 110.25(H/D=1.75)	
	63φ × 94.5(H/D=1.5)	
	100φ × 200(H/D=2.0)	

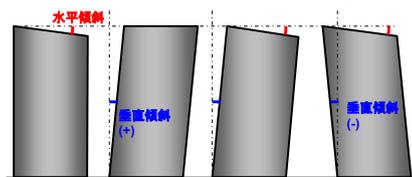


図-1 供試体傾斜

研究の成果

供試体サイズ・精度と圧縮強度の関係をまとめる。

- ①縦横比が2.0のコア供試体の平均圧縮強度は、直径100mm鋼製型枠の供試体より低い。またコンクリート強度が小さいものがその傾向が大きい。
- ②供試体の縦横比は、縦横比が小さくなるにつれて、圧縮強度が大きくなった。またその傾向は、JIS A 1107に規定された補正よりもやや大きい。
- ③想定 F_c30 では通常研磨よりキャッピングのほうがやや強度も高く、変動率も小さい。想定 F_c60

ではほぼ同等であるが、それ以上の高強度では通常研磨よりキャッピングのほうがやや強度が低く、変動率も大きくなる。精密研磨は想定 F_c100 で強度比が他より大きく、同じ直径での比較では、変動率が小さい傾向にある。

- ④供試体側面精度では、側面凹凸差が0.6~0.8mm以上になると、コア強度がやや小さくなる傾向にある。

Influence of Core-sampling on Results of Compressive Strength Tests

KOICHI HASUO TAKU MASTUDA YOSHIMI KANO HIROSHI KAWAKAMI

High-strength Concrete, Strength of Concrete in Structure, Quality Control, Strength of Core Specimen

「ふげん」原子炉本体解体に向けた AWJ 技術の適用性検討評価 —ステンレス鋼板の水中切断と研掃材再利用における性能把握—

丸山 信一郎 西尾 新一

キーワード：ふげん, 原子炉解体, アブレイシブウォータージェット (AWJ), 水中切断

研究の目的

(独)日本原子力研究開発機構「ふげん」原子炉本体(図-1)解体に向けたアブレイシブウォータージェット(AWJ)技術の適用性試験で、小型 AWJ 切断装置により炉内構造物の二重管模擬材の同時切断やステンレス鋼板 $t=150\text{mm}$ の厚板切断が可能なことを今まで確認している。しかし、「切断性能の更なる向上化方策」や「二次廃棄物量の低減化方策」の課題があり、これらの課題解決のために、ステンレス鋼板の切断試験と研掃材再利用における性能把握試験を行った。

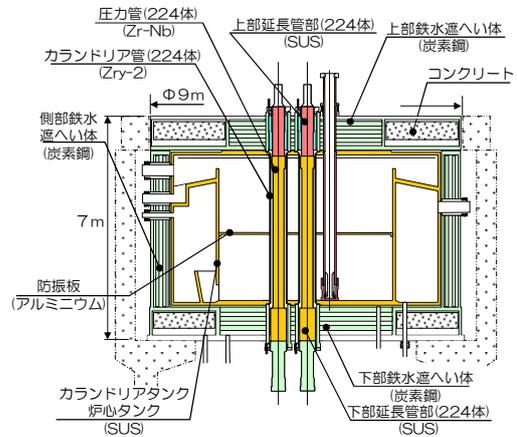


図-1 ふげん原子炉本体

研究の概要

「切断性能の更なる向上化方策」や「二次廃棄物量の低減化方策」の課題解決にあたり、以下の試験を実施した。

- ① ステンレス鋼板切断性能評価：SUS304 $t=150$ および 200mm を用いた水中切断試験(写真-1)
- ② 研掃材再利用における性能評価：バージン材に再利用材を混合させた研掃材ガーネットを用いた水中切断試験(写真-2)

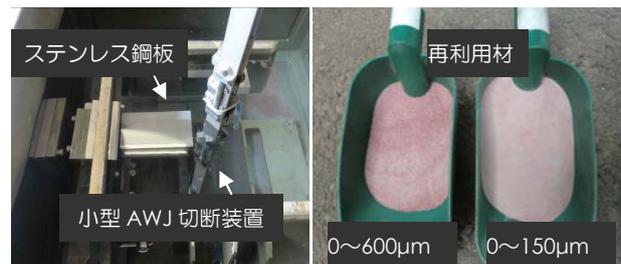


写真-1 ステンレス鋼板設置状況

写真-2 ガーネット再利用材

研究の成果

本試験の成果について、以下にまとめる。

- ① 小型 AWJ によりステンレス鋼板 SUS304, $t=200\text{mm}$ のワンパス切断に成功した(図-2)。今後、切断パラメーターの設定の検討より $t=200\text{mm}$ より厚い鋼板のワンパス切断の可能性がある。
- ② 再利用材適用における切断性能結果より再利用に最適な粒度(150~600 μm)が確認できた。今後、回収を含めた最適な再利用手順の検討へ移ることができる。

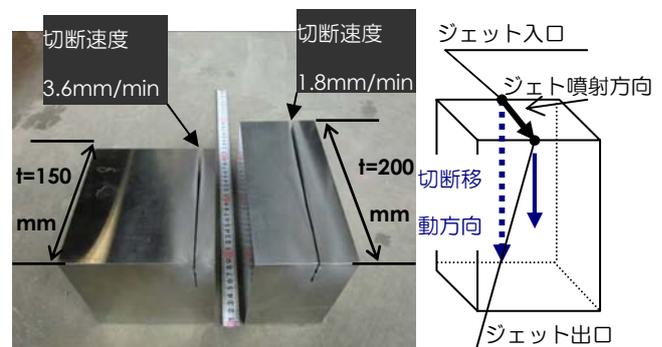


図-2 ステンレス鋼板の切断状況

Assessment of the Applicability of AWJ Technique for Dismantling the Reactor of “Fugen” - Performance of Underwater-Cutting Stainless Plates and Recycled abrasive -

SHIN-ICHIRO MARUYAMA SHIN-ICHI NISHIO

Key Words : Fugen, Reactor Dismantlement, Abrasive Water Jet (AWJ), Underwater-Cutting

論文・報告

容器構造物底版のせん断補強工法に関する実験的研究

An Experimental Study on Shear Reinforcing Methods of RC Base Plate of Vessel Structure

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

土木営業推進部 武富 幸郎 YUKIO TAKETOMI

土木営業推進部 高田 昭 AKIRA TAKADA

梁や板のせん断補強あるいは押抜きせん断補強工法として、鉄筋コンクリートの増打ちやせん断補強鋼材を追加配置するなどの方法が比較的多く用いられている。しかしながら、これらの方法は自重の増加や既設部の鉄筋を傷付ける恐れがあるなどいくつかの問題点を抱えており、これらを解決できる補強工法の開発が望まれている。著者らは、増打ちの厚さを小さく、かつ、打継ぎ界面を補強することを目的として、ビニロン短繊維混入コンクリートによる増打ちと高強度モルタルジベルを用いた工法を考案した。そして、梁や板のせん断実験によりその効果を確認した。

キーワード: せん断, 増打ち補強, ビニロン短繊維混入コンクリート, モルタルジベル

An additional concrete casting and adding reinforcing bar embedded into RC plates or beams are generally used as methods for improving shear capacity. Although these methods have disadvantage of increasing dead weight or causing damage to existing structure, more effective shear reinforcing methods have been needed. Authors have developed methods for shear reinforcement using vinyl short fiber concrete as added concrete and high strength mortar dubels setting into the boundary in order to reduce thickness of added concrete and to strengthen boundary surface. This paper shows effectiveness of this method by verifying the results of shear loading tests on concrete beams and slabs.

Key Words: Shear Capacity, Additional Concrete Casting, Vinyl Short Fiber Concrete, Mortar Dubel

1. はじめに

都市部の PC タンクなど貯水機能を有する容器構造物は、高度成長期にその多くが作られ更新の時期を迎えようとしている。旧耐震基準にしたがって設計されているそれらの構造物は、壁や底版のせん断耐力の不足が兼ねてより指摘されている。また、杭基礎を有する底版では、杭反力による押抜きせん断破壊が懸念される構造物も見受けられ、早急な補修・補強対策が望まれている。

壁や底版のせん断補強工法として、最も安価で効果が高い方法が鉄筋コンクリートの増打ちである。増打ちは、容易に曲げやせん断耐力、さらには押抜きせん断耐力を向上させることができるが、反面、自重の増加や容器構造物の場合では容量の低下などを招くなどの課題がある。一方、補強したい壁や底版に削孔した孔に新たなせん断補強鋼材を配置して、せん断補強する工法¹⁾も最近採用される例が増えている。これは、追加したせん

断補強鋼材が直接せん断力に抵抗するため、適切に鋼材が配置できれば極めて有効な工法と言える。しかしながら、斜めひび割れが跨ぐように追加補強鋼材を配置するためには、理論上配置間隔を壁や版厚さの 1/2 以下にしなければならず、相当量の削孔数が必要である。また、既設部の鉄筋を傷付けたり、鋼材配置後のグラウト充填不良があると漏水の原因になったりするなど課題がある。

著者らは、比較的施工が容易で既設構造物への影響が少ない増打ち工法に着目して、上記課題を改善する手法を考案した。増打ち厚さを小さくするために、コンクリートにビニロン短繊維混入コンクリートを使用し、これに、打ち継ぎ界面を補強するための高強度モルタルジベルを組み合わせた工法である。高強度モルタルジベルとは、圧縮強度が 180N/mm^2 を超える超高強度繊維補強モルタル（サクセム）の円柱をずれ止めとして用いたものである。これを既設部コンクリートの被り部分に削孔した孔に埋め込み増打ちすることで界面のせん断ずれを抑

えるものである。

ここでは、梁試験体のせん断試験および板試験体の押抜きせん断試験により補強の効果を確認したので報告する。

2. 実験の概要

(1) 梁のせん断試験

ビニロン短繊維を混入したコンクリート梁のせん断耐力は、斜めひび割れ位置での繊維の架橋効果により向上することが知られている^{2),3)}。増打ち部にビニロン短繊維混入コンクリートを用いた梁や板の実験^{4),5)}もいくつか行われており、せん断補強の効果が確認されている。これら試験体の破壊状況を見ると、打継ぎ界面で剥離が見られるなど、界面の処理が課題の一つであることが分かる。

そこで、界面補強工法として図-1に示す高強度モルタルジベル（以下、単にモルタルジベルと呼ぶ）を考案し、ビニロン短繊維混入コンクリートと併用してその効果を確認した。モルタルジベルは、材料に圧縮強度が 180N/mm^2 を超える超高強度繊維補強モルタル（サクセム）を用い、円柱に成形したものである。これを増打ち界面を跨ぐように配置して補強しようとするものである。試験体を図-1に示す。B-N試験体は通常のコンクリートで増打ちしたものである。B-VおよびB-VD試験体はビニロン短繊維混入コンクリートで増打ちした試験体でVDではモルタルジベルを併用している。

試験体は容量1万5千トン規模のPCタンク底版を想定し、その1/3の縮尺とした。60cm厚さの底版に対して45cmの鉄筋コンクリートの増打ちにより不足するせん断力を補う設計となっている。試験体形状は、既設部が厚さ200mm、増打ち部が150mmで、鉄筋量は実物の配置に合わせて、既設部にD10を65mm間隔で、増打ち部にD19を54mm間隔で配置している。増打ち部鉄筋の有効高さに対するせん断スパンの比は2.3である。帯鉄筋は配置していない。

打継ぎ面はチップングして増打ちコンクリートを打設した。モルタルジベルは鉄筋の被りコンクリート内に収まるように配置することを前提に、高さ40mmのジベルの半分を既設部へ埋込むこととした。埋込み方法は、コア削孔（φ50mm）により打継ぎ面に深さ20mmの孔をあけ、モルタルジベルを設置し、エポキシ樹脂で固定した。

ビニロン短繊維は、直径0.66mm、長さ30mmのもので、2.0vol.%の混入率とした。コンクリートの目標圧縮強度は、既設部が 30N/mm^2 、増打ち部は $40\sim 60\text{N/mm}^2$

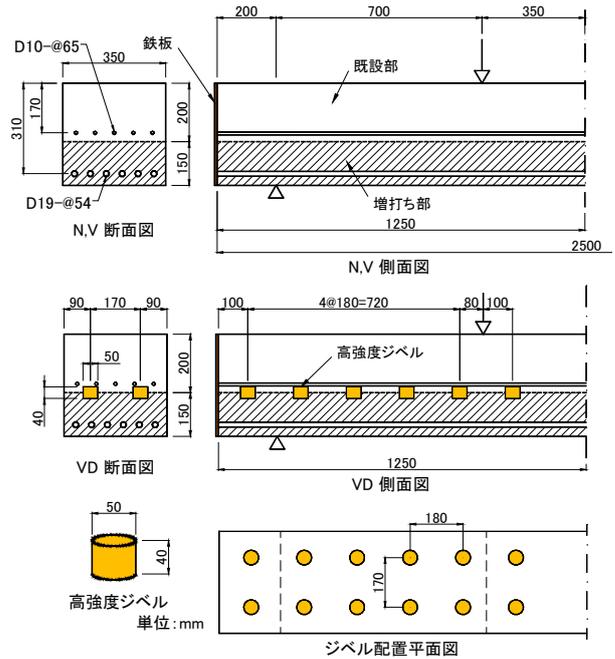


図-1 梁試験体の形状寸法

表-1 梁試験体の種類

試験体	増打ち部	打継ぎ目
B-N	普通コンクリート	—
B-V	PVA混入コンクリート	—
B-VD	PVA混入コンクリート	モルタルジベル

表-2 ビニロン短繊維混入コンクリートの配合

種類	粗骨材最大寸法	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)			
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
PVA	20	40	64.5	175	438	1043	583

ビニロン短繊維混入率は2.0vol.%。

表-3 コンクリートの材料特性値

部位		圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
既設部	B-N,B-V	30.6	2.79	29.0
	B-VD	49.2	3.63	30.7
増打ち	B-N	42.2	3.52	30.6
	B-V	62.5	5.31	29.5
	B-VD	65.4	5.54	28.6

表-4 鉄筋の材料特性値

鉄筋		降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
D10	B-N,B-V	360	504	186
	B-VD	361	498	190
D19	B-N,B-V	390	559	182
	B-VD	395	574	193

とした。このような増打ち補強においては、既設部と増打ち部で剛性（弾性係数）が異なると、界面で大きなせん断力を生じてしまう。そこで、増打ち部のコンクリートの弾性係数を既設部に合わせることを主眼として増打ち部の配合を決定した。一般的に、ビニロン短繊維混入コンクリートの弾性係数は同じ圧縮強度の普通コンクリートと比較して小さく、弾性係数を合わせるためには圧縮強度を大きめに設定しておく必要があるため、このような目標圧縮強度の設定となった。コンクリートの配合を表-2 に示す。また、載荷試験時のコンクリートの材料特性値および鉄筋の材料特性値を表-3、表-4 に示す。

次に、モルタルジベルの設計方法について以下に述べる。梁の打継ぎ面に作用する水平せん断力 H （梁軸方向の単位長さ当たり）は既設部と増打ち部で弾性係数が同じと仮定した場合、以下の式(1)で表される。

$$H = \frac{S \times Q}{I} \quad (1)$$

ここに、 S ：梁断面に作用するせん断力(N)、 Q ：打継ぎ面より上側の断面 2 次モーメント(mm⁴)、 I ：梁の断面 2 次モーメント(mm⁴)。

梁断面に作用するせん断力 S は、梁の計算曲げ耐力時の荷重で設定した。梁はせん断で破壊するように設計しているので、曲げ耐力時の荷重で設定すれば安全側となる。式(1)で計算した水平せん断力 H は 3.5N/mm² となる。この水平せん断力を打継ぎ面のせん断強度とモルタルジベルで協働して抵抗するものと仮定した。チップングした打継ぎ面のせん断強度を確認した 2 面せん断試験の概要とその結果を図-2 に示す。当該試験体の圧縮強度は試験時に 51.6N/mm² であったため、これを 30N/mm² に換算したせん断強度 (2.47N/mm²) を用いた。また、モルタルジベルのせん断強度 V は、コンクリート標準示方書⁶⁾の設計せん断伝達耐力におけるせん断キーのせん断耐力 V_k を参考に以下の式(2)で求めた。

$$V = 0.1 \times A_k \times f'_{cd} \quad (2)$$

ここに、 A_k ：モルタルジベルの断面積(mm²)、 f'_{cd} ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)。

以上の仮定に基づいた計算により、せん断スパン内の打継ぎ面に合計 16 個のモルタルジベルが必要となり、図-2 のように配置することとした。(2) で述べる板の増打ち補強におけるジベルの配置も同様の方法で計算し



写真-1 モルタルジベルの配置

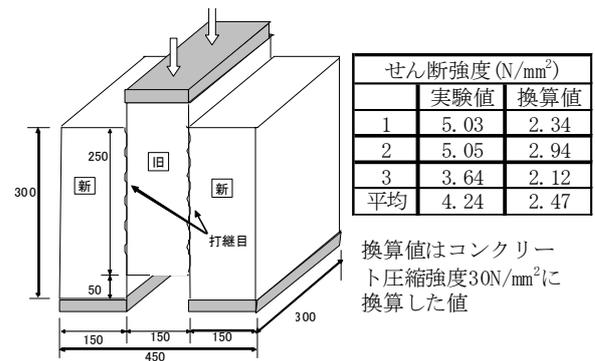


図-2 チッピング面のせん断強度試験

表-5 板試験体の種類

試験体	増打ち部	打継ぎ目
S	—	—
S-N	普通コンクリート	—
S-VD	PVA 混入コンクリート	モルタルジベル

た。

試験体は 4 点曲げで、一方向単調に載荷した。荷重と梁のたわみ、鉄筋のひずみなどを計測した。

(2) 板の押抜きせん断試験

押抜きせん断試験体の種類を表-5 に、形状寸法を図-3 に示す。試験体は既設部が厚さ 200mm、増打ち部が 60mm で、梁試験体と既設部の厚さは同じであるが、増打ち部は押抜きせん断に対する補強のため、このケースでは 60mm となった。板の大きさは 1800×1800mm、単純支持条件で支持間隔は 1500mm である。

試験体数は 3 体で、無補強の試験体を S、普通コンクリートで補強した試験体を S-N、ビニロン短繊維混入コンクリートとモルタルジベルを併用して補強した試験体を S-VD と呼ぶ。

既設部の補強鉄筋は D13 を 125mm 間隔で配置している。鉄筋径は異なるが鉄筋量は梁試験体 (D10@65mm) と同等である。増打ち部は D6 を 50mm

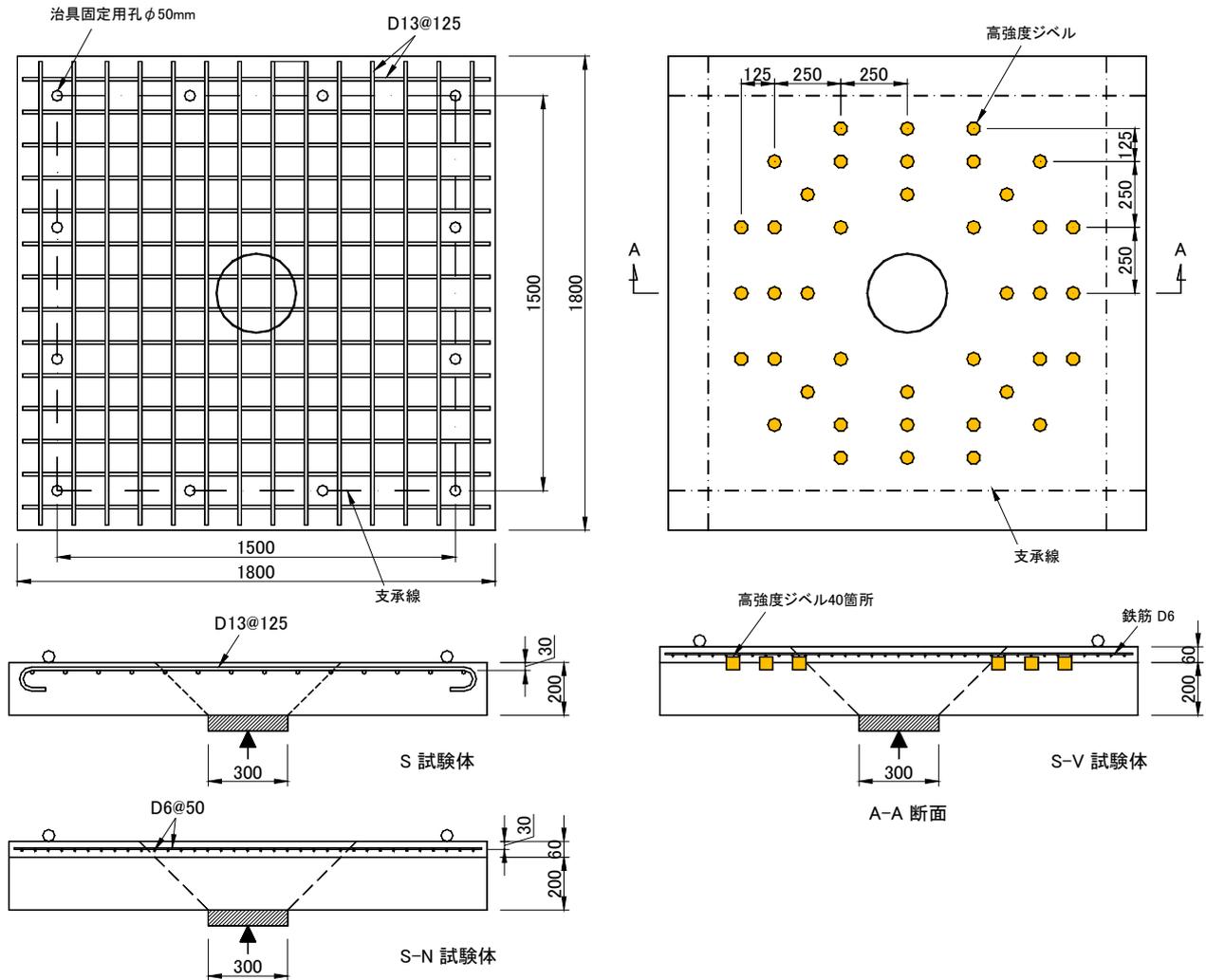


図-3 荷重-梁中央変位

間隔で配置した。既設部表面をチップングした後、モルタルジベルを図のように 40 箇所配置した。材料特性値を表-6、表-7 に示す。

荷重方法を図-4 に示す。試験体の下にジャッキを設置し、試験体の上に支承となる鋼製枠を置いて PC 鋼棒で実験室の床に固定した。PC 鋼棒位置にはすべてセンターホール型の荷重計を設置し、その合計値を荷重荷重と定義した。荷重の際に各荷重計の値がばらつくとも試験体に本来作用しないねじり荷重等が作用する可能性があるため、荷重初期に PC 鋼棒のナットの開け閉めにより荷重が均等に作用するよう調整した。試験体に設けた貫通孔は、PC 鋼棒の径に対して十分余裕を持たせており、試験体の変形がその位置で拘束されることがないように配慮した。荷重は一方向の単調とした。

表-6 コンクリートの材料特性値

試験体名	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
S	25.6	—	26.7
S-N	既設部	25.8	—
	増打ち	29.4	—
S-VD	既設部	37.5	2.90
	増打ち	76.9	4.76

表-7 鉄筋の材料特性値

鉄筋	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
D6	375	558	189
D13	367	562	188

3. 実験結果

(1) 梁のせん断実験

図-5 に梁中央の変位と荷重の関係を、図-6 にひび割れ状況を示す。B-N 試験体は 320kN 時に既設部と増打ち部の界面を跨ぐように斜めひび割れが発生したが、荷重

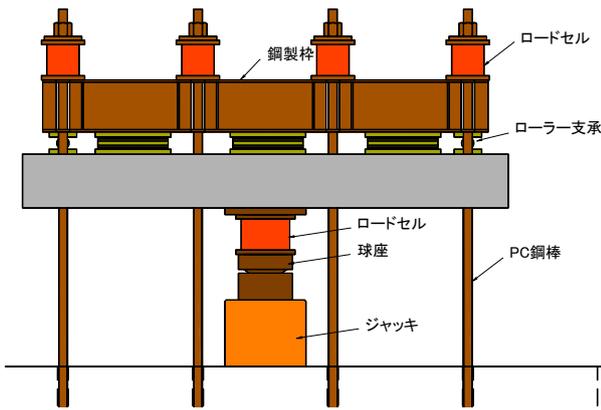


図-4 板の荷重方法

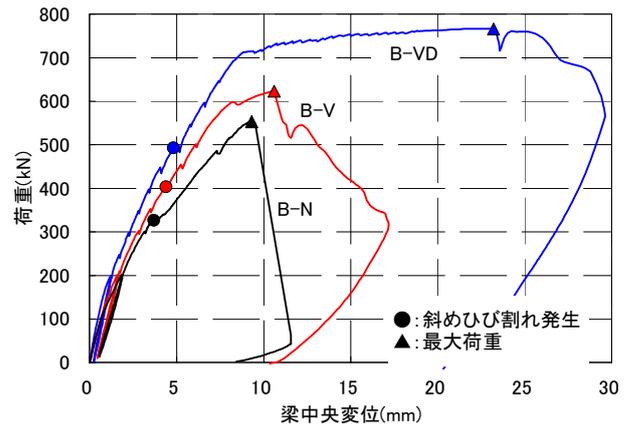


図-5 梁中央変位と荷重の関係

の低下は見られず 550kN で斜め圧縮破壊した。せん断スパン比が小さいため、タイドアーチが形成されて荷重が増加したと考えられる。図-6 に示すように、増打ち部に生じた曲げひび割れは界面に達すると界面に沿って水平方向に進展することが分かる。ただし、このひび割れは荷重の増加とともにさらに進展したり幅が増加したりするようなことはなかった。

増打ち部にビニロン短繊維混入コンクリートを用いた B-V 試験体は 400kN で斜めひび割れが生じた。その後も荷重は増加し、一部鉄筋の降伏が見られ 623kN で B-N 試験体と同様に斜め圧縮破壊した。B-V 試験体も、界面に沿ったひび割れが見られたが、B-N 試験体よりも長さは短い。最大荷重は、B-N 試験体よりも約 13%上昇した。

B-VD 試験体は、既設部・増打ち部ともコンクリート強度が比較的大きく、他の2つの試験体と比較して梁の剛性が比較的大きく推移した。梁は 500kN で斜めひび割れが発生したが、その後も大きく荷重が増加し、700kN を超えると鉄筋が降伏し始め荷重の増加が緩やかになった。その後変位が大きく増加して 766kN で曲げ破壊した。B-VD 試験体も若干ではあるが界面に沿ったひび割れが見られるが、ひび割れ長さや幅が増加するようなことはなく、耐力や耐荷性状には影響していないと考えられる。梁の耐力は B-N 試験体と比較して約 40%増加した。

増打ち部にビニロン短繊維混入コンクリートを用いた B-V や B-VD 試験体は、ひび割れが定常状態に達したときの曲げひび割れの本数が B-N 試験体よりも大きく(図-6)、ひび割れの分散性を向上させる効果もあると考える。

試験体ごとにコンクリート強度に差があるので、実験結果だけでは補強の効果が明確になったとは言えない。そこで、既設部のコンクリート強度をもとに、せん断スパン比が小さい場合に実験結果との整合性が高い以下の

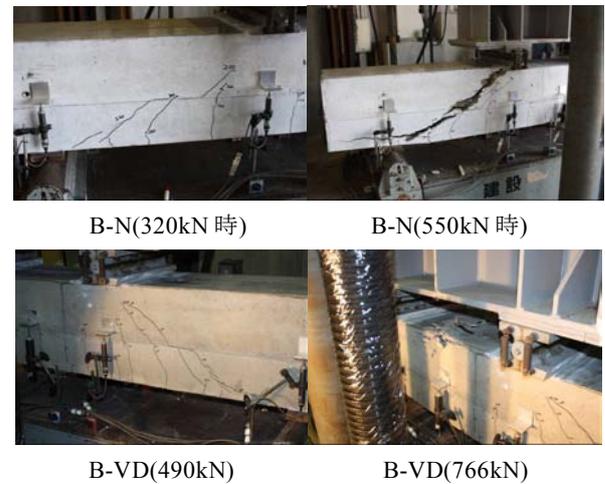


図-6 ひび割れの状況

表-8 耐力の比較

耐力	B-N(kN)	B-V(kN)	B-VD(kN)
実験値(E)	553	623	766*
計算値(C)	442	442	607
E/C	1.25	1.41	1.26

*: B-VD は曲げ破壊

式(3)⁷⁾で耐力の評価を行った。

$$V_{cal} = 0.24 \cdot f'_c{}^{2/3} \times (1 + 3.33 \times r/d) \times (1 + \sqrt{p_w}) \times b \times d / [1 + (a/d)^2] \quad (3)$$

ここに、 f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 p_w : 鉄筋比、 d : 鉄筋の有効高さ(mm)、 b : 部材の幅(mm)、 r : 支承や載荷板の長さ(mm)、 a : せん断スパン(mm)、である。既設部の鉄筋量は増打ち部と比較して少量なので、計算に当たっては増打ち部の鉄筋のみ考慮した。

表-8 に計算結果を示す。実験耐力と計算耐力の比は B-N 試験体で 1.25、B-V 試験体は 1.41 となり、増打ち部にビニロン短繊維混入コンクリートを用いたことによ

る耐力の増加は 16% $((1.41-1.25) \times 100)$ と言える。B-VD 試験体は曲げ破壊したため、モルタルジベルの効果が明確ではないが、ひび割れや破壊の状況から考えるとその効果は比較的小さいと考えられる。

(2) 板の押抜きせん断実験

図-7 に板中央変位と荷重の関係を示す。S 試験体は、150kN で板中央付近でひび割れが生じ剛性が低下した。その後、板中央付近での鉄筋に沿った格子状のひび割れや中央から板の四隅へ進展するひび割れが増加し、最後は 594kN 時に押抜きせん断破壊した。鉄筋は 400kN 程度で降伏ひずみ (1950μ) を超えていた。

普通コンクリートで増打ちした S-N 試験体は、300kN で板中央付近にひび割れが生じて剛性が低下した。その後、S 試験体と同様にひび割れが進展し、802kN で押抜きせん断破壊した。増打ち部の補強鉄筋は約 500kN で、既設部の鉄筋は約 700kN で降伏ひずみに達していた。耐力は S 試験体と比較して 35%の増加が見られた。

ビニロン短繊維混入コンクリートで増打ちし、モルタルジベルも配置した S-VD 試験体は、S-N 試験体と同様 300kN で板中央付近でひび割れが生じ始め剛性が徐々に低下し、最後は 956kN で押抜きせん断破壊した。増打ち部の補強鉄筋は約 550kN で、既設部の鉄筋は約 840kN で降伏ひずみに達していた。耐力は S 試験体と比較して 61%、S-N 試験体と比較して 20%の増加が見られた。

図-8 に試験体切断面の状況を示す。S 試験体は載荷端から支点に向かって斜めに押抜きせん断ひび割れが進展している。一方、増打ちした S-N 試験体では、支点に向かう斜めひび割れが増打ち界面に達した後、界面に沿ったひび割れとなって板端まで進展していた。増打ち界面を跨ぐひび割れもあるが、表面までは達していない。写真では、斜めひび割れが 2本観察できる。角度の浅い板中央寄りの斜めひび割れは、その幅が増打ち界面に近い側で大きくなっていることから、主ひび割れである左側の斜めひび割れおよび界面での剥離が生じた後に誘発された二次的なひび割れであると考えられる。

S-VD 試験体も同様に載荷端から支点方向に向かう斜めひび割れが生じている。増打ち界面に 3箇所あるモルタルジベルの下を進展するもの(上)とモルタルジベルを跨ぐもの(下、赤丸)が見られた。モルタルジベルを跨いだひび割れはジベル本体を破壊することなく、ジベル界面に沿ったひび割れとなって進展していた。板端ではひび割れは増打ち界面に沿って進展していた。以上から、今回のケースではジベルを配置しても界面での剥離を抑制する効果は小さかったものと考えられるが、ジベ

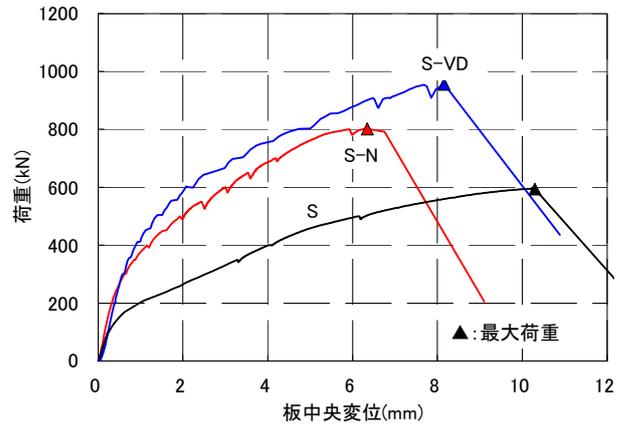


図-7 板中央変位と荷重の関係



(1)S 試験体



(2)S-N 試験体



(3)S-VD 試験体

図-8 板の切断面の状況

ルの埋込み長さを大きくするなどの対策が効果的と思われる。

各試験体でコンクリート強度が異なるので、強度を考慮した計算耐力と比較することで補強の効果を検討した。ここでは、コンクリート標準示方書⁶⁾の面部材の設計押抜きせん断耐力式(4)を用いた。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad (4)$$

ここに、 $f'_{pcd} = 0.20\sqrt{f'_{cd}}$ (N/mm²) f'_{cd} はコンクリートの設計圧縮強度ただし、 $f'_{pcd} \leq 1.2$ N/mm²、 $\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$ (d : mm) ただし $\beta_d \leq 1.5$ 、 $\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$ ただし $\beta_p \leq 1.5$ 、 $\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$ 、 u : 載荷面の周長(mm)、 u_p : 照査断面の周長(mm)で、載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定する。 d および p : 有効高さおよび鉄筋比で、二方向の鉄筋に対する平均値とする。

梁の場合と異なり、既設部の鉄筋量が比較的大きいことから、板の計算では既設部の鉄筋も考慮した鉄筋比を計算に用いた。また、鉄筋の有効高さも既設部の鉄筋を合わせた重心位置とした。コンクリート圧縮強度は既設部の値を用いた。

表-9 に計算結果を示す。実験耐力に対する計算耐力の比はいずれの試験体でも大差なく、今回の実験ではビニロン短繊維混入コンクリートおよびモルタルジベルの効果は確認できなかった。ただし、増し打ちすることにより押抜きせん断耐力が大きく向上することは確認できた。また、増打ち界面に沿ったひび割れの発生を防止することができれば、耐力をさらに向上させることが出来る可能性が示された。

4. まとめ

ビニロン短繊維混入コンクリートとモルタルジベルを組み合わせたせん断補強工法について、梁と板の実験を行い以下の点が明らかとなった。

- ①ビニロン短繊維混入コンクリートによる増し厚補強した梁のせん断耐力は普通コンクリートによる増し厚よりも 16%程度向上することが分かった。今回の梁の実験ではモルタルジベルの効果は確認できなかった。
- ②増打ちすることにより板の押抜きせん断耐力が大きく向上することが分かった。今回の実験ではビニロン短繊維混入コンクリートモルタルジベルの効果を定量的に明確にすることは出来なかった。

表-9 耐力の比較

耐力	S(kN)	S-N(kN)	S-VD(kN)
実験値(E)	594	802	956
計算値(C)	455	654	789
E/C	1.31	1.23	1.21

③板の押抜きせん断ひび割れは増打ち界面に沿ったひび割れを誘発する。今回の実験で用いたモルタルジベルではこれを抑制することは出来なかったが、ジベルの埋め込み深さを大きくするなどの改善で効果を得られる可能性がある。

参考文献

- 1) 小林靖典, 小林亨, 清宮理: 異形鉄筋の埋込みによるあと施工せん断補強工法に関するはりの載荷実験, コンクリート工学年次論文集 Vol.24, No.2, pp.1549-1554, 2002
- 2) 伊藤始, 岩波光保, 横田弘: PVA 短繊維で補強した RC はりのせん断耐力評価に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.774/V-65, pp.123-138, 2004.11
- 3) 田口史雄, 岸徳光, 三上浩, 栗橋祐介: PVA 短繊維の架橋効果による RC 梁のせん断耐力向上効果, コンクリート工学年次論文集 Vol.27, No.1, pp.283-288, 2005
- 4) 横山和昭, 鹿野善則, 紫桃孝一郎: 下面増厚した RC 梁のせん断補強効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.25, No.2, pp.1909-1914, 2003
- 5) 田口史雄, 岸徳光, 三上浩, 栗橋祐介: 短繊維混入吹付けコンクリートと AFRP メッシュを併用した RC 梁のせん断補強工法の提案, コンクリート工学年次論文集 Vol.26, No.1, pp.1779-1784, 2004
- 6) 2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2007
- 7) 二羽淳一郎: FEM 解析に基づくディーブビームのせん断耐力算定式の提案, JCI 第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-126, 1983

アラミド FRP 補強材の曲げ加工部の引張耐力の検討

Examinations of Tensile Strength at the Bended Portion on AFRP Rod

三加 崇 TAKASHI SANGA

篠崎 裕生 HIROO SIHOZAKI

ファイベックス(株) 小林 宣博 NORIHIRO KOBAYASHI

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

アラミドロッドを鉄筋の代替品としてスターラップ等で使用する場合には、曲げ加工部を有する。曲げ加工部は、直径に対して曲げ半径が小さいと引張耐力が低下し、大きいと直線部と同等の耐力とされている。これまでに、直径に対して曲げ半径が小さい場合では、研究がおこなわれている。ここでは、直径に対して曲げ半径が大きい場合の引張耐力への影響を確認するために引張試験を実施した。その結果、アラミドロッドの引張耐力は直径に対して5倍以下の曲げ半径では、直径に対して曲げ半径の比率が大きくなると引張耐力の低下が小さく、また、10倍および15倍では、引張耐力は若干低下するが差は見られなかった。

キーワード: アラミドロッド, 曲げ加工, 引張耐力

An AFRP rod used as a stirrup instead of a steel rod has a bended portion. Past researches have focused on only cases of small bending radius. In the studies, the influence of the large bending radius on tensile strength is checked by tensile tests. The larger the bending radius under 5 times radius to diameter (5d), the smaller the decrease of the tensile strength. The cases of 10 and 15 times (10d and 15d) showed slightly little decreased strength, but no influence of the diameters was observed.

Key Words: AFRP rod, Bending Process, Tensile Strength

1. はじめに

構造物の長寿命化が重視されている中、その方法として様々な方法が用いられている。例えば、塩害による鉄筋腐食に対しては、エポキシ塗装を行った鉄筋やコンクリート表面に塗装を行い、腐食や飛来塩分の浸透を防ぐことで、耐久性を向上させる方法などが用いられている。また、外ケーブルには、多重の防錆対策の処理が行われている。これらは、長期に渡って健全性を保持するために鋼材を腐食させないことが目的である。腐食に対して鋼材に代わる材料の一つがアラミド繊維である。アラミド繊維は、高強度で耐久性に優れていることから、鉄筋コンクリート構造の補強材や、プレストレスを構造物に導入するための緊張材として用いられている。

アラミド繊維をロッド状に製作して構造物の補強材として使用する場合に問題となるのが、曲げ加工部である。アラミドロッドは、製作時に曲げた状態で樹脂を硬化させる。曲げ加工部を有するアラミドロッドの引張耐力は、スターラップ等で用いられる鉄筋の最小曲げ半径

と同等程度である場合、引張耐力が低下することがこれまでの研究で明らかになっている^{1),2)}。しかし、ラーメン構造の隅角部などに用いる場合には、直径に対して曲げ半径が大きくなるが、曲げ半径が大きい場合の引張耐力に関する研究は報告されていない。

本報告では、アラミドロッドの曲げ半径を大きくした加工部への影響を確認する目的で引張試験を実施し、曲げ半径による引張耐力を確認した。

2. 試験体

本試験で対象としたアラミドロッドの規格値を表-1に示す。試験体に使用するアラミドロッド (FiBRA) は組紐状の形状であり、RA9, RA13 および RA15 の3種類である。試験体の種類を表-2に示す。アラミドロッドの曲げ半径は直径に対して2.5倍, 5倍, 10倍および15倍の4種類とする。試験体の形状を図-1~図-3に示す。試験体は、直線部と曲げ加工部からなる構造である。曲げ加工部の角度は180度で製作した。試験体数は各3体で

表-1 アラミドロッドの規格値

試験体名	RA9	RA13	RA15
公称直径 mm	9.3	13.7	15.7
公称断面積 mm ²	67.9	147	193
保証耐力 kN	85	172	225
ヤング係数 kN/mm ²	68.6		

表-2 試験体種類

曲げ半径		RA9	RA13	RA15
2.5倍 [*]	設計値	23.3	34.3	39.3
	鋼管半径	21.4	32.5	38.2
5倍 [*]	設計値	46.5	68.5	78.5
	鋼管半径	44.6	69.9	82.6
10倍 [*]	設計値	93.0	137.0	157.0
	鋼管半径	95.4	133.7	159.3
15倍 [*]	設計値	139.5	205.5	235.5
	鋼管半径	133.7	203.2	228.6

単位:mm

^{*}直径に対して

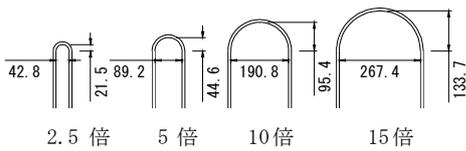


図-1 アラミドロッド曲げ加工試験体 (RA9)

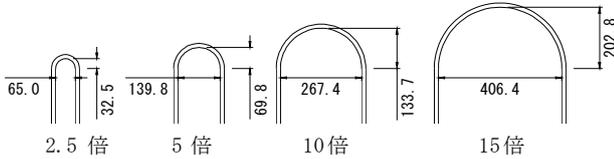


図-2 アラミドロッド曲げ加工試験体 (RA13)

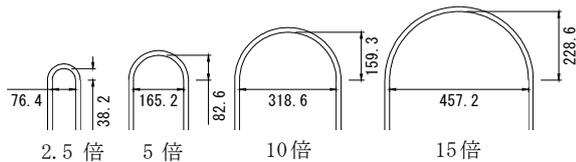


図-3 アラミドロッド曲げ加工試験体 (RA15)

ある。試験体の製作は、アラミ繊維を組紐の状態ではエポキシ樹脂を含浸させて、表-2に示すような所定の曲げ半径に近い鋼管に巻きつけて加工部の成形を行った。曲げ加工部の断面は円形ではなく、写真-2に示すように扁平の形状となる。その後、熱処理によりエポキシ樹脂を硬化させて製作した。試験体の端部には、引張試験用の定着具を設置した。定着具は長さ300mmの鋼管内にアラミドロッドを挿入し、エポキシ樹脂で付着定着させた構造である。鋼管の外表面には、ねじ加工を施して荷重用のPC鋼棒とカップリングして引張力を与える構造である。



写真-1 試験体形状



写真-2 曲げ加工部形状

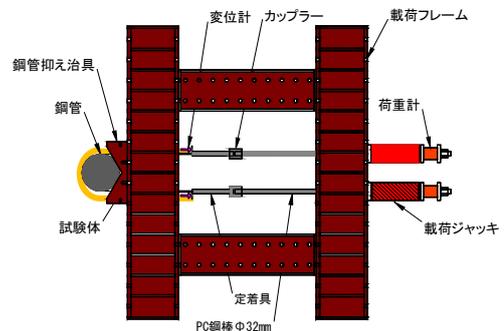


図-4 試験方法

3. 試験方法

試験方法を図-4、試験状況を写真-3に示す。アラミドロッドの曲げ加工部には、写真-4のように試験体の製作時と同径の鋼管を配置して、曲げ半径を保持して荷重を行う。鋼管にアラミドロッドを介して荷重が作用した場合、鋼管が座屈する恐れがあるため鋼管内部にはコンクリートを充填した。図-4に示すようにカップリングした2本のPC鋼棒でアラミドロッドに引張力を作用させる構造である。ただし、2本のPC鋼棒が干渉するような曲げ半径が小さい場合には、定着具を荷重治具に固定して、1本のPC鋼棒で荷重をする構造とした。計測は、図-4に示すように引張耐力を確認する荷重計と伸びを確認するための変位計を設置した。

4. 既往の研究

連続繊維補強材の曲げ加工部引張強度が既往の実験結果による回帰式(1)³⁾がある。実験結果は、炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維およびビニロン繊維の試験結果によるものである。

丸山ら¹⁾および福山ら²⁾は、本試験で使用したものと



写真-3 試験状況



写真-4 曲げ加工部試験状況

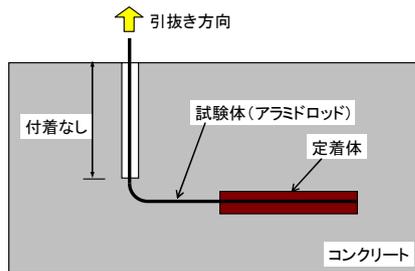


図-5 試験方法 (丸山ら¹⁾)

表-3 直線部引張試験結果

試験片	直線製作試験片	曲げ成形製作直線部試験片	規格値
RA9	97kN	97kN	85kN以上
RA13	180kN	181kN	172kN以上
RA15	238kN	235kN	225kN以上

$$f_{fbk} = (0.09r/h + 0.3)f_{fuk} \quad (1)$$

f_{fbk} : 曲げ加工部強度の特性値 ($f_{fbk} \leq 1.0$)

f_{fuk} : 一軸引張強度の特性値

r : 曲げ内半径

h : 連続繊維補強材の断面高さ (直径)

同形状である組紐状のアラミドロッドを曲げ加工した試験体により試験を実施している。試験方法を図-5に示す。曲げ加工したアラミドロッドをコンクリート内部に埋め込み、引抜き試験を実施している。試験体の曲げ半径は、直径に対して 0.625 ~ 3.125 倍である。

表-4 引張耐力および破断箇所

試験片	曲げ半径	破断	曲げ半径	破断	曲げ半径	破断	曲げ半径	破断	
	2.5倍*	箇所	5倍*	箇所	10倍*	箇所	15倍*	箇所	
RA9	No.1	65.6 kN	B	83.6 kN	B	91.9 kN	B	92.5 kN	C
	No.2	61.7 kN	B	84.1 kN	B	91.6 kN	B	89.2 kN	B
	No.3	64.4 kN	B	80.4 kN	B	85.3 kN	B	92.8 kN	A
	平均	63.9 kN		82.7 kN		89.6 kN		91.5 kN	
	引張耐力比	0.66		0.85		0.92		0.94	
RA13	No.1	121.1 kN	C	157.4 kN	C	171.9 kN	B	160.7 kN	B
	No.2	120.9 kN	B	163.1 kN	B	165 kN	C	166 kN	B
	No.3	121.3 kN	B	163.7 kN	C	161.6 kN	B	165.3 kN	A
	平均	121.1 kN		161.4 kN		166.2 kN		164 kN	
	引張耐力比	0.67		0.89		0.92		0.91	
RA15	No.1	154.1 kN	C	216.1 kN	C	226.1 kN	B	219.3 kN	A
	No.2	165.8 kN	B	219.6 kN	C	224.8 kN	B	214.1 kN	B
	No.3	135.3 kN	C	222 kN	C	219.6 kN	B	225.3 kN	A
	平均	151.7 kN		219.2 kN		223.5 kN		219.6 kN	
	引張耐力比	0.65		0.93		0.95		0.93	

※直径に対して



(A) 直線部 (B) 接線部 (C) 曲線部

写真-5 アラミドロッドの破断状況

5. 試験結果

(1) 直線部の引張耐力

曲げ加工部の影響を確認する前に、直線で製作した試験片と曲げ加工を行った試験体の直線部を切り出した試験片の引張試験を実施した。アラミドロッド直線部の引張試験結果を表-3に示す。直線部の引張耐力は、直線で製作した試験片とほぼ同等の耐力があることが分かる。

(2) 破断箇所

アラミドロッドの破断位置を、表-4および写真-5に示す。破断箇所は、直線部 (A)、直線部から曲げ加工部へ断面変化する接線部 (B) および曲げ加工部の曲線部 (C) で分類される。曲げ半径が直径に対して 2.5 倍および 5 倍では、接線部破断 (B) および曲線部破断 (C) であり、曲げ加工部である。断面形状が直線部の繊維と比較して、曲げ加工部に発生する応力の内外差が影響していると推測する。曲げ半径が直径の10倍で接線部、15倍では直線部における破断が見られた。直径に対して曲げ半径が大きくなると、曲げ加工部による曲線部の影響は小さくなる。

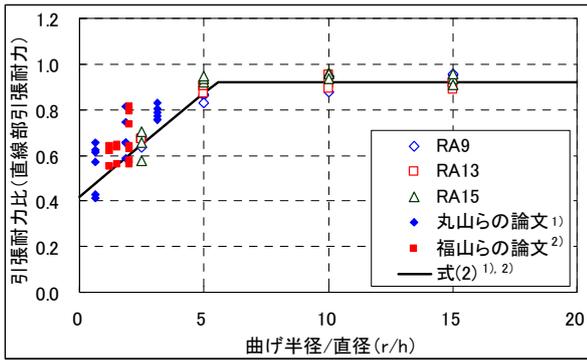


図-6 直線部引張試験結果に対する引張耐力比

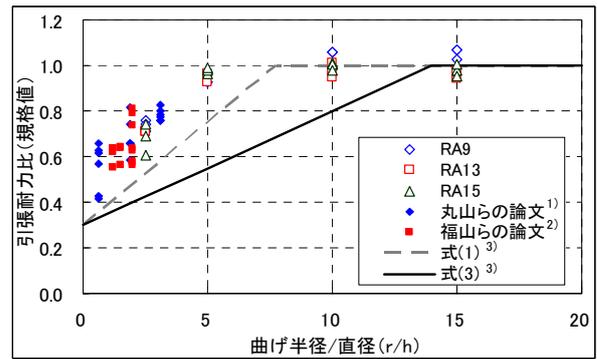


図-7 規格値に対する引張耐力比

(3) 曲げ加工部による引張耐力

試験体の引張耐力における直径の影響は、曲げ半径が直径の5倍において、RA9の引張耐力比の平均で0.85であり、RA13で0.89、RA15で0.93と比較して若干小さい傾向にあるが、それ以外の曲げ半径では、直径による引張耐力への影響は、ほとんど見られない。曲げ半径が直径との関係は、直径の2.5倍で直線部の引張耐力に対して0.65～0.67、直径の5倍では、0.85～0.93に低下した。10倍および15倍は0.91～0.95で、直線部からは若干低下しているが、曲げ半径の大きさによる影響は見られない。曲げ半径が直径に対して10倍以上であれば、引張耐力比は、ほとんど変わらないものと考えられる。

引張耐力比と直径に対する曲げ半径の割合との関係を図-6に示す。曲げ半径が直径の2.5倍では、丸山ら¹⁾および福山ら²⁾の既往の研究と比較して、本試験の試験結果が若干小さい引張耐力比である。これは、本試験の曲げ加工部は180度であるのに対して既往の試験では90度であり、2倍の試験区間を持つことから、破壊する確率が大きくなった影響であると考えられる。本試験で実施した試験結果の回帰式を式(2)に示す。回帰式は、曲げ半径が直径の2.5倍および5倍の試験結果による直線近似と、10倍および15倍の結果が同等程度であることから、引張耐力比の平均値を上限値とした回帰式である。

$$f_{fbk} = (0.09r/h + 0.42)f_{fik} \quad (2)$$

ただし、 $f_{fbk} \leq 0.92$

規格値における引張耐力比と直径に対する曲げ半径の割合との関係を図-7に示す。曲げ加工部を有する連続繊維シートにおける設計式を式(3)³⁾に示す。本試験で使用したアラミドロッドの曲げ加工部の引張耐力については、設計式より十分安全側に評価されている。

$$f_{fbk} = (0.05r/h + 0.30)f_{fik} \quad (3)$$

ただし、 $f_{fbk} \leq 1.0$

6. まとめ

本試験により以下の結果が得られた。

- ① 直径に対して曲げ半径が2.5倍および5倍では、曲線部および接線部での破断である。10倍では接線部、15倍では直線部の破断が多くみられたことから、曲げ加工した曲線部による影響は小さくなる。
- ② 曲げ加工部において、直径の違いによる引張耐力比への影響は、ほとんどみられない。
- ③ 引張耐力比の平均は、直径に対して曲げ半径が2.5倍では、0.65～0.67、5倍では、0.85～0.93であった。
- ④ 直径に対して曲げ半径が10倍、15倍では、引張耐力比の平均が0.91～0.95で曲げ半径による影響は見られなかった。
- ⑤ 本試験における回帰式を示すとともに、曲げ加工部の引張耐力は、設計式に対して十分安全側であることがわかった。

参考文献

- 1) 丸山武彦, 本間雅人, 岡村 甫: FRPロッドの曲げ加工部の引張耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次学術論文集, 12巻, 1号, pp.1025-1030, 1990
- 2) 福山 洋, 藤沢正視, 山口佳春, 永坂具也: 長繊維補強材の曲げ加工部の引張強度, 日本建築学会学術講演梗概集 C, pp.789-794, 1989
- 3) 土木学会: コンクリートライブラリー88 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案), pp.7-9, 1996

円柱ジベルによるコンクリートの接合に関する研究

Resistance Mechanism of Concrete Joints with Cylindrical Connectors

有川 直貴 NAOKI ARIKAWA
 篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
 三加 崇 TAKASHI SANGA
 浅井 洋 HIROSHI ASAI

複合構造において、鋼とコンクリートとの接合に円柱ジベルを提案し、その耐荷力等について検討を行ってきた。円柱ジベルは、コンクリートや鋼管にモルタルを充填した円柱状のジベルである。本ジベルはコンクリート接合においても適用できると考えられるが、コンクリート接合面におけるせん断耐力算定手法については検証されていない。本稿では鋼とコンクリートとの耐力算定手法がコンクリート接合にも適用できることを検証した。さらに、鋼管充填モルタルジベルや超高強度繊維補強モルタルジベルは鉄筋接合に比べて高い荷重までずれ変位が小さいことを示した。

キーワード：円柱ジベル，二面せん断試験，鋼管充填モルタルジベル，超高強度繊維補強モルタルジベル

Cylindrical connectors made of mortar or mortar filled steel tube have been developed for steel-concrete joints. This paper describes the resistance mechanism of these connectors for concrete joints. The followings were obtained; 1) The strength evaluation for the steel-concrete joints is applicable to the concrete joints, 2) These connectors can be expect smaller displacement than reinforcing bars at peak shear loads.

Key Words: Cylindrical Connector, Double Shear Test, Mortar Filled Steel Tube Connector, Ultra-high-strength Fiber-reinforced Mortar Connector

1. はじめに

近年、鋼とコンクリートとの複合構造物が多く見られる。鋼とコンクリートとの接合においては様々な接合方法がとられており、その中でもスタッドジベルや孔あき鋼板ジベルと言った機械的なずれ止めが一般的に用いられている。これらのずれ止めを用いる際には数多く配置される場合があり、スタッドジベルは設置する施工性、孔あき鋼板ジベルは孔内へのコンクリートの充填性や貫通鉄筋の過密配置が課題であると考えられた¹⁾。そこで、著者らはこれらの課題を改善する目的で円柱状の鋼管充填モルタルジベルや超高強度繊維補強モルタルジベル（以下、円柱ジベル）を用いた鋼とコンクリートとの接合について検討を行ってきた^{2),3),4)}。本稿では、これまで鋼とコンクリートとの接合で検証した円柱ジベルの耐力やずれ変位特性をコンクリートとコンクリートとの打継部に適用することを目的に検討を行った。

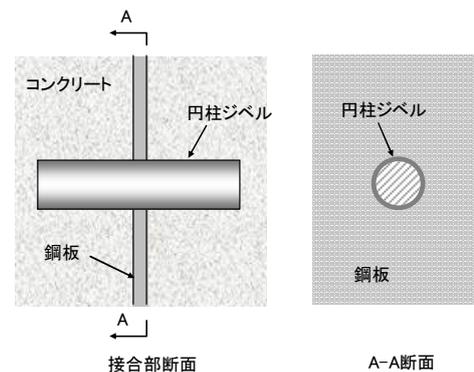


図-1 円柱ジベルの概要

2. 円柱ジベル概要

提案しているジベルは、直径約 50mm，長さ200mmの円柱体である。鋼板に円柱ジベルの直径より 1mm 程度大きな孔を設け、ここにジベルを差し込み固定する。鋼板とジベルの間にエポキシ樹脂を充填して固定し、周囲にコンクリートを打ち込み、鋼板とコンクリート部材と

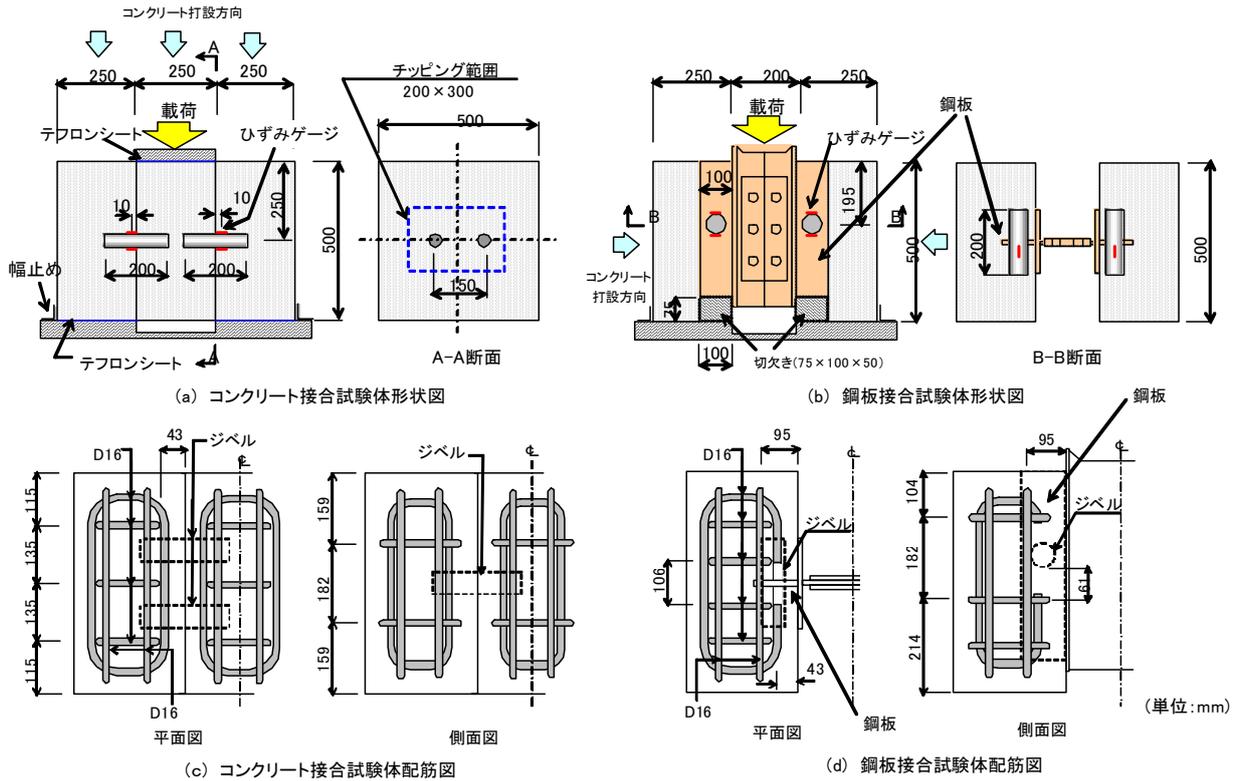


図-2 試験体形状および配筋図

を一体化して接合方法とする。円柱ジベルの概要を図-1に示す。本ジベルは、あらかじめ製作した鋼管充填モルタルなどの円柱形状のジベルを鋼板またはコンクリート接合面に設置して使用する。円柱ジベルは大きなせん断力が作用し、多くの補強筋やジベルを配置しなければならない部位でコンクリートの充填が懸念される場合などに有効である。また、鉄筋や頭付きスタッドジベルとは異なり、ジベルの周囲にはコンクリートと付着するための凹凸を設けないため、面外への変形に対して抵抗する補強材を併用する必要がある。

3. 実験概要

試験体の形状と配筋図を図-2に示す。図-2(a)はコンクリートコンクリートとの接合を模擬した試験体であり、図-2(b)はコンクリートと鋼板との接合を模擬した試験体である。どちらの試験体も接合面を2面設けた二面せん断試験となる。コンクリート接合試験体はジベルを埋め込んだ中央ブロックを製作し、その後中央ブロックの両端にコンクリートを打設し製作した。ジベルは接合面1面に対し水平方向に2本配置した。コンクリートとコンクリートの接合においては橋梁の床版とウェブとの水平せん断抵抗を想定しておりウェブ部材の上下部にジベルを配置する場合ジベルを貫通配置することは困難

であると考えられたため、中央ブロック内でジベルは連続していない。接合面は樹脂塗装合板を使用した平滑面であり、両端のコンクリート打設前にグリースを塗布している。コンクリートの打ち込み方向を図中に示す。鋼板接合試験体は、厚さ16mmの鋼板にφ62mmの孔を設け、鋼管充填モルタルジベルを左右1箇所ずつ配置している。製作時は中央部で鋼板を左右分離し、ジベル設置側を底版側にして打設した。鋼板接合では荷重時、鋼板を押し下げるため、鋼板下側に切欠きを設けている。コンクリート接合試験体の中央部のコンクリート強度は63.0N/mm²であり、外側コンクリートおよび鋼板接合試験体コンクリートの強度は48.4N/mm²である。荷重は2MN荷重装置を用いて中央部のコンクリートと鋼材にそれぞれ鉛直荷重を荷重した。試験体のセットは外側ブロックと底版との間にテフロンシートを挟み、シートの下に石膏を敷きなじみをとった。荷重時、外側ブロックは水平方向に移動すると考えられたため、ブロックの外側に幅止めを設けている。幅止めは試験体にあらかじめ拘束力を与えないよう試験体との間に若干の遊間を設けておき、試験体セット後に遊間を石膏で充填した。荷重板には球座が取り付けられており荷重装置との間に荷重計を設置している。鉛直方向のずれ変位は、試験体側面のジベル高さ位置で外側と中央部コンクリートの相対変位を4箇所測定した平均値とした。また、ジベルの挙

表-1 試験体の種類

記号	ジベル				せん断面積 (mm ²)	接合面 処理	接合試験体
	種類	径と管厚	鋼材面積 (mm ²)	長さ			
S22	鉄筋	D22	387.1	200mm	387.1	型枠面+ グリース	コンクリート 接合試験体
UFC	超高強度 繊維補強 モルタル	φ51.8	0.0		547.4		
CFT49	鋼管充填 モルタル	φ48.6 t=2.3mm	334.5		519.1		
CFT61	鋼管充填 モルタル	φ60.5 t=3.2mm	576.0		855.1		
CFT61(S)	鋼管充填 モルタル	φ60.5 t=3.2mm	576.0		855.1	鋼板面 グリース	鋼板接合 試験体

動を把握するため、ジベルの上下面の軸方向ひずみを接合面外側コンクリート内で測定した。

荷重方法⁵⁾は、ずれ変位量が2.0mmまでは0.2mm増加するごとに荷重と除荷を繰り返した。2.0mmから4.0mmまでは0.5mm増加ごとに荷重と除荷を繰り返す、4.0mm以降は破壊するまで単調荷重した。

試験体の種類を表-1に、ジベルの形状を図-3に示す。

S22は、長さ200mmのD22鉄筋（SD345，引張強度552N/mm²）をジベルとして配置した試験体である。UFCはφ51.8mm，長さ200mmの超高強度繊維補強モルタルを用いた試験体である。圧縮強度は177N/mm²であり，鋼繊維（アスペクト比75と110の混合）を1.75Vol%混入し，ジベルの脆性的な破壊を緩和することを目的としている。CFT49は外径48.6mm，管厚2.3mmの鋼管（STK400，引張強度462N/mm²）内部に無収縮モルタルを充填したものである。モルタル強度は71.0N/mm²である。CFT61は径と管厚以外はCFT49と同じ試験体で，CFT61(S)は鋼板とコンクリートとを接合した試験体である。

4. 実験結果および考察

(1) ジベル耐力式

鋼板との接合で著者らは円柱ジベルの耐力は式(1)で算出できることを示している⁴⁾。式(3)は，棒部材のせん断耐力式⁶⁾を参考にしてコンクリートの圧縮強度の1/3乗とジベル断面積との積に比例するものとして実験結果を満足する係数を算出した結果である。式(4)は，鋼管のせん断引張強さと引張強度との割合がせん断降伏強さと引張降伏強さとの割合と同等と仮定した。鋼管内部のモルタルは拘束され鋼管がせん断破壊するまでモルタルの最大耐力を維持するものと仮定している。

$$V_u = V_c \times 2 + V_{fr} \quad (1)$$

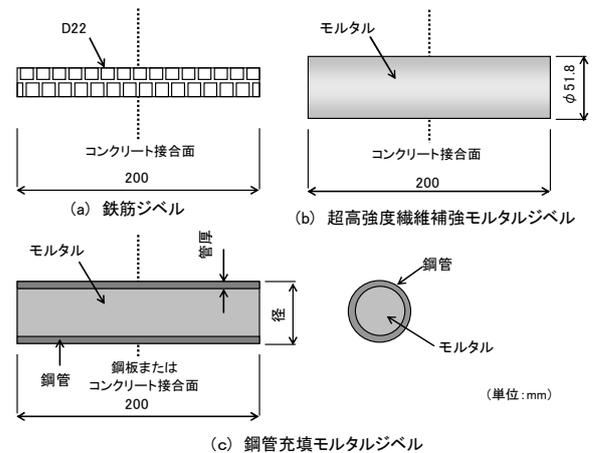


図-3 ジベルの形状

$$V_c = V_{cu} + V_{su} \quad (2)$$

$$V_{cu} = 9.0 A_c \cdot \sqrt{f_c} \quad (3)$$

$$V_{su} = \frac{A_{st} \cdot f_{stu}}{\sqrt{3}} \quad (4)$$

ここに、 V_u ：接合面のせん断耐力(N)， V_c ：ジベルのせん断耐力(N)， V_{cu} ：モルタルのせん断耐力(N)， V_{su} ：鋼管のせん断耐力(N)， V_{fr} ：鋼板とコンクリートとの摩擦力， A_c ：モルタルジベルの断面積(mm²)， f_c ：ジベルのモルタル強度(N/mm²)， A_{st} ：鋼管断面積， f_{stu} ：鋼管引張強度

(2) 最大耐力の比較

試験結果を表-2に示す。最大耐力は荷重荷重の最大値の1/2の値である。これは，鋼板接合ではジベル1本が抵抗した値である。コンクリート接合では中央で分離されたジベル1対が抵抗した値で，ジベルのせん断面積が2断面で抵抗する耐力である。計算耐力は式(1)で算出した値である。S22は充実断面として算出し，UFCは鋼管断面積を0として算出している。接合部の摩擦力は，既往の研究⁴⁾で実施した鋼板(90mm×325mm)にジベルを

表-2 試験結果

記号	最大耐力 (kN)	最大耐力時のずれ変位 (mm)	計算耐力 (kN) 式(1)	最大耐力 / 計算耐力	降伏荷重 (kN)	0.1mm除荷前荷重 (kN)
S22	397.2	16.0	290.7	1.37	215.9	179.2
UFC	397.2	1.6	304.0	1.31	—	177.0
CFT49	380.4	5.7	335.5	1.13	285.8	222.3
CFT61	630.3	8.7	522.1	1.21	462.6	245.0
CFT61(S)	615.4	9.9	522.1	1.18	367.5	215.1

設けていない試験体で測定した 30kN を用いた。

CFT61(S)は鋼板 (100mm × 425mm) 面積が既往の研究より 1.45 倍大きいため 44kN を用いた。また、コンクリート接合は鋼板接合と最大耐力時での摩擦力が同程度であること、UFCは他の試験体と摩擦力が異なることを次項以降で述べる。降伏荷重は、材料試験で得られた鉄筋の降伏ひずみまたは鋼管の 0.2% 耐力時ひずみに試験体のジベルひずみが達したときの荷重である。0.1mm 除荷前荷重は、荷重を除荷したときに残留変位が 0.1mm 生じるときの除荷する前の荷重である。

最大耐力は、S22、UFC、CFT49 いずれも同程度である。最大耐力時のずれ変位はUFC、CFT49、S22の順に小さくUFCは1.6mmと極めて小さいずれ変位で最大耐力に達していることがわかる。CFT61とCFT61(S)ではコンクリート接合と鋼板接合との比較となるが、どちらも最大耐力に大きな差はなく同等といえる。最大耐力と計算耐力の比は1.13～1.37であり、すべての試験体において 1.0 を満たしている。図-4に最大耐力と計算耐力との関係を既往のデータ⁴⁾とともに示す。本試験の結果から、円柱ジベルの耐力算定手法はコンクリート接合においても評価できるといえる。

(3) 鋼板接合とコンクリート接合の比較

同形状の鋼管充填モルタルジベルを鋼板接合に配置した試験体CFT61(S)とコンクリート接合に配置した試験体CFT61の荷重とずれ変位の関係を図-5に示す。CFT61はずれ変位2.0mmまでCFT61(S)より荷重が大きい。この荷重増加は、接合面の付着および摩擦抵抗によるものと推測される。コンクリート接合は、両端ブロックを打継ぐ際に打継面にグリースを塗布して付着しないようにしているがグリースはコンクリート面に浸透してしまうため鋼板接合ほどの付着力低減がなされなかったと推測される。また、コンクリート表面は鋼板表面ほど平滑でないため滑動の初期に抵抗が大きかったものと考えられる。接合面のずれが進行すると2.0mmで両試験体の荷重差がなくなり、鋼板接合同様な関係が得られることが確認できる。本試験では、コンクリート接合はずれ2.0mm以上において鋼板接合と摩擦力は同等と考えられる。

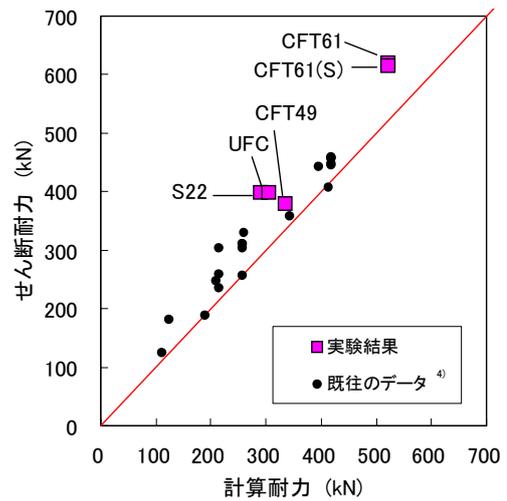


図-4 最大耐力の計算値との比較

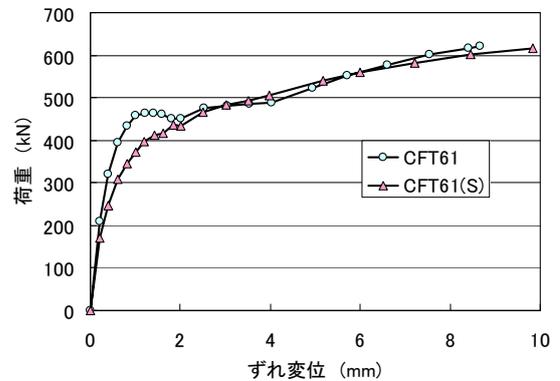


図-5 鋼板接合とコンクリート接合の比較

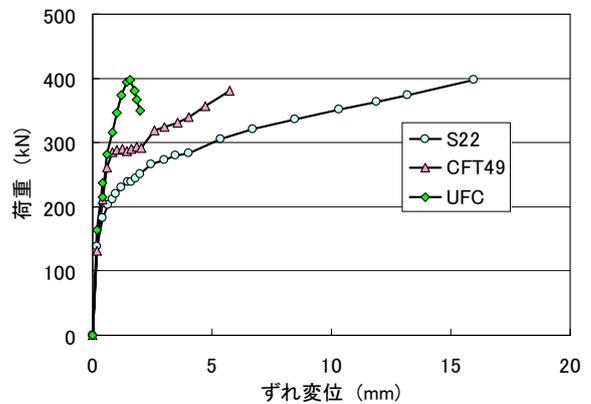


図-6 荷重とずれ変位の関係

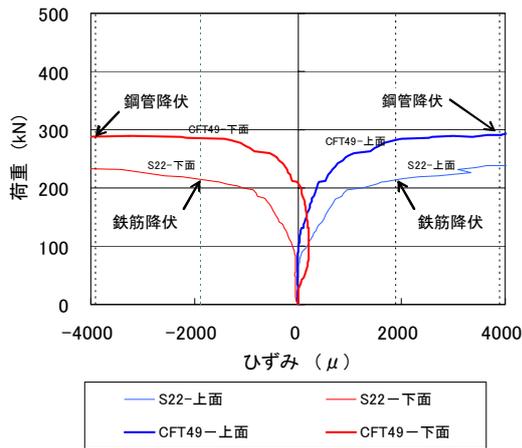


図-7 ジベルひずみの比較

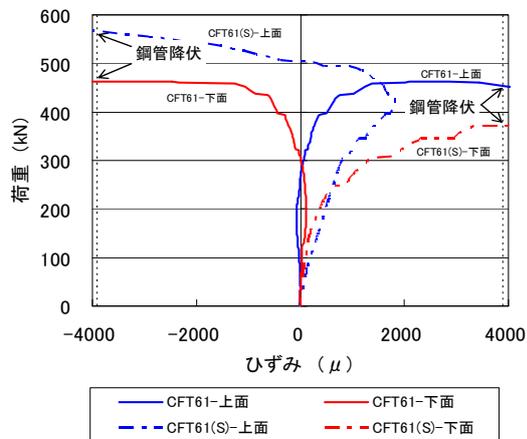


図-8 コンクリート接合と鋼板接合の比較

(4) 荷重とずれ変位の関係

最大荷重が同程度であった S22, CFT49およびUFCの荷重とずれ変位の関係を図-6に示す。S22は183kNからずれ変位の増加が大きくなり最大荷重時ではずれ変位は16mmを示している。CFT49はずれ変位5.7mmで最大荷重に達している。UFCは大きなずれ変位の増加がみられず、ずれ変位が1.56mmで最大荷重に達している。UFCの最大荷重時のずれ変位は(3)で示したコンクリート接合と鋼板接合の付着による荷重差がなくなるずれ変位2.0mm以下となるため、耐力算定式ではCFT61とCFT61(S)のずれ変位1.56mmでの荷重差(47kN)が付着による影響と推測し、摩擦力に47kNを加算した91kNを使用した。

(5) ジベルのひずみ

S22, CFT49の荷重とジベルひずみの関係を図-7に示す。ひずみは各々のジベルで測定した値の平均値である。コンクリート接合面に配置したジベルは、上面が引張ひずみ、下面が圧縮ひずみを示している。S22の上面

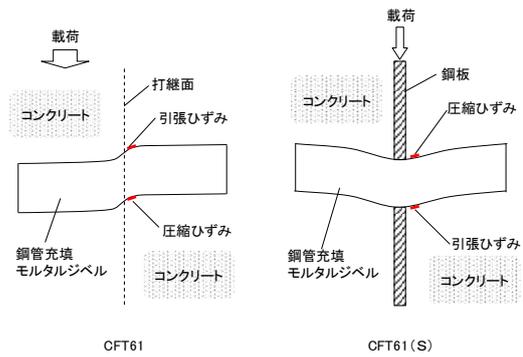


図-9 ジベルの変形

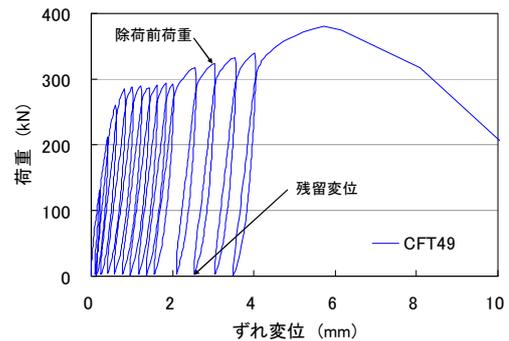


図-10 履歴載荷曲線

ひずみは216kNで降伏ひずみ(1890 μ)に達している。これに対して、CFT49が同じひずみに達するのはS22の1.3倍の荷重(282kN)である。表-1に示すように、CFT49の鋼材断面積はS22の0.86倍であり鋼材量の少ないCFT49で大きな荷重が得られている。この効果は、ジベル径を増加し、圧縮に強い鋼材をジベル周囲に配置して内部のモルタルを拘束する鋼管充填構造とした効果と考えられる。

CFT61とCFT61(S)のひずみを比較して図-8に示す。コンクリート接合であるCFT61は、ジベル上下面のひずみがほぼ対称に増加していることから、ひずみ測定位置では曲げが支配的であり、軸力はほとんど生じていないことがわかる。一方、CFT61(S)では、上下面ともに引張ひずみが生じており、軸引張力が作用している。250kNを超えると上下面のひずみに差が生じ、ジベルに曲げが生じ始めた。下面が先行して引張降伏すると、上面は圧縮に転じて降伏ひずみに達している。ひずみゲージ取り付け位置およびジベルの破壊後の形状からジベルには図-9のような変形が生じていると推察される。

(6) 残留変位

CFT49の履歴載荷曲線を図-10に示す。載荷と除荷を繰り返し、除荷する前の最大荷重を除荷前荷重とする。載荷荷重およびずれ変位の増加ともなって残留変位も

増加することがわかる。各々の履歴の残留変位と除荷前荷重の関係を図-11に示す。頭付きスタッドジベルでは、ずれ変位を小さく抑えるための残留ずれ変位は0.1mm程度とされている⁷⁾。本試験では、S22は除荷前荷重183kN、残留変位0.11mm程度から残留変位が著しく大きくなるのに対して、CFT49では除荷前荷重285kN、残留変位0.14mmである。本実験の結果からも、残留変位が0.1mmを超えなければ著しい残留変位の増加は示さないと判断できる。

各試験体の0.1mm除荷前荷重を表-2に示す。CFT49はS22の1.24倍であり、CFT61(S)と同程度である。

0.1mm除荷前荷重と1/3計算耐力との関係を図-12に示す。1/3計算耐力(V_a)は、接合面の摩擦力を考慮して式(4)で算出した。

$$V_a = V_c \times \frac{2}{3} + V_{fr} \quad (4)$$

0.1mm除荷前荷重をジベルの使用限界と考えれば、ジベル耐力の1/3を設定することでジベルに著しい残留変位の増加は生じないと考えられる。

5. まとめ

コンクリート打継ぎ接合面に円柱ジベルを用いた二面せん断実験の結果、次の結論が得られた。

- ① コンクリート接合面に用いた円柱ジベルの耐力は鋼板とコンクリートとの接合で提案した耐力式(1)を用いることで評価できることが明らかになった。
- ② 鉄筋ジベルと鋼管充填モルタルジベルを比較すると、鋼材断面積が同じで鋼材に生じるひずみも同じ場合、鋼管充填モルタルジベルのせん断抵抗力のほうが大きい。
- ③ 超高強度繊維補強モルタルジベルは、鋼管充填モルタルジベルや鉄筋ジベルに比べて初期と破壊時のずれ変位を小さく抑えることができる。
- ④ 円柱ジベルの使用限界を提案耐力式のジベル耐力を1/3に設定することで残留変位を0.1mm以下に抑えることができる。

参考文献

- 1) 篠崎裕生, 浅井洋, 西村一博, 春日昭夫: 鋼部材埋込み方式による合成桁-PC桁接合構造に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1207-1212, 2011
- 2) 浅井洋, 篠崎裕生, 竹之井勇, 三加崇: 高強度コンクリートジベルを用いた鋼・コンクリート接合方法に関する研究, コンクリート工学年次論文集,

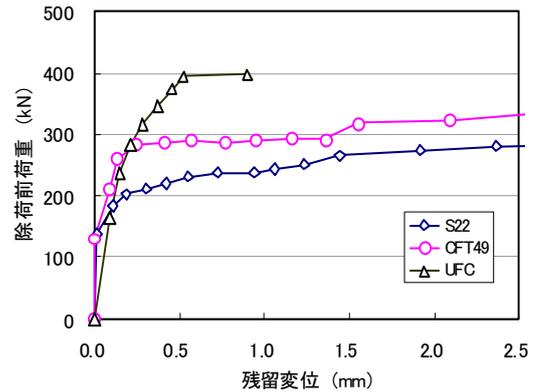


図-11 ジベルの種類による残留変位の比較

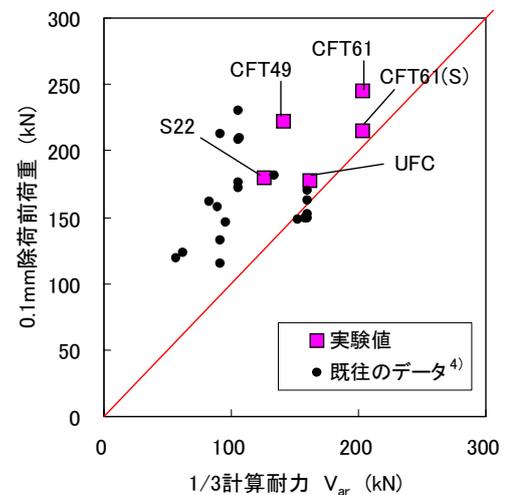


図-12 1/3最大耐力と0.1mm除荷前荷重

Vol.32, No.2, pp.1237-1242, 2010

- 3) 竹之井勇, 篠崎裕生, 三加崇, 浅井洋: 高強度コンクリートジベルを用いた鋼・コンクリートの接合方法に関する基礎的研究, 第19回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.49-54, 2010
- 4) 浅井洋, 篠崎裕生, 三加崇, 竹之井勇: 鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力に関する実験的研究, 第20回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.351-356, 2011
- 5) 日本鋼構造協会: 頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, JSSCテクニカルレポート No.35, pp.1-8, 1996
- 6) 土木学会: 2007年制定コンクリート標準示方書[設計編], pp.132-140, 2008
- 7) 土木学会: 2009年制定複合構造標準示方書, pp.59-67, 2009

早強セメントを用いた環境負荷低減型コンクリートの基礎物性

Fundamental Properties of Environmental Impact-Reduction Concrete using High Early Strength Cement

ス波 明宏 AKIHIRO SHIBA
 谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
 樋口 正典 MASANORI HIGUCHI
 佐々木 亘 WATARU SASAKI

コンクリートのCO₂排出量削減を目的として、高炉スラグ微粉末やフライアッシュを混和した環境負荷低減型コンクリートについて数多く検討されているが、PC構造物などで使用される早強セメントを用いた配合での検討事例は非常に少ない。本報告では、PC構造物への環境負荷低減型コンクリートの適用を最終目的として、混和材種類および養生方法の違いが強度、収縮などの基礎物性に与える影響の確認を行った。その結果、蒸気養生の場合は混和材による強度の違いがあまり見られないことや、フライアッシュの自己収縮抑制効果が大きいことなどが明らかとなった。

キーワード：高炉スラグ微粉末，フライアッシュ，早強セメント，強度，収縮

CO₂ reducing in concrete using ground granulated blast-furnace slag or fly ash have been studied much, but studies on the concrete using high early strength cement are few. This paper describes the influences of admixtures and curing methods on strength and shrinkage to apply the concrete to pre-stressed concrete structures. The followings are clarified; 1) The differences of strengths depend on admixtures using steam curing are not much observed, 2) The fly ash achieves large reduction effect of autogenous shrinkage.

Key Words: Ground Granulated Blast-Furnace Slag, Fly Ash, High Early Strength Cement, Strength, Shrinkage

1. はじめに

近年、CO₂排出量削減など環境負荷低減に関する取り組みが盛んに行われており、コンクリート業界でもそうした動きが活発になってきている。以前から高炉スラグ微粉末やフライアッシュといった産業副産物（廃棄物）をコンクリートに利用する試みは行われており^{1), 2)}、高炉セメントなどすでに定着化しているものもある。しかしながら、一般的なRC構造物ではそのようなコンクリートを使用している場合が見られるが、橋梁等に代表されるPC構造物ではほとんど適用されるには至っていない。特に早強セメントをベースとした配合に高炉スラグ微粉末やフライアッシュといった混和材を使用した検討事例が極めて少ないのが現状である。

本報告では、早強セメントと高炉スラグ微粉末およびフライアッシュを混合した配合について、基礎物性となる圧縮強度、割裂引張強度、自己収縮および乾燥収縮に

関する試験を行い、混和材の影響を検討した。また、現場打設を想定した養生方法と工場製品を想定した蒸気養生を含めた4通りの養生について検討を行った。

2. 試験概要

(1) 試験配合

表-1に試験に用いたコンクリートの配合を示す。セメントは早強ポルトランドセメント、粗骨材G1は砕石、細骨材は砕砂S1および山砂S2を併用した。高炉スラグ微粉末はJIS規格の4000(BFS4)と6000(BFS6)の2種類を、フライアッシュはJIS規格のI種(FA1)とII種(FA2)を使用した。なお、高炉スラグ微粉末4000にはせつこうがSO₃換算で1.96%添加されている。各配合で水結合材比W/Bは40.0%で一定とし、高炉スラグ微粉末については混合率50%、フライアッシュについては混合率30%とした。各配合のスランブは12±2.5cm、空気量

表-1 コンクリートの配合

配合	W/B (%)	s/a (%)	混和材 置換率 (%)	基本材料の単位量 質量 (kg/m ³)									混和剤 高性能 AE減水 剤 (B×%)
				W (水)	B (結合材)				S		G		
					C (セメント)	その他結合材			S1 (砕砂)	S2 (山砂)	G1 (碎石)		
						H	BFS4	BFS6				FA I	
H40	40.0	43.0	0.0	165	413	—	—	—	—	443	298	994	0.70
BFS4	40.0	42.6	50.0	165	207	206	—	—	—	435	292	994	0.55
BFS6	40.0	42.6	50.0	165	207	—	206	—	—	435	292	994	0.60
FA1	40.0	42.0	30.0	165	289	—	—	124	—	426	286	994	0.50
FA2	40.0	41.5	30.0	165	289	—	—	—	124	417	280	994	0.50

は4.5±1.5%とした。

(2) 養生方法

養生方法については、表-2 に示すように標準養生と現場打設を想定した材齢3日までの水中養生、工場製品を想定した蒸気養生と蒸気養生後、材齢7日まで水中養生した場合の4つの養生方法で試験を行った。いずれも打ち込み直後に封緘状態とし、翌日脱枠を行った。蒸気養生については図-1 に示すような温度設定とし、文献3)を参考に注水から8時間後に温度を上昇させ、温度50℃で5時間養生した後、温度を下げ、注水から24時間後に脱枠した。各養生とも所定の養生が終了した段階で温度20℃、湿度60%の気中養生とした。

(3) 強度試験

圧縮強度および割裂引張強度はそれぞれ JIS A 1108, JIS A 1113 に準拠して行った。試験材齢は養生 A および養生 B が3日, 7日, 28日, 養生 C および養生 D は1日, 7日, 28日とした。

(4) 収縮試験

自己収縮試験は日本コンクリート工学会「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」に準拠して行った。試験体は翌日脱枠し、封緘状態にして温度20℃で保管し、埋込み型ひずみ計により打ち込み直後から計測した。なお、自己収縮試験については養生方法が表-2 の養生条件と大きく異なるため、標準養生(温度20℃で翌日まで保管)と蒸気養生の2種類とし、養生温度が自己収縮に及ぼす影響を確認した。

乾燥収縮試験(長さ変化試験)は JIS A 1129 に準じて行った。ただし、測定開始材齢は養生 A を除いて各養生方法が終了した時点とした(養生 A : 材齢7日, 養生 B : 材齢3日, 養生 C : 材齢1日, 養生 D : 材齢7日)。試験条件は温度20℃, 湿度60%とし、それぞれ乾燥期間7日, 28日, 56日で測定を行った。

表-2 養生方法

養生種別	養生方法
養生A	標準養生(翌日脱枠後20℃水中養生)
養生B	翌日脱枠後材齢3日まで20℃水中養生
養生C	蒸気養生(蒸気養生終了まで封緘状態)
養生D	蒸気養生+材齢7日まで20℃水中養生

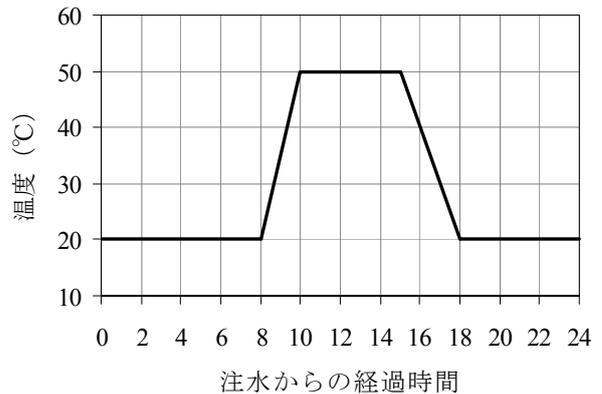


図-1 蒸気養生の温度設定

3. 圧縮強度試験結果

(1) 混和材の影響

各配合における養生 A (標準養生) と養生 C (蒸気養生) の圧縮強度を図-2 に示す。凡例は配合名-養生方法となっている。実線が養生 A, 破線が養生 C である。

混和材を使用した配合は無混合のものとは比べて全体的に強度が小さく、材齢が若いほどその差は大きい。混和材の種別で比較すると、標準養生(養生 A)の場合、おおむね高炉スラグ微粉末 6000 > 高炉スラグ微粉末 4000 > フライアッシュ I 種 > フライアッシュ II 種の順に圧縮強度が小さくなっているが、材齢3日ではほとんど差がない結果となっている。圧縮強度の増進については、養生 A の場合、混和材を使用した配合は無混合のものに比べて圧縮強度の増進が見られ、特に高炉スラグ微粉末については材齢 28 日で無混合のものとはほぼ同等に

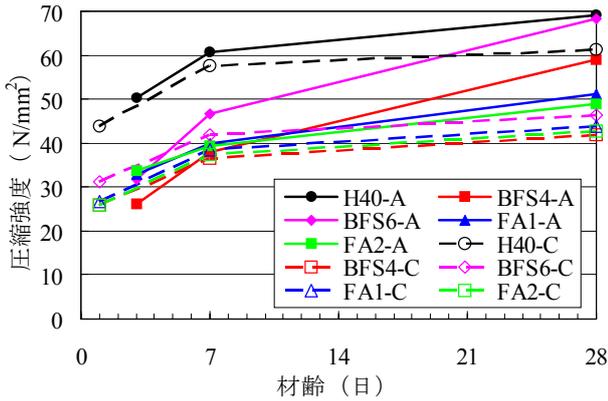


図-2 各配合における圧縮強度

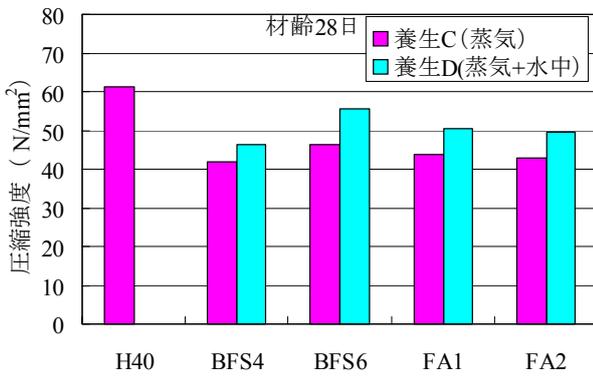


図-4 養生 C, 養生 D における圧縮強度

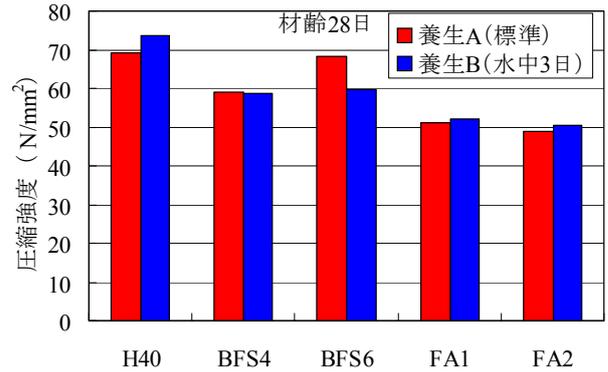


図-3 養生 A, 養生 B における圧縮強度

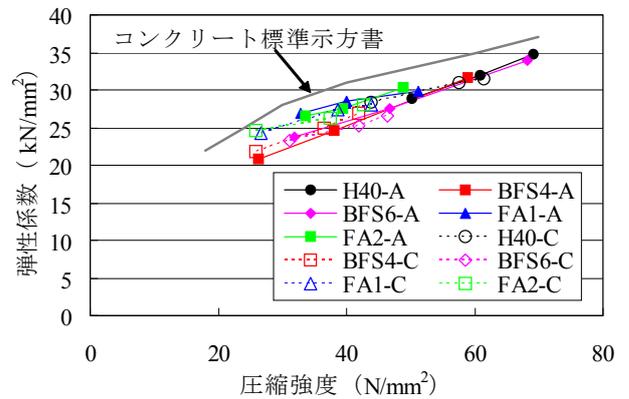


図-5 圧縮強度と静弾性係数の相関

増進している。

一方、蒸気養生（養生 C）の場合には、混和材の種別によらず、ほぼ同様の強度発現特性を示しており、圧縮強度に大きな差異が見られないのが特徴的である。蒸気養生の場合、材齢 1 日以降気中養生となり、混和材の反応促進に必要な水分が十分与えられないため、圧縮強度に違いが生じ難くなったものと考えられる。これは圧縮強度の増進が標準養生に比べると小さくなっていることから言える。

高炉スラグ微粉末については 6000 のほうが 4000 に比べて圧縮強度が大きくなっているが、フライアッシュについては I 種と II 種であまり差異は見られなかった。

(2) 養生方法の影響

材齢 28 日における各養生方法による圧縮強度を図-3 および図-4 に示す。

養生 A と養生 B を比較した結果、高炉スラグ微粉末を使用した配合を除いてはいずれも養生 B において圧縮強度が若干高くなっている。これは試験時の試験体の乾燥度合いの違いによるものと考えられる。全体的にはほぼ同等と見られることから、材齢 28 日の圧縮強度においては、水中養生期間が 3 日以上あれば養生の影響は小さい

と考えられる。

養生 C と養生 D を比較した結果、蒸気養生後に水中養生を加えた養生を行うことにより、いずれも圧縮強度が増加している。前述したように、蒸気養生の場合は混和材の反応促進に必要な水分が絶対的に不足していることが本結果からも明らかである。

(3) 静弾性係数

養生 A と養生 C における圧縮強度と静弾性係数の相関を図-5 に示す。各配合について材齢 1 日または 3 日、7 日、28 日の測定結果を示している。図中の灰色線はコンクリート標準示方書 [設計編]⁴⁾ に示される値である。

静弾性係数については、フライアッシュを使用した配合において若干高くなっているものの、全体的にはほぼ同じ相関を示しており、比例関係に近い相関となった。示方書の値に比べると静弾性係数は小さめであるが、各混和材を使用した配合が無混合のものと同様性状であることから、混和材や養生方法が静弾性係数に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。

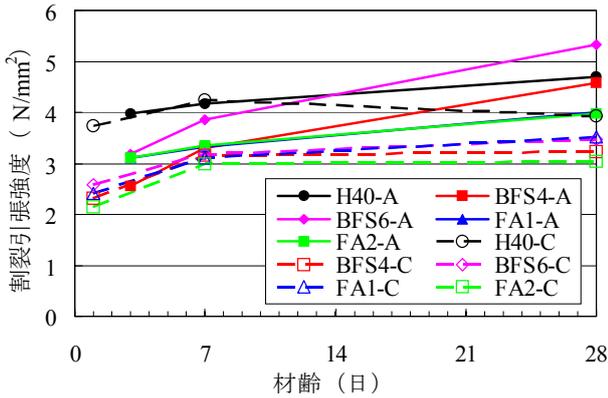


図-6 各配合における割裂引張強度

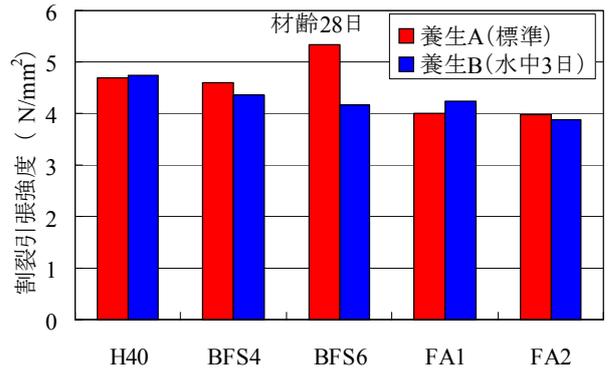


図-7 養生 A, 養生 B における割裂引張強度

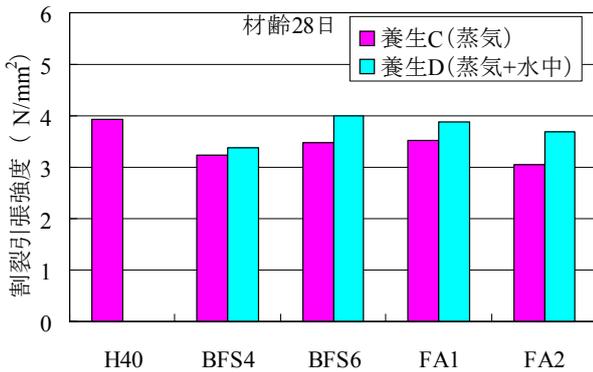


図-8 養生 C, 養生 D における割裂引張強度

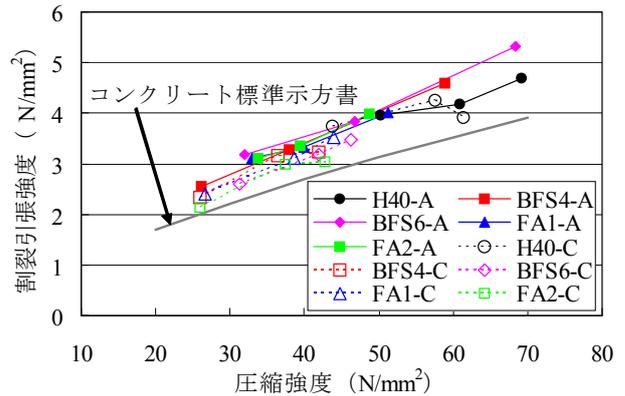


図-9 圧縮強度と割裂引張強度の相関

4. 割裂引張強度試験結果

(1) 混和材の影響

各配合における養生 A と養生 C の割裂引張強度を図-6 に示す。凡例等は図-2 と同じである。

混和材を使用した配合は無混合のものに比べて全体的に割裂引張強度が小さく、材齢が若いほどその差は大きい。混和材の種別で比較すると、養生 A の場合、圧縮強度の場合と同じ傾向となっている。割裂引張強度の増進については、養生 A の場合、混和材を使用した配合は無混合のものに比べて増進が大きく、特に高炉スラグ微粉末については材齢 28 日で無混合のものと同程度以上に増進している。

一方、養生 C の場合には、混和材の種別によらず、ほぼ同様の強度発現特性を示しており、養生 A の場合ほど割裂引張強度に大きな差異が見られない。

高炉スラグ微粉末については 6000 のほうが 4000 に比べて割裂引張強度が大きくなっている。フライアッシュについては養生 C では I 種のほうが II 種に比べて若干大きくなったが、その他の養生方法ではあまり差異は見られなかった。

全体的な傾向としては圧縮強度の場合と同様である。

(2) 養生方法の影響

材齢 28 日における各養生方法による割裂引張強度を図-7 および図-8 に示す。

養生 A と養生 B を比較した結果、全体的にはほぼ同じか養生 A のほうが若干大きい結果となった。材齢 28 日の割裂引張強度においては、水中養生期間が 3 日以上あれば養生の影響は小さいと考えられる。

養生 C と養生 D を比較した結果、蒸気養生後に水中養生を加えることにより、いずれも割裂引張強度が増加しており、高炉スラグ微粉末 6000 とフライアッシュ I 種では無混合のものと同程度まで発現している。

全体的な傾向は圧縮強度の場合と同様である。

(3) 圧縮強度との相関

養生 A と養生 C における圧縮強度と割裂引張強度の相関を図-9 に示す。各配合について材齢 1 日または 3 日、7 日、28 日の測定結果を示している。図中の灰色線はコンクリート標準示方書 [設計編] による算定値である。割裂引張強度については、全体的にはほぼ同様の相関を示しており、比例関係に近い相関となった。示方書の相関に比べると割裂引張強度は若干大きい、各混和材を使用した配合が無混合のものと同様性状であることから、混和材や養生方法が圧縮強度と割裂引張強度の相関

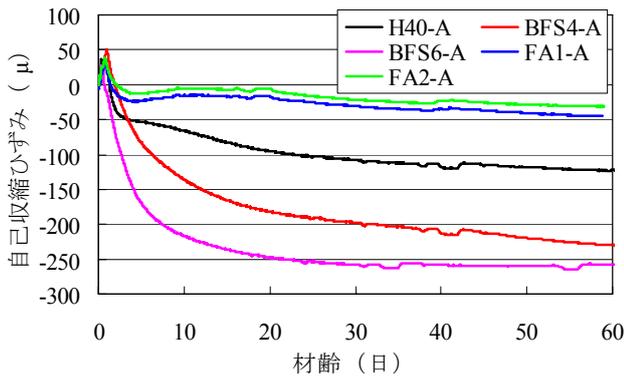


図-10 自己収縮ひずみ測定結果（養生 A）

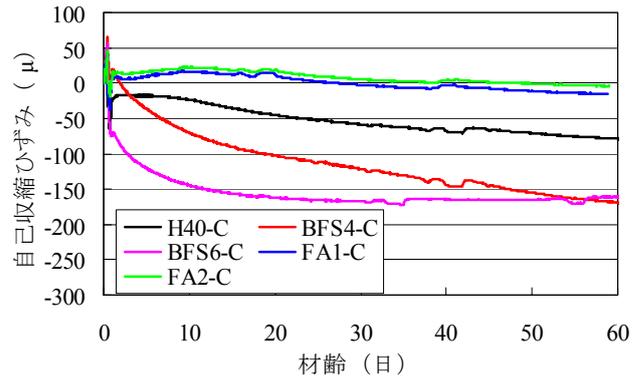


図-11 自己収縮ひずみ測定結果（養生 C）

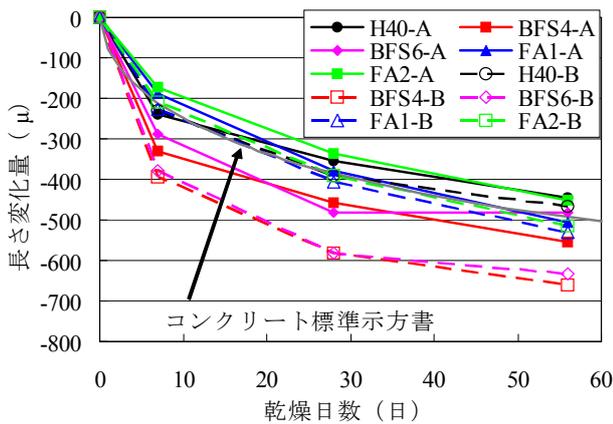


図-12 長さ変化測定結果（養生 A, 養生 B）

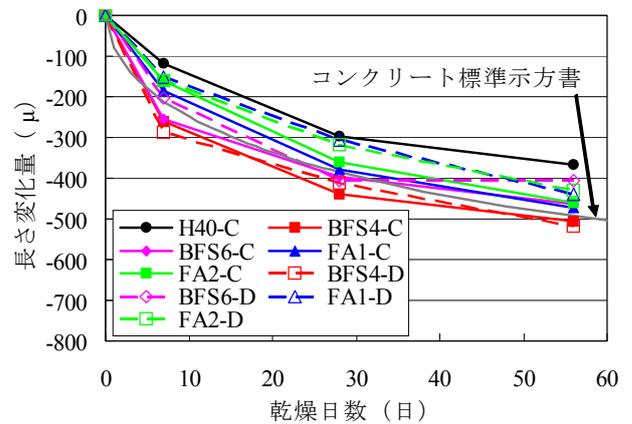


図-13 長さ変化測定結果（養生 C, 養生 D）

に及ぼす影響は小さいと考えられる。

5. 自己収縮に関する試験結果

養生 A（20℃封緘状態での測定）と養生 C（温度のみ蒸気養生と同じで封緘状態での測定）での自己収縮ひずみ測定結果をそれぞれ図-10 および図-11 に示す。なお、本結果はコンクリートの線膨張係数を 10.5×10^{-6} と仮定して、埋込み型ひずみ計の温度の影響を補正した結果である。

いずれも打ち込み初期に膨張ひずみが生じた後、急速に収縮ひずみが生じている。特に高炉スラグ微粉末は自己収縮ひずみが大きく、材齢 10 日頃までのひずみの増進も大きいのが特徴的である。材齢初期では高炉スラグ微粉末の粉末度が大きいほど自己収縮ひずみが大きくなるが、ひずみの収束も他と比べて早いため、材齢が進むにつれて、その差は小さくなっている。

フライアッシュについては、I 種と II 種でほとんど差異はなく、いずれも自己収縮ひずみはかなり小さくなった。PC 用配合では一般にセメント量が多く、自己収縮ひずみによるひび割れなどが懸念されるため、フライアッシュの自己収縮抑制効果に期待するところは大きいもの

と判断される。

養生方法の違いについては、蒸気養生と同じ温度履歴を与えた場合、20℃の場合よりも全体的に自己収縮ひずみが小さくなった。特にフライアッシュについてはほぼ 0 となっている。一般に高温履歴を受けると自己収縮は大きくなると言われているが、今回のような蒸気養生の範囲では、むしろ収縮ひずみが生じにくいセメントペーストマトリクスを形成するのではと推察される。

6. 乾燥収縮に関する試験結果

(1) 長さ変化測定結果

材齢 56 日までの長さ変化測定結果を図-12 および図-13 に示す。図中の灰色線はコンクリート標準示方書〔設計編〕による推定値である ($W=165\text{kg/m}^3$)。

養生 A と養生 B で比較した結果、フライアッシュを使用した配合および無混合の長さ変化量に大きな差はなく、養生方法による違いがあまり見られない結果となった。また、示方書の推定値とほぼ同じ傾向となった。それに対し、高炉スラグ微粉末を使用した配合は他に比べて特に初期材齢での長さ変化量が大きく、養生 B では養生 A に比べて 100μ 程度大きくなった。養生 C と養生 D で比

較した結果、蒸気養生の場合も高炉スラグ微粉末を用いた配合において長さ変化量は大きくなっているが、自己収縮の場合と同様、全体的に小さくなっている。フライアッシュを使用した配合については、蒸気養生後に水中養生を行うと若干長さ変化量が小さくなるが、高炉スラグ微粉末 4000 についてはあまり差異がない結果となっている。

(2) 乾燥収縮ひずみ

上記長さ変化量は測定開始からの自己収縮量を含んでいることから、純粋な意味での乾燥収縮ひずみではない。そこで、簡易的に自己収縮ひずみ量の測定結果を用いて、長さ変化量から各測定時における自己収縮ひずみ量の増分(乾燥開始時を基準とする)を差し引いた結果を図-14 および図-15 に示す。

全体的な傾向は、長さ変化の場合と同様であるが、無混合のものが最も乾燥収縮ひずみが小さい結果となっている。それに対し、フライアッシュおよび高炉スラグ微粉末を使用した配合は、多少のバラツキはあるものの、無混合のものに対し、試験期間 56 日で 0~100 μ 程度の範囲となっている。蒸気養生の場合は、全体的に 100 μ 程度小さくなっており、自己収縮の場合と同様の傾向が見られる。養生 A と養生 B を比べると高炉スラグ微粉末およびフライアッシュとも養生期間の影響を受けることは明らかである。

本試験の範囲では、混和材を使用すると簡易的に自己収縮の影響を取り除いた乾燥収縮ひずみが若干増加する傾向にあるが、混和材の使用によって極端に乾燥収縮ひずみが異なることはないと考えられる。収縮全体で見れば乾燥収縮ひずみに起因する部分が大きい、混和材の影響は主に自己収縮に起因するものと推察される。

7. まとめ

今回の試験で得られた知見を以下に示す。

- ① 混和材を使用した場合、養生方法に関わらず材齢 28 日までの圧縮強度は小さくなる。ただし、強度の増進は無混合のものよりも大きくなる。
- ② 蒸気養生の場合、圧縮強度および割裂引張強度に対する混和材の種別による相違は少ない。また、蒸気養生後に水中養生を行うことで強度が増進する。
- ③ 割裂引張強度と圧縮強度の相関は配合に拘らずほぼ同じであり、比例関係に近い相関である。
- ④ 高炉スラグ微粉末を用いると自己収縮ひずみがかなり大きくなり、逆にフライアッシュを用いる

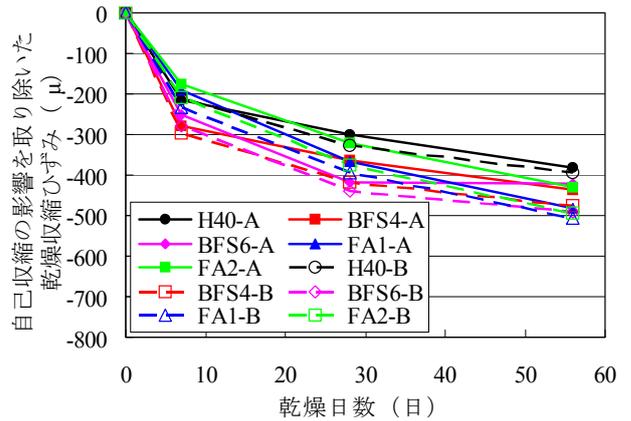


図-14 乾燥収縮ひずみ(養生 A, 養生 B)

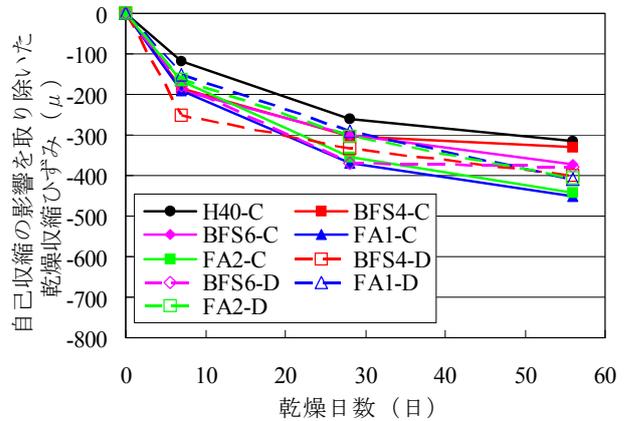


図-15 乾燥収縮ひずみ(養生 C, 養生 D)

とかなり小さくなる。蒸気養生の場合は、全体的に自己収縮ひずみが小さくなる。

- ⑤ 混和材を用いた場合、乾燥収縮ひずみは養生の影響を受け易い。
- ⑥ 簡易的に自己収縮の影響を取り除いた乾燥収縮ひずみは、混和材の使用によって若干増加するものの、無混合のものと大きく異なる。収縮に対する混和材の影響は主に自己収縮に起因するものである。

参考文献

- 1) 土木学会：高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの施工指針，1996.6
- 2) 日本建築学会：高炉スラグ微粉末を使用するコンクリートの調合設計・施工指針(案)・同解説，1996.1
- 3) 谷口秀明，渡辺博志，田中良樹，藤田学：高炉スラグ微粉末を用いた PC 用コンクリートの特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.1, pp.531~536, 2002
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕2007 年制定，2007

アラミド短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの基礎物性

Fundamental Properties of Aramid Fiber Reinforced High Strength Concrete

佐々木 亘 WATARU SASAKI
 谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
 樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

アラミド短繊維を混入した高強度繊維補強コンクリートの基礎的データを得ることを目的として、その力学特性および収縮特性について確認を行った。その結果、1) 高強度コンクリートに集束タイプのアラミド短繊維を混入することにより圧縮強度はやや低下すること、2) 割裂引張強度試験によるひび割れ発生強度は大きくなること、3) 混入率によっては鋼繊維と同等程度の曲げじん性が得られること、4) アラミド短繊維を用いることで自己収縮ひずみを低減することが可能であることなどがわかった。

キーワード：短繊維補強コンクリート、高強度コンクリート、アラミド繊維、ひび割れ発生強度、自己収縮

This paper describes the examination results of mechanical and shrinkage properties of high strength concrete reinforced by resin bound short aramid fibers. As a result, the followings were obtained; 1) Increasing the aramid fiber content reduce compressive strength of concrete a little, 2) Mixing the aramid fibers into high strength concrete increases cracking strength by cleavage test, 3) The aramid fibers show the same reinforcement effect on the flexural toughness as steel fibers have, 4) Mixing the aramid fibers into high strength concrete can reduce autogenous shrinkage strain.

Key Words: Fiber Reinforced Concrete, High Strength Concrete, Aramid Fiber, First Crack Strength, Autogenous Shrinkage

1. はじめに

短繊維をコンクリートやモルタル中に均一に分散させると、引張強度、曲げ強度、せん断強度、ひび割れの抑制、じん性、耐衝撃性などの様々な性能を改善できることは古くから知られており、盛んに研究が行われてきた¹⁾。最近では、設計基準強度 180N/mm²という高い圧縮強度を持ち、鋼繊維を比較的少量に混入することにより高い引張強度やじん性を付与した超高強度繊維補強コンクリート (UFC)²⁾や、極細径の有機繊維を混入し、一軸直接引張応力下において微細で高密度な複数ひび割れを形成する、疑似ひずみ硬化特性を示す複数微細ひび割れ型セメント複合材料 (HPFRCC)³⁾といった高性能なセメント系材料が開発され、道路橋等への適用^{4),5)}も始まっている。しかし、それらはいずれも粒径の小さい細骨材を使用したモルタルである。

コンクリートはモルタルに比べて、収縮やクリープが小さく寸法安定性に優れることや、セメント量が少なくできるため、水和発熱を低減できるといった特長がある。

また、現状では、UFCのように設計基準強度 180N/mm²までの高強度を必要とする構造物は少ない。このため、通常のコンクリートから UFC で対象とする圧縮強度までの間を補完する短繊維補強コンクリートの技術が確立すれば、様々な用途に広く展開できるものと考えられる。しかし、現状では、短繊維補強コンクリートの設計施工に関する指針類^{6),7)}は、水セメント比が 50%程度のコンクリートを対象としたものであり、前述のような高い強度域の短繊維補強コンクリートを対象とした検討は必ずしも十分とはいえない。

また、一般に UFC に用いられる短繊維は鋼繊維である。UFC は組織の緻密さから、鋼繊維の腐食による力学特性の低下については起こらないものとされているが、ごく表面に存在する鋼繊維の腐食により美観が損なわれる可能性については検討する必要がある²⁾。UFC より低い強度域の場合については、当然、鋼繊維の腐食による力学特性の低下について検討が必要であろう。これに対し、有機繊維を適用が可能であれば、より高耐久なコンクリートが実現できるものと考えられる。

表-1 使用した短繊維と短繊維混入率

記号	種類	繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	アスペクト比	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	短繊維混入率 (vol%)
SF1	普通鋼繊維	0.62	30	48	1100	200	1.5
SF2	高強度鋼繊維	0.38	30	79	2610~3190	200	1.0
SF3	極細鋼繊維	0.2	15	75	2000 以上	200	0.75
VF1	PVA 繊維	0.66	30	45	900	23	1.5
VF2		0.2	18	90	975	27	1.0
AF1	アラミド繊維	0.5	30	60	3410	74	0.5, 1.0, 1.5
AF2		0.4	15	38			0.5, 1.0, 1.5
AF3		0.2	15	75			0.5, 0.75, 1.0

表-2 使用材料

材料	種類	産地, 物性, 成分	密度	記号
水	上水道水	千葉県流山市	1.0	<i>W</i>
結合材	セメント	低熱ポルトランドセメント, 比表面積 3860cm ² /g	3.24	<i>C</i>
	混和材	エジプト産シリカフェーム, BET 比表面積 16.2m ² /g	2.25	<i>SF</i>
細骨材	砕砂	茨城県岩瀬産硬質砂岩, 吸水率 1.68%	2.61	<i>S</i>
粗骨材	砕石 2005	茨城県岩瀬産硬質砂岩, 吸水率 0.72%	2.65	<i>G</i>
化学混和剤	高性能減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物	—	<i>SP</i>
	空気量調整剤	ポリアルキレングリコール誘導体	—	<i>Ad</i>

注) 骨材の密度は表乾密度である。

表-3 コンクリートの条件

水結合材比, <i>W/B</i> (%)	16.0
単位水量, <i>W</i> (kg/m ³)	175
単位粗骨材絶対容積, <i>V_G</i> (m ³ /m ³)	0.300(繊維なし), 0.200
空気量 (%)	2.0
スランプフローの目標値	600mm 以上



写真-1 アラミド短繊維

そこで、本稿では、高強度域に対応しうる有機繊維としてアラミド繊維に着目し、圧縮強度が 180N/mm²未満の高強度繊維補強コンクリートを対象として、アラミド短繊維がコンクリートの力学特性や収縮特性に及ぼす影響について検討を行った。

2. アラミド短繊維が高強度コンクリートの力学特性に及ぼす影響

(1) 実験概要

a) 使用材料

本実験で検討を行った短繊維を表-1 に示す。用いたアラミド短繊維はいずれも、繊維径 0.012mm のパラ型アラミド繊維をエポキシ系樹脂により集束し、所定の繊維径としたものである。アラミド短繊維の外観を写真-1 に示す。比較用の短繊維としては、鋼繊維および PVA (ポリビニルアルコール, 通称ビニロン) 短繊維を用いた。鋼繊維のうち、普通鋼繊維はトンネル覆工等で用いられている一般的なものであり、両端にフック状の加工がされ

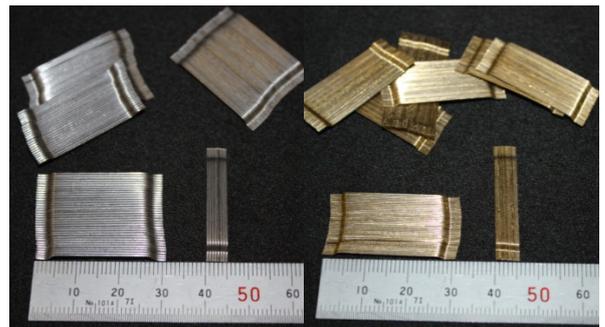


写真-2 普通鋼繊維(左)および高強度鋼繊維(右)

ているものである。高強度鋼繊維は普通鋼繊維と形状は同一であるが、引張強度が高く繊維径は小さい。写真-2 に普通鋼繊維および高強度鋼繊維の外観を示す。指針案⁶⁾およびマニュアル⁷⁾に基づいて粗骨材最大寸法を考慮し、繊維長はいずれも 30mm のものを用いた。一方、極細鋼繊維は、一般的には粗骨材を用いない UFC に使用されるタイプの鋼繊維であり、繊維長が 15mm と短い、

繊維径が小さいためアスペクト比は大きくなっている。PVA 短繊維は、コンクリートの補強用として一般的に用いられているものであり、これまでも PVA 短繊維を混入した繊維補強コンクリートの検討⁸⁾を行っている。

表-2 に短繊維以外の使用材料を示す。結合材は、高強度コンクリートに関する既往の研究⁹⁾を参考に、低熱ポルトランドセメントの10%をシリカフェームで置換したものを用いた。

b) コンクリートの条件

コンクリートの条件を表-3 に示す。コンクリートの単位粗骨材絶対容積は、短繊維を用いないコンクリートでは $0.300\text{m}^3/\text{m}^3$ とし、短繊維を用いる場合には、筆者らの行った PVA 短繊維を用いた水セメント比 50~33%の短繊維補強コンクリートの検討⁹⁾を参考に、本実験での水結合材比(W/B)も考慮し $0.200\text{m}^3/\text{m}^3$ とした。W/B は 16% とし、単位水量はコンクリート標準示方書¹⁰⁾に示される通常のコンクリートにおける標準値の上限 $175\text{kg}/\text{m}^3$ とした。空気量の設計値は 2.0%とし、フレッシュ時の流動性状としては、スランプフロー600mm 以上を目標とした。

表-1 には各短繊維で検討した短繊維混入率も併記している。フレッシュ性状への影響を考慮し、繊維径が小さくアスペクト比が大きいものほど混入率を小さくした。

c) 実験方法

公称容量 100L の強制 2 軸ミキサによりコンクリートの練混ぜを行い、ただちにフレッシュ性状の確認および力学特性確認のための円柱供試体(φ100×200mm)および角柱供試体(100×100×400mm)の製作を行った。各供試体は材齢 1 日で脱型後、所定の材齢まで標準水中養生を行った。力学特性の確認は、圧縮強度試験(JIS A 1108)、静弾性係数試験(JIS A 1149)、割裂引張強度試験(JIS A 1113)、曲げ強度および曲げタフネス試験(JSCE-G552)に準じて行い、割裂引張強度試験においては、超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)²⁾を参考に、供試体端面のひずみを計測し、ひずみ変化が不連続になった点をひび割れ発生強度とした。

(2) 実験結果および考察

a) 圧縮強度

図-1 に短繊維の種類および混入率と圧縮強度の関係を、図-2 に短繊維の種類および混入率と圧縮強度比の関係を示す。ここで、圧縮強度比とは、各短繊維を混入させたコンクリートの圧縮強度を、短繊維を混入しないコンクリートの圧縮強度で除した値である。

図-1 より、材齢 91 日の圧縮強度は短繊維の種類によって $160\sim 180\text{N}/\text{mm}^2$ の範囲を有することがわかる。図-2 によれば、いずれの短繊維を混入させた場合も、材齢 7

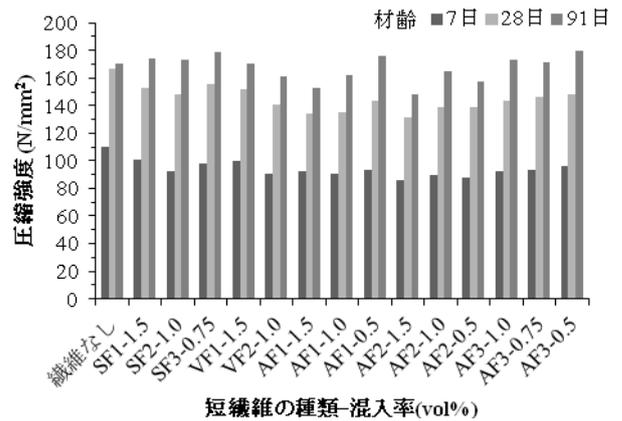


図-1 短繊維の種類および混入率と圧縮強度の関係

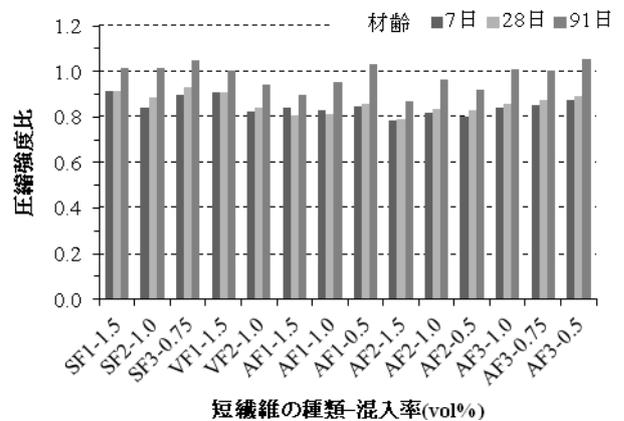


図-2 短繊維の種類および混入率と圧縮強度比の関係

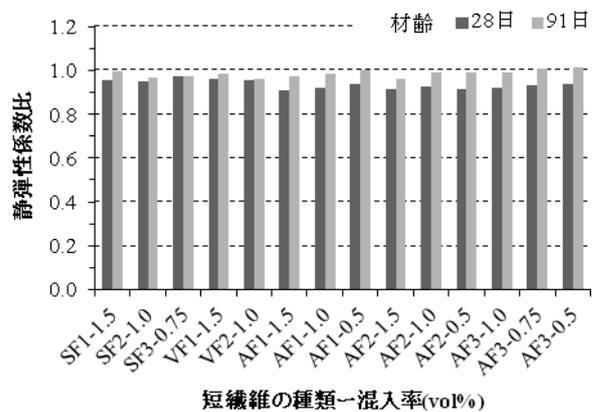


図-3 短繊維の種類および混入率と静弾性係数比の関係

日および 28 日の圧縮強度比は 0.8~0.9 程度である。材齢 91 日では、鋼繊維の場合はほぼ 1.0 となり、短繊維を用いない場合と同程度まで圧縮強度が発現するが、有機繊維を用いた場合は、アラミド短繊維(AF1,AF2)および細径の PVA 短繊維(VF2)などで圧縮強度比が 0.9 程度にとどまる結果となった。

また、アラミド短繊維では混入率が大きくなるにした

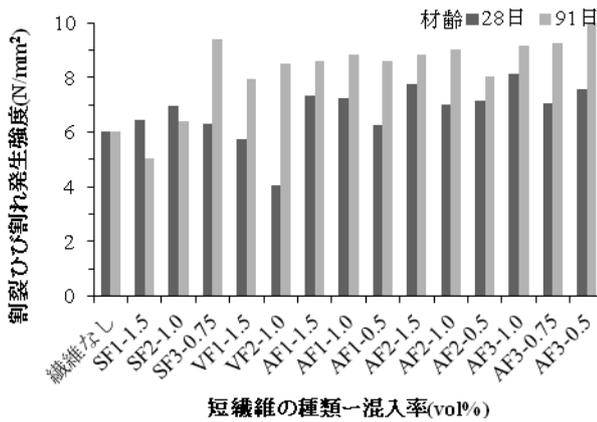


図-4 短繊維の種類および混入率と割裂ひび割れ発生強度の関係

がって圧縮強度が小さくなる傾向にある。特に、繊維径 0.5mm のもの(AF1)ではその傾向が顕著である。これらの結果から判断すると、本実験の範囲では、径が大きくなるほど、圧縮強度に及ぼす影響が大きいことが明らかになった。これは、樹脂によるアラミド繊維の集束がコンクリートマトリクスより弱く、圧縮応力下ではアラミド短繊維が弱点になっていると推察される。

b) 静弾性係数

図-3 に短繊維の種類および混入率と静弾性係数比の関係を示す。ここで静弾性係数比とは各短繊維を混入させたコンクリートの静弾性係数を、短繊維を混入しないコンクリートの静弾性係数で除した値である。

水セメント比 50~33%の検討⁹⁾では短繊維混入率の増加に伴った単位粗骨材絶対容積の減少により、静弾性係数が低下する傾向が得られているが、本実験においては、アラミド短繊維に着目すれば短繊維混入率の増加に伴い静弾性係数が低下する傾向もみられるが、全体としては静弾性係数の低下はそれほど大きくない。これは、水結合材比を減じ高強度化することにより、骨材や短繊維がコンクリートの静弾性係数へ及ぼす影響が小さくなっているものと考えられる。

c) 割裂ひび割れ発生強度

図-4 に短繊維の種類および混入率と割裂ひび割れ発生強度の関係を示す。材齢 28 日の PVA 短繊維，材齢 91 日の普通鋼繊維(SF1)および高強度鋼繊維(SF2)などをのぞけば、短繊維を混入することで割裂ひび割れ発生強度が増加している。そのなかでも、アラミド短繊維を用いた場合、鋼繊維や PVA 短繊維と比較して材齢 28 日，91 日ともにひび割れ発生強度が高くなるのがわかる。また、短繊維を用いない場合、材齢の経過に対してひび割れ発生強度の増進はみられないが、短繊維を用いた場合、本実験で用いたほとんどの繊維では、材齢の経過とともに

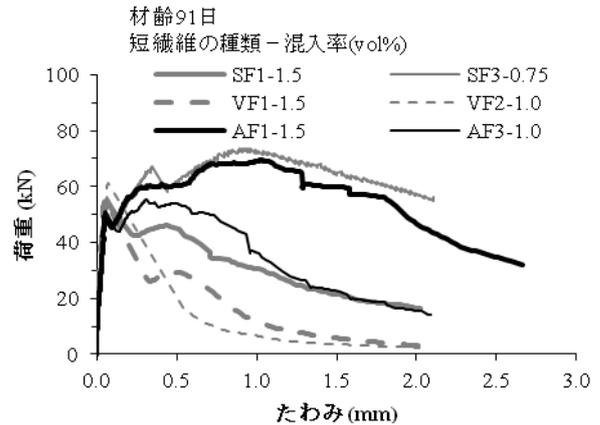


図-5 曲げ試験における荷重-たわみ曲線の一例

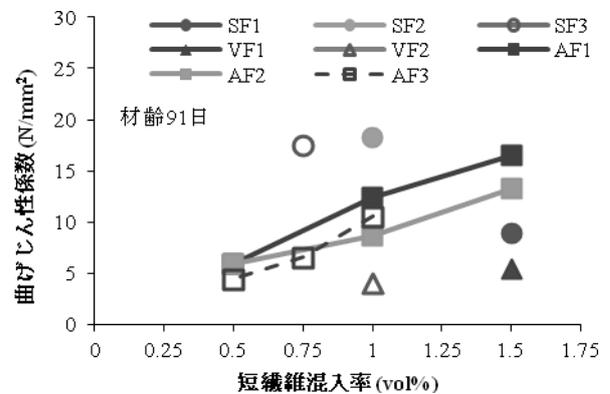


図-6 短繊維混入率と曲げじん性係数の関係

にひび割れ発生強度も大きくなっている。これは、材齢に伴って短繊維とマトリクスの付着強度が増進していることが可能性として考えられるが、普通鋼繊維(SF1)および高強度鋼繊維(SF2)では逆にひび割れ発生強度は低下している。これらの短繊維は両端にフック加工がされており、他の繊維と付着特性が異なっていることも考えられ、この点に関しては、今後、より詳細な検討が必要であると考える。

d) 曲げ強度および曲げタフネス

図-5 に曲げ試験における荷重-たわみ曲線の一例を示す。短繊維の形状寸法(繊維径および繊維長)が近いものは同程度の混入率で比較している。これによると、普通鋼繊維(SF1)および PVA 短繊維(VF1, VF2)を用いた場合、曲げひび割れの発生以降は曲げひび割れ発生荷重を上回るような荷重回復はみられず、たわみの増加に従って荷重が低下していく傾向にある。特に PVA 短繊維では荷重の低下が大きいことがわかる。コンクリートの強度域が非常に高く、曲げひび割れの発生強度も高くなっているため、ひび割れ発生以降に短繊維によって高い曲げ

応力を負担できなかつたものと考えられる。

極細鋼繊維(SF3)は、UFC で用いられる短繊維であり、本実験においても曲げひび割れ発生後に繊維の架橋効果により荷重が増加する、いわゆるたわみ硬化特性³⁾を示している。一般的に、繊維補強コンクリートに用いる短繊維の繊維長は、粗骨材の最大寸法の 1.5 倍以上が標準¹⁰⁾とされているが、極細鋼繊維(SF3)の繊維長は粗骨材の最大寸法 20mm に対して 15mm と短いにも関わらず、図-5 に示すように高い補強効果が現れている。これは、前述の静弾性係数の場合と同様に、ペーストの高強度化により骨材の影響が小さくなっているものと推察される。アラミド短繊維を用いた場合は、AF1-1.5 では極細鋼繊維と同程度の挙動を示している。AF3-1.0 は、AF1-1.5 と比較すると小さいものの、普通鋼繊維(SF1)に対しては同等以上の荷重を保持していることが確認できる。

図-6 は短繊維混入率と曲げじん性係数の関係を示したものである。曲げじん性係数とは、図-5 に示す荷重-たわみ曲線において、曲線と横軸(2mm まで)によって囲まれた面積によって表わされる指標である。高強度鋼繊維(SF2)や極細鋼繊維(SF3)が大きな値を示しているが、アラミド短繊維も短繊維混入率を増加させることで、同程度まで曲げじん性係数を大きくできることがわかる。アラミド短繊維を用いたコンクリートの曲げじん性係数は、同じ短繊維混入率の PVA 繊維と比較して 2~3 倍程度大きい。

以上より、高強度コンクリートに対してアラミド繊維を用いることで、短繊維混入率によっては、鋼繊維と同程度の補強効果を期待できることがわかる。

3. アラミド短繊維が高強度コンクリートの収縮特性に及ぼす影響

(1) 実験概要

低水結合材比となる高強度コンクリートでは、乾燥収縮だけでなく自己収縮も問題となる。そこで本章では、アラミド短繊維を用いた高強度コンクリートの自己収縮および乾燥収縮について検討を行った。

使用材料やコンクリートの配合は、基本的には前章と同様であるが、短繊維については繊維径 0.5mm、繊維長 30mm のアラミド繊維(表-1 の AF1、以後図中では AF と表記)と、繊維径 0.66mm、繊維長 30mm の PVA 繊維(表-1 の VF1、以後図中では VF と表記)とで比較を行うこととした。また、収縮対策として、膨張材(エトリンサイト系)および収縮低減剤(低級アルコール系)を併せて用いた場合の効果についても確認を行った。

自己収縮ひずみの測定は、「(仮称)高流動コンクリー

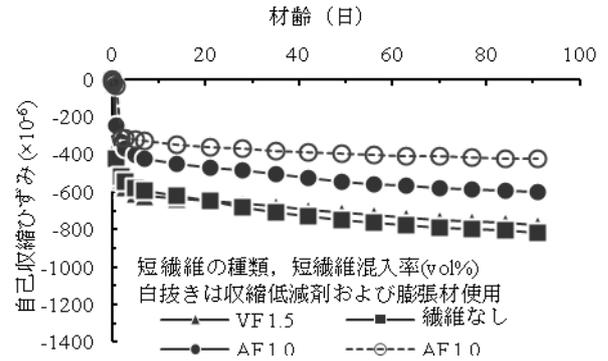


図-7 自己収縮ひずみの経時変化

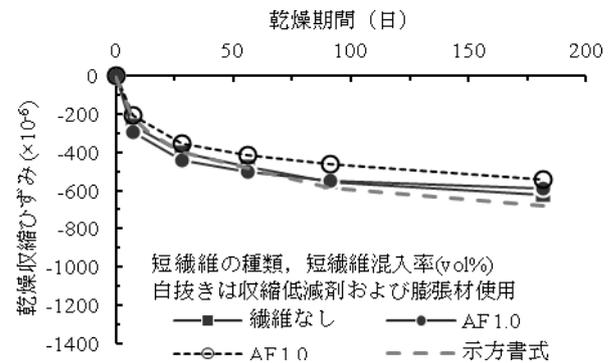


図-8 乾燥収縮ひずみの経時変化

ト自己収縮試験方法¹¹⁾に準じた。100×100×400mm の角柱供試体中央に埋込み型のひずみ計を設置し、封かん状態におけるひずみを連続的に計測した。乾燥収縮ひずみは JIS A1129-2 (コンタクトゲージ法) によるもので、ゲージプラグは埋込み型のものを用いた。供試体は 100×100×400mm の角柱供試体であり、材齢 7 日まで標準水中養生を行い、基長の測定後、温度 20℃、相対湿度 60% の恒温恒湿室内に存置した。

(2) 実験結果および考察

a) 自己収縮ひずみ

図-7 に自己収縮試験の結果を示す。図では収縮ひずみを負の値で示しているが、文章中では収縮を正として述べる。短繊維を用いないコンクリートでは、低熱ポルトランドセメントを用いているものの、低水結合材比であること、シリカフェームを用いていることにより、材齢 91 日で 800×10⁻⁶ 程度の自己収縮ひずみを生じる。PVA 繊維を用いた場合は短繊維を用いない場合と同程度の自己収縮ひずみを生じた。これは、フレッシュ時の流動性を確保しつつ PVA 繊維を混入させるために単位粗骨材絶対容積を減じているので、PVA 短繊維にも自己収縮ひずみを拘束する効果があることを示唆するものであると

考えられる。それに対して、アラミド短繊維を用いた場合の自己収縮ひずみは、材齢 91 日で 600×10^{-6} 程度であり、短繊維を用いないコンクリートや、PVA 短繊維を用いたコンクリートと比較して、自己収縮ひずみを大きく低減できることがわかる。PVA 短繊維は繊維の表面が平滑であるのに対し、アラミド短繊維は集束されており平滑ではない。このために、短繊維の表面積が大きくなり、短繊維による拘束効果が大きくなっているものと推察される。また、繊維の弾性係数の違いも影響を及ぼすものと考えられる。さらに、アラミド短繊維を混入した繊維補強コンクリートに収縮低減剤および膨張材を用いることで、材齢 91 日の自己収縮ひずみを 400×10^{-6} 程度まで抑えることができている。この値は、PC 上部工で用いられる高強度コンクリート（早強ポルトランドセメント使用、水セメント比 30%程度）と同程度の値である⁹⁾。

UFC では自己収縮ひずみが非常に大きく、部材内部に補強鉄筋を配置しないことを標準としている²⁾ように、高強度コンクリートでは自己収縮について留意が必要となることが多い。アラミド短繊維を用いることで高強度繊維補強コンクリートの自己収縮を低減できることは、適用に際しての大きな利点であると考えられる。

b) 乾燥収縮ひずみ

図-8 に乾燥収縮試験の結果を示す。コンクリート標準示方書に示される乾燥収縮¹⁰⁾の予測式に単位水量 175kg/m^3 を代入した曲線も併せて示した。これによると、短繊維を用いないコンクリートおよびアラミド短繊維を用いたコンクリートともに、示方書の予測式とほぼ同等の値であり、示方書の予測式により乾燥収縮ひずみが予測できる可能性が示された。また、乾燥収縮ひずみでは、自己収縮ひずみの場合に比べて、アラミド短繊維および膨張材・収縮低減剤の影響は小さいこともわかった。

4. まとめ

アラミド短繊維を混入した高強度繊維補強コンクリートについて、その力学特性および収縮特性を調べた結果、以下のことが明らかとなった。

- ①鋼繊維を混入させた場合、圧縮強度の低下は見られなかったが、集束タイプのアラミド短繊維を混入させた場合、混入率の増加に伴い、1 割程度の圧縮強度の低下がみられた。
- ②短繊維の混入とそれに伴う単位粗骨材絶対容積の低減による静弾性係数への影響は小さい。
- ③アラミド短繊維を用いることで割裂ひび割れ発生強度が増加する。

- ④アラミド繊維の混入率の増加に伴って曲げじん性係数は大きくなる。同程度の形状寸法、混入率の PVA 短繊維に比べその補強効果は大きく、混入率によっては、鋼繊維と同程度の補強効果を期待できる。
- ⑤同じ水結合材比のコンクリートに比べ、アラミド短繊維を用いたコンクリートは自己収縮ひずみが小さくなる。
- ⑥コンクリート標準示方書の乾燥収縮ひずみの予測式は、低熱ポルトランドセメントとシリカフェームを用いた高強度コンクリートの乾燥収縮ひずみにも適用できる可能性がある。

謝辞：本研究の実施に当り、京都大学大学院工学研究科宮川豊章教授にご指導を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 小林一輔：繊維補強コンクリート—特性と応用—，オーム社，1981
- 2) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004.9
- 3) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），2007.3
- 4) 石井精一，西村一博，児山裕樹，一宮利通：超高強度繊維補強コンクリートの道路橋への適用事例，第 15 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.13-16, 2006.10
- 5) 佐々木亘，尾原文宏，吉浦伸明，大城壮司，本山政司：低弾性高じん性セメント系複合体を用いた PC 桁連結床版の施工，土木学会第 65 回年次学術講演概要集，pp.911-922, 2010.9
- 6) 土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案），1983.3
- 7) 鋼材倶楽部：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル（トンネル編），1995.8
- 8) 谷口秀明，三上浩，浅井洋，樋口正典，藤田学：高じん性コンクリートの開発—ビニロン繊維補強コンクリートの基礎物性—，三井住友建設技術研究所報第 6 号，pp73-82, 2008.11
- 9) 河上浩司，西本好克：Fc100N/mm² 級の高強度コンクリートの強度発現に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.1, pp369-374, 2002.7
- 10) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書【施工編】，2008.3
- 11) 日本コンクリート工学協会：超流動コンクリート研究委員会報告書（Ⅱ），1994.5

環境負荷低減型コンクリートの ASR 抑制効果

Repressing Effects of Environmental Impact-Reduction Concrete on Alkali-Silica Reaction

佐々木 亘 WATARU SASAKI
 谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
 斯波 明宏 AKIHIRO SHIBA
 樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

混和材または混合セメントとしてシリカフュームおよび高炉セメント B 種に着目し、セメントの種類やシリカフューム置換率、水結合材比の異なる種々のモルタルバーを製作し、促進試験によりアルカリシリカ反応性について確認を行った。その結果、1)水結合材比によらず、セメントの 5-15%をシリカフュームで置換することによりアルカリシリカ反応(ASR)による膨張を抑制できること、2)高炉セメント B 種を用いることで ASR 膨張を抑制できること、3)水セメント比を減じることで外部からのアルカリ供給による ASR 膨張は抑制できるが、内部からアルカリが過剰に供給された場合は ASR 膨張が生じやすくなることなどがわかった。

キーワード：アルカリシリカ反応，促進養生，モルタルバー法，高炉セメント，シリカフューム

Focusing on silica fume and blast-furnace slag cement type b, this paper describes the examination results of accelerated curing test of alkali-silica reaction by mortar bar method, factored by type of cement, replacement ratio of silica fume and water-binder ratio. The followings were obtained; 1) In replacement ratio of silica fume of 5 to 15%, ASR expansion strains decreases regardless of water-binder ratio, 2) Blast-furnace slag cement type b decreases the strains, 3) Decrease of water-cement ratio makes the strains repressed by the added alkali from outside, but internally existing alkali leads to the expansion.

Key Words: Alkali-Silica Reaction, Accelerated Curing, Mortar Bar Method, Blast-Furnace Slag Cement, Silica Fume

1. はじめに

昨今の社会的要請により、コンクリート工事においても環境負荷低減は 1 つの大きなテーマとなりつつある。コンクリート工事のなかでも、コンクリートの材料となるポルトランドセメントが、その製造過程で化石燃料や石灰石を使用するために、発生する CO₂ 量が多いことから環境負荷が高いとされる。これに対し、高炉スラグ微粉末やフライアッシュといった産業副産物由来の混和材をセメントに置換して使用することが以前にも増して注目を集めており、その置換率を大きくしたコンクリートに関する研究開発が盛んに行われている。

一方で、これらの混和材がアルカリシリカ反応の抑制に効果があることはすでに知られているところであり、コンクリート標準示方書¹⁾ではアルカリシリカ反応対策として、アルカリ総量の抑制、混合セメント B 種などの使用、アルカリシリカ反応性試験で「無害」と判定され

る骨材の使用のうちいずれかを採ることと定めている。設計基準強度 60-100N/mm² の高強度コンクリートについては「無害」と判定される骨材を使用しなければならないことになっているが、これは、高強度コンクリートでは単位セメント量の増加によりアルカリ総量の抑制が困難になること、高強度コンクリートにおける混合セメント（混和材）の効果が明らかになっていないことなどを考慮²⁾したことによるものである。

このような状況に対し、筆者らはこれまでに高強度コンクリートやそれに近い強度域のコンクリートを対象としたアルカリシリカ反応性について検討^{3), 4)}を行ってきた。本稿では混和材または混合セメントとして、高強度コンクリートで多く用いられるシリカフューム⁵⁾および RC 構造物では一般的な高炉セメント B 種に着目し、水結合材比（水セメント比）と併せて、モルタルバーを用いた ASR 促進試験によりその影響について確認を行った。

2. 実験概要

(1) 使用材料

表-1 に使用材料を示す。骨材は、筆者らがこれまでに ASR 促進膨張試験に使用し大きな膨張を生じることを確認している^{4),5)}、安山岩系の砕砂を使用した。

セメントは、普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメントおよび高炉セメント B 種を使用した。普通ポルトランドセメントおよび早強ポルトランドセメントに対しては、シリカフェームの使用についても検討し、シリカフェームの置換率(SF/B)は、5%、10%、15%の3水準とした。これにより、セメントの種類および混和材の使用が、ASR 膨張へ及ぼす影響を確認することとした。

(2) モルタルの配合

水結合材比(W/B)は 50%、40%、30%の3水準とした。50%は JIS A 1146 モルタルバー法 (以下、JIS 法と称す) と同様であり、一般的な強度域を想定したものである。40%および 30%は PC 上部工で多く使用される高い強度域を想定したものである。

モルタルの配合は JIS 法に準じた配合を基準とし、結合材や水結合材比が異なる場合には、各配合において共通の材料である骨材の単位量が一定となるよう、ペーストの容積を一定とした。

総アルカリ量を調整する場合についても JIS 法を基本とし、JIS 法と同じ配合 N50 (普通ポルトランドセメント使用、水結合材比 50%、以下、配合名はセメントの種類と水結合材比の数値で表現する。シリカフェームを用いたものは、SF+置換率の数値を付記する。) の場合にセメント量の 1.2%となるよう 1mol/L 水酸化ナトリウム水溶液により調整した。他の配合はアルカリの Na₂O 当量による添加量が N50 と等しくなるようにした。なお、水結合材比が 40%および 30%の配合では、供試体製作に必要な流動性を確保する目的で高性能 AE 減水剤を使用した。W/B=40%の場合には SP1、W/B=30%の場合には SP2 を使用した。高性能 AE 減水剤由来のアルカリについては、添加するアルカリ量に含めることとした。

(3) 養生および測定方法

供試体の寸法は 40×40×160mm とし、材齢 1 日で脱型した後、促進養生下における膨張ひずみ(長さ変化率)を測定した。膨張ひずみの測定は JIS A 1129-3 ダイヤルゲージ法により実施した。

養生方法は、材齢 28 日まで 40℃湿度 95%以上、材齢 28 日以降 50℃飽和 NaCl 水溶液浸せき (以下、養生 D)、材齢 2 日まで 80℃水中、材齢 2 日以降 80℃1mol/L の

表-1 使用材料

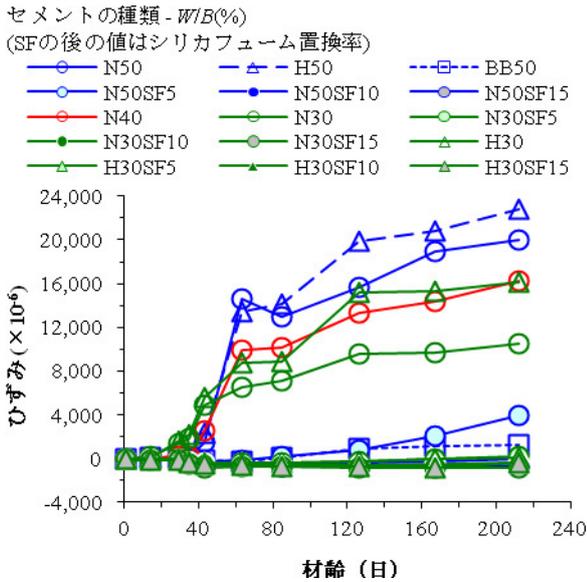
材料	種類, 物性等	密度 (g/cm ³)	記号
水	上水道水	1	W
セメント	普通ポルトランドセメント, 比表面積 3350cm ² /g, 全アルカリ 0.53%	3.15	N
	早強ポルトランドセメント, 比表面積 4750cm ² /g, 全アルカリ 0.45%	3.13	H
	高炉セメント B 種, 比表面積 3980cm ² /g, ベースセメントの全アルカリ 0.52%, 高炉スラグの分量 40~45%	3.04	BB
混和材	シリカフェーム, エジプト産, BET 比表面積 16m ² /g, 全アルカリ 0.56%	2.25	SF
細骨材	北海道産砕砂 (安山岩系), 吸水率 2.84%, 化学法「無害でない」Rc=98mmol/L, Sc=427mmol/L	2.64	S
混和剤	高性能 AE 減水剤, 低空気連行タイプ, ポリカルボン酸系, 全アルカリ 1.4%	-	SP1
	高性能 AE 減水剤, 低空気連行タイプ, ポリカルボン酸系, 全アルカリ 1.0%	-	SP2

NaOH 水溶液浸せき (以下、養生 A) の 2 方法とした。養生 D では総アルカリ量を調整したものと調整しないものの、養生 A では総アルカリ量を調整しないもののみを試験に供した。また、基長の測定は、養生 D の場合は脱型時、養生 A の場合は材齢 2 日の溶液浸せき開始時に行った。

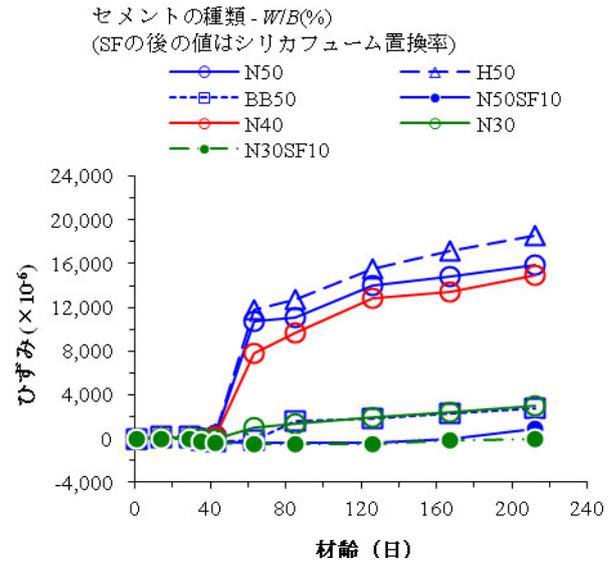
3. 実験結果および考察

(1) 膨張ひずみの経時変化

図-1 および図-2 にそれぞれの促進養生における膨張ひずみの経時変化を示す。いずれの養生方法であっても、セメントの一部をシリカフェームで置換した場合、および高炉セメント B 種を用いた配合では、膨張を大幅に低減できていることが分かる。シリカフェームを少量使用した場合、ASR 膨張を促進する⁶⁾とした報告があるが、本実験では置換率 5%であっても、ASR 膨張の促進は特に認められなかった。ただし、図-1(a) の N50SF5 では、材齢 120 日以降に膨張を生じていることが確認できる。



(a) 練混ぜ時にアルカリ添加



(b) アルカリ添加なし

図-1 膨張ひずみの経時変化 (材齢 28 日以降 50°C 飽和 NaCl 水溶液へ浸せき(養生 D))

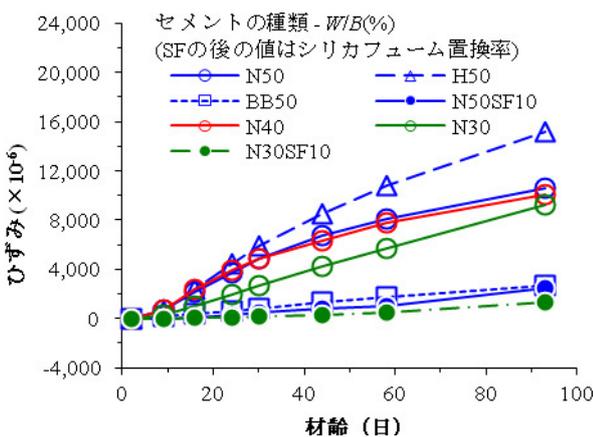


図-2 膨張ひずみの経時変化 (80°C 1mol/L NaOH 水溶液へ浸せき(養生 A))

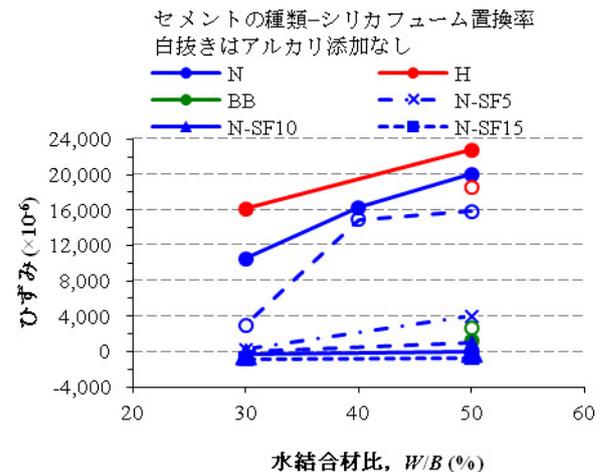


図-3 膨張ひずみと水結合材比の関係 (養生 D, 水溶液浸せきから 182 日)

(2) 水結合材比の影響

普通ポルトランドセメントおよび早強ポルトランドセメントを単体で用いた場合 (シリカフェームで置換しない場合), 図-1(a)に示すように, アルカリを添加した養生 D では, 50°C 飽和 NaCl 水溶液へ浸せきした後, 材齢 40 日付近で膨張ひずみが急激に増加している。その後の膨張ひずみの経時変化は, 水結合材比によらず, セメントの種類ごとに同様な挙動を示している。一方, アルカリを添加しない場合は, 図-1(b)に示すように, N50, H50, N40 はアルカリを添加した場合と同様の挙動であるが, N30 では材齢 40 日付近の急激な膨張は見られず, その後も膨張ひずみは漸増するものの, BB50 と同程度であり, 膨張を抑制できているといえる。図-3 に水溶液

浸せきから 182 日後 (材齢 210 日) の膨張ひずみと水結合材比の関係を示す。この図からもわかるように, 水結合材比が小さくなるに従って, 膨張ひずみも小さくなることわかる。特に W/B=30% とすることで, 練り混ぜ時にアルカリを添加しない場合はアルカリを添加した場合と比べて, 膨張ひずみが大きく抑制されている。これは, W/B が小さいほどセメントペーストの組織が緻密となり, 外部からの供給されるアルカリや水が少なくなるためであると考えられる。また, このように, 練り混ぜ時にアルカリを添加しなかった場合に膨張が抑えられていたことから, 富配合とした場合に増加する, セメント由来のアルカリの影響は小さいようである。

なお, 図-1(a)に示す N30, H30 については, 急激に膨

張ひずみが増加する材齢が、先述の材齢40日付近よりもやや早い材齢で生じていることが確認できる。これについては別途検討を行ったので、その結果については後述することとする。

(3) セメントの種類・混和材の影響

図-1, 図-2 および図-3 から普通ポルトランドセメントと早強ポルトランドセメントについて比較すると、早強ポルトランドセメントのほうが膨張ひずみがやや大きい。しかし、一部をシリカフェームで置換した場合はその差がほとんどなくなり、同様に ASR 膨張が抑制されていること、また、本実験は反応性の大きい骨材を用いた促進試験であるという条件も考慮すると、早強ポルトランドセメントのために特別な対策を検討しなければならないというものではないと考える。

シリカフェームを使用した場合、ほとんどの配合において膨張を生じていない。図-4 はシリカフェームの置換率と膨張ひずみの関係をプロットしたものである。アルカリを添加した養生 D における配合 N50SF5 でのみ若干の膨張を生じているが、シリカフェームで置換しない N50 の膨張歪みに比べて 1/5 程度まで低減できている。また、50℃飽和 NaCl 水溶液に浸せきする方法として一般的なものはデンマーク法と呼ばれる方法であるが⁷⁾、デンマーク法では試験期間 91 日の膨張ひずみで判定を行う。このことも考慮すると、図-1 (a) より、N50SF5 は水溶液浸せき 91 日程度まではほとんど膨張を生じていないことから、実環境で膨張を生じる可能性は低いと考えられる。したがって、ASR 抑制効果は十分にあると判断される。

高炉セメント B 種を使用した場合は、いずれの促進養生であっても大きな膨張は生じず、ASR 抑制に非常に有効であることが確認された。

(4) 低水結合材比 (水セメント比) における添加アルカリの影響

先述のとおり、図-1 (a) において、低水結合材比 (この節では混和材を使用しないため、以下、水セメント比と表記する) の配合 (N30, H30) で早期に膨張が生じる現象が確認された。この膨張は飽和 NaCl 水溶液に浸せきする前、すなわち、40℃湿度 95%以上での養生中に生じていた。そこで、普通ポルトランドセメントを用い、アルカリ添加を行った水セメント比 50%, 40%, 30% の 3 配合について、40℃湿度 95%以上の条件で養生を行い、膨張ひずみを測定した。水セメント比 50%の配合では、JIS 法と同条件となる。

図-5 に膨張ひずみの測定結果を示す。JIS 法の条件と

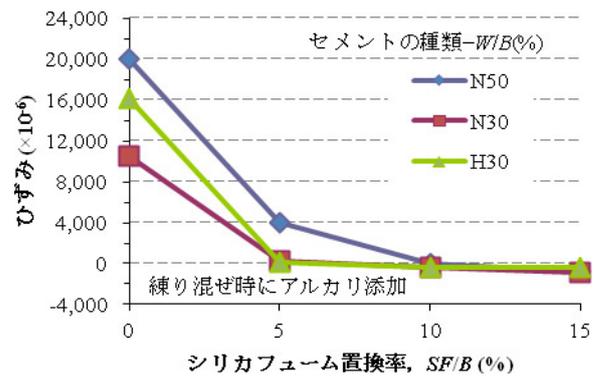


図-4 膨張ひずみとシリカフェーム置換率の関係 (養生 D, 水溶液浸せきから 182 日)

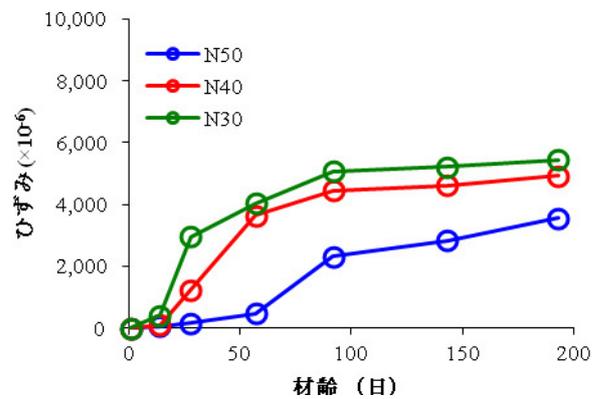


図-5 膨張ひずみの経時変化 (40℃湿度 95%以上)

なる N50 においても大きな膨張を示し、JIS 法の判定基準(182 日で $1,000 \times 10^{-6}$ の膨張ひずみ)で「無害でない」と判定されるが、N40, N30 はより大きな膨張を示し、かつ、より早期に膨張を生じる結果となった。この試験条件では、アルカリシリカ反応に寄与するアルカリが、モルタル内部に多量に存在する。そのため、いずれの配合でも初期材齢からある程度、アルカリシリカゲルの生成が起こるものと考えられる。このアルカリシリカゲルの膨張がモルタルバーの膨張として測定されるが、水セメント比が大きい場合には組織に空隙が多く、ゲルの膨張圧が緩和⁸⁾され、逆に、水セメント比が小さい場合にはゲルの膨張圧が緩和されないために、初期の膨張ひずみが大きくなったものと推察される。

水セメント比が小さいほど大きな膨張を示す結果ではあるが、これは練り混ぜ時から過度にアルカリを添加した場合の結果である。そのようなアルカリ添加が無ければ、図-1 (b) の結果から、水セメント比が 30%程度まで小さければ、外部からのアルカリ供給による ASR 膨張の促進はみられない。しかし、PC 上部工でも多用される水セメント比 40%程度では、どちらの条件でも大きな膨張を示している。すなわち、ゲルの膨張圧は緩和されにく

く、外部からのアルカリ供給もある程度受けてしまうことを意味する。このような水セメント比のコンクリートにアルカリシリカ反応性が疑われる骨材を使用しなければならない場合、実際に使用する配合のコンクリートによるアルカリシリカ反応性試験や対策方法等、十分な検討が必要であると言える。

4. まとめ

本実験により以下の知見を得た。

- ① 非常に大きな膨張を生じるモルタルであっても、水結合材比によらず、セメントの 5～15%をシリカフェュームで置換することによりアルカリシリカ反応 (ASR)による膨張を抑制できる。
- ② 高炉セメント B 種を用いた場合も、シリカフェュームで置換した場合と同様に促進養生を行っても膨張を生じず、ASR 対策に有効である。
- ③ 水セメント比を 30%程度まで減じることで、外部からのアルカリ供給による ASR 膨張を抑制することができる。
- ④ コンクリートやモルタルの製造時等に過剰なアルカリが混入した場合においては、水セメント比が小さいほど早期に ASR 膨張を生じる可能性がある。
- ⑤ 水セメント比が 40%付近ではアルカリの内部供給および外部供給双方の影響を受けやすく、ASR 膨張を生じやすい可能性が示唆された。骨材に ASR 反応性が疑われる場合は事前の十分な検討が重要である。

参考文献

- 1) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書【施工編】，2008.3
- 2) 土木学会：2007年版コンクリート標準示方書改訂資料，2008.3
- 3) 谷口秀明，三上浩，浅井洋，樋口正典，藤田学：高強度コンクリートのアルカリシリカ反応性に関する研究，三井住友建設技術研究所報告第6号，pp91-96，2008.11
- 4) 佐々木亘，谷口秀明，斯波明宏，樋口正典：促進試験による骨材のアルカリシリカ反応性の評価に関する検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集第11巻，pp.485-492，2011.10
- 5) 河上浩司，西本好克：Fc100N/mm²級の高強度コンクリートの強度発現に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp369-374，2002

- 6) 川村満紀，竹本邦夫，柳場重正：シリカフェュームのポズラン反応とアルカリシリカ膨張抑制効果，土木学会年次学術講演会概要集第5部，Vol.40，pp.183-184，1985
- 7) 鳥居和之，野村昌弘，本田貴子：北陸地方の反応性骨材の岩石学的特徴と骨材のアルカリシリカ反応性の適合性，土木学会論文集 No.767/V-64，pp.185-197，2004.8
- 8) 黒田保，井上正一，吉野公，西林新蔵：コンクリートの ASR 膨張に与える反応性骨材混入量および促進養生条件の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1005-1010，2008.7

収縮低減剤を用いたコンクリートの耐久性

Durability of Concrete Mixed with Shrinkage Reducing Agent

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
東北支店 杉村 悟 SATORU SUGIMURA
土木設計部 西村 一博 KAZUHIRO NISHIMURA
樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

この報告では、新しく開発された収縮低減剤がコンクリートの耐久性に及ぼす影響を確認した。試験の結果、この収縮低減剤を使用すれば、一般の収縮低減剤よりも少ない使用量で、コンクリートの乾燥収縮ひずみが乾燥期間4週で約30%、26週で約20%低減できる。また、この収縮低減剤は、コンクリートの圧縮強度を5%程度低下させるが、凍結融解、中性化および塩分浸透に対する抵抗性には影響を及ぼさない。

キーワード：収縮低減剤、圧縮強度、乾燥収縮、凍結融解作用、中性化、塩分浸透性

This report describes the durability of the concrete mixed with a new shrinkage reducing agent. As a result of the experiments, the shrinkage reducing agent can decrease the drying shrinkage of hardened concrete by about 20% to 30% with less quantity than a general shrinkage reducing agent. The shrinkage reducing agent does not decrease resistance to freezing and thawing action, carbonation and chloride penetration of hardened concrete though decreases compressive strength by about 5%.

Key Words: Shrinkage Reducing Agent, Compressive Strength, Drying Shrinkage, Freezing and Thawing Action, Carbonation, Chloride Penetration

1. はじめに

コンクリート構造物を長期的に供用するためには、ひび割れの発生を抑制し、発生後にはその幅を制御することが重要である。最近では、天然骨材の品質低下に起因するコンクリートの収縮ひずみの増加が問題となり、この問題の収束に向けた学協会の活動が活発になってい¹⁾。

収縮対策の一つとして、膨張材や収縮低減剤等の収縮低減材料を単独で、あるいは複数組み合わせる方法があり、これまでにさまざまなコンクリート構造物に適用されつつある²⁾。また、最近では、あらかじめ収縮低減成分を含む AE 減水剤もしくは高性能 AE 減水剤も開発されている。しかし、収縮低減剤あるいはこの成分を含む混和剤およびこれを用いたコンクリートの品質については、必ずしも明確になっていないのが現状である。前報³⁾においては、筆者らは、市販の一般的な収縮低減効果を持つ各種混和剤（収縮低減剤、収縮低減剤の成分を含む AE 減水剤もしくは高性能 AE 減水剤、これ以降、収縮低減材料と呼ぶ）を集め、それらを用いたコ

ンクリートの圧縮強度、収縮および凍結融解抵抗性に及ぼす影響を把握した。

本報では、任意のプレストレストコンクリート（以下、PC）橋梁工事の収縮低減によるひび割れ抑制を目的に、この工事で使用されるコンクリートに収縮低減剤を添加し、コンクリートの圧縮強度、ヤング係数、乾燥収縮のほか、凍結融解、中性化および塩分浸透に対する抵抗性を確認した。使用した収縮低減剤は、前報³⁾において比較的良好な結果が得られたものである。また、当該コンクリートは、収縮低減剤以外に膨張材を併用しており、筆者らの一部が開発してきた、「低収縮コンクリート²⁾」に位置づけられる。

2. 試験方法

(1) コンクリートの条件

コンクリートの使用材料および配合を、それぞれ、表-1、表-2 に示す。本研究は、前述のとおり、任意のPC橋梁工事における収縮低減によるひび割れ抑制を目的としたものである。このため、使用するコンクリート

表-1 使用材料

材料名	種類, 物性, 成分	記号
水	水道水	W
セメント	早強ポルトランドセメント (密度 3.13g/cm ³)	C
混和材	膨張材 (密度3.16g/cm ³ , 標準使用量 20kg/m ³)	E
細骨材	旧天竜川下流域陸砂(表乾密度2.62g/cm ³ , 吸水率1.44%)	S
粗骨材	旧天竜川下流域陸砂利(最大寸法 25mm, 密度2.64g/cm ³ , 吸水率0.81%)	G
混和剤	AE減水剤 (ポリカルボン酸系化合物)	WAE
	収縮低減剤(炭化水素系化合物とグリコールエーテル系誘導体)	RS
	AE剤	AE

表-2 コンクリートの配合

配合	W/B (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				WAE (C ×%)	AE (C ×%)	RS (kg/m ³)	
			W	B		S				G
				C	E					
A	44.2	39.5	152	324	20	718	1106	0.5	0.004	-
B										4.0

は、同工事で使用予定の設計基準強度 36N/mm² の早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートを評価対象とした。使用した収縮低減剤は、近年、新しく開発された、炭化水素系化合物とグリコールエーテル系誘導体を成分とするものである^{4), 5)}。膨張材は、施工計画段階より使用する予定にしており、収縮低減剤を使用する配合 B に対しても使用することとした。すなわち、配合 B は、膨張材と収縮低減剤を組み合わせた「低収縮コンクリート²⁾」である。

表-2 に示すとおり、収縮低減剤以外は、配合を同一にして、収縮低減剤の効果を確認することとした。収縮低減剤を用いない配合 A のコンクリートは、実際の工事に使用しているものである。水セメント比等の配合条件は、工事に先立って実施した試し練りにより定めている。このため、収縮低減剤以外の使用材料はすべて、工事現場近くのレディーミクストコンクリート工場に常備されたものである。

コンクリートの製造には、公称容量 100 リットルの強制二軸ミキサを使用し、1 回の練混ぜ量を 70 リットルとした。セメントおよび粗骨材を用いて 10 秒間の空練りを行い、その後、水および混和剤を添加して 150 秒間の練混ぜを行った。収縮低減剤を添加するものに関しては、実際の製造では、収縮低減剤はトラックアジター

タのドラム内に後添加するため、室内試験においても練り上がったコンクリートが入ったミキサ内に後添加し、その後 60 秒間の練混ぜを行った。

(2) コンクリートの品質に関する試験

フレッシュコンクリートのスランプおよび空気量は、現場における運搬ロスを考慮し、それぞれ、11.0 ± 1.0cm, 5.0 ± 0.5% の範囲であることを試験により確かめた。今回の試験では、硬化コンクリートの品質、特に耐久性を主な評価対象とした。コンクリートの品質と評価試験方法を、以下に示す。

①力学的性質： JIS A 1108 および JIS A 1149 に準拠し、圧縮強度およびヤング係数の測定を行った。試験には標準水中養生を行った円柱供試体 (φ100 × 200mm) を用い、試験材齢を 7 日および 28 日とした。

②乾燥収縮ひずみ： JIS A 1129-1 に準拠し、長さ変化試験 (コンパレータ法) を実施した。使用した供試体 (100 × 100 × 400mm) は、7 日間の水中養生を行った後、恒温恒湿室 (20°C, 60%R.H.) で乾燥させた。乾燥開始から乾燥期間 26 週 (6 ヶ月) までの長さ変化率 (乾燥収縮ひずみ) と質量減少率を測定した。

③凍結融解に対する抵抗性： JIS A 1148 に準拠し、凍結融解試験を実施した。試験開始までの供試体 (100 × 100 × 400mm) の養生は標準水中養生で、材齢は 28 日である。

④中性化に対する抵抗性： JIS A 1153 に準拠し、促進中性化試験を実施した。供試体 (100 × 100 × 400mm) は、試験開始までに 4 週間の標準水中養生を行い、さらに 4 週間の気中養生 (20°C 60%R.H.) を行った。中性化の促進条件は、温度 20°C, 湿度 60%R.H., CO₂ 濃度 5% である。中性化深さの測定は、中性化試験装置に供試体を入れた後、1, 4, 8, 13 および 26 週である。

⑤塩分浸透に対する抵抗性： 塩分浸透に対する抵抗性は、電気泳動と浸せきの 2 種類の試験方法で確認した。前者は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、後者は浸せきによるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験であり、それぞれの方法は、JSCE-G571, JSCE-G572 に準じた。電気泳動の試験を開始するまでの材齢は 28 日、養生は標準水中養生である。また、浸せき開始までの材齢および養生も同様であり、浸せきの期間は 6 ヶ月である。いずれも円柱供試体 (φ100 × 200mm) を用いた。

表-3 硬化コンクリートの品質に関する試験の結果

配合	圧縮強度試験		静弾性係数試験		長さ変化試験				凍結融解試験	促進中性化試験	塩分浸せき試験	電気泳動試験
	圧縮強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)		乾燥収縮ひずみ (×10 ⁻⁶)		質量減少率 (%)		耐久性指数 (%)	中性化深さ (mm)	塩化物イオンの見かけの拡散係数 (cm ² /年)	塩化物イオンの実効拡散係数 (cm ² /年)
	7日	28日	7日	28日	4週	26週	4週	26週	300サイクル	26週	26週	4週
A	42.2	50.5	30.4	32.9	379	535	1.28	1.77	62.4	0	0.55	0.628
B	39.5	47.4	29.8	32.7	261	431	1.17	1.70	61.1	0	0.51	0.583
比(B/A)	0.94	0.94	0.98	0.99	0.69	0.81	0.91	0.96	0.98	-	0.93	0.93

3. 硬化コンクリートの品質評価試験の結果および考察

硬化コンクリートの品質評価試験の結果を、表-3 に示す。それぞれの試験結果に対して考察を行うと、以下のようなになる。

(1) 力学的性質

圧縮強度は、表-3 に示すとおり、収縮低減剤の使用により、材齢 7 日、28 日のいずれにおいても 6%低下している。前報³⁾においては、収縮低減剤 (8kg/m³) を練混ぜ水に混合してコンクリート (水セメント比 55%、普通ポルトランドセメントを使用) を製造した結果、本研究で対象とする収縮低減剤を用いたコンクリートの圧縮強度は、これを含まないコンクリートに比べて約 5%高くなった。

他の収縮低減材料には、圧縮強度を 10~20%低下させるものが存在するため、今回の試験で使用した収縮低減剤の低下率は小さい。しかし、今回の試験結果より、得られる圧縮強度は、コンクリートの配合もしくは製造方法の相違により±5%程度異なる可能性があるため、事前に試し練りで確認し、必要に応じて水セメント比を微調整することが望ましい。

圧縮強度とヤング係数の関係を、図-1 に示す。本工事で使用したコンクリートのヤング係数は、コンクリート標準示方書や道路橋示方書の構造計算に用いる標準値とほぼ一致する。両者の関係においては、使用した収縮低減剤の影響も全く認められないことがわかる。

(2) 乾燥収縮

乾燥期間と乾燥収縮ひずみの関係を、図-2 に示す。図中には、コンクリート標準示方書⁶⁾の予測式で計算

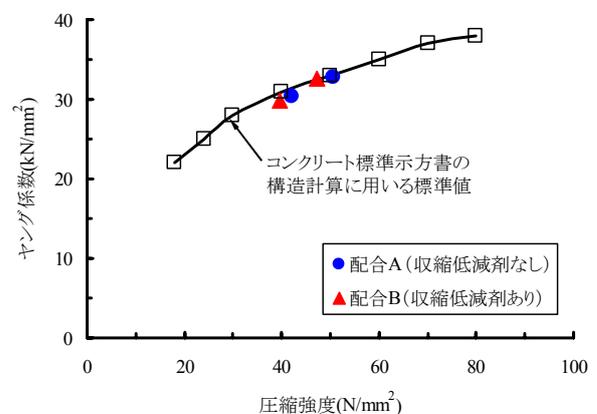


図-1 圧縮強度とヤング係数の関係

した結果を示した。また、同示方書の予測式を k 倍した式に乾燥収縮ひずみの試験値を当てはめて最小二乗法で k 値を求めた結果も示した。

収縮低減剤を使用しないコンクリート (配合 A) の乾燥収縮ひずみは、コンクリート標準示方書の予測式で計算した値とほぼ同等であり、k 倍した予測式では k=0.93 になった。一方、収縮低減剤を用いたコンクリート (配合 B) の乾燥収縮ひずみは、コンクリート標準示方書の予測式に対して k=0.67 倍した曲線にほぼ相当する。また、表-1 に示すとおり、乾燥期間 4 週と 26 週における乾燥収縮ひずみの比を求めると、それぞれ、0.69、0.81 となり、乾燥開始直後ほどその効果は高いと評価される。ただし、配合 A の乾燥期間 26 週の結果は、それまでの乾燥期間におけるひずみ変化から類推してやや小さいように思われる。前述のようにコンクリート標準示方書の予測式を利用して評価すると、k 値の配合 A に対する配合 B の比は、0.67/0.93=0.72 となり、全乾燥期間を通して 28%の収縮低減効果を期待できる材料であると見なせる。

乾燥期間と乾燥収縮ひずみの比率の関係を示したものが、図-3 である。ここで、乾燥収縮ひずみの比率とは、各乾燥期間の乾燥収縮ひずみに関して、配合 A の値に対する配合 B の値の比率である。図中のコンパレータ法の結果は、図-2 に示す試験結果である。また、コンタクトゲージ法とダイヤルゲージ法の結果は、現地のレディーミクストコンクリート工場における試し練りにおいて採取した供試体を用いて、それぞれの方法で乾燥収縮ひずみを測定し、乾燥収縮ひずみの比率を求めたものである。前報³⁾でも述べたとおり、乾燥収縮ひずみは、同じ配合、供試体であっても測定方法によって若干異なり、これに伴い、収縮低減材料の効果の評価も異なる。図-3 において、コンパレータ法とコンタクトゲージ法およびダイヤルゲージ法では、供試体の採取場所や試験場所が異なるので、一概に比較することはできないが、コンタクトゲージ法とダイヤルゲージ法の結果を考慮すれば、今回使用した収縮低減剤の収縮低減効果は、前述のコンパレータ法で得られた結果よりももう少し期待できるようである。特に、前報³⁾の試験に比べて収縮低減剤の使用量を 8kg/m^3 から 4kg/m^3 に減じているが、十分に収縮低減効果は 8kg/m^3 の場合と遜色のない結果である。

(3) 凍結融解に対する抵抗性

凍結融解試験の結果を、図-4 に示す。耐久性指数は、表-3 に示している。試験終了の 300 サイクルまでの相対動弾性係数の変化および耐久性指数には、収縮低減剤の有無による相違は全く認められない。

収縮低減剤は、実用化されてすでに 20 年以上が経過しているが、前報³⁾のとおり、収縮低減材料の使用により相対動弾性係数が低下する傾向があり、収縮低減材料の中には試験開始直後から急激に低下するものも存在する。

筆者らの一部は、レディーミクストコンクリート工場で使用される骨材の中には、これを使用すると、コンクリートの収縮が大きくなるとともに、凍結融解に対する抵抗性も低下する場合があることを確かめている^{7,8)}。このような場合には、収縮のみに着目し、既存の収縮低減剤を使用すると、凍結融解に対する抵抗性を一層下げることになる。今回使用した収縮低減剤は、収縮低減効果を発揮しつつ、凍結融解に対する抵抗性を低下させないことが最大の利点であり、寒冷地において、そのような骨材を使用せざるを得ない状況下においても十分適用できる材料の一つと言える。

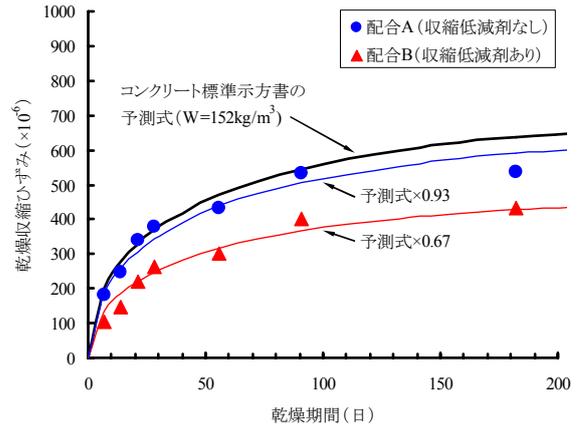


図-2 乾燥期間と乾燥収縮ひずみの関係

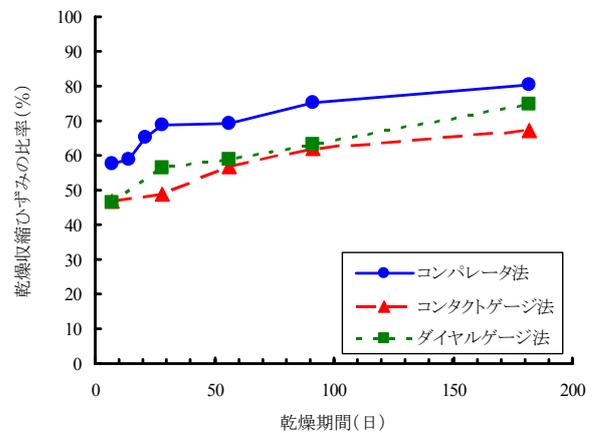


図-3 乾燥期間と乾燥収縮ひずみの比率の関係

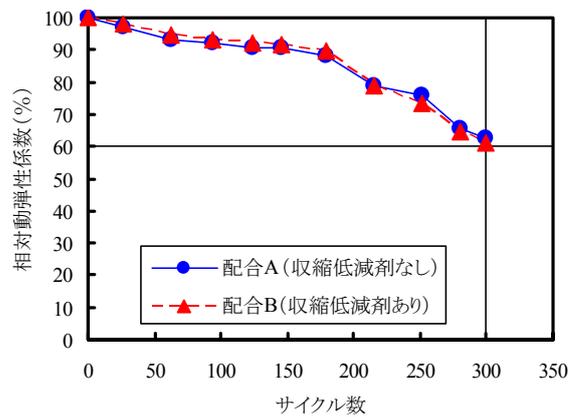


図-4 凍結融解試験の結果

(4) 中性化に対する抵抗性

コンクリート標準示方書⁶⁾では、水セメント比が 50% 以下の領域では、対象とした構造物のかぶりであれば、通常のコンクリートの場合には中性化の照査を必要としない。このため、今回の試験で使用した水結合材比 44.2% のコンクリートを対象とする PC 橋梁に適用する



写真-1 トラックアジテータのドラム内への収縮低減剤の投入状況

にあたっては、本来、中性化に関する照査は省略できる。しかし、同示方書の照査は、収縮低減剤を使用したコンクリートの試験結果に基づくものではない。

前報³⁾の段階においては、中性化試験を実施していなかったため、既往の文献を調査し、中性化に対する抵抗性を低下させる結果が報告されていないことを確認した。しかし、前述のように、収縮低減剤の種類によっては20%程度の強度低下を示すようなものが存在するも事実であり、使用する収縮低減剤は、コンクリートの中性化に対して悪影響を及ぼさないことを実証しておく必要がある。

今回使用した収縮低減剤に関しては、促進期間26週までの中性化深さは、表-3に示すとおり、いずれの配合も0mmであり、収縮低減剤の有無の影響は認められない。

(5) 塩分浸透に対する抵抗性

一般に、混和剤メーカーの技術資料や既往の研究報告では、収縮低減剤を用いたコンクリートの塩分浸透性に着目し、塩化物イオンの拡散係数を求めたものは見当たらない。筆者らは、前報³⁾において水セメント比40%のコンクリートを対象とし、膨張材と一般的な収縮低減剤（低級アルコールのアルキレンオキシド付加物）を組み合わせた場合の塩化物イオンの見掛けの拡散係数を示した。その結果では、膨張材あるいは膨張材と収縮低減剤の併用が、塩化物イオンのみかけの拡散係数に及ぼす影響は認められなかった。

今回の新しい収縮低減剤を使用するにあたっては、表-3に示すとおり、電気泳動による塩化物イオンの実効拡散係数と、塩水浸せきによる塩化物イオンの見掛けの拡散係数の双方を試験により確認した。配合Bの試

表-4 トラックアジテータのドラム内への収縮低減剤の投入によるコンクリートの品質変化

	スランプ(cm)	空気量(%)	材齢7日の 圧縮強度 (N/mm ²)
A) 投入前	9.0	4.5	37.1
B) 投入直後	10.5	4.6	36.9
B-A	1.5	0.1	-0.2
C) 1/4排出時	12.0	3.9	37.3
D) 3/4排出時	10.0	3.8	37.4
D-C	-2.0	-0.1	0.1

験値はいずれの方法においても配合Aに比べて若干小さいことがわかる。前述のとおり、圧縮強度は、収縮低減剤の使用により6%低下しているが、塩分浸透に対する抵抗性には全く影響を及ぼしていない。

また、中性化あるいは塩分浸透によるコンクリート内部鋼材の腐食には、コンクリート自体の緻密性以外に、ひび割れの有無あるいは幅と密接に関係する。今回検討した新しい収縮低減剤は、その双方に対して期待できるものと言える。

4. 実機試験

新しく開発された収縮低減剤を用いたコンクリートの品質は、前述のとおり、室内試験では良好な試験結果が得られたため、レディーミクストコンクリート工場の製造設備とトラックアジテータを使用して、実機試験を実施した。

コンクリートの配合は、表-2に示す配合Bである。収縮低減剤を入れる前のコンクリートは、公称容量3.0m³の強制2軸ミキサを使用して製造し、トラックアジテータを使用して現場まで運搬した。その後、写真-1に示すように収縮低減剤を投入して攪拌した。収縮低減剤はドラムを低速で回転させながら投入口から1分程度かけて投入し、投入完了後から低速で15秒間、高速で45秒間の攪拌を行った。

コンクリートの品質は、スランプ、空気量および材齢7日の圧縮強度（標準水中養生を行ったもの）で評価した。試料は、トラックアジテータが現場に到着した時点、収縮低減剤の投入直後、コンクリートを1/4排出した時点および3/4排出した時点に採取した。

スランプ、空気量および材齢7日の圧縮強度の試験結

果を、表-4 に示す。表-4 に示すとおり、収縮低減剤を後添加することにより、投入前よりもスランプが 1.5cm 増加した。しかし、空気量はほとんど変化がなく、圧縮強度についても、室内試験では 6%の低下が認められたが、実機ではほとんど差異が認められない。

JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」では、積荷のおよそ 1/4 と 3/4 のところから試料を採取し、スランプ試験を行い、両者のスランプの差が 3cm 以内となるような攪拌能力を持つ運搬設備を使用するように規定している。今回の試験結果では、スランプの差は 2cm であり、この規定を満足する。現場までの運搬、並びに収縮低減剤の投入作業、後添加後の排出等一連の作業により練上りからかなり時間が経過しているため、スランプの変化には経時変化の分を含むものである。しかし、投入直後から 3/4 排出時点までのスランプの変化はかなり小さいことがわかる。空気量は時間の経過に伴って若干低下しているが、1/4 と 3/4 の試料ではほとんど差が認められない。圧縮強度に関しても、投入直後からの空気量の若干の低下に伴って微増しているが、投入前から 3/4 排出時点までの変化は極めて小さい。

以上のように、新しく開発された収縮低減剤は、レディーミクストコンクリート工場の製造設備とトラックアジテータを使用しても、室内試し練りと同等のコンクリートの品質を確保できることが確認された。

5. まとめ

新しく開発された収縮低減剤を使用したコンクリートの力学的性質、乾燥収縮ひずみ、凍結融解、中性化および塩分浸透に関する試験を実施した結果、以下のことが明らかになった。

- ① 圧縮強度は、収縮低減剤の使用により 5%程度低下する可能性がある。ただし、収縮低減剤の使用は、圧縮強度とヤング係数の関係に及ぼさない。
- ② 乾燥収縮ひずみは、収縮低減剤の使用により、乾燥期間 4 週では約 30%、26 週では約 20%の低減を期待できる。また、乾燥期間 1 週から 26 週までの乾燥収縮ひずみに対して、コンクリート標準示方書の予測式を補正した式 (k 倍式) を当てはめた場合には、その低減率は 28%となった。すなわち、この収縮低減剤は、一般の収縮低減剤よりも少ない使用量で十分な収縮低減効果を発揮できる。
- ③ 収縮低減剤を使用しても、コンクリートの凍結融解、中性化および塩分浸透に対する抵抗性はいずれも低下しない。すなわち、収縮低減剤を使用しないコンクリートと同等と見なして、耐久性設

計を行うことができる。

- ④ トラックアジテータに後添加しても、新しく開発された収縮低減剤は、室内試し練りと同等のコンクリートの品質を確保できる。

謝辞：本研究にご協力をいただいた、(株)フローリックの坂本健氏および西祐宜氏に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 例えば、日本コンクリート工学会：コンクリートの収縮問題とその対応—委員会報告，2010.3
- 2) 谷口秀明，浅井洋，樋口正典，三上浩，藤田学：低収縮コンクリートの開発と実構造物への適用，三井住友建設技術研究所報告，第 6 号，pp.65-72，2008.11
- 3) 谷口秀明，佐々木亘，樋口正典：収縮低減効果を有する混和剤を用いたコンクリートの品質，三井住友建設技術開発センター報告，第 9 号，pp.43-50，2011.10
- 4) 西祐宜，中江理，橋爪進，名和豊春：水溶性収縮低減剤が乾燥収縮および凍結融解に与える影響，日本コンクリート工学会年次論文集，Vol.31，No.1，pp.1099-1104，2009.7
- 5) 福島浩樹，石森正俊，胡桃澤清文，名和豊春：乾湿繰り返しによるセメント硬化体の収縮・膨張挙動，セメント・コンクリート論文集，No.64，pp.74-81，2010
- 6) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2008.3
- 7) 谷口秀明，佐々木亘，斯波明宏，樋口正典：コンクリートの乾燥収縮ひずみに及ぼす要因に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.365-370，2010.7
- 8) 谷口秀明，佐々木亘，樋口正典，村田宣幸：東北地方の骨材を用いたコンクリートの品質評価，第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.461-464，2011.10

自立型災害監視ステーションの設計とその性能評価

Design and Performance Assessment of Stand-alone Disaster Monitoring Station

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

戸村 豪治 GOJI TOMURA

大津 慎一 SHIN-ICHI OOTSU

斜面崩壊等の地盤災害の監視を目的に、太陽電池とパケット通信機能を備えた自立型防災監視ステーションを開発した。このシステムには、不安定な太陽光発電条件下でも、安定した監視を行うことを目的に充・発電状況のモニタリングと、消費電力の遠隔操作、ならびに測定機器保護のための自動停止・再起動の機能等を整備した。いくつかの試験運用を実施し、システムが設計どおりの機能を発現することを確認するとともに、電力網・通信網の整備が困難な地点における自立型防災監視に適したシステムであると判断した。

キーワード：自立型防災監視ステーション，太陽光電池，パケット通信

The authors developed a stand-alone disaster monitoring station equipped with photovoltaic cell and packet communication tools for inspecting ground disaster. Monitoring function of power generation and charge, remote control function for power consumption and automatic shutdown and reboot function for protection of measuring devices are applied to the system in order to conduct stable inspection under instable photovoltaic condition. Through a few proof operations this system was verified to show a performance according to design concepts. And it was demonstrated that this station is judged that it is stable for a stand-alone disaster monitoring station where are difficult to maintain power grids or communication networks.

Key Words: Stand-alone Disaster Monitoring Station, Photovoltaic Cell, Packet Communication

1. はじめに

地盤工事の多くは、斜面崩壊や山腹崩落の危険性が高い地域、もしくは隣接して行われることが多く、工事中の地盤災害モニタリングを適切に行うことが、工事の安全管理上、重要となる。また、完成後の運用時にも、そのモニタリングを委ねられる場合もある。

しかしながら、地盤災害が懸念される箇所は、その地形・地理的な制約から、電力・通信網が整備されていない場合が多いため、災害モニタリングのために多大なコストを費やして、これらのインフラを整備することが求められる。

このような現状を鑑み、筆者らは外部の電力供給と通信網に依存することなく、地盤災害の監視が可能な、自立型災害監視局を設計し、いくつかの実務に適用している。本稿は、その設計概念と実際、およびそのシステムの発電・蓄電特性の実際について取りまとめたものである。また、本稿は平成22年度(財)日本建設情報総合セ

ンター研究助成事業「自立型防災監視システムの開発に関する研究(助成番号 第2010-08号)」の成果の一部を取りまとめたものである。

2. 自立型災害監視局の機能設計とその実装

(1) 自立型災害監視局の要求性能

地盤災害の監視は、太陽光発電に適した地点だけで行われるのではなく、日照時間の短い北向き斜面等でもその実施を余儀なくされる場合もある。したがって、防災監視局の発電・蓄電機能の設計に当たっては、限られた時間帯に太陽光セルが発電した電力を、蓄電池等に有効に貯蔵し、これを未発電時間帯に有効に利用する制御ことを考えなければならない。ところが、どのように効率的に発電・蓄電過程を制御したとしても、蓄電できる電力には限界があり、天候上の悪条件が数日も続くような場合、消費電力そのものを制御することも必要となる。すなわち、発電量・蓄電量をモニタリングし、計測

データサンプリング頻度や通信回数を制御することで消費電力を制御する機能が必要になる。

消費電力の制御方式は、種々、提案されているが制御のために融通できる電力量が限られるため、ここでは発電・蓄電電力量を、常時、モニタリングし、適宜、外部から消費電力を制御する方式を採用することとした。

通信により消費電力を制御するためには、双方向のデータ通信が可能な通信方式を選択し、これに連動して測定・通信頻度を制御することのできる機構を設計・実装する必要がある。

本研究では、データ通信方式として携帯電話回線網を利用したパケット通信を採用した。これは、携帯基地局がほぼ全国で整備されたことにより、安定した一律な双方向データ通信サービスが受けられること、ならびに初期投資が不要で通信費用も低く抑えられるためである。また、パケット通信の特性として、データを小さなまとまりに分割して一つ一つ送受信し、分割したデータの経路選択を柔軟に行えるため、一部に障害が出ても他の回線で代替できるという利点にも着目したものである。

以上の要求性能を基に、これを安価で一定の信頼性を持って設計・実装するため、その部品には可能な限り市販製品を利用し、必要な回路のみを自作するものとした。

(2) 電源部・蓄電部の検討と機器選定

電源部は太陽電池による発電部と、その発電電力を蓄積する蓄電部、ならびに発電・蓄電を効率的に制御する制御部から構成される。

自家発電装置には、自然エネルギー発電のうち、最も多く使用され、安定した稼働実績のあるシリコン太陽電池を採用した。シリコン太陽電池は、太陽の光エネルギーを吸収して直接電気に変えるシリコン半導体であり、この半導体に光が当たると、日射強度に比例して発電する。

このタイプの太陽電池は、電気的な性質の異なる2種類（p型、n型）の半導体を図-1のように重ね合わせた構造を持ち、太陽電池に太陽の光が当たると、電子(-)と正孔(+)が発生し、正孔はp型半導体へ、電子はn型半導体側へ引き寄せられるため、表面と裏面の電極に負荷を接続すると電流が流れる。

災害監視を実施するうえでの電力消費源は、測定機器、データロガー、通信機器、ならびに蓄電池充電であり、5W程度の発電能力があれば十分と試算されたが、将来的な多用途化、ならびに天候に起因する不確実性を考慮して20Wの太陽光パネルSSJ20（シェルソーラージャパン社製）を採用した。当該太陽電池パネルは太陽電池

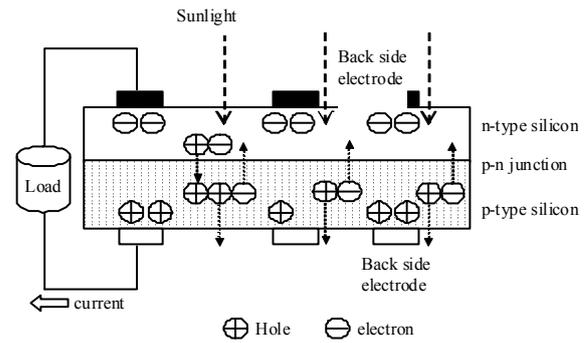


図-1 シリコン太陽電池の発電原理

表-1 太陽電池パネル SSJ20 の仕様

公称最大出力 (Pm)	20[W]	90% 以上 (JIS)
公称最大出力電流	1.18[A]	
公称最大出力動作電圧 (Vpm)	17.0[V]	
公称短絡電流 (Isc)	1.25[A]	90% 以上 (JIS)
公称開放電圧 (Voc)	21.6[V]	± 10%(JIS)

表-2 制御弁式鉛蓄電池 PE12V17 の充電仕様

Charging Method		Constant Voltage
25℃ Fixed Constant Voltage		2.425±0.025V/cell
Temp.Coefficient		-5mV/℃・cell
ChargingTime	from 50% discharge	8hour
	from 100% discharge	10hour
Max./Current		0.25CA
Ambient Temperature		0 ~ + 40℃

素子に多結晶シリコンセルを、表面ガラスには光の透過率特性の良い熱処理（強化処理）ガラスを使用するものである。表-1に太陽電池パネルSSJ20の仕様を示す。一方、蓄電池としては充放電管理が容易で、屋外での使用実績も豊富な小型制御弁式鉛蓄電池を蓄電池として採用し、その充放電方式を設計・実装するものとした。

鉛蓄電池は、正極（陽極板）が二酸化鉛、負極（陰極板）が海綿状の鉛で構成され、電解液として希硫酸を用いた二次電池であり、電解液中の硫酸イオンが正極・負極の双方に移動することで放電を行う。

他の蓄電池に比べて大型で重く、希硫酸を使うために漏洩や破損時に危険が伴うが、公称電圧は単セル当たり2Vと、比較的高い電圧を取り出すことができ、電極材料の鉛も安価である。また、短時間の大電流放電や長時間の緩放電に対しても安定した性能を持ち、アルカリ蓄電池類の弱点であるメモリ効果がない。また、小型制御弁式の場合、液量の点検や補水が不要なため、山間部等に長期間定置する電池として適切と考えた。以上より、システムには、制御弁式鉛蓄電池PE12V17（ジーエス・

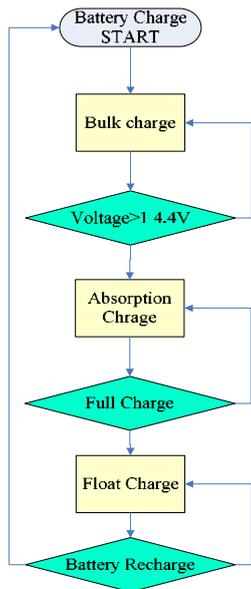


図-2 SUNSAVER-6の充電フロー

ユアサ・コーポレーション社製)を採用した。その充電仕様を表-2に示す。

(3) 充放電制御と発電・充電電力測定

現在、蓄電池の充放電コントロール方式は、種々に提案されているが、太陽電池で発電された微小な電力を、逸散することなく消費、あるいは充電するため、バルク-吸収-フロート充電方式の3段階充電方式を採用した。各充電方式の概要は以下のようなものである。

- ①バルク充電方式：電流を調節し、電圧を調節しない充電方式であり、ガス化寸前の電圧（通常 14.4V）に達するまでは定格出力で充電を行う。したがって、急速充電が可能であるが、バルク充電では満充電に達することはない。
- ②吸収充電方式：電流と電圧の両方を調節する充電方式であり、バルク充電と組み合わせて利用される。すなわち、バルク充電終了後、電圧が設定閾値を超えると、電流を制限し、電圧を定電圧に保つことで、残された20%程度の電流を吸収 (absorb) し満充電に向けて充電する。
- ③フロート充電：満充電になると電流が充電器内のバイパス回路を通してバッテリーへの負担をゼロにする。すなわち、電圧が作用しても、電流がゼロのため、蓄電池に負荷を掛けずに、浮動電圧値を正確に保持することができる。

本システムでは、上記の3段階充電方式を実現した太陽電池コントローラSUNSAVER-6を使用した回路を構築

表-3 チャージコントローラ SunSave-6 の仕様

Control	Charge-Discharge control
System voltage	12VDC
Maximum input voltage	25VDC
Solar input current	6A
Load current	6A
Charging method	PWM
Charging voltage 1	14.4V (type rehydration)
Load shedding voltage	11.5V load shedding
Load reconnect voltage	12.6V
Accuracy	30 ~ 80mV
Regurgitation	10μA
Ambient temperature range	-40 ~ 85 °C
Quiescent power	8 ~ 10mA
Temperature compensation	-28mV / °C
Size (mm)	152mm × 55mm × 33mm
Weight	230g

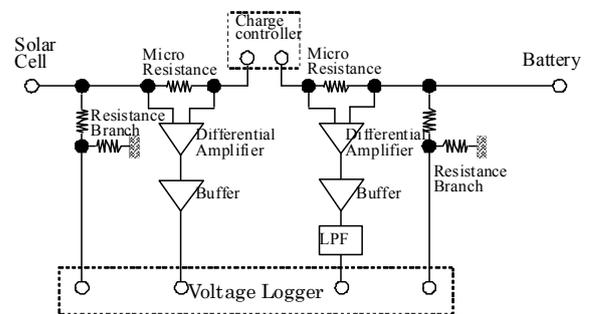


図-3 発電および蓄電の電圧・電流測定回路

することとした (MorningStar社製)。SUNSAVER-6の各充電過程の具体的な制御を図-2に示し、その仕様を表-4に示す。

一方、図-1の太陽光セルの発電機構、および表-2の蓄電池の充電仕様から、充電コントローラ-太陽光セル間、および充電コントローラ-蓄電池間を図-3のように分岐し、電圧・電流測定のための回路を自作した。この回路では、電流を安定化のために分割した抵抗を介して電圧ロガーで測定する。また、電圧は微小抵抗の両端の電圧差を作動アンプにより検出し、バッファを介して電圧ロガーに接続することで測定する。なお、蓄電池側の電圧は高周波成分を除去するためロー・パス・フィルタ (LPF) を接続した。したがって、当該回路ではドリフト等は原理的に発生しない。

(4) データ処理・通信処理機構の設計

観測データの処理に供するデータロガー、ならびにデータ通信機器は、今日種々の機器が各社より提供されているが、太陽光発電により稼働できる省電力タイプで、レンタルが可能であることなどの理由から、共同研究者

表-4 NetLG-402 の仕様

入力	入力チャンネル数	電圧 4チャンネル		
	入力レンジ	±120mV	±2.5V	0 ~ +5V
	最小分解能	3.81μV	0.095mV	0.191mV
	許容電位	0 ~ 5V		
出力部	用途	センサへの電源供給制御		
	出力数	4系統		
	接点容量	DC30V/100mA (Max)		
	ON抵抗	2Ω以下		
通信	接点寿命	半永久		
	用途	ネットワークへの接続用		
	ポート数	1ポート		
	使用コネクタ	ML-1500-UJ (サトーパーツ)		
電源	適合コネクタ	ML-1500-P (サトーパーツ)		
	外部電源	DC5V ~ 15V 待機時消費電流		
	待機時消費電流	0.1mA以下 (平均)		
	パルス測定時	25mA以下 (約1秒間)		
	アナログ測定時	100mA以下		
動作温度範囲	通信時消費電流 35mA以下			
	動作温度範囲 -20℃ ~ 55℃			

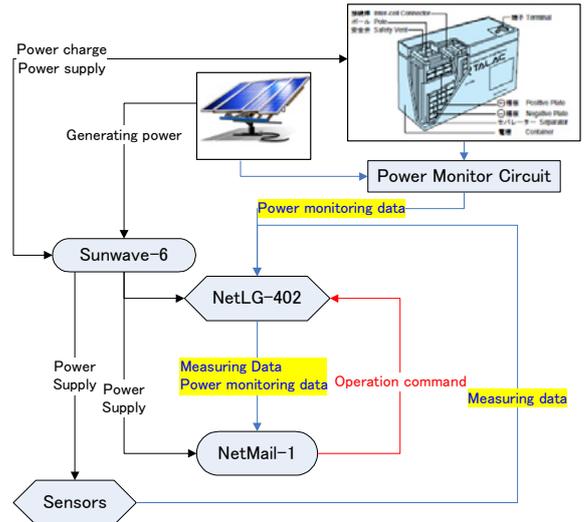


図-4 自立型地盤災害監視局システム系統図

表-5 NetMAIL-1 の仕様

一般仕様	
電源電圧	外部電源 DC10V ~ 15V
消費電流	待機時: Max.20mA 無線部送受信時: Max.450mA
使用温度範囲	-20℃ ~ +55℃
機能関係仕様	
観測インターバル	5分 ~ 1日
観測メールアドレス数	10
警報メールアドレス数	20
無線部仕様	
対応サービス	au CDMA 1x
使用周波数	800MHz帯
通信速度	最大14.4kbps
適合規格	ARIB STD-T53 準拠
その他	
入力接点	8個
入力電流	約1.3mA
出力接点	2個
出力容量	60V / 200mA

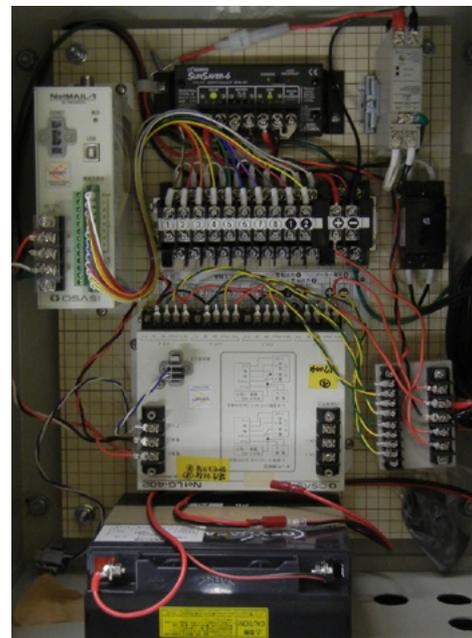


写真-1 制御版内機器実装状況

(自立型防災監視システムの開発に関する研究(助成番号 第2010-08号))の一人が開発したネットワーク・ロガー NetLG-402, およびパケット通信システム NetMAIL-1を採用した。

ネットワーク・ロガー NetLG-402は、電圧信号4チャンネルを測定し、内部メモリに記録を行うデータ集録装置であり、ネットワーク用通信ポートを備える。電圧入力レンジには±120mV, ±2.5V, 0 ~ +5Vの3種類が用意されており、ほとんどの電圧出力センサーに対応可能である。なお、接続するセンサーへの電源供給は外部電源から行い、各チャンネル独立に装備された無電圧接点により、電源供給のON/OFF制御を行う。表-4に、その仕様を示す。

一方、NetMAIL-1は、ネットワーク・ロガー NetLG-402の内部メモリに集録データされたデータを回収し、

パケット通信回線)を経由して、定期的に事務所等のパソコンにメールとして双方向に送信するシステムである。表-5に、その仕様を示す。

また、現場事務所等のPCから、NetMAIL-1にメールを送ることにより、NetLG-402の設定を行うことができる。したがって、2.(1)節で述べた発電・蓄電状況に応じた測定頻度や通信間隔の制御は、測定された発電電力・充電電力データを基に、担当者が判断を下し、遠隔操作により制御することとなる。

(5) システムの実装

以上のように、選定・設計した各部を、自立型防災監視システムとして実装した。図-4にそのシステム系統図



写真-2 LEADSによる模擬地滑り測定状況

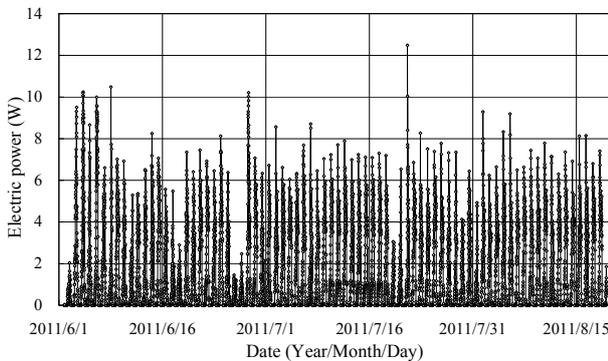


図-5 太陽光パネルの発電電力の経時変化

を、また写真-1に制御機器を搭載した制御ボックス内の実装状況を示す。

図-4において、青線はデータの流れを、黒線は流れを、さらに赤線は制御の流れをそれぞれ示す。電力の流れを見ると、太陽光セルSSJ-20で発電された電力は充電コントローラ Sunwave-6 で制御され、センサー、電圧ロガー NetLG-401、通信機Netmail-1等で消費される電力を供給するとともに、余剰電力を蓄電池PE12V17へ充電する。一方、夜間等で太陽光セルからの電力が供給されない場合は、蓄電池から充電コントローラ Sunwave-6 を介して電力消費機器に電力が供給される。

一方、太陽光セルSSJ-20の開放電圧・短絡電流、ならびに蓄電池PE12V17の電圧・充電電流は図-3に示した測定回路を介して、電圧ロガー NetLG-401 にデータが集積され、通信機Netmail-1により事務所等の PC へと送信される。なお、図-3の測定回路は実際には充電コントローラ Sunwave-6 と太陽光セル、および蓄電池を結ぶ経路上に接続されるが、図-3では説明のため独立して表記した。さらに、事務所 PC から送信される測定間隔や通信頻度等のシステム稼働指令は、通信機Netmail-1を介して電圧ロガー NetLG-401 に伝達され、通信機Netmail-1が通

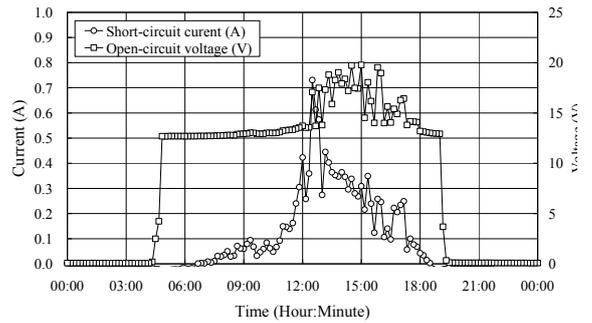


図-6 7月21日の発電電流・電圧の経時変化

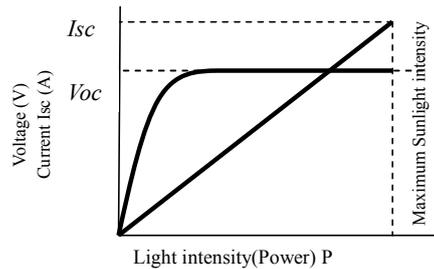


図-7 太陽電池セルの光強度 - 出力関係の概念図

信頻度を、また電圧ロガー NetLG-401 が測定間隔等を制御する。各種機器の実装・接続後、上記の系統に従うシステムの作動を確認した。

3. 開発システムの実用性検証実験と考察

(1) 自立型地盤災害監視局の実用性検証実験

2章で示した、自立型地盤災害監視局の実用性を検証するため、2011年6月1日から8月17日までの約7週間試験運用を実施した。実験では、負荷として光る変位計 LEADS(Light emission deformed Sensor)を写真-2のように、地すべり測定を模して設置した。これは、LEADS が、常時、点滅発光により継続的な負荷 (12mW) を与えるため、実用性を検証する上で適切であると判断した。なお、太陽光セル近傍で、日射量も同時に計測した。

(2) システムの発電・充電特性と効率に関する考察

図-5に試験期間中の太陽光パネルの発電電力の経時変化を示す。図-5で計測されたソーラパネルの最大電力は7月21日 12:30 の 12.48W であり、これは表-1に示した搭載ソーラパネル SJJ20 の公称最大出力20Wの60.2%しか最大でも発電できなかったこととなる。このときの動作電圧17.04Vは、表-1に示される公称最大出力時動作電圧 17.0V とほぼ同一であるから、当該ソーラパネルの発電能力は動作電流に支配されることは明らかである。

図-6は、最大発電量が計測された7月21日の太陽光セ

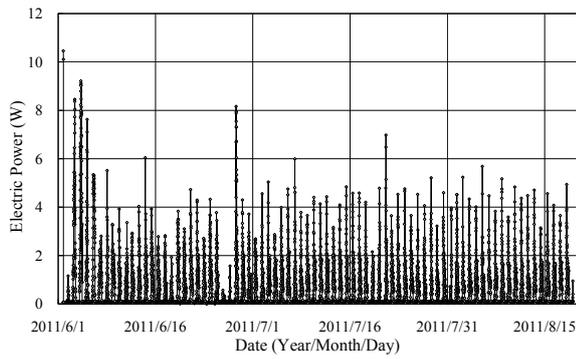


図-8 蓄電池充電電力の経時変化

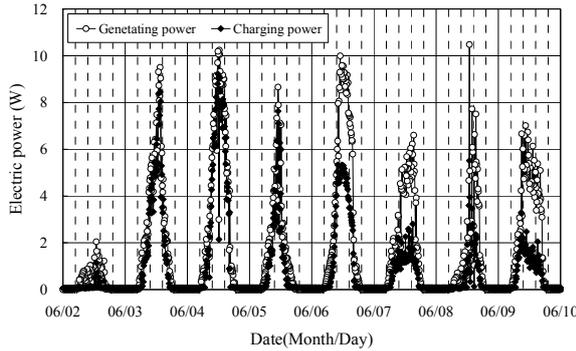


図-9 発電・充電電力の経時変化(6/2～6/10)

ルの開放電圧・短絡電流の経時変化を示した図である。図-6から明らかなように、発電電圧は夜明け(4:50)とともに、12.68Vまで昇圧し、安定するのにに対し、発電電流は有意な日射が確認される6:20までほとんど発生しておらず、その後は日射量に敏感に反応する。

光強度(エネルギー)Pと太陽電池セルの発生電圧(開放電圧)と流れる電流(短絡電流)の関係を概念的に図化すると図-7の関係となり、光強度が増加すると開放電圧・短絡電流ともに増加するが、開放電圧は一定の値で飽和し、短絡電流は直線に増加する。雨天時のような弱い太陽光では、短絡電流はわずかししか流れないが、開放電圧は比較的大きな値を保つ。したがって、図-7は光強度と太陽電池セルの開放電圧・短絡電流の関係に従うものであることが理解される。

また、図-8に試験期間中に蓄電池に充電された電力の経時変化をそれぞれ示す。図-8をみると、実験開始直後、6月28日、7月21日に非常に大きな電力が充電されているが、これらの日が特別日照量が大きいわけではない。

6月2日～10日の経時変化を抽出した図-9をみると、6月3・4日は、発電量も多いが、○印と◆印がほとんど一致しており、発電した電力のほとんどが蓄電池に充電されたことが分かる。また、6月5日も発電量としてはさほど大きくないが、発電量のほとんどが充電されている。一方、それ以降は消費電力の領域が比較的広くな

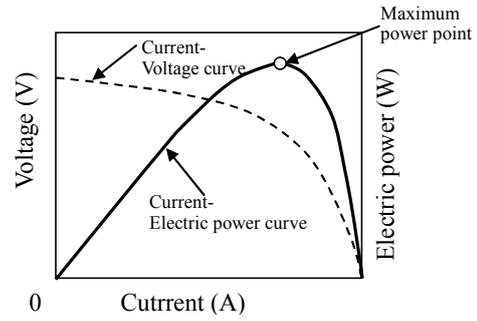


図-10 太陽電池セルの発電特性

っている。これは、6月5日時点で、蓄電池がほぼ満充電を達成し、それ以降は夜間や雨・曇天時に放電された消費電力分だけが充電されているものとみなせる。

これは、太陽電池セルの発電量は、日射量だけでなく、蓄電池の充電需要によっても支配されていることを示すものである。すなわち、図-10に模式的に示すように、太陽電池セルは、取り出す電流を増大させると、取り出せる電力も増大するが、ある一定の電流値を超えると、取り出せる電力は、逆に減り始め、さらに電流値を増大させると短絡電流が流れ、出力電力はゼロになる。したがって、出力電流を調整すれば日照状態に応じた最大出力電力に制御できることがわかる。

(3) 自立型地盤災害監視局の実用性検証実験のまとめ

開発システムでは、太陽光セルで発電した電力を有効に蓄電し、かつ蓄電池の長寿命化をはかるためバルク充電、吸収充電、フロート充電の三段階制御を採用した。今回の実験データでは、吸収充電からフロート充電への明確な移行点を確認することは困難であるが、負荷をかけない状態で浮動電圧値を保持する目的は実現されており、設計充電制御は有効に機能するものと評価する。

しかしながら、系の負荷電圧が比較的小さいため、採用した太陽光セルの発電能力の60%程度しか発電されていない。このため、蓄電池を公称電圧12Vタイプから、17Vタイプに変更することを検討する。

4. おわりに

開発した地盤災害監視局は、すでいくつかの工事に適用され、現在まで安定した稼働実績を示すとともに、データ採取間隔や通信頻度の遠隔操作機能、充電電圧低下時の自動停止・復旧機能等も問題なく作動することも、併せて、報告し、本論文の結びとする。

不連続面挙動を考慮したロックボルトメータの開発

Development of New Rockbolt Meter Considering Rock Discontinuous Behavior

山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

土木技術部 中込 正貴 MASATAKA NAKAGOMI

トンネル周辺のロックボルトの支保効果を評価することはトンネル実務における最も重要な工学上の課題の一つである。しかしながら、従来の測定機器では実際のロックボルト挙動、特に岩盤不連続面を受ける挙動を現場計測で特定することが難しかった。

われわれは、ロックボルト挙動を評価し得る新しい概念のロックボルトメータを、OSVの概念を援用して開発した。本文はその測定原理と、実用性を検証するため実施した室内検証実験の結果を示すものである。

キーワード：ロックボルト挙動計測，OSV，岩盤不連続面，相互挙動

Evaluation of supporting effect of rock bolts around a tunnel is one of the significant engineering issues in practical tunneling. However conventional measuring devices can hardly detect practical behavior of rockbolts in filed measurements, especially when they are applied to rock discontinuities movements. The authors have been developed a new field measurement device for estimating the behavior of rockbolts using OSV(On-Site Data Visualization) technology. This paper shows its fundamental measuring mechanism and the result of the proof laboratory experiments in order to examine a practical applicability.

Key Words: Measurement for Rockbolt Behavior, OSV, Rock Discontinuity, Interaction Behavior

1. はじめに

ロックボルトは、高い支保効果が期待されるトンネル支保部材であるが、その支保効果は、地山変形との相互作用によって発現されるため、その挙動と効果を定量的に評価することが難しい。特に、地山の不連続面に打設されたロックボルトの挙動を正しく把握することは難しい。

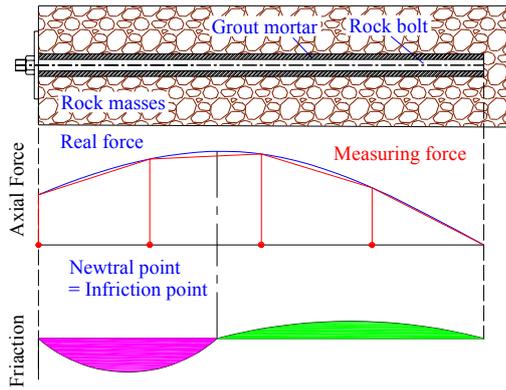
今日、一般的に用いられるひずみゲージを利用したロックボルト軸力計は、対象地山が比較的均質な連続体とみなせる場合、ほぼ実際の軸力分布に近い分布を得ることができるが、不連続面が存在する場合、実際とは大きく異なる分布を与える可能性があることに注意が必要である。ロックボルト微小要素の力のつりあいは次式のよう

$$\frac{d\sigma_x}{dx} = \frac{-2}{a} \tau_x \quad (1)$$

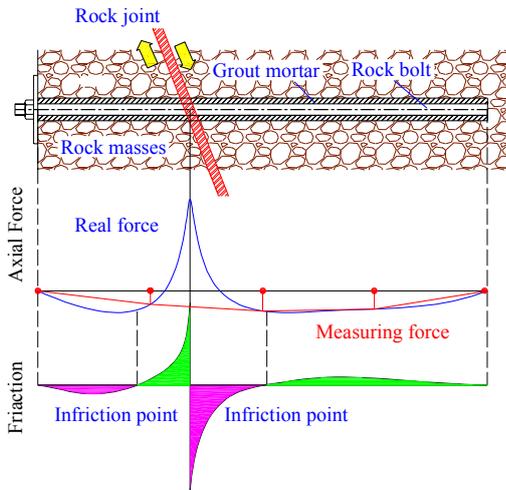
ここで、 σ_x はロックボルト軸方向の垂直応力を、また τ_x はロックボルト - グラウト境界に作用する付着抵抗を、また x はロックボルトに沿う局所座標系を示す。

式(1)の、 σ_x にロックボルト断面積を乗じた値はロックボルト軸力を示すから、式(1)から明らかなように、付着額抵抗 $\tau = 0$ のときロックボルト軸力は極値を取る。ロックボルト周辺の地山が連続体とみなせる場合、ロックボルト軸力分布は図-1(a)のように、放物線状の分布を呈し、付着抵抗は最大軸力発生点を境に作用方向が逆となる¹⁾²⁾。この意味で、最大軸力発生点は中立点と呼ばれることもある。このとき、ひずみゲージタイプの軸力計が与える軸力分布(赤線)は、実際の軸力分布とはほぼ等価な分布を与えることが期待される。

一方、ロックボルトが打設された不連続面に相対変位が生じた場合、ロックボルト軸力は図-2(b)のように不連続面部で卓越し、付着抵抗も不連続面となり、その左右で作用方向が逆となる²⁾。今、図-2(b)に示す位置にゲ



(a) 連続性地山における軸力分布



(b) 不連続面に相対変位が生じた場合の軸力分布

図-1 ロックボルト軸力 - 付着抵抗分布の関係

ージが貼付されているならば、計測上から与えられる軸力は、図の赤線で示されるようにすべて圧縮力となる。当然のことながら、ゲージ貼付位置と不連続面の位置関係によって、計測上の軸力分布は異なるが、ロックボルト全体に圧縮の軸力が作用するような計測データが得られる原因の一つは、上記のような不連続面挙動に起因すると考えられる。

ロックボルトの支保効果は、多くの研究者が指摘するように、不連続面の挙動を拘束することによって発現される^{2)~8)}。したがって、ロックボルトの支保効果を計測によって評価しようとする場合、不連続面の挙動を受けたロックボルトの挙動を正しく評価する必要がある。われわれは、このように不連続面挙動を受けるロックボルトの挙動を計測するために新しい概念の測定装置を開発した。本文は、その新しいロックボルト計の測定機構を示し、検証実験結果を示すとともに、その実用性について考察を行うものである。

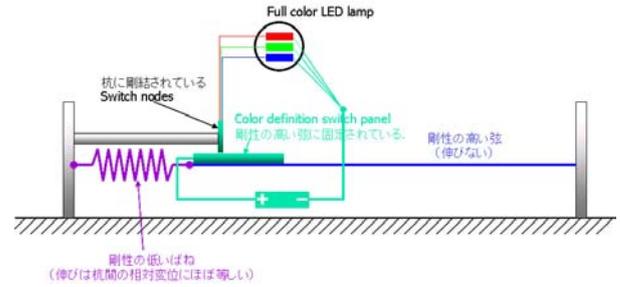


図-2 LEDS の測定原理

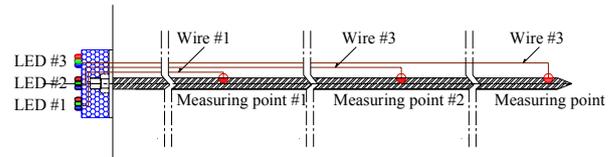


図-3 ボルト挙動測定概念図

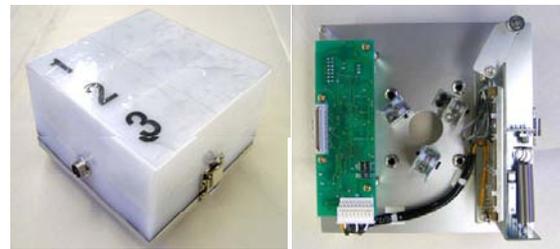


写真-1 筐体外観

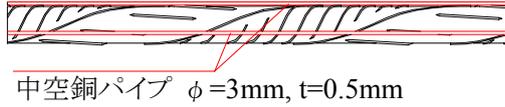
写真-2 ワイヤー連結部

2. ロックボルト計の測定機構と実装

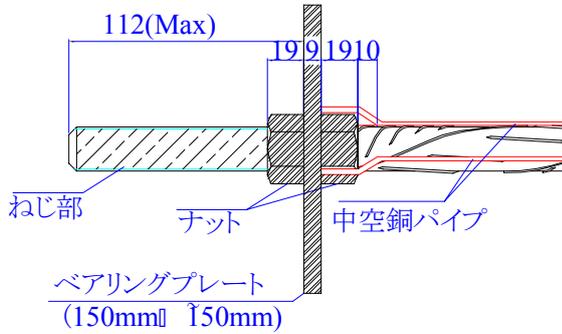
新しく開発したロックボルト挙動の計測機器は、神戸大学芥川真一研究室が開発した LEDS (Light Emitting Displacement Sensor) の機構を援用したものである。LEDS は、図-2に模式的に示すように、二点間の弦の変位を先端のばねが検知し、そのばねの伸びによってLED発光スイッチが切り替わり、変位をLED発光色によって表示する変位計である。

今回試作した測定器は、図-3に概念的に示すように、ロックボルト上の任意点間の相対変位をワイヤーによって測定し、このワイヤーを LEDS の先端ばねに連結することで変位を LEDS の発光色によって表示しようとするものである。ワイヤーと先端ばねは、写真-1に示す筐体内部で連結される。この筐体は、ベアリングプレート上に設置できるよう、ベアリングプレートと同一寸法 (150mm(W) × 150mm(L)) で作成され、内部には、写真-2に示すように3系統の先端ばねや回路、および表示LED等を実装される。なお、当然のことながら、当該の筐体は防湿・防塵性を有するものである。

また、ワイヤーはロックボルト定着材により固結しないよう、図-4(a)のようにφ1mmの中空アルミ管内部



(a) ワイヤー養生のための中空アルミ管設置要領



(b) ベアリングプレート取合い部加工要領

図-4 測定用ワイヤー養生方法

を通し、管体との接合部は図-4(b)のように中空アルミ管を加工した。ベアリングプレート上に装着できる寸法で実装した。

ベアリングプレートに設置する管体は、容易に取り外しが可能なため、何回でも再利用が可能である。また、ロックボルトへの測定用ワイヤーの設置も、従来のロックボルト軸力計加工に比べて容易である。さらに、取り付けや配線も、大幅に簡便化されるため、ボルト計測の大幅なコスト低減が可能となる。

3. ロックボルト挙動計測の機構と実装

前章で設計・実装した、ロックボルト挙動計測計の妥当性を検証するため、室内の引張試験を実施した。その結果と考察を以下に示す。

(1) ロックボルト母材引張試験

ロックボルトの伸び挙動に対する開発装置の変位検出性能を検証するため、ロックボルト母材のみを引張り、ロックボルトの伸びとLED発光色の変化を確認した。

図-5に試験方法を示す。試験ではL=3,000mmのロックボルトを使用し、このロックボルト上のP1=970mm, P2=1,960mm, P3=2,950mmの3点における相対変位を開発装置により測定する。ロックボルトは、内径25mmの鋼管中に挿入し、この鋼管を図-5の要領で反力壁に固定して、頭部をセンターホールジャッキにより引っ張り荷重する。なお、開発装置は荷重に耐える構造ではないため、荷重と反対側端部のベアリングプレート上に設置

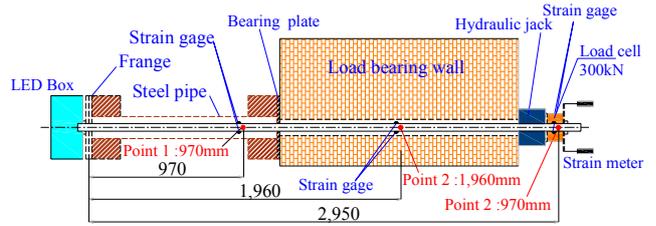


図-5 ロックボルト母材引張試験方法

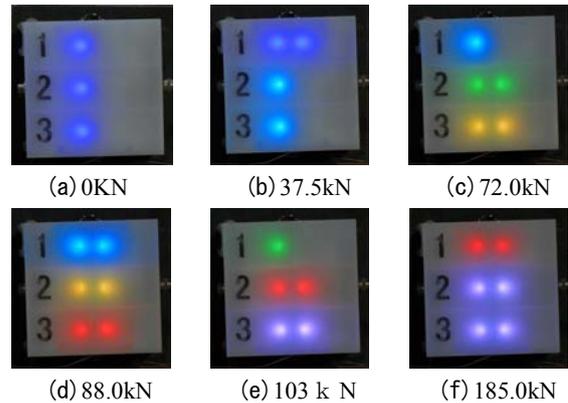


写真-3 荷重過程における発光色の変化

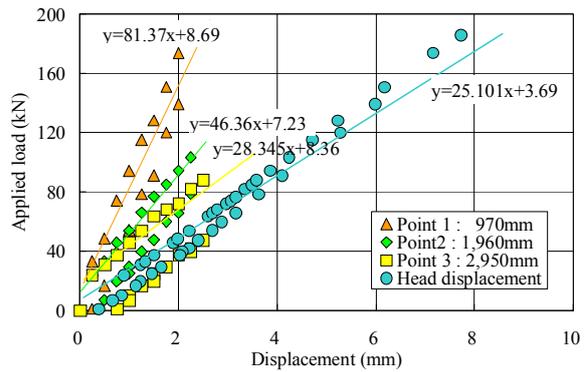


図-6 各測定点の荷重 - 測定変位関係

した。

荷重は、手動の油圧ポンプにより実施し、任意の測定点のLED発行色が変わった時点で、荷重を保持し、変化時の荷重と発光色を記録した。なお、最大荷重はロックボルト破断強度の90%にあたる185kNとし、最大荷重到達後、徐々に除荷を行った。除荷過程においてもLED発光色が変わった時点で、その荷重と発光色を記録した。写真-3に荷重過程における発光色の変化を示し、図-6に各測定点における荷重 - 変位関係を示す。なお、図-6は、各測定点のLED発光色変化時点の荷重と各発光色の最小変位をプロットしたものである。

また、発光色と変位の関係は表-1に示すものであり、開発装置は任意の測定点の変位レベルを2つのLEDの発光色で示すため、11段階の表示が可能である。

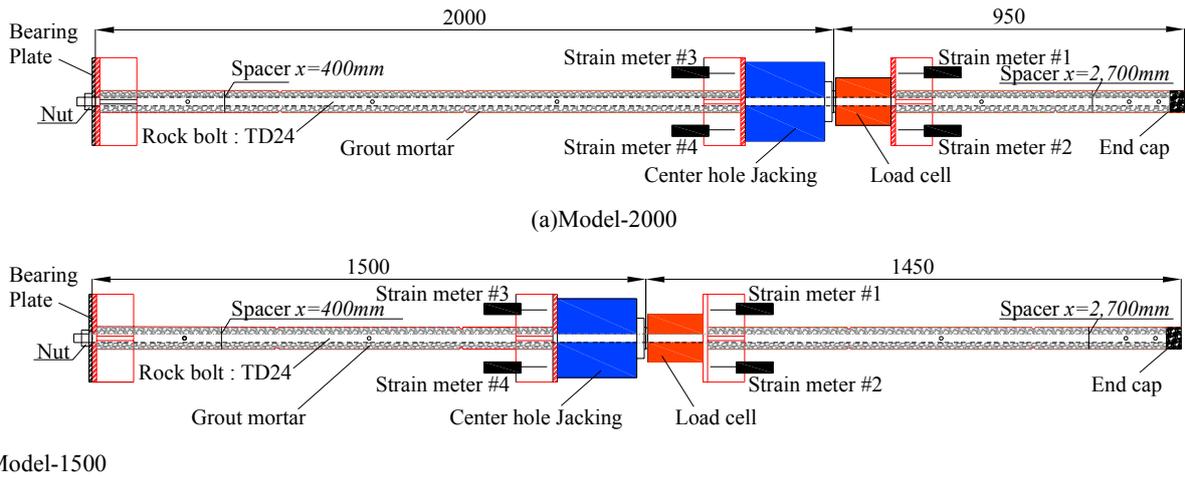


図-7 岩盤不連続面模擬試験模式図

図-6から、荷重過程における各測定点の荷重と測定変位の関係は、良好な線形関係にあることが分かる。除荷過程では、若干、下側に凸な履歴をとるが、これは鋼材の引張試験で一般に見られる傾向であり、開発装置に

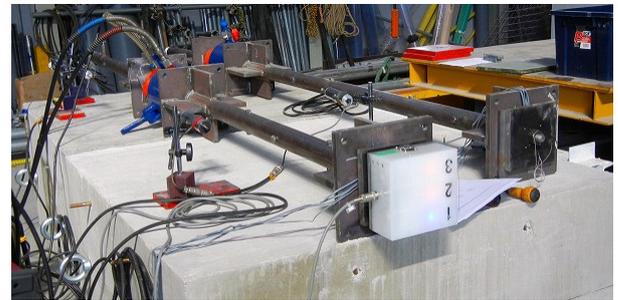


写真-4 岩盤不連続面模擬試験状況

はロックボルト母材の伸び挙動に追随するものと判断できる。

図-6中に、荷重過程の荷重 - 測定変位関係の直線近似線とその近似式を示した。ストレインメータで測定した頭部変位と P3=2,950mm の変位は、いずれもロックボルト母材の全変位に相当し、二つの勾配は一致しなければならない。図-6をみると、その相対誤差は12.9%に収まっており、工学的に許容される誤差であると判断する。また、測定点1, 2, 3の測定長(ワイヤー)は、ほぼ1:2:3であるから、その勾配は3:2:1の比となることが求められ、図-6中の近似式の勾配が2.87:1.648:1.00であることから、ほぼこの比に従うことが示された。

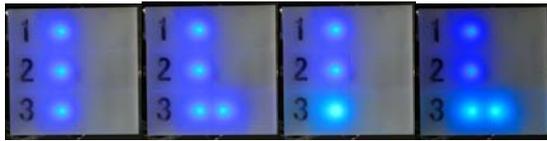
さらに、近似式の右辺第2項は、有意な変位の測定が開始される荷重を意味し、これ以下の荷重が作用しても測定範囲できない不感域となる。ストレインメータで測定した頭部変位に関しても、3.69kNの不感域が現れてい

るが、これは試験治具相互間の緩みやストレインメータの当たりによるものと考えられる。一方、開発装置の不感域は7.2~8.7kNであるが、この値には、頭部変位と同様に、試験治具相互間の緩み等に起因する不感域が含まれるから、これを考慮すると3.5~5.0kN程度の不感域を開発装置が独自に持つものと推測される。しかしながら、ロックボルトに5kN程度の荷重が作用しても、ロックボルトや地山の安定性に問題が発生する可能性はなく、現状の不感域でも現場計測機器としての実用性は担保されるものとする。

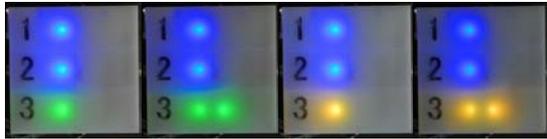
(2) 模擬不連続面開口試験

岩盤中の不連続面に打設されたロックボルトの挙動を、開発装置によりどのように測定されるかを検証するため、鋼管の継ぎ目部で不連続面を模擬し、これを油圧ジャッキにより開口させる実験を実施した。図-7、および写真-4に実験方法を示す。

図-7に示すように、ロックボルトは引張試験と同様にTD24を用い、内径50mmの二本の鋼管内を接続した状態で、モルタルで全面定着する。鋼管の接続部で開口するために、接続部両側にフランジを設け、このフランジにより反力を確保して、油圧ジャッキにより押し広げを行う。開発装置の筐体は、図-7の左端部にあるベアリン



(a) 1.3N (b) 58.9kN (c) 100.9kN (d) 192.4kN

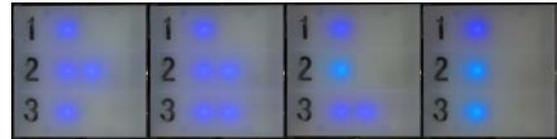


(e) 217.4kN (f) 245.8kN (g) 257.2kN (h) 270.2kN



(i) 278.9kN (j) 298.1kN (k) 305.4kN

写真-5 Model-2000の発光色の変化



(a) 128.0kN (b) 163.2kN (c) 182.4kN (d) 208.0kN



(e) 231.6kN (f) 23.64kN (g) 250.8kN (h) 272.0kN



(i) 231.6kN (j) 23.64kN (k) 250.8kN (l) 272.0kN

写真-6 Model-1500の発光色の変化

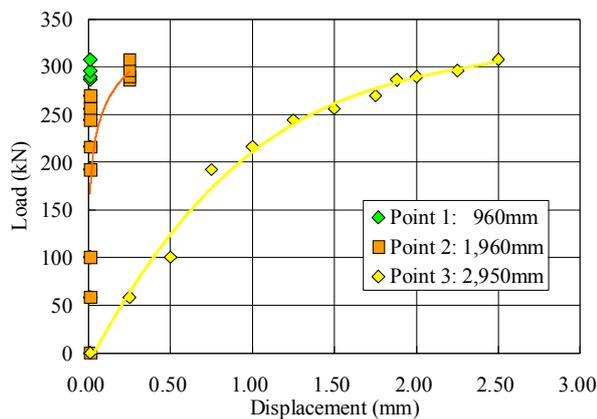


図-8 Model-2000の載荷重 - 測定変位関係

グプレート上に設置し、計測点は、引張試験と同様に、 $P1=970\text{mm}$ 、 $P2=1,960\text{mm}$ 、 $P3=2,950\text{mm}$ の3点とした。荷重はロックボルトの破断まで載荷し、任意の測定点のLED発行色が変わった時点で、荷重を保持し、変化時の荷重と発光色を記録する。さらに、図-7に示すように、不連続面位置を端部から2,000mmと1,500mmの二つとし、それぞれModel-2000、Model-1500とした。

写真-7に実験時の発光色の変化を、また図-8にModel-2000の作用荷重と開発装置で測定された変位関係を示す。図-7(a)から予測されるように、当該実験の不連続面の開口に伴い相対変位が生じるのは、 $P3=2,950\text{mm}$ の点だけであり、写真-7、図-10に示されるように、明らかに破断付近まで、 $P3$ 以外の測定点に変位は生じておらず、ロックボルトは想定どおりの挙動を示し、これを開発装置が適格に測定し得たことが確認できる。なお、載荷重278.9kNで $P2=1,960\text{mm}$ に0.25mmの相対変位

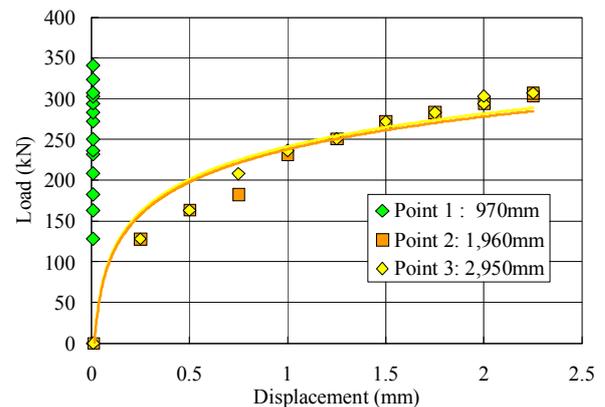


図-9 Model-1500の載荷重 - 測定変位関係

が生じたが、変位レベルが小さく、その理由は詳らかでない。また、比較的低い荷重レベルで載荷重-測定変位の勾配が傾くが、これはロックボルト母材周辺の定着モルタルにひび割れを生じたため、ロックボルト-定着材間の付着抵抗が低減するためと考えられる。

写真-6にModel-1500実験時の発光色の変化を、また図-9に作用荷重と開発装置で測定された変位関係を示す。図-7(b)から、この実験において不連続面の開口に伴い相対変位が生じるのは、 $P2=1,960\text{mm}$ 、 $P3=2,950\text{mm}$ の2点であり、その変位量が同一となることが予想される。写真-6に示されるように、 $P2$ のほうが、若干、早く発光色が変わる傾向があるが、これを図-9の載荷重-測定変位関係で見れば、その差異は無視できる程度であると判断され、一定の精度を持った測定が行えたと考える。

以上より、開発した測定装置は、不連続面挙動を受け

るロックボルトの挙動を適確に測定し得るものと評価する。

4. おわりに

岩盤不連続面挙動を受けたロックボルトの挙動は非常に複雑なものとなる。しかし、岩盤不連続面挙動を拘束することが、最も顕著なロックボルトの支保効果を発現させる。したがって、その挙動を適確に把握することがトンネル支保設計、ならびにその評価に不可欠であることは言を俟たない。

これまでのひずみゲージ測定を基にしたロックボルト軸力計は、計測される値が局所的な値にとどまるため、その値から合成される全体挙動が、実際のロックボルト挙動と整合する保証は与えられない。このような背景から、直接、ロックボルトの挙動を計測することの可能性を検証することを目的として開発した測定器が、本文で紹介したロックボルトメータである。

今回、開発に、LEDSを採用することで、*extensometer*等の地中変位計と同様の測定機構を、一般に打設されるロックボルト上に搭載することが可能となった。このことは、主要な測定機器を転用可能ならしめるものであり、大幅なロックボルト測定の低廉化につながるものとする。しかしながら、測定機構が単純なゆえに、測定精度に限界があることは否めない。特に、周辺地山の微少な挙動には感度が鈍く、適用可能な地山が限定される可能性がある。

なお、開発したロックボルトメータは北川第3トンネル工事において試験的に運用し、良好な運用結果を収めたことを記し、結びとする。

謝辞：神戸大学櫻井春輔名誉教授、芥川真一教授より、本研究に関する多大なご指導を賜りました。ここに、深甚の謝意を表します。また、その実証実験に当たっては株式会社ケー・エフ・シー羽馬徹様、阿波宏司、井本厚様、他皆様に真摯なるご支援を賜り、心より感謝いたします。

参考文献

- 1) Farmer, I.W.: Stress distribution along a resin grouted rock anchor, *Int. Journal of Rock Mech. & Min. Sci.*, Vol.12, pp.347-351, 1975.
- 2) Dight, P.M.: The theoretical behavior of full contact bolts subject to shear and tension, pp.290-297, 1979.
- 3) 山地宏志, 櫻井春輔, 平井正雄, 中田雅夫: 現場計測結果に基づくロックボルトの作用効果の評価, 土

木学会論文集, No.529/ III -33, pp.1-9, 1995.

- 4) 櫻井春輔, 川嶋幾夫: ロックボルトによって補強された不連続性岩盤のモデル化について, *土木学会論文集*, No.457/m-21, pp.147-150, 1992.
- 5) Gerrard, C.M. and G.N. Pande: The Behavior of Reinforced Jointed Rock Masses under Various Simple Loading States, *Proceedings of 5th Congress on ISRM, Melbourne*, pp.217-223, 1983.
- 6) Bjurström, R. J. : Shear strength of hard rock joints reinforced by grouted untensioned bolts, *ISRM 3rd. Congress, Colorado, Denver*, 1974.
- 7) Goodman, R. E. (赤井浩一, 川本眺万, 大西祐三訳): *Method of Geological Engineering in Discontinuous Rocks* (邦題: 不連続性岩盤の地質工学), 森本出版株式会社, 1978.
- 8) Chapell B. A. : Rock Bolts and Shear Stiffness in Jointed Rock Masses, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 1 15, No. 2*, pp. 179-197, 1989.

建物の外構地盤における液状化被害低減型工法に関する研究

Study on the Construction Method Reducing Liquefaction Damage in the Exterior Ground of Buildings

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

平田 裕一 YUICHI HIRATA

建築技術部 宮田 勝利 KATSUTOSHI MIYATA

建築技術部 高岡 雄二 YUJI TAKAOKA

建築技術部 西成田 由 YU NISHINARITA

構造設計ディビジョン 瀬藤 慎一 SHINICHI SETOU

集合住宅における駐車場等外構部の液状化被害の低減を目指し、浅層混合処理およびドレーンの組合せによる低コストの液状化被害低減型工法の開発を進めている。まず、実験的にこの工法による対策が間隙水圧の上昇特性や地盤の応答特性、ならびに沈下特性に与える影響について検討した。1G場における模型振動実験の結果、浅層混合処理は液状化に伴う沈下に対して低減効果があること、これにドレーンを加えて過剰間隙水圧の消散を促進することにより沈下量をさらに低減できることが明らかとなった。

キーワード：液状化、模型振動実験、間隙水圧消散工法、浅層混合処理工法

Low-cost liquefaction damage reduction method by shallow mixing and drains are under development to apply to exterior ground of condominium. In this study, shaking model tests in 1-G environment were carried out to evaluate the effects of them on pore pressures, soil responses and settlements by liquefaction. The followings were confirmed; 1) The shallow mixing reduces the settlement, 2) The drain is effective to reduce the settlement due to pore pressure dissipation.

Key Words: Liquefaction, Shaking Table Test, Drain Method, Shallow Mixing Method

1. はじめに

2011年3月に発生した東日本大震災により東京湾岸地域や千葉県、茨城県など非常に広範囲に液状化による被害が発生した。地震発生直後より、筆者らは東京湾岸地域において液状化を考慮して設計・施工した建物に重点をおき液状化被害調査を実施した¹⁾。本調査によれば、建屋直下が液状化すると判定され、対策工を施した範囲では液状化被害は確認されなかった。しかしながら、液状化対策を行っていない駐車場や道路、地中埋設配管などの外構部分では、本来その部位が果たしていた機能を保持できないほどの甚大な被害が発生し、緊急時活動のみならず日常の生活活動に大きく支障をきたす状態となっていた(写真-1)。

従来、外構部において液状化対策が十分に行われてこなかった要因としては、集合住宅のような建物の場合、敷地面積に対して外構面積が占める範囲が広く、液状化

対策に要する経済的負担が大きいことによるものと考えられる。しかし今回の震災による液状化被害を契機に、地震直後の救助活動・復旧工事が支障なく行われ、日常生活の継続性が維持できるよう、今後は外構部分における適切な液状化対策の必要性が高まるものと考えられる。

図-1は、液状化対策における対策工の性能とそのコストの関係を示したものである。当然のことながら、要求性能が高くなるのに伴い必要とされるコストは高くなる。本研究では、新設・既設を問わず外構部分への適用が可能であり、液状化の発生を許容する一方で日常生活に支障を生じない程度に被害を抑制する性能とそれに対応した低コスト化を図る液状化被害低減型工法の開発を目的として検討を行った。

本報は、開発目標とする低コストの液状化被害低減型工法の概要とその効果を検討するために実施した模型振動実験結果について報告するものである。



写真-1 液状化被害状況（新浦安）



写真-2 振動台と2次元固定土層

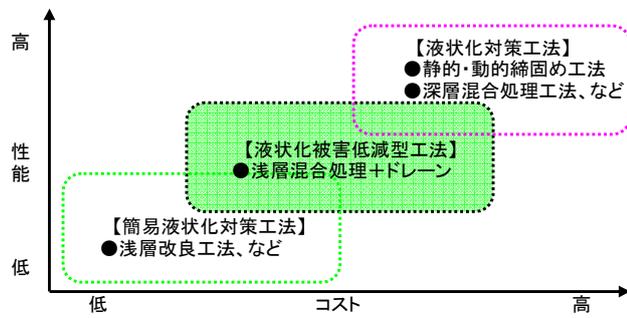


図-1 液状化工法の費用対効果の関係

よって液状化に伴うある程度の沈下は許容するものの、過大な沈下や不同沈下，ならびに多量の噴砂の流出を従来の液状化対策工法に比べて安価に防止しようとするものである。なお，既往の研究²⁾によると，液状化に伴い住宅が傾いた場合，その傾斜角が10/1000程度以上になると水平工事が必要になることが報告されている。この傾斜角は，建物の沈下量が50～100mm程度の場合に生じるものである。液状化被害低減の指標として沈下量に着目した場合，これらの値が目安になりうると考えられる。

3. 模型振動実験概要

模型振動実験は，浅層混合処理による改良層とドレーンの対策効果を確認することを目的として実施した。実験は写真-2に示す2次元固定土槽（長さ2650mm×幅390mm×深さ600mm）を所定の間隔で3槽に仕切った構造にしたものを用い，縮尺率1/10として重力場で実施した。これにより3種類の模型地盤を同時に加振できるようにした。なお，各隔壁には鋼製板を用い，その両面にはウレタンラバーを貼付けて固定端の影響を小さくするようにした。ドレーンは元来円柱状のものを2次元的にモデル化したものであり，開口率35.4%の穴あき鋼板を中空矩形形状（幅370mm×奥行き40mm×高さ580mm）に加工したもので，前面をステンレスメッシュ（目開き75μm）で覆った構造である。

表-1に示す実験ケースは浅層混合処理，ドレーンの有無および排水距離すなわち土槽幅をパラメータとして設定した。図-3および図-4は，実験ケースごとの実験模型と計測器配置を示したものである。図-3に示すCASE1は，対策工の有無に着目したものであり，CASE1-1は無対策，CASE1-2は浅層混合処理のみ，

2. 液状化被害低減型工法

本研究における低コストの液状化被害低減型工法（以下，本工法）とは，図-2に示すように浅層混合処理と簡易なドレーンを組み合わせたハイブリッド形式のものである。例えば，外構部分に位置する駐車場や車路では，表層の舗装直下に地盤改良された路盤・路床が存在する。本工法ではこれらを浅層混合処理による改良層として利用し，さらに簡易なドレーンを設置することに

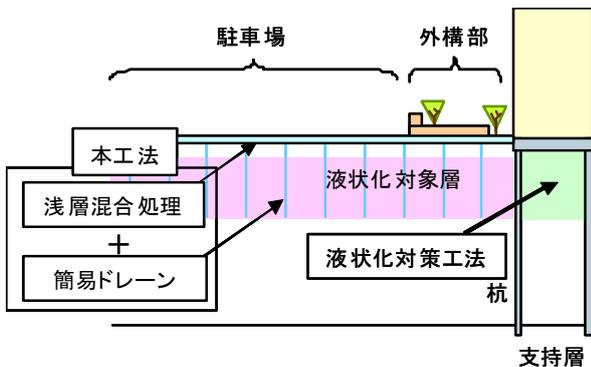


図-2 液状化被害低減型工法イメージ

表-1 実験ケース

実験ケース	浅層混合処理	ドレーン	土槽幅 (比率)
CASE1	1	無	2
	2	有	2
	3	有	2
CASE2	1	有	1
	2	有	2
	3	有	3

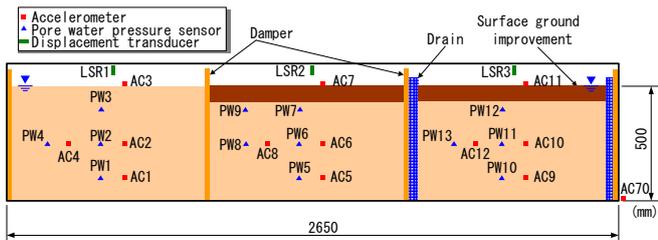


図-3 実験模型 計測器配置図 (CASE1)

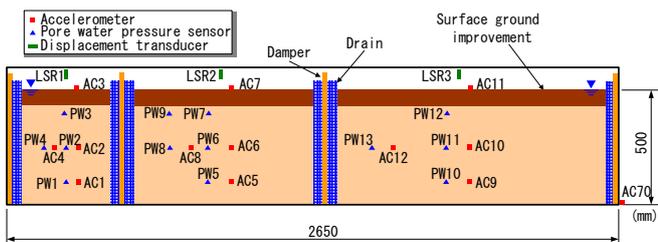


図-4 実験模型 計測器配置図 (CASE2)

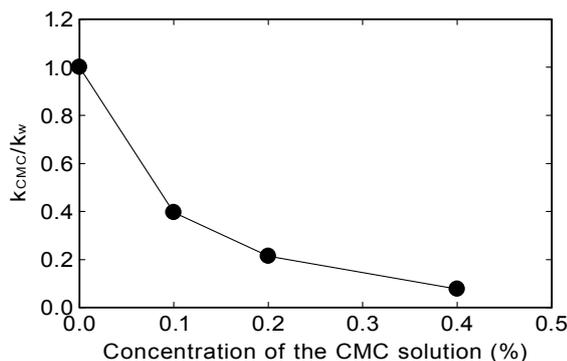


図-5 透水係数比 (k_{CMC}/k_w) と CMC 溶液濃度の関係

CASE 1-3 は浅層混合処理にドレーンを加えたものである。図-4 に示す CASE2 は、ドレーンの排水距離の違いに着目したものであり、それぞれの土槽幅は排水距離の比が 1:2:3 の割合になるように設定した。なお、改良層は早強性の無収縮モルタル (密度 $2.1g/cm^3$) を用いて作製し、層厚は約 70mm とした。

計測項目は、加速度、間隙水圧および沈下量である。加速度計は 3 深度 (地表面 $\pm 0mm$, $-250mm$, $-400mm$),

間隙水圧計は 3 深度 (地表面 $-100mm$, $-250mm$, $-400mm$) にそれぞれ設置した。また、沈下量は定規を用いて所定の位置における地表面沈下量を計測したのに加え、各土槽の中央部に直接基礎構造物を模して改良体と同じ材料で作製した模型 (直径 40mm, 高さ 40mm) を設置し、これの沈下量をレーザー変位計により計測した。

地盤材料には珪砂 6号を用い、ふるいを介した水中落下法により初期相対密度 30% を目標として模型地盤を作成した。しかしながら実際の模型地盤の初期相対密度は CASE1 が約 20%, CASE2 が約 40% となり、目標値に対してばらつきが生じた。この要因としては後述する間隙溶液に用いた粘性流体の粘度の違いに起因して土粒子の沈降速度が両ケースで異なったことが影響しているものと推察する。土粒子の CASE1 および CASE2 の粘性流体の粘度が事前に実施した透水試験の結果から、使用した珪砂 6号 ($D_r=30%$) の透水係数は $k=2.8 \times 10^{-2} cm/sec$ であった。支配方程式に基づいた井合³⁾の相似則を参考にすると、プロトタイプに換算した透水係数は $k=1.6 \times 10^{-3} cm/sec$ となり、粗砂地盤を対象にしていることとなる。本実験では本来液状化が容易に生じうる細砂・中砂の地盤 ($k=5 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-1} cm/sec$ 程度) を対象にしているため、間隙水に粘性溶液であるカルボキシメチルセルロース (CMC) を加えて透水係数を 1/10 にすることとした。図-5 は、透水係数比と CMC 溶液濃度との関係を示したものである。ここで、透水係数比とは水を用いて求めた透水係数 (k_w) と CMC 溶液を用いて求めた透水係数 (k_{CMC}) との比 (k_{CMC}/k_w) である。図-5 の関係から、本実験では透水係数が 1/10 となる 0.4% の CMC 溶液を間隙流体に用いることにした。

入力加速度波形は周波数 10 Hz の正弦波であり、最大加速度は 200gal および 350gal, 最大加速度での加振時間は 6 秒間である。

4. 模型振動実験結果

(1) 過剰間隙水圧発生特性

図-6 は、代表的な実験ケースとして CASE1 および CASE2-1 の中間深度における 200Gal 加振時の過剰間隙水圧比の時刻歴を示したものである。なお、使用した計測システムのメモリ容量の制限により、データ収録時間は約 42 秒間となっている。無対策 (CASE1-1) の結果をみると、加振直後の過剰間隙水圧比は 1 となっており液状化に至っていることがわかる。過剰間隙水圧比はその後も低下すること無く、加振開始から 42 秒経過後も液状化の状態が継続していることが明らかである。この

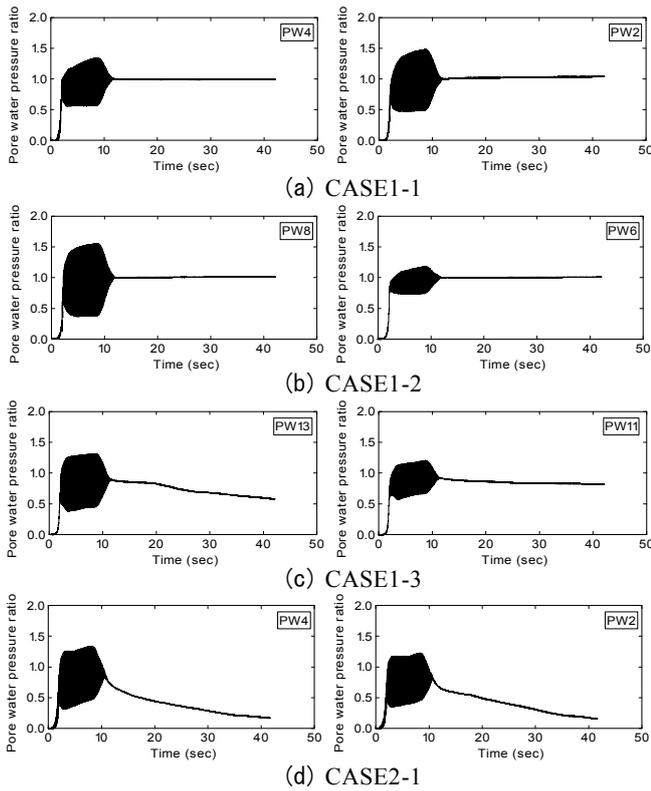
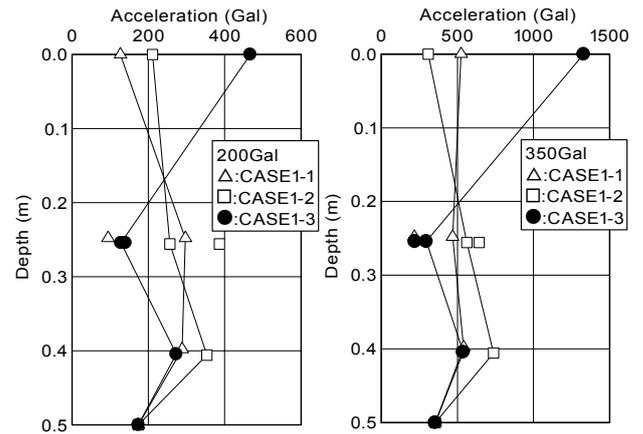


図-6 過剰間隙水圧比の時刻歴

ような過剰間隙水圧比の挙動は、浅層混合処理のみ (CASE1-2) でも同様に認められる。一方、浅層混合処理とドレーンを配置した CASE1-3 の結果は、波形内の振幅を滑らかに平均的にみると加振時の過剰間隙水圧比が 1 を若干ではあるが下回り、加振終了後には減少傾向を示している。過剰間隙水圧比の減少速度が土槽中央の PW11 よりもドレーンに近い位置にある PW13 のほうが速いのは、ドレーンの排水効果が排水距離に依存することによるものと考えられる。このことは、ドレーンを設置した場合、地盤内では排水距離に応じて有効応力の回復程度が異なることを示すものである。CASE1-3 よりも排水距離が短い CASE2-1 の波形をみると、加振終了直後からの過剰間隙水圧比の減少速度が CASE1-3 よりも速く、ドレーンによる間隙水圧消散効果が明確に確認できる。

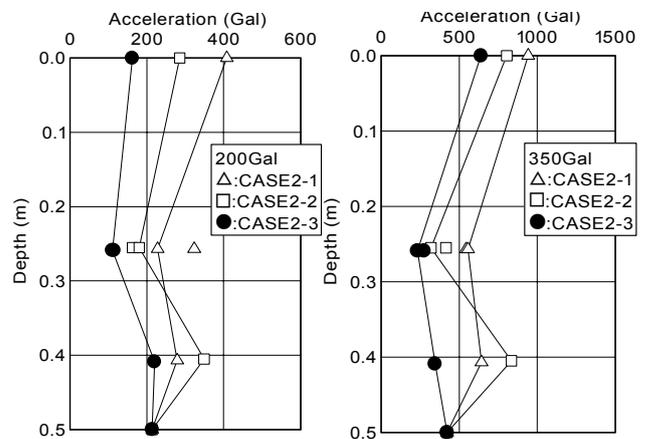
(2) 加速度応答特性

図-7 および図-8 に、各実験ケースにおける最大応答加速度の深度分布を示す。なお、改良体上で計測した地表面応答加速度波形にはスパイク状の高振動成分が認められたため、ローパスフィルタを用いて 30Hz 以上の成分を削除することとした。これは、本工法が対象とする外構部分に属する構造物の固有振動は設計用の参考値⁴⁾を考慮すると高くても 20Hz 程度であると推測されるこ



(a) 最大入力加速度 200Gal (b) 最大入力加速度 350Gal

図-7 最大応答加速度の深度分布 (CASE1)



(a) 最大入力加速度 200Gal (b) 最大入力加速度 350Gal

図-8 最大応答加速度の深度分布 (CASE2)

とから、30Hz 以上の高振動成分はその応答に大きく影響しないという判断によるものである。

まず、図-7 に示す CASE1 の結果をみると、ドレーンがない CASE1-1 と CASE1-2 の応答加速度は上層に向かって減衰していることがわかる。一方、ドレーンを設置した CASE1-3 の応答加速度は下層から中層に向かって減衰するものの、改良体上となる地表の応答加速度は増幅している。地中の応答加速度が減衰したのは、地盤の剛性が過剰間隙水圧の上昇によって低下して上層への地震動の伝搬を抑制したためと考えられる。これに対して、地表の応答加速度が増幅したのは、改良体のロッキングによるものと推察する。このことは、図-8 に示す CASE2 の結果からもわかる。

すなわち、図-8 に示す CASE2 の結果から、いずれの実験ケースにおいても応答加速度の深度分布は CASE1-3 のそれと同様な傾向となっている。すなわち、応答加

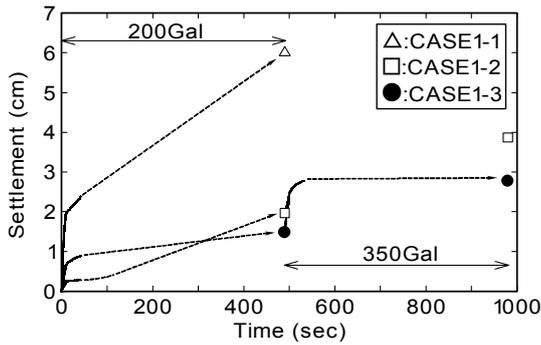


図-9 沈下量の時刻歴 (CASE1)

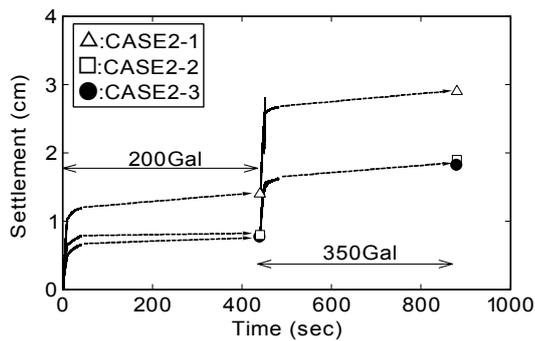


図-10 沈下量の時刻歴 (CASE2)

速度は上層に向かって減衰傾向を示すものの、改良体上のそれは増幅している。その増幅の程度は改良体の幅の大小に依存して異なり、応答加速度は改良体幅の小さなCASE2-1で最大となり、改良体幅の大きなCASE2-3で最小となっている。CASE2-1において改良体上の応答加速度が最大となったのは、加振中に改良体が揺すり込まれるように振動していたことから、幅の小さい改良体がロッキング振動したことに起因するものと考えられる。

(3) 沈下特性

図-9 および図-10 は、土槽中央部に設置した直接基礎構造物模型の沈下量の時刻歴を示したものである。なお、前述したようにデータの収録時間は約 42 秒間であるが、過剰間隙水圧がゼロになるまでにはそれ以上の時間を要した。そこで、最終的な沈下量は加振終了後所定の時間 (CASE1 では 490 秒, CASE2 では 440 秒) 経過後にメジャーを用いて計測した。両図は、レーザー変位計の計測値を実線で、定規による計測値を凡例に示す各マーカーで表し、両者間を破線で結んでいる。また、200Gal 加振時の沈下量に連続して 350Gal 加振時の沈下量を示している。なお、CASE1-1 における 350Gal の沈下量は構造物模型が地盤に埋没したため計測できていない。また、CASE2-2 および CASE2-3 の破線部分は、区別できる明確な結果がないため同一の破線として示して

いる。

図-9 に示す CASE1 の 200Gal 加振時の沈下量について、無対策 (CASE1-1) の沈下量は加振に伴って増大し、最終的な沈下量は約 6cm となった。一方、CASE1-2 の沈下量は加振直後にはそれほど大きく生じないものの、加振後 90 秒以降、改良体周辺からの噴砂を伴って増大し続け、最終的な沈下量は約 2cm となった。これに対してドレーンを設置した CASE1-3 の沈下量は主に加振時のみに増加し、加振終了後における沈下量の増加分はわずかであった。本ケースの最大沈下量は約 1.5cm であり、ドレーンがない CASE1-2 よりも小さな値であった。また、350Gal 加振時の両者の最大沈下量を比較すると、同様に CASE1-3 のほうが CASE1-2 よりも小さいことが明らかである。これらのことから、ドレーンにより過剰間隙水圧の消散を促進すれば、沈下量を低減することが可能であることがわかる。

同様なドレーンの沈下低減効果は図-10 に示す CASE2 の結果からも認められる。ただし、CASE2 のなかで比較すると排水距離が最短の CASE2-1 の沈下量が最大となっている。CASE2-1 の改良体は加振時にロッキング的な挙動をしていたことから、この影響によって沈下量が大きくなったものと推察される。

5. おわりに

浅層混合処理およびドレーンが間隙水圧の上昇特性や地盤の応答特性、ならびに沈下特性に与える影響を検討するために 1G 場における模型振動実験を実施した。

その結果、浅層混合処理による改良層には液状化に伴う沈下を低減する効果があること、またこれにドレーンを加えて過剰間隙水圧の消散を促進することで沈下量をさらに低減できることが明らかとなった。

なお、今回実施した模型振動実験は 1G 場での実験であるためその結果は定性的な評価に留まるものである。今後は遠心模型実験等により本工法の改良効果について定量的な評価を行い、実施工に向けた検討を進める予定である。

謝辞：本研究は、東京大学との共同研究として実施したものです。ご指導戴いた東京大学東畑教授・山田助教 (現大阪市立大学講師) に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 平田裕一, 高橋直樹, 宮田勝利, 高岡雄二, 瀬藤慎一: 【東日本大震災 調査報告 3】東北地方太平洋沖地震における東京湾岸地域の液状化被害調査三井住

友建設技術研究所報告, No.19, pp.139-146, 2011.

- 2) 安田進, 橋本隆雄: 鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集, III-515, pp.1029-1030, 2002.
- 3) 井合進: 1G 場での地盤・構造物系の模型振動実験の相似則について, 第 19 回地震工学研究発表会講演概要集, pp.341-344, 1987.
- 4) 日本建築学会: 建築物の減衰, pp.208-213, 2000.

的場高架橋工事におけるホタル生息環境保全の取り組み

Firefly Habitat Conservation in the Matoba Viaduct Construction Site

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA
東北支店 杉村 悟 SATORU SUGIMURA
土木設計部 紙永 祐紀 YUKI KAMINAGA
中部支店 田中 寛之 HIROYUKI TANAKA

生物多様性保全に対する取り組みの一環として、的場高架橋工事（静岡県浜松市）において、ホタルの生息環境保全に取り組んだ。ホタルの生息環境への影響を最小とした施工を行うとともに、橋梁下にホタルビオトープを設置し生息域の拡大を図った。また、環境意識の向上のために地元住民等と協働してホタル鑑賞会の開催や自然体験学習の場を設けるなどの活動を行った。追跡調査の結果、ホタルの生息環境に工事の影響がほとんどみられないことを確認した。

キーワード：生物多様性保全，ホタル，生息環境，ホタルビオトープ

As a part of its commitment to biodiversity conservation, fireflies habitat conservation on the Matoba viaduct construction site (Hamamatsu City, Shizuoka Pref.) was projected. The minimal impact due to the construction and the expansion of the habitat by a firefly biotope under the bridge were planned. In addition, we conducted the activities such as firefly watching and natural learning experiences with local residents and others to raise environmental awareness. No adverse effects on fireflies habitat by the construction were observed in the follow-up researches.

Key Words: Biodiversity Conservation, Firefly, Habitat, Firefly Biotope

1. はじめに

2008年に「生物多様性基本法」が制定され、2010年には生物多様性条約第10回締約国会議（COP10）が名古屋で開催されるなど、1993年の国際条約への加盟以来、生物多様性の保全に関して国家的な取り組みが行われている。民間の企業もこうした取り組みに参画することがより効果的であるとして、2009年には「生物多様性民間参画ガイドライン」が策定されるなど、生物多様性保全に関する取り組みは社会的な要請となってきた。

三井住友建設では社の方針として、生物多様性の保全を含めた自然保護活動に取り組んでおり、多くの工事現場で希少生物・植物の保存や環境保全活動の支援などを実施している。的場高架橋工事におけるホタル生息環境保全の取り組みはその一例である。

静岡県浜松市北区の引佐町を流れる的場川は、多くのホタルが見られる川として有名である。「的場高架橋他2橋（PC 上部工）工事」は新東名高速道路の浜松いなさジャンクションの中、この的場川に架橋される本線の

上り線・下り線、ランプ橋2橋の合計4橋梁を架設する上部工工事であるが、ホタルの生息環境保全が施工時の課題のひとつであった。

本橋梁については、河川環境への影響を低減できるプレキャストセグメントによる張出し架設工法¹⁾が採用され、施工に際してはホタルの生態にも配慮して作業内容・工程を調整しつつ工事を進めた。また、ホタルビオトープを設置し生息域の拡大を図る環境保全策や、地元住民らと協働してホタル鑑賞会や自然体験学習などの環境啓蒙活動を展開した。こうした活動と併行してホタル等の生息状況に関する追跡調査を行ってきた。本稿では、2009年4月から約3年間実施してきたホタル生息環境保全活動の概要と追跡調査の結果を報告する。

2. ホタルの生態と的場川的环境

(1) ゲンジボタルの生態

的場川周辺には様々な生物が生息しているが、特にゲンジボタルが有名であり、その生息環境保全が課題とな

表-1 ゲンジボタルの生活史

形態	生息場所	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
幼虫	水中												
蛹	土中												
成虫	植物上												
卵	水辺の苔												

表-2 ゲンジボタルの生息条件等

形態	生態	生息に適した条件
幼虫	・幼虫は9ヶ月水中で生活し主にカワニナを食する ・夜行性で昼間は小石の下や砂・土中にかくれている	・水質の安定した川で水深が浅い場所 ・餌となるカワニナが多い
蛹	・川沿いの土にもぐって土繭をつくって蛹化し、40-50日で成虫となる	・寄り州や土堤など水際に近いところに柔らかい土壌がある
成虫	・寿命は約1週間。日中は木や草の葉裏で休息 ・飛翔の高さ1~10m	・川岸に水田や樹林地または草地がある ・人工照明が直接あたらない
卵	・25-30日間で孵化	・川沿いの苔上に産卵 ・風通しがよく湿った場所

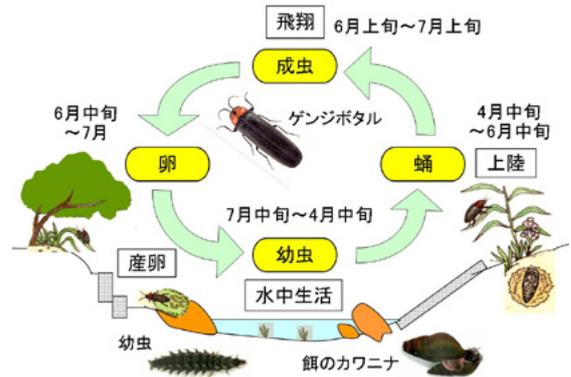


図-1 ゲンジボタルのライフサイクル

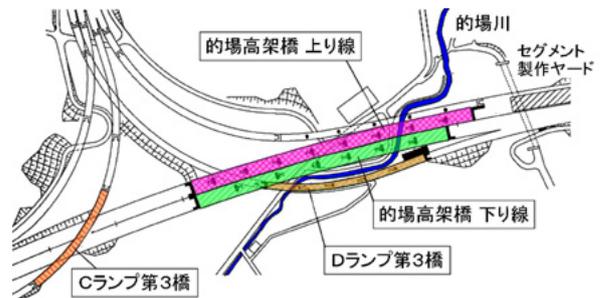


図-2 工事位置図

った。ゲンジボタルは生息する地方によって生態はやや異なり、飛翔の時期や明滅の仕方なども異なっている。

1995年度、1996年度の「第二東名高速道路引佐地区自然環境対策基礎調査報告書（日本道路公団静岡建設所浜松工事事務所，日本総研㈱）を参考に作成した的場地区に生息するゲンジボタルの1年間の生活史を表-1および図-1に、生息に適した条件等^{2),3)}を表-2に示す。

ゲンジボタルは6月から7月にかけて産卵し、産卵後約1月で孵化、幼虫は水中で約9ヶ月間にカワニナを餌として成長し、翌年の4月頃には水際の土の中で土繭を作り蛹となる（一部越年する）。6月には成虫となり、約1週間飛翔し交尾して水際の苔の上に産卵する。清流であれば生息の適地というわけではなく、表-2に示すような様々な条件が必要であり、ホタルの保全のためにはこうした生態や生息地の条件を考慮する必要がある。

(2) 的場川の環境

的場川は引佐町的場・四方浄地区を流れる延長約3kmの都田川水系の準用河川であり、中流の架橋地点付近では4~5m程度の川幅を有する河川である。的場地区は中山間地の水田地帯で、水田があることで河川の水量および水質が安定し、また、河川周辺の草刈や枝打ちが行われるため河川に十分な日照が供給されるなどの、農耕を中心とした人の営みと自然環境が一体となってホタルの生息に適した環境が作り出されている。また、上流側に石灰岩の露頭が見られホタルの餌となるカワニナの生息にも適した環境となっている。

的場川では、1999年~2000年の的場高架橋一期工事における橋脚の建設に伴い中流域の河川改修が行われた。

支川の改修や的場川の一部区間の流路変更に伴って、石積みや土の護岸からコンクリートブロック護岸の深い掘割型に改修された。多自然型護岸ブロックの採用、寄り洲の造成など環境への配慮が行われており、改修後9年以上経過し河川環境は安定してきている。

3. 工事概要

「的場高架橋他2橋（PC 上部工）工事」の工事概要を以下に示す。

- 工事名 : 第二東名高速道路 的場高架橋他2橋（PC 上部工）工事
- 発注者 : 中日本高速道路株式会社 東京支社 浜松工事事務所
- 工事場所 : 静岡県浜松市北区引佐町的場
- 工期 : 2009年4月21日~2011年8月16日
- 構造形式 : (上り線) PC9 径間連続箱桁橋 (下り線) PC7 径間連続箱桁橋 (Cランプ) PC4 径間連続箱桁橋 (Dランプ) PC5 径間連続箱桁橋
- 橋長 : 上り線403.5m, 下り線364.0m, Cランプ178.0m, Dランプ234.0m

図-2に位置図を示すが、的場川に架橋されるのは本線部上り線下り線とDランプ第3橋になる。河川から橋梁下面まで20m以上の空間が確保されており、ホタルの飛翔の阻害はない状況となっている。

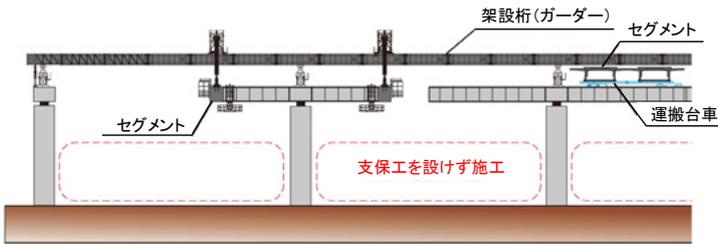


図-3 プレキャストセグメントによる張出し架設工法



写真-1 施工状況



写真-2 暗幕の設置状況



写真-3 自然体験学習

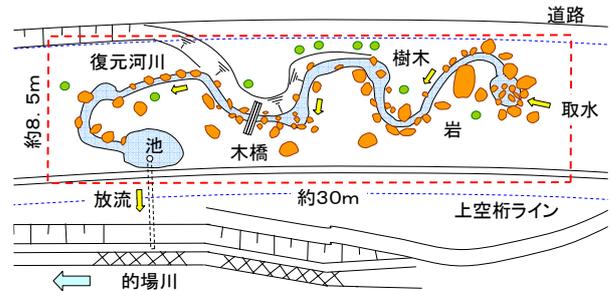


図-4 ビオトープ平面図

4. ホタル生息環境保全への取り組み

ホタルの保全活動については、河川整備などの活動や、ホタル鑑賞会などのイベントの開催あるいはホタルの幼虫を飼育箱で育成し放流するなどの活動が各地で盛んに行われている。しかし、ホタルの放流については他の地方からの持ち込みによる遺伝子のかく乱や飼育種による多様性の喪失などの問題があること、また、生態的なバランスを崩すため逆効果となる場合があるなど、実際のホタルの生息環境保全につながっていない例も多いようである³⁾。そこで、専門家である富士常葉大学環境防災学部・山田辰美教授に協力を要請し、その指導のもとに保全活動を計画し実施した。

的場川での生息環境保全の取り組みについては、①環境影響を抑制する施工方法、②環境意識向上に関する活動、③ホタルビオトープの設置を中心とし、中日本高速道路会社、地元自治会等と協働して活動を展開した。以下に詳細を述べる。

(1) 環境影響を抑制する施工方法

本橋の架設方法については、プレキャストセグメントによる張出し架設工法が採用された。支保工を用いない工法であるために河川周辺の空間を確保することが可能となり、ホタルの生息環境への影響を抑制することができる(図-3、写真-1)。

本線橋については、セグメントを橋台背面の本線土工部で製作、橋面上を台車にて運搬し架設桁を用いて架設した。Dランプ橋については、低床トレーラにてセグメントを運搬し既存の道路上からクローラクレーンにて架

設した。これにより、型枠・鉄筋組立てやコンクリート打設など、本来工事箇所が必要となる作業の大半を別の場所で行うことができ、工事箇所での作業が大幅に削減された。施工に際してはホタルの生態にも配慮し、ホタルの陸上での活動期の4月～7月の間は、生息範囲での作業は休止としながら施工を行った。6月からのホタル成虫の飛翔期間は人工照明がホタルの飛翔の阻害条件となるため、この期間は最も交通量の多い道路のガードレールに暗幕を張って、車のヘッドライトの明かりによるホタル飛翔への影響の抑止に努めた(写真-2)。

(2) 環境意識向上に関する活動

生息環境保全には地域の協力と環境意識の向上が不可欠であることから、的場川の定期的な清掃などの活動に参加するとともに、中日本高速道路株式会社、地元自治会、富士常葉大学、NPO法人「里の楽校」との協働により、毎年6月にホタル鑑賞会を開催した。また、今後の将来的な環境保全を担う地域の子供たちを対象とした自然体験学習の場を設け、富士常葉大学の学生らの指導の下にネイチャーゲームや草花遊びなどを行ったり、的場川沿いを散策しつつ子供たちに自然を体験学習させて、環境意識の向上を図る活動を行った(写真-3)。

(3) ホタルビオトープの設置

橋梁下の空間を利用して、Dランプ橋の橋脚の間、的場川に隣接する箇所山田教授デザインによるホタルビオトープを設置した。図-4に平面図を示す。

ビオトープは生態学的ネットワークの形成に寄与するコリドー(回廊)として、あるいは環境教育などの目的

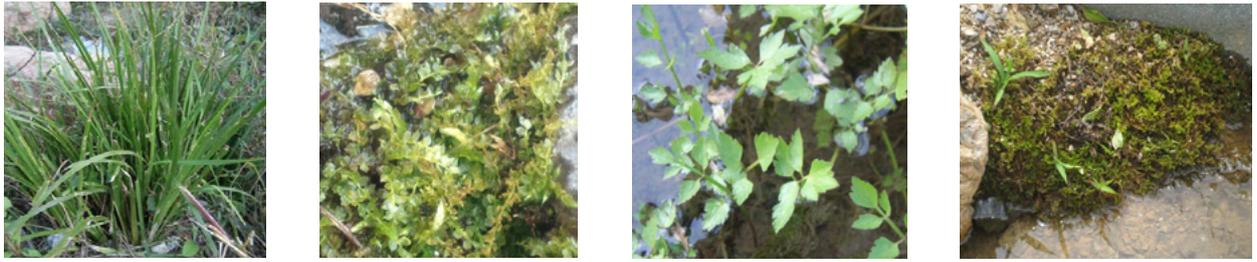


写真-4 移植した植物（左からセキショウ，ミズゴケ，セリ，コケなど）



写真-5 移植した生物（左からトノサマガエル，カワニナ，アカハライモリ，オタマジャクシなど）



写真-6 ビオトープの状況（左2010年2月，中央2010年6月，右2011年4月）



写真-7 ビオトープ説明看板



写真-8 ビオトープの全景（2011年6月）

で学校等に設置されることが多い⁴⁾が、今回のビオトープは生息域の拡大と産卵場所の増設が目的である。的場川の河川改修によって河川断面が変化し、蛹化するための寄り洲などが増水時に水没する状態が続くことなどを考慮し（4～5月の蛹化期間に増水した場合ゲンジボタルの発生数が減少する恐れがある）、産卵も可能な水辺環境の増設を図ったものである。全体面積は約30m × 8.5 m = 255 m²、ビオトープ内の復元河川は川幅約30～50cm、延長約45mで高低差は約50cm、水面の面積は約20m²である。

主としてゲンジボタル、およびカワニナの生息環境ということで復元河川を中心に、岩、樹木、草地を配置した形式である。復元河川の上流部は水の流れがはやい箇

所とし、中流部には落差部を設け下流部は流れがゆるやかな箇所として流末には池を配置している。復元河川の設置に際しては、流れの緩急をつける、落差部を設けるなどして溶存酸素を増やし、また、砂利を敷き石灰岩を水中におくなどホタルの幼虫と餌となるカワニナが好む環境としている^{2),3),4),5)}。

2009年12月にビオトープの造成を行い翌年2月に水源を設置（流量約30 l/分、河川から取水）するとともに、クレソン、セリ等⁵⁾、カワニナの食する植物と水辺の植物（セキショウ、ミズゴケ等、写真-4）を移植した。水道・地下水ではカワニナが栄養不足になることが多いとされているため⁵⁾、水源を的場川にすることで水質保持等の課題はクリアした。4月にはコケを移植し湿り気の

表-3 水質調査結果

調査項目	調査日	
	2009/2/11	2011/6/24
水温 (°C)	7.3~12.4	22.5~25.6
pH	7.0~7.4	7.2~7.8
溶存酸素 (mg/L)	11.3~12.4	7.9~10.3
電気伝導率 (mS/m)	5.8~16.7	5.3~14.1
濁度 (mg/L)	0.0~0.5	0.0~3.0
BOD (mg/L)	左7項目は、 2010/6/14採水 分析結果による	1.0
COD (mg/L)		2.7
カルシウム (mg/L)		12.9
塩素イオン (mg/L)		5.0
アンモニア性窒素 (mg/L)		<0.07
硝酸性窒素 (mg/L)		0.5
マグネシウム (mg/L)		2.5

ある産卵場所とし、さらに、鹿沼土などを混合した土壌で蛹化場所を設けた。また、的場川で捕獲したカワニナに加えて、カエル、イモリなど(写真-5)的場川に住む生物の移植を行い、ビオトープ完成後、ホタルの生態やビオトープ設置の目的などをわかりやすく説明した看板(写真-7)を設置した。

その後時間の経過とともに、移植植物などが繁茂し(写真-6, 写真-8)、カワニナ等も繁殖増加した。2011年6月には自然体験学習の一環として地元の小中学生の手によってビオトープ内に竹柵を設置するなど、環境活動の拠点とすべく工夫した。

5. 追跡調査結果

(1) 水質調査

的場川は水質の良好な小河川で、上流の石灰岩の存在によりカルシウムの含有が多く、ホタルの餌となるカワニナが多数生息している。的場川の水質調査結果の一部を表-3に示す。降雨による増水とともにpH、溶存酸素が低下するなど水質が一時的に変化することはあるが、おおむね水質は安定している。なお、工事による排水は別系統の水路よりの的場川に直接流れ込まない形となっており、水質への影響はない。

(2) 生息密度調査

工事によるホタル生息状況への影響の有無を把握するため、工事着手前から3年間、富士常葉大学の協力の下に生息密度調査を実施した。毎年2月中旬にホタルの幼虫とカワニナの調査を、6月初旬には成虫の調査を実施した。調査範囲は図-5に示す橋梁架設位置から上流にかけての10地点である。

調査方法は、コドラート(50cm × 50cm)を設置し、その中にあるゲンジボタル幼虫およびカワニナの個

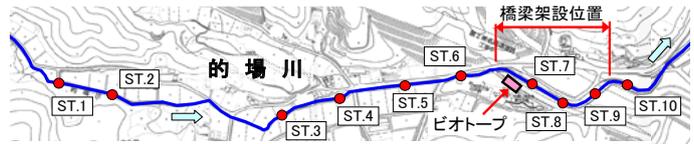


図-5 調査位置

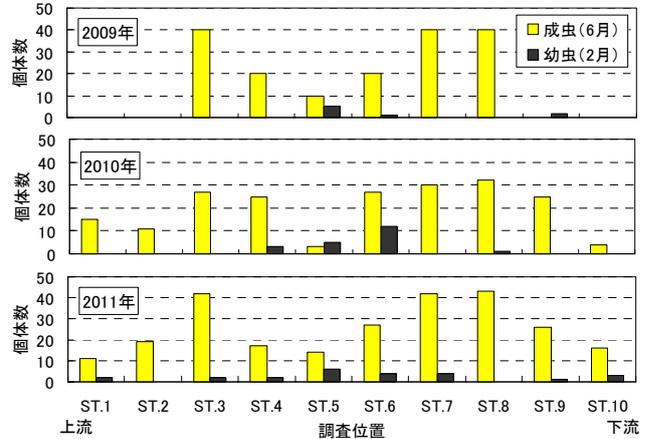


図-6 生息密度調査結果

体数を確認する方法に加えて、周辺個体数を調査する方法で行った。ホタル成虫の調査は、複数人の目視によりホタルの飛翔明滅する個体数をカウントする方法とした。ゲンジボタル幼虫と成虫の調査結果を図-6に示す。

調査の結果、ゲンジボタルの幼虫やカワニナは上流域よりも中流域で多数確認された。繁殖域は気象条件や河床の地形などで変化すると推測され、調査年度ごとに変化がみられる。また、成虫については、河川周辺はほとんどゲンジボタルであるが、一部にヘイケボタルも確認された。成虫の飛翔は架設工事中の橋梁直下になるST.7~ST.8の区域で最も多く確認されており、河川上の空間を確保した効果が現れていると考えられる。年度ごとに確認された個体数にバラツキがあるが、工事着手前と同等程度以上の個体数が維持されていると考えられ、ホタル保全の取り組みに一定の効果があつたと評価できる。

(3) ビオトープ内の生息状況ほかの調査

的場川での生息密度調査に合わせて、ビオトープ内でもホタル幼虫とカワニナの調査を実施した。2011年2月調査では、復元河川からゲンジボタルの幼虫固体を4匹確認し、6月の調査では成虫固体をメス2匹、オス4匹確認できた。ゲンジボタル幼虫については取水にともなって流入し定着したものと推定される。

また、ビオトープ内の気温や復元河川の水温等についても調査した。的場川からの取水であり水質等の問題は少ないが、流量が相対的に少ないため、夏季に水温が上昇しゲンジボタル幼虫やカワニナに影響を与えること²⁾が懸念されたためである。

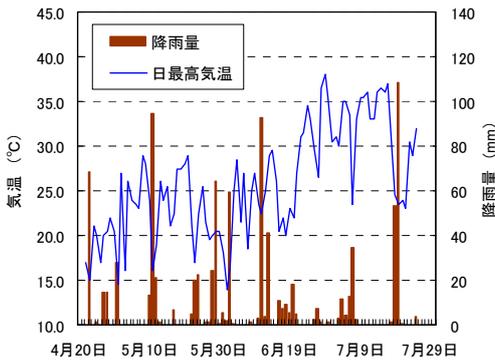


図-7 気温と降水量（2011年）

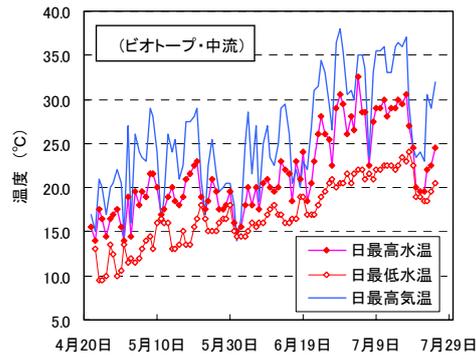


図-8 気温と復元河川の水温（2011年）

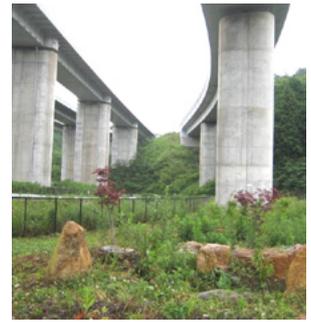


写真-9 ビオトープの現況（2012年6月）

計測期間は4月22日～7月25日の間で、2011年は6月後半から30℃を超える暑い日々が続き6月29日には38℃を記録している。図-7に気温と降水量を、図-8に復元河川の水温計測結果を示す。6月28日～7月17日の猛暑日には、復元河川の水温は午後の数時間30℃以上となっており、ゲンジボタル幼虫やカワニナへの悪影響が考えられた。しかし、2010年の夏季はさらに暑い日々が長期間続いていたがカワニナの繁殖が確認されており、ゲンジボタル幼虫の生息も確認された（2011年2月）ことから、一時的な高温による影響はホタル幼虫やカワニナにとって比較的小さいと考えられた。

（4）ビオトープの維持管理と今後について

ビオトープの設置から約3年が経過し、調査結果から、ホタル生息域の拡大という目的はおおむね達成できたと考えられる。ビオトープに関する課題のひとつは水の安定した供給と維持管理である。設置当初は水中ポンプを使用していたが、増水時にポンプが流されて停止したことがあり、今後の維持管理を考えると問題が多いため、2011年8月引渡し前に水源を自然流下に切替えて、流量も約40 l/分を確保する構造に改修した。また、落ち葉や枯れ草による取水口の閉塞や水の流れの阻害など想定されるため、ビオトープに関しては定期的な清掃など維持管理が必要である。

ホタルビオトープについては工事完了後も存置されるので（写真-9）、今後も地域の環境活動拠点として活用されてゆくことが望まれる。

6. まとめ

的場高架橋工事において、橋梁上部工工事の施工とともに的場川周辺のホタル生息環境保全に取り組んだ。工事に関しては環境影響を抑制する架設工法や、ホタルの生態に配慮した施工上の工夫を行うとともに、橋梁下にホタルビオトープを設置して生息域の拡大を図った。

さらに、中日本高速道路株式会社、地元自治会、富士常葉大学等と協働してホタル鑑賞会を開催するなどの環境保全啓蒙活動を展開した。追跡調査の結果、工事期間中のホタルの生息数の減少はなく、環境保全活動によって工事の影響を最小限に抑止できたと考えている。

今後の企業活動にこうした積極的な環境保全活動を展開してゆくことで、生物多様性の保全、豊かな自然環境の確保を目指したい。

謝辞：今回のホタル生息環境保全の取組みについて、ビオトープのデザイン・維持管理、生息調査、環境教育等につき、富士常葉大学山田辰美教授の御指導、協力をいただきました。また、福田宏江氏らNPO法人「里の楽校」の方々にも協力をいただきました。あらためて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 萩原直樹, 横塚裕和, 西村一博, 紙永祐紀: 新東名高速道路 的場高架橋—プレキャスト工法による生物多様性保全—, プレストレストコンクリート, 第54巻2号, pp.66-73, 2012.3
- 2) 東京ゲンジボタル研究所: ホタル百科, 丸善, pp.46-51, 2004.5
- 3) ホタル百科事典 (東京ゲンジボタル研究所 HP) : <http://www.tokyo-hotaru.com/jiten/hotaru.html>
- 4) 山田辰美編: ビオトープ教育入門, 農山漁村文化協会, pp.42-50, pp.202-208, 1999.3
- 5) 古川義仁: ホタル学, 丸善出版, pp.65-75, 2011.4

照明による陰影と色空間を利用した変状抽出手法

Crack Detection using Shade or Color Space by Floodlight

塩崎 正人 MASANDO SHIOZAKI

掛橋 孝夫 TAKAO KAKEHASHI

近年、既設構造物の劣化度調査が行われる際、従来の近接目視点検・接触式計測と並行して、デジタルカメラ・デジタルビデオカメラを利用した画像計測手法が用いられている。画像計測を用いたコンクリート表面の変状調査では投光器を用いることが一般的である。この照明による陰影を利用した段差・ひび割れといった変状抽出手法についてその成果を報告する。一方で、画像計測では段差・ひび割れといった変状とそれ以外の汚れ等を選別することが困難であるため、変状抽出には経験者による確認が必要である。筆者らはこの選別に関して照明と色空間を用いた選別手法について研究を進めており、併せてその結果を報告する。

キーワード：デジタル画像，LED ライト，変状抽出，色空間

Image Processing by digital devices is applied to examine deterioration of existing structures. A floodlight is commonly used for crack detection. This paper describes the test result of crack detection used shade by floodlight and the difficulties to distinguish gaps and cracks from other stains on a crack surface. To overcome this point, other image processing method based on color space was investigated. And the applicability to crack detection is suggested.

Key Words: Digital Image, LED Light, Crack Detection, Color Space

1. はじめに

既設構造物の劣化度調査を行う場合、日々の巡回である日常点検や当該箇所を閉鎖して行う詳細調査があり、その結果を受けて補修・補強が行われるのが一般的である（図-1）。この点検・調査には従来の近接目視点検・接触式計測と並行して、デジタルカメラ・デジタルビデオカメラを利用した画像計測手法^{1), 2)}を用いることが増えており、これらの計測を行う際は、変状を確実に把握するために投光器を用いることが多い。

しかし、デジタル撮影機器の進歩に合わせて、画像計測の計測精度は飛躍的に向上したが、ひび割れや段差といった変状を抽出する作業は、経験者によるトレースが一般的である。これは、コンクリート表面の汚れや文字（以下、「誤認識箇所」とする）と変状を選別するためには、経験者の判断を必要とするからである。この人力によるトレースは、熟練度によって精度・作業時間に差が生じる。初心者と熟練者では変状と誤認識箇所を選別する正確さに差があることに加え、判断する時間も異なる。

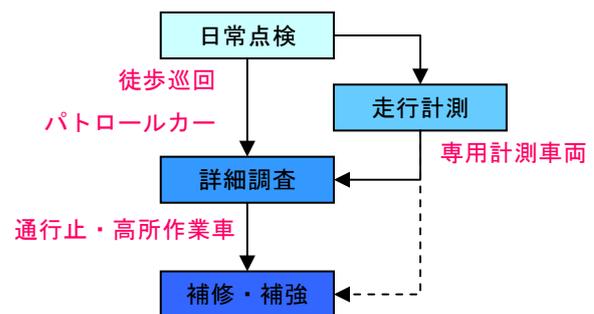


図-1 劣化度調査の流れ

これは計測機器の進歩に対して、解析時間が省力化できない要因となっている。

筆者らは、この照明による陰影を利用した変状抽出手法を考案した。この手法では、カメラと照明という一般的な機器を利用して計測が可能であり、二値化処理による差分から変状抽出を行うものである。また、変状の抽出手法の研究を進める過程で、誤認識箇所についても照明を用いて抽出できる可能性があることが判ってきた。同じ対象を撮影する場合であっても、照射位置が異なる

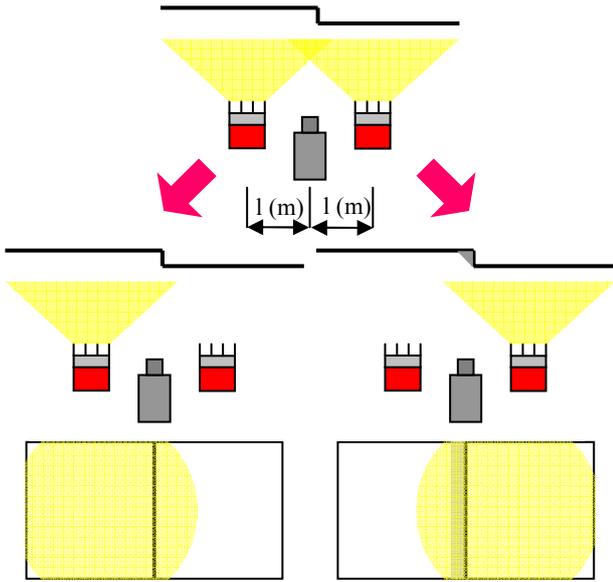


図-2 陰影による段差の抽出

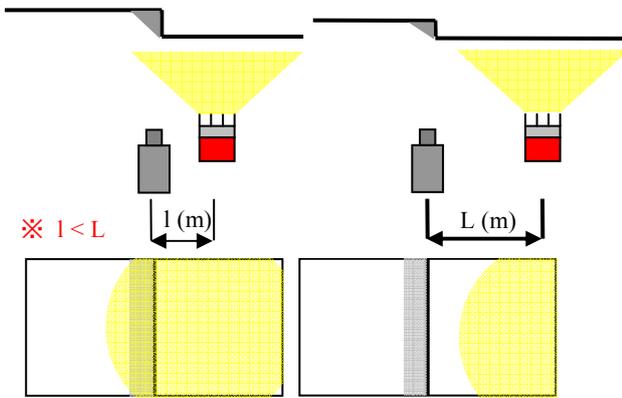


図-3 投光器位置による陰影の変化

場合、誤認識箇所の陰影に変化が出ることが実験結果から判明したためである。

併せて、一般的な RGB 色空間と指標の異なる HSL 色空間を適用し、変状と誤認識箇所を定量的に選別する手法についても研究を進めており、その現状についても報告する。

2. 陰影を利用した変状抽出手法の考え方

変状の抽出のため、計測対象物に正対した位置にデジタル撮影機材を設置する。撮影機材を挟んで左右に設置した投光器から、①両方点灯②右側のみ点灯③左側のみ点灯、と条件を変えて照射する。各ケースで照射方向が異なるため、段差・ひび割れといった変状が発生している箇所では異なった形状の陰影が現れる(図-2)。

このため、同じカメラ位置から照射方向が異なる3種類の画像を撮影することとなる。変状箇所では陰影の形状が異なってくるため、この形状の違いによって変状を

抽出できるという考え方である。

段差がある部分では、段差箇所では陰影が現れ、図-2に示す左図のように「段差の低い側」から照射した画像では段差による陰影はほとんど現れない。一方、図-2に示す右図のように「段差の高い側」から照射した画像では、陰影の幅が広く現れることとなる。

また、図-3にあるように、段差が大きい場合(左図)、あるいはカメラと投光器の離間 1 を変状箇所から離れた離間 L で照射した場合は(右図)、陰影の幅は広くなると考えられるため、段差の違いについても抽出可能ではないかと考えた。

ここで使用する2台の投光器に、指向性の偏りがなく左右の位置の違い以外すべて同じ条件であれば、照明の重なり合う部分については、撮影した画像は変状箇所を除いてすべて同じ輝度となる。照明箇所の異なる画像を同じ閾値で二値化し、画素ごとの差分を算出した場合、変状箇所以外は差がゼロとなり、変状箇所のみにもった特異点として画像に現れるため、画像処理によって変状の抽出が可能であると考えた。次に検証実験について述べる。

3. 静止撮影による変状抽出の検証実験

(1) 検証方法

変状抽出の可否について、RC 供試体を使用した(写真-1)。

この供試体には一部に型枠のズレ(段差)が存在したため。これを変状と想定して検証実験を行った。RC 供試体の段差を計測してところ、最も差がある箇所では 1 mm であり、向かって左側が高くなっている。

計測機材は、カメラ【Nikon D2X】、レンズ【SIGMA APO 50-500mm F4-6.3 APO EX DG HSM】を用いて、焦点距離 500 mm で撮影を行った。投光器は【キタムラ産業社製ハロゲン投光器(500W/100V)】を2台使用し、カメラを挟む形で左右に設置した。撮影は、投光器以外の光源を排除するため日没後に行った。

設置の際には、ハロゲン投光器は照明の際の放熱温度が高く、カメラと隣接させた場合、熱暴走といわれる内部基盤の故障を引き起こす可能性がある³⁾。このため、カメラと投光器の離間を 1 m 以上確保して撮影を行った(写真-2)。

また、本手法は道路トンネル等の閉暗所での計測へ適用することを想定しているため、供試体との撮影距離は、トンネル車道から側面までの距離を考慮して 3 m としている。この時の分解能は 0.028 mm である。

撮影後の画像処理を省力化するため、二値化処理・差



写真-1 計測対象となる段差 (1 mm)



写真-2 検証実験状況

分処理用ソフトウェア DetectCrack を開発した。このソフトウェアは、2 枚の画像を選択すると、カラー画像の輝度を 0 (白) ~ 255 (黒) の 256 階調のグレースケールへ変換し、任意の閾値で二値化処理を行い、その変換画像や差分画像を表示・出力するソフトウェアである。

(2) 検証実験結果

図-4 は、左右の照明を片方ずつ照射した際の撮影画像と、その二値化処理結果である。左側から照射した場合、段差箇所において、縦の陰影が現れている。

また、特異点として段差以外に気泡痕の陰影を捉えることができた (図-5 左図)。段差・ひび割れ以外の変状についても抽出できる可能性が高いと思われる。

一方、差分処理後に消えるはずのナットの輪郭が一部残っている (図-5 左図)。これは、左右の投光器は同機種のもを使用しているが、個体差と考えられる明るさの違いから、左右の画像で明暗に差が生じてしまい、同一の閾値で二値化処理したため、陰影の現れ方に差が発生したと考えられる。このため、差分処理後に目視で判定できるものを一部消去した。最終的な処理結果を図-5

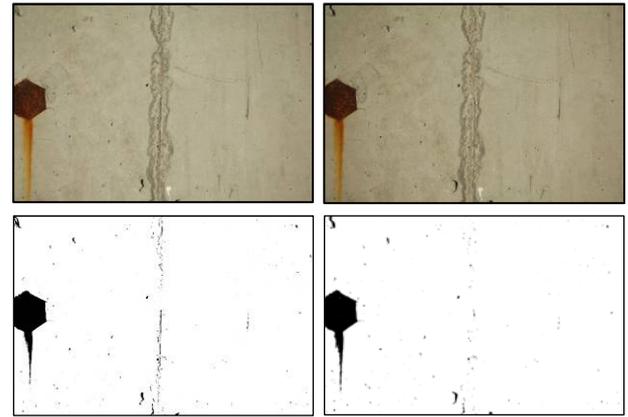


図-4 左右からの照射画像と二値化処理
(左：左側からの照射、右：右側からの照射)

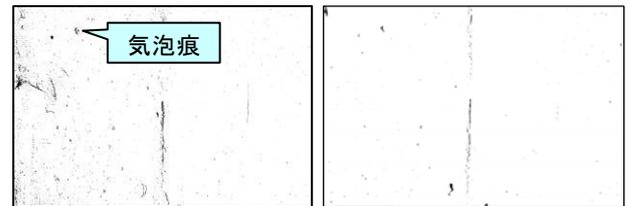


図-5 差分処理による段差抽出
(左：差分処理後、右：最終処理結果)

右図に示す。

検証実験で段差を表す陰影を捉えることができた。本手法による変状抽出への適用性は高いと判断する。ただし、2 台の投光器に同機種を用いたとしても、左右の照明から同一の明るさを得られない場合もあり、閾値の設定を都度変える必要が生じるという課題も判明した。

4. 移動撮影による誤認識箇所の抽出実験

(1) ビデオカメラを用いた移動計測

検証実験では、二値化処理した画像にナットの輪郭が一部残るといった問題が発生した。陰影を利用した変状抽出手法は、2 枚の画像を差分処理して特異点を抽出するが、照度のバラツキ等で差がゼロとはならず、二値化画像には変状以外の特異点も残る結果となった。

このため、ひび割れ抽出の差分処理前に、誤認識箇所を抽出・除去する必要があると考えた。例えば、図-6 のような鉄筋の錆汁の場合、左画像からは褐色の錆汁と判定できるが、右の二値化画像からはひび割れか錆汁かを判断することは困難であるため、二値化処理前に誤認識箇所を抽出する必要があるといえる。

道路トンネル等を計測する場合、撮影機材を車載し、移動しながら撮影する方法が一般的である。この場合は、連続的に撮影が可能なデジタルビデオカメラを用いることが多く、連続的なデータを取得することが可能である。この動画はキャプチャーによりコマ送りの静止画像とし

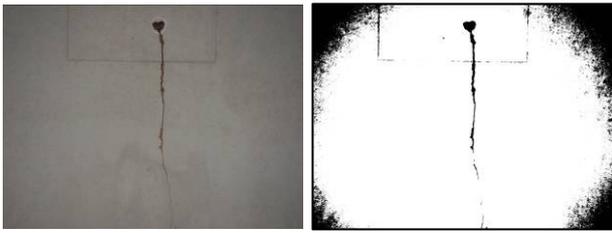


図-6 コンクリート表面の錆汁とその二値化画像

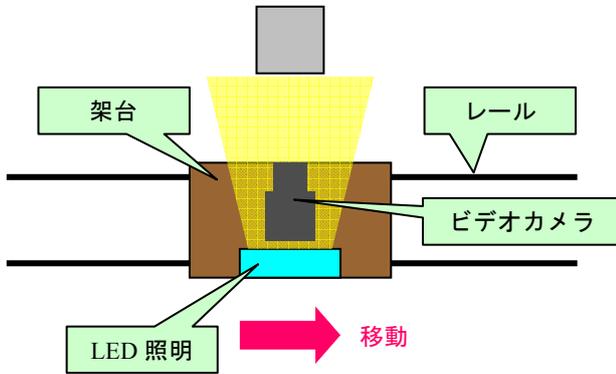


図-7 実験模式図

て取得することができることから、移動撮影を行った場合、計測対象に対して投光器の照射位置が変化していく過程を捉えることが可能である。この照明位置の変化による誤認識箇所の選別可否を確認するため実験を行った。

(2) 誤認識箇所の抽出実験

図-7 に示すとおり、デジタル撮影機材と投光器を載せる架台に車輪を取り付け、架台をレール上で動かしながら撮影するための台車を製作した。架台上には140万画素の工業用 CCD ビデオカメラ【imi tech 社製 IMx-17FT】、焦点距離 16mm 固定のカメラレンズ【FUJINON 社製 HF16HA-1B】と LED 照明を設置した。シャッタースピードは、 $S=1/133, 1/400$ の2種類とし、画像の明暗と振動によるブレの発生程度を確認することとした。

今回の実験では、カメラと照明が近接するため、低発熱で長時間稼働する LED を採用している。また、室内実験となったため撮影距離を 1 m とし、この時の分解能は 0.285 mm であった。

この架台を人が後ろから押しながらレール上を移動させ、計測対象となる RC 供試体 (写真-3) の撮影を行った。架台の移動速度は歩く速さ (時速 4 km/h 程度) である。RC 供試体にはひび割れ (0.35 mm : 中央付近) と油性マジックで書かれた「4」の文字があり、この文字を誤認識箇所と仮定して抽出を行った。

(3) 抽出実験結果

動画からキャプチャーした静止画像の中から、RC 供試体全体が写っている画像を3枚 (左端・中央・右端)

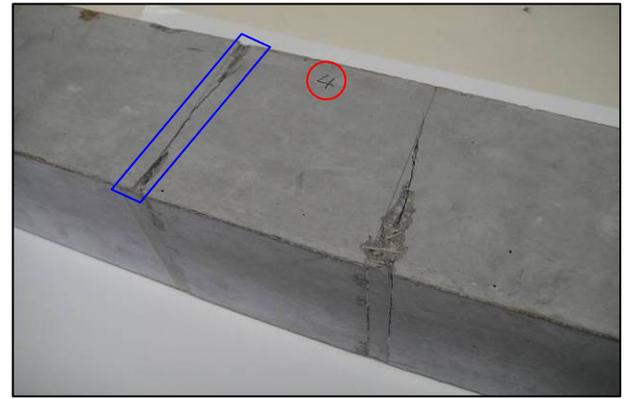


写真-3 RC 供試体 (誤認識箇所抽出用)

抽出し、計測対象を拡大して二値化処理した画像を表-1 に示す。二値化処理は 0 (白) ~ 255 (黒) の 256 階調とし、「カメラ左」の画像においてひび割れと誤認識箇所である文字「4」の両方が判別可能な閾値を設定し、画像の二値化処理を行った。

二値化処理画像からは、いずれのシャッタースピードを採用した場合でも、カメラが RC 供試体正面に位置した時は、文字「4」が画像から消えたことが判る。これは、照明が当たることで凹凸のあるひび割れには陰影が現れるが、表面上の誤認識箇所は陰影が現れないためと考えられる。

一方、シャッタースピードに着目した場合、遅いシャッタースピード ($S=1/133$) で撮影した二値化処理画像は、ひび割れを示すラインが途切れて不明瞭となった。これは LED 照明の光量が適正値を超えて「白飛び」を起こしたためと考えられる。

今回の実験では、誤認識箇所である文字「4」の位置が既知であったため、文字「4」を判別するための適切な閾値を設定することができたといえる。このように、コンクリート表面の状態が事前に判明している場合には適用可能と考えているが、実際のトンネル等を調査する場合には、適切な照度・絞りおよびシャッタースピードを設定するために試撮影を行う必要がある。加えて、ひび割れの方向が台車の移動方向と平行となっていたため、陰影を捉えることができたとも考えられる。移動方向に対して直行するひび割れの場合は、照明と正対した時にひび割れが消えてしまう可能性が高く、この場合は照明位置を変更して別途撮影する必要がある。

5. 色空間を用いた判定方法

(1) HSL 色空間を用いた誤認識箇所の判定

抽出実験の結果から、誤認識箇所を抽出する場合は、適切なカメラ設定 (照度・絞りおよびシャッタースピー

表-1 二値化処理結果

撮影位置	カメラ左	カメラ中央	カメラ右
シャッタースピード S=1/400 閾値：85			
シャッタースピード S=1/133 閾値：210			

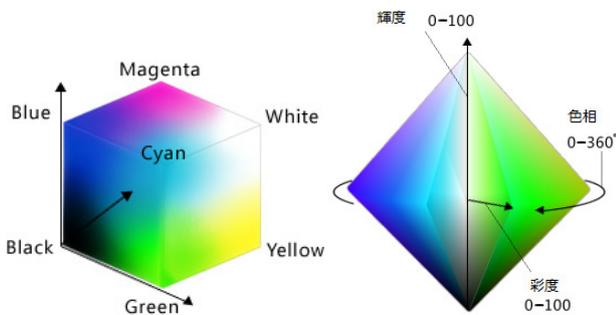


図-8 RGB 色空間 (左) と HSL 色空間 (右)

ド)が必要であることが判った。画像計測では、一般的に二値化処理やエッジフィルターを用いて変状を抽出する機会が多いが、実際のコンクリート表面にあるひび割れ・汚れおよび文字は、画像上では同じ黒色系の特異点となり、変状と誤認識箇所を選別することは困難である。適切なカメラ設定のための試撮影を必要とせず、通常の計測手順で誤認識箇所を抽出する方法を検討した結果、色空間による定量化を試みることにした。

一般的に知られている色空間は RGB であるが、色分布とは異なる色空間を示す HSL 色空間で解析を行うことを考えた(図-8)。HSL は、H:色相, S:彩度, L:輝度を表している。HSL 色空間へは RGB からの変換式を用いることで数値化が可能である。

RGB 色空間が3つのパラメータから「色」を表現するのに対して、HSL 色空間では「色相」や「彩度」を表現しており、同じような黒色系の特異点に対して、異なる数値による差別化が可能ではないかと考えた。

(2) HSL 色空間の判定実験

この仮説を検証するため、黒色系の誤認識箇所を想定

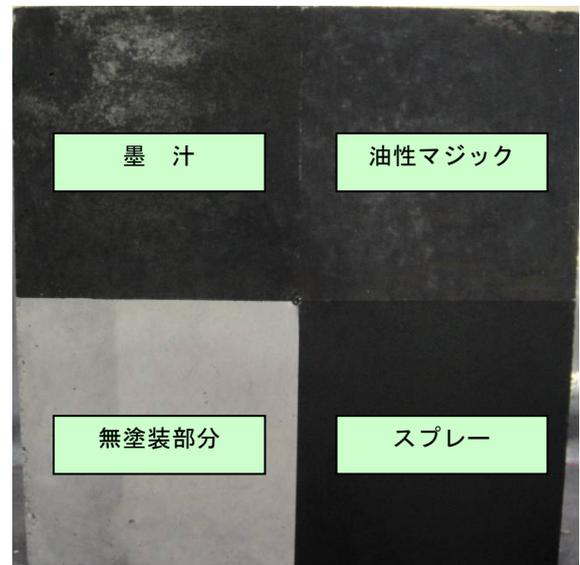


写真-4 塗りつぶした供試体

して墨汁・マジックおよびスプレーで塗りつぶした供試体を製作した(写真-4)。墨汁は排気ガス等のススを想定しており、マジック・スプレーはコンクリート表面へ表記された文字を想定している。これを3.(1)で示した機材で撮影し HSL 変換したものが表-2 である。比較対象として、写真-3 にあるひび割れを HSL 色空間へ変換した表-3 を並記する。

変換結果をみると、ひび割れと誤認識箇所の違いが現れていることが判った。3 種類の塗料を比較すると、彩度と輝度に差が現れている。輝度については無塗装面と黒色面なので差が出ると考えられるが、彩度について塗料によっても差が出ている。この彩度を指標として同系色の誤認識箇所について選別ができるのではないかと考えている。

表-2 HSL 色空間への変換結果

	H (色相)	S (彩度)	L (輝度)
墨汁	200°	20	6
油性マジック	210°	12	7
スプレー	210°	9	4

表-3 ひび割れ(写真-3)のHSL色空間

	H (色相)	S (彩度)	L (輝度)
ひび割れ	80°	5	13

(3) 単色光撮影によるひび割れ抽出の検討

このHSL色空間については、照明色を変えた撮影方法での判定についても研究を進めている。RGB単色光を用いた計測方法であり、単色光で撮影した画像をHSL色空間で判定するものである。写真-5に示すひび割れのあるコンクリート供試体に黒スプレーを塗布し、スプレー部とひび割れ部の「彩度」を比較すると、照明色による分布に特長があることが判ってきた(図-9, 10)。照明色を変えることで誤認識箇所やススに覆われたひび割れを抽出できる可能性があり、さらに検証を進めたい。

6. まとめ

カメラ・照明および画像の二値化処理で変状を抽出するという本手法が、コンクリート表面に発生するさまざまな変状に適用可能と考えている。

しかし、照明による陰影だけではどのような変状なのか、また誤認識箇所との選別が困難であることも判った。また、計測前に適切なカメラ設定と試撮影を必要とする。計測対象に合わせて設定を行い計測する方法も1つのやり方であるが、解析前に誤認識箇所を選別する方法は、事前の試撮影が不要となるため、より容易に計測を行うことができる。色空間による判定については、今後も研究を進めたい。

今後、既設構造物の維持管理が増加することが確実である。交通量の多いトンネルではススの付着もひどくなっており、点検・調査を行う上で、簡便な判定手法が求められてくる。本手法が維持管理技術発展の一助となることを期待している。

謝辞：本研究は、日本大学：佐田研究室，山口大学：河村研究室との共同研究の一環として実施しているものです。この度の実験・検証に関しましても、多くのご指導



写真-5 RC 供試体 (左) とスプレー塗布 (右)

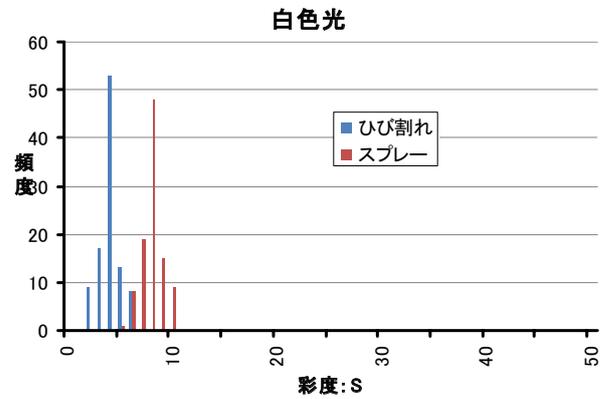


図-9 白色光での彩度の分布

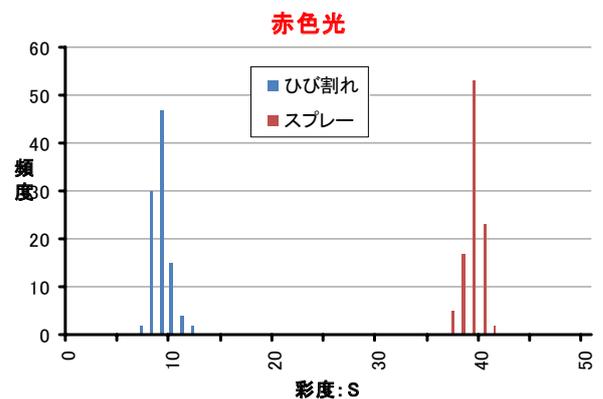


図-10 赤色光での彩度の分布

を頂くこととなりました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (財) 道路保全技術開発センター：道路トンネル点検・補修の手引き【近畿地方整備局版】，pp.70-72, 2001.7
- 2) 塩崎正人，佐田達典，斯波明宏，樋口正典：高倍率WEBカメラを用いたひび割れ計測，2004年度土木情報利用技術講演集，Vol.29, pp.13-16, 2004.10
- 3) 日経BP社：日経パソコン2006年11月13日号，No.517, p.48, 2006.11

粘性制震壁を有する高層鉄骨造建物の振動特性評価

Vibration Characteristic of a High Rise Structure with Viscous Damping Walls

鈴木 亨 TORU SUZUKI

構造設計ディビジョン 川島 学 MANABU KAWASHIMA

粘性制震壁が取り付けられた高層鉄骨造建物において、その振動性状を把握し、建物内に設置された粘性制震壁の効果を検証するために、一連の振動測定を実施した。実施した計測は常時微動計測、人力加振、実地震動計測および台風時の計測である。粘性制震壁による付加減衰効果は応答振幅に依存し、応答振幅が大きいほど増加する。地震観測時には、 10cm/s^2 以下の小さな入力であったが、建物の応答振幅は常時微動時の100倍以上となり、明らかな粘性制震壁による付加減衰効果が認められた。

キーワード：高層建築物、粘性制震壁、常時微動、地震波、システム同定

Vibration measurement of a high-rise steel structure with viscous damping walls(VDW) were carried out to examine the vibration property of the structure. The series of measurements are consists of microtremor measurement, man-power excitation, seismic motion, and typhoon motion. The maximum input seismic motion was less than 10cm/s^2 , and the response displacement was more than 100 times of the microtremor input motion. An additional damping effect by VDW depending on the amplitude was clearly observed.

Key Words: High-rise Building, Viscous Damping Wall, Microtremor, Earthquake Ground Motion, System Identification

1. はじめに

近年、高層建築物では地震・強風時の振動対策として建物に減衰装置を取り付けることが多くなっている。減衰装置が取り付けられた建物の減衰性能については、解析等によって検討が行われているが、実建物においての検証データは十分とはいえない。

筆者らは、粘性制震壁が取り付けられた高層鉄骨造建物において、振動性状の把握ならびに建物内に設置された粘性制震壁の効果の検証をするために、以下に示す一連の振動計測を行なった。

- ・常時微動測定
- ・強制振動測定
- ・実地震動観測
- ・台風時振動測定

本報では、上記に示した一連の振動測定の結果について報告するとともに、粘性制震壁が設置された建物の振動特性を、振幅依存性に着目して検討した結果について

報告する。

2. 建物概要

対象建物の概要を表-1に示す。本建物は、千葉県内に建つ高層鉄骨造建物であり、対象建物には地震時の構造安全性および強風時等における居住性を確保するため

表-1 対象建物の概要

用途	学校(大学：実験室・研究室等)	
軒高	91.77m	
階数	地下1階，地上20階，塔屋1階	
基準階平面寸法	39.6m×26.4m (5～19階)	
構造形式	鉄骨造 粘性制震壁付きラーメン構造	
基礎形式	杭基礎	
設計固有周期 ^{*1} (1次周期)	短辺方向	2.22秒
	長辺方向	2.03秒
設計減衰定数 ^{*2}	短辺方向	24°C(標準):5.2%(内，構造減衰2.0%)
	長辺方向	24°C(標準):4.4%(内，構造減衰2.0%)

^{*1} LL満載状態

^{*2} 吸収エネルギーの比より評価した値

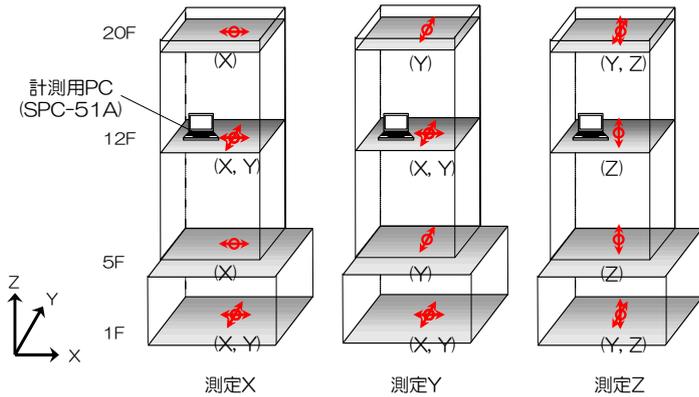


図-2 各階における計測方向成分

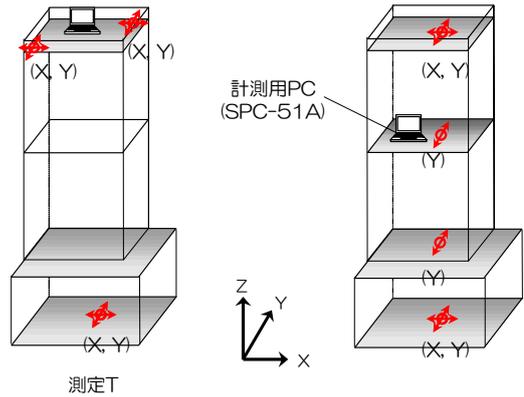


図-3 実地震動および台風時測定

に、粘性制震壁が1階から17階に設置されている。粘性制震壁は、建物の層間変形を壁形状の受け箱に挿入した鋼板に導き、箱内に充填した高粘性流体との間で発生する粘性抵抗でエネルギーを吸収する制震装置である(図-1)。

表中の設計固有周期は、立体フレームモデルの固有値解析より算定された弾性時のものである。また、設計減衰定数は、設計用地震動入力時の吸収エネルギーと全入力エネルギーとの比によって求めたものである。

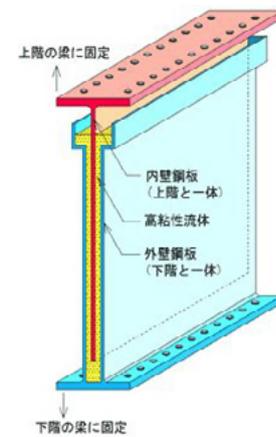


図-1 粘性制震壁

3. 測定概要

(1) 常時微動測定

常時微動測定で対象とした測定項目の一覧を表-2に示す。同表に示すように、[測定 X]、[測定 Y]、[測定 Z]、[測定 T] の4測定を行い、1測定当たり30分の合計120分の測定(サンプリング周波数:100Hz)を実施した。各測定における、各階位置での計測する方向成分を図-2に、センサーの設置状況を写真-1に示す。[測定 X]、[測定 Y]、[測定 Z]は、建物1階から20階までに4箇所の計測点を設け、高さ方向の振動分布を把握するための測定である。対象建物への入力動となる1階、基壇型の切り替え部であり剛性差が大きい5階、基本振動モードでの振幅が最も大きい20階、さらに中間に位置する12階において測定を行なった。[測定 T]は、20階の2点においてX、Y方向の振動を同時に測定し、建物のねじれモードを抽出するための測定である。

表-2 常時微動計測の項目

	測定対象	測定時間	測定位置	評価対象
測定X	長辺(X)方向 並進モード	30分	1階、5階、12階、20階 (X7-Y3, No.4EV側 EPS内)	固有周期 減衰定数 モード形
測定Y	短辺(Y)方向 並進モード	30分		
測定Z	上下(Z)方向 並進モード	30分		
測定T	ねじれモード	30分	20階(隅角部2点) 1階(X7-Y3, No.4EV側 EPS内)	

(2) 人力加振実験

常時微動よりも大きな振幅域での振動を励起するために、人力加振実験を実施した。加振は、20階のホール中心付近で、複数人(約30名)が体重移動を繰り返すことによって行った。加振状況を写真-2に示す[測



写真-1 センサーの設置状況



写真-2 人力加振の状況

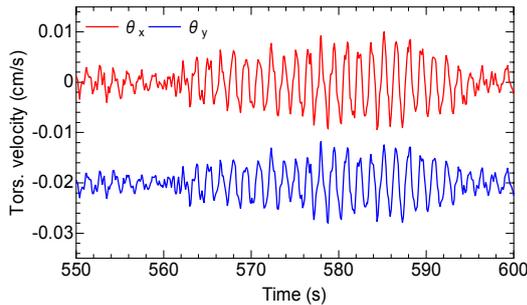


図-8 ねじれ角速度

定 X], [測定 Y] によって推定された 1 次固有周期と同調させ体重移動することによって, X, Y 各方向の 1 次モードを励振した。

(3) 実地震動観測および台風時測定

本測定は, 東北地方太平洋沖地震の余震ならびに台風が接近したときなどの強風時の揺れの観測を目的としたものである。振動センサー設置位置を図-3 に示す。振動センサーの設置位置は, 常時微動測定と同様に 1 階, 5 階, 12 階, 20 階とした。Y 方向の振動はすべての階で測定しているが, センサー個数の制限より, X 方向は 1 階と 20 階のみでの測定とした。

また, 5 階 X7 通り Y3-Y4 間 EPS 内に設置された Y 方向粘性制震壁の内鋼板と外鋼板にひずみ式変位計 (CDP-25, 500 μ/mm) 取り付けることによって, 粘性制震壁の水平変位を記録することとした (図-4)。

4. 計測結果

(1) 常時微動測定

X 方向並進モード (測定 X) および Y 方向並進モード (測定 Y) の測定時の, 各階で測定された速度波形を図-5, 6 に示す。振動振幅は, 上層になるに従い大きく増幅している。図-5 の X 方向の波形には, 測定開始から 390 秒程度の箇所にスパイク状の部分が見られるが, これは小地震による振動を検知したものと考えられる。

Z 方向並進モード (測定 Z) 測定時の速度波形を,

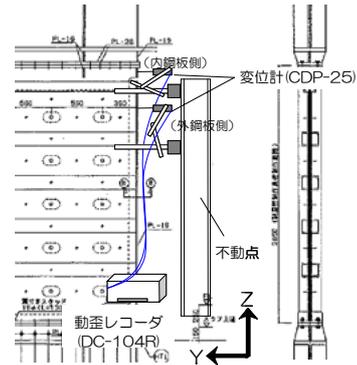


図-4 粘性制震壁への変位計取り付け状況

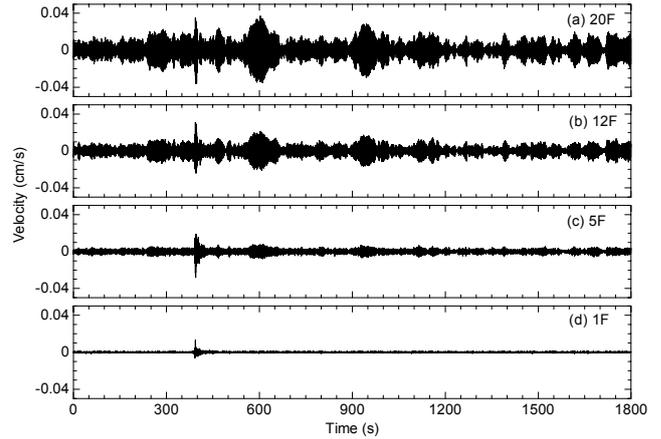


図-5 X 方向並進モードの速度波形

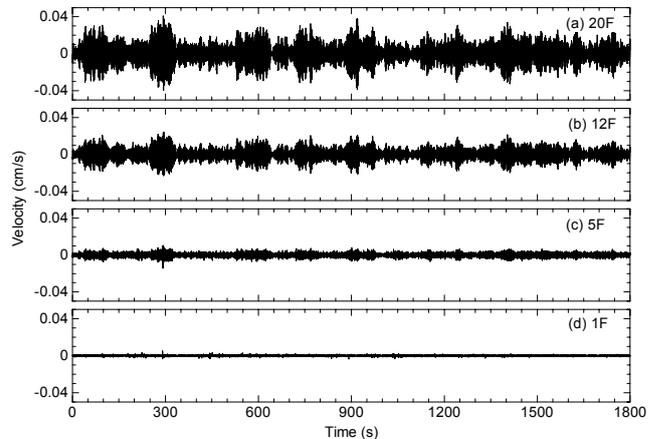


図-6 Y 方向並進モードの速度波形

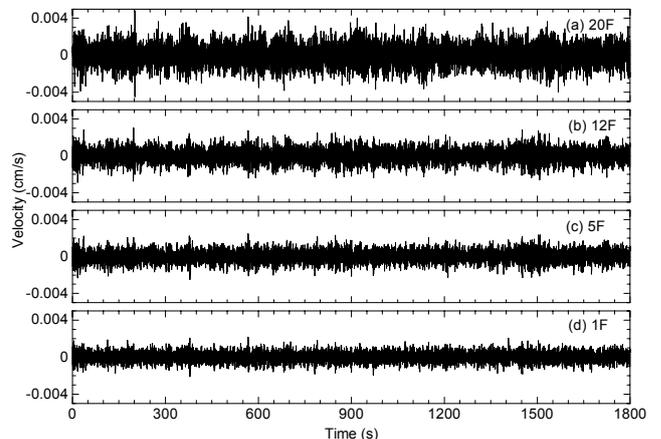


図-7 Z 方向並進モードの速度波形

図-7 に示す。最上階での最大速度振幅は、水平並進方向と比べておよそ 1/10 である。また、上下動では建物内での増幅が小さいことが確認できる。

図-8 は、ねじれモード（測定 T）の測定時に、20 階の隅角部において測定した速度波形より評価した、ねじれ角速度波形である。ねじれ角速度は、2 点で測定された速度波形の差を、センサー間の距離で除すことによって求めた。ここに図示している結果は、10m(=1,000cm) を乗ずることによって有次元化して示している。なお、図中の凡例 θ_x 、 θ_y は、下添え字方向の波形より評価した角速度であることを意味する。両者はほぼ一致しており、主要なねじれモードでは、20 階床は剛体的な挙動をしていることが確認できる。

(2) 人力加振

図-9, 10 に収録された速度波形を示す。振幅の大きさは、常時微動時の振幅と比べて 1 オーダー大きく、Y 方向においては、常時微動時の振幅と比較して約 10 倍であり、数値積分により算出した建物 20 階での最大変位は 0.9mm であった。

Y 方向の加振実験では、加振による振幅の増加～加振後の減衰振動のフェイズが明瞭に観察されているが、X 方向の加振実験では、波形の包絡線形状に山谷が見られているのが認められる。山谷が生じている時間帯においても、人力加振は継続して行なわれており、X 方向の振動のみを有効に励振できていない。図-11 に 20 階における波形の Fourier スペクトルを示す。Y 方向のスペクトルは単峰であり、単一のモードが刺激されているが、X 方向のスペクトルは双峰となっており、振動数を読み取ると、ふたつのピークはおおむね、X 方向(0.65Hz)およびねじれモード(0.70Hz)の基本振動に対応していることが分かる。ここから、X 方向の加振時には、近接するねじれモードを同時に励振しており、うなりの現象が生じていることが示唆される。

Y 方向の加振結果より、20 階波形に cosine 型のフィルタを乗じて逆変換することによって 1 次モード成分のみを抽出し、自由振動波形に対してフィッティングした結果を示したものを図-12 に示す。同図より、同図より算出された固有振動数は 0.58Hz、減衰定数は 2.01% であった。ここでの減衰定数の値は、鉄骨造建物の耐震設計における減衰定数の慣用値とほぼ等しい値となっている。

(3) 実地震動観測

2011 年 9 月 10 日～11 月 3 日にかけて、計測器を存置し地震動計測を行った。期間中に記録された地震動の一

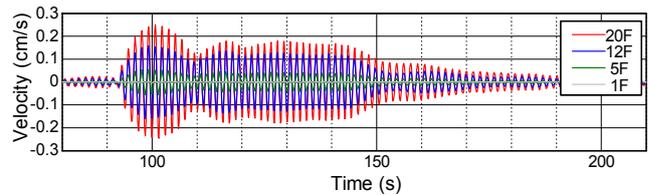


図-9 X 方向人力加振の速度波形

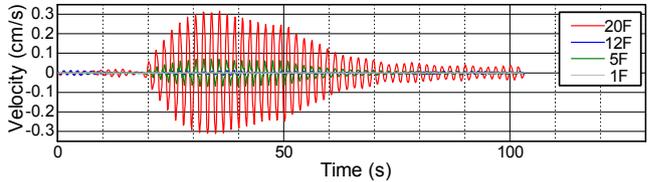


図-10 Y 方向人力加振の速度波形

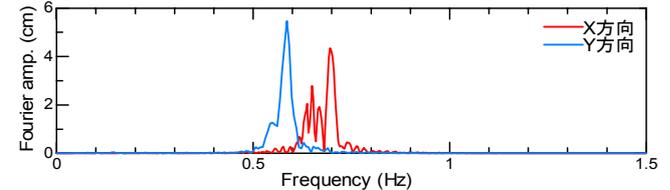


図-11 人力加振時の 20 階速度波形のスペクトル

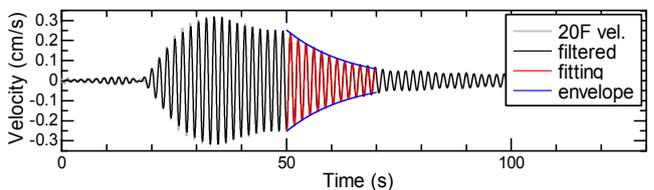


図-12 非線形フィッティングの結果

表-3 記録された実地震動

地震	年	月	日	M _{JMA}	震源深さ (km)	震央位置		最大加速度 (cm/s ²)			
						北緯	東経	1F		20F	
								X	Y	X	Y
Eq.1	11	9	10	4.8	53	36.4	140.7	2.8	3.3	5.2	4
Eq.2	11	9	11	4.3	73	35.6	140	4.7	5.3	6.7	5.7
Eq.3	11	9	15	6.3	51	36.3	141.5	5.1	4.7	18.5	12
Eq.4	11	9	16	4.4	4	37	140.6	0.8	0.7	1.5	2
Eq.5	11	9	29	5.4	9	37.1	140.9	1.3	1.2	3.6	2.8
Eq.6	11	10	1	4.5	24	35.5	141	1.4	1.9	2	2.6
Eq.7	11	10	10	5.6	47	37.5	141.5	2.5	2.3	3.8	2.9
Eq.8	11	11	3	4.9	62	35.9	140.1	8.8	9.5	23.7	17.3

覧を表-3 に示す。最大マグニチュードは 9 月 15 日の地震(Eq.3)の 6.3 で、震源は茨城県沖である。最大加速度を記録した Eq.8 のマグニチュードは 4.9 と小さいが、茨城県南部を震源としており震源距離が近い。

Eq.3 および Eq.8 の観測波形を図-13, 14 に示す。Eq.3 では、1 階で 5gal 程度であった最大加速度が建物内で増幅し、最上階の X (長辺) 方向においては 18.5gal となっている。1 階の加速度は、収録開始から 100 秒間程度でほぼ収束しているが、上層階の加速度はそれ以後も比較的大きな振幅となっている。これは、関東地方の深部地盤構造によって生成されたやや長周期の地動成分が、基本モードに約 2 秒の固有周期を有する本建物を励振し続けているためと推定される。加速度波形を 2 回数値積分して求めた絶対変位は、最上階で 1cm 程度の変位となった。

Eq.8 は、Eq.3 と比較して継続時間が短く、40 秒間程度で 1 階の加速度が収束している。さらに、上層階の加速度の収束も早く、Eq.3 の際とは異なった応答性状を示した。これは、Eq.8 の入力地震動が短周期成分を主とするものであり、比較的長周期の本建物を励振していないことが原因と思われる。なお、最上階で絶対変位は 0.4cm 程度の振幅であり、最大加速度が小さな Eq.3 の際の最大変位と比べて半分以下となっている。

Eq.3 における 5 階 Y 方向粘性制震壁の変位波形を図-15 に示す。内構板の最大変位は 0.3mm 程度であるのに対して、外構板の変位は内構板と比べて有意に小さい。また、拡大図に示した外構板、内鋼板の波形を仔細に観察すると、両者の間には時間軸においてずれが見られ、内構板の変位が極大となるときに外鋼板の変位がほぼゼロとなる傾向にある。これは、両者の間に約 90 度の位相差があることを表しており、ここから粘性制震壁が速度に依存した粘性減衰力を発揮しているといえる。

(4) 台風時測定

2011 年 9 月 21 日に台風 15 号が関東地方を直撃した際の粘性制震壁変位を図-16 に示す。なお、対象建物に最も近いアメダス観測点である船橋（薬円台）での最大瞬間風速は 35.4m/s、最大の 10 分間平均風速は 20.9m/s で、いずれも 19:30 前後の時間帯であった。

粘性制震壁の最大変位は正側（北側）に 0.6mm 程度であった。この変位量の中に含まれる準静的な成分には、振動を減衰させる効果は期待できない。図-17 に内鋼板の変位の Fourier スペクトルを示す。図より、振動数の低い領域において、波形のパワーが大きいことが分かる。0.5~0.6Hz に見られるピークは、建物の 1 次振動モードであり、これよりも低振動数域は準静的な成分が主であると考えられる。そこで、スペクトルに落ち込みが見られる 0.4Hz を境に、低振動数側と高振動数側に分離して波形を示したものが、図-18 である。波形の全体の傾向は、準静的な成分が支配的であることが分かる。建物の振動による変形量は、ここに示す結果では 0.12mm 程度であり、全記録でも 0.15mm を超えることはなかった。

5. 常時微動における振動特性の評価

スペクトル解析の手法¹⁾により、系の基本的な振動性状を周波数領域において確認する。入出力のフーリエ変換により周波数応答関数を推定した結果を、図-19~図-21 に示す。図中、上は絶対値(応答倍率)、中央は入力に対する出力の位相差を表し、下段はコヒーレンスの値である。建物 1 階の記録を入力、5 階、12 階、20 階

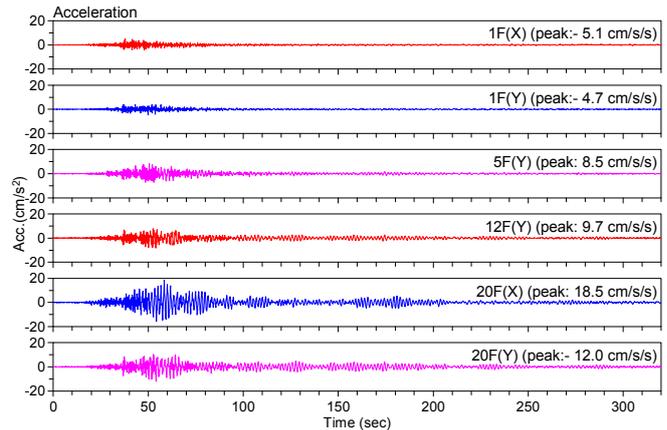


図-13 Eq.3 の加速度時刻歴波形

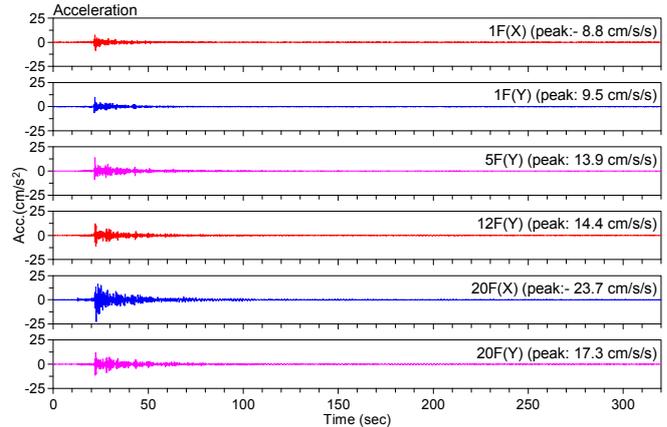


図-14 Eq.8 の加速度時刻歴波形

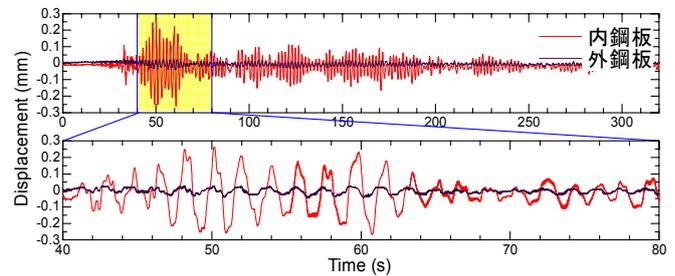


図-15 粘性制震壁の変位時刻歴

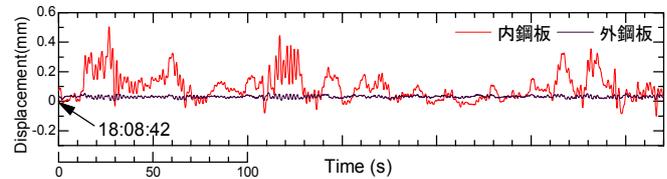


図-16 台風時粘性制震壁の変位時刻歴

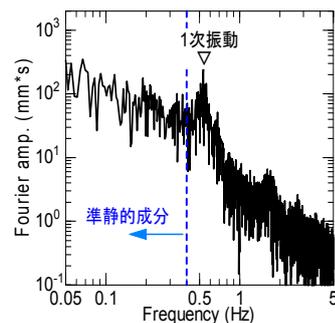


図-17 内鋼板のスペクトル

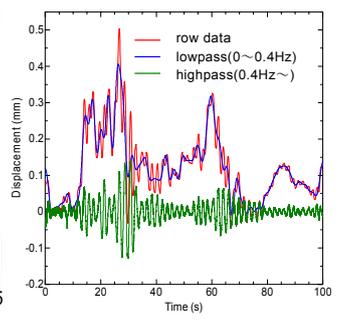


図-18 フィルタ処理後の変位

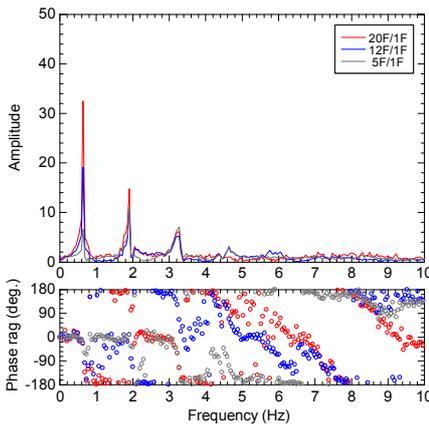


図-19 X方向並進モードの周波数応答関数

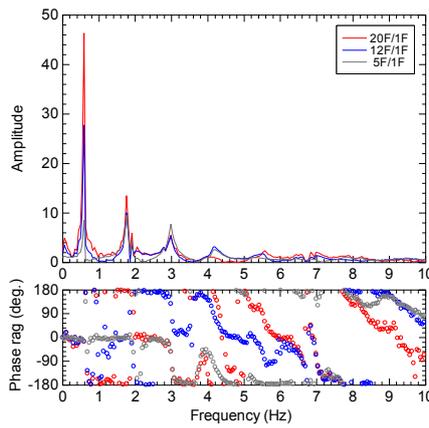


図-20 Y方向並進モードの周波数応答関数

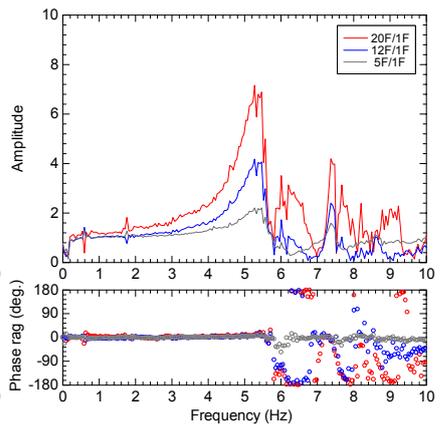


図-21 Z方向並進モードの周波数応答関数

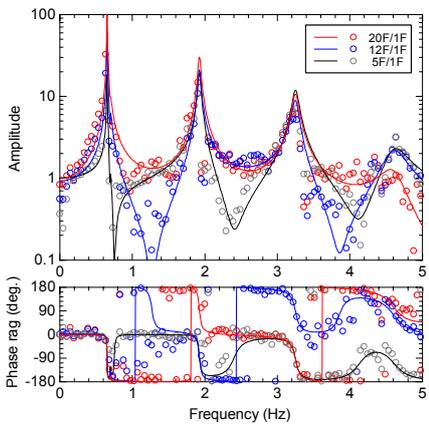


図-22 X方向システム同定結果

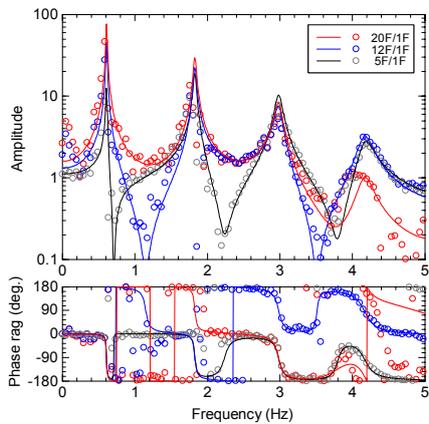


図-23 Y方向システム同定結果

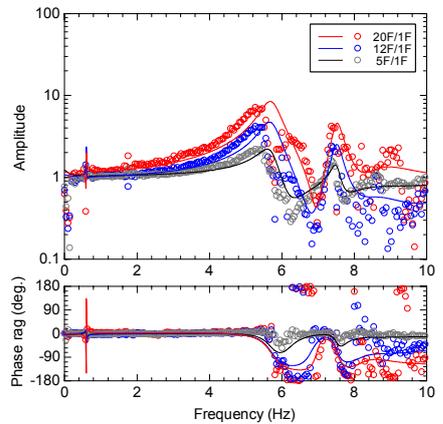


図-24 Z方向システム同定結果

の記録を出力として扱った。また、部分空間法によって得られた数理モデルより計算した、伝達関数の値（絶対値、位相差）を図-22～24に示す。なお、図中の○シンボルは、周波数応答関数の推定値である。ここでは、1階の記録を入力、5階、12階、20階の記録を出力とする「1入力・3出力」モデルを、次数を12として同定した結果を示している。

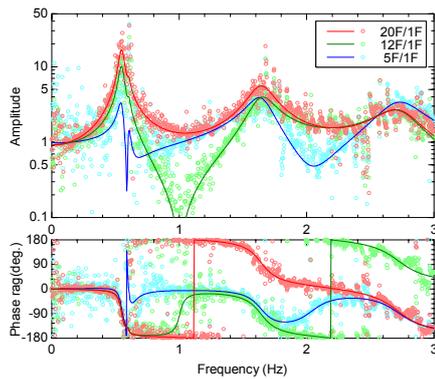
水平方向振動モードを対象とした図-22, 23では、絶対値、位相差ともに、同定されたモデルより計算した伝達関数が、スペクトル解析によって算出した周波数応答関数とよく一致している。これから、同定結果の妥当性を確認することができる。基本振動である0.6Hz程度の部分を観察すると、同定モデルより計算した伝達関数では、スペクトル解析の結果では過小評価した急峻なピークが捉えられている。このことから、同定モデルによる固有振動数の評価結果は、少なくともスペクトル解析の振動数刻み(約0.05Hz)以上の解像度であり、小数点以下2桁程度の精度を有しているものと考えられる。また、スペクトル解析とシステム同定の結果の対応関係から、X, Y水平振動モードについては、それぞれ低次より3個のモードが合理的に評価されているものと判断される。

表-4 振動特性の評価結果

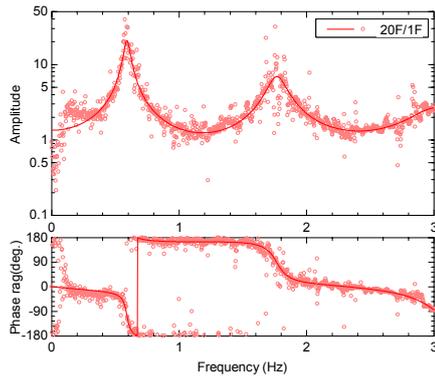
(a) 水平X方向並進モード			
	固有振動数(Hz)	固有周期(s)	減衰定数(%)
1次	0.65	1.53	0.58
2次	1.94	0.52	1.23
3次	3.23	0.31	1.46
(b) 水平Y方向並進モード			
	固有振動数(Hz)	固有周期(s)	減衰定数(%)
1次	0.6	1.66	0.91
2次	1.81	0.55	1.39
3次	2.94	0.34	1.79
(c) 鉛直Z方向並進モード			
	固有振動数(Hz)	固有周期(s)	減衰定数(%)
1次	5.67	0.18	5.13

一方、鉛直方向振動モードを対象とした図-24では、全体の概形は似ているものの、5～6Hzのピーク形状が、同定された結果とスペクトル解析の結果でやや異なっている。これは、部分空間法による同定結果は基部（1階）を固定とした振動系を評価しているのに対し、現象はもっと複雑な振動系を構成している可能性が示唆される。

以上のように同定された数理モデル（状態空間モデル）より、固有振動数(周期)および減衰定数を計算した

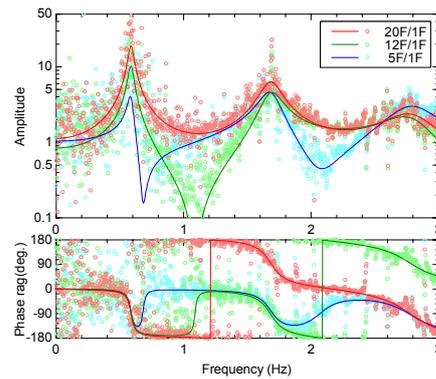


(a) Y 方向

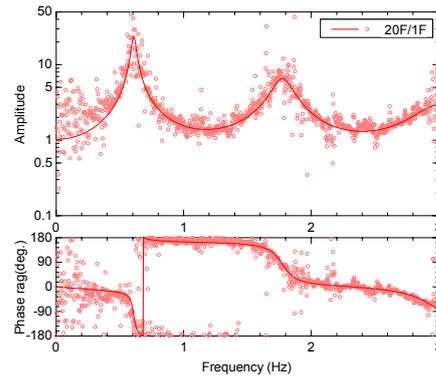


(b) X 方向

図-25 システム同定結果 (Eq.3)



(a) Y 方向



(b) X 方向

図-26 システム同定結果 (Eq.8)

結果を、表-4 に示す。

固有周期の同定結果は、建物概要に示した設計時の固有値解析の結果よりも 2~3 割短い。ここでは、積載荷重が設計値よりも小さいことや、微小振幅領域であるために 2 次部材が建物剛性へ寄与していることの影響が表れていると考えられる。

減衰定数の同定結果は、水平並進モードにおいて 1 次モードで大きくとも 1% 程度と評価された。これは、建物概要に示した、粘性制震壁が効果を発揮する地震時の値(4~5%程度)よりもかなり小さな値である。また、鉄骨造建物の構造減衰定数として慣用され、対象建物の耐震設計で用いられている値 2%と比較しても、小さな値である。常時微動レベルの微小な振幅域では、構造減衰の主たる要因である 2 次部材の摩擦が小さいこと、さらに、粘性制震壁が効果を発揮するだけの有効な変形が生じていないことが、このような小さな減衰定数が評価された原因であると思われる。

6. 実地震動における振動特性の評価

前節同様、実地震動 (Eq.3, Eq.8) について、部分空間法を用いたシステム同定^{2),3)}の結果を図-25, 26 に示す。また、評価された固有振動数および減衰定数の値を表-5 に示す。

表-5 地震時の振動特性の評価結果

	(a) X 方向					
	固有振動数(Hz)		固有周期(s)		減衰定数(%)	
	Eq.3	Eq.8	Eq.3	Eq.8	Eq.3	Eq.8
1次	0.59	0.61	1.69	1.64	4.12	3.18
2次	1.76	1.78	0.57	0.56	4.46	4.56
3次	3	3.01	0.33	0.33	4.8	5.84

	(b) Y 方向					
	固有振動数(Hz)		固有周期(s)		減衰定数(%)	
	Eq.3	Eq.8	Eq.3	Eq.8	Eq.3	Eq.8
1次	0.55	0.59	1.83	1.7	3.98	3.84
2次	1.64	1.68	0.61	0.59	5.97	4.85
3次	2.73	2.79	0.37	0.36	6.73	7.13

地震時の固有振動数の値は、常時微動時の値より有意に小さく、応答振幅に対する依存性が見られる。これは主に、常時微動時に比べて、2 次部材等の建物剛性への寄与が小さくなっているためと思われる。また、減衰定数については、両振動方向の最低次(1 次)振動モードで 3~4%程度の値となっている。ここでの値は、建物概要に示した設計モデルの応答解析結果より求めた減衰定数(X 方向 4.4%, Y 方向 5.2%)よりやや小さい程度の値であり、鉄骨造建物についての慣用値 2%と比べて有意に大きい。入力地震動は 10cm/s² に満たない小地震時であったが、粘性制震壁は効果を発揮し、減衰性能を建物に付与していることが推定される。

表-6 固有振動数の比較

立体モード		設計周期(s)	常時微動測定		Eq.3観測波	
次数	名称	(LL半載)	周期(s)	実測/設計	周期(s)	実測/設計
1	Y並進①	2.12	1.66	0.78	1.83	0.86
2	X並進①	1.94	1.53	0.79	1.69	0.87
3	RZ ¹ ①	1.81	1.44	0.8	— ^{*2}	— ^{*2}
4	Y並進②	0.74	0.55	0.74	0.61	0.82
5	RZ②	0.69	0.52	0.75	— ^{*2}	— ^{*2}
6	X並進②	0.67	0.52	0.78	0.57	0.85
7	RZ③	0.48	0.36	0.75	— ^{*2}	— ^{*2}
8	Y並進③	0.46	0.34	0.74	0.37	0.8
9	X並進③	0.41	0.31	0.76	0.33	0.8

*1 RZはZ軸まわりの回転モード。

*2 実地震観測ではねじれモードが評価できない観測システムであった。

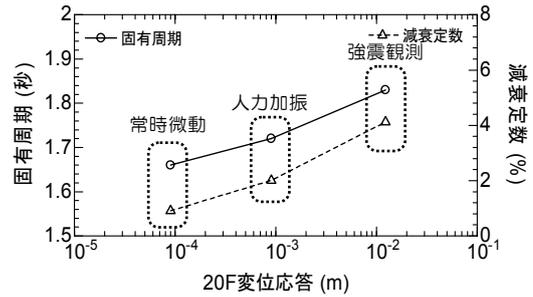


図-27 固有振動数と減衰定数の振幅依存性

7. 振動特性の振幅依存性

常時微動測定および実地震観測(Eq.3)で得られた波形より評価した固有周期の値を、表-6に示す。ここで、結果は固有周期の長い順に並び替えて示した。表中には、LL半載とした設計モデルより計算される固有周期の値を同時に示している。設計周期に比べ、実測データから評価した固有周期は短めの値となっている。常時微動、人力加振、実地震観測(Eq.3)の記録より算出したY方向の固有周期と減衰定数について、当該測定時の20階の最大変位応答値との関係を図-27に示す。図に示されるような固有周期が応答振幅の増大とともに伸長する傾向は、建物剛性への2次部材等の寄与が小さくなる現象と考えられる。

8. まとめ

粘性制震壁が取り付けられた高層鉄骨造建物において行なった一連の振動測定の結果に基づき、建物の基本的な振動性状の把握と、建物内に設置された粘性制震壁の効果を検証することを目的として行なった分析結果について述べた。分析対象としたデータは、常時微動測定、人力加振実験、実地震観測、台風時の揺れである。

それぞれの測定で得られた知見を以下にまとめる。

- ① 常時微動測定のデータより、供用時の微小な振幅域での立体振動性状を捉えた。常時微動時の固有周期は、建物剛性への二次部材の寄与などがあり、設計値よりも2~3割短かった。減衰定数は1%以下のごく小さな値であり、微小振幅時には粘性制震壁の減衰効果は見られなかった。
- ② 人力加振実験では、常時微動時と比較して約10倍の振幅で建物を励振し、建物短辺方向の実験で得られた自由振動波形から、固有周期および減衰定数を算出した。常時微動時と比較して、固有周期はやや長くなり、減衰定数はやや大きな2%程

度の値であった。

- ③ 2ヶ月間計測機器を建物内に存置して実地震観測を実施し、計8個の地震記録を得た。9月15日に発生した茨城県沖の地震時では、入力地震動が5cm/s²程度と小さいものであったが、最上階の変位振幅は常時微動時の100倍以上に至った。この地震時の減衰定数は約4%と算出され、これは鉄骨造建物についての慣用値(2%)や日本建築学会の示す標準値(1%~1.5%)より有意に大きく、粘性制震壁による付加減衰効果が表れているものと推定された。
- ④ 風速30m/s以上の暴風となった、台風15号が上陸した際の粘性制震壁の変位記録を得た。層間の最大変形は約0.6mmであり、建物全体では常時微動時の100倍程度の変位が生じていたと推測される。波形に見られる大きなトレンドは準静的な成分であり、振動減衰に寄与すると考えられる建物の振動周期帯の成分を分離すると、層間の最大変形は0.15mm以下であった。

参考文献

- 1) 片山 徹：システム同定—部分空間法からのアプローチ，朝倉書店，2004.2
- 2) 吉元怜毅，三田 彰：多入力多出力モデルに基づく建築構造パラメタのオンライン同定，日本建築学会構造系論文集，No.574，pp.39-44，2003
- 3) 日本建築学会：建築物の減衰，pp.203-205，2000

平鋼を下弦材に用いた組立て梁の動的繰返し曲げ載荷実験

Dynamic Cyclic Bending Tests of the Built-up Beam Composed of Small Section Members and Flat Bar as a Lower Chord

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

構造設計ディビジョン 小林 知己 TOMOMI KOBAYASHI

土居 和雅 KAZUMASA DOI

建築生産計画部 梅木 俊毅 TOSHITAKE UMEKI

平鋼を下弦材に用いた組立て梁で支持される物流倉庫の床構造の研究開発を行っている。本小梁は小断面の形鋼で構成され、軽量化と原価低減を図った構造となっている。本小梁の上弦材と下弦材を接合する4種類の継手部の疲労性状を検証するために、大型トラックの走行を模擬した100万回を超える動的繰返し加力による曲げ載荷実験を行った。その結果、継手部の疲労破壊は確認されず、当該部の健全性を確認した。既往の疲労評価式によると、疲労した継手の累積損傷度は0.3~0.6相当であると推測された。また、疲労後の静的曲げ載荷実験の最大荷重は、下弦材降伏時の耐力計算値の約1.1倍となり、疲労の影響は確認されなかった。

キーワード：組立て梁、平鋼、継手部、疲労、累積損傷度

The slab supported by the built-up beam with lower chord of flat bar is under development. This beam composed of small section members aims at a light and economical structure. Dynamic cyclic tests, and static bending tests were successively conducted to verify the fatigue properties for 4 types of end joints of an upper and a lower chord. The followings were obtained; 1) All types of joints were safety for one-million-cycle loading simulating truck wheel running, 2) After cyclic test, the static strength was about 1.1 times of the calculated strength at lower chord yielding.

Key Words: Built-up Beam, Flat Steel Bar, Joint, Fatigue, Accumulated Damage Ratio

1. はじめに

大規模物流倉庫の床スラブは、大スパンで積載荷重が大きいので、床を支持する小梁には、十分な剛性と耐力が求められる。本研究が対象とする小梁（以下、本小梁）は、平鋼を下弦材に用いた組立て梁であり、従来のH形鋼による単一梁と同等の剛性と耐力を有し、使用する鋼材量が少ないという利点がある。一方で、組立て梁は、部材同士を接合する継手方法が構造性能に与える影響は大きく、物流倉庫のように、静的な積載荷重のみならず、大型車両等の動的荷重が建物の供用期間にわたって作用する床に適用する場合は、継手部の疲労性状を把握し、構造安全性を検証する必要があると思われる。

本研究では、本小梁の概要と、継手部の疲労性状の確認のために行った動的繰返し曲げ載荷実験、および疲労後の静的曲げ載荷実験の結果について報告する。

2. 構造概要

図-1に構造概要図を、図-2に本小梁で支持される床スラブのイメージ図を示す。図-1に示すように、本小梁は下弦材に平鋼を、上弦材と束材に小断面の形鋼を用いた組立て梁であり、従来のH形鋼による単一梁と比べて、使用する鋼材量が半分程度となり、大幅な原価低減が可能である。下弦材の平鋼は、引張材としての必要な断面積を確保しやすい一方で、折り曲げ加工や、上弦材および束材との接合も比較的容易であるため、部材製作の簡素化が図れるという利点がある。本小梁は、床の積載荷重を上弦材の曲げと下弦材の引張力で負担させ、下弦材の引張力を上弦材の圧縮力と釣合わせる応力状態となっている。このとき、上弦材と下弦材の継手部には、他の継手部と比べて大きな応力が生じるため、当該継手部の強度を十分に確保する必要がある。

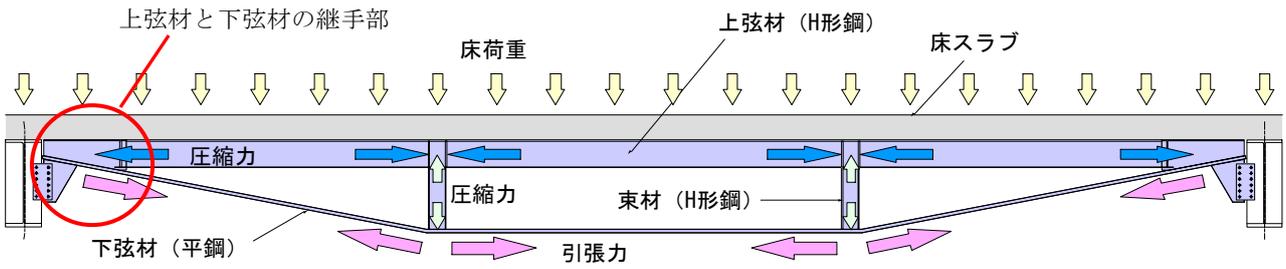


図-1 構造概要図



図-2 イメージパース

表-1 材料試験結果

部材		降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	試験体および使用部位	
H-125×125×6.5×9 (SS400)	フランジ	315	424	ESB1,	上弦材
	ウェブ	345	438	ESB2	
H-100×50×5×7 (SS400)	フランジ	-	-	ESB1,	束材
	ウェブ	352	444	ESB2	
FB-16×80 (SM490)		397	522	ESB1	下弦材
FB-16×125 (SS400)		326	461	ESB2	
PL-9 (SM490)		423	549	ESB1	1A端ウェブ
PL-16 (SS400)		326	461	ESB1	1B端斜めスチフナ
H-300×150×6.5×9 (SS400)	フランジ	367	452	NB1	-
	ウェブ	339	444		

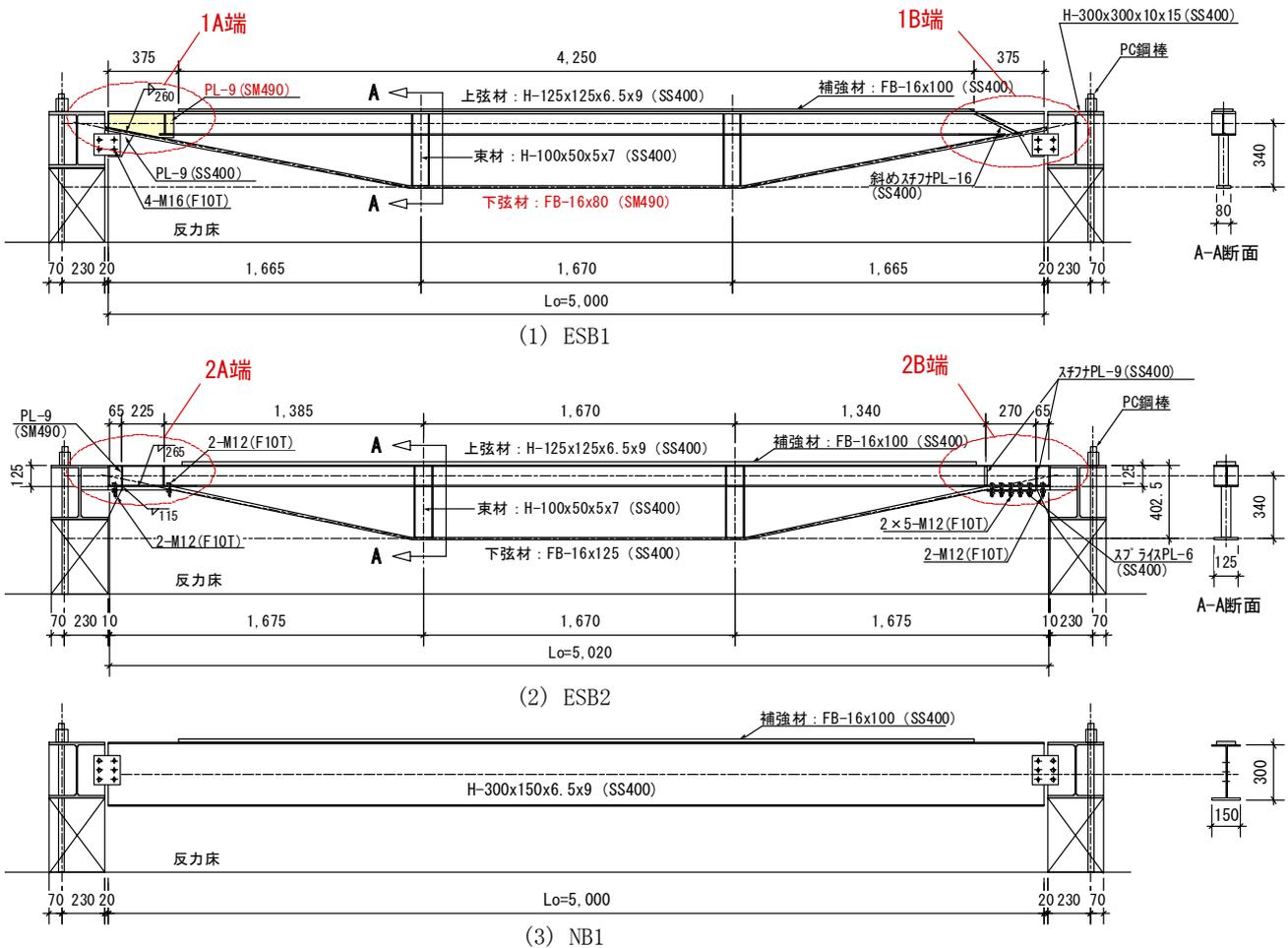


図-3 試験体図

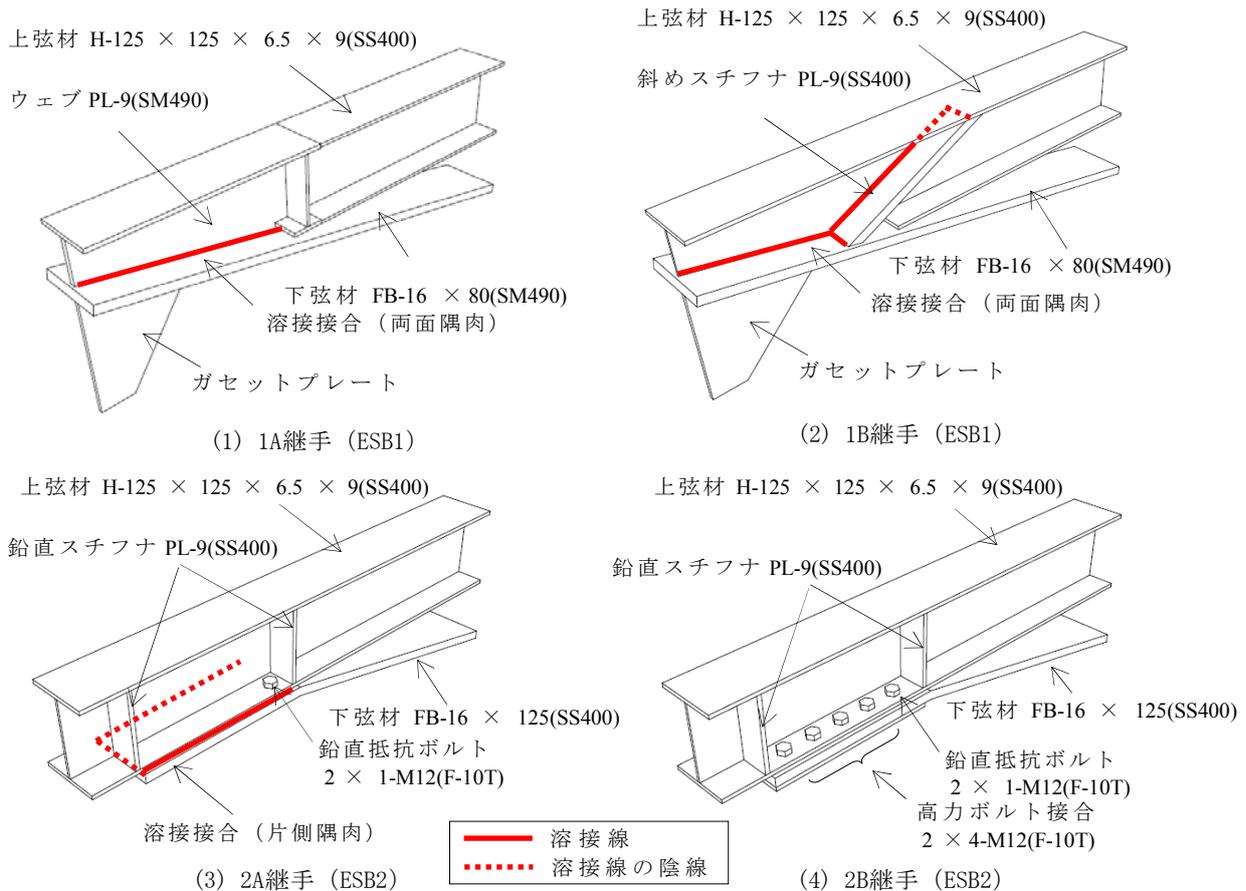


図-4 上弦材と下弦材の継手方法

3. 動的繰返し曲げ載荷実験

(1) 試験体

図-3に試験体図を、図-4に上弦材と下弦材の継手方法を示す。試験体は実スケールの1/2を想定した内法スパン5mのESB1, ESB2, NB1の3体である。ここで、NB1(H-300 × 150 × 6.5 × 9)は、H形鋼の単一梁を模擬した比較用試験体である。これらの試験体は床スラブを省略したため、合成梁になっていない。ESB1, ESB2の試験パラメータは、上弦材と下弦材の継手方法、および下弦材の断面積と強度種別(以下、SS400の鋼材を普通鋼、SM490の鋼材を高強度鋼と呼ぶ。)である。ESB1の上弦材と下弦材の継手部は、高強度鋼の下弦材を、斜めに隅切りした上弦材のウェブに溶接接合した継手方法となっている。同試験体の1A端の継手部(以下、1A継手)は、普通鋼の上弦材の端部に高強度鋼のウェブを接続したタイプ、1B端の継手部(以下、1B継手)は、普通鋼の上弦材のフランジ内に斜めスチフナを溶接接合し、下弦材との継手部を補強したタイプとなっている。ESB2は、へ字に折り曲げた普通鋼の下弦材の端部を溶接接合し、下弦材との継手部を補強したタイプとなってい

る。ESB2は、へ字に折り曲げた普通鋼の下弦材の端部を上弦材の下面に接合した継手方法となっている。同試験体の2A端の継手部(以下、2A継手)は、溶接接合と剥離防止のための鉛直抵抗ボルトを併用したタイプ、2B端の継手部(以下、2B継手)は、高力ボルトで摩擦接合したタイプであり、内側から1番目のボルトは、2A継手と同様に剥離防止のための鉛直抵抗ボルトとして配置している。

試験体は直交する大梁への支持方法が異なっており、ESB1とNB1はガセットプレートを用いた従来型支持方式、ESB2は大梁に設けた支承板に小梁端部を直載せする支持方式となっている。表-1に材料試験結果を示す。

(2) 加力および計測方法

写真-1に加力状況を、図-5に加力方法と計測配置図を示す。加力は500kNアクチュエータを用い、同図(1)に示す大型トラックの対面走行による輪荷重を模擬した4点加力とした。動的繰返し荷重の目標回数は100万回と設定した。これは、想定した物流倉庫に対し、1000m²当り7台/日のトラックが建物内に配備されるという仮定のもとに試算した値で、建物の任意の床が供用期間中

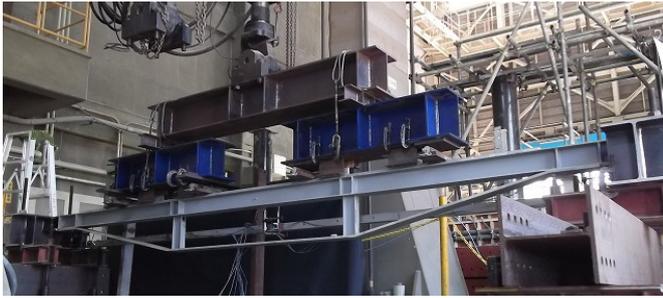
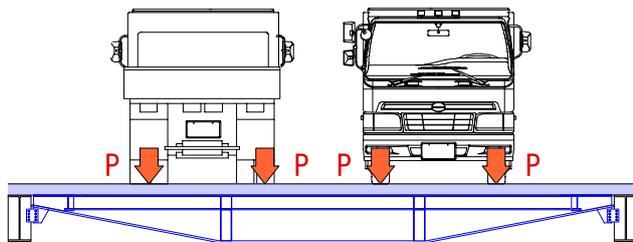


写真-1 加力状況



(1) 対面走行するトラックの輪荷重

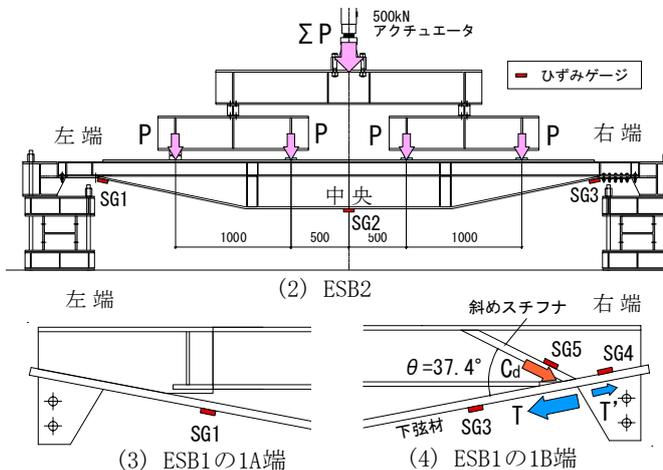
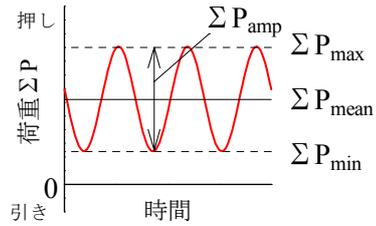


図-5 加力方法と計測配置図

に経験すると予想されるトラックの走行回数である。

図-6に加力波形の概略図を、表-2に加力ケースを示す。加力方法は、アクチュエータの押し側での片振り繰り返し加力とした。加力ケースはケース1、ケース2の2種類とし、これらの加力波形は1.5HzのSin波とした。ケース1の片振幅1/2 ΣP_{amp} は、対面走行する車両総重量17tのトラックの輪荷重に、ケース2は対面走行する車両総重量25tのトラックの輪荷重にそれぞれ対応しており、実大スケールの小梁の下弦材に生じる引張応力度に一致させた荷重に、トラック走行時の衝撃に対する割増係数として1.2を乗じた荷重とした。これにより得られた各ケースの荷重を表-2に示した。ケース1,2の荷重振幅 ΣP_{amp} はそれぞれ75kN,110kNとなっている。なお、ケース1,2の動的繰り返し加力数の比は7:3程度と仮定した。

加力は、床の固定荷重を想定した平均荷重 ΣP_{mean} まで静的に加力した後、動的な加力を行った。動的加力は、



$\Sigma P = 4 \times P$: アクチュエータの荷重
 P : トラックの輪荷重
 P_{max} : 最大荷重, P_{min} : 最小荷重
 P_{mean} : 平均荷重, P_{amp} : 荷重振幅

図-6 加力波形の概要図

表-2 加力ケース

加力ケース	繰返し回数	加力振動数 Hz	最大荷重	最小荷重	平均荷重	荷重振幅
			ΣP_{max} kN	ΣP_{min} kN	ΣP_{mean} kN	ΣP_{amp} kN
ケース1	70万回	1.5	100	25.0	62.5	75.0
ケース2	30万回以上		120	10.0	65.0	110

表-3 下弦材応力の降伏点に対する応力比

加力ケース	試験体	下弦材(下フランジ)の降伏点*に対する応力比			
		σ_{max}/σ_y	σ_{min}/σ_y	σ_{mean}/σ_y	σ_{amp}/σ_y
ケース1	ESB1	0.37	0.09	0.23	0.28
	ESB2	0.31	0.08	0.19	0.23
	NB1**	(0.39)	(0.10)	(0.24)	(0.29)
ケース2	ESB1	0.45	0.04	0.24	0.41
	ESB2	0.37	0.03	0.20	0.34
	NB1**	(0.47)	(0.04)	(0.25)	(0.43)

*材料試験値, **NB1は梁中央の下フランジの値

ケース1の70万回加力が終了した後にケース2を行う手順とし、両者合わせて100万回以上の加力を行うこととした。ケース2に関しては、30万回に達した後も可能な限り加力を続けることとした。表-3に各荷重時における下弦材応力の降伏点に対する応力比を示す。ここで、下弦材の降伏点は表-1に示す材料試験を用いた。最大荷重 ΣP_{max} 時のESB1とESB2の応力比は、ケース1でそれぞれ0.37と0.31、ケース2で0.45と0.37となっている。NB1に関しては、梁中央の下フランジに生じる最大引張応力の比で表した。NB1の応力比はケース1で0.39、ケース2で0.47となっている。応力比はいずれも降伏点の2/3 (≒0.67)以下であり、本実験は下弦材の長期許容応力度範囲内での加力となっている。

測定項目は、アクチュエータの荷重、各部の変形、および下弦材のひずみとし、アクチュエータ先端のロードセルにより荷重 ΣP を、試験体中央と両端部に設置した変位計により鉛直方向の変形を、下弦材の中央部および両端部に貼り付けたストレインゲージによりひずみを計測した。計測は自動収録装置を使用し、3時間毎に10秒間収録するインターバル計測を行った。

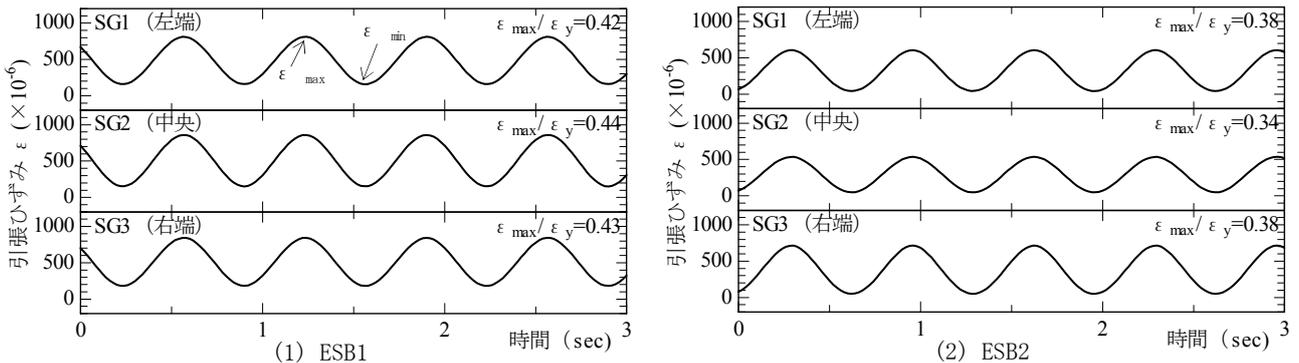


図-7 下弦材の引張力の収録波形 (ケース 2)

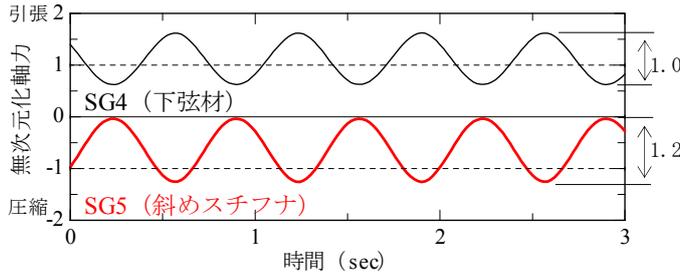


図-8 1B継手の下弦材と斜めスチフナの軸力波形 (ケース 2)

表-4 繰返し加力数の結果

試験体	記号	ケース1	ケース2 (打切り回数)	総繰返し回数 (ケース1, 2合計)	破壊
ESB1	1A	700,000	1,214,885	1,914,885	なし
	1B	700,000	889,438	1,589,438	なし
ESB2	2A	700,000	485,810	1,185,810	なし
	2B	700,000	1,252,129	1,952,129	なし
NB1	-	700,000	1,000,017	1,700,017	なし

表-5 荷重と下弦材の引張応力の結果

加力ケース	試験体	継手	アクチュエータの荷重				下弦材(下フランジ)の降伏点*に対する応力比			
			最大値	最小値	平均値	振幅値	最大値	最小値	平均値	振幅値
			ΣP_{max}	ΣP_{min}	ΣP_{mean}	ΣP_{amp}	σ_{max}/σ_y	σ_{min}/σ_y	σ_{mean}/σ_y	σ_{amp}/σ_y
			kN	kN	kN	kN				
ケース1	ESB1	1A	102	25.3	63.6	76.6	0.36	0.13	0.24	0.23
		1B	102	25.3	63.6	76.6	0.36	0.13	0.24	0.23
	ESB2	2A	103	32.4	67.9	71.1	0.33	0.10	0.21	0.22
		2B	100	28.0	64.2	72.4	0.33	0.10	0.21	0.23
	NB1**	-	99.4	32.1	65.7	67.3	(0.38)	(0.16)	(0.27)	(0.22)
ケース2	ESB1	1A	116	10.7	63.1	105	0.41	0.08	0.25	0.34
		1B	114	11.0	62.5	103	0.41	0.07	0.24	0.34
	ESB2	2A	119	8.68	64.0	111	0.38	0.03	0.20	0.35
		2B	117	10.1	63.5	107	0.41	0.05	0.23	0.36
	NB1**	-	119	12.6	65.8	106	(0.42)	(0.06)	(0.24)	(0.36)

*材料試験値, **NB1は梁中央の下フランジの値

(3) 実験結果と考察

a) 下弦材のひずみと繰返し加力数

図-7に、ケース 2 における ESB1 と ESB2 の下弦材のひずみの収録波形を示す。同図 (1) に示す ESB1 の下弦材の最大ひずみ ϵ_{max} の降伏点ひずみ ϵ_y に対するひずみ比 $\epsilon_{max}/\epsilon_y$ は、0.42~0.44 となり、左端、中央、右端ともにほぼ同値を示した。一方、同図 (2) に示す

ESB2 のひずみ比は、左端と右端が 0.38、中央が 0.34 となり、両端のほうが中央よりも 1 割程度大きな値になった。これは、ESB2 の下弦材両端部への字に曲がった部分が、引張力を受けて直線状に伸びようとする際の、曲げひずみの影響によるものと考えられる。

図-8に、ケース 2 における 1B 継手の下弦材と斜めスチフナの軸力波形を示す。同図の縦軸は、図 -5(4) に示すひずみゲージ SG4、SG5 のひずみ値から求めた当該部の下弦材および斜めスチフナの軸力を、前者の軸力振幅で基準化した無次元化軸力で表している。下弦材と斜め

スチフナの軸力振幅の比は 1 : 1.2 程度となっている。ここで、図 -5(4) に示す下弦材の引張力を T、斜めスチフナの圧縮力を C_d 、継手内の下弦材の引張力を T' で表すと、斜めスチフナと下弦材の交点における力の釣合いは式 (1) で表される。

$$T = C_d \cdot \cos \theta + T' \tag{1}$$

ここで、 $T' : C_d \cong 1 : 1.2$ 、 $\theta = 37.4^\circ$ であることから、 $T' : C_d \cdot \cos \theta \cong 1 : 0.95$ と計算される。これは、斜めスチフナが下弦材から伝わる引張力 T の約半分を圧縮力 $C_d \cdot \cos \theta$ として負担していることを示しており、斜めスチフナが継手部の補強材として有効に機能していることを表している。

表-4に繰返し加力数の結果を示す。すべての継手部は、疲労破壊を生じることなく目標値の 100 万回を超える総繰返し加力数に達した。ケース 2 の加力数は、結果

的にすべての継手で30万回以上となり、各々の継手に対する加力は、同表に示す回数まで延長したところで打ち切った。よって、総繰返し加力数は目標回数の1.2～2.0倍程度となった。

総繰返し加力数は、多い順に、2B継手(約195万回)、1A継手(約191万回)、NB1(約170万回)、1B継手(約159万回)、2A継手(約119万回)である。なお、同一試験体であるのに関わらず、各継手部の疲労回数が異なるのは、加力中に両試験体の製作上の不具合が確認され、当該部分の手直しを行った後に再加力を行ったためである。

表-5に荷重と下弦材の引張応力の結果を示す。下弦材の引張応力は、下弦材の降伏点に対する応力比で示した。同表の値は、インターバル計測で得られた複数の計測波形から得られた値の平均値である。アクチュエータの荷重および下弦材の応力比は、ケース1、ケース2ともに表-2、表-3に示した値とおおむね対応している。

b) 鋼構造設計規準による累積損傷度の検討

鋼構造設計規準の疲労評価式¹⁾に基づき、累積損傷度の検討を実施した。表-6に各継手に対応する基準疲労強さ¹⁾と打ち切り限界¹⁾の仮定値を示す。各継手部の基準疲労強さと打ち切り限界は検証されていないため、鋼構造設計規準に示された継手の形式のうち、継手部の応力の種類や形状が最も近いと思われる継手の形式を選択し、その基準疲労強さと打ち切り限界を各継手部に対応させた。

鋼構造設計規準によると、垂直応力度およびせん断応力度で繰返した場合の許容疲労強さは、それぞれ式(2)、式(3)で表される。ただし、繰返し応力範囲が表-6に示す打ち切り限界以下の場合、疲労を考慮する必要がないと記されている。一方、累積損傷度¹⁾Dは式(4)で表される。同規準によると応力分布のうち任意の応力振幅を $\Delta\sigma_i$ 、その繰返し回数を n_i とし、 $\Delta\sigma_i$ のみが作用したときの破断繰返し回数を N_i とする。 $\Delta\sigma_i$ が n_i 回作用したときの疲労損傷度を n_i/N_i としたときに、各損傷度の合計Dを累積損傷度とすると定義されている。なお、同規準では、D=1のとき疲労破壊が生じ、D<1であれば疲労破壊は生じないと記されている。

$$\Delta\sigma_a = \frac{126}{\sqrt[3]{N}} \cdot \Delta\sigma_F \tag{2}$$

$$\Delta\tau_a = \frac{18}{\sqrt[5]{N}} \cdot \Delta\tau_F \tag{3}$$

$$D = \sum_{i=1}^k \left(\frac{n_i}{N_i} \right) \tag{4}$$

ここで、

- N : 総繰返し回数,
- $\Delta\sigma_a$: 垂直応力範囲の許容疲労強さ,
- $\Delta\sigma_F$: 垂直応力範囲の基準疲労強さ,
- $\Delta\tau_a$: せん断応力範囲の許容疲労強さ,
- $\Delta\tau_F$: せん断応力範囲の基準疲労強さ,
- D : 累積損傷度,
- n_i : 応力範囲を k グループに分けた i 番目の応力範囲の繰返し回数,
- N_i : 応力範囲を k グループに分けた i 番目の応力範囲 $\Delta\sigma_a$ あるいは $\Delta\tau_a$ による破断繰返し回数

表-7に各継手の応力算定用の有効断面を、図-9に各継手の溶接長さを示す。各継手の累積損傷度を求めるために必要な N_i は、以下の手順で求めた。下弦材のひずみの測定値の振幅(図-7の ϵ_{max} と ϵ_{min} の差)から求めた、図-9に示す引張力の振幅値 ΔT を、表-7に示す継手の有効断面で除して応力振幅を計算する。ただし、2A,2B継手に関しては、図-9(3)に示す ΔT の水平成分 ΔT_h を対象にして計算する。これらを式(2)および式(3)の $\Delta\sigma_a$ 、 $\Delta\tau_a$ にそれぞれ代入して各加力ケースの N_i を逆算する。ここで、継手の有効断面の算定時に必要な溶接長さは、図-9に示す溶接線(赤線)の実長とした。なお、2A,2B継手の鉛直抵抗ボルトは、同図(3)に示す ΔT の鉛直成分 ΔT_v を負担する。鉛直抵抗ボルトの疲労の検討に関しては、本報では対象外としている。

表-8に各継手の累積損傷度の検討結果を、図-10、図-11に、表-6に示す仮定した基準疲労強さを用いて計算される1A,1B,2A継手および2B継手の疲労曲線と実験値の対応をそれぞれ示す。図-10のケース1は、打ち切り限界以下の加力、同図のケース2は打ち切り限界以上の加力となっている。一方、図-11はケース1、ケース2ともに打ち切り限界以下の加力となっている。表-8に示したように、ESB1,ESB2の各継手部の累積損傷度は、0.30～0.63となった。一方、NB1に関しては、引張応力が最大となる梁中央の下フランジ部分を対象にしたところ、当該部の累積損傷度は0.33となった。ESB1,ESB2の各継手部は、NB1と同様に、疲労破壊に対して十分な余裕を有していることが推測される。

表-6 各継手の基準疲労強さと打切り限界の仮定値

試験体	記号	継手部の応力の種類	継手の形式*	基準疲労強さ* (N/mm^2)	打切り限界* (N/mm^2)
ESB1	1A	せん断応力	隅肉溶接継手	$\Delta\tau_F=80$	$\Delta\tau_{CL}=66$
	1B	せん断応力			
ESB2	2A	せん断応力	高力ボルト摩擦接合	$\Delta\sigma_F=140$	$\Delta\sigma_{CL}=135$
	2B	垂直応力			
ESB1 ESB2 NB1	母材	垂直応力	圧延材, 引抜き材	$\Delta\sigma_F=160$	$\Delta\sigma_{CL}=160$

*鋼構造設計標準より出典

表-7 各継手の応力算定用有効断面

試験体	継手記号	継手の仕様	継手の有効断面	備考
ESB1	1A	隅肉溶接 (両面)	溶接のど断面 $2 \cdot a \times L_e$	S : サイズ a : 有効のど厚 ($=0.7S$) $L_e = L_w - 2 \cdot S$
	1B	隅肉溶接 (両面)	溶接のど断面 $2 \cdot a \times (L_{e1} + L_{e2})$	$L_{e1} = L_{w1} - 2 \cdot S$ $L_{e2} = L_{w2} - 2 \cdot S$
ESB2	2A	隅肉溶接 (両面)	溶接のど断面 $a \times 2 \cdot L_{ex}$	$L_{ex} = L_{wx} - 2 \cdot S$ 直行方向の隅肉溶接は無視
	2B	高力ボルト接合 (一面摩擦)	下弦材の部材断面	ボルト孔による断面欠損は無視する

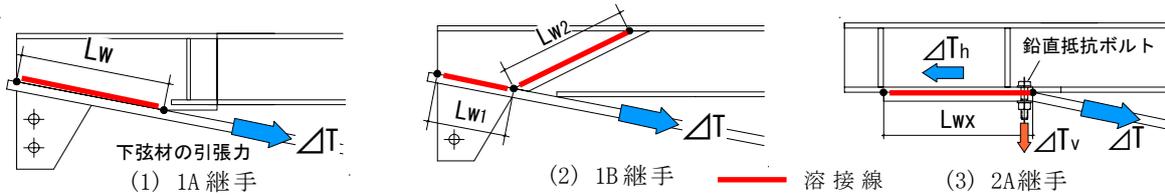


図-9 各継手の溶接長さ

表-8 各継手の累積損傷度の検討結果

試験体	継手記号	継手の応力の種類	基準強度 $\Delta\tau_F$ ($\Delta\sigma_F$) N/mm^2	打切り限界 $\Delta\tau_{CL}$ ($\Delta\sigma_{CL}$) N/mm^2	ケース1		ケース2		累積損傷度D $\Sigma(n_i/N_i)$		
					繰返し回数	継手部応力振幅 $\tau_a(\sigma_a)$ N/mm^2	損傷度 n_1/N_1	繰返し回数		継手部応力振幅 $\tau_a(\sigma_a)$ N/mm^2	損傷度 n_2/N_2
ESB1	1A	せん断	80	66	700,000	47	0.03	1,214,885	68	0.28	0.31
	1B				700,000	41	0.01	889,438	73	0.29	0.30
ESB2	2A	垂直	(140)	(135)	700,000	59	0.08	485,810	93	0.54	0.63
	2B				700,000	(84)	0.07	1,252,129	(133)	0.54	0.61
NB1	梁中央 下フランジ	垂直	(160)	(160)	700,000	(81)	0.04	1,000,017	(133)	0.29	0.33

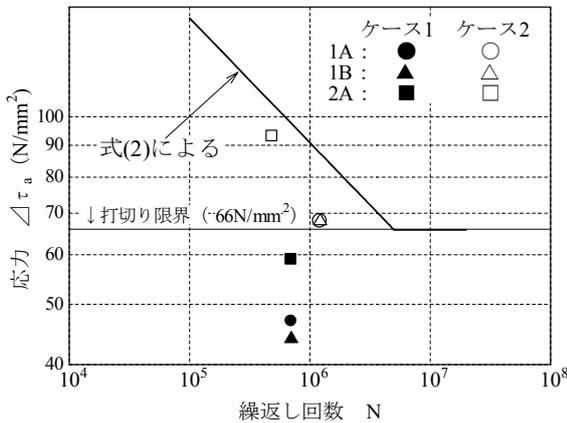


図-10 1A, 1B, 2A継手の疲労曲線と実験値

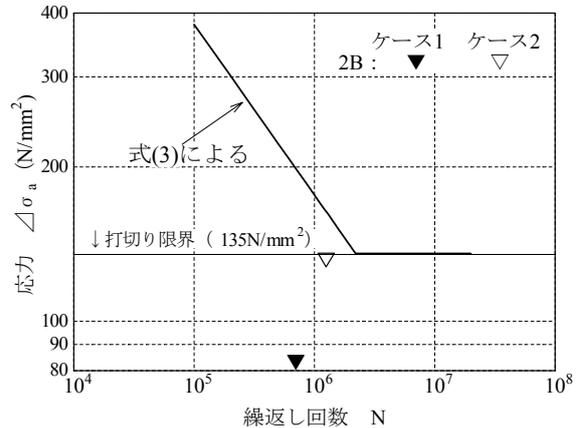


図-11 2B継手の疲労曲線と実験値

4. 疲労後の静的曲げ載荷実験

(1) 実験概要

本章では、疲労後の ESB2 と NB1 の耐力検証のために行った静的曲げ載荷実験の結果について報告する。加力方法は、図-5に示す加力図と同一とし、鉛直下向きに一方方向に漸増載荷する加力とした。

(2) 実験結果

図-12に ESB2 と NB1 の荷重 - 変形関係を、写真-2に ESB2 の最大荷重時の変形状態をそれぞれ示す。同図の縦軸はアクチュエータの荷重 ΣP を、横軸は梁中央部のたわみ δ を内法スパン L_0 で除したたわみスパン比 δ/L_0 で表している。ESB2 と NB1 は同等な剛性を有し、たわみスパン比が 0.5 を超える辺りで、ともに剛性低下を生じ

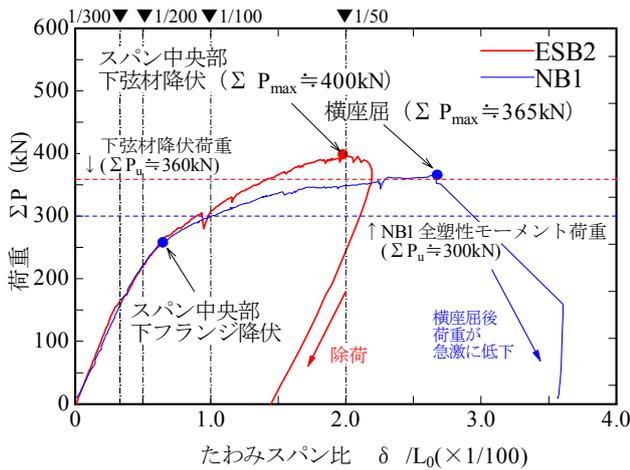


図-12 荷重-変形関係

ている。ESB2は $\delta/L_0 \approx 2.0 \times 10^{-2}$ でスパン中央部の下弦材が降伏すると同時に最大荷重 $\Sigma P_{max} \approx 400\text{kN}$ に達した。写真-2に示したように、この時点で上弦材は下向きに湾曲し、曲げ降伏していたと考えられるが、横座屈は確認されず、安定した変形状態を保った。この後、荷重が増加しないことを確認したため、除荷を行った。

NB1は $\delta/L_0 \approx 0.65 \times 10^{-2}$ で梁中央の下フランジが降伏した。その後の荷重の増加はESB2よりも緩やかで、変形が伸びる傾向にあったが、 $\delta/L_0 \approx 2.7 \times 10^{-2}$ で横座屈が生じ、荷重が急激に低下した。横座屈発生時の最大荷重は $\Sigma P_{max} \approx 365\text{kN}$ であった。ESB2とNB1の最大荷重を比較すると、ESB2はNB1の約1.1倍の最大荷重となった。同図には、ESB2の下弦材降伏時の荷重と、NB1が全塑性モーメントに達した時の荷重の計算値を併記した。ESB2とNB1の最大荷重は、耐力計算値のそれぞれ1.1倍、1.2倍程度となり、疲労の影響による耐力の低下は確認されなかった。

5. まとめ

平鋼を下弦材に使用した組立て梁の動的繰返し曲げ載荷実験と疲労後の静的曲げ載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- ①NB1を含むすべての継手部は、疲労破壊を生じることなく目標値の100万回を超える総繰返し加力数に達し、当該部の健全性を確認した。
- ②鋼構造設計規準の疲労評価式による各継手部の累積損傷度は、0.30～0.63と試算された。各継手部は疲労破壊に対して十分な余裕を有していると推測される。
- ③疲労後の静的曲げ載荷実験によるESB2の最大荷重は、NB1の約1.1倍になった。ESB2は下弦材の降伏と同時に最大荷重に達した。NB1は横座屈を生じ



写真-2 ESB2の最大荷重時の変形状態

荷重が急激に低下した。

- ④疲労後のESB2の最大荷重は、下弦材降伏時の耐力計算値の1.1倍程度となり、疲労の影響は確認されなかった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 - , pp.16-19, pp.61-67, 2005

端部にスリットを有する変断面壁梁の実験およびモデル化の検討

Loading Tests and Modeling of Non-uniform Wall Girders with Vertical Slits along Columns

	松永 健太郎	KENTARO MATSUNAGA
	小坂 英之	HIDEYUKI KOSAKA
	新上 浩	HIROSHI SHINJO
構造設計ディビジョン	小田 稔	MINORU ODA
構造設計ディビジョン	廣邊 琢也	TAKUYA HIROBE
構造設計ディビジョン	野口 恭司	YASUSHI NOGUCHI

端部に鉛直スリットまたは開口を設けた変断面壁梁の加力実験を行い、ひび割れ性状、最大耐力および設計時のモデル化について検討した。最大耐力の実験値は RC 規準による曲げ耐力計算値と良い対応を示した。壁部材の短期許容せん断力相当を加力した後の残留せん断ひび割れ幅は 0.05mm 以下となり、損傷が比較的小さいことを確認した。変断面壁梁のせん断剛性低下率 β は、RC 規準による値より小さいことが明らかとなり、せん断変形角 0.2%時に $\beta=0.1$ とすることで、線材モデルの解析結果は実験結果と良く対応することを示した。

キーワード：スリット，開口，変断面，ひび割れ，せん断剛性低下率，モデル化

Loading tests of non-uniform wall girders with a vertical slit or opening at the end were conducted, and the crack behavior, the ultimate strength and modeling were discussed. The experimental values of the ultimate strength agreed with the calculated values by RC standard. The residual shear crack widths after allowable shear strength level were not greater than 0.05mm. The retention factors of shear rigidity β were smaller than the calculated values. The experimental results corresponded with the analytical results by the rod element model with β of 0.1 when shear deformation angle was 0.2%.

Key Words: Slit, Opening, Non-uniform Cross Section, Crack, Shear Retention Factor, Modeling

1. はじめに

高い剛性・耐力を有する鉄筋コンクリート造の耐震壁は、配置による偏心率の増大や地震時の基礎の引き抜きなどの一因となり、構造設計上の制約を受けることがある。偏心率を抑えるためには重心と剛心とが極力近くなるように剛性を調節しなければならないが、耐震壁の数や位置を任意に調整することは建築計画上容易ではない。

本研究では、建物全体の剛性調整の自由度を向上させることを目的とし、耐震壁の床レベルに水平スリットを、柱一壁板間の下部に鉛直スリットを設け、耐震壁を変断面壁梁として扱うこととした。

本報では、上述した変断面壁梁の加力実験を実施し、壁板のひび割れ状況、ひずみ性状、最大耐力および設計時のモデル化について検討した。

2. 実験概要

(1) 試験体

板状集合住宅における試験体の想定部位を図-1 に示す。試験体は、柱一壁板間の下端から部分的に鉛直スリットを設けた部位（図-1 の左端）と、バルコニー部の隣戸への避難経路となる開口を設けた部位（同図右端）を想定した変断面壁梁 2 体である。試験体形状を図-2 に、試験体の諸元を表-1 に示す。本実験では、水平荷重時の梁の反曲点位置をスパン中央に仮定し、壁梁長さの半分を片持梁形式で加力した。試験体の縮尺率を約 85%とし、梁幅 b を 195mm、中央部断面のせい D_c を 2580mm とした。

試験体 No.1 には端部に幅 20mm、高さ 400mm の鉛直スリットを、試験体 No.2 には幅 680mm、高さ 830mm の開口を設けた。梁幅 b に対する端部断面の梁せい D の形状比 D/b は、No.1 は 11.2、No.2 は 9.0 である。端

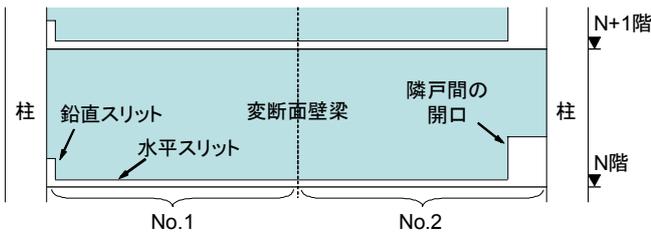


図-1 試験体の想定部位

表-2 鉄筋の力学的特性

径	種類	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	適用部位
D19	SD490	543	712	17	主筋(No.1)
		528	723	16	主筋(No.2)
D13	SD295A	349	483	25	主筋
D10	SD295A	375	511	20	肋筋等

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体名	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)
No.1	53	3.4	4.0
No.2	54	3.2	3.4

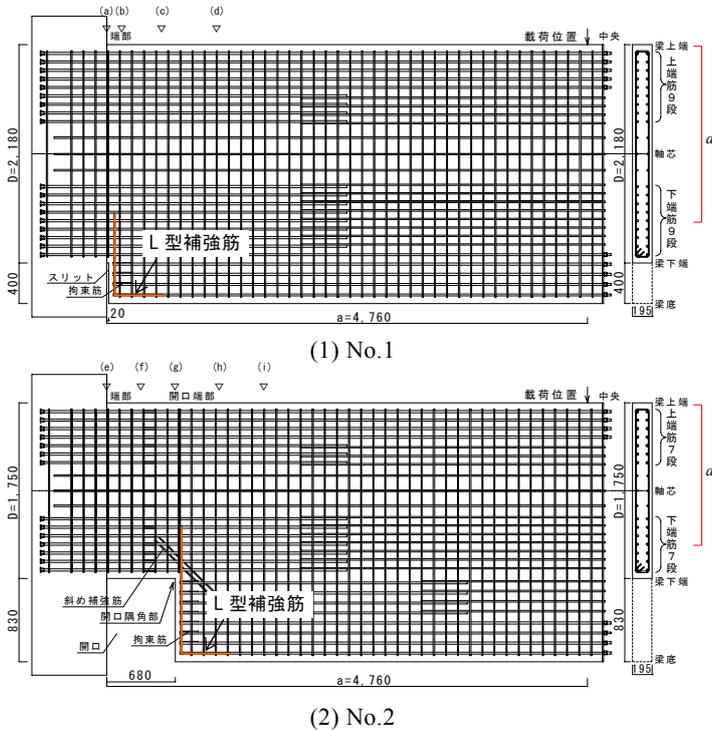


図-2 試験体形状

表-1 試験体諸元

試験体名		No.1	No.2
端部	断面 $b \times D$ (mm)	195 × 2180	195 × 1750
	せん断スパン比 a/D	2.18	2.72
	主筋(上下)	9 × 2-D19 (SD490)	7 × 2-D19 (SD490)
中央部	断面 $b \times D_c$ (mm)	195 × 2580	195 × 2580
	せん断スパン比 a/D_c	1.84	1.84
	主筋(上端筋)	5 × 2-D19 (SD490)	4 × 2-D19 (SD490)
		+4 × 2-D13 (SD295A)	+3 × 2-D13 (SD295A)
	主筋(下端筋)	5 × 2-D19 (SD490)	4 × 2-D19 (SD490)
+8 × 2-D13 (SD295A)		+11 × 2-D13 (SD295A)	
肋筋		2-D10@120(SD295A)	

部断面では主筋を D19 (SD490) とし、端部から荷位置までの長さ a (4760mm) の 1/2 の位置で主筋の一部を重ね継手により D13 (SD295A) にした。さらに No.2 では、端部から 3/4 a の位置でも主筋の一部を重ね継手により D13 (SD295A) にしている。両試験体とも上端筋と下端筋の中間部に D13 (SD295A) を 3 段配した。

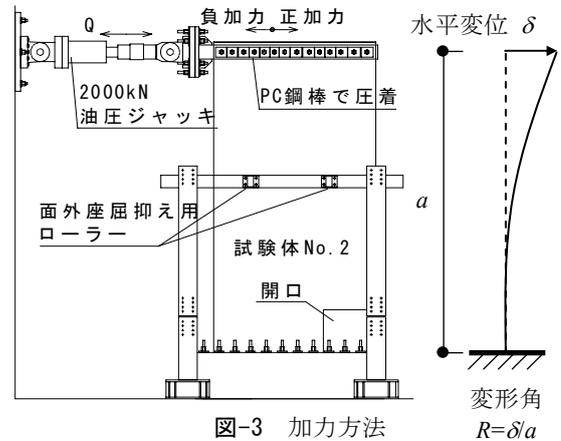


図-3 加力方法

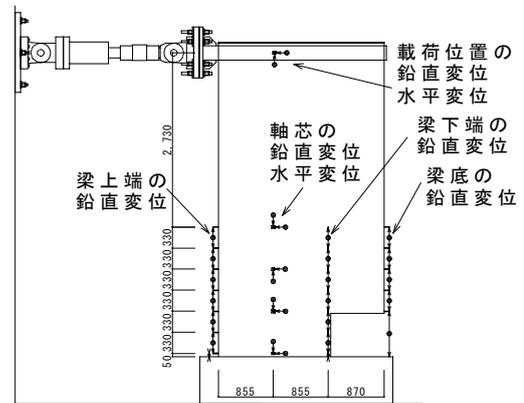


図-4 計測方法

図-2 に示すように、スリットおよび開口部分には梁底から折り曲げた L 型の補強筋 D13 (SD295A) を配し、それを拘束するように、スリットおよび開口の主筋端部に U 字型の拘束筋 D6 (SD295A) を配している。また、No.2 には開口の隅角部のひび割れ幅を抑制するため、斜め補強筋 D10 (SD295A) を配した。

鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を表-2 および表-3 に示す。

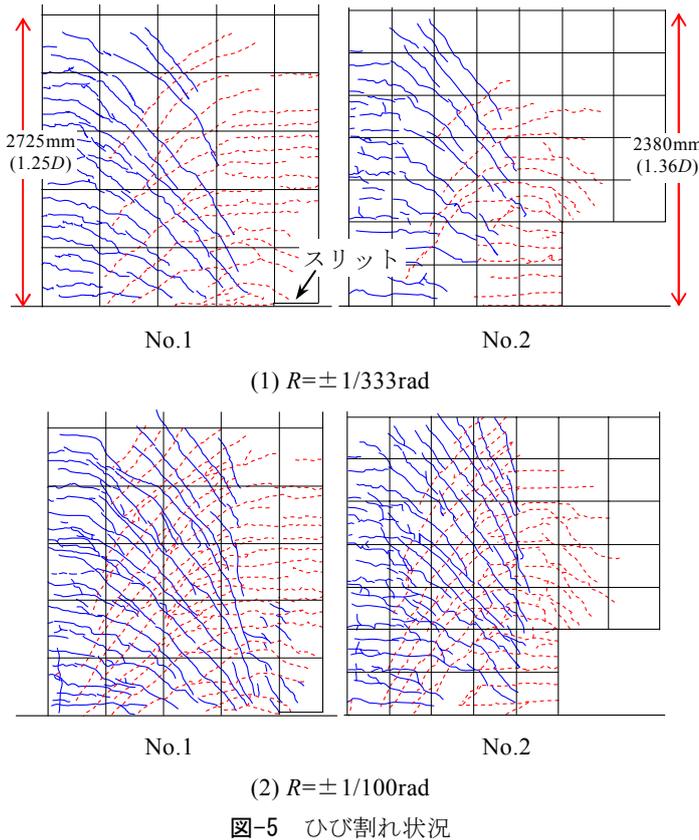


図-5 ひび割れ状況

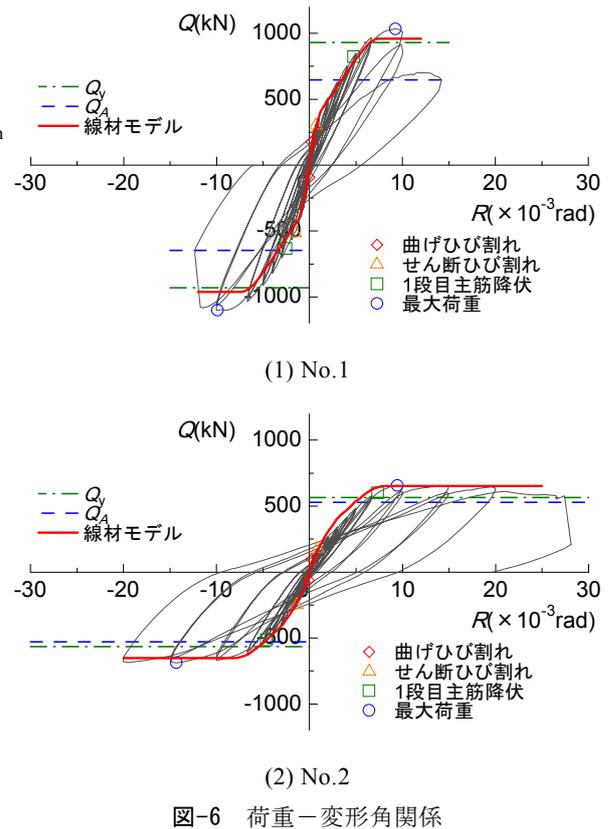


図-6 荷重-変形角関係

(2) 加力方法と計測方法

加力方法を図-3 に示す。試験体を 90 度回転させ、スタブを反力床に固定し、2000kN 油圧ジャッキで反曲点位置を押し引きすることにより正負交番繰返し载荷を行った。加力は変位制御とし、折り返し変形角 $R = \pm 1/2000, 1/1500, 1/1000, 1/500, 1/333, 1/250, 1/200, 1/150, 1/100$ rad (各 2 回) を基本とした。

計測方法を図-4 に示す。载荷位置の変形量、梁上端、軸芯、梁下端および梁底の変形量を計測し、ひずみゲージにより主筋および肋筋のひずみを計測した。水平変位は正加力方向を正とした。

3. 実験結果

(1) 破壊状況

変形角 $R = \pm 1/333$ rad および $\pm 1/100$ rad 载荷後の梁端部近傍のひび割れ状況を図-5 に、荷重 Q -変形角 R 関係を図-6 に示す。図-5 では正加力時のひび割れを実線で、負加力時のひび割れを破線で示している。

No.1 では曲げひび割れの発生後、正加力の $R = +1/1493$ rad に、負加力の $R = -1/629$ rad にせん断ひび割れが発生した。 $R = +1/211$ rad で上端 1 段目主筋が降伏し、 $R = +1/109$ rad の最大荷重に達するまでに 7 段目主筋まで降伏した。負加力時は、 $R = -1/379$ rad で梁端部の下端 1

表-4 実験結果と計算結果一覧

試験体名	No.1	No.2
最大荷重 Q_{max} (kN)	1102	688
Q_{max} 時の層間変形角 R_{max} (rad)	0.0099	0.0143
短期許容せん断力 Q_d (kN)	648	528
曲げ耐力時せん断力 Q_s (kN)	930	565

段目主筋が降伏し、 $R = -1/101$ rad の最大荷重までですべての下端筋が降伏に至った。 $R = +1/100$ rad の 2 回目のサイクルでは、曲げ圧縮域のコンクリートが圧壊し、荷重が低下した。

No.2 では正加力の $R = +1/1136$ rad、負加力の $R = -1/735$ rad でせん断ひび割れが発生した。 $R = +1/150$ rad で上端 1 段目主筋が降伏し、 $R = +1/106$ rad の最大荷重までに上端筋は 7 段目主筋まで降伏した。負加力では $R = -1/216$ rad で下端 1 段目主筋が降伏し、 $R = -1/70$ rad で最大荷重を示した。端部断面の形状比 D/b が No.1 より小さい No.2 は、 $R = \pm 1/50$ rad まで荷重を保持し、その後 $R = +1/36$ rad でコンクリートが圧壊し荷重が低下した。梁底の位置には最終加力までひび割れがほとんど発生しなかった。

実験結果と計算結果の一覧を表-4 に示す。壁部材の短期許容せん断力 Q_d は「鉄筋コンクリート構造計算規準 (日本建築学会)」¹⁾ (以下、RC 規準) の式を用いた。壁部材の短期許容せん断力相当 (No.1 は $R = \pm 1/333$ rad,

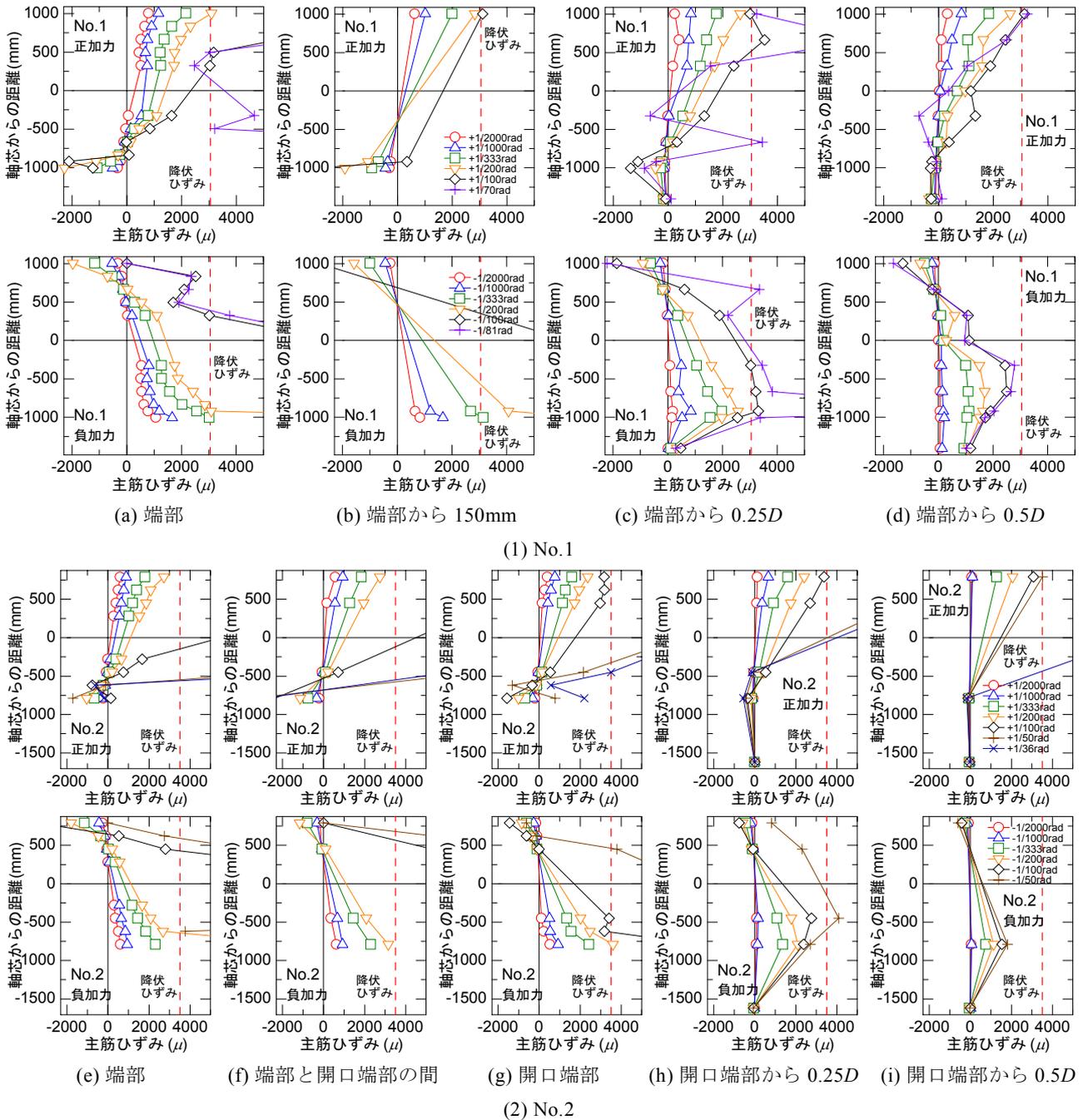


図-7 断面方向のひずみ分布

No.2 は $R=\pm 1/200\text{rad}$ を載荷した後の残留せん断ひび割れ幅は両試験体とも 0.05mm 以下であった。 $R=\pm 1/100\text{rad}$ 終了後の残留せん断ひび割れ幅は No.1 で最大で 0.80mm 、No.2 では最大で 0.15mm となった。

(2) ひずみ性状

部材断面方向の主筋のひずみ分布を図-7 に示す。図中の「軸芯からの距離」は、軸芯(図-2 参照)から梁上端の方向を正、梁下端の方向を負とする。(a)から(i)の位置は図-2 に示した位置の断面と対応している。

No.1 の主筋のひずみ分布は、引張・圧縮域ともに上端・下端1段目主筋のひずみが卓越する形状を示している。端部断面の形状比 D/b の小さい No.2 のひずみは No.1 に比べて直線状となり、中央部断面の梁上端から梁下端までのひずみ分布も、開口端部から $0.5D$ の範囲までは平面保持仮定に近い分布形状を示した。

図-7 (d)より No.1 の負加力時に端部から $0.5D$ の位置では梁底の主筋の引張ひずみが生じているが、それ以外の位置では両試験体とも正加力・負加力にかかわらず、ひずみはほとんど発生しなかった。

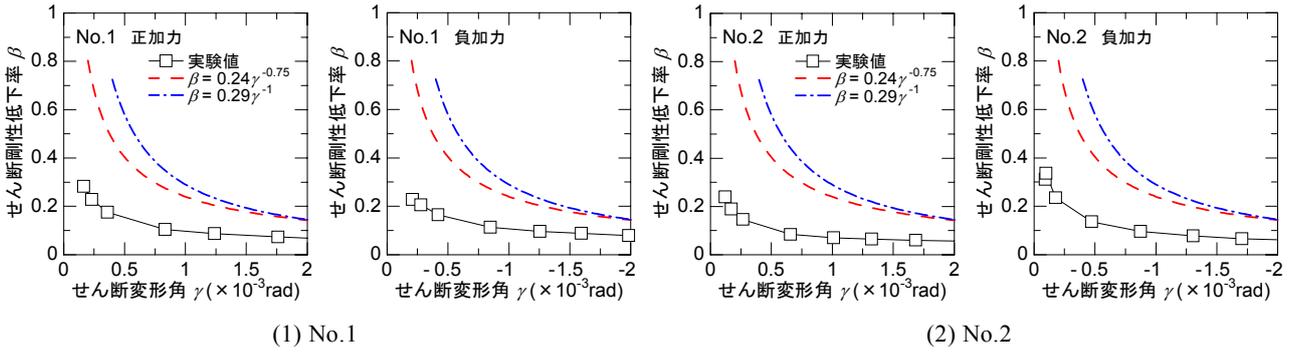


図-8 せん断剛性低下率とせん断変形角の関係

(3) 最大耐力

最大荷重実験値 Q_{max} と曲げ耐力計算値 Q_y を表-4 に示す。 Q_y は圧縮縁から全引張主筋の重心位置までを有効せい d として算定した曲げ耐力時せん断力¹⁾であり、式(1)により求めた。

$$Q_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d / a \quad (1)$$

ここで、

- a_t : 引張側主筋全断面積
- σ_y : 鉄筋の降伏点
- d : 有効せい (図-2 参照)
- a : 梁端部から荷重位置までの長さ

計算値に対する実験値の比率 Q_{max}/Q_y は No.1 が 1.18, No.2 が 1.22 となり良い対応を示したが、形状比 D/b がさらに大きくなる場合には検討が必要であろう。

4. 変断面壁梁のモデル化

(1) せん断剛性低下率

初期せん断剛性に対する割線せん断剛性の比としてせん断剛性低下率 β を求める。本実験における試験体はスリットや開口のある変断面部材であるため、各断面における初期せん断剛性 (K_e, K_c) を求め、式(2)により直列ばねとしての部材全体の初期せん断剛性 K_{total} を算出した。

$$\frac{h_e + h_c}{K_{total}} = \frac{h_e}{K_e} + \frac{h_c}{K_c} \quad (2)$$

ここで、

- h_e : 端部断面 (スリットまたは開口) の長さ
- h_c : 中央部断面の長さ (= $a - h_e$)
- K_{total} : 部材全体の初期せん断剛性
- K_e : 端部断面における初期せん断剛性
 $K_e = G \cdot A_e / \kappa$
- K_c : 中央部断面における初期せん断剛性
 $K_c = G \cdot A_c / \kappa$
- G : コンクリートのせん断弾性係数

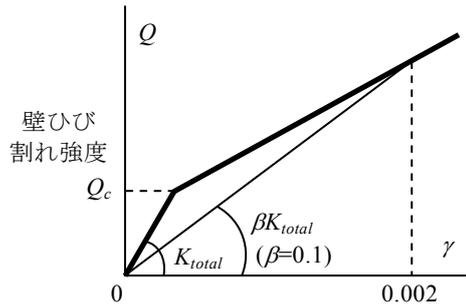
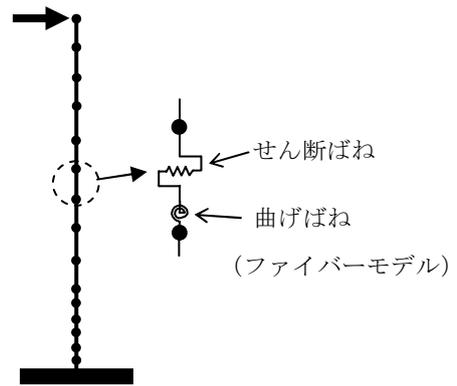


図-9 モデル

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

- A_e : 端部断面の断面積
- A_c : 中央部断面の断面積
- κ : 形状係数で、1.2¹⁾
- E : コンクリートのヤング係数
- ν : ポアソン比で、0.2

せん断変形角 γ は、全体変形から曲げ変形を差し引いてせん断変形を算出し、長さで除すことにより求めた。曲げ変形は図-4 に示す試験体の梁上端、梁下端および梁底に取り付けた変位計により算出した。荷重 Q とせん断変形角 γ の比 Q/γ を割線剛性とし、これを K_{total} で除して実験時のせん断剛性低下率とした。

せん断剛性低下率 β とせん断変形角 γ の関係を図-8 に示す。図-8 には、RC 規準¹⁾付録 13 の耐震壁のせん断

剛性低下率式（式(3)および式(4)）を併記した。

$$\beta = 0.24 \cdot (\gamma \times 10^3)^{0.75} \quad (1/5000 \leq \gamma \leq 1/400 \text{rad}) \quad (3)$$

$$\beta = 0.29 \cdot (\gamma \times 10^3)^{-1} \quad (1/2500 \leq \gamma \leq 1/350 \text{rad}) \quad (4)$$

実験結果より求めたせん断剛性低下率（□印）は、せん断変形角 γ が大きくなるに伴って徐々に小さくなり、せん断変形角 0.2%時では 0.1 を若干下回る値となった。また、本実験の剛性低下率は式(3)および式(4)による値よりかなり小さくなっている。これは、式(3)および式(4)が両側柱付き壁を対象としているのに対し、本実験では試験体の両端部（梁上端、梁底）に柱がないため、せん断ひび割れの伸展に伴ってせん断剛性が大きく低下したものと考えられる。

（2）増分解析結果

試験体を線材置換（15分割）し、各要素にファイバーモデルによる曲げばねとせん断ばねを設けた線材モデルを図-9に示し、そのモデルによる荷重増分解析結果を図-6に併記した。ここで、曲げばね設定時のコンクリートの降伏強度は、せん断ひび割れが多数発生した状態を考慮し、有効圧縮強度²⁾とした。また、せん断ばねはバイリニア型とし、本実験結果を参考にせん断変形角 0.2%時のせん断剛性低下率を 0.1 とした。解析結果は実験結果と良い対応を示しており、せん断剛性を適切に考慮することによって、本壁梁の復元力特性を評価できることがわかった。

5. まとめ

端部にスリットまたは開口を設けた変断面壁梁の片持梁形式の加力実験結果について報告し、以下の知見を得た。

- ①壁部材の短期許容せん断力相当を加力した後の残留せん断ひび割れ幅は 0.05mm 以下であった。
- ②最大耐力の実験値は RC 規準の曲げ耐力略算式による計算値と良く対応した。
- ③変断面壁梁は、ファイバーモデルによる曲げばねとせん断剛性低下率を適切に考慮したせん断ばねを用いた線材モデルでモデル化できる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999

品質や安全面のリスク低減を目的とした労務環境の可視化・分析

Visualization and Analysis of Construction Work Environment for Quality Improvement and Accident Prevention

手塚 慎一 SHINICHI TEZUKA
蓮尾 孝一 KOUICHI HASUO
建築生産計画部 戸倉 健太郎 KENTARO TOKURA
建築生産計画部 深谷 学 MANABU FUKAYA

総合建設業が施工管理を行うような比較的規模の大きい作業所における品質・安全・コスト・工期など、すべての管理項目に関する施工品質の良否は、日々変化する労務環境の影響を大きく受ける。本研究では、複数の建築工事作業所を対象に、安全関係書類に記載された情報や日々の入退場の記録をもとに、さまざまな属性情報を持つ作業員を個人レベルで識別し、その集合体としての労務環境を可視化・分析することを試みている。本研究で提案する可視化手法を用いることで、作業所のリアルタイムな情報から事前にリスクを予測する「予防型管理」への展開を目指している。

キーワード：施工体制，労務管理，入退場管理，品質確保，安全確保，可視化

In a large-scale construction site by a general contractor, performance regarding Quality, Cost, Delivery, and Safety is greatly influenced by inconstant work environment. In this study, it is tried to visualize and analyze the worker's general environment from the recognized individual characters based on safety related documents and enter-leaving data at the construction sites. With the proposed visualization technology, "preventive management" which forecasts risks using the real-time information on a construction site is objected.

Key Words: Construction Organization, Worker Management, Gate Management, Quality Control
Safety Management, Visualization

1. はじめに

総合建設業が管理する建築の作業所では、さまざまな職種の専門工事会社に所属する多くの作業員が日々入場し、工事が進められる。そのため、品質・安全・コスト・工期など、すべての施工管理項目の良否は、専門工事会社の施工体制や、そこに所属する作業員の技能などの、作業所内の労務に関する環境（以下労務環境）の影響を大きく受ける。そのような労務環境を掌握していくことを大きな目的として開発されたのが、既報¹⁾で報告を行った施工管理プラットフォーム「Foreman.net（フォアマン・ドット・ネット）」である。

本研究では、Foreman.netの運用を通して蓄積された労務データを基に、専門工事会社の労務環境を可視化する手法を提案し、労務面から波及するリスクを事前に予防する「予防型管理」への展開方法²⁾について述べる。

2. 労務環境の現状と労務の「質」の管理

近年の建設市場の縮小の影響を受け、建設業の就業者数は減少し続けている。さらに建設技能者の賃金や保険を含めた社会保障面の処遇は深刻な状況で、その結果として後継者となる若年層の入職の減少や技能者の高齢化が進んでいる³⁾。現在はベテランの高い技能に支えられているものの、数年後には技能者不足や技能レベル低下による、品質や安全への影響が懸念される状況にある。

今回報告するForeman.netの「労務環境可視化機能」では、これまで経験的に捉えてきた専門工事会社の労務環境を、客観的なグラフや数値データとして可視化・分析することが可能である。優秀な建設技能者の更なる不足が予測される一方で、今後ますます高品質な施工が要求されるとするならば、本機能を利用することで労務の「質」をマネジメントしていくことが、総合建設業にと

って重要になってくると考える。

3. 分析対象とデータ集計の方法

今回の分析では、Foreman.netを導入した13件の作業所を対象として労務データの抽出を行った。建物用途は中規模から大規模の集合住宅11件と、事務所・物流倉庫が各1件となっている。職種は、建築工事において比較的主要と考えられる躯体系5職種・仕上系5職種・設備電気系2職種の計12職種を抽出し、各職種12~19の施工体制について分析を行った。

今回の分析では、各作業所において1次会社配下の再下請会社を含む全構成会社（以下施工体制）を、さまざまな「技能レベル」や「入場情報」などの属性情報を持つ個々の作業員レベルで識別し、その集合体としての集計・分析を行っている。分析で扱う作業員のデータは、作業所に提出された作業員名簿の中から、実際に入場した作業員のものを抽出した。

4. 技能レベルの可視化と分析

(1) 技能レベルの可視化と分析

個々の作業員の技能レベルを正確に把握することは困難であるが、ここでは安全書類にも記載されている客観

的な情報である作業員の「年齢」と「職種の経験年数」が技能レベルと関係すると位置づけ、作業員の集合体である各職種の施工体制の傾向を分析した。

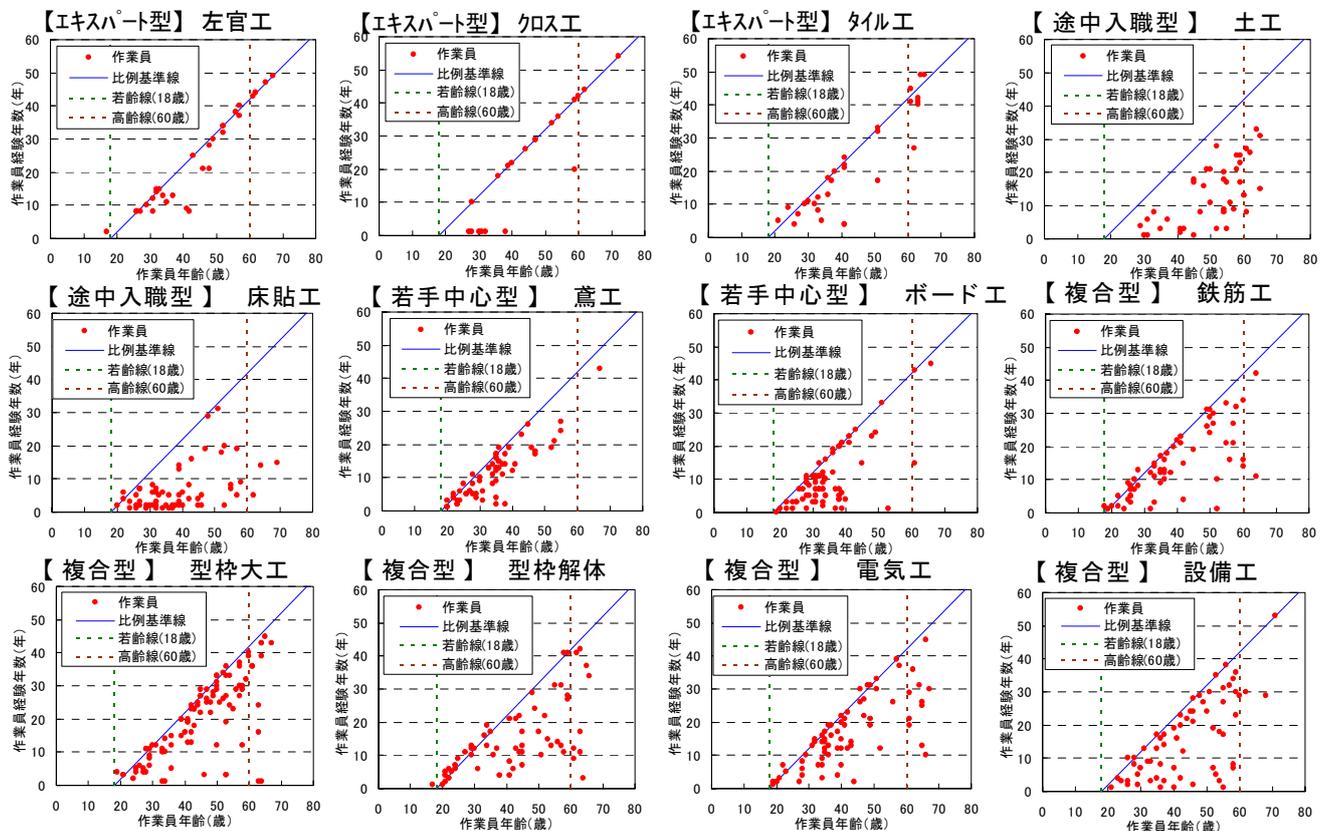
図-1に各職種の作業員の年齢と経験年数の関係における代表例を示す。グラフ中の点の一つ一つが個々の作業員を表している。可視化結果より、各職種別の代表的な傾向を大きく以下の4つの型に分類した。

a) エキスパート型

若いころから同じ職種に従事している場合、年齢に伴い職種の経験年数は増加する。そのため、図中の比例基準線に沿って作業員が集中するものを、「エキスパート型」とした。職種別には、左官工・クロス工・タイル工など、最終仕上を担う職種に多く見られた。品質や安全を確保する上で、特に高い技能を求められる職種には最も望ましい型である。

b) 途中入職型

年齢に関係なく経験年数の少ない作業員が多いものを「途中入職型」とした。職種別では、途中入職者を受け入れることが多いと考えられる土工に多く見られた。高い技能を要求される作業内容に対し、途中入職型の分布を示した場合には、注意が必要である。また、グラウト工や集合住宅の二重床やフローリング工事を担う床貼工のように、主力職種としての歴史が浅いものは、この型となる傾向がある。



※グラフには、作業員の分布状況を把握するための基準として、比例基準線・若齢線・高齢線も同時に示す。

図-1 施工体制ごとの作業員の年齢と経験年数の関係グラフ (全12職種)

c) 若手中心型

30代以下の比較的若手に作業員が集中しているものを「若手中心型」とした。職種別には鳶工、ボード工など重量のあるものを人力で動かすような職種に多く見られた。この型の場合、必然的に経験年数の少ない作業員が中心となることが多いため、傾向が極端な場合には品質に深く関わる作業や危険を伴う作業に対して、人員配置の確認などの配慮が重要となる。

d) 複合型

a)とb)の双方、時にc)の特徴をも併せ持つ型を「複合型」とした。鉄筋工、型枠大工、型枠解体工、電気工、設備工など、比較的大きな施工体制となる職種に多く見られた。各職種の作業の中には必ずしも高い技能を必要としないものも存在する。経験年数の低い作業員が含まれていることが直ちにリスクとなるとは限らないため、それぞれの作業所で求められる技能との関係を考慮する必要がある。

(2) 年齢と経験年数の関係グラフの活用事例

ここでは、年齢と経験年数の関係グラフを作業所で活用する場合の手法についてまとめる。

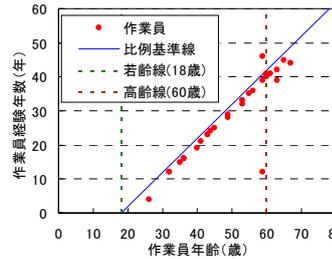
a) 職種別の代表傾向との比較（ベンチマーク手法）

今回の分析では、これまで述べてきたように職種別に代表的な型があることを確認できている。しかし当然のことながら代表的な型とは異なるものも存在する。そのため実際の作業所で、このグラフを活用する場合には、代表傾向をベンチマークとすることで、個々の作業所における労務環境の良否の判断が可能になると考えている。図-2は、多くの作業所で複合型を示していた鉄筋工と型枠大工において、エキスパート型を示した事例である。この鉄筋工について当該作業所長にヒアリングした所、優秀な作業員が集まっていたという感想をもっており、結果として品質面で非常に高い評価をうけていた。年齢と経験年数の関係グラフと技能レベルの相関を確認できた事例である。

b) 名簿上の作業員と入場済作業員の比較

実際に作業所に入場する作業員に対し、安全書類の作業員名簿登録人数は、工程上必要となる労務量の変化を見越して余裕を見ることが多い。そこで、図-3のように安全書類提出時に作成した名簿上の作業員のグラフと実際に入場した作業員のグラフを比較する活用が考えられる。鉄筋工の事例では、実際に入場した作業員がエキスパート中心であったことが把握できる。このように入場実績を考慮することにより作業所側としては、より実情に即した労務環境を把握することが可能となる。特に作業員名簿の段階でエキスパート型以外となる施工体制の

【エキスパート型】鉄筋工



【エキスパート型】型枠大工

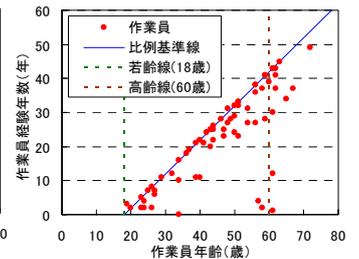
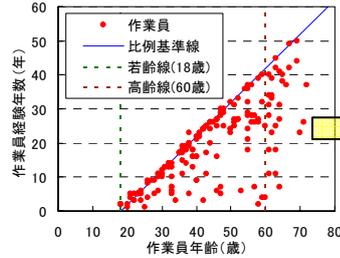


図-2 職種別の代表傾向と異なる事例

【名簿】鉄筋工



【入場済】鉄筋工

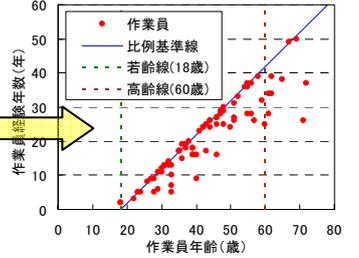
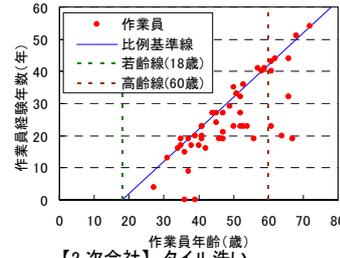


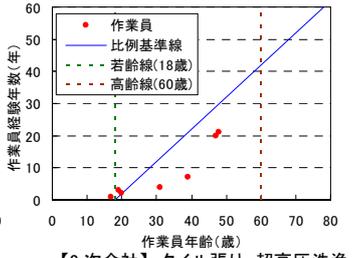
図-3 名簿上の作業員と実際に入場した作業員の比較

タイル工

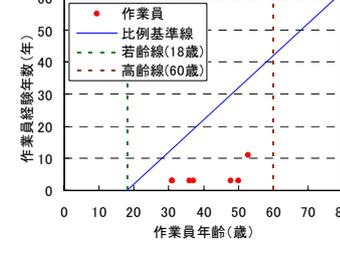
【1次会社】タイル張り, タイル目地



【2次会社】タイル目地



【2次会社】タイル洗い



【2次会社】タイル張り, 超高压洗浄

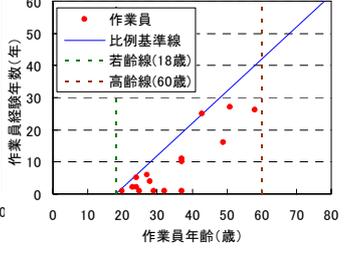


図-4 タイル工の構成会社単位の施工体制分解例

場合には、このような比較によって「作業着手前」と「作業着手後」の労務環境の変化を確認することが有効である。

c) 施工体制の構成会社ごとの分解

これまででは、1次会社配下の全施工体制をひとつの集合体として捉えた分析を行ってきたが、ここでは施工体制の構成会社ごとに分解した分析について述べる。

図-4のタイル工は、タイル張りを中心に行う1次会社の配下に、タイル目地・洗い・超高压洗浄（目荒らし）等を行う2次会社を構成した例である。構成会社が作業内容で分かれる場合や主力会社と一時的な労務を補う応援会社に分かれる場合など、このような分解は特に構成

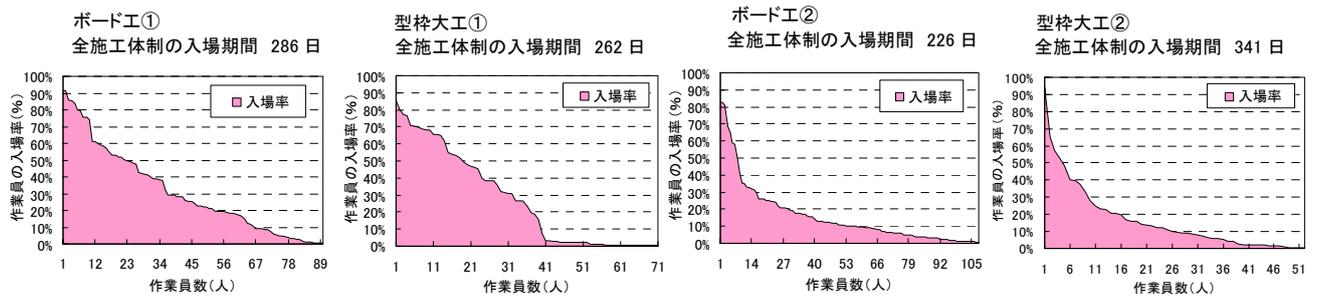
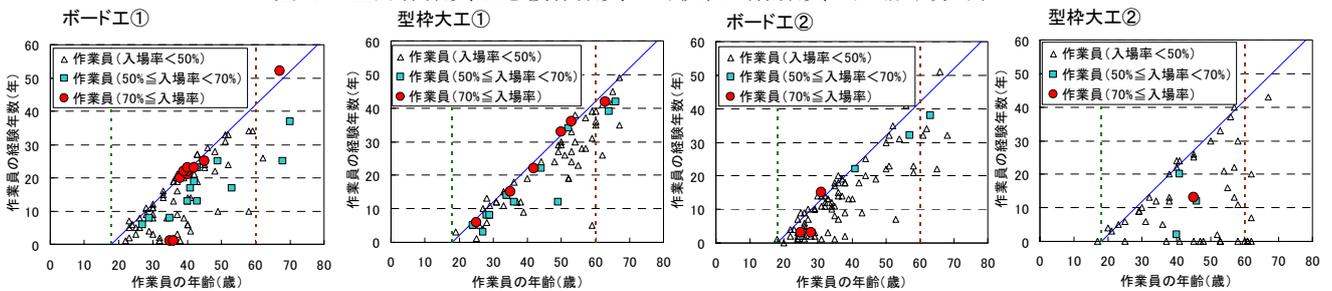


図-5 主力作業員と応援作業員の可視化（作業員の入場率分布）



※ボード工①②は同一の一次会社（施工体制の構成会社および作業員は異なる）

図-6 主力作業員の技能レベルの可視化（入場率を考慮した作業員の年齢と経験年数の関係グラフ）

会社が多く、複合型の施工体制となる時に、各構成会社の特徴をつかむ上で有効な手法である。

5. 主力と応援作業員の可視化

(1) 主力と応援の作業員

作業所内の実態として、定常的に作業所へ入場する「主力作業員」と短期的な必要人員増に応じて入場する「応援作業員」が存在し、応援の大小は管理の負荷や品質・安全に影響をおよぼす因子と考えられる。ここでは、安全書類から得られる作業員の属性情報に、入退場管理から得られる作業員の入場回数の情報を付加して表現した、主力と応援作業員の可視化手法を示す。

(2) 作業員の入場率分布

図-5は施工体制単位の主力と応援を可視化するため、施工体制として作業があった期間に対する個々の作業員の入場日数の割合を、割合が高い順に並べた「作業員の入場率分布図」で、横軸の最大値が入場作業員の総数となっている。このグラフでは、全工事期間中に同じ作業員が同じ人数で入場した場合、長方形のグラフが描かれることになる。逆に人員の増減や入れ替わりが多く、入場回数の少ない作業員（応援）が多いほど、入場率（作業員個人の入場日数/施工体制としての作業日数）が低く推移するグラフが描かれる。

図-5のボード工①と、型枠大工①（各職種左側のグラフ）を見てみると、入場率の高い作業員から低い作業員までがほぼ直線的に減少し、グラフが三角形に近い形状

となっている。一方、ボード工②と型枠大工②（各職種右側のグラフ）は、入場率の高い作業員が極端に少なく、グラフが下側にへこんだ形状となっている。作業所において工程上必要とされる労務人員の増減の影響もあるが、右側のボード工②と型枠大工②は、一部の主力作業員の下、応援作業員が入替りながら作業を行っていたと推察できる。今回の調査範囲では、右側のグラフのような入場率の少ない傾向を示す施工体制のほうが支配的であった。作業所においては工程の進捗や工法、そして天候などによっても、日々必要な人数が変化することが多いため、労務量調整の役割を果たす応援の作業員を無くすことは難しい。しかし、左側のボード工①と型枠大工①のように主力がある程度固定されている方が、指導や管理が行き届くという点で有利であり、その結果として品質・安全面のリスク低減につながる事が考えられる。そのため、このようなグラフで主力と応援の関係を、定期的に確認していくことが有効であると考えられる。

(3) 主力作業員の技能レベルの可視化

図-6は、4章で示してきた作業員の年齢と経験年数の関係グラフに、前項の入場率（作業員個人の入場日数/施工体制としての作業日数）の影響を組入れることによって、主力作業員の技能レベルの可視化を試みたものである。グラフ中の記号●や■が主力作業員、記号△が入場率50%未満の応援作業員と仮定した。図-5と図-6の上下のグラフは、同一の施工体制のデータとなっている。

図-6のボード工①とボード工②、型枠大工①と型枠大工②をそれぞれ比べると、主力作業員の数に差があるこ

とがわかる。主力の技能レベルに着目してみると、1次会社が同一であるボード工は、ボード工①の方に経験10年以上の主力作業員を多く送り出していたことがわかる。一方、型枠大工では、型枠大工①がエキスパートの作業員を主力として送り出していたのに対し、型枠大工②では途中入職の応援作業員を多く送り出していたことが読み取れる。このように、入場率の影響を組入れて作業員の年齢と経験年数の関係を見た場合、同一職種内の傾向が異なるのに加え、同一の1次会社であっても作業所によって傾向が違うものも確認できた。これには専門工事会社の労務環境だけではなく、工期・工法・コストといったさまざまな生産プロセスの要因も影響していると考えられる。

(4) 工法により労務が安定した事例

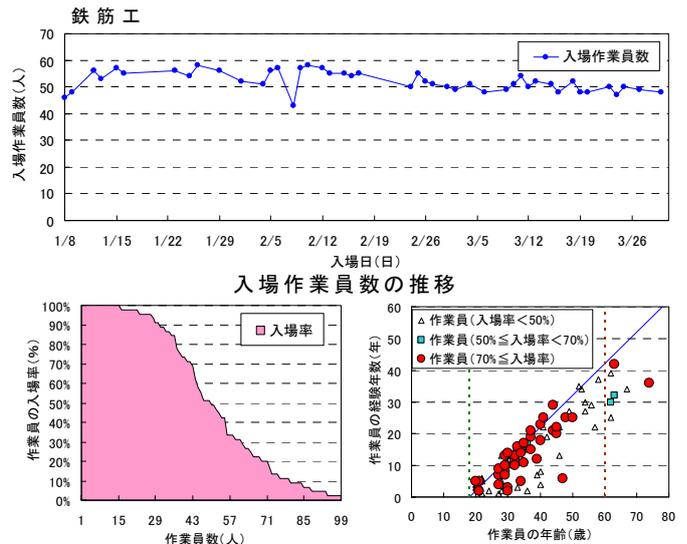
図-7に安定した労務環境を工法で実現した例として、上部躯体工事においてシステム化工法（DOC工法：多工区同期化工法⁴⁾）を採用した作業所での労務環境の可視化事例を示す。ここで利用した作業員のデータは、システム化工法を採用した約3ヶ月間に従事した鉄筋工を抽出したもので、該当期間においてタワークレーンのクライミング等で、サイクル工程の調整日となった日のデータは省いている。

このシステム化工法は、製造業における流れ作業のように、毎日分割した工区間を作業員が移動し、同じ作業を繰り返しながら躯体を構築していくものである。図-7の入場作業員数のグラフを見てもわかるように、期間全般にわたり労務量が安定している。また作業員の入場率分布を見ても、図-5のものと比較すれば、約半数以上が入場率50%を超えており、人員固定が図られていた状況が確認できる。主力作業員の技能レベルの可視化のグラフでは、エキスパートの人材が送り出されている様子を見ることができる。このような結果は、専門工事会社にとって急な応援要求に応じて労務を調達するような場合と比べ、日々の必要労務が安定し、作業内容も明確であることが、計画的な人員配置を可能とし、技能レベルの高い作業員を安定的に配置しやすいことの現れであると推察する。このような生産プロセスの改善は、労務環境の改善に大いに貢献すると考えられる。

6. 労務環境可視化機能を用いた予防型管理

(1) 労務環境可視化機能の展開と予防型管理

今回示した可視化手法は、Foreman.net上で図-8に示すWEB画面やEXCEL帳票によりタイムリーに活用可能な環境を構築して作業所へ提供している。さらに、この



作業員の入場率分布 主力作業員の技能レベルの可視化
図-7 工法により労務が安定した事例

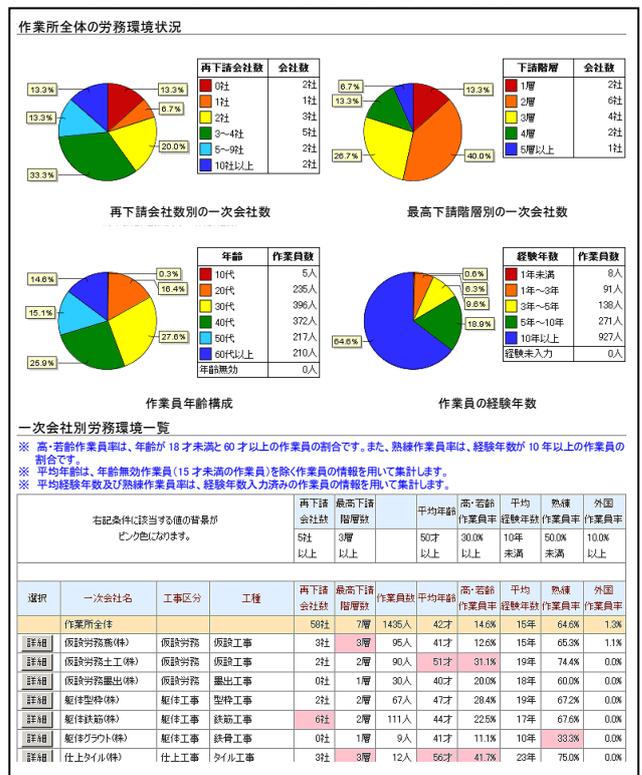


図-8 労務環境可視化機能 WEB 画面例

環境は作業所だけでなく元請の管理部門や専門工事会社（自身が関係する施工体制の範囲内）にも Foreman.net 上で公開し、労務環境の情報を共有できる仕組みとしていく。多くの作業所を統括管理する元請の管理部門であれば、複数の作業所の労務環境を横断的に把握することで、品質や安全に対する施策などへの展開が期待できる。また、実務に従事する専門工事会社が、自身の施工体制における労務環境の問題に気づき、自らの労務環境を改善することができれば、元請からの一方的な労務環

境の是正指示があるだけの場合に比べ、労務環境がおよぼすリスクを低減できる確率が高くなると考える。

以上のように、安全書類や入退場の情報を利用して「施工着手前」および「施工中」に専門工事が組む施工体制のポテンシャルや技能レベルを把握し、専門工事会社との協議により管理のポイントを明確にすれば、少なからず施工中の品質・安全面におけるリスクを減少させることができると考えている。施工させたものを検査し修正させるという「結果の管理」が主体となっている建設業にとって、これまで述べてきたような「予防型管理」は、品質や安全面の向上のみならず生産性の向上にもつながると考えている。

(2) 技能レベルの評価に関する課題

4章での可視化結果と、作業所の歩掛りや専門工事会社の品質・安全成績との検証を部分的に行ったが、今のところエキスパート型の施工体制の歩掛が高いといった、明確な相関は発見できていない。これは、図-9に示すように生産プロセスにおいて、工期やコスト、選定工法など施工結果に影響する与条件が多岐に渡り、かつ互いに影響しあう複雑な関係にあるためと考えられる。しかし、優秀な作業員が安定的に作業所に配置されている方が品質や安全面で有利であることは間違いのないことで、今回示した可視化手法を用いて、これまで把握が困難であった労務環境の一部を評価するための環境を構築できたことは、大きな前進と考えている。これからは、工期やコストの条件と同様に、事前に専門工事会社の労務環境を把握して対処（管理）していくことが、労務の「質」を向上させる上で重要だと考える。さらに、施工完了後のデータを数多くフィードバックさせることで、作業所規模や地方性などといった特性も反映させ、可視化可能な情報と実際の「技能」とのギャップを少しずつ埋めていく努力が必要であると考えている。

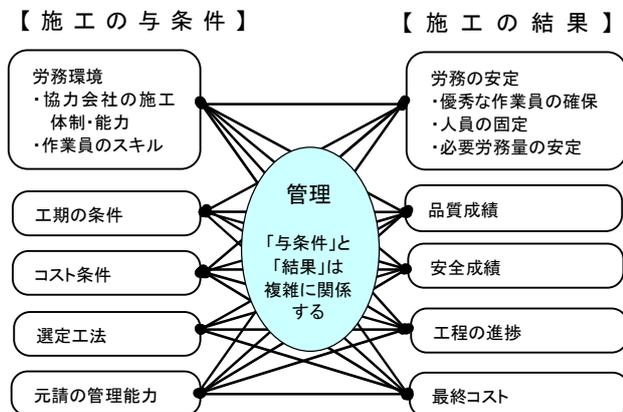


図-9 生産プロセスにおける与条件と結果の関係

7. おわりに（結び）

本研究で示した予防管理のための手法を以下にまとめる。

- ① 作業員の技能レベルが個人の年齢と経験年数に仮定すると仮定し、その集合体として各職種の施工体制を分析することにより、各職種の労務環境の特性を適性に評価する手法を提案した。
- ② 個々の作業員の情報に日々の入場実績の情報を組入れことで、主力作業員と応援作業員の可視化手法を提案した。
- ③ システム化施工を採用した事例に、これらの手法を用いることで労務環境の改善状況を可視化できることを示した。

先の東日本大震災の影響や、建設業が長く抱えている作業員の高齢化や後継者不足などの問題が深刻化した場合、今後労務環境から波及するリスクは一層大きくなっていく可能性がある。総合建設業としては、今回提案した可視化手法などにより、作業所内の労務環境を適正に評価し、リスクを最小化する「予防型管理」を実現していくことが、品質や安全確保のうえでますます重要になってくると考える。そのため、さまざまな分析を通して、複雑に絡み合う生産プロセスの与条件と結果の関係を紐解き、「予防」の精度を上げていく必要がある。

謝辞：本研究を行うに当たり芝浦工業大学蟹澤宏剛教授に貴重なアドバイスをいただきました。また分析作業で協力いただきました芝浦工業大学蟹澤研究室（当時）の穂積里奈氏、浜野瑠美氏、長沢克紀氏をはじめとする関係諸氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大鐘大介, 手塚慎一, 戸倉健太郎 ほか: 施工管理プラットフォーム「Foreman.net」の開発, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.6, pp.179-184, 2008.11
- 2) 手塚慎一, 蟹澤宏剛, 戸倉健太郎 ほか: 総合建設業の建築工事作業所における労務環境に関する研究 作業員個人の集合体として捉えた労務環境の可視化と分析, 建築生産シンポジウム, Vol.27, pp.85-92, 2011.7
- 3) 蟹澤宏剛, 秋山哲一, 岩松準: 技能労働者の処遇に関する研究, 日本建築学会計画系論文集, Vol.74, No.640, pp.1419-1424, 2009.7
- 4) 戸倉健太郎: DOC (ワンデイワンサイクル) 工法の展開と進化, 建築技術, pp.68-75, 2010.4

初期高温履歴による超高強度コンクリートの 強度・自己収縮特性の不連続な変化とその機構

Mechanism of Discontinuous Change on Strength and Autogenous Shrinkage Properties of Ultra-High-Strength Concrete under Early Heat Curing

松田 拓 TAKU MATSUDA
蓮尾 孝一 KOICHI HASUO

ポルトランドセメントにシリカフェームを混入した結合材による超高強度コンクリートおよびペーストを、初期高温履歴の最高温度 (T_{max}) を変化させた条件で養生し、圧縮強度、自己収縮ひずみ、一軸拘束応力、反応生成物量を測定した。その結果、超高強度硬化体の生成プロセスは特定の閾値温度で不連続に変化することが明らかとなり、過去に提案した「強度・自己収縮の予測式を T_{max} の範囲で使い分ける方法」の物理化学的妥当性を示すことができた。また、既往の研究と併せその機構を考察した。

キーワード：超高強度、初期高温履歴、圧縮強度、自己収縮ひずみ

Ultra-High-Strength concrete and paste using low-heat portland cement and silica fume was subjected to thermal histories with different maximum temperatures " T_{max} " in early age and their properties such as strength, autogenous shrinkage, uni-axial restraint stress, and hydration products were measured. The followings were obtained; 1) There exist the specific temperature T_{max} which characterize the discontinuity of the hydration process changes, 2) Using the proposed different two equations for T_{max} ranges to estimate strength and autogenous shrinkage is physicochemically valid. Also, comparing these test results with previous studies, the mechanism of discontinuous change was discussed.

Key Words: Ultra-High-Strength, Early Heat Curing, Compressive Strength, Autogenous Shrinkage

1. はじめに

コンクリート強度が高いほど、構造物の高層化、大スパン化、あるいは部材断面を縮小しての空間有効活用などの効果が期待できる。一般に、コンクリート強度を高めるには水結合材比 (W/B) を低下させることが有効であり、ポルトランドセメントに高純度の非晶質シリカ質微粉末 (シリカフェーム) を混合した結合材により $W/B = 0.15$ 程度の超高強度コンクリートが製造可能である¹⁾。昨今、国内の建築分野ではより低い W/B (≤ 0.13 程度) の $200 \sim 300 \text{ N/mm}^2$ 級の超高強度コンクリートが実用化されており²⁾³⁾、当社においても同様な強度レベルの超高強度コンクリートの開発を進めている。超高強度コンクリートの圧縮強度や自己収縮・クリープ特性については、初期材齢時の水和反応に伴う温度条件 (以下、初期高温履歴という。) の影響が非常に大きいことが、これ

までの筆者らの研究⁴⁾をはじめ明らかにされている⁵⁾。既報⁶⁾⁷⁾において、筆者らは超高強度コンクリートの圧縮強度 (以下、強度という。) と自己収縮ひずみ (以下、自己収縮という。) が初期高温履歴の最高温度 (以下、 T_{max} という。) が高いと著しく増進する事実を示し、構造体コンクリートの強度管理やひび割れ検証ではそれらの予測式を $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ と $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ で使い分ける方法を提案した。この提案において、筆者らは超高強度硬化体の生成プロセスは特定の温度条件で変化することを推論した。この推論が検証されその機構が解明されれば、既報⁶⁾⁷⁾の提案に物理化学的理由を与えるだけでなく、新材料の開発やメカニズムに立脚した反応モデルの構築、あるいはコンクリート構造物の安定性や耐久性の長期予測に資する非常に重要な知見となる。

本稿は、上記推論を検証すべく実施した検討の一部である。過去の研究で 200 N/mm^2 級の構造体強度発現を確

表-1 実験の要因と水準

	試料	測定項目	試験体仕様もしくは分析試料の前処理条件	温度履歴の与え方	T_{max} [°C]
実験-1	ペースト	圧縮強度 [N/mm ²]	φ50mm×100mm円柱	温度可変制御槽を使用	20, 45, 60, 90
		自己収縮ひずみ [$\times 10^{-6}$]	□100mm×100mm×400mm角柱		
		Ca(OH) ₂ 含有量 [wt%]	圧縮試験後の試料を粉砕・分級		
		結合水率 [wt%]			
実験-2	コンクリート	自己収縮ひずみ [$\times 10^{-6}$]	□100mm×100mm×400mm角柱	厚みの異なる断熱材で覆う	24, 36, 48, 58
		一軸拘束応力 [N/mm ²]	□100mm×100mm×1500mm角柱, 拘束器具は異形棒鋼D16		

認した超高強度コンクリート⁸⁾とそのペースト試料に T_{max} の異なる初期高温履歴を与え、①強度・自己収縮・一軸拘束応力といった物理特性の時間変化に加え、②ペースト試料の結合水率と水酸化カルシウム含有量の時間変化を確認した。その結果から、異なる T_{max} 条件における超高強度硬化体の生成プロセスを検証し、これが強度・自己収縮特性に及ぼす機構を考察した。

2. 実験計画および手順

(1) 実験概要および実験シリーズごとの目的

実験の要因と水準を表-1に示す。実験は2シリーズ実施した。実験-1では、ペースト試料に T_{max} の異なる初期高温履歴を与え、若材齢から長期材齢にかけ強度・自己収縮・Ca(OH)₂含有量・結合水率を測定した。実験-2では、実験-1のペーストに骨材を加えたコンクリート試料に T_{max} の異なる初期高温履歴を与え、自己収縮および鉄筋拘束(一軸拘束)時の挙動を確認した。実験-1の目的は、「特定の温度条件下で反応プロセスが変化する」推論とその機構を反応生成物の変化から検証・考察することである。実験-2には、研究開発目的のひとつである「異なる初期高温履歴条件下での自己収縮応力」を直接確認することと、初期高温履歴条件下の拘束ひずみ挙動から実験-1の考察を間接的に検証する目的がある。

実験-1, 2ともに、自己収縮は十分硬化した試験体の線膨張係数(ペースト: 14.0, コンクリート: 10.0[μ

表-2 使用材料

名称および種類		物性
結合材 (B)	低熱ポルトランドセメント(L)	密度: 3.24g/cm ³ , 比表面積: 3300cm ² /g, C ₂ S: 55%
	早強ポルトランドセメント(H)	密度: 3.13g/cm ³ , 比表面積: 4550cm ² /g, C ₃ S: 66%
	シリカ質微粉末(SF)	表乾密度: 2.25g/cm ³ , 比表面積: 10.2m ² /g, SiO ₂ :
細骨材 (S)	フェロニックケルスラグ	表乾密度: 2.90g/cm ³ , 吸水率: 0.76%, F.M.: 2.2
粗骨材 (G)	硬質砂岩1305	表乾密度: 2.66g/cm ³ , 吸水率: 0.84%, 最大寸法: 13mm
化学混和剤	高性能減水剤(SP)	ポリカルボン酸系
	消泡剤(NonAE)	ポリオキシアルキレンアルキルエーテル系

表-3 調合条件

種類	W/B	単位量[kg/m ³]					目標空気量 [%]	
		W	B			S		G
			L	H	SF			
ペースト	0.13	273	1470	209	420	0	0	2.0
コンクリート		150	808	115	231	366	851	1.5

[°C])を別途確認し、全ひずみから温度ひずみを差し引き求めた。線膨張係数を一定値として算出した自己収縮の考え方については、3.(6)で説明を加える。

(2) 使用材料および実験水準

使用材料を表-2に、調合条件を表-3にそれぞれ示す。結合材には、低熱ポルトランドセメントとシリカ質微粉末と早強ポルトランドセメントを質量比7:2:1で混合したものを使用した。実験-1, 2ともに水結合材比W/Bは0.13である。本研究で使用したシリカ質微粉末は、JIS A 6207に規定されたシリカフェームと比べBET比表面積が小さいが、SiO₂含有量は同等以上である。細骨材はフェロニックケルスラグ細骨材を、粗骨材には茨城県桜川産硬質砂岩砕石(6号)を使用した。化学混和剤にはポリカルボン酸系の高性能減水剤を使用した。 T_{max} の水準は実験-1では20, 45, 60, 90°Cとし、実験-2では24, 36, 48, 58°Cとした(表-1)。

(3) 試験体の作製と養生方法および試験材齢

実験-1における圧縮強度測定用の試験体は円柱供試体(φ50×100mm)とした。実験-1, 2ともに、自己収縮測定用の試験体は角柱(□100×100×400mm)で、中心部に熱電対内蔵型の埋込み型ひずみ計を設置した。実験-2における一軸拘束応力測定用の試験体は、「コンクリートの自己収縮応力試験方法⁹⁾」を参考に試験体寸法

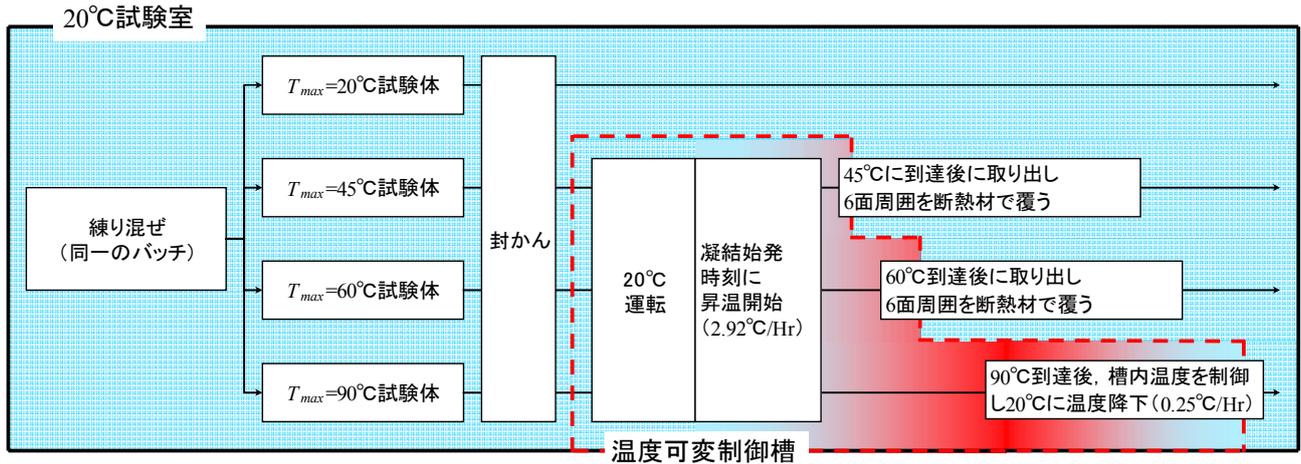


図-1 実験-1のフロー及び試験体の養生条件

は $100 \times 100 \times 1500\text{mm}$ 、拘束器具は異形棒鋼D16とした。実験-1, 2ともに、各試験体は打設後に直ちに封かんした。以下、試験体に初期高温履歴を与えた手順を実験-1, 2ごとに記述する。

実験-1における各試験体の養生条件を図-1に示す。

$T_{max}=45, 60, 90^\circ\text{C}$ の試験体はあらかじめ 20°C に制御された温度可変制御槽の槽内で養生し、凝結始発時刻に 2.92°C/hr で昇温を開始した。 $T_{max}=45, 60^\circ\text{C}$ の試験体は所定温度到達時点で取り出し6面周囲を断熱材で覆った。 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ の試験体は取り出さず、 90°C 到達後に槽内温度を 0.25°C/hr で下げた。いずれの試験体も温度降下後は 20°C 一定の雰囲気温度に存置した。 $T_{max}=20^\circ\text{C}$ の試験体は、雰囲気温度 20°C の室内で養生した。

実験-2では、自己収縮試験体と鉄筋拘束試験体を一組とし、 20°C に調節した室内に一組みずつ、試験体と同じコンクリートで作製した $\phi 100 \times 200\text{mm}$ 円柱供試体と一緒に、厚さの異なる断熱材(0, 50, 100, 400mm)で6面周囲を覆うことで発熱させた。断熱材の厚さと円柱供試体の数を調節することで容器ごとの T_{max} に差を与えた。各試験体の温度は中心部に埋め込んだ熱電対で測定した。実験-1の強度試験材齢は0.8 ~ 1.6, 5, 14, 28, 47, 91日、自己収縮の測定は材齢240日まで実施した。実験-2の自己収縮測定は、材齢91日まで実施した。コンクリートに作用する拘束応力は、鉄筋に貼ったひずみゲージで測定した鉄筋応力を鉄筋とコンクリートの断面積比で換算し求めた。

(4) 分析試験

結合水率は、圧縮試験後のペースト硬化体の破片(ジョークラッシャー粉砕後に2.5-1.2mmに分級)約160gについて 105°C 乾燥で恒量までの質量変化から求めた未蒸発水量の結合材質量に対する百分率とした。 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 含

有量の測定は、圧縮試験後の破片を粉碎・分級(2.5-1.2mm)した試料をアセトンで水和停止後にD-乾燥¹⁰⁾した試料を用い、示差熱分析(TG-DTA)を実施した。 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 含有量は、未蒸発水量を含めたペースト硬化体質量に対する $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 質量の百分率として求めた。

3. 実験-1の結果および考察

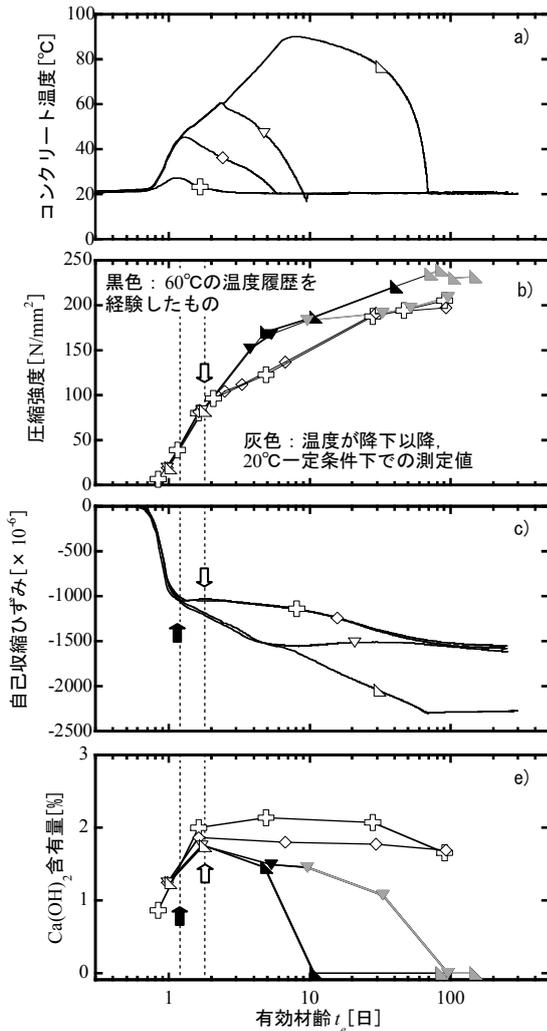
(1) 強度・自己収縮・ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 含有量の測定結果

コンクリート温度、強度、自己収縮、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 含有量の測定結果と有効材齢との関係を図-2(1)に示す。

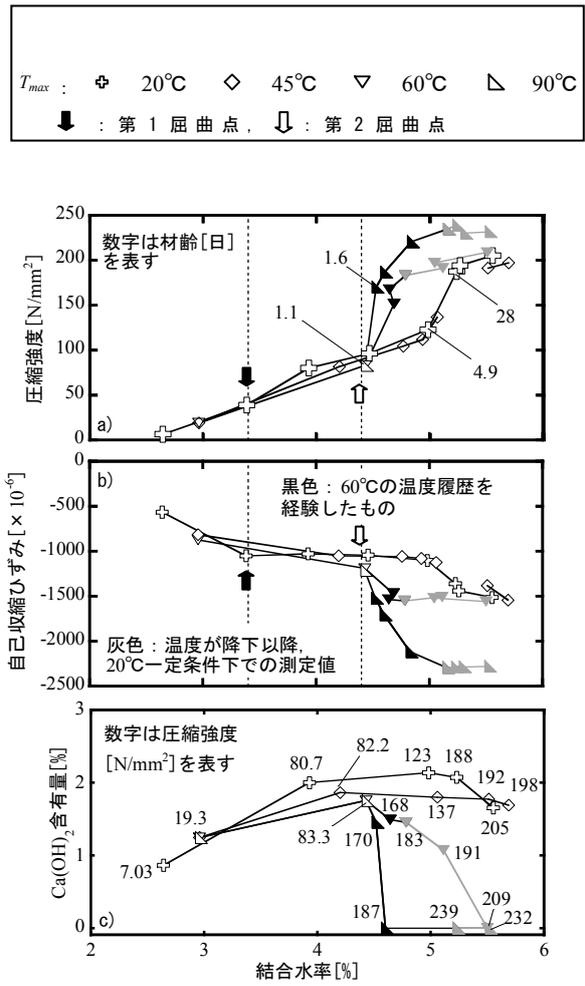
ペーストの強度・自己収縮増進特性への初期高温履歴の影響は、既報^{6),7)}と同様であった。すなわち、

- ①強度・自己収縮と有効材齢との関係は、初期材齢においては温度条件によらず、それぞれ同一の関係にある(同一の曲線上にある)。
- ②強度は約 55°C 、自己収縮は約 45°C を超えた付近で著しく増進し、それ以降、有効材齢との関係は $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ 条件と $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ 条件それぞれで同一の曲線となる。
- ③ $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ 条件の強度・自己収縮増進は、温度降下以降に停滞する。

次に $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 含有量みると、 $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ 条件の結果は若材齢から長期材齢にかけおおむね同等である。一方、 $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ 条件の結果は強度・自己収縮が急激に増進するときに減少することから、この付近でシリカ質微粉末のポゾラン反応が活発になるとわかる。また $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ 条件において、高温で強度・自己収縮が増進した以降の結果は、強度・自己収縮が同等であっても $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ 条件よりも $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 含有量は少ない。換言すれば、 $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ 条件と $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ 条件とでは、強度・自己収縮が同等であっても反応生成物の構成比率が異なる。このことから、冒頭の推論「超高強度硬化体の生成プロセスが特



(1) 有効材齢との関係



(2) 結合水率との関係

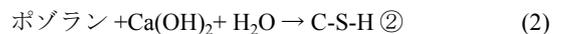
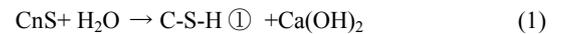
図-2 諸物性値の測定結果 (実験-1)

スが特定の温度条件で不連続に変化する」ことがわかった。

また、 $T_{max}=60^\circ\text{C}$ の $Ca(OH)_2$ 含有量は温度が降下以降緩やかに減少するのに対し、 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ 条件の $Ca(OH)_2$ 含有量は温度が降下以前に 0 となり、それ以降変化しない。この結果から、高温条件で活発に行われるポズラン反応は、温度が降下することで停滞すると考えられる。その結果として、 $T_{max}=60^\circ\text{C}$ 条件と $T_{max}=90^\circ\text{C}$ 条件においても、温度が降下した以降では強度・自己収縮が同等であっても反応生成物の構成比率は異なっている。温度が降下することで反応が停滞する理由については、今後の検討課題とする。

次に、 $Ca(OH)_2$ 含有量と強度・自己収縮特性の変化との関係を見る。セメントの水和反応による $Ca(OH)_2$ 生成とポズラン反応による $Ca(OH)_2$ 消費は、いずれも水を必要とする反応であり、結合水率の増加を伴う¹¹⁾。ここで、C-S-H (けい酸カルシウム水和物) を「セメントの水和反応で生成される C-S-H ①」と「シリカ質微粉末

のポズラン反応で生成される C-S-H ②」と区別し定義すると、それぞれの反応は式 (1)(2) で説明される。



ここに、CnS : エーライトもしくはビーライト、
H₂O : 水

既往の研究において、1) $Ca(OH)_2$ 結晶粒子は収縮を妨げ、これがポズラン反応により消費されると収縮が増進すること^{12), 13)}、2) C-S-H ①に比べ C-S-H ②は比表面積が大きく緻密であり、強度に対して大きく寄与すること¹⁴⁾が指摘されている。これらの知見より、 T_{max} が高温条件で強度・自己収縮が著しく増進する理由として、著しいポズラン反応による $Ca(OH)_2$ の体積減少とそれに伴う C-S-H ②の生成が考えられる。

(2) エトリンガイトによる自己収縮の拘束

図-2(1)において、 $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ の場合の自己収縮には、既往の研究¹⁵⁾で指摘される「収縮が一旦終了する点(第1屈曲点, 黒矢印)」と、「再び収縮が始まる点(第2屈曲点, 白矢印)」がみられた。第1~第2屈曲点にかけては、エトリンガイトの生成による成長圧でペーストの収縮が拘束され自己収縮が停滞する時期であり、第2屈曲点はエトリンガイトがモノサルフェートに転化あるいは溶解し再び自己収縮が増進し始める時点と説明されている。 $T_{max} \leq 45^\circ\text{C}$ 条件と $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ 条件との分岐点は、自己収縮・強度・ Ca(OH)_2 含有量いずれも第1屈曲点もしくは第2屈曲点となっていることから、強度・自己収縮の増進と Ca(OH)_2 含有量の変化(ポズラン反応の進行)に、エトリンガイトの存在が関与することが考えられる。例えば、 $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ 条件の自己収縮は、第1屈曲点以降では一時的に拘束されることなく(第2屈曲点がみられること無く)増進する。この理由は、高温になると不連続的な物理化学的変化が起こり、その結果エトリンガイトのペースト拘束効果が失われると考えることができる。

(3) 結合水率と諸物性値との関係

強度・自己収縮および Ca(OH)_2 含有量と結合水率との関係を図-2(2)に示す。図中には、図-2(1)に見られた第1, 第2屈曲点の時点と併記している。各測定値と結合水率との関係への T_{max} の影響は、各測定値と有効材齢との関係と同様であった。すなわち、

①強度・自己収縮・ Ca(OH)_2 含有量と結合水率との関係は、注水直後から第2屈曲点までは温度条件によらずおおむね同一の関係にある。

②第2屈曲点で、 $T_{max} \geq 60^\circ\text{C}$ 条件の強度・自己収縮は著しく増進し、 Ca(OH)_2 含有量は減少する。

本実験結果で注目する点は、②の変化が「非常に短期間に結合水率がほとんど増加することなく」起こる事実である。 $T_{max}=90^\circ\text{C}$ の結果を例にとると、材齢 1.1 → 1.6 日で $83.3 \rightarrow 170\text{N/mm}^2$ の変化に対し、結合水率の変化は $4.43 \rightarrow 4.52\%$ でしかない。強度・自己収縮といった物理特性が増進するためには相応の水が必要との前提に立てば、 $45 \sim 60^\circ\text{C}$ にある特定の温度を閾値として、何らかの形で系に水を供給する物理化学的変化が起こっていると考えることができる。この物理化学的変化をきっかけに、ポズラン反応が活発に行われる。

(4) 閾値温度における物理化学的変化

本稿では、 $45 \sim 60^\circ\text{C}$ の間にある閾値温度で起こっていると考えられる不連続な変化の理由に、温度によるエト

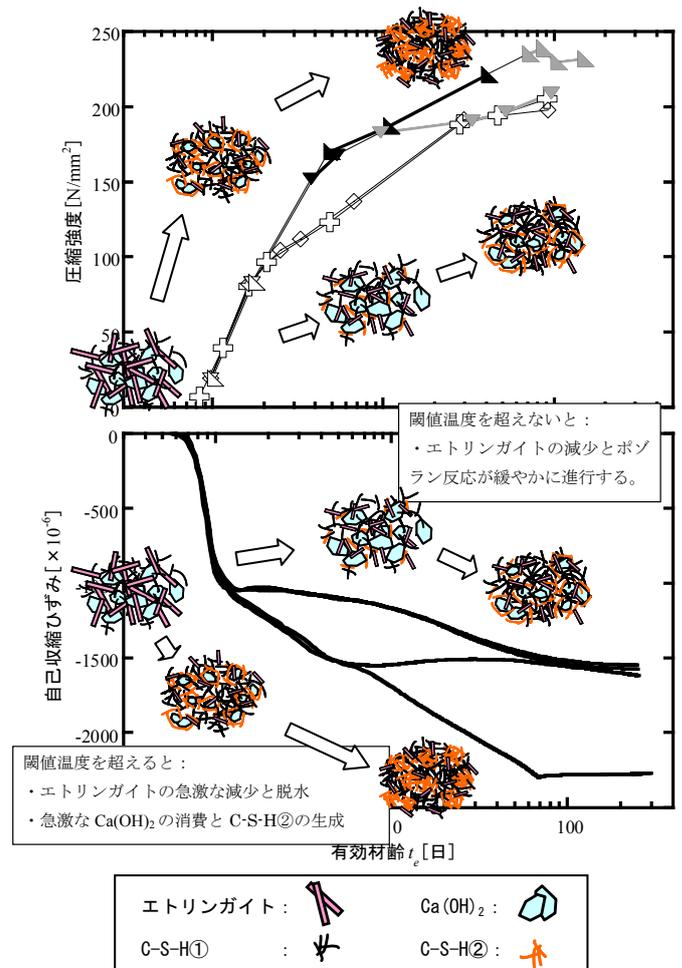


図-3 閾値温度を越えたときの反応機構(模式図)

リンガイトの変化を考える。何故なら、エトリンガイトは1分子中に有する多量の水が高温条件で容易に脱水される性質を持つ¹⁶⁾からである。閾値温度におけるエトリンガイトの脱水をきっかけに、放出された水が反応に使われることとペーストの機械的拘束が緩和されることで、ポズラン反応が進行すると考えれば、これまでの考察に矛盾しない。以上より、閾値温度を超えたときに強度・自己収縮が増進する機構は次のように説明できる。

- ①エトリンガイトが脱水しポズラン反応が活発化する。
- ②緻密で比表面積の大きいポズラン由来のC-S-H②が生成され空隙を充填するため、強度が増進する。
- ③エトリンガイトと Ca(OH)_2 結晶粒子の減少によるペースト拘束効果の緩和で、自己収縮が増進する。

図-3は、上記を模式化したものである。また、式(2)の反応では Ca(OH)_2 からの水(H_2O)の供給も考えられる。本稿の結合水率は、乾燥法で測定した蒸発水量と調合上の水量との差から求めている。すなわち、C-S-H②生成時に Ca(OH)_2 から水が供給されても測定上結合水量は増加しない。つまり、C-S-H②が多量に生成する系では測定される結合水の増加量はC-S-H①生

成時に比べ少なく、閾値温度での反応で結合水量の増加量が少なくなるもうひとつの理由と考えられる。

(5) Ca(OH)₂ 含有量と自己収縮変化との関係

自己収縮は「時間とともに様々な反応生成物が生成する過程で、空隙を含めそれらが相互作用しつつ3次元的に組み合わせることで硬化体の構造が形成される際の、全体の体積変化から定まるひずみ」である。したがって、各反応性生物の体積変化を単純に足し合わせることで自己収縮を評価出来ない。しかし、閾値温度に達した直後（例えば前述した図-2の $T_{max}=90^{\circ}\text{C}$ 条件の材齢 1.1→1.6 日）のように非常に短期間で急激な自己収縮の増進に限定すると、Ca(OH)₂ の体積減少が自己収縮の支配的要因となることが考えられる。そこで、本来の自己収縮の現象を限定的に捉えることは承知の上、実験結果において Ca(OH)₂ の体積変化からペースト硬化体のひずみ変化を仮定し、自己収縮の急激な増進との対応を確認する。

Ca(OH)₂ のペースト硬化体中の質量比 M_{CH} [%] を体積比からひずみ量に換算することで、ペースト硬化体中の Ca(OH)₂ に起因するひずみ ϵ_{CH} [$\times 10^{-6}$] を式 (3) により算出した。

$$\epsilon_{CH} = \frac{M_{CH}}{100} \times \frac{1}{\rho_{CH}} \times \frac{1}{3} \quad (3)$$

ここに、 ρ_{CH} : Ca(OH)₂ の密度 (=2.24 [g/cm³])

なお、空隙を含んだ Ca(OH)₂ 以外の要因より定まるひずみを ϵ_X [$\times 10^{-6}$] と定義し、自己収縮 ϵ_c [$\times 10^{-6}$] を式 (4) で与えた。

$$\epsilon_c = \epsilon_{CH} + \epsilon_X \quad (4)$$

ϵ_c から ϵ_{CH} を差し引いた ϵ_X の結果について、有効材齢および結合水率との関係を図-4に示す。図中のプロットは、60℃の温度履歴（すなわち閾値温度）を経験し、かつ温度が20℃に降下以前の結果を「塗りつぶし」、温度降下以降の結果を「灰色」で示している。 $T_{max} \geq 60^{\circ}\text{C}$ 条件の60℃を経験前後の変化（白抜き→塗りつぶし）をみると、そのときに見られる自己収縮の急激な増進によるギャップが解消されている（図中の破線で囲った箇所）。これより、閾値温度に達した時点のごく短期間に限定すると、ポゾラン反応による Ca(OH)₂ の急激な減少による体積変化は自己収縮の増進量と同等とわかった。本結果は、Ca(OH)₂ がペーストを拘束していることを裏付けるものと考えられる。

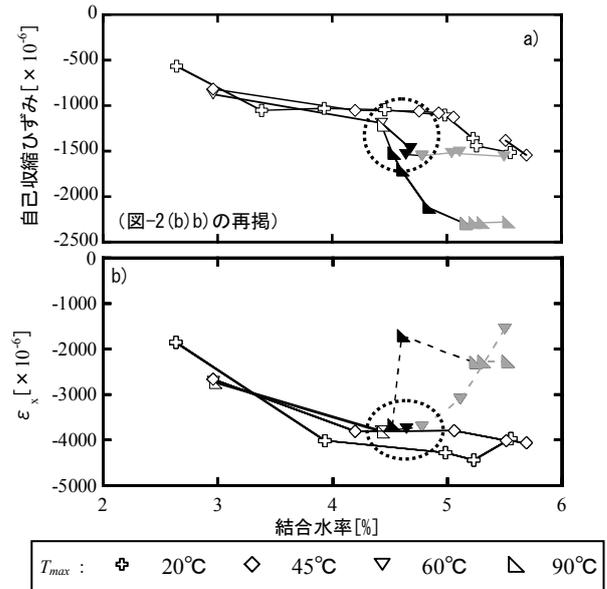


図-4 Ca(OH)₂ 量変化の自己収縮への影響

なお、3 (1) で記述したように、 $T_{max}=60^{\circ}\text{C}$ 条件と $T_{max}=90^{\circ}\text{C}$ 条件において、温度降下以降の範囲では、強度・自己収縮が同等であっても反応生成物の構成比率は異なる。そのため、60℃を経験した直後より後の結果（図-4 b)の破線部分）が $T_{max}=60^{\circ}\text{C}$ および 90°C 条件と同じにはならないと考えられる。

(6) 線膨張係数を一定値として求めた自己収縮

線膨張係数は材齢に伴い変化する物性であり、自己収縮の厳密な評価にはこれを考慮する必要があること¹⁷⁾が指摘されている。また、自己収縮を線膨張係数の時間変化を考慮して算出した場合でも、高温条件で急激に増進することが他の研究¹⁸⁾においても報告されている。一方、既報⁷⁾および本稿では、線膨張係数を一定値として自己収縮を求めている。このデータ整理方法では、自己収縮ひずみと温度ひずみを厳密には分離できていない。本節では、線膨張係数を一定値として算出した自己収縮の考え方について記述する。

まず、20℃一定条件と $T_{max}=65^{\circ}\text{C}$ の初期高温履歴条件で超高強度硬化体の線膨張係数の時間変化を実測した既往の研究¹⁹⁾をみると、自己収縮は $T_{max}=65^{\circ}\text{C}$ 条件において、50℃を超えたあたりから、a)線膨張係数を一定値として算出した場合、b)線膨張係数の実測値を用いて算出した場合、のいずれも増進することが報告されている。これより本研究では、線膨張係数を一定値として自己収縮を算出した場合でも、着目する不連続な変化（自己収縮の急激な増進）について、少なくともそれが起こる時期や温度条件を評価することは可能と考えている。

また、冒頭に記述した推論すなわち「特定の温度条件で超高強度硬化体の生成プロセスが変化する」を実験的に検証するには、同じバッチより採取した複数の試料に T_{max} の異なる温度履歴を与え、初期から長期にかけ「特定の指標」を連続的に観察する必要がある。全ての試験体において、線膨張係数を時間変化させずに同一の値として算出した（温度ひずみを同一の条件で仮定し差し引いた）自己収縮には、この「特定の指標」としての意義があると考えている。ここで先に引用した研究¹⁹⁾をみると、高温条件において、線膨張係数に実測値を用いて算出した自己収縮が急激に増進するときに線膨張係数も変化している。一方、本稿の実験においては、線膨張係数を一定値として算出した自己収縮の増進速度が閾値温度を境に変化している。これらは、厳密には「閾値温度を境に自己収縮と線膨張係数の両方の時間変化特性が変化する」ことを意味すると考えられる。これはすなわち、前述の推論「特定の温度条件で超高強度硬化体の生成プロセスが変化する」を裏付けるものと考えられる。本研究では、線膨張係数を一定値として自己収縮を算出することで反応プロセスを連続的に観察でき、これが閾値温度を境に変化することを認識できたと考えている。

4. 実験-2の結果および考察

(1) 自己収縮と拘束応力

温度、自己収縮、拘束応力の測定結果を有効材齢で整理した結果を図-5に示す。各試験体の T_{max} 実測値は24, 36, 48, 58℃となった。自己収縮と拘束応力の変化は対応しており、両者とも $T_{max}=24, 36℃$ の場合と $T_{max}=48, 58℃$ の場合とで増進の傾向が分かれる。すなわち自己収縮応力も強度・自己収縮と同様の閾値温度で著しく増進する。このことから、閾値温度において超高強度硬化体の生成プロセスが変化する と推察でき、既報^{6),7)}の提案「実務において強度・自己収縮の予測式を T_{max} の範囲で使い分ける方法」は適切といえる。また $T_{max}=48, 58℃$ の結果をみると、自己収縮と拘束応力はともに約40℃を超えた付近から急激に増進しており、閾値温度は実験-1のペーストの結果（45～60℃の間）よりも低い。実験-1と2の結果から閾値温度は40～45℃付近にあり、結合材のロット・化学混和剤使用量の差異などの諸条件で多少変化すると考えられるが、今回の実験のみでは閾値温度を厳密に特定することは難しく、今後の課題としたい。一方これまでの研究で、実際の超高強度部材の製造・施工においては、閾値温度を超えない条件では到達できない高強度を確保するために、断熱型枠や蒸気養生で部材に熱を積極的に与えることが有効とわか

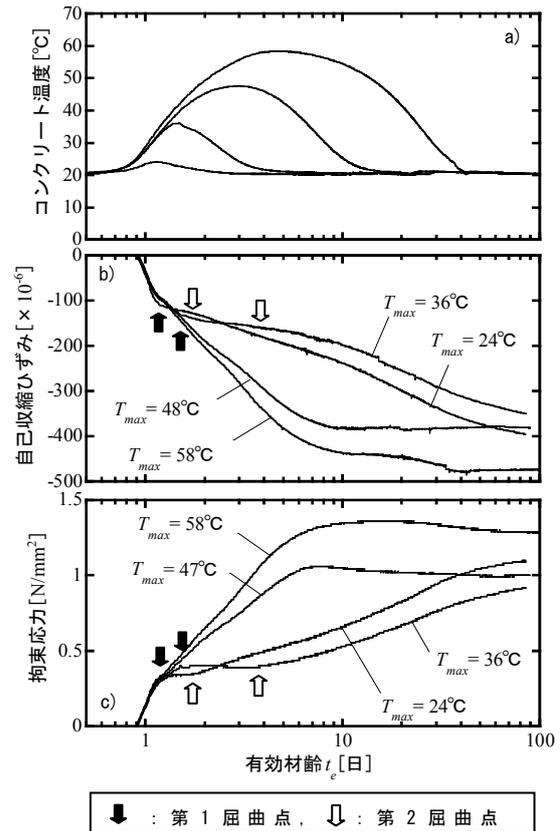


図-5 温度、強度、自己収縮の測定結果（実験-2）

っている^{2),3),8)}。すなわち、実際の部材の品質管理は閾値温度を超えた条件を前提とすればよい。

また、 $T_{max}=24, 36℃$ の場合の自己収縮には第1・第2 屈曲点が確認され、拘束応力も同時時点で屈曲点が確認された。一方、 $T_{max}=48, 58℃$ の場合には自己収縮と拘束応力ともに第1 屈曲点以降では一時的に拘束されることなく増進する結果となった。

(2) 拘束ひずみと拘束応力との関係

本研究では、実ひずみおよび拘束ひずみを以下に定義する。

$$\begin{aligned} \text{実ひずみ} &= \text{全ひずみ} + \text{拘束ひずみ} \\ &= \text{温度ひずみ} + \text{自己収縮ひずみ} \\ &\quad + \text{拘束ひずみ} \end{aligned} \quad (5)$$

拘束ひずみは部材内部あるいは外部からの拘束により発生するひずみで、応力発生に関わるひずみである。すなわち、「拘束試験体の実ひずみと、自由収縮試験体の実ひずみ（拘束ひずみは0）との差」から、コンクリートに作用する拘束ひずみが求まる。「拘束試験体の全ひずみと、自己収縮試験体の全ひずみとの差」から求めた拘束ひずみと、拘束応力との関係を

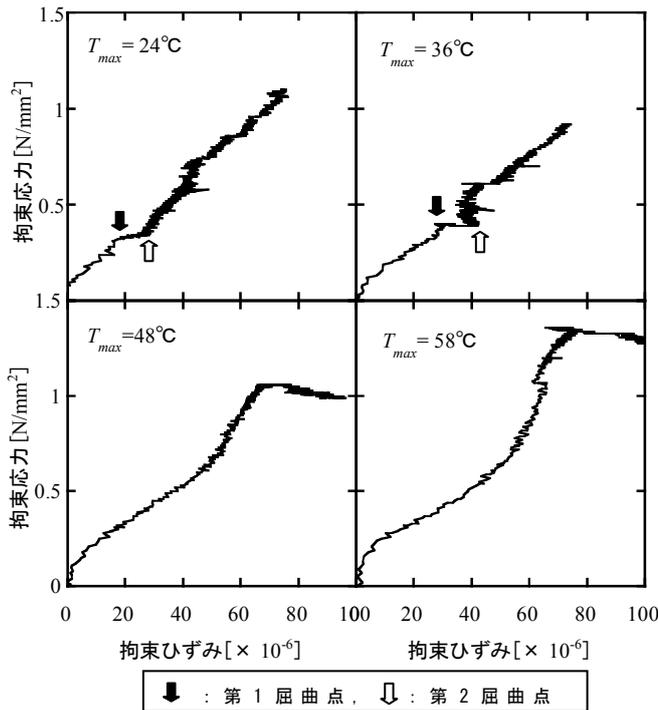


図-6 拘束ひずみと拘束応力との関係

図-6に示す。図中には第1屈曲点と第2屈曲点が現れた時点を示す。 $T_{max}=24\text{ }^{\circ}\text{C}$ と $36\text{ }^{\circ}\text{C}$ の結果をみると、第1～第2屈曲点にかけ拘束ひずみが増加しても拘束応力は増加しない。これは、第1～第2屈曲点では鉄筋がペースト収縮を拘束するのをエトリンサイトと $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 結晶粒子が助ける働きをする(エトリンサイトと $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 結晶粒子が第1～第2屈曲点にかけての拘束応力増分を負担している)ためと考えられる。一方、 $T_{max}=48$ と $58\text{ }^{\circ}\text{C}$ の場合はその傾向が見られない。これは、閾値温度でエトリンサイトと $\text{Ca}(\text{OH})_2$ が消失したためと考えればよい。すなわち、拘束ひずみ挙動の変化から間接的に実験-1の考察に矛盾しない結果を得ることができた。

(3) 自己収縮ひずみと拘束応力との関係

最後に、自己収縮と拘束応力との関係について工学的に検討する。図-7に、自己収縮と拘束応力との関係を示す。前述したように、自己収縮は線膨張係数を(時間変化を考慮することなく)一定値として自由ひずみの実測値から算出した量であり、一方、拘束応力は実測値である。本稿では、両者を単純に比較しての力学的検討もしくはセメント化学的考察は行わない。注目したい点は、 $T_{max}=24\text{ }^{\circ}\text{C}$ と $36\text{ }^{\circ}\text{C}$ の場合の第1～第2屈曲点の範囲を除き「自己収縮の増分に対する拘束応力の増分」が T_{max} によらずおおむね同一な直線関係となることである。つまり、自己収縮がわかれば T_{max} によらず「応力解析することなく」およそのひび割れ検証ができる可能性がある。

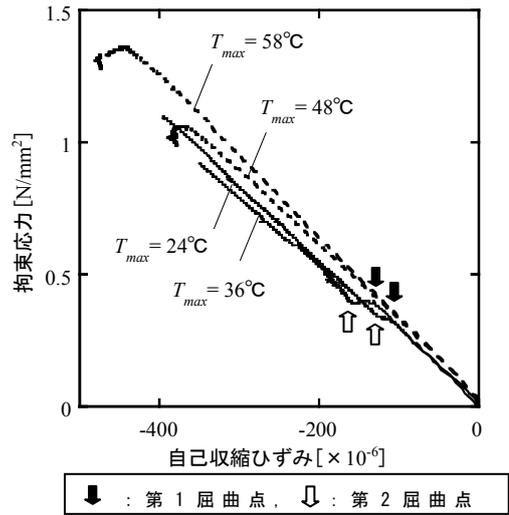


図-7 自己収縮ひずみと拘束応力との関係

そうであれば工学的に非常に有用である。今後、鋼材比などの拘束条件を変化させた検討により、本推論を検証する予定である。

5. まとめ

ポルトランドセメントにシリカ質微粉末を混入した結合材による超高強度コンクリートに及ぼす初期高温履歴の影響を実験的に検討した。得られた知見と今後の課題を以下に記述する。

- ①初期高温履歴の最高温度 T_{max} が特定の閾値温度に達すると、強度・自己収縮・一軸拘束応力いずれも著しく増進する。また、強度・自己収縮と有効材齢との関係性は、閾値温度を境に異なる傾向を示す。
- ② T_{max} が特定の閾値温度に達すると、 $105\text{ }^{\circ}\text{C}$ 乾燥法により求めた結合水率の増加は停滞し、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 含有量は減少する。
- ③超高強度硬化体の生成プロセスは特定の閾値温度で不連続に変化することが明らかとなり、既報⁵⁾で提案した「強度・自己収縮の予測式を温度履歴の範囲で使い分ける方法」の物理化学的妥当性を示すことができた。
- ④実験結果と既往の研究から、閾値温度に達したときに強度・自己収縮が急激に増進する機構は以下のように考えられる。
 - a) T_{max} が閾値温度を越えると、エトリンサイトが脱水しポズラン反応が活発化する。
 - b) ポズラン反応が活発になることでセメントの水和反応に伴う $\text{Ca}(\text{OH})_2$ の生成よりも強度に寄与するC-S-Hの生成が促進され、強度が増進する。

- c) エトリングタイトの減少と $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 結晶粒子の急激な減少により、ペーストの拘束が緩和され、自己収縮が増進する。

⑤一軸拘束条件において T_{max} が閾値温度より低い場合、拘束ひずみが増加しても拘束応力が増加しない時期が存在する。このことから④c)を間接的に裏付けることができる。このことから、 T_{max} が閾値温度に達するとエトリングタイトと $\text{Ca}(\text{OH})_2$ によるペースト拘束効果が消失することで自己収縮が増進すると考えられる。

今回の実験で使用した「ポルトランドセメントと高純度な非晶質シリカ質微粉末を組み合わせさせた結合材」と同様な結合材であれば、他の結合材であっても同様な傾向（閾値温度を越えての急激な強度・自己収縮の増進）を示すと推測される。このことの一般性を高めるべく、使用材料や温度条件の検討範囲を広げて今後確認する予定である。また、本稿で行った実験のペースト試料については空隙構造を測定しており、閾値温度における空隙構造の変化を別途報告する予定である。

謝辞：本稿は、三井住友建設株式会社と東京大学および住友大阪セメント株式会社の共同研究成果について、既発表論文^{20),21),22)}を再構成し考察を加えたものです。ここに、東京大学 野口貴文准教授ならびに住友大阪セメントの関係各位に感謝いたします。また、株式会社日本シーカの関係各位には材料の提供ならびに実験への協力をいただきました。感謝いたします。

参考文献

- 1) 例えば、(社)日本建築学会：高強度コンクリート技術の現状(2009), p.44,2009
- 2) Keiki Yamamoto, S. Kuroiwa, H. Jinnai, K. Tsujiya, Y. Yoshida, S. Namiki : Development of 300 MPa precast high-strength concrete members, PROCEEDINGS of 9th International Symposium on High Performance Concrete Design, Verification & Utilization, pp.413-418, 2011.8
- 3) 三井健郎, 小島正朗, 米澤敏夫, 菅田昌宏, 三橋博三：設計基準強度 150 ~ 200N/mm² 超高強度繊維補強コンクリートの開発と実構造物への適用, 日本建築学会技術報告集, 第16巻 第32号, pp.21-26, 2010年2月
- 4) 松田拓, 河上浩司, 西本好克：超高強度コンクリートのクリープ特性に関する実験的研究, 三井住友建設技術開発センター報告, No.5, pp.157-164, 2007
- 5) 例えば, 三谷裕二, 番地成朋, 谷村充, 丸山一平：

- 高温度履歴を受けた低水結合材比シリカフェーム混和セメントの強度および水和反応特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.31, No.1, pp.1495-1500, 2009
- 6) 松田拓, 河上浩司, 蓮尾孝一, 西本好克：初期高温履歴を受ける超高強度コンクリートの強度発現特性, 三井住友建設技術開発センター報告, No.6, pp.161-168, 2008
 - 7) 松田拓, 蓮尾孝一：初期高温履歴を受ける超高強度コンクリートの自己収縮特性および予測手法, 三井住友建設技術開発センター報告, No.8, pp.135-145, 2010
 - 8) 蓮尾孝一, 松田拓, 河上浩司：200N/mm² 級超高強度コンクリートの構造体強度および力学特性評価に関する検討, 三井住友建設技術開発センター報告, No.7, pp.113-120, 2009
 - 9) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮研究委員会報告書, pp.58-60, 2002
 - 10) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリートの試験・分析マニュアル, p.31, 2000
 - 11) P. Kumar Mehta, Paulo J. M. Monteiro / 田澤榮一, 佐伯昇 監訳：Concrete Microstructure, Properties, and Materials / コンクリート工学 微視的構造と材料特性, 技報堂出版, pp.210-211, 1998
 - 12) O. Mejlhede Jensen, et al.: Autogenous Deformation and Change of the Relative Humidity in Silica Fume-Modified Cement Paste, ACI MATERIALS JOURNAL, Vol.93, No.6, pp.539-543, 1996
 - 13) 五十嵐心一, 川村満紀：画像解析による高強度コンクリートの微視的構造の解明, 土木学会第55回年次学術講演会, V-258, pp.516-517, 2000.9
 - 14) (社)セメント協会：C & C エンサイクロペディア, pp.104-105, 1996
 - 15) 高橋俊之, 中田英喜, 吉田孝三郎, 後藤誠史：セメントペーストの自己収縮に及ぼす水和反応の影響, コンクリート工学論文集, Vol.7, No.2, pp.137-142, 1996
 - 16) (社)セメント協会：C & C エンサイクロペディア, pp.34-35, 1996
 - 17) 寺本篤史, 五十嵐豪, 丸山一平：温度履歴を受ける各種ポルトランドセメントペーストの若材齢体積変化, 日本建築学会構造系論文集, No.672, pp.153-159, 2012.2
 - 18) Ø. Bjøntegaard, E. J. Sellevold: Thermal dilation – autogenous shrinkage: how to separate?, PROCEEDINGS of International Workshop on Autogenous Shrinkage of

Concrete, pp.232-244. 1998

- 19) 寺本篤史, 宮治友也, 丸山一平, 鈴木雅博: 超高強度コンクリートの若材齢線膨張係数に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.633-638, 2008
- 20) 松田拓, 野口貴文, 蓮尾孝一, 小出貴夫, 鈴木康範: 200N/mm² 級超高強度コンクリートの強度・自己収縮特性における初期高温履歴の影響メカニズム, 日本建築学会構造系論文集, No.666, pp.1383-1392, 2011.8
- 21) 松田拓, 野口貴文, 蓮尾孝一, 小出貴夫: 初期高温履歴による 200N/mm² 級超高強度コンクリートの反応生成物変化及び強度・自己収縮増進特性への影響, 第65回セメント技術大会講演要旨, pp.62-63, 2011
- 22) 松田拓, 野口貴文, 蓮尾孝一, 小出貴夫:
200N/mm² 級超高強度コンクリートの一軸拘束挙動に及ぼす初期高温履歴の影響, 第65回セメント技術大会講演要旨, pp.64-65, 2011

コア採取がコンクリート強度試験結果に与える影響

Influence of Core-sampling on Results of Compressive Strength Tests

蓮尾 孝一 KOICHI HASUO

松田 拓 TAKU MASTUDA

建築技術部 加納 嘉 YOSHIMI KANO

建築技術部 河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

コア供試体の状態が圧縮強度試験結果に与える影響を把握するため、温度履歴など養生の差異による影響をできるだけ排除した方法によって供試体を作製し、コア採取、端面処理、供試体サイズ等が圧縮強度に与える影響について実験により確認した。その結果、コア供試体強度は鋼製型枠供試体強度より低く、コンクリート強度が小さいものほどその傾向が大きいこと、供試体の縦横比の影響については、JISの補正よりやや大きいこと、供試体側面凹凸差が0.6~0.8mm以上になるとコア強度がやや小さくなる傾向にあることが分かった。

キーワード：高強度コンクリート、構造体強度、品質管理、コア強度

We studied the influence of core specimen condition on results of compressive strengths by compressive tests. The followings was a result. The compressive strength of core specimen is lower than that of standard water curing specimen. The core specimen having irregularities of side surface of more than 0.6-0.8mm has lower compressive strength than core specimen having lower irregularities of side surface.

Key Words: High-strength Concrete, Strength of Concrete in Structure, Quality Control, Strength of Core Specimen

1. はじめに

コンクリートの圧縮強度の管理手法として、あらかじめ構造体コンクリートと管理用供試体の差を確認し、コンクリートの調合や強度の可否を判定する方法が用いられている。特に高強度コンクリート分野では、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事」1997年版より、調合計画において管理用供試体強度と構造体コンクリート強度の差 (mS_n) を設定することとされた。 mS_n を設定するには、JASS 5T-605(2005)「コア供試体による構造体コンクリート強度の推定方法」により実際の部材を模擬した試験体によりコアボーリングにて圧縮強度試験用の供試体を採取して、構造体コンクリート強度を確認するのが一般的である。これは部材中のコンクリートは、通常の圧縮強度試験の供試体作製で使用する鋼製型枠で養生したコンクリートとは、水和発熱による温度履歴や内部への水分供給状況、骨材分布状況などの違いが生じ、圧縮強度に影響するためである。しかしコアボーリングによる供試体作製は、それ以外にも試験

結果に影響する可能性がある。コア供試体は、コンクリートを切削して作製するため骨材も同時に切削し、供試体表面に骨材の切断面が露出するなど型枠による成型と異なる状態となる。また供試体の側面も切削時のコアビットの揺動により凹凸が生じる。この側面凹凸は、コア供試体の両端面を研磨する際にその面平行度の精度にも影響するなど、型枠で作製した供試体と異なる特性がある。

実際の建物の部材中のコンクリートの圧縮強度を求める目的でコアボーリングによる供試体採取をする場合、部材の大きさや部材の鉄筋を切断しない等の制限により、採取できるコア供試体が JIS A 1132 に定められた最小直径(粗骨材の最大寸法の3倍)より小さくなる場合もあり、圧縮強度試験結果への影響が考えられる¹⁾²⁾。また供試体の縦横比が圧縮強度に与える影響についても、高強度域のコンクリートは普通強度域とは異なる傾向にあるとの指摘もある³⁾。

これらコア供試体の特性が圧縮強度試験結果に与える影響を把握するため、今回の実験では、温度履歴など養生

表-1 要因と水準

要因	水準
想定設計基準強度(N/mm ²)	30, 60, 100, 150
成型方法	鋼製型枠, コア採取
コアボーリング機	・コンクリート用 ・岩石用(63mmφの一部)
供試体直径	50, 100mm(鋼製型枠) 43, 63, 100mm(コア採取)
供試体縦横比(H/D)	2.0(鋼製型枠) 1.5, 1.75, 2.0(コア採取)
端面処理	通常研磨 通常研磨+キャッピング 精密研磨(63mmφの一部)
傾斜	水平: 0, 0.25, 0.5° 垂直: 0, 0.25, -0.25, 0.5°

表-2 試験体種類

採取方法	寸法(mm)	端面処理
鋼製型枠	50φ × 100(H/D=2.0)	通常研磨
	100φ × 200(H/D=2.0)	
コア	43φ × 86(H/D=2.0)	通常研磨 キャッピング 精密研磨
	63φ × 126(H/D=2.0)	
	63φ × 110.25(H/D=1.75)	
	63φ × 94.5(H/D=1.5)	
	100φ × 200(H/D=2.0)	

表-3 調合

No	W/B (%)	単位量(kg/m ³)						混和剤
		セメント	水	細骨材 1	細骨材 2	粗骨材 1	粗骨材 2	
1	59.4	309	183	580	249	567	378	3.09
2	37.6	466	175	619	155	947	-	5.36
3	24.3	700	170	508	127	914	-	13.65
4	18.0	834	150	679	-	842	-	15.01

生の差異による影響をできるだけ排除した方法によって供試体を作製し、コア採取、端面処理、供試体サイズ等が圧縮強度に与える影響について確認した。

2. 実験

(1) 実験要因・水準

今回の実験では、普通強度から超高強度領域までのコンクリートを検討の対象として、コンクリートの設計基準強度 (Fc)30,60,100,150N/mm² を想定した4種類のコンクリートについて確認した。表-1に供試体の要因と水準、表-2に試験体の種類を示す。コア供試体は直径43, 63, 100mmで縦横比 (H/D) は 2.0 とし、また縦横比の影響を確認する目的で、直径 63mm では H/D が 1.75 (H=110.25mm)、および 1.5 (H=94.5mm) の供試体も作製した。コア供試体を作製するコアボーリング機は、一般的なコンクリート用ボーリング機を使用した。また直径 63mm のコア供試体では、より平滑な切断面が可能な岩石用ボーリング機を用いたものも作製した。なお切削はいずれも鉛直方向である。

各供試体の両端面処理として、一般的なコンクリート用端面研磨機 (写真-1) による研磨をしたもの (通常研磨)、通常研磨後に高強度モルタルでキャッピングしたもの (写真-2) である。また岩石用ボーリング機で作製

表-4 使用材料

材料	調合No	
	No.1~3	No.4
結合材	普通ポルトランド	低熱+早強+シリカフューム
細骨材1	陸砂(茨城県産)	フェロニッケルスラグ砕砂
細骨材2	砕砂(栃木県産)	-
粗骨材1	碎石2005(栃木県産)	硬質砂岩碎石6号(茨城県産)
粗骨材2	碎石2005(茨城県産)	-
混和剤	AE減水剤(調合No.1)	高性能減水剤
	高性能AE減水剤(調合No.2,3)	



写真-1 コンクリート用端面研磨機

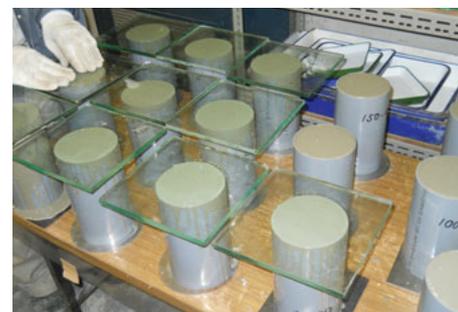


写真-2 キャッピング状況

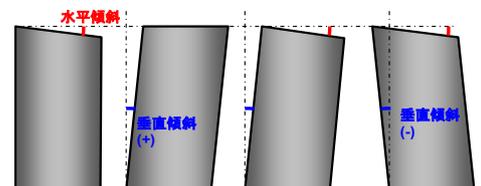


図-1 供試体傾斜

した供試体は、鏡面に近い仕上がりとなる研磨機 (精密研磨) を使用した。キャッピングモルタルの圧縮試験時の強度は、143N/mm² であった。想定 Fc60,100 のコア供試体では、供試体の傾きが圧縮試験に与える影響を確認する目的で、図-1に示す様に水平方向、および垂直方向に任意に傾斜をつけたものも作製した。

コンクリートの調合および使用した材料を表-3および表-4に示す。材料・調合は、想定 Fc 30 ~ 150N/mm² に適合するように、コンクリートの圧縮強度の範囲が 40 ~ 180N/mm² になるように計画した。表-3中の調合No.1~3のコンクリートは生コンプラントによるレディミクストコンクリート、調合No.4のコンクリートは容量100ℓの強制二軸ミキサーで製造した。なお調合No.4の結合材は、低熱ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント、およびシリカフュームを質量比 (7:1:2) で混合した

表-5 フレッシュコンクリート試験結果

No	スラフ (cm)	スラフフロー (cm)	空気量 (%)	フロー時間(sec)		コンクリート 温度	気温 (°C)
				50cm	停止		
1	19	-	5.7	-	-	14.0	10.0
2	22	-	1.9	-	-	16.5	14.0
3	-	52.5×51.5	1.4	-	26.2	18.0	14.0
4	-	63.0×65.0	1.8	6.2	64.2	19.0	16.0

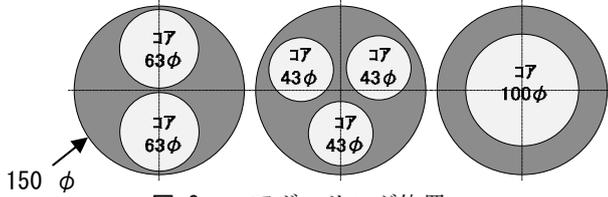


図-2 コアボーリング位置

表-6 水平傾斜測定結果 (°)

		設定		
		0	0.25	0.5
測定	平均	0.10	0.33	0.60
	最小	0.01	0.22	0.45
	最大	0.25	0.45	0.80
	標準偏差	0.053	0.057	0.087

表-7 垂直傾斜測定結果 (°)

		設定			
		0	0.25	0.5	-0.25
測定	平均	0.09	0.35	0.65	-0.32
	最小	0.02	0.29	0.53	-0.39
	最大	0.20	0.44	0.81	-0.25
	標準偏差	0.044	0.053	0.084	0.053

もの、粗骨材(硬質砂岩砕石6号)は砕石1305相当品である。

表-5にフレッシュコンクリート試験結果を示す。コンクリートは直径50×高さ100mmおよび直径100×高さ200mmの鋼製型枠、直径150×高さ300mmの簡易型枠に採取し、打設後翌日まで約20°Cの室内封かん養生、その後20°Cの水中で養生した。コア供試体は、簡易型枠で採取した供試体より、図-2に示す位置でコアボーリング機により採取した。採取時期は材齢22~32日である。コア採取後は、速やかに再度20°Cの水中で養生した。これにより鋼製型枠で作製した供試体とコア供試体の養生条件はほぼ同一になる。

圧縮強度試験は、同一調合のコンクリートはすべて同一材齢で実施した(調合No.1,3:材齢63日, 調合No.2,4:材齢57日)。試験体数は、鋼製型枠のものは3体/水準, コア採取のものは5体/水準である。

(2) 供試体形状精度

表-6に水平傾斜測定結果, および表-7に垂直傾斜測定結果を示す。傾斜はデジタルプロトラクタ(分解能±0.05°)により測定した。図-3に水平傾斜と相対度数の関係を示す。これらにより傾斜の測定値は設定値より若干大きいものの, それぞれはほぼ正規分布状態にある。

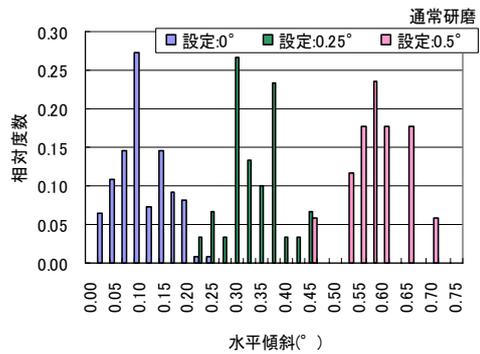


図-3 水平傾斜と頻度比率

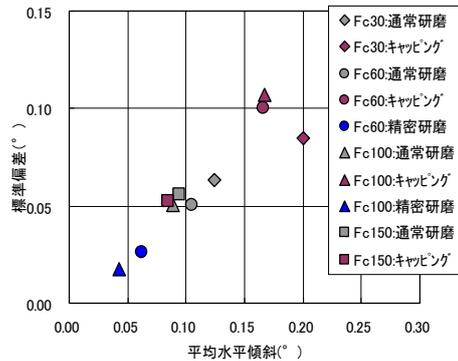


図-4 水平傾斜

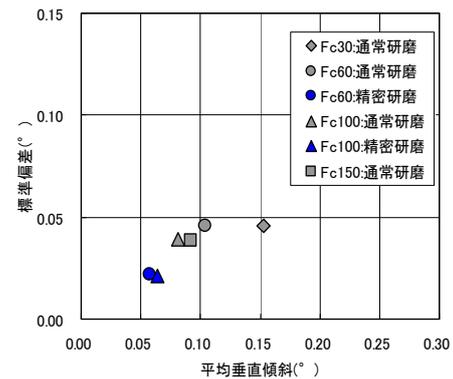


図-5 垂直傾斜

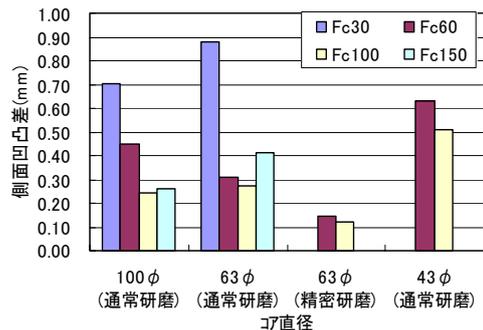


図-6 側面凹凸

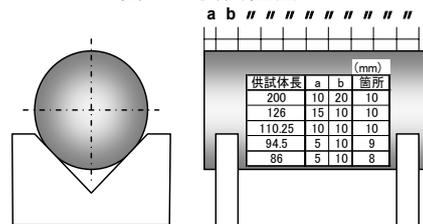


図-7 供試体傾斜の測定方法

表-8 圧縮強度試験結果(100φ)

No	想定Fc (N/mm ²)	圧縮強度(N/mm ²)			
		鋼製型枠		コア	
		平均	標準偏差	平均	標準偏差
1	30	36.7	37.3	33.7	32.1
		31.7			
		36.8			
		31.9			
		32.4			
2	60	78.6	83.4	78.5	77.7
		78.5			
		81.9			
		84.2			
		84.0			
3	100	116	121	124	120
		121			
		121			
		116			
		123			
4	150	186	186	185	185
		185			
		196			
		183			
		180			

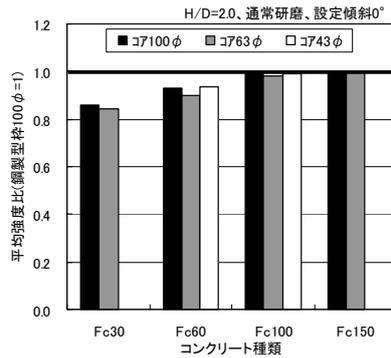


図-8 コア強度

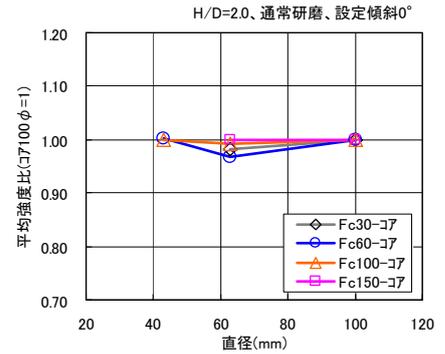


図-9 コア強度と直径の関係

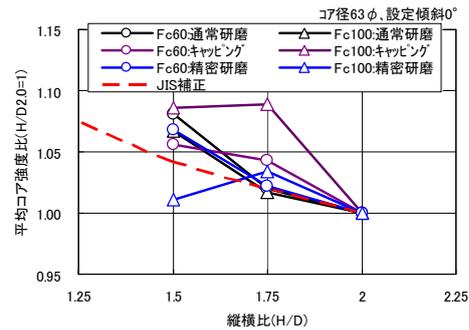


図-10 コア強度と縦横比の関係

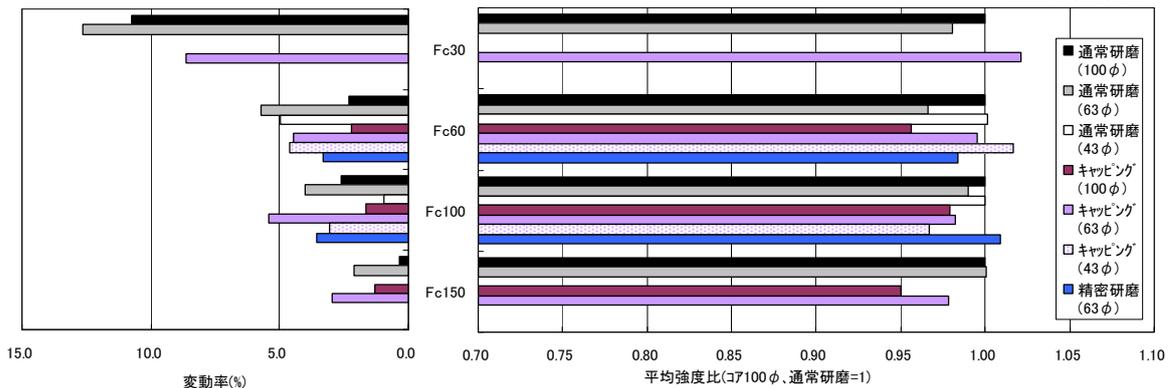


図-11 コア強度と端面処理の関係

各コンクリートのコア供試体で、水平傾斜を0°と設定したものの、水平傾斜の平均値(n=5)と標準偏差の関係を図-4示す。図中のキャッピング供試体はキャッピング後の測定値である。平均水平傾斜は、精密研磨<通常研磨<キャッピングで、標準偏差も同様である。コンクリートの比較では、想定Fc30のものが他よりやや平均水平傾斜が大きい。図-5に垂直傾斜を0°と設定したものの、垂直傾斜の平均値(n=5)と標準偏差の関係を示す。平均垂直傾斜は、精密研磨<通常研磨で大きくなり、標準偏差も同様である。コンクリートの比較では、想定Fc30のものが他よりやや平均垂直傾斜が大きい。図-6にコア供試体の側面凹凸状況を示す。図中の縦軸は、各供試体の側面を図-7に示す方法で測定し、その測定値の最大と最小の差(側面凹凸差)の平均値(n=5)である。想定Fc30のものが他より凹凸が大きい傾向にあ

る。また岩石用ボーリング機を用いた精密研磨コア供試体は、凹凸が小さく成型精度が高い。

(3) 圧縮強度

表-8に、供試体直径100mmの圧縮強度試験結果を示す。鋼製型枠で作製した供試体の圧縮強度は、想定Fc30で37.3N/mm²、想定Fc60で83.4N/mm²、想定Fc100で121N/mm²、想定Fc150で186N/mm²であった。また、図-8にコア供試体(H/D=2, 通常研磨, 設定傾斜0°)の平均圧縮強度と、鋼製型枠供試体(100φ, H/D=2)の平均圧縮強度との比を示す。いずれの場合でも平均強度比は1未満であり、同じコンクリートの鋼製型枠供試体強度より低い値である。またコンクリートの圧縮強度が低いほど、その傾向が大きくなった。図-9にコア供試体での平均強度比と直径の関係を示す。図中の縦軸は、直径

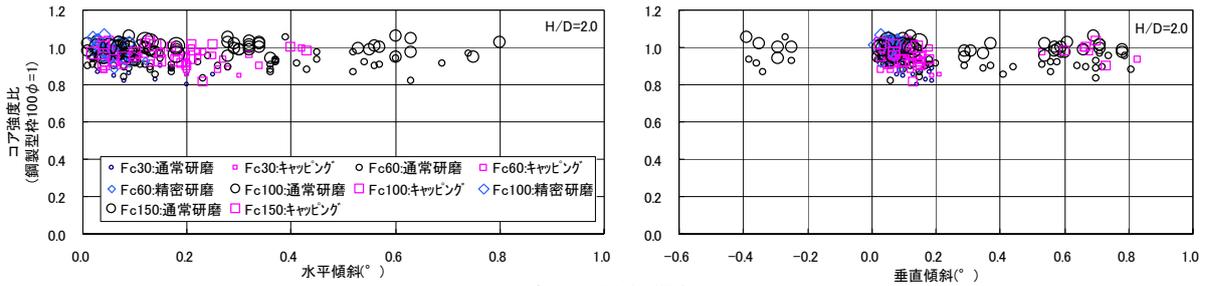


図-12 コア強度と供試体傾斜の関係

100mmのコア強度を1とした比である。若干のばらつきはあるが、コア直径によるコア強度に顕著な差異はなかった。

図-10に想定Fc60, 100のコンクリートのコア強度とコア縦横比の関係を示す。図中の縦軸は、縦横比(H/D)が2.0のコア強度を1とした比である。また図中の赤破線は、JIS A 1107に規定された補正係数により算定したものである。JISの補正係数は40N/mm²以下のコンクリートを適用範囲としている。今回の実験のコンクリートはそれ以上の高強度域であり、縦横比の影響はJISの補正よりやや大きいものとなっている。

図-11に各端面処理による平均コア強度比(右側)とその変動率(左側)を示す。ここでのコア強度比は、直径100mm、通常研磨のコア強度を1とした比で表している。また変動率は、コア強度の標準偏差を平均値で除した値である。全体的には、コンクリート強度が高くなるにしたがい、変動率は小さくなった。想定Fc30では通常研磨よりキャッピングのほうがやや強度も高く、変動率も小さい。想定Fc60ではほぼ同等であるが、それ以上の高強度では通常研磨よりキャッピングのほうがやや強度が低く、変動率も大きくなる。一方精密研磨は想定Fc100で強度比が他より大きく、同じ直径(63mm)での比較では、変動率が小さい傾向にある。

図-12にコア強度比と供試体傾斜の関係を示す。左図が水平傾斜、右図が垂直傾斜との関係である。図中の縦軸は、直径100mmの鋼製型枠供試体平均強度を1とし、各コア供試体1体ずつの結果をプロットしている。各強度および端面処理に関わらず、今回の実験範囲では傾斜角度と圧縮強度に顕著な関係は見られない。

図-13にコア強度と供試体側面凹凸差の関係を示す。縦軸およびプロットは図-12と同様である。コア供試体の側面凹凸差が0.6~0.8mm以上になると、コア強度がやや小さくなる傾向にある。

3. 考察

(1) 供試体形状精度

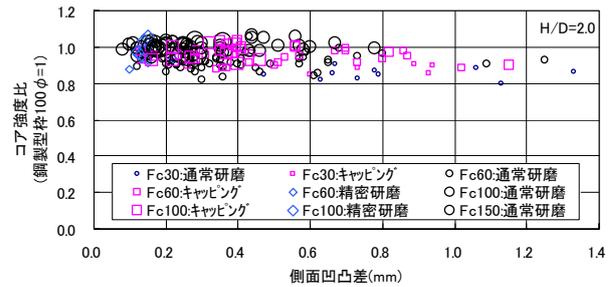


図-13 コア強度と供試体側面凹凸差の関係

実験結果よりコア供試体の成型精度をまとめると、圧縮強度が低い供試体が水平・垂直、および側面ともに精度が低い傾向にある。この理由としては、低強度のコンクリートはモルタル強度が低く、粗骨材強度とモルタル強度の強度差が大きいことが考えられる。すなわちコンクリート構成材料の強度不均一性が大きいので、ボーリング機でコンクリートを切削する際にビットが揺動し、側面の凹凸が大きくなったものと考えられる。またその結果、供試体側面を基準として端面の角度精度を確保する方式による端面研磨では、供試体の両端面の平行性のばらつきも大きくなり、水平精度や垂直精度にも影響していると考えられる。岩石用ボーリングと精密研磨機を用いたコア供試体は、通常の機器を用いたものより水平・垂直傾斜、側面凹凸が小さく成型精度が高い。

(2) 圧縮強度

以下に供試体サイズ・精度と圧縮強度の関係をまとめる。いずれも本実験の条件範囲での結果である。

- ① 縦横比が2.0のコア供試体の平均圧縮強度は、同じコンクリートの直径100mm鋼製型枠の供試体と比較して低くなった。また、コンクリート強度が小さいものがその傾向が大きい。
- ② 供試体の縦横比の影響については、縦横比が小さくなるにつれて、圧縮強度が大きくなった。またその傾向は、JIS A 1107に規定された補正よりもやや大きい。
- ③ 供試体直径の影響はほとんどない。

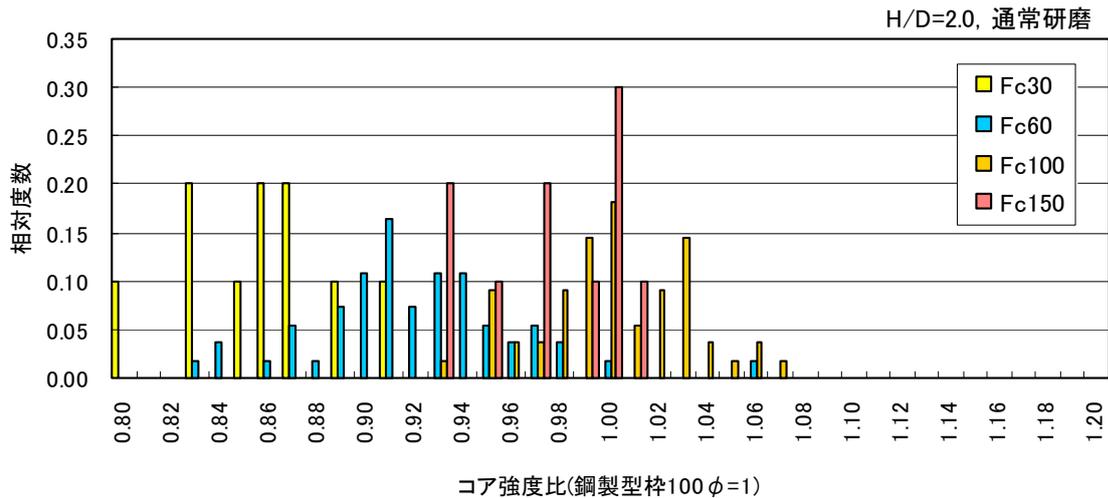


図-14 コア強度比の頻度

- ④ 端面処理の影響は、想定Fc30では通常研磨よりキャッピングのほうがやや強度も高く、変動率も小さい。想定Fc60ではほぼ同等であるが、それ以上の高強度では通常研磨よりキャッピングのほうがやや強度が低く、変動率も大きくなる。一方精密研磨は想定 Fc100 で強度比が他より大きく、同じ直径 (63mm) での比較では、変動率が小さい傾向にある。
- ⑤ 供試体傾斜では、水平および垂直傾斜の影響はなかった。
- ⑥ 供試体側面精度の、凹凸差が 0.6 ~ 0.8mm 以上になると、コア強度がやや小さくなる傾向にある。

以上の検討により、本実験範囲において供試体の直径や水平・垂直傾斜は、コア強度に対してあまり影響しないと考えられる。そこで、コア採取が圧縮強度試験結果に及ぼす影響について考察する。図-14は、縦横比

2.0, 通常研磨のコア供試体のコア強度と直径100mm鋼製型枠供試体圧縮強度の相対度数を示す。また表-9はその平均、標準偏差などを示している。図-14では頻度は左側に分布しており、コアの圧縮強度が直径100mm鋼製型枠供試体圧縮強度より小さい傾向がある。この傾向は圧縮強度が小さいほど顕著になり、想定Fc30ではコア強度が鋼製型枠供試体強度より平均で約15%小さく、想定Fc60では約9%小さい。これを表-8の圧縮強度結果より強度差を算定すると、想定Fc30で約 5.6N/mm², 想定Fc60で約 7.5N/mm²となる。

4. まとめ

今回、温度履歴など養生の差異による影響をできるだけ排除した方法によってコア採取、端面処理、供試体サイズ等が圧縮強度に与える影響について実験により確認

表-9 コア強度比

想定Fc (N/mm ²)	個数	コア強度比				
		平均	最小	最大	標準偏差	変動率(%)
30	10	0.851	0.797	0.903	0.031	3.64
60	55	0.915	0.822	1.054	0.041	4.44
100	55	0.996	0.924	1.062	0.031	3.10
150	10	0.969	0.924	1.000	0.030	3.10

した。その結果、構造体コンクリート強度を求める際に、一般的に行われているコア供試体による試験は、コア採取作業そのものが圧縮強度試験結果に影響を与えている可能性を把握した。またこれはコンクリートの強度、およびそれによりコア供試体の側面精度などが関連していることも確認した。

ただし今回の実験では各水準の供試体個数が少ないので、ばらつきなどをより確実に把握するには供試体個数を増やす必要がある。またコア供試体の側面凹凸についても、使用材料 (特に粗骨材), ボーリング機器の種類や作業条件との比較も必要と考えられる。

参考文献

- 1) 大池 武, 川口 徹: 直径の異なるコア供試体の圧縮強度試験の信頼性に関する検討, 日本建築学会学術講演概要集, pp353-354, 2001.9
- 2) 鈴木 英之ほか: 寸法の異なるコアの強度およびヤング係数 (その1.超高強度コンクリートのコア試験結果), 日本建築学会学術講演概要集, pp1255-1256, 2007.8
- 3) 金久保ほか: 高強度コンクリートの強度に及ぼす供試体寸法の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, vol.25, No.1, pp395-400, 2003

「ふげん」原子炉本体解体に向けた AWJ 技術の適用性検討評価 —ステンレス鋼板の水中切断と研掃材再利用における性能把握—

Assessment of the Applicability of AWJ Technique for Dismantling the Reactor of “Fugen” - Performance of Underwater-Cutting Stainless Plates and Recycled Abrasive -

丸山 信一郎 SHIN-ICHIRO MARUYAMA
西尾 新一 SHIN-ICHI NISHIO

「ふげん」原子炉本体解体に向けたアブレイシブウォータージェット(AWJ)技術の適用性検討の中で、検討課題となっている「切断性能の更なる向上化方策」や「二次廃棄物量の低減化方策」について、 $t=150\text{mm}$ 以上のステンレス鋼板と研掃材再利用における性能把握試験を行った。

結果、ステンレス鋼板の水中切断では、 200mm の板厚をワンパス切断し、今後 200mm 以上の板厚の切断に対応できる可能性を確認した。また、研掃材の再利用では、切断性能に寄与する再利用材の粒度の把握により切断性能低下防止方策を確認できた。

キーワード：ふげん、原子炉本体解体、アブレイシブウォータージェット(AWJ)、水中切断

It has been demonstrated that AWJ technique cut the mock-up double tubes of core internal and stainless plate in 150mm thickness with the small cutting head. But, further improvement of cutting performance and reducing secondary waste are expected. So tests of cutting stainless plate of over 150mm in thickness and using recycled abrasive were conducted. The followings were clarified; 1) The possibility of underwater-cutting over 200mm in thickness, 2) The relationship between degradation of cutting performance and recycled abrasive particle size.

Key Words: Fugen, Reactor Dismantlement, Abrasive Water Jet(AWJ), Underwater-cutting

1. はじめに

(独)日本原子力研究開発機構「ふげん」は、安定した稼働率で約25年間稼働し、2003年3月に運転を終了した。現在は、廃止措置中で原子炉解体工法の検討が進められている¹⁾。

「ふげん」の原子炉は、特徴として圧力管とカランドリア管の二重管をそれぞれ224本ずつ内蔵しており、複雑で狭隘な管群構造となっている(図-1)²⁾。特に、このような構造の原子炉の解体では、装置を小型化して二重管を同時解体できるような合理的な切断工法が望ましい。また、一般的に原子炉の解体にあたっては、放射性物質による汚染拡大の防止や被ばく低減対策のため、水中による遠隔解体が有効とされる。このため、数ある切

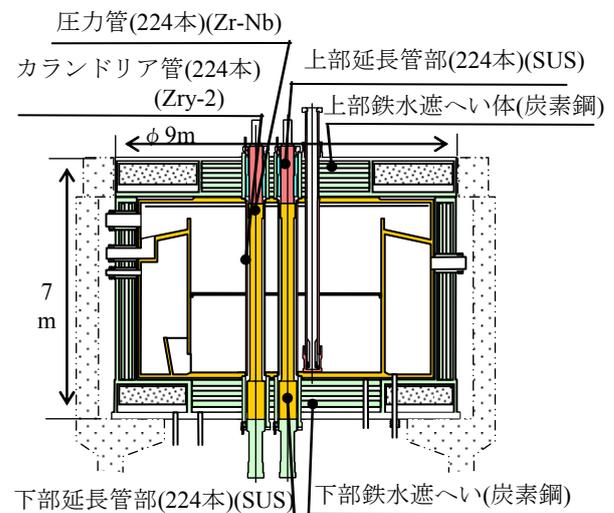


図-1 「ふげん」原子炉本体構造

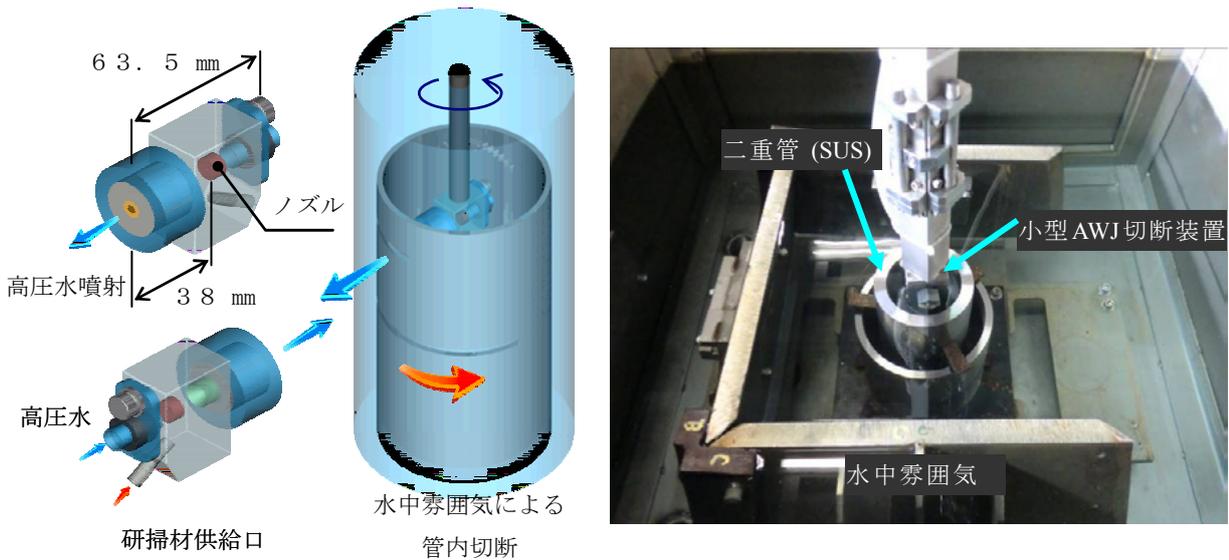


図-2 小型 AWJ 切断装置のイメージと二重管切断試験における装置設置状況

断工法の中から候補技術の1つとして、小型化が容易でかつ、遠隔操作に有利なアブレイシブウォータージェット (AWJ) による水中切断工法を選択し、その適用性検討を行った。ここで、AWJ装置は、切断対象物に対してある程度の距離をおいて非接触で切断できるため、遠隔操作による位置決めが有利である。

検討においては、二重管の管内から挿入可能な小型 AWJ 切断装置を開発し、切断試験により切断性能を確認している。しかし、「切断性能の向上化」や「二次廃棄物量の低減化」などの新たな課題について検討が必要となっている。

本報では、これらの課題について実施した試験の成果について述べる。

2. AWJ 切断技術の検討課題

AWJ切断工法の適用性検討に当たり、これまで世界最小クラスの小型AWJ切断装置を開発し、炉内構造物の二種類の二重管模擬材（ジルコニウム合金製およびステンレス製）について、同時切断できることを切断試験にて確認している（図-2）³⁾。しかし、ふげん原子炉構造部材には、二重管以外にステンレス鋼板 (MAX t=150mm) があり、ステンレス鋼板への小型AWJの適用性が課題となっており、切断可能なステンレス鋼板の厚さと切断速度の関係や装置の耐久性を明確に把握する必要があった。

また、AWJ切断工法では、研掃材が二次廃棄物として発生するため、二次廃棄物の低減方策の1つとして、研掃材の再利用について切断性能への影響を確認する必要

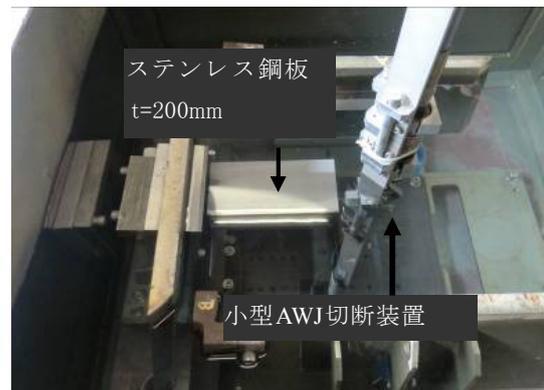


写真-1 ステンレス鋼板の設置状況

があった。そのため、これらの課題に対して、以下の切断試験を行った。

- ①小型AWJのステンレス鋼板切断に対する適用性検討に当たり、ステンレス鋼板の厚さについて切断性能限界の把握試験を行った。
- ②ステンレス鋼板切断では、管切断より切断量が多くなり切断時間が長くなるため、小型AWJ装置の先端パイプの摩耗（拡径）による切断性能低下の懸念があった。そのため、先端パイプに硬質な素材（焼結ダイヤモンド）を適用し、先端パイプの耐久性試験を行った。
- ③研掃材（ガーネット）の再利用に当たり、切断性能への影響を確認するために、使用する研掃材再利用材の粒度やバージン材と再利用材の混合割合について切断試験を実施した。

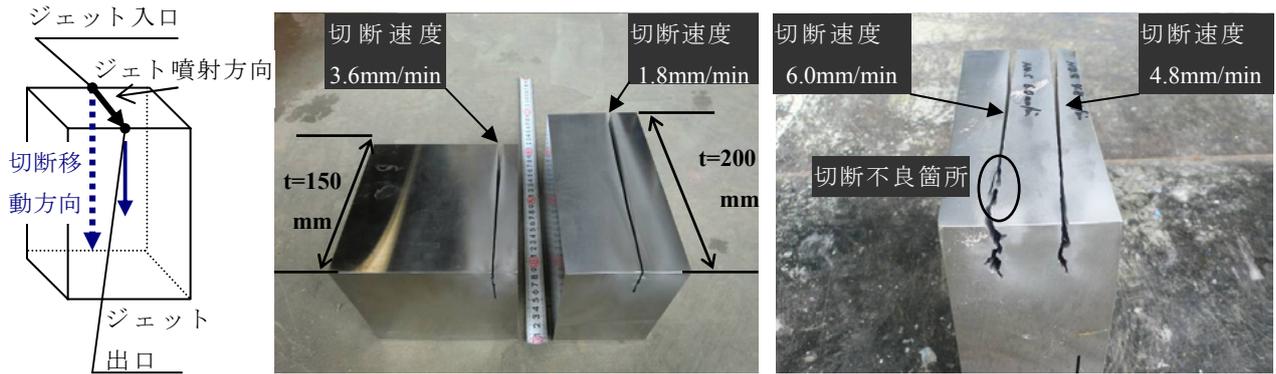


図-3 ステンレス鋼板の切断状況

表-1 切断パラメータおよび計測結果一覧

供試体	圧力 (MPa)	スタンドオフ距離 (mm)	研掃材供給量 (kg/min)	切断速度 (mm/min)	切断幅		切断評価
					ジェット入口 (mm)	ジェット出口 (mm)	
SUS304 t=150	200	10.0	1.0	6.0	3.9	—	不良
				4.8	4.0	1.6	良好
				3.6	4.3	1.6	良好
SUS304 t=200				1.8	4.4	1.6	良好

3. 小型 AWJ によるステンレス鋼板の水中切断

(1) 試験方法

切断試験用の水槽にて、小型 AWJ 切断装置の噴射口から被切断部材までの距離 (スタンドオフ距離) を 10mm として、ステンレス鋼板 (SUS304 t=150mm および t=200mm) をセットして、被切断部材を水中環境で切断した。ステンレス鋼板の設置状況を写真-1 に示す。

また、切断パラメーターについては、水の圧力 (200MPa)、研掃材ガーネット供給量 (1.0kg/min) を一定に小型 AWJ 切断装置の移動速度 (切断速度) を可変パラメータとし、各切断速度における切断可否状況を観察した。切断可否については、アブレイシブジェットの進行方向で被切断部材の削り残しがなく、縁が切れているものを切断良好、被切断部材の削り残しが存在し縁が切れていないものを切断不良とした。

(2) 切断結果

ステンレス鋼板 (SUS304) の切断状況として、(図-3)³⁾ に示す。SUS304 t=150mm を用いた場合、切断速度 3.6 mm/min および 4.8 mm/min では、被切断部材の削り残し

がなく、切断良好であったが、切断速度 6.0 mm/min ではアブレイシブジェットが部材のジェット出口付近で進行方向に対して左右に振れ、被切断部材の削り残しが存在し、切断不良であった。

一方、SUS304 t=200mm を用いた場合、切断速度 1.8 mm/min で切断良好であった。切断パラメーターおよび計測結果一覧を表-1 に示す。

(3) 考察

切断結果より、ジェットが部材のジェット出口付近で進行方向に対して左右に振れ始めると、貫通能力が弱まり、切断不良の可能性が高くなる。ジェット出口で切断幅が左右に振れているものは、切断限界点に近いと考えられる。

今まで、切断試験によりステンレス鋼板の板厚 (切断深さ) に対する切断可能速度の結果が 150mm まで分かっており、今回、新たに t=200mm における切断可能速度 1.8 mm/min の結果を加えて、ステンレス鋼板の板厚に対する切断可能速度の予測曲線 (図-4) を近似で求めると式 (1) で示すことができる。式 (1) から、t=200mm の切断可能な限界速度を算出すると、2.4 mm/min と予測で

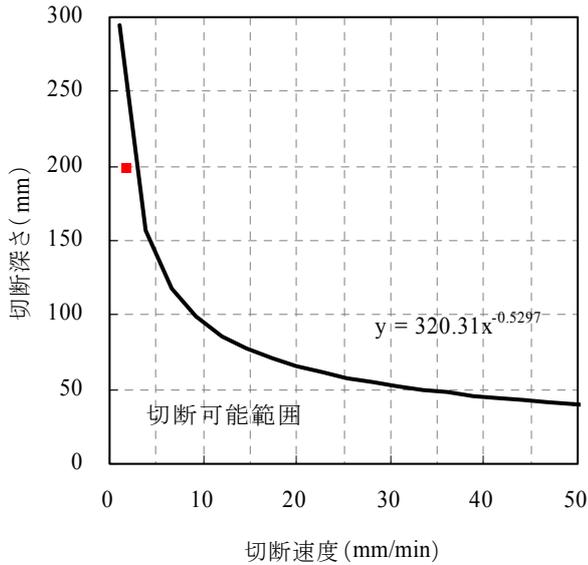


図-4 ステンレス鋼板の切断深さと切断速度の関係

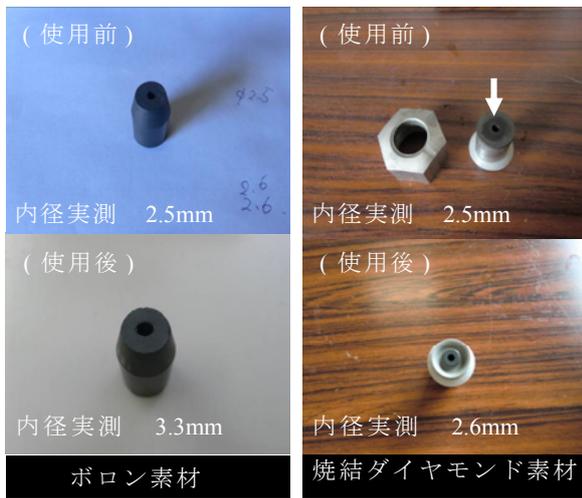


写真-2 小型AWJの先端パイプ (内径φ2.5mm)

きる。

$$y=320.31x^{-0.5297} \quad (1)$$

4. 小型 AWJ 先端パイプの耐久性把握試験

(1) 試験方法

小型AWJの先端パイプ(図-5)は、汎用タイプのAWJ切断装置の実績から内径φ2.5mmとし、材質として高強度のボロン(単体元素としてはダイヤモンドに次ぐ硬度9.3を示す)や焼結ダイヤモンドを使用して耐久性を試験した。

ボロンは、加工上、先端パイプ全体に使用した。一方焼結ダイヤモンドは、内径部分のみ使用した。試験では水中において、水の圧力(200MPa)、ガーネット供給量

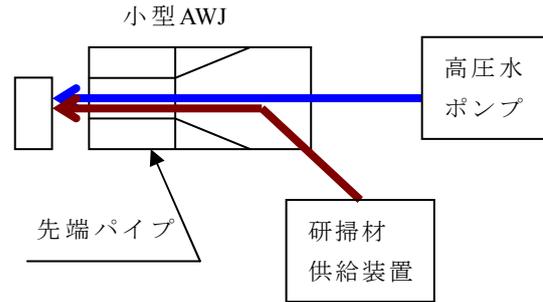


図-5 小型AWJ先端パイプの位置

表-2 小型AWJ先端パイプの耐久性評価

先端パイプ内径		③研掃材 ガーネット 使用量 (kg)	④耐久性 評価 (②/③) (mm/kg)
①素材	②摩耗量 (mm)		
ボロン	0.8	80	0.010
焼結 ダイヤモンド	0.1	60	0.002

$$(\text{摩耗量}) = (\text{使用后内径}) - (\text{使用前内径})$$

(1.0kg/min)を一定にステンレス鋼板を切断し先端パイプの切断前後の内径摩耗状況を実測した。実測した摩耗量を切断に使用した研掃材使用量で除した値をボロンと焼結ダイヤモンドの両者で比較し耐久性を評価した。過去の実績から、内径φ3.5mmまでを切断性能面で使用許容範囲として切断試験を行った。

(2) 切断結果

写真-2に先端パイプの摩耗状況を示す。ボロン素材で内径を実測すると、切断後内径は、2.5mmから3.3mmまで拡張しており、内径摩耗量として0.8mm摩耗したことになる。一方、焼結ダイヤモンド素材では、焼結ダイヤモンド素材の外周部に使用したステンレス素材の一部に摩耗が見られるが、先端パイプの内径部分に使用している焼結ダイヤモンド素材の摩耗に関しては、0.1mmの摩耗を確認した。

次に、先端パイプの耐久性評価では、ボロン素材でガーネット使用量1kg当たり0.010mmの内径摩耗量であったが、焼結ダイヤモンド素材では、ガーネット使用量1kg当たり0.002mmの内径摩耗量で、ボロン素材と比較し摩耗量が少なかった。先端パイプの耐久性評価を表-2に示す。

表-3 ガーネット再利用における切断速度の限界

供試体	研掃材種類	研掃材重量配合	研掃材供給量 (kg/min)	圧力 (MPa)	切断可能な回転速度限界 (rpm)
SUS304 二重管	バージン (250～600 μ m)	-	1.0	200	0.19
	バージン&再利用材 (250～600 μ m)	1:1			0.18
		1:2			0.18
	再利用材 (250～600 μ m)	-			0.19
	再利用材 (0～600 μ m)	-			0.16
再利用材 (0～150 μ m)	-	切断不可			



写真-3 ガーネット（再利用材）

（3）考察

先端パイプの摩耗量の測定結果より、小型AWJの先端パイプの素材としては耐久性の面で、焼結ダイヤモンド素材の使用が有効と考えられる。今回の試験では、内径部のみ焼結ダイヤモンド素材を使用したのが、写真-2のように焼結ダイヤモンド素材の外周部のステンレス素材の部分で被切断部材からAWJの跳ね返りによる摩耗が見られ、この装置噴射口部の摩耗が促進すると焼結ダイヤモンド素材が装置から脱落し小型AWJの耐久性に影響を及ぼすため、今後、焼結ダイヤモンド素材形状の検討が必要であると考えている。

5. 研掃材再利用における切断性能把握試験

（1）試験方法

研掃材は、市販のガーネット粒径250～600 μ mを使用し切断では、バージン材、バージン材と再利用材の混合材

再利用材の3種類のガーネットを用いた。再利用材は一度切断で使用したガーネットを切断後乾燥させたものである。ガーネットの再利用材を写真-3に示す。桃色の部分はガーネット粒子で灰色の部分が非常に細くなった金属切断屑である。

切断対象物は、ステンレス二重管で、切断パラメータについては、水の圧力(200MPa)、研掃材ガーネット供給量(1.0kg/min)を一定に、切断速度を可変させ、ステンレス二重管の切断可能な回転速度限界を確認した。各研掃材の種類における切断可能な回転速度限界を比較することでバージン材に対する再利用材の切断性能を評価した。

（2）切断結果

表-3にガーネット再利用における切断速度の限界を示す。粒径250～600 μ mにおける再利用材混合の研掃材の切断性能は、バージン材と比較し、95%(0.18/0.19rpm)となり、バージン材と再利用材の混合比率を変更しても切断性能に変化はなかった。

一方、粒径250～600 μ mと粒径範囲をバージン材と同一に揃えた再利用材は、バージン材使用時と切断性能は同じであった。しかしながら、切断後、ガーネットの粒径範囲を粒径250～600 μ mを調整せずにそのままの粒径で使用した0～600 μ mの再利用材は、切断性能が85% (0.16/0.19rpm)と明らかに下がった。

また、0～150 μ mの再利用材使用では、パウダー状になった細粒子が供給ホース内に閉塞し、切断ヘッドまで再利用材を供給することができず、被切断部材の切断が不可能であった。

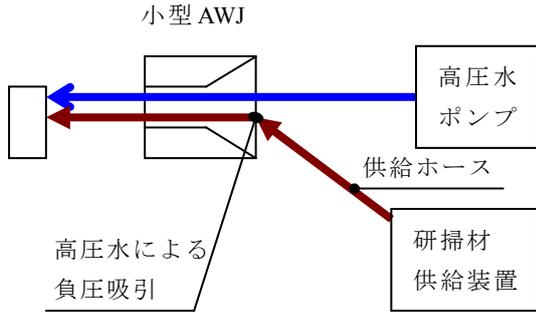


図-6 研掃材供給方式

(3) 考察

ガーネット粒径250~600 μm におけるバージン材と再利用材の切断結果よりバージン材と再利用材では、粒径を250~600 μm に揃えるとほぼ同等の性能を得ると考えられる。しかしながら、バージン材と再利用材の混合材においては、バージン材に対して切断性能5%低下した結果のため、この切断性能の低下は、混合したことによる特有の影響によるものか、それとも、誤差の範囲によるものか、まだ分かっておらず、今後詳細な検討により見極めることが必要と考えている。

一方、再利用材において、粒径250~600 μm と0~600 μm の場合の切断性能において、0~600 μm が15%低下しているが、このことについては、0~150 μm の再利用材使用において、パウダー状になった細粒子(切断屑)が供給ホース内で閉塞し切断不可能となっていることから、このパウダー状になった細粒子(切断屑)が切断性能に悪影響を及ぼしていると考えられる。

そのため、再利用材を使用する場合、250 μm 未満の切断屑は除去し、ガーネットを粒径250 μm 以上に揃えることが、切断性能維持に有効な手段と考えている。

0~150 μm の再利用材が供給ホース内で閉塞した原因としては、図-6のように本装置では供給を高圧水による負圧吸引により行っているが、供給材料がパウダー状になったことにより供給ホース内の内周に付着し易くなりこの付着に対して、負圧吸引による力だけでは送りきらず、パウダー状の材料がホース内に蓄積されて、供給ホース内で閉塞を起こしたと考えている。

6. 結論

本試験の成果と今後検討すべき課題について、以下にまとめる。

① 水中切断可能なステンレス鋼板の厚さ限界

小型AWJ切断装置により、ステンレス鋼板(SUS304 $t=200\text{mm}$)を切断速度 1.8mm/min にて、ワ

ンパス切断できた。

今後は、ポンプ圧や研掃材供給量などのスペックを上げてAWJの威力を増した場合には、切断可能なステンレス鋼板の板厚の予測と切断の実証が課題となる。

② 小型 AWJ 先端パイプの耐久性

切断結果より、焼結ダイヤモンドはほとんど摩耗していないことが分かった。このことにより、小型AWJの耐久性において、先端パイプの素材としては焼結ダイヤモンドは有効と考えられる。

今後は、内径だけでなく噴射口側での摩耗も抑止できるような焼結ダイヤモンド素材の最適な形状の検討が必要となる。

③ 研掃材ガーネット再利用における切断性能評価

250 μm 未満の細粒子(切断屑)は切断性能に悪い影響を与えているため、再利用材適用時に 250 μm 未満の切断屑を除去すれば切断性能の低下を抑制できる可能性があることが分かった。

今後は、回収を含めた最適な研掃材ガーネットの再利用手順検討が課題となる。

謝辞：本研究で対象とした原子炉本体解体に向けたAWJ技術の適用性検討評価に関して、(独)日本原子力研究開発機構 敦賀本部 原子炉廃止措置研究開発センター 技術開発部 森下喜嗣部長、同部 技術開発課 佐野一哉課長代理、中村保之主査、岩井紘基氏にご指導、ご助言を賜りました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献：

- 1) Yasuyuki Nakamura, Kouichi Kikuchi, Yoshitugu Morisita, Tatsuo Usui, Daisuke Ogane : Applicability Examination and Evaluation of Reactor Dismantlement Technology in the Fugen-Examination of Double Tubes Cutting by abrasive Water Jet- Proceeding of 14th International Conference of Nuclear Engineering, ICONE14-89380, 2006.7
- 2) 岩井紘基ほか：「ふげん」原子炉解体技術の適用性検討評価-アブレイシブウォータージェットによる二重管模擬材切断試験(その4)-, 日本原子力学会2008年秋の年会予稿集, N06, 2008.9
- 3) 中村保之ほか：「ふげん」原子炉本体解体に向けたAWJ切断技術の適用性試験, デコミッションング技報 (Journal of the RAND) No.38, 2008.11
- 4) 丸山信一郎, 大鐘大介：「ふげん」原子炉本体解体に向けたAWJ技術の適用性検討評価-厚板水中切断性能の把握と音による切断監視試験-, 三井住友建設技術開発センター報告 No.8, 2010.10

／ 社外発表論文一覧

社外発表論文一覧【土木】 平成23年度(2011/04/01~2012/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
論文(査読付き)					
1	PVA短繊維を混入した大型RC梁の耐衝撃性に関する実験的研究	岸徳光 三上浩 栗橋祐介 田口史雄	室蘭工大大学院 当社 室蘭工大大学院 寒地土木研	構造工学論文集Vol.57A	2011/4/22
2	四辺支持RC版の耐衝撃性に及ぼすコンクリート強度の影響と耐衝撃設計法	岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大大学院 当社 室蘭工大大学院	構造工学論文集Vol.57A	2011/4/22
3	AFRPシート緊張接着によるRC梁の曲げ補強効果および破壊形式予測法に関する実験的研究	岸徳光 三上浩 栗橋祐介, ALI A.M	室蘭工大大学院 当社 室蘭工大大学院	構造工学論文集Vol.57A	2011/4/22
4	合入エネルギー一定下での実規模RC桁の繰り返し重錘落下衝撃実験	岸徳光 今野久志, 山口悟 三上浩 玉木美帆	室蘭工大大学院 寒地土木研 当社 札幌市役所	構造工学論文集Vol.57A	2011/4/22
5	AFRPシート緊張接着曲げ補強RC梁の耐荷性状に及ぼすシート目付量および導入緊張率の影響	土佐亮允, 岸徳光 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.33	2011/6/15
6	AFRP版を用いて水中接着曲げ補強したRC梁の耐荷性状に及ぼす補強材表面処理の影響	池下雄哉, 岸徳光 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.33	2011/6/15
7	AFRP補強材を用いた水中接着曲げ補強RC梁の耐荷性状に及ぼす補強材幅の影響	工藤雅史 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	JR北海道 室蘭工大大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.33	2011/6/15
8	PC部材に使用する早強コンクリートの自己収縮に関する検討	谷口秀明, 佐々木亘 樋口正典	当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.33	2011/6/15
9	シート厚および導入緊張率を変化させたAFRPシート緊張接着曲げ補強PC梁の静載荷実験	栗橋祐介, 岸徳光 ALI AbdelAziz Mohamed 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.33	2011/6/15
10	繰り返し重錘落下を受ける実規模RC桁の耐衝撃挙動に関する数値解析手法の適用性について	玉木美帆 岸徳光 今野久志 三上浩	札幌市役所 室蘭工大大学院 寒地土木研 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.33	2011/6/15
11	鋼部材埋込み方式による合成桁-PC桁接合構造に関する実験的研究	篠崎裕生, 浅井洋 西村一博, 春日昭夫	当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.33	2011/6/15
12	支持条件が異なる矩形RC版の衝撃荷重載荷実験	又坂文章 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.33	2011/6/15
13	支持条件と版厚が異なるRC版の静的押抜きせん断性状	三上浩 岸徳光, 栗橋祐介	当社 室蘭工大大学院	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.33	2011/6/15
14	支持条件の異なるRC版の静的耐荷挙動に関する三次元弾塑性解析	氏家友哉 小室雅人, 岸徳光 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	コンクリート工学年次論文集 (CD-ROM)Vol.33	2011/6/15
15	促進試験による骨材のアルカシリカ反応性の評価に関する検討	佐々木亘, 谷口秀明, 斯波明宏, 樋口正典	当社 当社	コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集Vol.11	2011/10/28
16	PC部材を対象とした早強コンクリートに発生する自己収縮ひずみ	佐々木亘, 谷口秀明, 樋口正典	当社 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.20th	2011/10/7
17	シート目付量および導入緊張率が異なるAFRPシート緊張接着曲げ補強PC梁の静載荷実験	栗橋祐介, 岸徳光, ALI A.M 三上浩	室蘭工大大学院 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.20th	2011/10/7
18	シート目付量および導入緊張率が異なるAFRPシート緊張接着曲げ補強PC梁の静載荷実験	岸徳光, 栗橋祐介, ALI A.M 三上浩	室蘭工大大学院 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.20th	2011/10/7

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
19	デジタル画像解析を適用した鉛直打継目処理の管理手法	中村收志, 玉置一清 荻野目太志 竹之井勇	当社 当社 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.20th	2011/10/7
20	光ファイバによる橋梁維持管理手法に関する研究	古賀友一郎 篠崎裕生	当社 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.20th	2011/10/7
21	鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力に関する実験的研究	浅井洋, 篠崎裕生 三加崇, 竹之井勇	当社 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.20th	2011/10/7
22	直列に配置したジベルの引抜き挙動に関する実験的研究	篠崎裕生, 浅井洋 三加崇, 三上浩	当社 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.20th	2011/10/7
23	東北地方の骨材を用いたコンクリートの品質評価	谷口秀明, 佐々木亘 樋口正典 村田宣幸	当社 当社 当社	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集Vol.20th	2011/10/7
24	来待砂岩の3次元空隙分布と透水係数および比貯留率における静水圧・軸圧による変化について	高橋学, PARK Hyuck 加藤昌治 高橋直樹 藤井幸泰 竹村貴人	産総研 北大 当社 深田地質研 日本大	日本応用地質学会研究発表会講演論文集Vol.2011	2011/10/27
25	Engineering Investigation of Hydrogen Storage in the Form of Clathrate Hydrates	山地宏志, 柴田敏雄 森康彦, 大村亮	当社 慶応義塾大学	7th International Conference on Gas Hydrates (ICGH 2001, UK)	2011/7/18
26	三軸伸張試験から推定される正断層と地下水の関係について	高橋学 藤井幸泰 高橋直樹	産総研 深田地質研 当社	第32回西日本岩盤工学会シンポジウム	2011/9/2
27	Experimental study on effects of underground columnar improvement on seismic behaviour of quay wall subjected to liquefaction	Ali Derakhshani 東畑郁生, 山田卓 Amin Bahmanpour 高橋直樹	東京大学 東京大学 東京大学 当社	2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference	2011/10/2
28	三軸伸張試験で形成された来待砂岩中の割れ目の性状と形成メカニズム	藤井幸泰 高橋直樹 高橋学, P.Hyuck 竹村貴人	深田地質研 当社 産総研 日本大	応用地質Vol.52	2011/12/10
29	来待砂岩の水銀ポロシメータおよびX線CT構造解析から得られる空隙構造	高橋学, P.Hyuck, 藤井幸泰 AHN Changwan 竹村貴人 高橋直樹	産総研 深田地質研 埼玉大 日本大 当社	応用地質Vol.52	2011/12/10

論文

1	AFRPシート緊張接着RC梁の耐荷挙動に関する数値解析的研究	氏家友哉, 岸徳光 小室雅人 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
2	PC部材に使用する早強コンクリートのASR促進膨張に及ぼす要因	佐々木亘, 谷口秀明, 樋口正典	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
3	シート目付量および導入緊張率の異なるAFRPシート緊張接着曲げ補強PC梁の曲げ耐荷性状	栗橋祐介, 岸徳光 ALI AbdelAziz M. 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
4	シート目付量および導入緊張率の異なるAFRPシート緊張接着曲げ補強RC梁に関する実験的研究	土佐亮允, 岸徳光 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
5	トンネル覆工コンクリートの品質向上	仲哲路, 黒見正彦 中込正貴, 鷹崎智司 斯波明宏	当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
6	移動撮影による連続画像を利用したひび割れ抽出に関する基礎実験	塩崎正人 高橋邦輝, 佐田達典 石坂哲宏 菊地典明	当社 日本大 日本大 テクノフラッシュ	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
7	支持条件が異なる矩形RC版の衝撃荷重載荷実験	又坂文章 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
8	支持条件と版厚を変化させたRC版の静的耐荷性状	三上浩 岸徳光, 栗橋祐介	当社 室蘭工大大学院	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
9	支持条件の異なるRC矩形版の重錘落下衝撃挙動に関する数値解析的検討	玉木美帆 岸徳光, 小室雅人 三上浩	札幌市役所 室蘭工大大学院	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
10	支持条件の異なるRC版の静的耐荷挙動に関する弾塑性解析	小室雅人, 岸徳光 氏家友哉 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
11	照明の陰影を利用したコンクリートひび割れの連続検出手法に関する研究	高橋邦輝, 佐田達典, 石坂哲宏 塩崎正人	日本大 日本大 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
12	水平打継ぎ部の耐久性に関する研究	染谷望, 三田勝也 加藤佳孝 斯波明宏	東京理大 東京理大 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
13	板幅を変化させたAFRP板水中接着補強RC梁の曲げ耐荷性状に関する実験的研究	工藤雅史 岸徳光, 栗橋祐介 三上浩	JR北海道 室蘭工大大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
14	表面処理の異なるAFRP板を用いた水中接着曲げ補強RC梁に関する静載荷実験	池下雄哉, 岸徳光 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)Vol.66th	2011/8/5
15	VOCs微生物分解に用いる有機資材の有効性評価	黒川幸彦, 伊藤哲郎 河田浩史 惣田昱夫, 小林珠恵	当社 当社 静岡理工科大学	第17回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究会集講演集	2011/6/16
16	杭式深層混合処理工法の側方流動低減効果に関する振動台実験	高橋直樹, 山本陽一 東畑郁生, 山田卓 Ali Derakhshan	当社 東京大学 東京大学	第46回地盤工学研究発表会講演集	2011/7/5
17	新たな改良杭配置による液状化対策工法の開発	高橋直樹, 村田宣幸, 黒島一郎, 東畑郁生	当社 当社 東京大学	「震災からの復旧・復興, 住環境の再生に役立つ地盤技術」シンポジウム	2011/12/1
18	広帯域連続集録から得られたAEのコーナー周波数と地震モーメントの関係	吉光奈奈, 川方裕則 高橋直樹	立命館大 当社	日本地震学会秋季大会講演予稿集Vol.2011	2011/10/1
19	トンネルのライフサイクルマネジメントに供するプロダクトデータモデルの研究	板倉賢一 松井裕哉, 佐藤稔紀, 早野明 山地宏志, 大津慎一	室蘭工大 日本原子力研究開発機構 当社	日本建設情報総合センター研究助成事業成果報告会資料集(CD-ROM) Vol.9th	2011/11/1
20	自立型防災監視システムの開発に関する研究	芥川真一 山地宏志, 戸村豪治 羽馬徹	神戸大 当社 ケー・エフ・シー	日本建設情報総合センター研究助成事業成果報告会資料集(CD-ROM) Vol.9th	2011/11/1
21	TOFイメージセンサを用いた可視光通信と写真測量によるトンネル内移動体位置計測	逸見悠 内山英昭 掛橋孝夫, 永元直樹 春山真一郎, 大槻知明	慶應大学大学院 フランス国立情報学 自動制御研究所 当社 慶應大学大学院	電子情報通信学会 無線通信システム研究会 Technical Report RCS2011-364(2012-03)	2012/3/9
22	フォトダイオードを用いた可視光通信とイメージセンサを用いた写真測量によるトンネル内移動体位置計測	青木一将 内山英昭 掛橋孝夫, 永元直樹 春山真一郎, 大槻知明	慶應大学大学院 フランス国立情報学 自動制御研究所 当社 慶應大学大学院	電子情報通信学会 無線通信システム研究会 Technical Report RCS2011-363C(2012-03)	2012/3/9

報文など

1	低弾性高じん性セメント系複合体を用いたPC桁床版連結工法	谷口秀明 平喜彦, 室田敬 大城壮司	当社 当社 西日本高速道路	コンクリート工学Vol.49	2011/4/1
2	歩道橋の魅力を探る 歩道橋が切り拓いた新技術-技術開発の突破口となった歩道橋とその技術-	近藤真一	当社	橋梁と基礎Vol.45	2011/5/1
3	GPSクレーンブーム位置監視システム 中一色川橋における「GPSクレーンブーム位置監視システム」の採用	細野宏巳 三上博	当社 当社	「クレーン」第49巻7号	2011/7/1

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
4	土木構造物の長寿命化と改築 道路橋RC床版の補修・補強工法	三上浩 山内貴宏 堀川都志雄 黒瀬智雄	当社 首都高速道路 大阪工大 当社	土木施工Vol.52	2011/8/22
5	小断面水路トンネルの恒久的維持補修のための覆工背面空洞充填工法	山地宏志, 三宅悟	当社	土木施工Vol.52	2011/8/22
6	トンネルのライフサイクル・マネジメントシステムの開発	目黒勇人, 徐招峰 板倉賢一 山地宏志, 大津慎一 松井裕哉, 佐藤稔紀, 早野明	室蘭工大 室蘭工大 当社 原子力研究開発機構 原子力研究開発機構	資源・素材Vol.2011	2011/9/26
7	残コン・戻りコンの発生抑制および有効利用-日本コンクリート工学会技術検討委員会の活動報告	十河茂幸 中田善久 小山明男 宮里心一 澤本武博 谷口秀明 道正泰弘	広島工大 日本大 明治大 金沢工大 ものづくり大 当社 東京電力	月刊コンクリートテクノVol.30	2011/12/1
8	アラミド製連続繊維AFRP版を用いた河川橋脚の水中耐震補強工法の開発	三上浩 岸徳光, 小室雅人 栗橋裕介	当社 室蘭工大大学院 室蘭工大大学院	室蘭工業大学地域共同研究 開発センター研究報告 No.22	2011/12/1
9	環境・リサイクル 覆工背面空洞充填工における石炭灰有効利用技術の開発	山地宏志 林豊 櫻井春輔	当社 SR協, ケー・エフ・シー 建設工学研	電力土木	2011/11/5
10	気泡ソイルセメント柱列壁工法の開発と適用-環境負荷低減を目指した土留め壁工法-	諸田元孝, 黒川敏広 黒川幸彦	当社	電力土木No.357	2012/1/5
11	写真計測による打継強度評価システムの開発	近藤真一 中村収志, 玉置一清 佐田達典	当社 当社 日本大	プレストレストコンクリート Vol.54	2012/1/30
12	可視光通信を用いた3次元位置計測システム	三上博	当社	北陸の建設技術 VOL.248	2012/2/10

社外発表論文一覧【建築】 平成23年度(2011/04/01~2012/03/31)

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
論文(査読付き)					
1	超高強度コンクリート(170-230N/mm ²)を使用したRC柱の中心圧縮性状	田野健治, 松田拓	当社	コンクリート工学年次論文集(CD-ROM)Vol.33	2011/7/13
2	総合建設業の建築工事作業所における労務環境に関する研究 作業員個人の集合体として捉えた労務環境の可視化と分析	手塚慎一, 松本啓二 戸倉健太郎, 深谷学 大鐘大介 蟹澤宏剛 穂積里菜, 浜野瑠美	当社 当社 当社 芝浦工大 芝浦工大大学院	日建築生産シンポジウム論文集Vol.27th	2011/7/28
3	200N/mm ² 級超高強度コンクリートの強度・自己収縮特性における初期高温履歴の影響メカニズム	松田拓, 蓮尾孝一 野口貴文 小出貴夫, 鈴木康範	当社 東京大学大学院 住友大阪セメント	日本建築学会構造系論文集No.666	2011/8/1
4	MECHANISM OF EARLY HEAT CURING INFLUENCE ON COMPRESSIVE STRENGTH AND AUTOGENOUS SHRINKAGE OF OVER 200MPA-CLASS ULTRA-HIGH-STRENGTH CONCRETE	松田拓, 蓮尾孝一 野口貴文 小出貴夫, 鈴木康範	当社 東京大学大学院 住友大阪セメント	Proceedings of 9th SYMPOSIUM ON HIGH PERFORMANCE Designn Verification, & Utilization, NZ Rotorua (CD-ROM)	2011/8/9
5	丸山一平氏, 寺本篤史氏, 五十嵐豪氏の討論に対する回答	松田拓, 蓮尾孝一 野口貴文 小出貴夫, 鈴木康範	当社 東京大学大学院 住友大阪セメント	日本建築学会構造系論文集No.673	2012/3/1
論文					
1	初期温度履歴の異なる200N/mm ² 級超高強度ペースト硬化体の物性に関する一検討	小出貴夫, 小林哲夫 松田拓, 蓮尾孝一	住友大阪セメント 当社	セメント技術大会講演要旨(CD-ROM) Vol.65th	2011/4/30
2	初期高温履歴による200N/mm ² 級超高強度コンクリートの反応生成物変化及び強度・自己収縮増進特性への影響	松田拓, 蓮尾孝一 野口貴文 小出貴夫	当社 東大大学院 住友大阪セメント	セメント技術大会講演要旨(CD-ROM) Vol.65th	2011/4/30
3	200N/mm ² 級超高強度コンクリートの一軸拘束挙動に及ぼす初期高温履歴の影響	松田拓, 蓮尾孝一 野口貴文 小出貴夫	当社 東大大学院 住友大阪セメント	セメント技術大会講演要旨(CD-ROM) Vol.65th	2011/7/13
4	集合住宅プロジェクトの品質確保・安全確保に向けた労務環境の実態に関する研究 その1)プロジェクト間の施工体制比較	穂積里菜, 浜野瑠美 蟹澤宏剛 戸倉健太郎 手塚慎一	芝浦工大大学院 芝浦工大 当社	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築社会システムVol.2011	2011/8/23
5	集合住宅プロジェクトの品質確保・安全確保に向けた労務環境の実態に関する研究 その2)職種別の施工体制の可視化	手塚慎一 戸倉健太郎 蟹澤宏剛 穂積里菜, 浜野瑠美	当社 当社 芝浦工大 芝浦工大大学院	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築社会システムVol.2011	2011/8/23
6	集合住宅プロジェクトの品質確保・安全確保に向けた労務環境の実態に関する研究 その3)施工体制内の詳細分析と管理への展開	戸倉健太郎 手塚慎一 蟹澤宏剛 穂積里菜, 浜野瑠美	当社 当社 芝浦工大 芝浦工大大学院	日本建築学会学術講演梗概集F-1 都市計画 建築社会システムVol.2011	2011/8/23
7	強制乾燥によるコンクリートの乾燥収縮特性(その1 65℃強制乾燥における収縮性状)	安田正雪 山内衛 立山創一 柳田淳一 住学 若林信太郎 吉岡昌洋 西本好克 小池晶子	東洋建設 浅沼組 安藤建設 大木建設 鴻池組 銭高組 長谷工コーポレーション 当社(当時) フローリック	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工Vol.2011	2011/7/20
8	初期養生の違いが各種収縮低減剤の効果へ及ぼす影響(その1 塗布型収縮低減剤)	小池晶子 山内衛 立山創一 柳田淳一 住学 若林信太郎 安田正雪 吉岡昌洋 西本好克	フローリック 浅沼組 安藤建設 大木建設 鴻池組 銭高組 東洋建設 長谷工コーポレーション 当社(当時)	日本建築学会学術講演梗概集A-1 材料施工Vol.2011	2011/7/20

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
9	屋上広告板に作用するピーク風力係数	益山由佳, 中村修 伊藤真二 奥田泰雄 菊池浩利 野田博 吉田昭仁	風工学研 鴻池組 建築研 清水建設 当社 東京工芸大	日本建築学会学術講演梗概 集B-1 構造1Vol.2011	2011/7/20
10	小規模建築物の屋根構造骨組用外圧係数 およびガスト影響係数に関する研究 その2 設計用外圧係数およびガスト影響係数の検 討	寺崎浩 勝村章, 中村修 植松康 奥田泰雄 喜々津仁密 吉田昭仁 野田博	大成建設 風工学研 東北大 建築研 国総研 東京工芸大 当社	日本建築学会学術講演梗概 集B-1 構造1Vol.2011	2011/7/20
11	高密度地震観測記録に基づく中層SRC造建 物の立体振動モードの評価	川島学 永野正行 鹿嶋俊英	当社 東京理大 建築研	日本建築学会学術講演梗概 集B-2 構造2Vol.2011	2011/7/20
12	鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁にお ける壁パネルの強度算定法(その5.連層壁パ ネルの追加実験)	川上純平, 藤田晋吾 荒井康幸, 溝口光男 小坂英之	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	日本建築学会学術講演梗概 集C-2 構造4Vol.2011	2011/7/20
13	柱に高強度コンクリートを用いた十字形架構 の加力実験	松永健太郎, 新上浩 小坂英之 河上浩司	当社	日本建築学会学術講演梗概 集C-2 構造4Vol.2011	2011/7/20
14	材端に腰壁の付く鉄筋コンクリート造梁部材 の加力実験(その1)実験概要およびひび割 れ・変形状	小坂英之, 新上浩 松永健太郎 小田稔	当社	日本建築学会学術講演梗概 集C-2 構造4Vol.2011	2011/7/20
15	材端に腰壁の付く鉄筋コンクリート造梁部材 の加力実験(その2)荷重-変形関係および復 元力モデル	新上浩, 松永健太郎 小坂英之 小田稔	当社	日本建築学会学術講演梗概 集C-2 構造4Vol.2011	2011/7/20
16	超高強度コンクリート(170-230N/mm ²)を 使用したRC柱の中心圧縮性状(その1 実験概 要と応力ひずみ関係)	松田拓, 田野健治	当社	日本建築学会学術講演梗概 集C-2 構造4Vol.2011	2011/7/20
17	超高強度コンクリート(170-230N/mm ²)を 使用したRC柱の中心圧縮性状(その2 横補強筋 による拘束効果)	松田拓, 田野健治	当社	日本建築学会学術講演梗概 集C-2 構造4Vol.2011	2011/7/20
18	直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁にお ける壁パネルの強度算定法(その6.適合性の検 討)	藤田晋吾, 川上純平 荒井康幸, 溝口光男 小坂英之	室蘭工大大学院 室蘭工大大学院 当社	日本建築学会学術講演梗概 集C-2 構造4Vol.2011	2011/7/20
19	複数の矩形大開口を有するプレキャストプレ ストレストコンクリート小梁の曲げ載荷実験	江頭寛, 小坂英之 松永健太郎	当社	日本建築学会学術講演梗概 集C-2 構造4Vol.2011	2011/7/20
20	桁行き方向に梁が無いスラブの床衝撃音遮 断性能について-その1 実建物による実験的 検討-	岩本毅, 小林秀彰 嶋田泰, 赤尾伸一	当社	日本音響学会研究発表会講 演論文集(CD-ROM) Vol.2011	2011/9/13
21	桁行き方向に梁が無いスラブの床衝撃音遮 断性能について-その2 FEM解析による検討 -	小林秀彰, 嶋田泰 岩本毅, 赤尾伸一	当社	日本音響学会研究発表会講 演論文集(CD-ROM) Vol.2011	2011/9/13

報文など

1	コンクリートの施工性の変遷に関する意識調 査の結果に見られる諸傾向	若林信太郎 大塚秀三 川本泉 松田拓 枝広英俊	銭高組 ものづくり大 KAI建築環境コンサル 当社 芝浦工大	月刊コンクリートテクノ Vol.30	2011/6/1
2	店舗における省エネルギー 2.新築事例-6.三 井ショッピングパークららぽーと柏の葉-地域 コミュニティの形成をコンセプトとした施設計 画-	西尾新一	当社	IBEC Vol.32 (建築環境・省エネルギー機 構)	2011/9/1
3	新時代を拓く最新施工技術 第23回 中間階 免震改修(Hy-Retro構法)の施工	鈴木亨	当社	建築技術No.740	2011/9/1

No.	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
4	設計者のための風力係数の充実 屋根および軒の風力係数とガス影響係数	寺崎浩 勝村章, 益山由佳 植松康 大竹和夫 奥田泰雄 菊池浩利 野田博 山本学 吉田昭仁	大成建設 風工学研 東北大大学院 竹中工務店 建築研 清水建設 当社 鹿島建設 東京工芸大	日本風工学会誌No.129	2011/10/31
5	設計者のための風力係数の充実 屋上広告板のピーク風力係数	益山由佳, 中村修 奥田泰雄 伊藤真二 菊池浩利 野田博 吉田昭仁 植松康	風工学研 建築研 鴻池組 清水建設 当社 東京工芸大 東北大大学院	日本風工学会誌No.129	2011/10/31
6	2011年度日本建築学会大会(関東) 材料施工部門—パネルディスカッション プレキャストコンクリート工法に関する課題と 展望 最近の工法例	蓮尾 孝一	当社	2011年度日本建築学会大会 (関東) 材料施工部門—パネルディスカッション資料	2011/8/24

三井住友建設技術開発センター報告 No.10 2012

Reports of Technical Research and Development Center
of SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.LTD

平成 24 年 9 月 30 日発行

No.10 September 2012

編集・発行

三井住友建設株式会社
技術研究開発本部

〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1
TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

Published and Edited by

Technology & Research Development Division of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

518-1,Komaki,Nagareyama-shi,Chiba 270-0132
TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

印刷 株式会社 コスモプランニング

URL <http://www.smcon.co.jp/>

三井住友建設株式会社
技術研究開発本部

