

三井住友建設技術研究開発報告

TECHNICAL RESEARCH REPORT OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

No.19 2021

複写をご希望の方へ

三井住友建設は、複写複製および転載複製に係る著作権を学術著作権協会に委託しています。当該利用をご希望の方は、学術著作権協会 (<https://www.jaacc.org/>) が提供している複製利用許諾システムもしくは転載許諾システムを通じて申請ください。

Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd. authorized Japan Academic Association For Copyright Clearance (JAC) to license our reproduction rights and reuse rights of copyrighted works. If you wish to obtain permissions of these rights in the countries or regions outside Japan, please refer to the homepage of JAC (<http://www.jaacc.org/en/>) and confirm appropriate organizations to request permission.

三井住友建設技術研究開発報告 第19号

【論文・報告】

No.	タイトル	執筆者	ページ
1	超低収縮高強度FRCCを用いた継手構造	竹山 忠臣 篠崎 裕生 西村 一博 松田 拓	1
2	超低収縮・超高強度型モルタルの性能評価およびプレキャストセグメント接合目地への適用	坂本 遼 臺 哲義 藤岡 泰輔 松田 拓	7
3	プレキャスト床版接合部の実物大施工試験	臺 哲義 佐々木 亘 坂本 遼 樋口 正典	15
4	現場での製造施工に対応した180MPa級超低収縮高強度繊維補強コンクリート	恩田 陽介 佐々木 亘 臺 哲義 松田 拓	19
5	人工軽量細骨材を使用した低環境負荷型高強度コンクリートの収縮特性と凍結融解抵抗性に関する研究	峯 竜一郎 臺 哲義 飛鷹 晶子 恩田 陽介 松田 拓	25
6	BEARING CAPACITY CHARACTERISTICS OF A CAST IN PLACE CONCRETE PILE IN BANGKOK - FIELD DATA AND NUMERICAL SIMULATION - バンコクで施工した場所打ちコンクリート杭の支持力特性 - 押込み試験と3次元FEM解析 - (英文)	ダヤニ サンジーワニ 高橋 直樹	33
7	120N/mm ² コンクリートを用いたPCa柱と場所打ち連層耐震壁の接合構造に関する実験的検討	田野 健治 大圖 友梨子 松永 健太郎 江頭 寛 井上 樹里也 小田 稔 南 圭祐	41
8	シーソーシステムを用いた制振構法の適用に関する実験的研究	平田 裕一 川島 学 原田 浩之	51
9	機械学習・深層学習を活用した建物冷暖房負荷予測モデルの精度に関する研究	池原 基博 西尾 新一 丸山 信一郎	59
10	排水立て管・継手から発生する排水騒音の測定事例	市川 友己 小林 秀彰 嶋田 泰	65

No.	タイトル	執筆者	ページ
11	寒冷地における複合微生物製剤を利用した油汚染の浄化	伊藤 哲郎 岡崎 久男	71
12	STRUCTURAL PERFORMANCE EVALUATION OF THE Dura-Bridge [®] AND MONITORING SYSTEM APPLICATION 超高耐久橋梁Dura-Bridge [®] の性能評価と常時モニタリングの概 要(英文)	ホアン チョン クエン 野並 優二 藤岡 泰輔 内堀 裕之	77
13	免震層層間変位モニタリングシステムの開発 ージョイスティック変位計の概要ー	長谷川 毅 川島 学 西村 佳也 神山 圭佑 原田 浩之	85
14	建設作業所の労働災害防止を目的とした安全・注意喚起AIシス テムの開発	戸倉 健太郎 右山 剛	91
	【社外発表論文一覧】		95

超低収縮高強度 FRCC を用いた継手構造

Splice Joint Structure using Ultra-low Shrinkage and High Strength FRCC

構造技術部 竹山 忠臣 TADAOMI TAKEYAMA
 構造技術部 篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
 橋梁構造設計部 西村 一博 KAZUHIRO NISHIMURA
 建設基盤技術部 松田 拓 TAKU MATSUDA

近年、道路橋床版の老朽化が顕在化しており、RC床版からプレキャスト床版への取替工事が進められているが、プレキャスト床版同士の継手にはループ継手を用いることが標準とされている。ループ継手はループ継手内部への直角方向鉄筋の配置が煩雑であるため、筆者らは継手部のコンクリートに超低収縮高強度繊維補強コンクリートを用いることで、継手内部の直角方向鉄筋を省略することができる継手工法「サステインジョイント®」を開発した。プレキャスト床版を模擬した床版曲げ試験と輪荷重走行試験から十分な継手性能と疲労耐久性を有していることが明らかとなった。

キーワード：プレキャスト床版，継手，超高強度，短繊維補強コンクリート，低収縮

In recent years, aging of road bridge decks has become apparent, and replacement work from RC deck slabs to precast PC deck slabs is underway, and the standard connection method of each precast slabs is loop splice. Since arrangement of the transverse reinforcing bars in the loop splice joint is complicated, the new method was developed. The method named as "Sustain-Joint®" uses ultra-low shrinkage and high strength fiber reinforced concrete for the joint part and can implement to omit the reinforcing bars in the loop joint. The deck slab bending test and the wheel load running test simulating the precast deck slab were carried out and those results showed that the proposed joint method has sufficient splice performance and fatigue durability.

Key Words: Precast deck slab, Splice joint, Ultra-high strength, Fiber reinforced concrete, Low shrinkage

1. はじめに

近年、道路橋のRC床版の劣化が顕在化しており、RC床版からプレキャストPC床版（以下、プレキャスト床版）への取替工事が進められているが、プレキャスト床版同士の継手にはループ継手を用いることが標準とされている。一方で、ループ継手を用いる場合、ループ継手内部に配置する直角方向鉄筋の配筋作業が煩雑で現場における生産性の低下が懸念される（図-1）。

筆者らは鉄筋と短繊維補強コンクリートの重ね継手に関する検討を行っており、重ね継手に超高強度の短繊維補強コンクリートを使用することで、継手長を短くしても継手の強度を高くすることができることを確認している²⁾。米国の連邦高速道路局FHWAの指針³⁾では、継手部分のコンクリートに圧縮強度が 152N/mm^2 以上のUHPC (Ultra-high performance concrete) を用いること

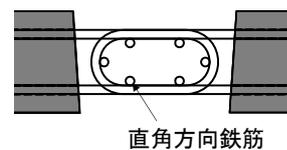


図-1 ループ継手

で、継手長を $7.5d$ (d : 鉄筋径) とし継手内部の直角方向鉄筋を省略することができる。一方で、UHPCなどの超高強度コンクリートは低水結合材比のため自己収縮が大きく、ひび割れ発生リスクが高いため、構造物の耐久性に課題が残る。このため、構造部材にUFC (Ultra-high strength fiber reinforced concrete) を用いる場合、土木学会のUFC指針⁴⁾では異形鉄筋との併用を原則認めていない。

松田らはフェロニッケルスラグ細骨材と各種混和材を用いることで、超高強度コンクリートの自己収縮を大

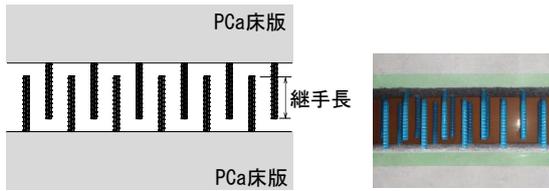


図-2 継手構造

表-1 継手部のコンクリートと継手工法

継手工法の比較		
名前	FHWA	サステインジョイント
圧縮強度	152N/mm ² 以上	160N/mm ² 以上
鋼繊維混入率	2.0vol.%	1.0vol.%
粗骨材の有無	無(UHPC)	有
鉄筋強度	517N/mm ²	345N/mm ²
継手長	7.5d (d: 鉄筋径)	

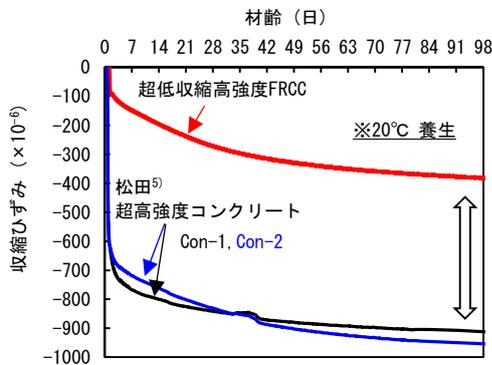


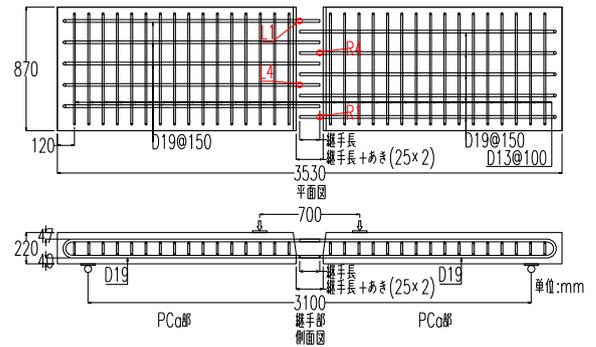
図-3 収縮ひずみ

幅に低減できるとしている⁵⁾。そこで、本検討では施工の省力化を目的として、継手部分のコンクリートに超高強度の短繊維補強コンクリートを用い、床版継手部分の継手長を短くすることで、床版継手内部に配置する直角方向鉄筋の省略を目標とした。更に、継手部分のコンクリートには前述の配合技術を適用して自己収縮を大幅に低減することで、高耐久な継手構造を目標とした。

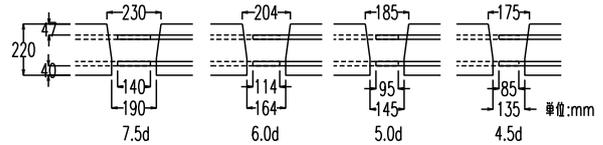
本検討では、継手部を有するプレキャスト床版を模擬した梁の曲げ試験により継手長の設定を行ない、さらに継手部を有するプレキャスト床版の輪荷重走行試験を行ない、本継手構造の100年相当の疲労耐久性を確認した。

2. 目標とする継手構造

本検討で目標としたプレキャスト床版継手構造を図-2に示す。継手部は直鉄筋のあき重ね継手とし、継手内部の直角方向鉄筋を省略してプレキャスト床版同士を接合するものである。ここで本検討における継手とFHWAにおける継手方法の比較を表-1、収縮ひずみを図-3に



a) 試験体全景



b) 接合部形状

図-4 曲げ試験体

示す。継手部の超低収縮高強度繊維補強コンクリート⁶⁾(以下、超低収縮高強度FRCC)は、自己収縮低減効果の高い細骨材の利用に加え、通常の粗骨材も用いることで低収縮による高耐久化を実現し、更に繊維混入率をUHPCよりも半減することでコスト低減を実現している。そして、FHWAにおける継手と同等の継手長で、床版継手構造を成立させるものである。なお、短繊維はφ0.2-15mm、引張強度が2,000N/mm²以上の鋼繊維を使用している。

3. プレキャスト床版の曲げ試験

(1) 目的

本継手構造における継手長の設定と継手の安全性を確認するために、プレキャスト床版継手部を模擬した試験体の曲げ試験を行なった。

(2) 実験概要

図-4に示すような試験体を用い、床版継手構造の検討を行なった。試験パラメータは継手長とし、継手長を7.5d (140mm)、6.0d (114mm)、5.0d (95mm)、4.5d (85mm)とした。試験体の軸方向鉄筋はD19、SD345を用い、鉄筋のかぶりを40mm、鉄筋の配置間隔を150mmとした。試験体のプレキャスト部分には、設計基準強度50N/mm²を満足するコンクリートを用いた。コンクリート打設の翌日、継手部と接する面を高圧洗浄水で打継目処理を行なった後に養生を行なった。養生後、プレキャスト部分を所定間隔に組み立てた後、継手部分に超低収縮高強度FRCCを打設し、実験室に静置した。



写真-1 試験状況

表-2 強度試験結果

	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング 係数 (kN/mm ²)	ひび割れ 発生強度 (N/mm ²)
プレキャスト部	65.9	37.4	3.74
継手部	171.9	56.5	8.02

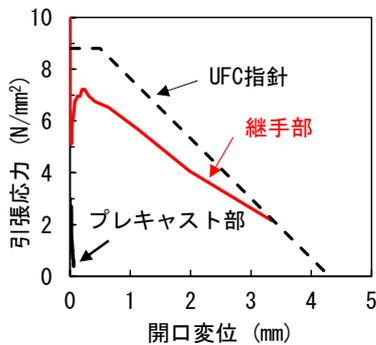


図-5 引張軟化曲線

図-4 に荷重位置、写真-1 に試験状況方法を示す。本検討では等曲げスパン 700mm、支点間距離 3100mm の 4 点曲げ試験を行なった。

(3) 実験結果

荷重試験時の強度試験結果を表-2、引張軟化曲線を図-5 に示す。ひび割れ発生強度は UFC 指針⁴⁾に準じ、割裂引張強度試験の供試体端面にひずみゲージを設置し、計測値が不連続になった時の荷重から求めた。引張軟化曲線は JCI 試験方法⁷⁾に準じ、切欠きはりの 3 点曲げ試験から得られた荷重-開口変位曲線を逆解析することで算出した。継手部のコンクリートの圧縮強度とひび割れ発生強度は、特性値とほぼ同程度であった。引張軟化曲線は繊維混入率が UFC よりも低減しているため、UFC よりも同一の開口変位における引張応力が低くなっている。

荷重と中央変位の関係を図-6、試験終了後の試験体下面のひび割れ状況を写真-2 に示す。計算値にはプレキャスト部分のコンクリートの圧縮強度とひび割れ発生強度を用い、鉄筋の降伏強度 (375N/mm²) は鉄筋の引

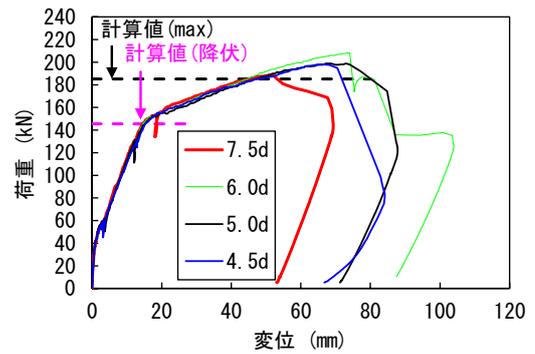


図-6 荷重-中央変位

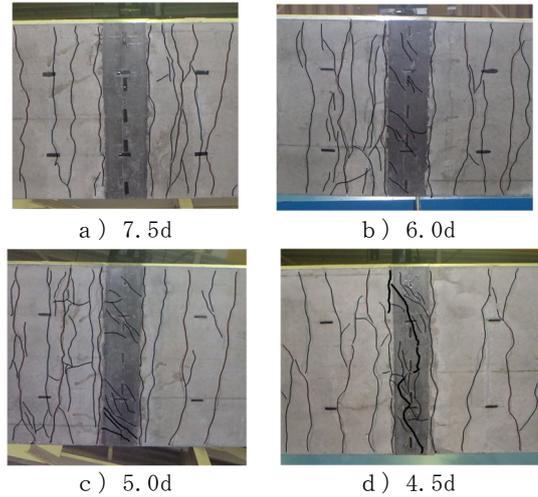


写真-2 試験終了後のひび割れ状況 (試験体下面)

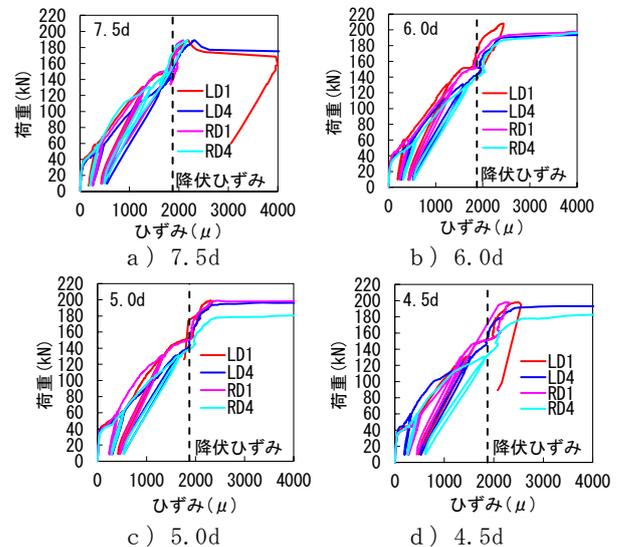


図-7 鉄筋ひずみ

張試験結果を用いた。いずれの試験体も、曲げひび割れ発生後、鉄筋が降伏し、破壊に至った。7.5d と 6.0d と 5.0d はプレキャスト部分のコンクリートが圧壊して荷重が低下したが、4.5d は継手破壊により荷重が低下した。いずれも最大荷重は計算値を上回っていた。6.0d と 5.0d と 4.5d は継手部分のコンクリートにひび割れが進展したが、7.5d は継手部分のコンクリートに目視可能なひび割れは確認されなかった。

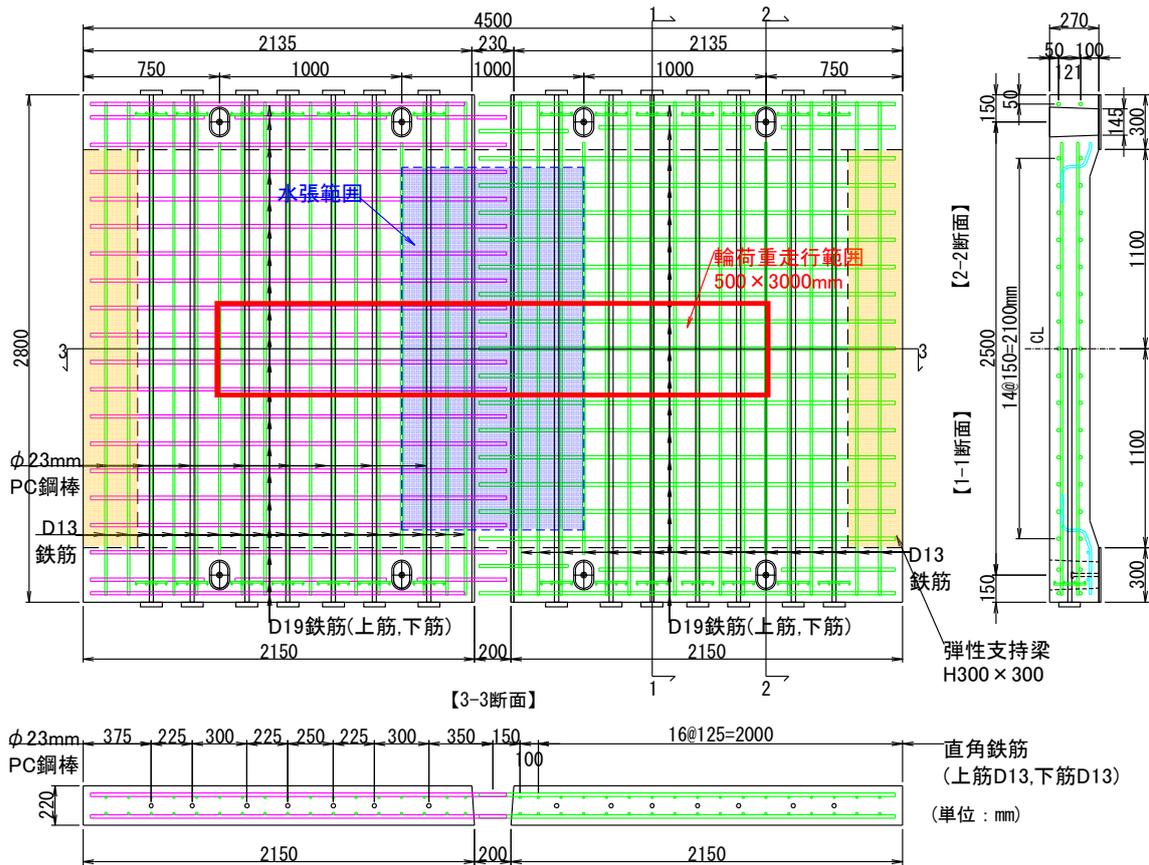


図-8 輪荷重走行試験体図

図-7 に荷重と鉄筋ひずみ関係を示す。測定した鉄筋ひずみは図-4 に示した位置の鉄筋ひずみである。いずれの試験体も荷重が150kN程度で鉄筋ひずみが降伏ひずみに達し、その後も鉄筋ひずみが増加していることが分かる。これより、本継手構造であれば、継手長が4.5dでも鉄筋を降伏させることができることが分かる。

以上より、本継手構造では継手長を7.5dとすることで、継手部分のコンクリートにひび割れは確認されず、床版継手構造として十分な継手の安全率を保有することが分かった。

4. プレキャスト床版の輪荷重走行試験

(1) 目的

3章で確認した本継手構造を用いた床版構造の疲労耐久性を確認するために、プレキャスト床版継手部を模擬した試験体を用いて、輪荷重走行試験により疲労耐久性を確認した。

(2) 実験概要

図-8 に試験体を示す。試験体はプレキャスト床版継手部を模擬した試験体で、幅2,800mm、長さ4,500mm、厚さ220mmとし、NEXCO試験方法⁸⁾に準拠して設定し

た。試験体の橋軸方向鉄筋にはD19、SD345を用い、配置間隔を150mm間隔とした。橋軸直角方向鉄筋にはD13を用いた。なお、試験体の鉄筋は全てJSCE-E102-2013の規格を満足するエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用した。PC鋼材はφ23mmのSBPR B種のPC鋼棒を用い、緊張力を1本あたり285kNとした。

試験体のプレキャスト部分には、設計基準強度50N/mm²を満足するコンクリートを用いた。コンクリート打設の翌日、継手部と接する面を高圧洗浄水で打継目処理を行なった後に養生を行なった。プレストレス導入後、所定間隔に組み立てて、継手部のコンクリートを打設し養生を行なった。

(3) 試験方法

試験には株式会社高速道路総合技術研究所保有の輪荷重走行試験機を用いた(写真-3)。試験体は支間長2.5mの単純支持とし、橋軸方向に十分長い連続版とたわみ分布が同程度となるように試験体端部にH形鋼を設置した。載荷方法は支間中央に載荷ブロックを組み合わせた軌道を設置して、鉄輪(単輪)を用いて載荷した。なお、本試験ではNEXCO試験方法に準拠して、荷重250kNで10万回の繰返し載荷を行なった後に試験体上面に水を滞水させ、試験体下面への漏水の有無を確認した。



写真-3 輪荷重走行試験機

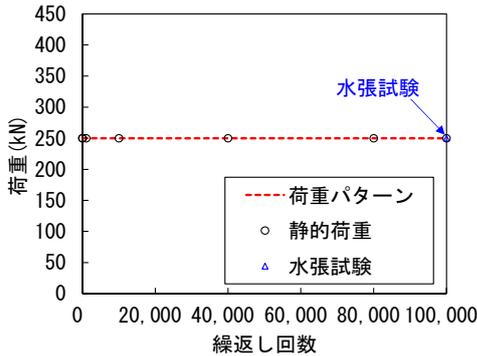


図-9 荷重パターン

輪荷重走行試験中に繰返し荷重が1回、1千回、1万回、4万回、8万回、10万回で試験機を止めて、静的荷重を行ない、たわみや目開きなどの測定を行なった(図-9)。

(4) 実験結果

表-3 にコンクリートの強度試験結果、図-10 に引張軟化曲線を示す。試験開始時と終了時における継手部のコンクリートの圧縮強度は 210N/mm² 程度で試験期間中の強度増加はなかった。なお、試験体は夏期に製作され比較的養生温度が高かったこともあり、継手部のコンクリートの圧縮強度が特性値に対して高くなった。一方で試験開始時の引張軟化特性は、引張軟化曲線の同一開口変位における引張応力が3章の床版曲げ試験の検討結果よりも 2N/mm² 程度低くなった。

図-11 に橋軸方向のたわみ分布を示す。繰返し回数が1回から1千回で橋軸方向のたわみ分布が増加しているが、繰返し回数が1万回から10万回までのたわみ分布はほとんど増加していないことが分かる。また、繰返し回数が10万回でも橋軸方向のたわみ分布が不連続になり継手部分で角折れすることなく、床版構造としての連続性が確保できている。

図-12 に試験体中央のたわみ変化を示す。なお、活荷重たわみは荷重250kNを載荷した時のたわみ(総たわみ)から荷重を除荷した時のたわみ(残留たわみ)を差

表-3 強度試験結果

		圧縮強度 (N/mm ²)	ひび割れ発生強度 (N/mm ²)
PCa 部分①	試験開始	74.3	3.75
PCa 部分②	試験開始	68.9	4.20
継手部分	試験開始	213	8.26
	試験終了	215	-

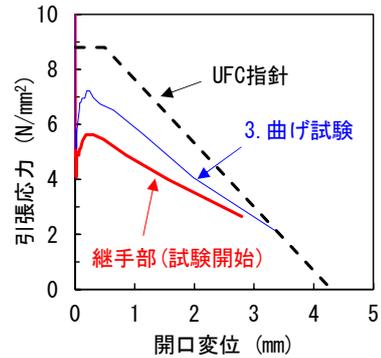


図-10 引張軟化曲線

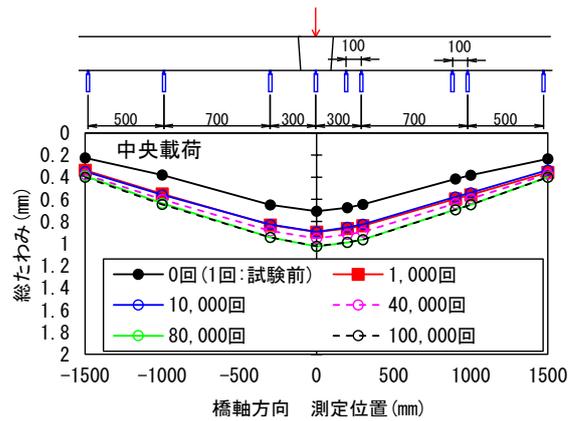


図-11 橋軸方向のたわみ分布

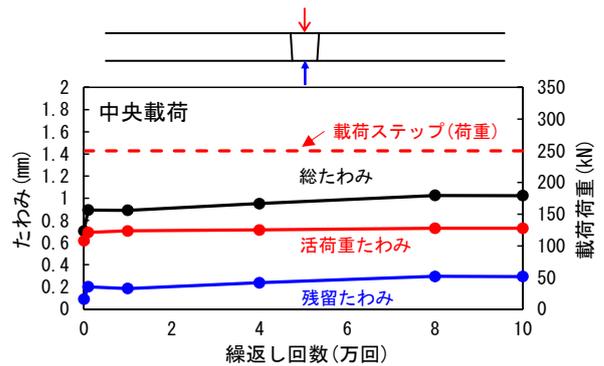


図-12 たわみ変化

し引いたたわみである。繰返し回数が1回から1千回において総たわみが増加しているのは、残留たわみが増加しているためであり、活荷重たわみは繰返し回数が1千回以降増加していないことが分かる。

図-13 にパイ型変位計を用いて測定した全8か所のブ

レキャスト部と継手部の打継目における目開きの結果を示す。なお、結果は活荷重目開きと残留目開きの合計である総目開きとして示している。繰返し回数が1回で0.08mm程度の目開きが発生しているが、繰返し回数が10万回の時でも目開きの最大値は0.08mm程度で繰返し載荷により目開きはほとんど変化しなかった。

図-14 に試験終了時の試験体下面のひび割れ状況を示す。初期に橋軸直角方向のひび割れと打継目の目開きが発生し、繰返し回数が増加することで、橋軸直角方向のひび割れが進展した。250kN-10万回の繰返し載荷後に漏水試験を行なったが、床版下面への漏水はなかった。

5. まとめ

本検討では、プレキャスト床版継手部に超低収縮高強度繊維補強コンクリートを用い、継手内部の直角方向鉄筋を省略することで、従来のループ継手よりも合理的な継手構造の開発をプレキャスト床版の曲げ試験と輪荷重走行試験により行なった。結論を以下に示す。

- ① 曲げ試験では継手長を 4.5d としても鉄筋を降伏させることができ、床版継手構造として十分な継手性能を有する。
- ② 曲げ試験では継手長を 7.5d とすることで、継手部分のコンクリートにひび割れが確認されず、床版継手構造として十分な安全率を保有する。
- ③ 輪荷重走行試験では、繰返し載荷を行なっても、継手部とプレキャスト部の打継目などで角折れすることはなく、床版構造としての連続性が確保されていた。
- ④ 輪荷重走行試験終了後、床版下面で漏水することはなかったことから、本継手構造は耐用年数 100 年に対して十分な疲労耐久性を有している。

参考文献

- 1) F・レオンハルト, E・メニッヒ (横道英雄訳) : 鉄筋コンクリートの配筋, 鹿島出版会, pp.68-69, 1985
- 2) 竹山忠臣, 佐々木亘, 篠崎裕生, 内田裕市 : FRCC を用いた部材の鉄筋の重ね継手に関する基礎的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.1075-1080, 2020
- 3) Federal Highway Administration : Design and Construction of Field-Cast UHPC Connections, TECHNICAL NOTE, FHWA-HRT-14-084, 2014
- 4) 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), コンクリートライブラリー, No.113,

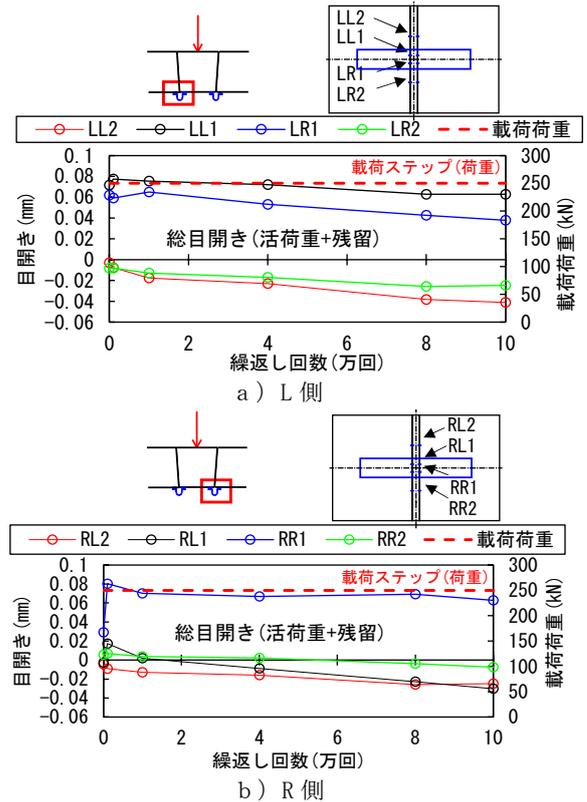


図-13 目開き

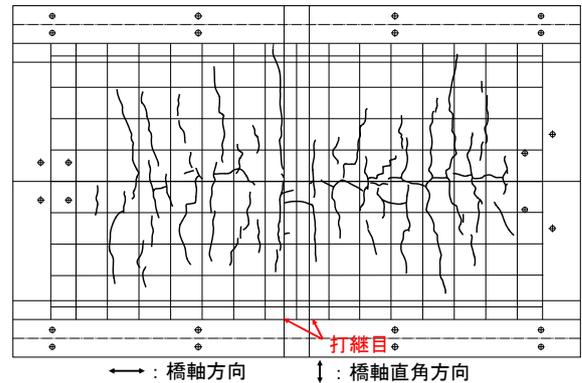


図-14 試験終了後のひび割れ状況 (下面)

2004

- 5) 松田拓, 蓮尾孝一, 野口貴文 : 細骨材の違いが超高強度コンクリートの性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp.1117-1122, 2015.7
- 6) 恩田陽介, 佐々木亘, 基哲義, 松田拓 : 乾燥状態のFNSを用いた超低収縮高強度繊維補強コンクリートに関する検討, 第30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, 2021(投稿中)
- 7) JCI 試験方法 : 切欠きはりをを用いた繊維補強コンクリートの荷重-変位曲線試験方法 JCI-S-002-2003
- 8) 東日本・中日本・西日本高速道路(株) : NEXCO 試験方法, 第4編構造関係試験方法, 2019年

超低収縮・超高強度型モルタルの性能評価および プレキャストセグメント接合目地への適用

Performance Evaluation on Ultra-low Shrinkage and Ultra-high Strength Mortar and its Application to Precast Segment Joints

建設基盤技術部 坂本 遼 RYO SAKAMOTO
 建設基盤技術部 臺 哲義 AKIYOSHI DAI
 構造技術部 藤岡 泰輔 TAISUKE FUJIOKA
 建設基盤技術部 松田 拓 TAKU MATSUDA

産業副産物系の混和材と細骨材を用いて、超低収縮と超高強度の特徴を有するモルタルを開発し、その性能について市販の超高強度型および汎用型無収縮モルタルと比較した。その結果、市販の超高強度型無収縮モルタルよりも強度が高く、かつ、乾燥収縮ひずみと自己収縮ひずみの両方が非常に小さいことが分かった。中性化、凍結融解および塩化物イオンの浸透に対する抵抗性も市販の無収縮モルタルと同等以上であった。プレキャストセグメント接合目地模型への充填性が良好であること、硬化後のひび割れが市販の無収縮モルタルに比べて大幅に少ないことを確認し、実橋のプレキャストセグメント接合目地へ適用し良好な結果を得た。

キーワード：無収縮モルタル，超低収縮，超高強度，高耐久性，セグメント接合目地

Ultra-low shrinkage and ultra-high strength mortar using industrial by-product SCMs and fine aggregate was developed and its performance was compared with commonly used commercial ultra-high-strength type and general type non-shrink mortars. It was confirmed that developed mortar's compressive strength is higher and both drying and autogenous shrinkage are extremely lower than compared non-shrink mortars. Also, its resistance to carbonation, freezing and thawing, and chloride ions penetration were equivalent or higher than them. Furthermore, the applicability of developed mortar to precast segment joint part was confirmed. In particular; there were significant fewer cracks and sufficient filling performance than compared non-shrink mortar. Through these investigations, developed mortar was applied to precast segment joint part of actual bridge and successful results could be obtained.

Key Words: Non-shrink mortar, Ultra-low shrinkage, Ultra-high strength, High durability, Segment joints

1. はじめに

既往の研究¹⁾では、水結合材比と単位水量が少ない条件下、空隙構造が粗大で吸水率が高い細骨材を使用することで、内部養生効果が期待でき、高い流動性を有しつつ自己収縮が極めて低減された超高強度コンクリートが得られることが示されている。著者らは、この技術を応用し、超低収縮・超高強度型モルタル（以下、XS と称する）を開発した。

本報では、強度特性、収縮特性、耐久性について、XS と表-1 に示す超高強度型（以下、M1 と称する）および汎用型（以下、M2 または M3 と称する）無収縮モ

表-1 比較した市販の無収縮モルタル

略記	セメント系無収縮モルタル
M1	超高強度型
M2	汎用型
M3	汎用型

表-2 超低収縮・超高強度型モルタルの練混ぜ方法

XS	練混ぜ水量	練混ぜ時間
20 kg/袋	1.72 kg/袋	XSを投入 → 回転させながら 練混ぜ水を投入 → 4分間練混ぜ

表-3 試験項目と規格

試験項目	規格	試験項目	規格
フロー	JIS R 5201	圧縮強度	JIS A 1108
Jロート流下時間	JSCE-F541	割裂引張強度	JIS A 1113
凝結時間	JIS A 1147	曲げ強度	JIS A 1106
ブリーディング率	JSCE-F541	せん断強度	JSCE-G553
膨張収縮率	JSCE-F541	鉄筋付着強度	NEXCO 試験法 312
耐凍害性	JIS A 1148 A法	長さ変化率	JIS A 1129-2 附属書 A
スケーリング抵抗性	ASTM C 672	収縮ひずみ	JSCE-K 561
塩化物イオンの拡散係数	非定常法	鉄筋拘束でのひび割れ性状	JCI-SAS2
	JSCE-G572	表層透気係数	トレント法
中性化抵抗性	JIS A 1153	表面吸水速度	SWAT 法

表-4 凝結時間，ブリーディング率および膨張率

モルタル種類	凝結時間		ブリーディング率 (%)	材齢7日の膨張率 (%)
	始発	終結		
XS	5:35	6:35	0.00	0.63
M1	4:16	5:26	0.00	※0.37
M2	3:35	4:47	0.00	0.57
M3	7:10	8:25	0.00	0.95

※試験を実施していないためカタログ値を示す

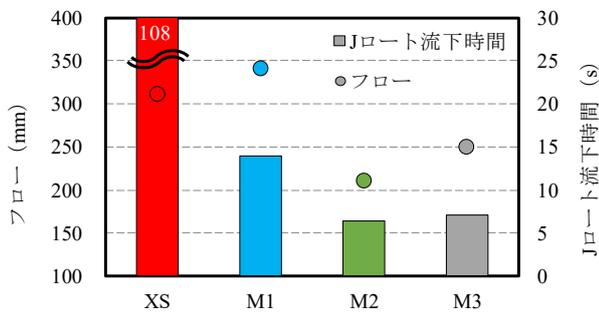


図-1 フローおよびJロート流下時間

ルタルを用いて比較し、評価した結果を報告する。また、プレキャストセグメント接合目地を模擬した試験体を作製し、XSの充填性とひび割れ発生の検証結果およびXSを当社施工の新設橋梁工事へ適用した結果について報告する。

2. 超低収縮・超高強度型モルタルの概要

XSの結合材には、早強ポルトランドセメントと数種類の産業副産物を使用している。細骨材は既往の研究¹⁾より、内部養生による収縮抑制効果が期待されるフェロニッケルスラグ細骨材（以下、FNSと称する）を使用しており、産業副産物の使用割合が高い。また、プレミックス材料に対する練混ぜ水の質量比は約9%であり、比較した市販の無収縮モルタルの約18%に比べて非常に小さい。XSの練混ぜ方法を表-2に示す。練混ぜには逆回転パン型ミキサを使用した。

3. 性能評価試験

(1) 試験項目

試験項目および準じた規格を表-3に示す。強度特性

は圧縮強度、割裂引張強度、曲げ強度、せん断強度および鉄筋付着強度で評価し、収縮特性は自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみで評価した。

(2) 試験結果

a) フロー，Jロート流下時間

フローおよびJロート流下時間を図-1に示す。XSのフローはM1と同程度の320mm前後であったが、Jロートの流下時間は長く、粘性の高さが特徴として挙げられる。

b) 凝結時間，ブリーディング率

凝結時間とブリーディング率を表-4に示す。XSの凝結時間はM1，M2と比較しても大きな差はなく、始発から終結までの時間は他の材料と同程度であった。また、ブリーディング率はいずれのモルタルもゼロであった。

c) 膨張収縮率

XS，M2およびM3の材齢7日時点での膨張率を表-4に示す。なお，M1は試験を実施していないため参考にカタログ値を記載した。XS，M2，M3全てにおいて、材齢7日時点で無収縮モルタルの膨張収縮率の規格²⁾を満たす結果となった。

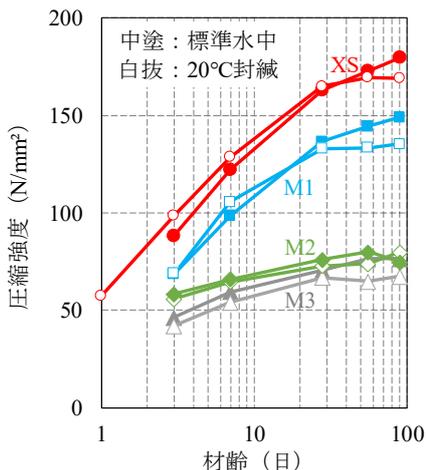


図-2 圧縮強度試験結果

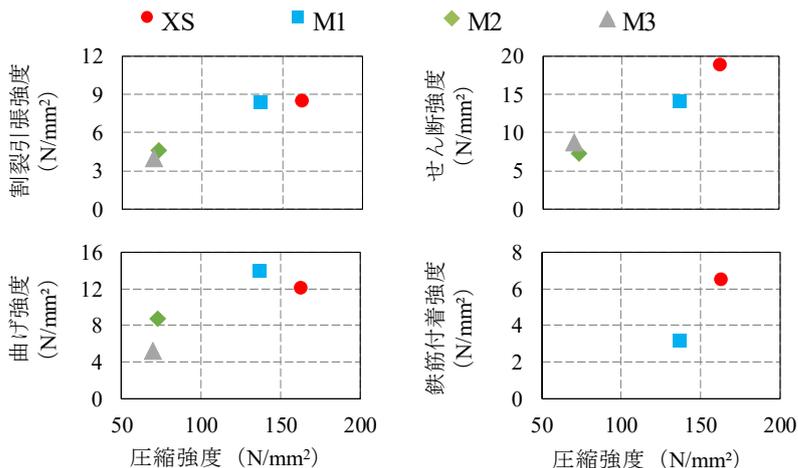


図-3 各強度と圧縮強度の関係 (材齢28日, 標準水中養生)

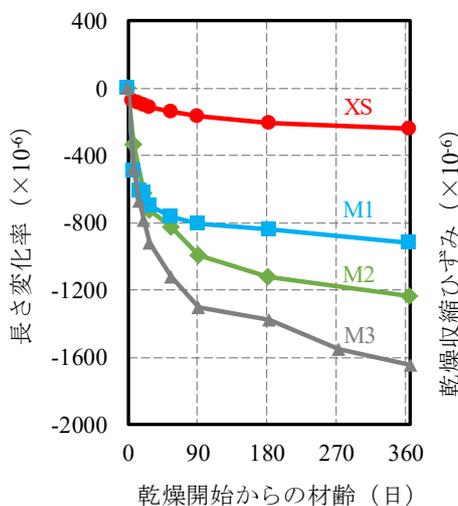


図-4 長さ変化率

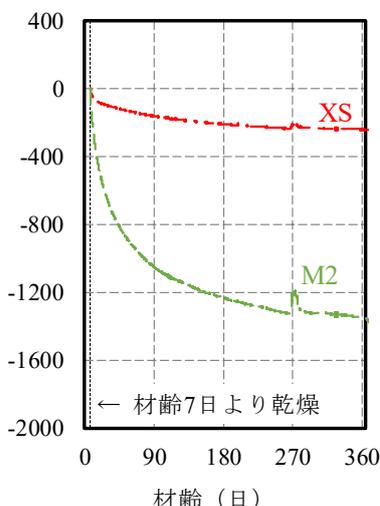


図-5 乾燥収縮ひずみ

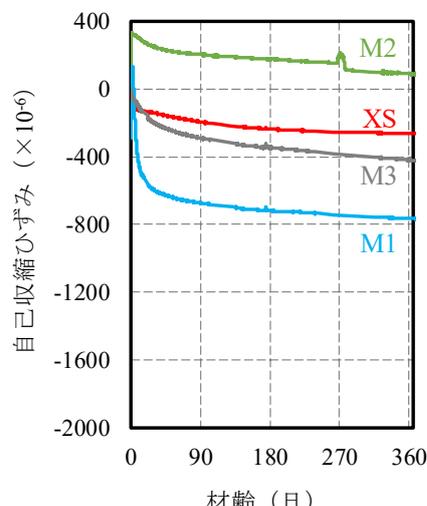


図-6 自己収縮ひずみ

d) 強度特性

圧縮強度を図-2に示す。養生は標準水中および20°C封かんとした。試験材齢は、3、7、28、56、91日とし、XSの20°C封かん養生については材齢1日での試験も実施した。XSは、材齢1日で55 N/mm²、材齢3日で85 N/mm²と、初期材齢から他のモルタルよりも強度発現が大きいことが分かる。また、材齢28日で160 N/mm²、材齢91日で170 N/mm²と長期的にも非常に高い圧縮強度を発現することが分かった。

標準水中養生を行った材齢28日での割裂引張強度、曲げ強度、せん断強度および鉄筋付着強度と圧縮強度の関係を図-3に示す。なお、せん断強度試験は2体の平均とし、鉄筋付着強度試験はXSとM1のみで実施した。超高強度型のXSとM1の比較より、割裂引張強度と曲げ強度は同等であるが、せん断強度と鉄筋付着強度はXSの方が高かった。

e) 収縮特性

図-4はJIS法による長さ変化率であり、図-5と図-6は100×100×400mmの供試体に熱電対内蔵埋込型ひずみ計を設置して測定された収縮ひずみである。図-6は打設直後から試験体を20°C条件で封かんして測定された自己収縮ひずみである。図-5は、図-6の条件において材齢7日に封かきを解き、20°C60%RHの気中養生の条件で測定された収縮ひずみであり、ひずみの起点は封かきを解いた時点である(XSとM2で実施)。図-5、6どちらも、線膨張係数を10×10⁻⁶/°Cと仮定し温度ひずみを除去している。

図-4~6のいずれの結果においても、XSの乾燥収縮と自己収縮ひずみはどちらも他に比べて極めて小さい。なお、図-5に示す乾燥条件の収縮ひずみの結果において、XSの材齢1年の収縮ひずみは約250×10⁻⁶となり、図-4に示すJIS法による長さ変化率と同程度となった。

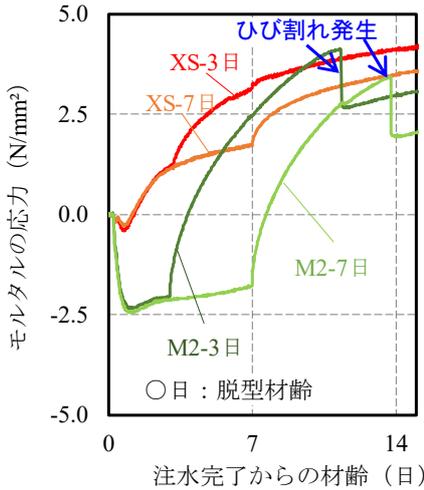


図-7 モルタルの応力

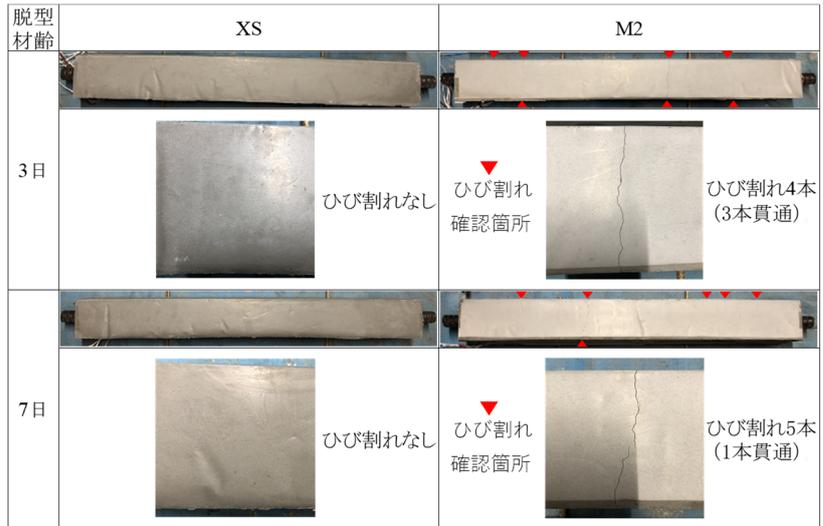


図-8 乾燥材齢1年 鉄筋拘束試験体のひび割れ状況

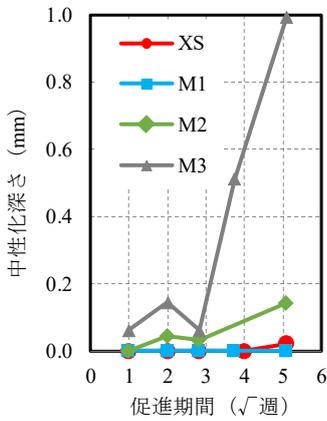


図-9 中性化深さ

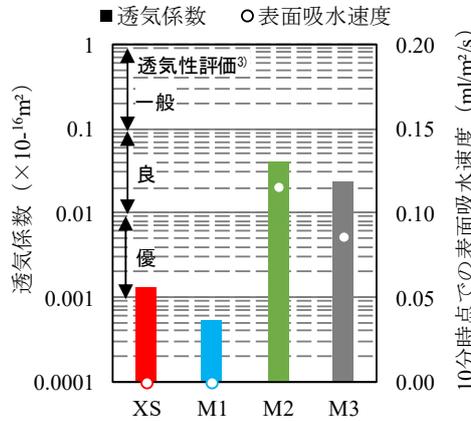


図-10 透気係数および表面吸水速度

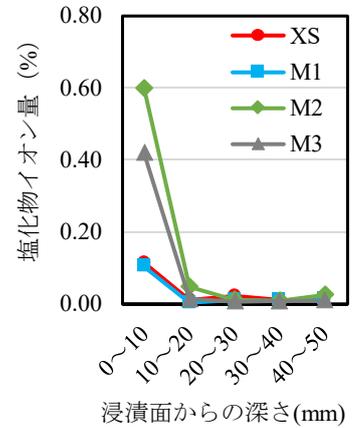


図-11 塩化物イオン量

f) 鉄筋拘束によるひび割れ抵抗性

鉄筋拘束によるひび割れ抵抗性試験は XS と M2 で実施した。試験体の乾燥条件は材齢 3 日および 7 日に脱枠して、温度 20℃、相対湿度 60%の気中環境とした。試験体の寸法は 100×100×850mm とし、中央 150mm 間のリブと節を取り除いた D32 を中心に配置した。

モルタルの応力を図-7 に、ひび割れの発生状況を図-8 に示す。M2 の材齢 3 日乾燥試験体では乾燥開始より 8 日後に、材齢 7 日乾燥試験体では乾燥開始より 7 日後にひび割れが発生した。一方、XS は乾燥材齢 1 年経過後でも鉄筋応力の低下は無く、目視によるひび割れも確認できなかった。XS は割裂引張強度が高く、長期材齢の乾燥収縮ひずみが小さいため、M2 に比べて高いひび割れ抵抗性を有していると考えられる。

g) 中性化抵抗性

中性化深さを図-9 に示す。XS の促進期間 26 週での中性化深さは 0.02mm となり、中性化抵抗性が非常に優れることが分かった。

h) 表層透気、表面吸水

供試体寸法はφ150×300mm とし、試験面は打設面とした。打込み直後からフィルムによる封かん養生を行い、翌日より養生マットによる湿潤養生を 2 日間実施した。4 日目より温度 20℃、相対湿度 60%の気中環境で 53 日間保管し、材齢 56 日に測定を行った。

表層透気係数と表面吸水速度を図-10 に示す。XS と M1 の透気係数は、透気性評価試験方法³⁾を参考とすれば、最も評価の高い優であった。また、表面からの吸水は認められなかった。これらより、両モルタルは透気性および吸水性が低く、緻密な表層品質を有していることが分かった。

i) 塩化物イオン浸透性

濃度 10%の NaCl 水溶液に 3 か月間浸せきした試験体の浸せき面からの深さと塩化物イオン量の関係を図-11 に示す。また、非定常法により算出した塩化物イオンの拡散係数を表-5 に示す。両試験ともに XS と M1 は塩化物イオン浸透抵抗性に優れていることが分かった。

表-5 塩化物イオンの
拡散係数（非正常法）

塩化物イオンの 拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)	
XS	0.09
M1	0.04
M2	2.26
M3	3.44

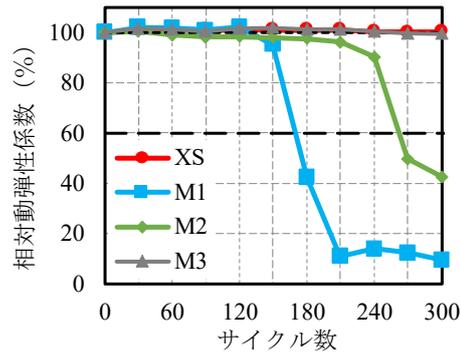


図-12 凍結融解試験結果

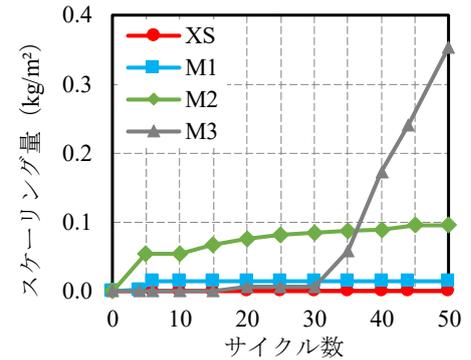


図-13 スケーリング試験結果



写真-1 XSの充填作業の様子

表-6 圧送前後での性状変化

条件	フロー (mm)	圧縮強度 (N/mm^2)		
		3日	7日	28日
圧送前	298	63.8	91.5	130
圧送後	317	67.8	98.6	135

j) 凍結融解抵抗性、スケーリング抵抗性

凍結融解試験結果を図-12に示す。耐久性指数は $M1 < M2 < M3 < XS$ となった。XSの耐久性指数は100を示し凍結融解抵抗性が非常に高いことが分かった。

スケーリング抵抗性試験によるスケーリング結果を図-13に示す。供試体寸法、試験面および養生方法については前述の表層透気および表面吸水試験と同様とし、材齢56日より試験を開始した。スケーリング量は $XS < M1 < M2 < M3$ となり、XSのスケーリングはほとんど認められなかった。表面透気および表面吸水試験の結果と同様にXSの表層は非常に緻密であることがわかった。また、凍結融解抵抗性とスケーリング抵抗性の両方に優れるモルタルはXSのみであった。

4. 施工性試験およびひび割れ発生の検証

(1) 試験概要

a) 圧送前後の性状評価

モルタルポンプを使用した際の圧送性と圧送前後の品質変化を確認すべく、スクイズ式グラウトポンプを用いた圧送実験を実施した。ホース内径は2インチ、長さ30mとし、圧送前後でのモルタルフローと圧縮強度

を確認した。なお、強度試験用の供試体は屋外（冬期）における封かん養生とした。

b) 充填性

プレキャストセグメント接合目地幅を15mmと30mmとした模擬試験体にてXSの充填性を確認した。写真-1に示すように充填方法は上部からの流し込みとし、硬化後にコア削孔して断面の観察から充填状況を評価した。

c) ひび割れ観察

長さ2m、幅30mmおよび高さ260mmの接合目地部を模擬したコンクリート試験体にXSを充填した。なお、比較として、後述するXSを適用した橋梁の接合目地の要求性能である材齢28日圧縮強度が $80\text{N}/\text{mm}^2$ 以上を満たすM1についても実施した。養生は、実施工での条件よりも厳しい条件とし、無収縮モルタルの養生に関する規定²⁾で最も厳しい3日間の湿潤養生とした。養生終了後から打設面と底面のひび割れの状況を観察した。また、雨上がり後の底面の状況を確認した。

(2) 試験結果

a) 圧送前後の性状評価

表-6にXSの圧送前後での性状比較を示す。圧送後は粘性が若干小さく感じられたがフロー値に大きな変化はなかった。一方、圧縮強度は若干高くなった。

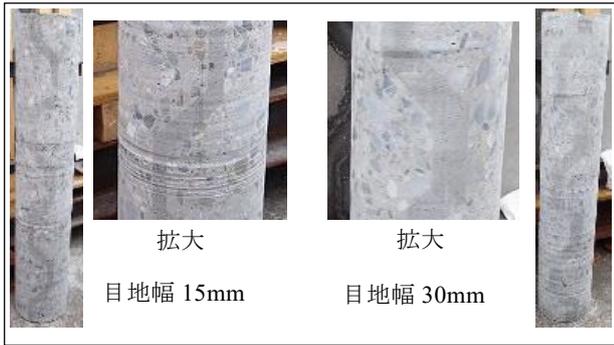


図-14 接合目地部の充填状況

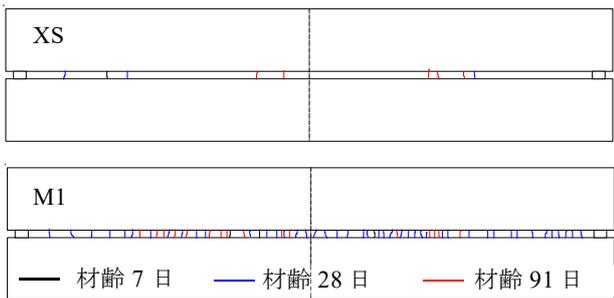


図-15 接合目地部打込み面 ひび割れの様子



写真-2 雨上がり 接合目地部底面の様子

b) 充填性

図-14 に XS の接合目地への充填状況を示す。目地幅が 30mm と 15mm のいずれにおいても、上方から流し込む方法で密実に充填できることが分かった。しかし、わずかに巻き込み空気が残存している様子が見られ、一方向から流し込み、突き棒によるかき乱しを行うなど、巻き込み空気に留意する必要がある。

c) ひび割れ観察

接合目地打込み面のひび割れ状況を図-15 に示す。M1 よりも XS のひび割れが大幅に少ないことが分かった。材齢 201 日における降雨後の目地部底面の様子を写真-2 に示す。M1 はひび割れと肌すきからの漏水が見られたが、XS には漏水が見られなかった。図-4 と図-6 に示した通り、XS は M1 よりも収縮ひずみが極めて小さいため、ひび割れが大幅に少なく、ひび割れの貫通や肌すきが発生しなかったと考えられる。

表-7 橋梁諸元

桁長	26.500 m	桁高	2.800 m
支間長	25.500 m	有効幅員	10.660 m
橋梁形式	非鉄製バタフライウェブ箱桁橋		
架設工法	トラス梁を用いた固定式支保工架設		

表-8 XS の施工概要

施工日	2020年7月1日～7月3日
打設箇所	上床版、下床版の接合目地 各 11 箇所
目地幅と高さ	平均幅 30mm 打込み最大高さ 750mm
練混ぜ量	合計 約 1670L

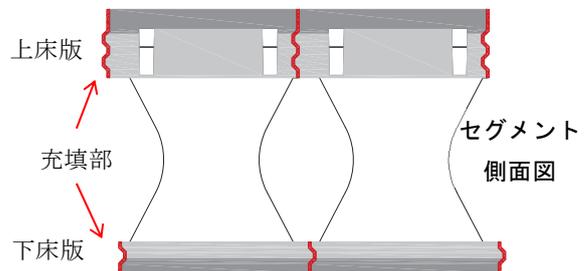


図-16 XS 充填箇所

5. セグメント接合目地への施工

(1) 施工概要

徳島自動車別荘谷橋 (PC 上部工) において、プレキャストセグメントの接合目地に XS を適用した。橋梁諸元を表-7 に、XS の施工概要を表-8 に示す。XS を充填した箇所は図-16 に示す赤い着色部である。

(2) XS の製造および管理

XS の標準配合例および品質管理値を表-9 に示す。施工時期が夏期であったため、練上り温度が非常に高くなることが懸念された。そのため、XS はスポットクーラーを用いて 25℃程度を、練混ぜ水はチラーユニットを用いて 10℃前後を目標に管理した。練混ぜ水量は管理

表-9 標準配合例および品質管理値

XS	20 kg
練混ぜ水量	1.72 L (1.63~1.80 L)
練上り量	約 8.8 L
練上り温度	5~35 °C
フロー	260~340 mm



写真-3 充填の様子

写真-4 充填状況

範囲内で調整した。品質管理試験（練上り温度およびフロー）は、5 バッチに一回実施した。その結果、練上り温度は 22~26°C、フローは 270~320mm となり、いずれも管理基準を満たした。

（3）充填方法および養生方法

XS の充填は、写真-3 に示す床版上部から流し込む方法とした。充填に先立ち、セグメントと XS の目開き抑制を目的に吸水防止剤をセグメント面の充填上部箇所塗布した。また、充填直前には水湿しを行い、かき乱しを行いながら空気を巻き込まないように一方向から打込みを行った。打込み後、フィルムを用いて表面の乾燥を防ぎ、1~2 時間後に仕上げ補助剤を使用して荒均しを行い、3~5 時間後に最終仕上げ作業を行った。その後、フィルムを用いて再び封かん養生を行った。充填翌日、吸水させたマットを敷設した湿潤養生を行い、脱枠後は保水養生テープにて材齢 28 日まで養生した。

上床版接合目地の充填状況を写真-4 に示す。気泡や未充填箇所はなく、XS が密実に充填されていることを確認した。また、ひび割れの発生は確認されなかった。これらの事より、充填や養生方法が適切であったと考える。

6. まとめ

超低収縮・超高強度型モルタルを開発し、その性能と施工性を確認して新設橋梁工事に適用した。開発したモルタルの性能と施工性について、以下にまとめる。

- ① 市販の超高強度型無収縮モルタルと比較して強度発現に優れるとともに、自己収縮ひずみおよび乾燥収縮ひずみが極めて小さい。また、鉄筋付着強度が従来の超高強度型無収縮モルタルの 2 倍以上となった。
- ② 耐久性は、比較した市販の無収縮モルタルと同等以上である。すなわち、中性化抵抗性が極めて高く、透気性と吸水性が低い。さらに塩化物イオン浸透性が極めて低く、高い凍結融解抵抗性とスケール抵抗性を有する。
- ③ 実験した条件において、スクイズ式モルタルポンプを使用した圧送距離 30m の施工が可能である。
- ④ プレキャストセグメントの接合目地への充填性は良好であり、充填後に発生するひび割れは比較した超高強度型無収縮モルタルに比べて極めて少ない。

謝辞：本報告にあたり、太平洋マテリアル株式会社 中島裕氏にご協力いただきました。ここに深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 松田拓ほか：細骨材の違いが超高強度コンクリートの性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.1，pp.1117-1122，2015
- 2) 東日本高速道路（株），中日本高速道路（株），西日本高速道路（株）：構造物施工管理要領，pp.237-240，2017.7
- 3) 土木学会：コンクリート技術シリーズ No.80 構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会（335 委員会）成果報告書およびシンポジウム講演梗概集，pp.30-36，2008.4

プレキャスト床版接合部の実物大施工試験

Full-scale Construction Experiment on Joint Section of Precast Slabs

建設基盤技術部 基 哲義 AKIYOSHI DAI
 建設基盤技術部 佐々木 亘 WATARU SASAKI
 建設基盤技術部 坂本 遼 RYO SAKAMOTO
 建設基盤技術部 樋口 正典 MASANORI HIGUCHI

プレキャスト床版接合部の高耐久化と施工の簡略化を目的として、180MPa程度の圧縮強度を有する超低収縮高強度繊維補強コンクリートを用いた新しい接合工法の実物大施工実験を実施した。その結果、1) 材料を事前計量してフレコンバック内に梱包し可搬型の簡易コンクリートプラントにこれを投入・練り混ぜる事により、安定した品質のコンクリートが製造できること、2) ポンプ圧送試験により水平換算距離120m程度であればポンプ圧送可能であること、3) 勾配5%の接合部施工試験においては伏せ型枠を用いても適切に超低収縮高強度繊維補強コンクリートを充填すること、が確認された。さらに、施工から6ヶ月経過後の外観観察において接合部にひび割れは認められず、ひび割れの発生を抑制する性能が高いことが確認できた。

キーワード：超低収縮，高強度，プレキャスト床版，接合部，可搬式簡易コンクリートプラント

Full-scale construction experiment of novel joint method for precast slab joint by using ultra-low shrinkage and high strength fiber reinforced concrete of about 180MPa was carried out for the purpose of increasing its durability and simplifying its construction process. As a result, the followings were confirmed; 1) This concrete can be manufactured using a portable simplified plant and its quality is stable, 2) The pumpability of this concrete is applicable up to 120 m in the horizontal direction, 3) This concrete can be filled successfully using a prone face down formwork even if under 5% gradient condition. Furthermore, the high performance of this concrete to suppress cracking was clarified as observed that no cracks were found on the surface even 6 months after casting.

Key Words: Ultra low shrinkage, High strength, Precast slab, Joint, Portable simplified concrete plant

1. はじめに

高度経済成長期に整備された多くの道路橋においては、大型車交通量の飛躍的な増加による疲労荷重の増大や凍結防止剤による塩害などに起因する床板の経年劣化が著しく、更新工事の計画や実施が数多く行われている。特に高速道路橋においては床版の高耐久化とともに車線規制期間の短縮化が求められている。筆者らは、プレキャスト床版接合部の高耐久化と施工の簡略化を目的として、180MPa程度の圧縮強度を有する超低収縮高強度繊維補強コンクリート¹⁾を用いた新しい接合工法^{2),3)}を開発した。同工法では、現場打ちとなる接合部に180MPa級の超低収縮高強度繊維補強コンクリートを使用するため、接合部の幅を縮小し、かつ橋軸直角方向に配置する鉄筋が不要となるため施工性が大幅に改善される。

本稿では、180MPa級の超低収縮高強度繊維補強コンクリートを用いた床版接合部の実物大施工試験を実施し、簡易コンクリートプラントによる製造性と製造されたコンクリートのポンプ圧送性および施工性を確認するとともに、同コンクリートがひび割れの発生を抑制する性能が高いことを確認した結果について報告する。

2. 180MPa 超低収縮高強度繊維補強コンクリート

接合部に使用した180MPa級の超低収縮高強度繊維補強コンクリート（以下、単に開発コンクリートと呼ぶ）は同強度クラスの一般的なコンクリートに比べて収縮や水和熱が小さいため、ひび割れの発生リスクが低減できる。また、結合材には数種類の産業副産物を用い、細骨材にはフェロニッケルスラグを使用しているため、構成

表-1 超低収縮高強度繊維補強コンクリートの配合表

水結合材 比 W/B [%]	水粉体 容積比 w/b [%]	細骨材率 s/a [%]	空気量 [%]	短繊維 混入率 [%]	単位量 [kg/m ³]							
					W	B			S	G	Fb	
						C	FA	SF				
15.1	42.5	56.2	3.0	1.0	150	996	623	253	120	727	526	78.5

C：中庸熟ポルトランドセメント，FA：フライアッシュ(JIS A 6201 I種)，
SF：シリカフューム(JIS A 6207)，S：フェロニッケルスラグ細骨材(JIS A 5011-2, FNS5A)
G：硬質砂岩砕石 1305 (JIS A 5005)，Fb：鋼繊維(φ0.2×15mm，引張強度 2000N/mm²以上)



写真-1 梱包状況



写真-2 PCa床版の配置状況

材料の約4割が産業副産物となり、製造時のCO₂排出量を従来の超高強度コンクリートの6割程度に低減できる。一方、使用材料の種類が多く、一般的な生コン工場に常備されていない材料も含まれるため、設備の制限から一般的な生コン工場での製造は容易でない。その対応として各材料をフレコンバックに梱包した原料を可搬型の簡易コンクリートプラントを用いて現地で練り混ぜる方法を採用した。開発コンクリートの配合を表-1に示す。なお、フェロニッケルスラグ細骨材は気乾状態のものを用い、配合計算上は絶乾状態として取り扱う。フレコンバックの梱包状況を写真-1に示す。練混ぜ水と化学混和剤は簡易コンクリートプラントの計量器を用いて計量した。開発コンクリートのスランプフローおよび空気量の目標値は675±75mm，3.0±1.5%とした。

3. 実物大施工実験

実物大施工実験はプレキャスト工場で作成した床版部材（以下、PCa床版と呼ぶ）を事前に設置した支保工上に接合部幅190mmの間隔で配置した。PCa床版の配置状況を写真-2に示す。PCa床版は橋軸方向に約1.65m、直角方向は約12m、標準部床版厚は0.22mの実物大とし、実施工を想定して勾配は橋軸直角方向に5.0%とした。設置後はあらかじめPCa床版に埋め込まれたインサートを用いて単管により型枠を支持した。また、後述するように施工時には伏せ型枠を用いるため、PCa床版上面にはインサートを配置した。



写真-3 可搬式簡易コンクリートプラント



写真-4 フレコンバックに梱包した原料の投入状況

(1) 開発コンクリートの製造

開発コンクリートの練混ぜは写真-3に示す可搬型の簡易コンクリートプラントを用いて製造した。可搬型の簡易コンクリートプラントには容量1.67m³のミキサと水および化学混和剤計量装置が搭載されており、フレコンバックに梱包した原料をラフタークレーンでミキサ上部より投入したのち、自動計量した水および化学混和剤を投入して練り混ぜる手順である。繊維の投入は、繊維分散投入装置をミキサ上部に設置して、繊維同士が絡ま

表-2 フレッシュ試験結果

スランプフロー (mm)	500mm 到達時間 (秒)	空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)	外気温 (°C)
705×695	12.3	2.5	21.6	18.1



写真-5 圧送試験状況

表-3 圧送試験時のフレッシュ試験結果

	スランプフローの平均値 (mm)	50cm 通過時間 (秒)	空気量 (%)	U型 充填高さ (mm)	コンクリート温度 (°C)
圧送直前	630	23.6	2.7	346	28.1
4.7m ³ /h圧送後	725	7.9	2.1	—	27.4
9.7m ³ /h圧送後	670	14.9	2.4	—	27.3
19m ³ /h圧送後	660	14.7	3.1	347	27.5

ないように投入した。材料の投入状況を写真-4 に示す。練上り直後のフレッシュコンクリートの性状を表-2 に示す。バッチあたり 1.0m³ で練り混ぜた結果、目標値を満足し、安定した品質を確保することができた。

(2) 開発コンクリートの運搬

実施工では、圧送による場内運搬も想定されるが、当該開発コンクリートは単位水量が少なく、粘性が高いことから圧送が困難になる事が予想された。そこで、コンクリートポンプを用いた圧送試験を実施し、圧送の可否や圧送に伴う品質変化、圧力損失を検証することとした。配管は、写真-5 に示すように床版上を想定した直線配管とした。5インチ鋼製管を実配管長 43m で配管し、その先端には 7m の 4.5 インチのフレキシブルホースを取り付けた。このとき、配管局所部やフレキシブルホースの管路抵抗を考慮すると、水平換算距離は約 70m になる。管内圧力はダイヤフラム式圧力計を計測管に取り付け 5ヶ所測定した。圧送時にはポンプや配管に非常に大きな負荷がかかることが想定されたため、ポンプの最大圧力は 22MPa とし、圧送速度を 3 水準（実吐出量で 4.7, 9.7, 19m³/h）に変化させ試験を行った。また、製造し

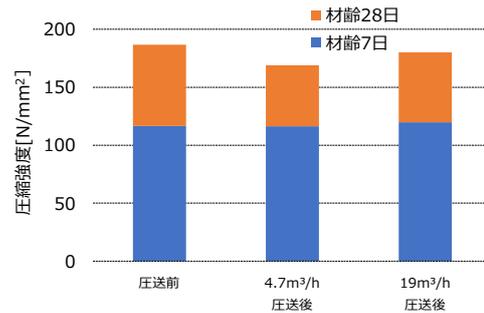


図-1 圧縮試験結果

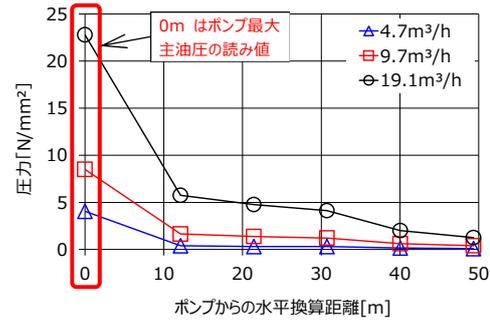


図-2 圧力測定結果

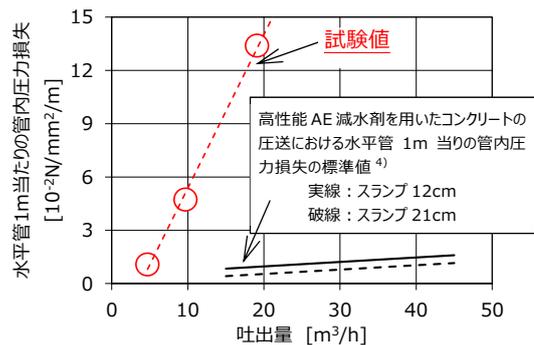


図-3 圧送速度と圧力損失の関係

た開発コンクリートは写真-5 に示すようにアジテータ車からポンプに投入し試験を実施した。圧送前後でのフレッシュ試験結果を表-3 に示す。9.7m³/h および 19m³/h 圧送後のスランプフローに関しては、粘性が若干低下したが大きな変化はなかった。また、圧送前後でのU型充填高さ（障害 R2）はどちらも 340mm 以上と同程度であり、圧送後も自己充填性に変化を生じないことが確認された。

標準水中養生を行った試験体の圧縮試験結果を図-1 に示す。スランプフロー試験と同様に大きな変化は確認されなかった。

圧力の測定結果を図-2、圧力の測定結果より求めた吐出量と圧力損失の関係を図-3 に示す。開発コンクリートの製造速度や打込み速度を考慮すれば、必要な吐出量は最大 10m³/h 程度であり、このときの水平管 1m あた

りの圧力損失は $5 \times 10^{-2} \text{N/mm}^2$ 程度となる。一般的な工事で用いられている 8.8MPa クラスのポンプ車で計算すると水平換算距離 120m 程度であれば、圧送は問題なく可能であると考えられる。

(3) 開発コンクリートの打ち込み

勾配 5%の接合部の打ち込み状況を写真-6 に示す。打ち込みは 1m の伏せ型枠を配置して流し込んだ。また、伏せ型枠面に上昇してくる空気の排出を促すように補助的に型枠面を木槌で打撃することや、開発コンクリートに合流部が出来た場合は付き棒などで掻き乱すことを行った。

伏せ型枠を取り外した打ち込み面の状況を写真-7 に示す。表面には気泡が多数残る結果となった。原因として伏せ型枠を打撃しながら打ち込んだものの開発コンクリートの粘性が高く、打撃だけでは抜け切れなかった空気や打ち込み後に上昇してくる空気が残ったものと考えられる。今後は、表面気泡の除去方法や伏せ型枠を使用しない施工方法を検討していくことが必要であると考えられる。

伏せ型枠は材齢 2 日で撤去し、その後 2 日間は湿潤養生を行った。材齢 4 日で湿潤養生を終了し併せて底版型枠も取り外した。材齢 4 日以後は外気環境に曝される状態とした。

1 か月毎に打ち込み面および型枠面の観察を実施した結果、6 ヶ月後においてもひび割れの発生は認められず、ひび割れの発生を抑制する性能が高いことを確認できた。

4. まとめ

180MPa 級の超低収縮高強度繊維補強コンクリートを用いた床版接合部の実物大施工試験を実施し、以下の結果を得た。

- ①一般の生コン工場での製造が設備的に容易ではない開発コンクリートに対して、可搬型の簡易コンクリートプラントを用いることにより、安定した品質の開発コンクリートが製造できる。
- ②製造速度や打ち込み速度を考慮すれば、一般的な工事で用いられているポンプ車を用いた場合、水平換算距離 120m 程度の圧送は可能である。
- ③5%の勾配を有する条件においても、1m の伏せ型枠を配置することで施工が可能であった。

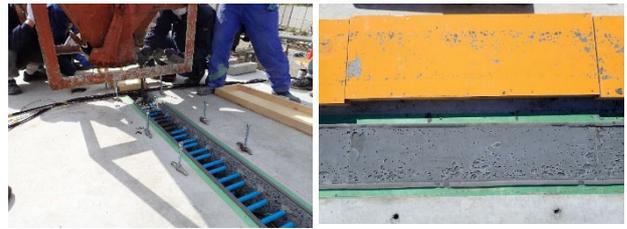


写真-6 打ち込み状況 写真-7 打ち込み面の状況

④伏せ型枠を脱枠した表面部の品質には多少の課題を残す結果となった。

⑤施工後 6 ヶ月においても打ち込み面にひび割れの発生は認められず、ひび割れの発生を抑制する性能が高い。

今後も更なる施工性の改善に努め、本継手構造を高速道路の床版取替え工事に適用していきたいと考えている。

参考文献

- 1) 恩田陽介, 佐々木亘, 基哲義, 松田拓: 乾乾燥状態の FNS を用いた超低収縮高強度繊維補強コンクリートに関する検討, 第 30 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, 2021(投稿中)
- 2) 竹山忠臣, 中村誠孝, 松田拓, 西村一博: 超低収縮高強度 F R C C を用いたプレキャスト床版継手構造の疲労耐久性, プレストレストコンクリート工学会第 30 回シンポジウム論文集, 2021(投稿中)
- 3) Tadaomi Takeyama, Hiroo Shinozai, Taku Matsuda, Akio Kasuga: “Splice Joint Using Ultra-High Strength and Ultra-Low Shrinkage Fiber-Reinforced Concrete”, Proceedings of the fib 2021
- 4) 土木学会: 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [施工編], 2017

現場での製造施工に対応した 180MPa 級超低収縮高強度繊維補強コンクリート

180MPa Class Ultra-low Shrinkage and High-strength Fiber Reinforced Concrete Corresponding to On-site Construction

建設基盤技術部 恩田 陽介 YOSUKE ONDA
建設基盤技術部 佐々木 亘 WATARU SASAKI
建設基盤技術部 葦 哲義 AKIYOSHI DAI
建設基盤技術部 松田 拓 TAKU MATSUDA

一般に超高強度コンクリートは富配合であり水和熱や自己収縮が非常に大きいため、継手部のような拘束の大きい部位に使用された場合はひび割れ発生リスクの増大が懸念される。これに対し筆者らは、フェロニッケルスラグ細骨材（FNS）等の副産物を使用し、超高強度でありながら収縮を著しく低減できる短繊維補強コンクリートの検討を進めている。本稿では、現場施工での品質変動を抑制する目的で、気乾状態の FNS を用いた超低収縮高強度繊維補強コンクリートの検討を行った。その結果、気乾状態の FNS を用いても、単位水量等の配合条件を適切に設定すれば、流動性を確保した超低収縮高強度繊維補強コンクリートが得られると分かった。
キーワード：繊維補強コンクリート、高強度コンクリート、超低収縮、フェロニッケルスラグ細骨材

Ultra-high-strength concrete is generally characterized by extremely large heat of hydration and autogenous shrinkage due to having a large amount of cement and a small water-binder ratio. The authors are studying the use of industrial by-products such as ferro-nickel slag sand (FNS) to obtain concrete with ultra-high-strength and low heat of hydration and shrinkage. In this paper, ultra-low shrinkage and high-strength fiber reinforced concrete using FNS with drying conditions was investigated to suppress quality fluctuation during on-site construction. As a result, it was found that ultra-low shrinkage and high-strength fiber reinforced concrete with ensured high fluidity can be obtained by setting appropriate mixed proportion even if FNS with drying conditions is used.

Key Words: Fiber-reinforced concrete, High strength concrete, Ultra-low shrinkage, Ferro-nickel slag sand

1. はじめに

近年、コンクリート構造物の生産性向上策の 1 つとしてプレキャスト部材（以下、PCa 部材）の利用が広がっている。PCa 部材を用いることで現地での部材製作に関わる作業量を削減することが可能であるが、一方で、部材同士の接合部のような PCa 部材特有の現地作業が生じる。例えば、道路橋での PCa 床版の継手にはループ継手が標準的に用いられているが、ループ継手ではループ鉄筋と直角方向の鉄筋の配置が煩雑であり、生産性における課題となっている。そのため、ループ継手に代わる種々の合理化継手構造が提案されている¹⁾。

そのような背景のもと、継手部分に用いるコンクリー

トの圧縮強度および引張軟化特性を高めることで重ね継手長の短縮および直角方向鉄筋の省略が可能となることが明らかとなってきた^{2),3)}。しかし圧縮強度を高めたコンクリートは一般的に単位セメント量が多く水結合材比が小さいため、継手や間詰め部などに打ち込んだ場合、温度ひずみや自己収縮ひずみが拘束されることによるひび割れ発生リスクが高まることが懸念される⁴⁾。そこで筆者らは、副産物を大量に使用することで、超高強度コンクリートの発熱や自己収縮によるひび割れリスクを軽減した超低収縮高強度繊維補強コンクリートを開発した⁵⁾。これらの技術を組み合わせることにより、生産性と耐久性に優れかつ副産物の利用に寄与する継手構造が可能となる。本稿では、開発した超低収縮高強度繊維補強コンクリ

表-1 使用材料

材料	物性など（試験値は一例）	記号	
水	上水道水（千葉県流山市）	W	
粉体 または 結合材	セメント	中庸熟ポルトランドセメント，比表面積 3,340 cm ² /g，密度 3.21 g/cm ³	M
	フライアッシュ	JIS I 種相当品，SiO ₂ 68.4%，Ig.loss 2.0%，比表面積 5,890 cm ² /g，密度 2.44 g/cm ³	FA
	シリカフェーム	SiO ₂ 95.0%，BET 比表面積 22.3 m ² /g，密度 2.26 g/cm ³	SF
	膨張材	石灰系，比表面積 5,190 cm ² /g，密度 3.17 g/cm ³	EX
細骨材	フェロニッケルスラグ細骨材，吸水率 2.70%，絶乾密度 2.83 g/cm ³ ，表乾密度 2.90 g/cm ³	FNS	
粗骨材	鹿沼産硬質砂岩碎石 1305，表乾密度 2.63 g/cm ³	G	
短繊維	鋼繊維，φ0.2×15 mm，引張強度 2000N/mm ² 以上，密度 7.85 g/cm ³	Fb	
化学混和 剤	高性能減水剤	ポリカルボン酸系化合物	SP
	消泡剤	エステル系	DF

表-2 配合条件

記号	水粉体 容積比 w/p [%]	単位水量 W [kg/m ³]	細骨材の 状態	単位粗骨 材 絶対容積 Vg [L/m ³]	短繊維 混入率 Vf [%]	空気量 [%]	膨張材の 使用
ME40.0-150	40.0	150	気乾	200	1.00	3.0	○
ME42.5-150	42.5	150					
ME42.5-135		135					
M42.5-150		150					
M42.5-135		135					
M42.5-175W	42.5	175	表乾	200	1.00	3.0	-
M42.5-155W		155					
M42.5-135W		135					

ート⁵⁾について、現場での製造・施工への適用性を高めることを目的に、材料や配合条件の検討を行った。

2. 実験概要

(1) 使用材料および配合

表-1に使用材料，表-2に検討を行った配合条件を示す。既報⁵⁾で性状を確認した配合（記号の末尾に W）を基本とし，膨張材使用の有無，単位水量および細骨材の水分状態を実験要因とした。結合材として中庸熟ポルトランドセメント，フライアッシュおよびシリカフェームを使用し，容積比で 55:30:15 となるよう混合した。膨張材を使用する場合には，中庸熟ポルトランドセメントの 20 kg/m³を膨張材で置換した。低水結合材比であることを考慮し，膨張材には比較的比表面積の大きいものを使用した。水粉体容積比は 42.5%を基本とし，一部 40.0%も検討した。短繊維には超高強度繊維補強コンクリート⁴⁾に用いられている細径の鋼繊維を使用した。

このコンクリートは比較的多種の混和材とフェロニッケルスラグ細骨材を使用するため，一般的なコンクリート工場での製造は設備面から容易ではないことが想定される。その対応の一例として，計量済みの各材料をプレパックして現地で練り混ぜる方法が考えられる。使用した

フェロニッケルスラグ細骨材は比較的吸水率が大きいいため，コンクリート製造における通常の骨材状態である表乾状態とすると細骨材中に多量の水分を見込むこととなり，表面水率のばらつきが管理上の課題となることが考えられる。そこで，本検討ではフェロニッケルスラグ細骨材を表面水を持たない乾燥状態（以下，気乾 FNS）で使用することとし，通常を表乾状態で使用した場合⁵⁾（以下，表乾 FNS）との差異について検討を行った。使用した気乾 FNS の含水率の実測値は 0.1%以下であり，配合計算上では絶乾状態として扱った。コンクリートは公称容量 60 リットルの強制二軸ミキサを用いて，空練り→モルタル練り→コンクリート練り→短繊維補強コンクリート練りの順となるよう材料を投入し練り混ぜた。

(2) 測定項目

a) フレッシュ性状

フレッシュ性状の確認として，練上がり後直ちにスランプフロー試験（JIS A 1150），空気量試験（JIS A 1128）を行った。

b) 自己収縮

硬化性状の確認として，自己ひずみの測定を行なった。測定方法は「高流動コンクリートの自己収縮試験方法」⁶⁾を参考に，100×100×400mm の角柱の中心に埋め込み型

表-3 フレッシュ性状

記号	化学混和剤の使用量		スランブ フロー [mm]	フロー 500mm 到達時間 [s]	空気量 [%]
	SP [B×%]	DF [B×%]			
ME40.0-150	2.7	0.015	620	32.3	3.0
ME42.5-150	2.5	0.015	675	20.9	2.6
ME42.5-135	2.5	0.050	580	61.0	3.2
M42.5-150	2.5	0.015	735	16.3	1.7
M42.5-135	2.7	0.015	600	44.0	2.6
M42.5-175W	2.5	0.030	820	5.5	4.8
M42.5-155W	2.5	0.030	765	10.9	3.9
M42.5-135W	2.5	0.030	680	23.7	4.5

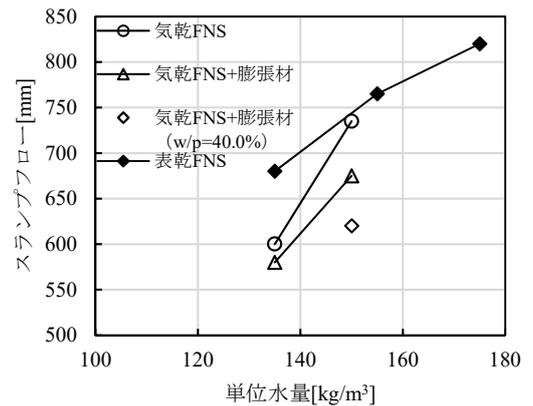


図-1 単位水量とスランブフローの関係

ひずみ計を設置し、20℃封緘状態での打込み直後からの長さ変化を測定した。

c) 力学特性

力学特性の確認として、圧縮強度試験 (JISA 1108)、静弾性係数試験 (JISA 1149)、割裂引張強度試験 (JISA 1113) を行った。割裂引張強度試験では、UFC 指針⁹⁾を参考に、供試体端面のひずみを測定し、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。また、繊維補強コンクリートとしての性能確認として、JCI-S-001とJCI-S-002およびそれらの附属書に準拠した方法で引張軟化特性の推定を行った。圧縮強度、静弾性係数およびひび割れ発生強度の各試験では供試体の寸法をφ100×200mmとし、データはn=3の平均値で示す。引張軟化特性の推定では供試体の寸法を100×100×400mmとし、データはn=4の平均値とした。各供試体の養生方法は温度20℃での封緘養生を基本とし、材齢28日で各試験を実施した。また、圧縮強度および静弾性係数試験では、両者の関係を把握するため、材齢1~91日の複数材齢で試験を行い、データを取得した。さらに、脱型後に最高温度90℃、保持時間48時間の蒸気養生を行った条件でも試験を行った。

3. 実験結果および考察

(1) フレッシュ性状

表-3に化学混和剤の使用量およびフレッシュ試験の結果を示す。図-1には単位水量とスランブフローの関係をプロットした。

図-1に白抜き丸で示している気乾FNSを用いた場合の単位水量とスランブフローの関係は、単位水量が150 kg/m³では既報⁹⁾で示した表乾FNSの場合(図-1、黒塗りし形)と概ね同様の傾向にあるが、単位水量を135 kg/m³まで減じるとSPの使用量を増加させてもスランブフローの低下が大きくなった。また、図-1に白抜き三角形で

示すように膨張材を使用するとスランブフローは大きく低下し、さらにw/pを減じる(図-1、白抜きし形)とスランブフローはより低下した。本実験で使用した膨張材は比表面積が大きく反応性の高いものであり、置換した早強ポルトランドセメントよりも多くの水を拘束するものであることが考えられる。

表乾FNSに対して気乾FNSのスランブフローが小さくなる原因としては、気乾FNSのほうが水やペーストを拘束しやすいことや、接水後に吸水することで細骨材周辺にあるペーストの水結合材比が低下している可能性が考えられる。後述の力学特性の検討結果は、気乾FNSが接水後に吸水している可能性を示唆するものであり、スランブフローおよび力学特性の双方の結果を勘案すると、接水後の比較的早い段階で吸水を生じている可能性が考えられる。ただし、図-1から分かるように単位水量が150 kg/m³程度では、FNSの表乾と気乾の差異がスランブフローに与える影響は小さい。本実験において単位水量の低減はモルタル細骨材容積比の増加を意味する。単位水量が150 kg/m³となるモルタル細骨材容積比ではスランブフローに与える細骨材の影響は小さく、これより大きなモルタル細骨材容積比の領域で細骨材の影響が確認された。

(2) 自己収縮

図-2に自己収縮ひずみの測定結果を示す。既報⁹⁾で示した通り、表乾FNSを使用した場合には単位水量の低減に伴い自己収縮ひずみも減少する。単位水量を135 kg/m³まで低減すると、後述のように170~200 MPa級の高い圧縮強度を発現するコンクリートでありながら、自己収縮ひずみはPC上部工で多く使われる水セメント比40%程度のコンクリートと同程度⁷⁾まで低減できる。

一方、気乾FNSを使用した場合の自己収縮ひずみは、単位水量150 kg/m³のM42.5-150では表乾FNSを用いた単位水量155 kg/m³のM42.5-155Wより若干小さい程度と

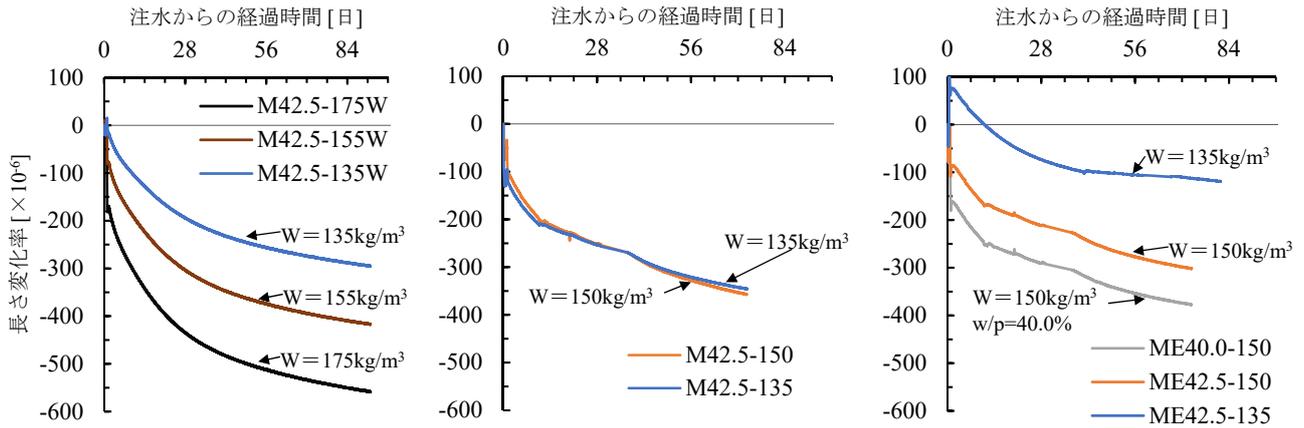


図-2 自己収縮 (左：表乾 FNS，中：気乾 FNS・膨張材なし，右：気乾 FNS・膨張材あり)

なった。単位水量を 135 kg/m^3 に低減した M42.5-135 では、単位水量 150 kg/m^3 とした M42.5-150 と同程度の自己収縮ひずみとなり、表乾 FNS で見られた単位水量の低減による自己収縮ひずみの低減は確認できなかった。しかし、M42.5-150 の自己収縮ひずみは、後述の圧縮強度に鑑みると相当に小さい値であり、気乾 FNS を使用しても高い収縮低減効果が得られることが分かった。

FNS による収縮低減効果は、主に、FNS の高い剛性がペーストの収縮を拘束することと、比較的高い吸水率で保持した水分による内部養生効果によってもたらされていると考えられる⁸⁾。しかし本実験で検討している気乾 FNS は練混ぜ時の接水以前にはほとんど水分を保持していない。仮に自己収縮の発生以前に気乾 FNS が十分に吸水しているとすると、内部養生効果は十分に発揮されることが期待できるが、その一方で気乾 FNS の吸水によりペーストの水結合材比は小さくなりペースト自体の自己収縮は大きくなると考えられる。したがって、気乾 FNS を用いた場合には、ペーストの硬化過程と FNS の吸水挙動が表乾 FNS を用いた場合と異なっていることから、単位水量と自己収縮ひずみの関係に変化をもたらしたものと推察される。

膨張材を使用した場合の長さ変化率の挙動は、単位水量 150 kg/m^3 では膨張材を使用しないものと比べて 50×10^{-6} 程度膨張側であり概ね同程度といえるものであったのに対し、単位水量 135 kg/m^3 では膨張材を使用しないものと比べて 250×10^{-6} 程度膨張側で推移した。単位水量 150 kg/m^3 で膨張材を使用し水粉体容積比を 40.0%とした配合では水粉体容積比 42.5%と比べて 70×10^{-6} 程度収縮側となっており、水粉体容積比が小さいことで自己収縮が大きくなったことによるものと考えられる。これらのことから、単位水量によって膨張材を使用した場合の長さ変化率の変化に差異が生じたのは、膨張材の単位量は一定でありながら、主に体積変化を生じていると考えら

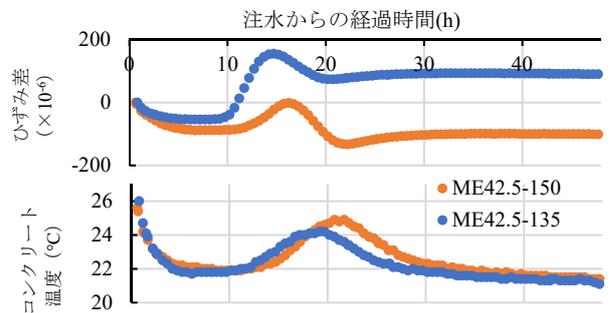


図-3 若材齢時のひずみ差と温度，膨張材あり

れるペーストの量が異なっていること、すなわち、ペースト量中の膨張材の割合が変化しているために、膨張材の影響に差異が生じたことが推察される。図-3 には、膨張材の影響に差異の生じた ME42.5-150 と ME42.5-135 について、若材齢時の埋め込み型ひずみ計のひずみ差とコンクリート温度を示している。どちらの配合も、注水後 10 時間を過ぎた付近より温度の上昇と膨張ひずみが生じており、膨張材の効果が確認できる。ME42.5-150 と ME42.5-135 を比較すると、ME42.5-135 では若材齢により大きく膨張していることがわかる。これについては、前述のペースト中の膨張材の割合が異なること等が影響として考えられる。

(3) 力学特性

a) 圧縮強度

圧縮強度試験結果を図-4、 $w/p=42.5\%$ の条件における材齢 28 日の圧縮強度と単位水量の関係を図-5 に示す。骨材水分状態および膨張材の使用の有無にかかわらず、単位水量を減じる、すなわちモルタル細骨材容積比を増加させることで、圧縮強度がやや増加する傾向にあることがわかる。これは、材齢 91 日や蒸気養生後の圧縮強度も同様の傾向であった。骨材の含水状態に着目すると、気乾 FNS を用いた場合では表乾 FNS を用いた場合より若干で

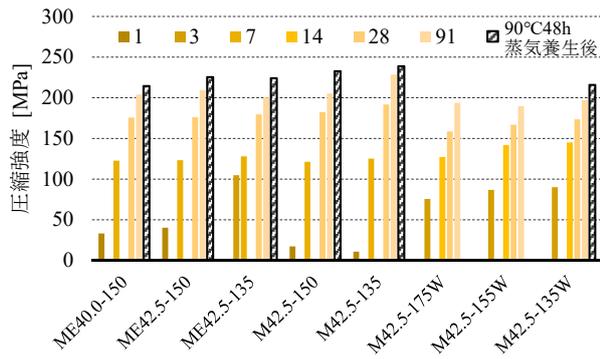


図-4 圧縮強度

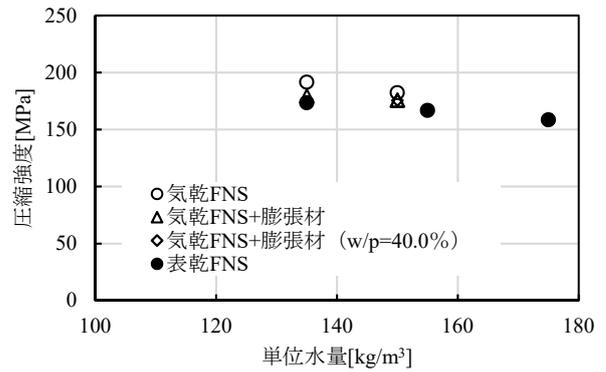


図-5 単位水量と圧縮強度の関係

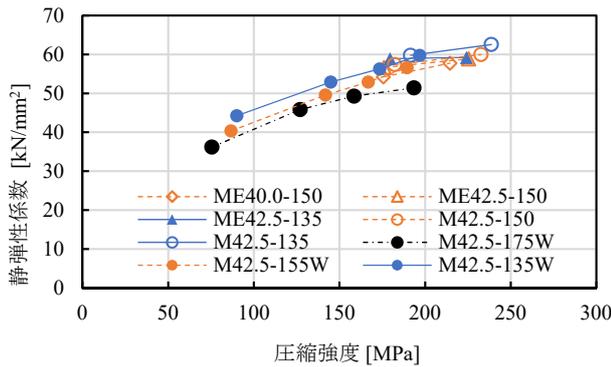


図-6 圧縮強度と静弾性係数の関係

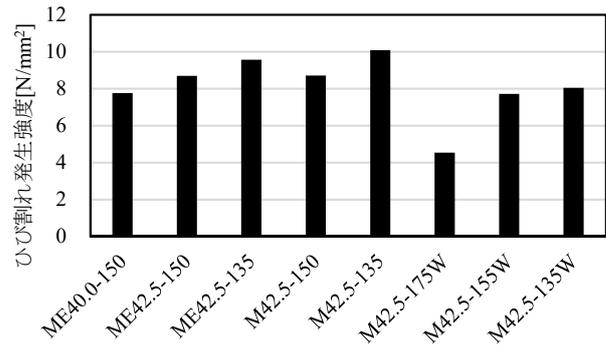


図-7 ひび割れ発生強度

あるが圧縮強度が高くなる傾向にあるようである。これは、接水後に細骨材が吸水することにより周辺のペーストの水結合材比が低下しペースト自体の強度が増加したことや細骨材とペーストの界面の付着強度が増加したこと等によるものと考えられる。

結合材に膨張材を用いた ME シリーズでは、材齢 1 日および 3 日の強度発現が膨張材を用いない M シリーズと比較して大きい傾向があるが、材齢 7 日以降ではおおむね同程度となった。

水粉体容積比を変化させた ME40.0-150 と ME42.5-150 を比較すると、いずれの材齢の圧縮強度にも大きな差は見られず、本実験の範囲では圧縮強度に与える水結合材比の影響は小さかった。

b) 静弾性係数

圧縮強度と静弾性係数の関係を図-6 に示す。表乾 FNS を用いた場合と同様に、気乾 FNS を用いた場合でも単位水量を低減（モルタル細骨材容積比を増大）させると圧縮強度および静弾性係数が大きくなった。同程度の単位水量であれば圧縮強度に対する静弾性係数の値はいずれの条件でも同程度であり、FNS の水分状態や膨張材の使用の有無が圧縮強度と静弾性係数の関係に与える影響は小さいことが分かった。

c) ひび割れ発生強度

図-7 にひび割れ発生強度の測定結果を示す。全体的に

は、図-4 に示した圧縮強度と同様の傾向にあることが分かる。単位水量以外の条件が同一であれば、単位水量を減じる、すなわちモルタル細骨材容積比が増加するとひび割れ発生強度も増加する傾向にあった。

図-8 には圧縮強度とひび割れ発生強度の関係を示した。本実験では 2 章(2)c)で示す通りひび割れ発生強度を測定しているが、図中には参考として野口ら⁹⁾による圧縮強度と割裂引張強度の関係式により求まる曲線も併記した。図-7 および図-8 からわかるように、ひび割れ発生強度が極端に小さい M42.5-175W を除いて、圧縮強度の増加に伴って一定の割合でひび割れ発生強度も増加していることが分かる。すなわち、これらの結果からは、FNS の含水状態や膨張材の有無が、圧縮強度とひび割れ発生強度の関係に与える影響は小さいと考えられ、特に、気乾 FNS を用いた場合に表乾 FNS を用いた場合と比べて特性に変化が生じることはないと言える。一方、圧縮強度とひび割れ発生強度の関係からは、M42.5-175W のひび割れ発生強度が他の条件と比べて小さい値を示している。これについては、単位ペースト量やモルタル細骨材容積の範囲によって圧縮強度とひび割れ発生強度の関係に与える影響が異なる可能性が考えられるが、本実験の範囲ではデータが十分ではなく、今後のさらなる検討とデータの蓄積が必要であると考えられる。

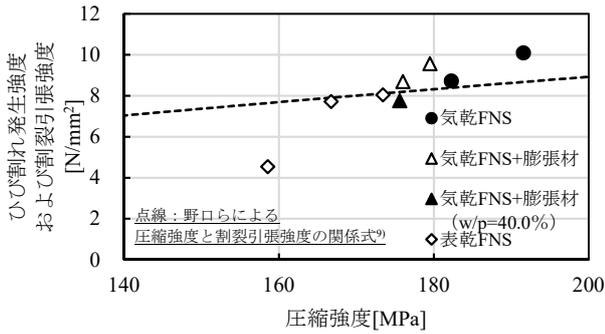


図-8 圧縮強度とひび割れ発生強度の関係

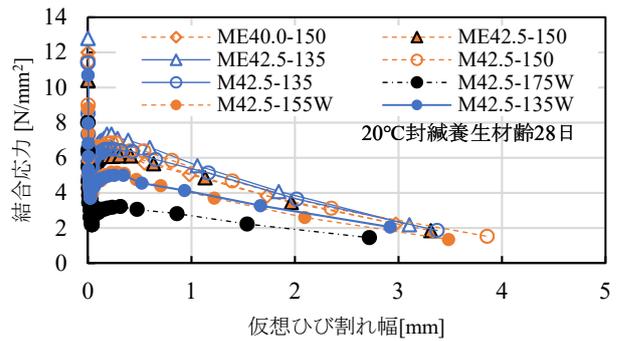


図-9 引張軟化特性

d) 引張軟化特性

材齢 28 日における引張軟化特性の推定結果を図-9 に示す。既報でも示した M42.5-175W を除いて、引張軟化特性に与える単位水量の影響は小さく、また、膨張材の影響も小さかった。しかし、細骨材の含水状態に着目すると、気乾 FNS を用いたシリーズでは、いずれも表乾 FNS を用いた末尾 W のシリーズに比べて高い結合応力を示した。3. (3) a) で述べたように、細骨材が吸水することにより周辺のペーストの水結合材比の変化や細骨材とペーストの界面の付着強度の変化が生じ、結合応力が向上したことが考えられる。

4. まとめ

既報⁵⁾にて検討した超低収縮高強度繊維補強コンクリートの現場施工への適用性を高めることを目的に、フェロニッケルスラグ細骨材の含水状態をはじめとした材料や配合の条件について検討した結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 単位水量が 150 kg/m³ 程度であればフェロニッケルスラグ細骨材を気乾状態としても流動性への影響は小さいが、膨張材の使用や、単位水量を 135 kg/m³ まで減じると流動性の低下が大きい。
- ② 気乾状態であってもフェロニッケルスラグ細骨材は高い自己収縮低減効果を有する。
- ③ 気乾状態であっても、超低収縮高強度繊維補強コンクリートはモルタル細骨材容積比を増加させることで圧縮強度はやや増加する傾向にあり、かつ、表乾状態に比べて圧縮強度は高くなる傾向にある。
- ④ フェロニッケルスラグ細骨材の含水状態や膨張材の有無が圧縮強度と静弾性係数の関係に与える影響は小さい。
- ⑤ 単位水量が 150 kg/m³ 程度以下の範囲では、ひび割れ発生強度と圧縮強度の関係に与えるフェロニッケルスラグ細骨材や膨張材の影響は小さい。

⑥ 引張軟化特性は、気乾状態のフェロニッケルスラグ細骨材を用いた場合、表乾状態で用いた場合と比較して高い結合応力を示した。

参考文献

- 1) 例えば、阿部浩幸, 原健悟, 澤田浩昭, 中村雅之, プレキャスト PC 床版の新しい RC 接合構造に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.493-498, 2007
- 2) 竹山忠臣, 佐々木亘, 篠崎裕生, 樋口正典, 内田裕市: 短繊維補強コンクリートを用いたループ継手の部材性能, 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 17 巻, pp.413-418, 2017.10
- 3) 竹山忠臣, 篠崎裕生, 横井晶有, 内田裕市: 各種 FRCC を用いた鉄筋の重ね継手に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.43 (投稿中)
- 4) 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
- 5) 佐々木亘, 恩田陽介, 松田拓: 単位水量と自己収縮を大幅に低減した高強度繊維補強コンクリート, 第 29 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.425-428, 2020.10
- 6) 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), pp.209-210, 1994.5
- 7) 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
- 8) 松田拓, 蓮尾孝一, 野口貴文: 細骨材の違いが超高強度コンクリートの性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp.1117-1122, 2015
- 9) 野口貴文, 友澤史紀: 高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 472 号, pp.11-16, 1995.6

人工軽量細骨材を使用した低環境負荷型高強度コンクリートの 収縮特性と凍結融解抵抗性に関する研究

Study on Shrinkage Properties and Freeze-thaw Resistance of High-strength Concrete with Low Environmental Impact using Artificial Lightweight Fine Aggregate

建設基盤技術部 峯 竜一郎 RYUICHIRO MINE

建設基盤技術部 臺 哲義 AKIYOSHI DAI

建設基盤技術部 飛鷹 晶子 AKIKO HIDAKA

建設基盤技術部 恩田 陽介 YOSUKE ONDA

建設基盤技術部 松田 拓 TAKU MATSUDA

超低水結合材比条件で単位水量を通常よりも低減し、細骨材に人工軽量骨材を用い、結合材の約 6 割が副産物で構成された低環境負荷型高強度コンクリートを対象として、その収縮特性および凍結融解抵抗性を確認した。水結合材比を 18, 20, 25% の 3 水準とし、単位水量 110~140kg/m³ の範囲で十分に吸水させた人工軽量細骨材を使用し、AE 剤を使用しない条件で室内試験を実施した。その結果、自己収縮ひずみと乾燥収縮ひずみはどちらも全水準で少ない結果となったが、凍結融解試験の結果には調合条件による違いが確認された。実験結果から、凍結融解抵抗性が求められる場合に推奨される調合条件の範囲を提案した。

キーワード：高強度コンクリート、人工軽量細骨材、低環境負荷、単位水量、収縮ひずみ、凍結融解

Shrinkage and freeze-thaw resistance properties were investigated on high-strength concrete with ultra-low water binder ratio of which unit water content was reduced than conventional concrete. In particular, the studied concrete was with low environmental impact in which about 60% of the binder was composed of by-products and containing artificial lightweight aggregate. The water-binder condition is an ultra-low water binder ratio that has a reduced unit water amount than conventional concrete. Laboratory tests using saturated artificial lightweight fine aggregate were conducted under the condition that the water-binder ratio was set to three levels: 18, 20 and 25%. Unit water content was set around 110 to 140 kg / m³, and no AE agent was used. As a result, although both autogenous and drying shrinkage were small at all levels, some differences were confirmed from the results of the freeze-thaw test. From the experimental results, we proposed the range of recommended mix proportion when freeze-thaw resistance is required.

Key Words: High-strength concrete, Artificial lightweight fine aggregate, Low environmental impact, Unit water content, Shrinkage, Freeze-thaw

1. はじめに

既往の研究によれば、超低水結合材比条件下で吸水率が大きいフェロニッケルスラグ細骨材を用い、単位水量を極力低減すると、自己収縮と乾燥収縮のどちらも極めて少ない高強度コンクリートが得られる¹⁾。その際に自己収縮が低減されるメカニズムは、内部養生効果に起因すると考察されている²⁾。

骨材の内部養生効果を利用した例として、近年では

人工軽量細骨材を使用した超高強度コンクリートの自己収縮を低減する技術が報告されている³⁾⁴⁾。また、著者らは人工軽量細骨材を用いることで、乾燥収縮と自己収縮を著しく低減できることを報告している⁵⁾。

一方、人工軽量骨材の吸水率は天然骨材よりも高いため、人工軽量骨材を使用したコンクリートの凍結融解抵抗性は、天然骨材を使用したものと比較した場合に低下する傾向にあると言われている⁶⁾。しかし、それらの報告は軽量 1 種もしくは軽量 2 種のコンクリートにお

表-1 使用材料

記号	種類	物性値
W	水	上水道水, 密度: 1.00g/cm ³
NC	普通ポルトランドセメント	密度: 3.16g/cm ³ , 比表面積: 3,290cm ² /g
BF	高炉スラグ微粉末	密度: 2.89g/cm ³ , 比表面積: 4,630cm ² /g,
SF	シリカフェーム	密度: 2.25g/cm ³ , 比表面積: 200,000cm ² /g
LWS	人工軽量細骨材	表乾密度: 1.85g/cm ³ , 吸水率: 13.6%
G	硬質砂岩碎石	栃木県鹿沼産, 表乾密度: 2.64g/cm ³ , 吸水率: 0.6%
SP	高性能減水剤	ポリカルボン酸系
AF	消泡剤	エステル脂肪酸系

表-2 コンクリートの配(調)合条件

NO.	記号	W/B (%)	目標 空気量 (%)	s/a (%)	単位 粗骨材 かさ容積 (m ³ /m ³)	単位量(kg/m ³)							
						W	B	NC	HC	BF	SF	LWS	G
1	18-W140	18.0	3.5±1.5	55.0	0.408	140	778	296	0	404	78	567	662
2	18-W130				0.429	130	722	274	0	376	72	596	697
3	18-W120				0.450	120	667	253	0	347	67	626	731
4	18-W110				0.472	110	611	232	0	318	61	655	766
5	20-W140	20.0			0.427	140	700	266	0	364	70	594	693
6	25-W140	25.0			0.462	140	560	213	0	291	56	644	750
7	25-W110				0.515	110	440	167	0	229	44	715	836
比較	40-W165	40.0	4.5±1.5	43.0	0.609	165	413	0	413	0	0	530	998 [※]

※岩瀬産硬質砂岩碎石を使用

る試験結果であり、細骨材のみを人工軽量細骨材としたコンクリートの報告は少ない⁷⁾。

凍結融解抵抗性を向上させる手法として、AE 剤を使用し、空気量を増加させるとともに、コンクリート中にエントレイドエアを導入させる手法がある。しかし、人工軽量骨材を使用したコンクリートの場合、それだけでは十分ではなく、骨材の含水率を小さくする必要があるとされている⁸⁾。施工の観点では、人工軽量骨材を使用したコンクリートの場合、プレウェッティングした骨材を使用しないとワーカビリティの低下やポンプ圧送時に閉塞する危険性が高まるため、十分に吸水させた骨材を使用することが望ましい。一方、高強度コンクリートの場合、セメントペースト部の組織が緻密であるため、空気量が少なく、AE 剤を用いない条件でも凍結融解抵抗性に優れることも知られている⁹⁾。このことは、十分に吸水させた人工軽量細骨材を使用したコンクリートであっても、高強度コンクリートであれば AE 剤を使用せずとも凍結融解抵抗性に優れる条件が存在する可能性を示唆する。

本研究は、既報⁷⁾で提案された低収縮な高強度コンクリートにおいて、結合材の約 6 割を副産物とし、かつ細

骨材に表乾状態の人工軽量骨材を使用したものを対象とし、AE 剤を使用せずに、単位水量と水結材比を変化させた場合における収縮特性および凍結融解抵抗性を確認したものである。

2. 使用材料とコンクリートの配(調)合条件

使用材料を表-1 に示す。結合材 (B) を普通ポルトランドセメント (NC)、高炉スラグ微粉末 (BF)、シリカフェーム (SF) の 3 成分系とした。高炉スラグ微粉末は 4000 ブレーン相当のものを使用した。細骨材は、原料が膨張性頁岩の人工軽量細骨材 (LWS) を 24 時間以上水道水に浸漬することで十分に吸水させたものを使用した。粗骨材は最大粒径が 20mm の硬質砂岩碎石 (G) とした。高性能減水剤 (SP) は、主成分がポリカルボン酸系のものを使用した。コンクリートの配(調)合条件を表-2 に示す。なお、表中には後述する凍結融解抵抗性を比較した調合条件も併せて記載した。結合材は質量比で NC : BF : SF=38 : 52 : 10 とした。目標スランプフローは設定せず、SP 添加量を調整し、スランプフロー試験後のコンクリートを目視で材料分離の生じない範囲で

表-3 フレッシュ試験結果

NO.	記号	SP [B×%]	AF [B×%]	スランブフロー [cm]				スランブ [cm]	50cmスランブ フロー到達時間 [Sec]	停止 時間 [Sec]	空気 量 [%]	単位 容積質量 [kg/m ³]	練上がり 温度 [°C]	室内 温度 [°C]
				1	×	2	平均							
1	18-W140	0.85	0.005	66.5	×	65.8	66.2	-	7.6	64.0	3.8	2158	22.1	19.7
2	18-W130	0.85	0.005	52.0	×	49.5	50.8	-	35.0	60.0	4.0	2180	21.4	19.1
3	18-W120	0.95	0.005	48.5	×	47.0	47.8	-	-	58.0	2.9	2247	22.2	19.7
4	18-W110	1.00	0.005	47.0	×	46.5	46.8	-	-	51.2	3.2	2238	22.4	19.9
5	20-W140	0.80	0.005	60.0	×	57.0	58.5	-	8.0	61.5	4.6	2118	21.6	20.2
6	25-W140	0.75	0.005	65.5	×	65.5	65.5	-	4.2	44.7	3.7	2156	21.4	19.7
7	25-W110	0.75	0.005	38.0	×	37.5	37.8	21.0	-	31.4	4.8	2151	21.5	19.8
比較	40-W165	0.40 [*]	0.004	38.0	-	-	-	8.5	-	-	6.5	-	21.9	20.4

※高性能 AE 減水剤を使用

ワーカビリティが確保できているかを判断することとした。目標空気量は $3.5 \pm 1.5\%$ とした。また、人工軽量骨材の影響を確認するため、全水準で細骨材率 (s/a) を 55.0% とした。水結合材比 (W/B) = 18.0% のシリーズについては、単位水量を 110, 120, 130, 140 kg/m^3 の 4 水準とした。W/B = 20.0% のシリーズは、単位水量が 140 kg/m^3 の 1 水準、W/B = 25.0% のシリーズは単位水量が 110, 140 kg/m^3 の 2 水準とし、計 7 水準とした。

3. 実験方法

(1) 試験体作製手順

コンクリートの練混ぜには強制 2 軸ミキサを使用した。普通ポルトランドセメント、高炉スラグ微粉末、シリカフェーム、人工軽量細骨材を投入し、10 秒攪拌後に水と化学混和剤を投入し 180 秒間練り混ぜた。その後、硬質砂岩碎石を投入し 180 秒間練り混ぜ、コンクリートとした。1 バッチの練量は 50L とした。練混ぜ完了後、フレッシュ試験を実施し、供試体を作製した。

(2) 圧縮強度試験およびヤング係数測定方法

圧縮強度試験は JIS A 1108 に準拠した。試験材齢および養生条件は、 20°C 封かん養生材齢 7 日、標準水中養生材齢 28 日、 90°C 加熱封かん養生材齢 7 日の 3 水準とした。なお、 90°C 加熱封かん養生については、供試体作製後、 20°C 一定の恒温室で 24 時間養生後、 90°C に設定した養生槽に入れ、試験材齢まで養生した。

ヤング係数の測定は JIS A 1149 に準拠した。試験材齢は標準水中養生材齢 28 日とし、圧縮強度試験と並行で実施した。ひずみ測定器はひずみゲージを用いた。

(3) 凍結融解試験

凍結融解試験は JIS A 1148 A 法に準拠して実施した。養生条件は $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ の水中養生とし、試験開始材齢は材齢 28 日とした。なお、比較として、谷口ら³⁾の論文に示される配(調)合条件(水セメント比 40% 、単位水量 165 kg/m^3 、早強ポルトランドセメント、人工軽量細骨材、高性能 AE 減水剤)の供試体を作製し、試験を実施した。

(4) 収縮ひずみ

収縮ひずみの測定は、 $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ の供試体を用いて実施した。供試体の中央部に低弾性の埋込み型ひずみ計を設置し、作製したコンクリートをすみやかに打設し、測定を開始した。収縮ひずみの基点はコンクリート打設直後とし、線膨張係数を $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ と仮定して収縮ひずみを求めた。養生条件は、打設完了直後から 20°C 封かんとしたものと打設から材齢 7 日まで 20°C 封かん養生を行い、その後脱枠し、 $20^\circ\text{C} 60\% \text{ RH}$ の環境で乾燥させた 2 水準で測定を実施した。なお、収縮ひずみの測定は、18-W140, 18-W110, 20-W140, 25-W140, 25-W110 の 5 水準とした。

4. 実験結果

(1) フレッシュ性状

フレッシュ試験結果を表-3 に示す。スランブフロー値は $37.8 \sim 66.2 \text{ cm}$ の範囲であった。W/B = 18.0% に着目すると、スランブフロー値は $46.8 \sim 66.2 \text{ cm}$ の範囲であった。SP 添加率は $0.85 \sim 1.00\%$ の範囲であり、単位水量が小さくなると SP 添加率を大きくしてもスランブフロ

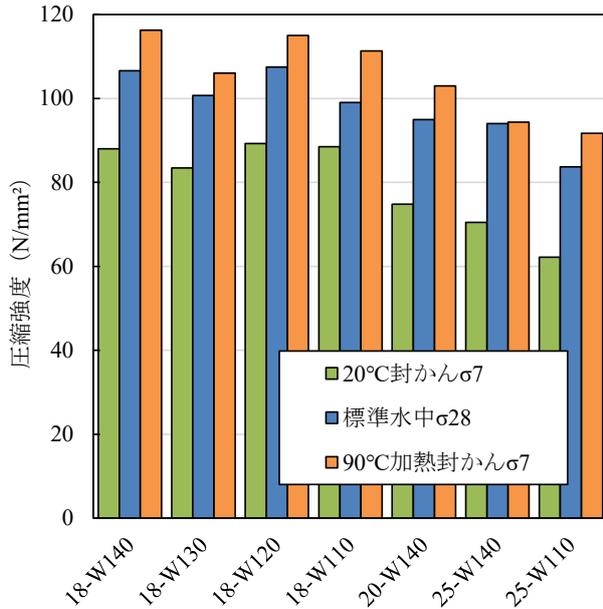


図-1 圧縮強度試験結果

一値が小さくなる傾向が見られた。単位水量の違いやLWSの使用量によってスランプもしくはスランプフローの上限値が異なる可能性があり、今後の検討課題としたい。また、空気量は2.9~4.8%の範囲となった。

(2) 圧縮強度とヤング係数

圧縮強度試験結果を図-1に示す。一般的なコンクリートと同様に、W/Bが大きくなると圧縮強度が小さくなる傾向が見られた。W/B=18.0%のシリーズの標準水中養生材齢28日の圧縮強度を見ると、99.1~107N/mm²の範囲であり、空気量の違いを考慮しても、大きな違いはないと考えられる。W/B=25.0%のシリーズを見ると、25-W140で94.0N/mm²、25-W110で83.7N/mm²であった。25-W110の圧縮強度が小さくなった理由として、W/Bが大きくなることで、ペースト部分の強度が小さくなったことと、セメントペーストに対する人工軽量細骨材の容積比(vs/vp)が大きくなったことだと推察される。

ヤング係数と圧縮強度の関係を図-2に示す。図中には、以下に示すヤング係数の推定式⁹⁾($\gamma=2.1\sim 2.4$)も記した。

$$E = \kappa_1 \times \kappa_2 \times 3.35 \times 10^4 \times (\gamma/2.4)^2 \times (F_c/60)^{\frac{1}{3}} \quad (1)$$

ここで、E:ヤング係数(N/mm²)、 κ_1 :骨材種類により定まる補正係数、 κ_2 :混和材種類により定まる補正係数、 γ :単位容積質量(t/m³)、 F_c :圧縮強度(N/mm²)である。なお、 $\kappa_1 = \kappa_2 = 1.0$ とした。

本研究の調合条件における単位容積質量は $\gamma=2.09\sim 2.14$ t/m³の範囲であるが、全てのプロットが $\gamma=2.2$ t/m³

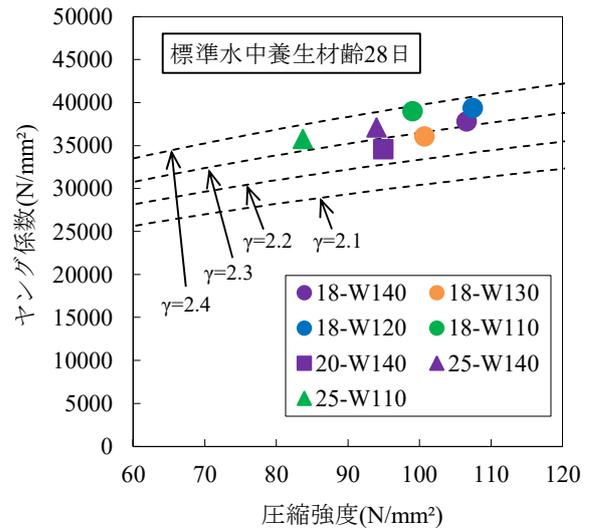


図-2 圧縮強度とヤング係数の関係

の推定式よりも上になっている。一般的に、人工軽量骨材を使用したコンクリートのヤング係数は小さくなる傾向にある⁴⁾と言われるが、本研究の範囲内においてはそのような傾向は見られず、一般的な高強度コンクリートと同程度の弾性係数を有していると考えられる。

(3) 収縮ひずみ

養生条件を20°C封かん養生とした供試体の打込みから100日までの収縮ひずみ測定結果を図-3に示す。既報1)と同様に、測定値は全ての水準で膨張側に推移し、自己収縮ひずみは確認されなかった。これは、人工軽量細骨材の内部養生効果²⁾によるものと考えられる。また、初期の膨張量に単位水量や水結合材比の違いが与える影響は明確ではなく、測定精度も含めて今後の検討課題としたい。養生条件を材齢7日まで20°C封かん養生とし、脱型後20°C60%RH気中養生とした供試体の打込みから100日までの収縮ひずみ測定結果を図-4に示す。全水準において、脱枠し気中養生とした材齢7日の時点から収縮側に推移しており、乾燥収縮ひずみが確認された。乾燥収縮ひずみ量は最も大きいもので約135 μ mとなっており、一般的な高強度コンクリートの収縮ひずみ量と比較すると、著しく小さくなった。

気中養生を開始した材齢7日時点を基点とし、乾燥収縮ひずみ量について整理した結果を図-5に示す。乾燥収縮ひずみ量は25-W140、18-W140、18-W110、20-W140、25-W110の順に大きくなった。W/B=25.0%の水準については、乾燥開始から約9日後から膨張側へ推移する傾向が確認された。気中養生としたことで、コンクリート中の水分の逸散が始まるが、それに伴い人工軽量

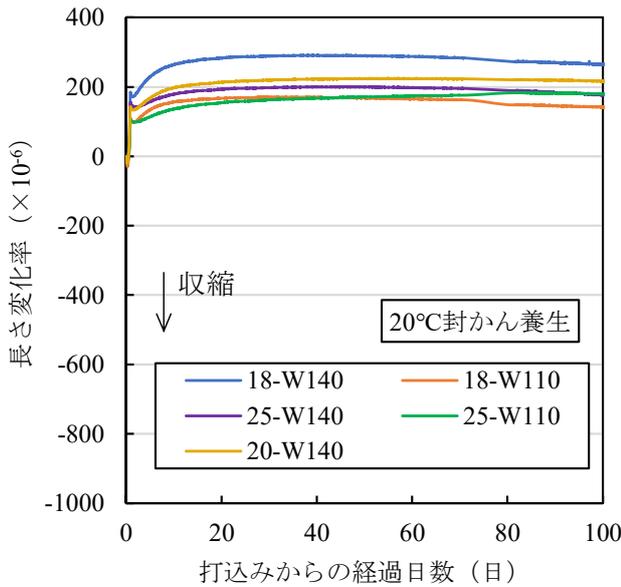


図-3 収縮ひずみ測定結果

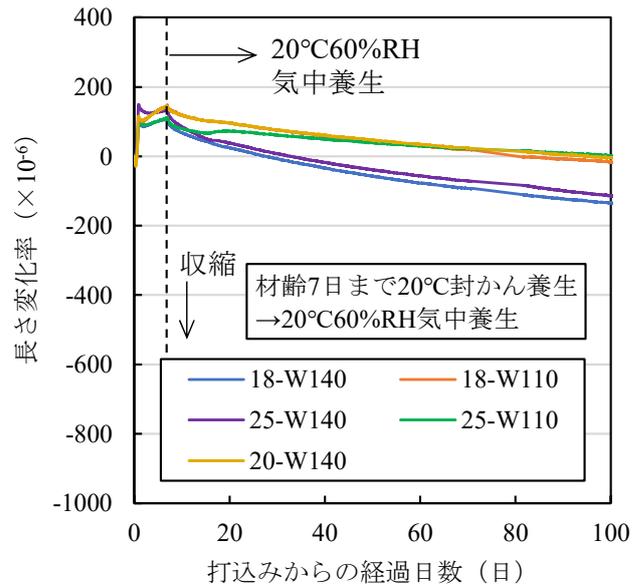


図-4 収縮ひずみ測定結果

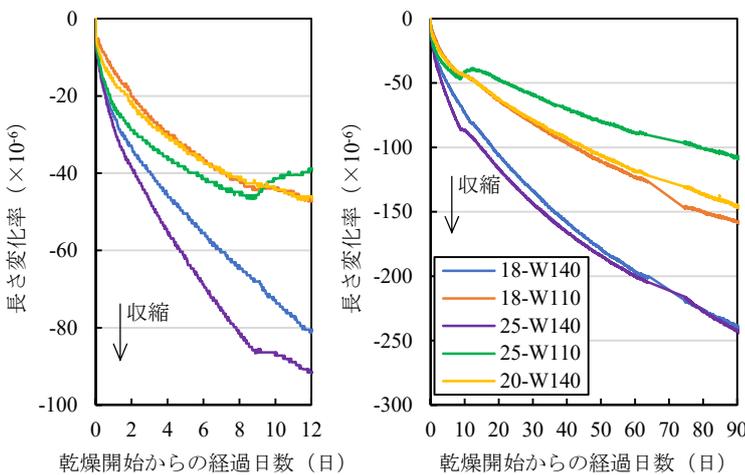


図-5 乾燥収縮ひずみ測定結果

骨材内部の水分がセメントペーストの方へ移動したことによるものと考えられる。材齢初期に確認された膨張と同様に人工軽量骨材の内部養生効果の影響と思われる。本研究の範囲内で、比較的水結合材比が大きいW/B=25.0%で人工軽量骨材からの水分の移動が顕著に表れたものと考えられる。本研究の限られた範囲で発生した現象であり、今後、水結合材比の大きい条件などで確認していきたい。

(4) 凍結融解

凍結融解試験結果を図-6に示す。図中には谷口ら³⁾の配(調)合条件の試験結果(記号 40-W165)も併せて示した。W/B=18.0%のシリーズを見ると、300 サイクル終了時点の相対動弾性係数は 92.6~94.8%の範囲にあり、300 サイクル終了時点で相対動弾性係数は 60%以上とな

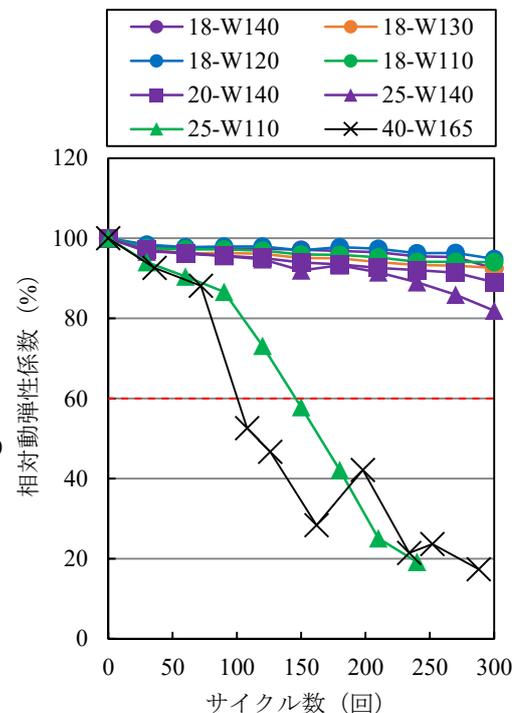


図-6 凍結融解試験結果

った。また、単位水量の違いによる影響は見られなかった。W/B=20.0%を見ると、相対動弾性係数は 89.0%であり、こちらも 300 サイクル終了時点の相対動弾性係数が 60%以上となったが、W/B=18.0%のシリーズの相対動弾性係数と比較すると小さくなる傾向が見られた。

W/B=25.0%のシリーズを見ると、25-W140の300 サイクル終了時点の相対動弾性係数は 81.9%となった。25-W110については、150 サイクル終了時点で相対動弾性係数は 57.8%となり、300 サイクルに到達する前に 60%以下となった。240 サイクル終了時点で相対動弾性係数

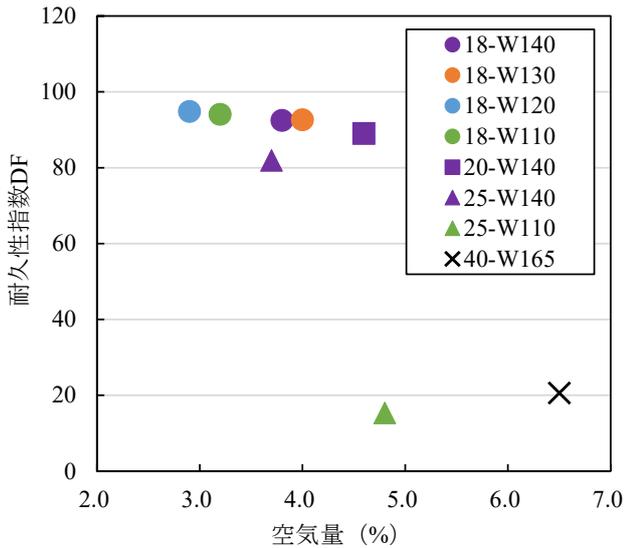


図-7 空気量と耐久性指数の関係

は 19.2%となり、それ以降の測定は不可能な状態となった。40-W165 については、108 サイクル終了時点の相対動弾性係数が 52.6%となり、それ以降の測定値は全て 60%を下回った。

空気量と耐久性指数の関係を図-7に示す。全シリーズの空気量は 2.9~4.8%の範囲であり、空気量が最も大きくなった 25-W110 の耐久性指数が最も小さくなった。W/B=18.0%のシリーズを見ると、単位水量や空気量の違いが耐久性指数に与える影響は少ないと考えられる。また、40-W165 は高性能 AE 減水剤を使用し、空気量が 6.5%であったが、耐久性指数は小さくなる結果となった。本実験の水準は AE 剤を使用していないが、耐久性指数に優れたものが存在している。本実験の範囲内で耐久性指数に影響を与える要因として、空気量や単位水量の影響は小さく、水結合材比や人工軽量細骨材の使用量の影響が大きいと考えられる。

人工軽量細骨材とセメントペーストの単位容積比 (vs/vp) と耐久性指数の関係を図-8 に示す。vs/vp は 0.67~1.30 の範囲にあった。W/B=18.0%のシリーズを見ると、vs/vp は 0.67~1.00 の範囲にあり、vs/vp の増減が耐久性指数に与える影響は少ないと考えられる。W/B=25.0%のシリーズを見ると、25-W140 と 25-W110 の vs/vp はそれぞれ 0.95, 1.30 となっており、vs/vp の大きい 25-W110 が凍結融解抵抗性で劣る結果となった。前述したように、単位水量や空気量が耐久性指数に与える影響は小さいと考えられ、W/B=18.0 のシリーズは、水結合材比を小さくすることで、セメントペースト部の組織が緻密になっているため、vs/vp の増減の影響が小さくなっていると考えられる。25-W110 は本研究の範囲内では、最も水結合材比が大きい調合条件となっており、

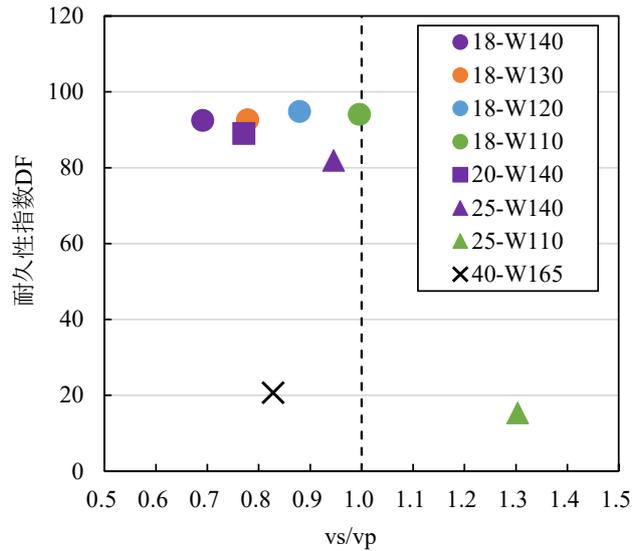


図-8 vs/vp と耐久性指数の関係

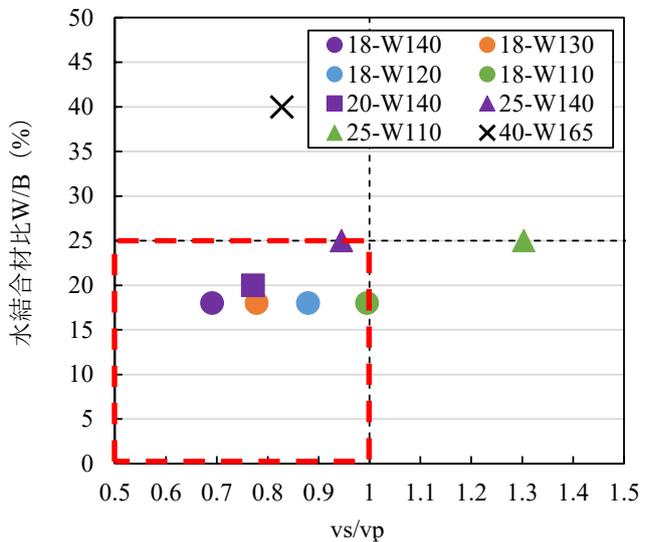


図-9 vs/vp と水結合材比の関係

他の水準と比較すると、セメントペースト部の強度が小さく、かつ人工軽量細骨材の使用量が大きいことから、凍結融解時における膨張圧で破壊が生じてしまったと考えられる。また、40-W165 については、vs/vp は 0.83 であったが、水結合材比が 40.0%であり、膨張圧に対するセメントペーストの強度が小さかったと考えられる。

人工軽量細骨材とセメントペーストの単位容積比 (vs/vp) と水結合材比の関係を図-9 に示す。本研究の範囲内で、十分に吸水された人工軽量細骨材を使用し、AE 剤を使用しない調合条件で、凍結融解抵抗性に優れたコンクリートとするためには、W/B を 25.0%以下とし、vs/vp を 1.00 以下とすることが有効であると考えられる。ただし、これは本研究の限られた調合条件の範囲における実験結果から定めたものであり、AE 剤を併用することで水結合材比が大きい条件においても、凍結融解抵抗

性に優れたコンクリートが製造できる可能性がある。今後は水結合材比の違いや AE 剤使用の有無を水準に加え、実験結果を拡大し検討していきたい。

5. まとめ

水結合材比を 18, 20, 25%の 3 水準とし、単位水量 110~140kg/m³ の範囲で十分に吸水させた人工軽量細骨材を使用し、AE 剤を使用しない条件で収縮測定および凍結融解試験を実施し、以下の知見を得た。

- ①結合材の約 6 割が副産物で構成され、単位水量が 140kg/m³ と通常よりも少なく、水結合材比も 18% と著しく小さい条件において、化学混和剤の添加量を調整することで、スランプフローが 60cm を超えるコンクリートが製造できた。
- ②水結合材比と圧縮強度の傾向は一般的な高強度コンクリートと同等であった。しかし、人工軽量細骨材の使用量が増加すると圧縮強度が低下する可能性がある。
- ③ヤング係数は一般的な高強度コンクリートと同等の値を有していた。
- ④全ての水準で自己収縮ひずみは確認されなかった。
- ⑤単位水量を低減することで、乾燥収縮ひずみは小さくなる。
- ⑥水結合材比 25.0%以下、 v_s/v_p を 1.00 以下とすることで凍結融解抵抗性に優れたコンクリートとすることができた。

参考文献

- 1) Taku Matsuda, Takafumi Noguchi, Manabu Kanematsu, Ryuichiro Mine: "Ultralow shrinkage and high strength concrete without Portland cement", Proceedings of the fib congress , pp.973-983, 2018
- 2) 黒岩秀介ほか：人工軽量細骨材による高強度コンクリートの自己収縮低減，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 695 号，pp.19-26，2014
- 3) 谷口秀明ほか：人工軽量骨材を用いた高強度コンクリートの力学的性質と体積変化，三井住友建設技術開発センター報告，第 12 号，pp.47-54，2014.10
- 4) 笠井芳夫ほか：軽量コンクリート，技術書院，2002.11
- 5) 峯竜一郎ほか：人工軽量細骨材を使用した低環境負荷型・超低収縮高強度コンクリートの各種性状，三井住友建設技術研究開発報告，第 18 号，pp.33-37，2020.10
- 6) 石川寛範ほか：軽量細骨材と砕石を用いたコンクリートの基礎的研究，軽量コンクリートの性能の多様

化と利用の拡大に関するシンポジウム論文集，pp.1-4，2000.8

- 7) 橋大介ほか：高強度軽量コンクリートの耐凍害性改善方法について，土木学会論文集，Vol.24, No.496, pp.51-60，1994.8
- 8) 日本建築学会：高強度コンクリート技術の現状，2009.11
- 9) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事 2018，2018.7

BEARING CAPACITY CHARACTERISTICS OF A CAST IN PLACE CONCRETE PILE IN BANGKOK —FIELD DATA AND NUMERICAL SIMULATION—

バンコクで施工した場所打ちコンクリート杭の支持力特性 —押し込み試験と3次元FEM解析—

建設基盤技術部 ダヤニ サンジーワニ DAYANI SANJEEWANI
建設基盤技術部 高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

バンコクにおいてアースドリル工法による場所打ちコンクリート杭を施工し、杭の押し込み試験を実施してその支持力特性について検討した。その結果、試験時の最大沈下量は許容値未満であり、支持力の99%を周面摩擦力が負担していることが明らかとなり押し込み試験は支持力を評価するための有効な手段であることが確認された。押し込み試験結果を再現するために、降伏基準にMohr-Coulomb式を用いて3次元弾塑性FEM解析を実施した。解析結果では支持力に対する周面摩擦力の負担率が95%と実験結果よりも小さくなった。これは、地盤を弾塑性としてモデル化したことに要因があるものと推察された。

キーワード：杭、押し込み試験、周面摩擦力、支持力、FEM解析

Bearing capacity characteristics of a cast-in-place concrete pile in Bangkok were studied by conducting an instrumented static load test. It was found that 99% of the allowable bearing capacity of the pile was taken by the skin friction and the settlement of the pile met with the standards. It was understood that the instrumented static load test as an effective method to verify the bearing capacity. In the second part of this study, 3D finite element (FEM) analysis was conducted to simulate the load test by modeling Bangkok soil using Mohr-Coulomb (linear elasto-plastic) model. From the analysis results, it was found that only 95% of the allowable bearing capacity was taken by the skin friction and that value was smaller than the test results. In addition to that, the settlement of the pile was higher than the test results. It was understood that it is difficult to simulate the behavior of Bangkok soils only by using a linear elasto-plastic model.

Key Words: Pile, Instrumented static load test, Skin friction, Bearing capacity, FEM analysis

1. INTRODUCTION

In Bangkok, pile foundation with circular or barrette piles is mainly adopted for medium and high-rise buildings because of the thick soft clay layer which is deposited near the ground surface¹⁾. The main purpose is to reduce the settlement induced by the soft clay layer which has high compressibility and low shear strength. When considering the bearing capacity characteristic of a bored pile in Bangkok, they are designed as friction piles since there is no bedrock

even at 80 m depth. To achieve high skin friction, deep large diameter bored piles with tips extended to 40 to 60m are used in the case of high-rise buildings²⁾. On the other hand, in Japan belled piles are widely used and designed as end-bearing piles where the skin friction is hardly accounted as most of them are seated under bedrock³⁾. Similarly, a clear difference in the construction and testing methodologies of pile foundations also was observed between Japan and Thailand and there are very limited reports on this topic.

In order to understand the bearing capacity characteristics

of a friction pile in Bangkok soil, a circular, cast-in-place concrete pile (hereafter referred to as pile) was constructed by the wet-process construction method and instrumented static load test was conducted. The similarity and differences in the construction and testing methodologies between two countries were discussed in detail. To simulate the field test results, numerical analysis was carried out by using a Japanese FEM software called SoilPlus (ITOCHU Techno-Solutions, ver. 2019 (1)). In this paper, the obtained FEM results were discussed and compared with the field test results.

2. SUBSOIL CONDITION

Bangkok is located on the lower Chao Phraya plain, which is made of a very thick deposit of marine and alluvial soils. Generally, Bangkok subsols can be introduced into two parts. The upper part is Bangkok soft to medium clay and the lower parts are alternative layers of hard clay and dense sand. **Fig. 1** shows the soil profile at the site. Stiff lean clay crust of 3m is found as the top layer. Then Bangkok clay layer with undrained shear strength (S_u) less than 40kPa is deposited up to GL-3~-14m depth. The layer deeper than that is called the 1st hard clay layer. It has N value of 20-40 and S_u value of 150-200kPa. Then a sandy clay layer with N value of 20-50 is sandwiched under it, and then a sand layer with N value of 50 or more is deposited up to GL-32~-38m. This sand layer is called the 1st sand layer and it is the support layer for low-rise buildings. After this, the 2nd hard clay layer with a N value of about 50 and $S_u > 200$ kPa is deposited at GL -38~-45m. From GL -45m to -57m, the 2nd sand layer with N value of 50 or more is deposited and this is used as a support layer for the high-rise buildings taller than 30 stories¹⁾. The pore water pressure condition in this site is hydrostatic from the ground surface. **Table 1** shows soil properties at the position of the test pile. In here, cohesion was obtained from the test results of the unconfined compression test (UC) and the pocket penetration test (PP). Direct shear tests were conducted to evaluate the friction angle (ϕ) of sand layers.

3. ESTIMATION OF PILE BEARING CAPACITY

The bearing capacity of a single bored pile is calculated using static formula as shown in equation 1.

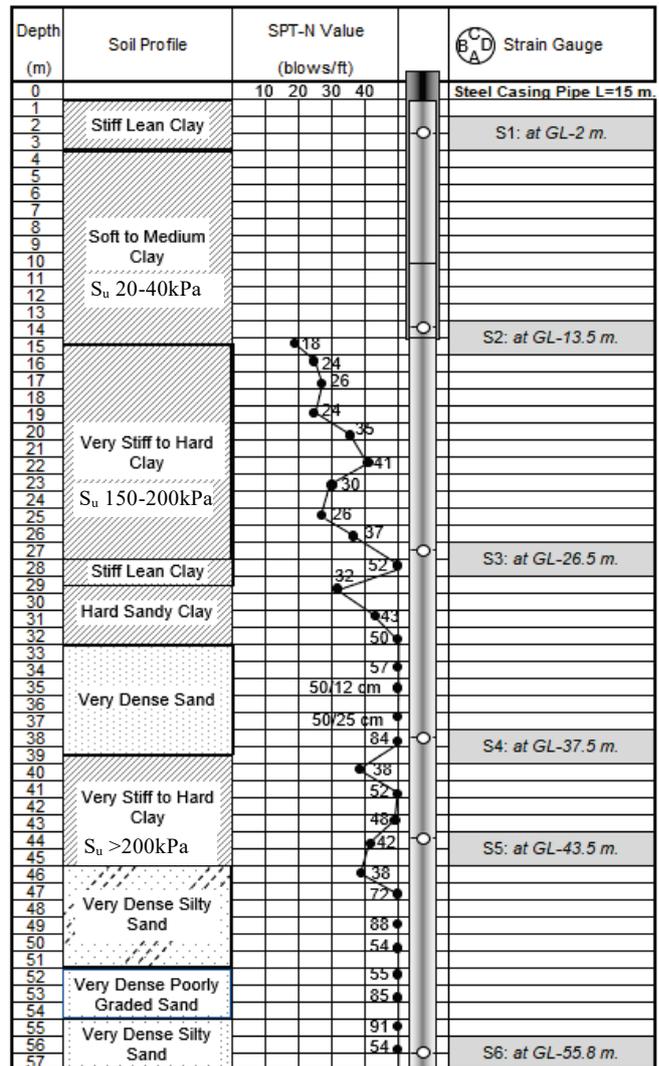


Fig. 1. Soil profile at the site and the location of strain gauges

Table 1. Soil properties

Soil	Depth (m)	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Elastic modulus, E, E' (kPa)	Cohesion (kPa)	Friction angle (ϕ)
Stiff lean clay	0-3	18.6	0.45	14250	56	-
Soft to medium clay	3-14	16.7	0.45	13800	28	-
Very stiff to hard clay	14-27	19.6	0.45	206900	180	-
Stiff lean clay	27-29	19.6	0.45	350000	216	-
Hard clay	29-32	19.6	0.45	350000	216	-
Very dense sand	32-38	19.6	0.3	131600	-	37
Very stiff to Hard Clay	38-45	19.6	0.45	380000	244	-
Very dense Silty Sand	45-51	19.6	0.3	132400	-	44
Very dense poorly graded sand	51-54	19.6	0.3	132400	-	44
Very dense Silty sand	54-57	19.6	0.3	132400	-	44

$$Q_a = \frac{(Q_s + Q_b)}{FS} - W_p - NF \quad (1)$$

where,

Q_a : Allowable load capacity

Q_s : Ultimate skin friction

Q_b : Ultimate end bearing capacity

W_p : Weight of pile

NF : Negative skin friction

FS : Factor of safety (2.5 is recommended)

End bearing capacity is

$$Q_b = A_p (cN_c + q^1 N_q) \quad (2)$$

where A_p is the area of the pile tip, c is the cohesion of soil which is supporting to pile tip, q^1 is the effective vertical stress at the level of the pile tip, and N_c , N_q are the bearing capacity factors.

Skin friction is

$$Q_s = U \sum L_i f_s \quad (3)$$

where U is the perimeter of the pile, L_i is the thickness of the soil layer, and f_s is unit skin friction at relevant depth.

Unit skin friction for clayey layers is evaluated using an empirical formula, where α is the adhesion factor and S_u is the undrained shear strength. Unit skin friction for sandy layers is calculated using the effective stress approach, where σ_v^1 is the effective overburden pressure and β ($K_s \cdot \tan \delta$) is the shaft friction factor. K_s is the coefficient of horizontal earth pressure and δ is the coefficient derived from the internal friction angle (ϕ) of the sand layer.

$$f_s = \alpha \cdot S_u \quad \text{for clayey soil} \quad (4)$$

$$f_s = \beta \cdot \sigma_v^1 \quad \text{for sandy soil} \quad (5)$$

The diameter and the length of the test pile which is reported in this paper were 1.2m and 57m, respectively. From the design, the allowable bearing capacity (Q_a) was obtained as 7848kN (800tf). In here, 85% of Q_a was obtained from skin friction and the remaining 15% was from the end bearing.

4. INSTRUMENTED STATIC LOAD TEST

4.1 CONSTRUCTION METHODOLOGY OF THE TEST PILE

After setting up the location for the pile a temporary



Fig. 2. Drilling of pile using polymer

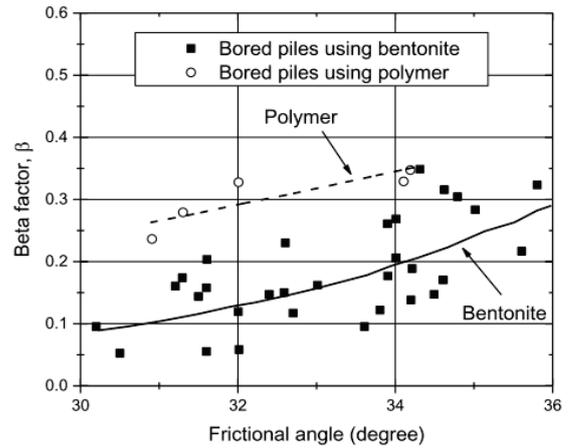


Fig. 3. Relationship between β factor and frictional angle of Bangkok sand¹⁾



Fig. 4. Setting for static load test

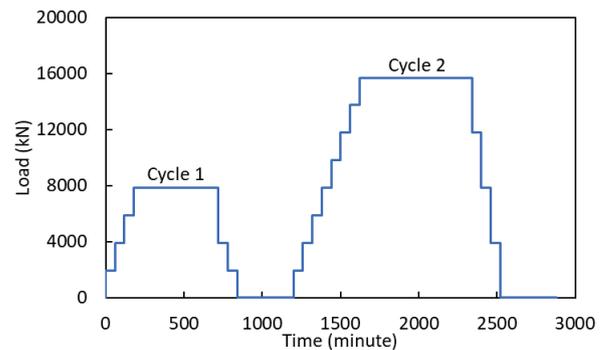


Fig. 5. Time history of loading and unloading

casing with a length of 15m was installed to maintain the hole stability in the upper soft soil layer. The hole was drilled using an auger and continued using the bucket method.

A drilling slurry was used to prevent the borehole instability as the pile is deep-seated. In Japan, bentonite-based and polymer-based drilling slurries are used depending on the soil quality and the groundwater conditions⁴⁾. On the other hand, in Bangkok, a drilling slurry containing only polymer is widely used after the 2000s⁵⁾. **Fig. 2** shows the drilling method of the pile using polymer. The polymer used here is polyacrylamide. The quality control values for the stabilizers were density < 1.02g/ml, viscosity of 40-55 seconds (ASTM D6910/D6910M) and pH of 8-10, respectively. In Thailand, it has been reported that it is possible to achieve higher skin friction and end bearing in sandy layers by using polymer-based drilling slurry than by pure bentonite slurry due to the reduction in thickness of filter cake along the pile shaft and the ease of pile base cleaning³⁾. **Fig. 3** shows the relationship between the shaft friction factor β , and the internal friction angle ϕ of the sand layer. It can be seen that β is larger when a polymer is used than when bentonite is used¹⁾.

After finishing the boring and the cleaning of the hole, Koden test was conducted to verify the verticality. Then the reinforcement cage was installed. In order to calculate the axial force distribution along with the pile depth, strain gauges were attached to the reinforcement bar in several locations to measure the axial strain in each depth. There were 6 measurement positions from S1 to S6 (GL-2m, GL-13.5m, GL-26.5m, GL-37.5m, GL-43.5m, and GL-55.8m) as shown in **Fig. 1**. Strain gauges were installed at 24 locations in 4 directions at each depth. Finally, the concreting was done by using the tremie method. The grade of the concrete was 27.45MPa (280KSC-cubical). After pouring concrete to the desired level, the temporary casing was removed.

4.2 METHODOLOGY OF THE LOAD TEST

Fig. 4 shows the setup for the instrumented static load test. The test pile was in the center and there were four reaction piles. The test was started 92 days after concreting the pile in accordance with ASTM D1143/D1143M-07 item 8.1.3 procedure B. From the design, the allowable bearing capacity (Q_a) for the test pile was obtained as 7848kN (800tf). As this pile was a working pile, the maximum test load was set as 15696kN (1600tf), in other words, two times of allowable load. The time history of the loading and unloading procedure

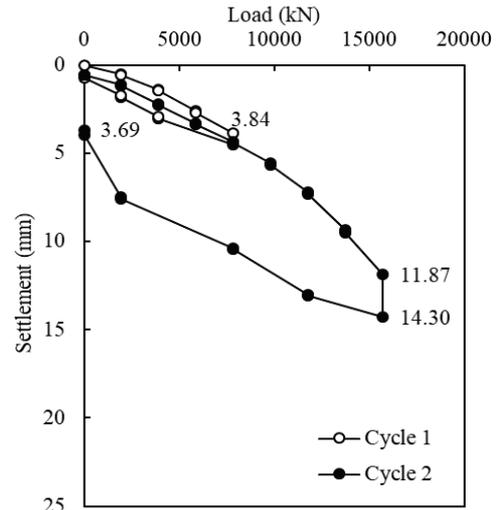


Fig. 6. Load settlement relationship from static load test

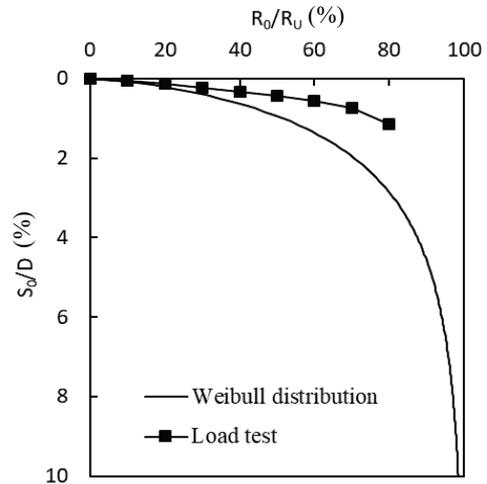


Fig. 7. relationship between R_0/R_U and S_0/D

is shown in **Fig. 5**. Loading was applied in two cycles using the step-loading method, where one step was 1962kN (200tf). The load at the final stage of cycle 1 was 7848kN (800tf), and the maximum load was given in cycle 2. In each cycle, the load was held 12 hours before starting unloading. The loading was applied using six 4905kN (500tf) hydraulic jacks. 4 dial gauges were installed on the test pile head to measure the head movement. The readings of the 4 dial gauges and the 24 strain gauges were recorded in each loading and unloading step.

4.3 TEST RESULTS

Fig. 6 shows the relationship between the pile head load (R_0) and the obtained settlement (S_0) for both cycle 1 and cycle 2. The maximum settlement was 14.3mm and that value was smaller than the allowable settlement of 25mm. In addition to that, the residual settlement was 3.69mm, and that

value also smaller than the allowable value of 6mm following the Thailand standards. From these results, it was confirmed that the pile performs well following the standards. From the shape of the load settlement curve, it was found that the pile was behaved in elastic range until around 11772kN (1200tf) load which is equivalent to 1.5 times from the allowable load of the pile.

Fig. 7 shows the relationship between R_0/R_u and S_0/D for test results and the Weibull distribution. Here, R_u is the ultimate bearing capacity and D is the pile diameter. Weibull distribution was obtained from the statistical analysis on the many static load test results which were conducted on friction piles in Japan⁶⁾. From these results, it is understood that the amount of settlement of the friction pile constructed in Bangkok is smaller than the friction piles in Japan.

From the strain gauge measurements, the force distribution along with the pile depth for each loading was obtained as shown in Fig. 8. To evaluate the force distribution, the elastic modulus of the pile at each strain gauge location was obtained by Fellenius method⁷⁾. In this method, a linear relationship between the tangent modulus and the strain is considered. Every measured strain value was converted into force via its corresponding strain-dependent secant modulus. A clear linear relationship was obtained only for S2 and S3. The same parameters obtained from S3 were used to evaluate force for S4 to S6. From the test results, it was found that 7750kN (790tf) from the allowable load (Q_a) of 7848kN (800tf) was taken by the skin friction. In other words, it was 99% of Q_a and it was greater than the expected value of 6670kN (85% of Q_a) at the design stage. In addition to that, 15254kN (97%) was taken from skin friction at the maximum loading of 15696kN (1600tf).

By using the obtained force distributions, unit skin friction for each soil layer was evaluated and plotted against the displacement for each soil layer as shown in Fig. 9. It should be noted that the direct measurement of pile toe settlement was not obtained using an extensometer (Telltale) in this project. Therefore, negligible negative displacements were obtained due to the limitations of strain measurements from the gauges. The skin friction was considered as fully mobilized when there is no change in the unit skin friction with respect to the pile displacement or softening of the skin friction was occurred¹⁾. From the test results, it was found that the soil layers up to 27m depth were fully mobilized and the soil layers beyond 27m depth were not mobilized even at 2 times of Q_a load. In addition to that, the maximum unit skin

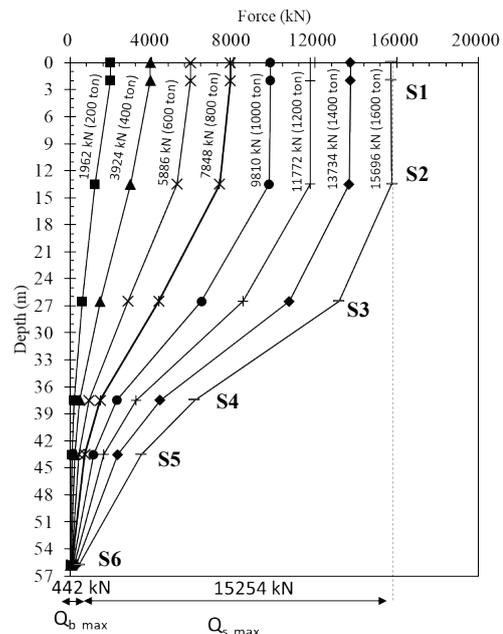


Fig. 8. Force distribution along pile depth

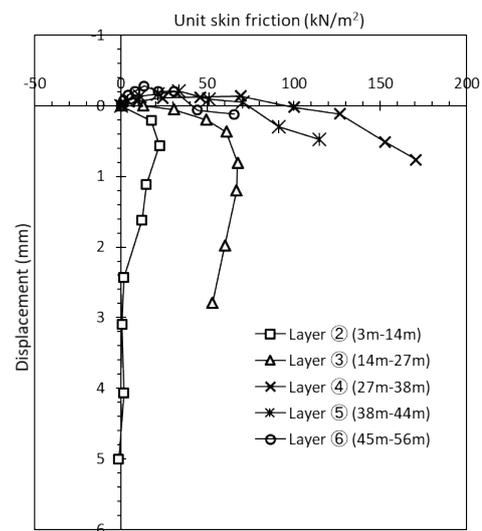


Fig. 9. Relationship between unit skin friction distribution and pile head displacement

friction which can withstand by layer GL -3~-14 m and GL -14~-27m were 20.0kN/m² and 73.0kN/m², respectively. These values matched with the values which were used at the design stage as of 24.5kN/m² and 73.5kN/m², respectively. Above results show that the bearing capacity characteristics can be clearly understood and verified using an instrumented static load test.

5. NUMERICAL SIMULATION

The finite element method (FEM) is reported as a powerful tool to predict the load settlement relationship in the static

load test⁸⁾. From a survey in Thailand, it is reported that 10% of the interviewees used FEM to evaluate single pile capacity. Although the instrumented static load test is very common in Bangkok, it is very rare in Japan due to its high cost. In a such case, FEM analysis can be considered as an effective solution. However, there are very limited reports regarding this kind of analysis in the literature. For filling that gap, numerical analysis on the instrumented static load test was carried out by using a Japanese FEM software called SoilPlus to simulate the field test.

5.1 NUMERICAL MODELING AND MATERIAL PROPERTIES

In this analysis, a 3D model was used as shown in Fig. 10 (a). In here 1/4 of the total system was modeled. The length and the width of the model were set 60m × 60m which was approximately equal to the pile length. The height of the model was set by approximately 3 times the pile length. In addition to that, an interface between the pile and the soil was modeled to simulate the relative friction between the pile and the soil as illustrated in Fig. 10 (b).

The subsoil profile in this analysis was referred to the Fig. 1. The pore water pressure condition was considered as hydrostatic from the top of the pile. The soil properties used in FEM analysis are summarized in Table 1. The elastic modulus of each soil layer was obtained from the designer where they were calculated using empirical relationships with undrained shear strength or N values as reported by several researchers⁹⁾. All the soil layers were modeled using a linear elasto-plastic model named Mohr-Coulomb (MC).

The concrete pile was modeled as a linear elastic material. In here Young's modulus of 36.6GPa and Poisson ratio of 0.15 were used. Young's modulus of the pile was evaluated based on the strain gauge readings at S1 following the Japanese method¹⁰⁾. In SoilPlus software, the interface can be defined as an elastoplastic joint material¹¹⁾. The normal stiffness and the shear stiffness of the interface of each soil layer were set as 100 times of its Young's modulus and shear modulus, respectively. It was considered that there is no skin friction from the soil layers up to 14m depth by setting a cohesion value of 0.1 in the interface for accounting for the disturbance due to the uninstillation of the casing. The shear strength parameters of the interface for each layer were considered equal to the parameters of the respective soil layers beyond the 14m depth. The load was applied in 8 stages with an increment of 1962kN (200tf) in each stage until it

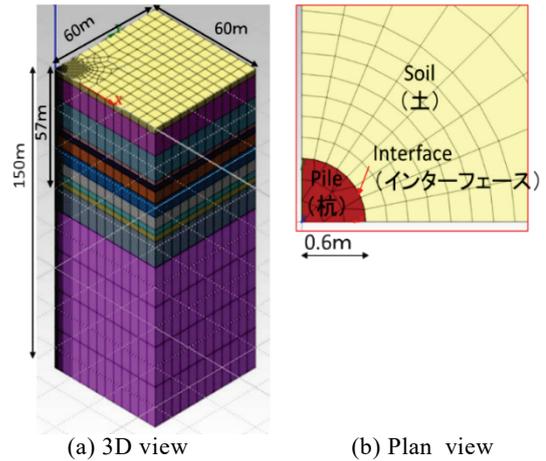


Fig. 10. Geometry of the model

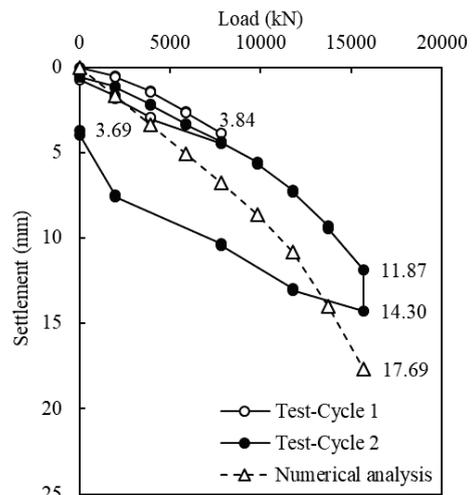


Fig. 11. Load settlement relationship from test and numerical analysis

reaches 15696kN (1600tf). At each stage, the loading was applied in 20 steps.

5.2 ANALYSIS RESULTS

From the FEM analysis, the pile head displacement toward the loading direction was obtained against each loading and plotted with test results as shown in Fig. 11. In here the maximum settlement was obtained as 17.69mm at 15696kN (1600tf) loading and it was larger than the obtained settlement of 14.30mm from the test. However, that value was smaller than the allowable settlement of 25mm. In addition to that, both test and FEM results showed that the pile was behaved in elastic range until around 11772kN (1200tf) load which is equivalent to 1.5 times the allowable load of the pile. When comparing the slope of the elastic ranges in both curves, a clear difference was observed. This may be due to the non-linear behavior of the soils in Bangkok.

Similar observations were reported in several papers^{9), 12)} and it was suggested to use another model called Hardening soil with small strain stiffness model (HSS model) to simulate the Bangkok soft clay (0-14m) and 1st hard clay (14-32m) layers⁹⁾. However, all the results reported in this paper were analyzed only using the MC model.

Fig. 12 shows the obtained force distribution along with the pile depth respective to each loading for both test and FEM analysis. Compared to test results, it was found that the end bearing capacity is overestimated in FEM analysis especially at the maximum load. In addition to that, a clear underestimation of skin friction could be observed within GL -14m and GL -38m. When considering the allowable load, 99% of Q_a was taken by skin friction in the test and that was 95% of Q_a (7475kN) in the case of FEM results. Even though both test and FEM results did not perfectly match, both of those values were greater than the expected value of 6670kN (85% of Q_a) at the design stage.

The relationships between displacement and the unit skin friction obtained from the test and the FEM analysis are shown in **Fig. 13**. From the test results, it was found that the soil layers up to 27m depth were fully mobilized and the soil layers beyond 27m depth were not mobilized even at 2 times of Q_a load. On the other hand, in the results of FEM analysis, all the soil layers were fully mobilized and the maximum unit skin friction values were smaller than the test results except for the layer GL -14~27m. The authors believe this difference is due to the simplification of soil properties for the MC model as explained in the previous section where the non-linearity of soil cannot be properly simulated.

6. CONCLUSION

This paper presents the test results of an instrumented static load test conducted on a cast-in-place concrete pile in Bangkok and its comparison with numerical simulation. The main objective of this study was to understand the bearing capacity characteristics at site. Moreover, the similarity and the differences in design, construction and testing of pile foundations between Thailand and Japan were studied and reported. The findings can be summarized as follows.

In Thailand, cast in place concrete piles are designed as friction piles and it was reported that the use of polymer-based drilling slurry helps to increase the skin friction. Furthermore, from the instrumented static load test results, it was confirmed that the performance of the test pile is in

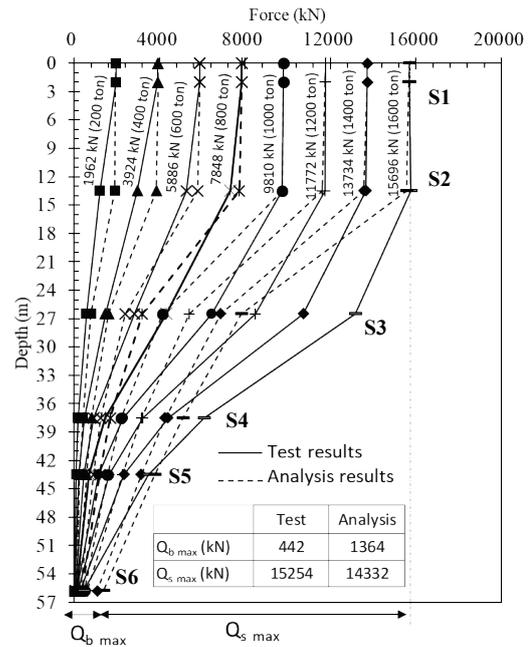


Fig. 12. Force distribution along pile depth from test and numerical analysis

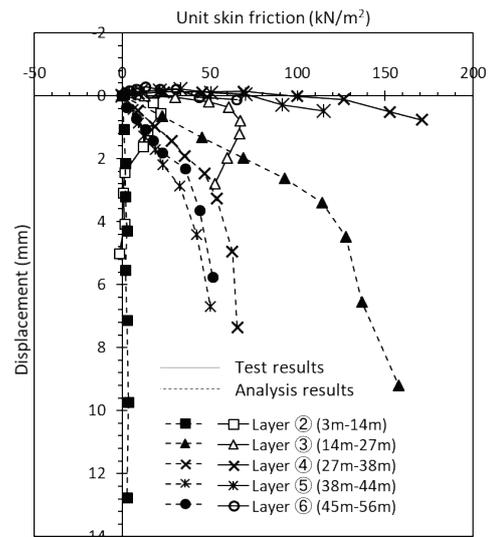


Fig. 13. Relationship between unit skin friction distribution and pile head displacement from test and numerical analysis

accordance with the standard even it is a friction pile. In addition to that, 99% of the allowable bearing capacity was obtained from the skin friction. From the FEM analysis, it was understood that it is difficult to perfectly simulate the nonlinear behavior of Bangkok soils only by using Mohr-Coulomb model and it requires further study for more precise analysis with different soil models. However, the procedure of FEM analysis explained in this report may be useful in Japan to simulate the site condition instead of an expensive

instrumented static load test.

The type of the pile, whether it is friction or end bearing is depending on the soil type at the site. However, different construction practices use in other countries can be used to improve the quality of the existing methodologies. The authors tried to exchange the information about the current practices in Thailand on pile foundations and believe that this report marked one more step towards globalization.

Acknowledgment: The authors gratefully acknowledge Professor Teparaksa of Chulalongkorn University for the guidance provided on the design and construction method of cast-in-place concrete piles in Bangkok.

References

- 1) Boonyatee, T., Tongjarukae, J., Uaworakunchai, T., and Ukritchon, B. : “A review on design of pile foundations in Bangkok”, *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, Vol.46, No.1, pp.76-85, 2015.
- 2) Amornfa, K., Phienwej, N., and Kitpayuck, P. : “Current practice on foundation design of high-rise buildings in bangkok, Thailand”, *Lowland Technology International*, Vol.14, No.2, pp.70-83, 2012.
- 3) Japan Foundations Engineering Association : *Points of attention for construction of belled piles*, 2017.
- 4) Japan Federation of Construction Contractors : *Quality control points for cast-in-place concrete piles*, p.52, 2017.
- 5) Thasnanipan, N., Aye, Z. Z., Submanee Wong, C., and Teparaksa, W. : “Performance of Wet-Process Bored Piles Constructed with Polymer-Based Slurry in Bangkok Subsoil”, *Proceeding of the international deep foundations congress*, Vol.1, pp.143-157, 2002.
- 6) Okahara, M., Nakatani, S., Taguchi, K., and Matsui, K. : “A study on vertical bearing characteristics of piles”, *Proceedings of JSCE*, Vol.418, No.III-13, pp.257-266, 1990.
- 7) Fellenius, B. H. : “From strain measurements to load in an instrumented pile”, *Geotech. News*, Vol.19, No.1, pp.35-38, 2001.
- 8) Krasinski, A. and Wiszniewski, M. : “Static load test on instrumented pile - field data and numerical simulations”, *Stud. Geotech. Mech.*, Vol.39, No.3, pp.17-25, 2017.
- 9) Rukdee Chuai, T., Jongpradist, P., Wonglert, A., and Kaewsri, T. : “Influence of Soil Models on Numerical Simulation of Geotechnical works in Bangkok subsoil”, *Research and Development.*, Vol.20, No.3, pp.17-28, 2009.
- 10) Japan Geotechnical society: *Method for static axial compressive load test of single piles -JGS 1811*, 2002.
- 11) SoilPlus “*Theory Manual of SoilPlus Static*”, ITOCHU Techno-solutions Corp., 2019.
- 12) Holko M. and Stacho J. : “Comparison of Numerical Analyses with a Static Load Test of a Continuous Flight Auger Pile”, *Slovak J. Civ. Eng.*, Vol.22, No.4, pp.1-10, 2014.

120N/mm²コンクリートを用いた PCa 柱と場所打ち連層耐震壁の 接合構造に関する実験的検討

Experimental Study on Joint Structure with Multi-story and Cast-in-site Structural Walls and Precast 120N/mm² Concrete Columns

構造技術部 田野 健治 KENJI TANO
 構造技術部 大圖 友梨子 YURIKO OZU
 構造技術部 松永 健太郎 KENTARO MATSUNAGA
 技術企画部 江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA
 構造開発部 井上 樹里也 JURIYA INOUE
 BIM 企画部 小田 稔 MINORU ODA
 構造設計部 南 圭祐 KEISUKE MINAMI

超高層建物の下層階において、コンクリート強度 120N/mm²級の超高強度コンクリートを用いて付帯柱をプレキャスト化した連層耐震壁の適用を検討した。連層耐震壁の水平加力実験では、荷重変形関係および付帯柱-壁板間の接合部（鉛直接合部）のせん断伝達性能について、一体打ち連層耐震壁の試験体と同等の性状を確認した。鉛直接合部のせん断実験により、シヤーキーおよび接合筋を接合要素とした鉛直接合部のせん断強度について、既往の規準式における接合筋の耐力を 0.6 倍とすることで評価可能であることを確認した。

キーワード：連層耐震壁、プレキャスト、超高強度コンクリート、鉛直接合部、シヤーキー、接合筋

This paper presents the experimental study of the multi-story structural wall with precast column using ultra-high strength concrete ($F_c=120\text{N/mm}^2$) for lower floor of super high-rise buildings. The lateral loading tests of the multi-story structural walls with precast column showed that the seismic performance and shear behavior of the joint between the precast column and the wall panel (vertical joint) are same as those of wall and column of simultaneous casting. The shear tests of the vertical joint using shear key and joint reinforcing bars showed that the shear strength of joint re-bars could be added as 0.6 times of the standard formula.

Key Words: Multi-story structural wall, Precast, Ultra-High-Strength Concrete, Shear key, Joint bar

1. はじめに

我が国においては、建築構造物の超高層化が進んでおり、現在、高さ 260m を超す集合住宅の建設が東京都港区で進められている。本建物は地上 64 階建てであり、耐震性確保のために下層階には設計基準強度 120N/mm²のコンクリートを使用した連層耐震壁が配置されている（図-1）。なお、この連層耐震壁の付帯柱は、施工合理化のためにプレキャストとしており、現場打ちの壁板との取合い部には鉛直接合部が存在する。また、プレキャスト柱と壁板の鉛直接合部においては、現場一体打ち耐震壁の場合と同等のせん断伝達性能が求められる。

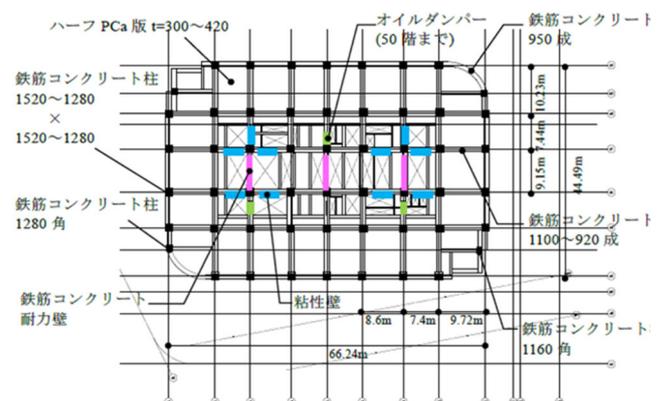


図-1 対象建物（基準階平面略図，単位：mm）

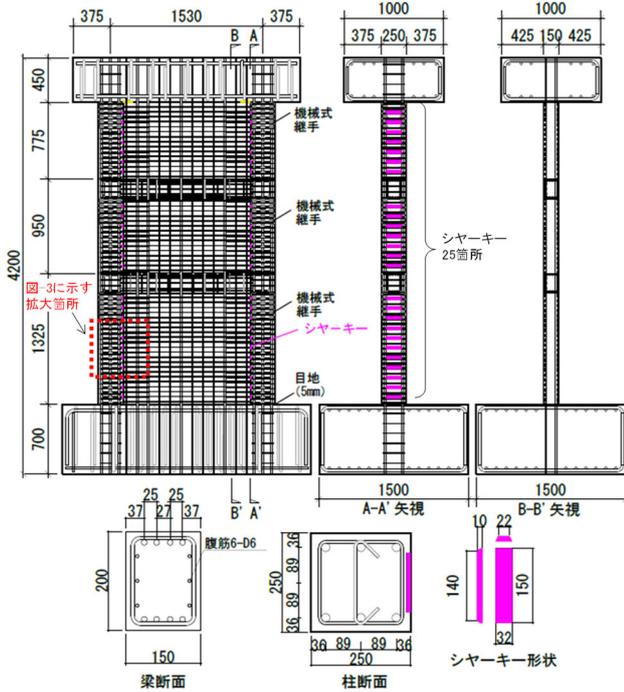


図-2 試験体形状 (P-1, 単位: mm)

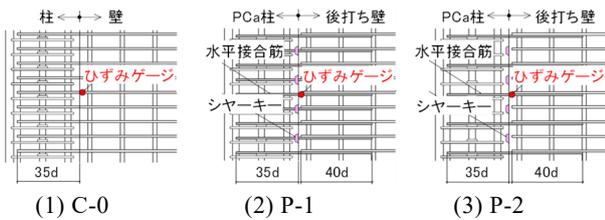


図-3 鉛直接合部の詳細 (d: 鉄筋の呼び径)

一般的に、当該部のせん断伝達性能を確保する手法としては、シヤーカーと水平接合筋を併用する方法が採用されるが、120N/mm²相当の超高強度コンクリートを用いた連層耐震壁については、その研究例は少ない。

そこで、連層耐震壁水平加力実験では120N/mm²コンクリートを用いた連層耐震壁試験体の水平加力実験を実施し、現場一体打ちとプレキャストの荷重変形関係と破壊性状の同等性、および鉛直接合部せん断性状を確認する。さらに、超高強度コンクリートを用いた鉛直接合部のせん断実験を行ない、そのせん断力伝達性能および耐力を評価する。

2. 連層耐震壁水平加力実験の実験計画

(1) 試験体

試験体形状を図-2に、各試験体共通の試験体諸元を表-1に、試験体一覧を表-2に、鉛直接合部の詳細を図-3に示す。試験体は、建設建物の最下層3層を想定し、縮尺を1/6とした3層の連層耐震壁である。試験体は3体とし、柱、梁、および壁板の断面は全試験体とも共通

表-1 試験体諸元

コンクリート強度 [N/mm ²]	120	
階高 [mm]	1層: 1325, 2層: 950, 3層: 775	
柱中心間距離 [mm]	1530	
柱	断面 [mm]	$B_c \times D_c = 250 \times 250$
	主筋	6-D19 (SD490) $p_g = 2.75[\%]$
	帯筋	2-D6@50 (KSS 785) $p_w = 0.51[\%]$
梁	断面 [mm]	$B_b \times D_b = 150 \times 200$
	主筋	8-D10 (SD490) $p_g = 1.89[\%]$
	あばら筋	2-D6@125 (KSS785) $p_w = 0.34[\%]$
柱梁接合部	せん断補強筋	2-D6@60 (KSS785) $p_w = 0.42[\%]$
壁	壁厚 t [mm]	150
	縦筋	D13@110 ダブル (SD490) $p_s = 1.52[\%]$
	横筋	D6@50 ダブル (SD345) $p_s = 0.86[\%]$

B_c : 柱幅, D_c : 柱せい, B_b : 梁幅, D_b : 梁せい, p_g : 主筋比, p_w : せん断補強筋比, p_s : 壁縦筋・横筋の補強筋比

表-2 試験体一覧

試験体名称	打設方法	鉛直接合部		
		シヤーカー [mm]	水平接合筋	接合筋比 [%]
C-0	一体打ち	-	-	-
P-1	柱 PCa	150x32x10	D6@50 ダブル	0.85
P-2	壁板後打ち	25箇所	D6@100 ダブル	0.43

表-3 鉄筋の材料試験結果

径	種類	使用部位	降伏点 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	伸び [%]	降伏ひずみ $\mu (\times 10^6)$
D19	SD490	柱主筋	541	703	16.7	3043
D10	SD490	梁主筋	532	704	19.2	3145
D6	SD345	腹筋	395	598	19.8	4266
		壁横筋 水平接合筋				
D13	SD490	壁縦筋	537	724	18.3	3150
D6	KSS785	帯筋	929	1157	12.5	7141
		あばら筋				
		せん断補強筋				

表-4 コンクリートの材料試験結果

試験体	部位	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]
C-0	3層目	127	6.30	45800
	2層目	126	5.06	44700
	1層目	112	5.41	41700
P-1	3層目	134	4.27	45300
	2層目	130	5.88	45300
	1層目	118	5.64	42500
	PCa 柱梁接合部	131	6.27	44000
	PCa 柱	128	6.40	44100
P-2	3層目	132	5.97	46000
	2層目	133	5.72	45300
	1層目	120	5.82	42400
	PCa 柱梁接合部	133	6.25	44200
	PCa 柱	132	6.57	44800

である。

試験体 C-0 は層ごとに柱・壁板ともに一体打ちとした基準試験体であり、試験体 P-1 および P-2 は層ごとに付帯柱をプレキャスト化して壁板を後打ちした試験体である。P-1 および P-2 では、PCa 柱と場所打ち壁板の鉛直接合部に、図-3 (図-2 赤破線箇所の拡大図) および表-2 に示すシヤーカーおよび水平接合筋を配した。一体打ち C-0 の壁横筋は、図-2 に示すように鉛直接合部を貫

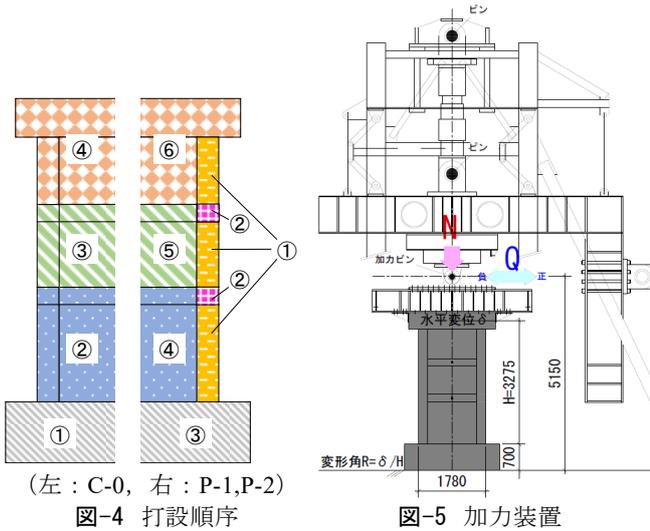


表-5 試験体耐力計算値の一覧

試験体	σ_B [N/mm ²]	シア スパン 比	曲げ 耐力 Q_{mu} [kN]	せん断耐力 (広沢式) Q_u [kN]	せん断 余裕度 Q_u/Q_{mu}	鉛直接合部	
						鉛直接合部 強度時耐力*1 ${}_hQ_{vw}$ [kN]	余裕度 ${}_hQ_{vw}/Q_{mu}$
C-0	112	2.5	1590	2081	1.31	-	-
P-1	118			2138	1.34	1761	1.10
P-2	120			2157	1.36	1507	0.95

*1) ${}_vQ_w = 0.10 \cdot F_c \cdot A_{sc} + 0.6 \Sigma (a_v \cdot \sigma_y)$ (i)
 ${}_hQ_{vw} = (I / Sh) \cdot {}_vQ_w$ (ii)

ここで、 ${}_vQ_w$ ：鉛直接合部せん断強度、 ${}_hQ_{vw}$ ：鉛直接合部せん断強度時水平力、 F_c ：1層壁板圧縮強度、 A_{sc} ：シヤーカー断面積、 a_v ：水平接合筋断面積、 σ_y ：水平接合筋降伏点、 I ：耐震壁断面の断面2次モーメント、 S ：付帯柱の耐震壁図心軸に対する断面1次モーメント、 h ：連層耐震壁の内法高さ (3,050mm)

通し柱内に直線定着（定着長 35d）としている。プレキャスト試験体 P-1, P-2 は、壁板内で壁横筋と水平接合筋を重ね継手（重ね継手長さ 40d）としている。水平接合筋の配筋ピッチは、P-1 で 50mm, P-2 で 100mm とし、接合筋比を変えている。シヤーカーの形状および個数は P-1, P-2 ともに同様である。使用した鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を表-3 および表-4 に示す。試験体のコンクリート打設順序を図-4 に示す。C-0 では①下スタブを打設した後、②,③,④の順に各層ごとに打設を行った。P-1 および P-2 では、①各層の PCa 柱を横向きに寝かせて打設し、強度発現確認後、②柱梁接合部を打設して3層の柱を一体化させた。一体化させた PCa 柱を③下スタブの上部に建て込み、④,⑤,⑥の順に1層目から壁板を後打ちした。下スタブと柱の間の目地には、厚さ 5mm の敷モルタルを充填した。

(2) 加力・計測方法

加力装置を図-5 に示す。軸力については、10,000kN 油圧ジャッキにより長期軸力 5,800kN（軸力比 0.15）を試験体に導入し、水平力については、5,000kN 油圧ジャッキにより正負交番漸増水平繰り返し加力とした。加力は、シアスパン比を 2.5 とし、変形角 R (=水平変位 δ / 下スタブ上面から上スタブ図心までの高さ H) の制御により行った。加力サイクルは、 $R = \pm 0.0005 \text{rad}$ の後、 $\pm 0.001, \pm 0.002, \pm 0.004, \pm 0.006, \pm 0.01, \pm 0.015, \pm 0.02 \text{rad}$ をそれぞれ 3 サイクルずつ加力する計画とした。計測項目は、ジャッキの荷重、各部の変位、鉄筋のひずみとした。

(3) 試験体耐力

試験体の各種耐力計算値の一覧を表-5 に示す。曲げ耐力 Q_{mu} は文献1)に示す曲げ耐力略算式、せん断耐力 Q_u

は文献1)に示すせん断耐力度式（広沢式）が準用できるものとして算出した。表-5 に示すように、せん断余裕度は 1.31～1.36 とした。

表-5 脚注に示す式(i)は、文献 2)を参考に後述する鉛直接合部せん断実験で提案した 120N/mm²コンクリートを用いた場合の鉛直接合部せん断強度式である。表-5 では弾性理論によるせん断応力度の計算式に基づき、鉛直接合部せん断強度 ${}_vQ_w$ を式(ii)に示す水平力 ${}_hQ_{vw}$ に換算して示している。P-1 の鉛直接合部強度時耐力の曲げ耐力に対する余裕度は 1.10 とした。一方、P-2 は 0.95 とし、鉛直接合部強度時耐力が曲げ耐力を下回るように設定した。

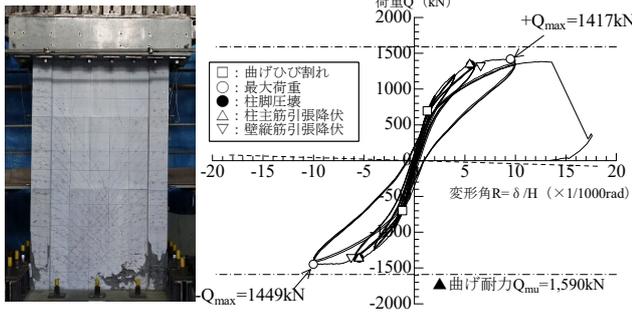
3. 連層耐震壁水平加力実験の実験結果

(1) 最終破壊状況

各試験体の最終破壊状況を写真-1 に示す。各試験体は共通に同様の損傷過程を示し、最終破壊状況は柱および壁板の曲げ圧縮破壊となり、柱主筋および壁縦筋の座屈と帯筋の破断が観察された。また、水平接合筋の多い P-1 の鉛直接合部では、ずれは見られなかったが、水平接合筋の少ない P-2 では、最大荷重に至る直前にずれが見られた。

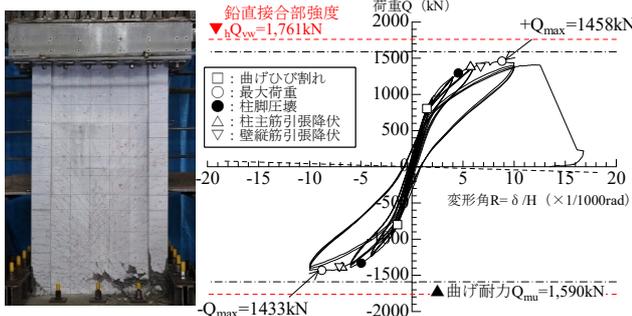
(2) 荷重変形関係

各試験体の荷重変形関係を図-6 に示す。各試験体ともに同様の荷重変形関係を示した。変形角 $R = \pm 0.001 \sim 0.002 \text{rad}$ で引張側の柱に曲げひび割れが発生し、剛性が低下した。その後、変形角の増大にしたがい壁板のせん断ひび割れが進展し、 $R = \pm 0.005 \text{rad}$ 近傍で圧縮側柱の柱脚部分のかぶりコンクリートが剥落し、引張側の柱主筋が降伏した。さらに、 $R = \pm 0.01 \text{rad}$ に向かうサイクルの途中である $R = \pm 0.007 \text{rad}$ 近傍で壁縦筋が降伏し、荷重



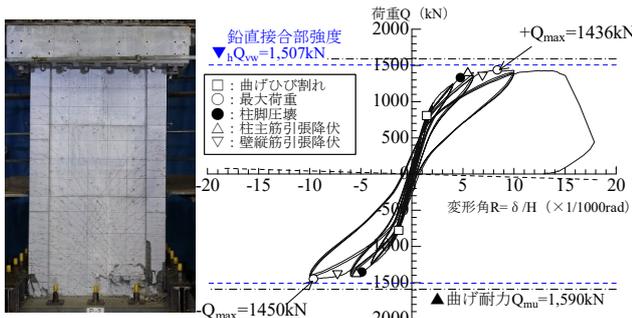
(1) C-0

(1) C-0



(2) P-1

(2) P-1



(3) P-2

(3) P-2

写真-1 破壊状況

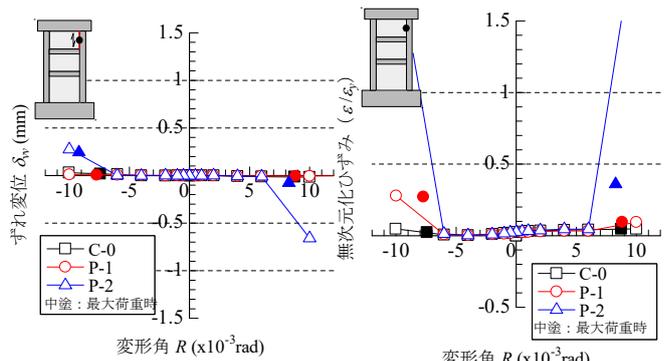
図-6 荷重変形関係

は徐々に頭打ちとなり、 $R = \pm 0.01\text{rad}$ 近傍で最大荷重に達し、その後も変形は伸びたが、 $R = +0.012 \sim 0.015\text{rad}$ で圧縮側柱の柱脚が圧壊し、荷重が大きく低下した。

図-6 に示すように、曲げ耐力の実験値は、一点鎖線で示す曲げ耐力(略算式)の計算値に比べ、1割程度小さくなった。これは、柱脚のかぶりコンクリートの剥落の影響によるものと考えられる。P-1 および P-2 について、図-6 中に破線で示す鉛直接合部強度時の計算値 hQ_{vw} と最大荷重 Q_{max} の比 (hQ_{vw}/Q_{max}) は P-1 が 1.21, P-2 が 1.05 となり、最大荷重は鉛直接合部強度時計算値に達しなかった。

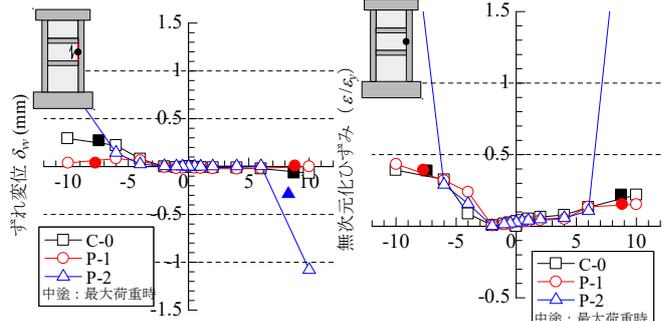
(3) 鉛直接合部のずれ変位と水平接合筋のひずみ

鉛直接合部の各層中央における、ずれ変位を図-7 に、水平接合筋のひずみ (C-0 では同一箇所の横筋ひずみ) を図-8 に示す。図はともに、サイクルピーク時の推移を示している。ここで、ひずみ ϵ は表-3 に示す材料試験



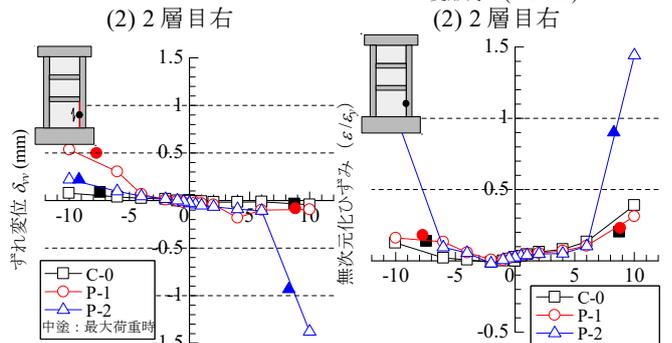
(1) 3層目右

(1) 3層目右



(2) 2層目右

(2) 2層目右



(3) 1層目右

(3) 1層目右

図-7 鉛直接合部
ずれ変位の推移

図-8 水平接合筋ひずみの推移

による降伏ひずみ ϵ_y により基準化した無次元化ひずみとして示し、最大荷重時の値を中途りのプロットで示した。

図-7 に示すずれ変位に着目すると、各試験体共通にずれ変位は、 R の増大とともに徐々に進展している。C-0 および P-1 では概ね同様の傾向を示し、最大で 0.5mm 程度となった。一方、P-2 では、1層目および2層目において、 $R = +0.01\text{rad}$ 時に $\pm 1\text{mm}$ を超えるずれが確認された。

図-8 に示す水平接合筋(または横筋ひずみ)の推移を見ると、C-0 および P-1 は同様の傾向を示し、 $R = \pm 0.01\text{rad}$ 時まで無次元化ひずみが 0.5 以下に収まっている。他方、P-2 の推移を見ると、 $R = \pm 0.01\text{rad}$ のサイクルで、1層目から3層目にかけて降伏していることがわかる。図-6 に示す荷重変形関係も合わせて考慮すると、P-2 では最大荷重に達すると同時に鉛直接合部の界面のずれが

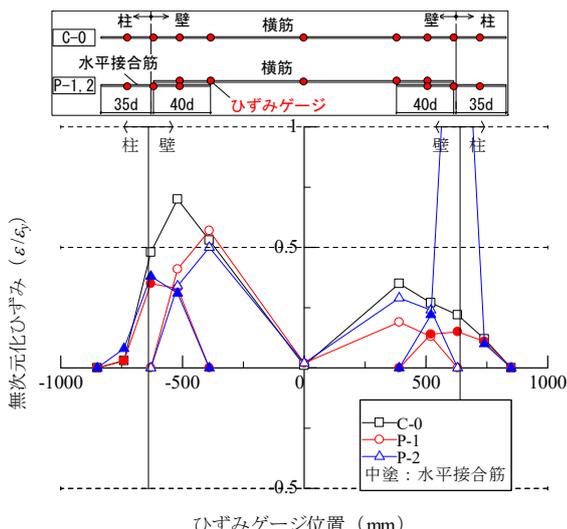


図-9 横筋と水平接合筋のひずみ分布 (最大荷重時)

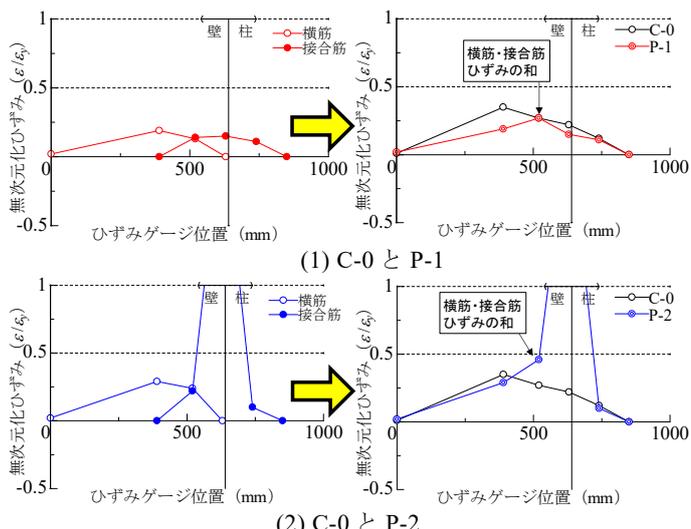


図-10 横筋と水平接合筋の重ね継手箇所のひずみ分布

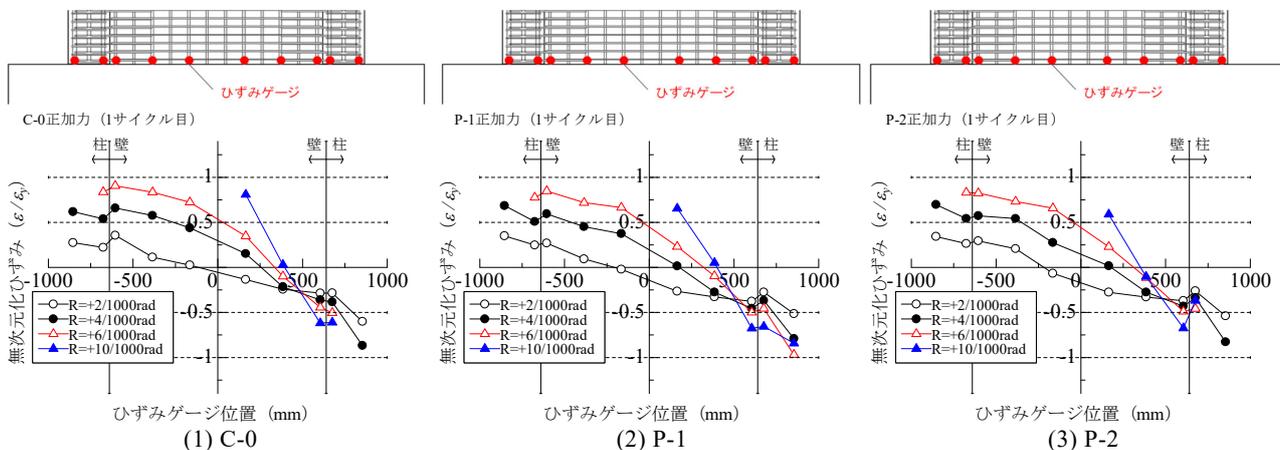


図-11 柱主筋と壁縦筋のひずみ分布

大きくなり水平接合筋が降伏するものの、本実験では、連層耐震壁架構の荷重変形関係に影響はなかった。

各試験体の最大荷重時の壁横筋と水平接合筋のひずみ分布 (2層目) を図-9 に示す。縦軸は無次元化ひずみ (ϵ / ϵ_y) を、横軸はひずみゲージの位置を示し、中白のプロットが横筋、中塗りのプロットが水平接合筋のひずみ分布を示している。接合筋比の小さい P-2 では、右側の水平接合筋が降伏している。これは、接合筋比が小さく、接合筋 1 本あたりの応力負担が大きいことに起因しているとみられる。

図-10 の左図は図-9 に示す P-1 および P-2 のひずみ分布の右半分を示している。図-10 右図は P-1, P-2 それぞれのひずみ分布を C-0 と比較したものであり、横筋と接合筋が重なる箇所については、それらを足し合わせて表示している。同図より、水平接合筋が降伏していない P-1 では良い対応関係を示している。P-2 では鉛直接合部において水平接合筋が降伏しているが、その両側のひずみ分布は C-0 と同等であることがわかる。横筋と水平

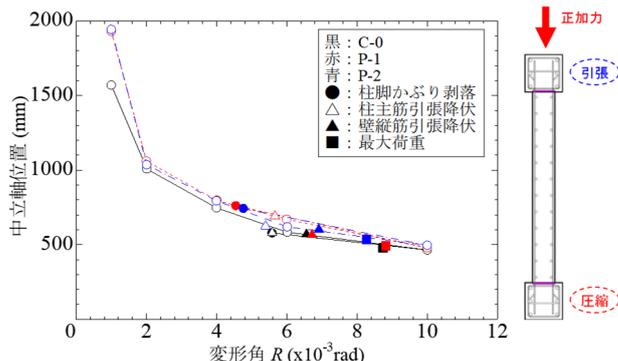


図-12 中立軸位置の推移

接合筋の重ね継手が十分に機能し、応力が伝達されていることが確認できた。

(4) 柱主筋と壁縦筋のひずみ分布

正加力時の連層耐震壁脚部の柱主筋および壁縦筋のひずみの推移を図-11 に示す。縦軸は無次元化ひずみ (ϵ / ϵ_y) を、横軸はひずみゲージの位置を示す。表-3 に示す

表-6 試験体一覧とコンクリートの材料試験結果

No.	試験体名※1	コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	シヤーカー	接合筋			コンクリート (上側)			コンクリート (下側)		
				本数と径	鋼種	配置	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
1	C42-S-D25-345-stag	42	3個	5-D25	SD345	千鳥	52.6	35600	3.46	49.1	35200	3.60
2	C80-S-N-0	80	3個	-	-	-	98.3	43000	4.17	96.9	44300	4.72
3	C80-N-D25-345		-	5-D25	-	直線	94.8	44500	4.79	96.4	44100	3.97
4	C80-S-D25-345		3個	5-D25	SD345	千鳥	94.3	46100	4.03	90.2	46100	4.93
5	C80-S-D25-345-stag		-	-	-	-	95.6	46000	4.23	90.9	45300	4.42
6	C120-S-N-0-1	120	3個	-	-	-	159	50000	5.37	150	49300	5.97
7	C120-S-N-0-2		-	-	-	-	153	50100	7.37	146	49700	7.61
8	C120-N-D25-345		-	5-D25	-	直線	151	50800	7.24	156	49400	5.22
9	C120-N-D19-345		-	5-D19	SD345	直線	156	50200	6.01	152	50100	7.77
10	C120-S-D25-345-stag		3個	5-D25	-	千鳥	153	49900	7.47	153	49600	6.27
11	C120-S-D25-590-stag		-	-	SD590	千鳥	155	49400	5.92	158	50900	6.64

※1: 試験体名は, C (コンクリート強度) -SまたはNはシヤーカーありまたはなし-D (接合筋径) またはNは接合筋なし
-接合筋規格降伏強度-stag は接合筋を千鳥配置

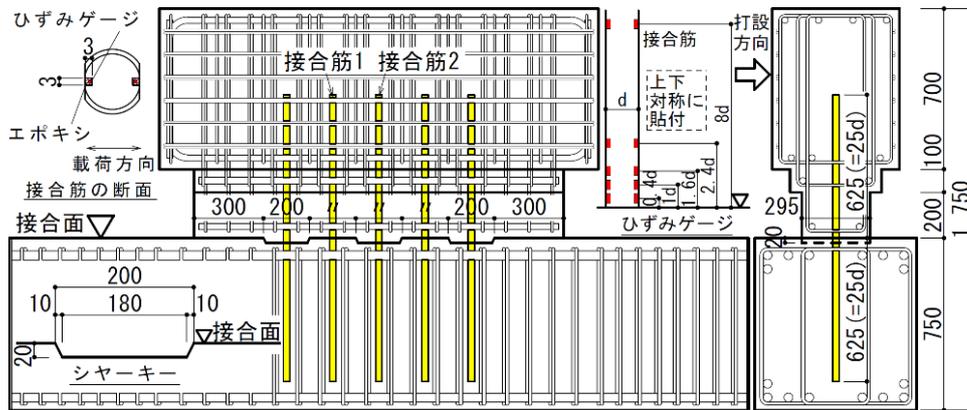


図-13 試験体 (単位: mm)

材料試験による降伏点を越えたプロットは対象外とした。

図-11 より, ○印で示す $R=+0.002rad$ および●印で示す $R=+0.004rad$ では, 概ね直線的な分布となり平面保持を確認できる。一方, △印で示す $R=+0.006rad$ に着目すると, 分布形状が曲線的になっている。これは, $R=+0.006rad$ 近傍において柱脚のかぶりコンクリートの剥落および柱主筋の引張降伏により, 平面保持が成り立たなくなっていることに起因していると考えられる。鉛直接合部近傍の柱主筋および壁縦筋の分布形状は鉛直接合部の影響を受けている様子がかがえるが, 特に P-2 の $R=+0.01rad$ 時における圧縮側でのひずみの分布形状は, 鉛直接合部のずれによる影響が顕著である。P-2 では $R=+0.01rad$ 時に鉛直接合部における鉛直方向のずれが生じており, 柱と壁板が別々に挙動していることが推測される。

(5) 中立軸位置の推移

正加力時の圧縮縁からの中立軸までの距離の各サイクルの推移を図-12 に示す。中立軸位置は, 図-11 に示す柱主筋および壁縦筋のひずみ分布を直線回帰して位置を推定した。いずれの試験体も同様の推移を示しており, R の増大とともに中立軸が圧縮側柱に近づいていき,

$R=0.002rad$ 近傍および $R=0.004rad$ 近傍においては大きく変化している。 $R=0.002rad$ 近傍ではひび割れ発生に伴い中立軸が圧縮側に移行しているものと考えられる。 $R=0.004rad$ 近傍では圧縮側柱の柱脚かぶりコンクリートが剥落しており, 圧縮側コンクリートの応力負担が大きくなっていると推察される。■印で示す最大荷重時には, いずれの試験体も圧縮縁から約 500mm の位置 (柱と壁板の境界から壁板側に約 250mm の位置) となっており, 試験体による差異は見られない。鉛直接合部のずれによる中立軸位置への影響は確認されなかった。

4. 鉛直接合部せん断実験の計画

(1) 試験体計画

現場打ち同等型指針³⁾では, 部材間のせん断抵抗要素を1種類と限定している。このことは, 抵抗要素が複数ある場合には, 各抵抗要素の最大耐力時変形が異なり, 耐力評価が困難であることによるものと思われる。また, 同指針のコンクリート強度の適用範囲は 60N/mm² までと, さらなる圧縮強度を有するコンクリートの接合部のせん断強度の評価方法に関する研究^{例えは 4)}は少ない。そこで本研究では, 42~120N/mm² 級のコンクリートを使

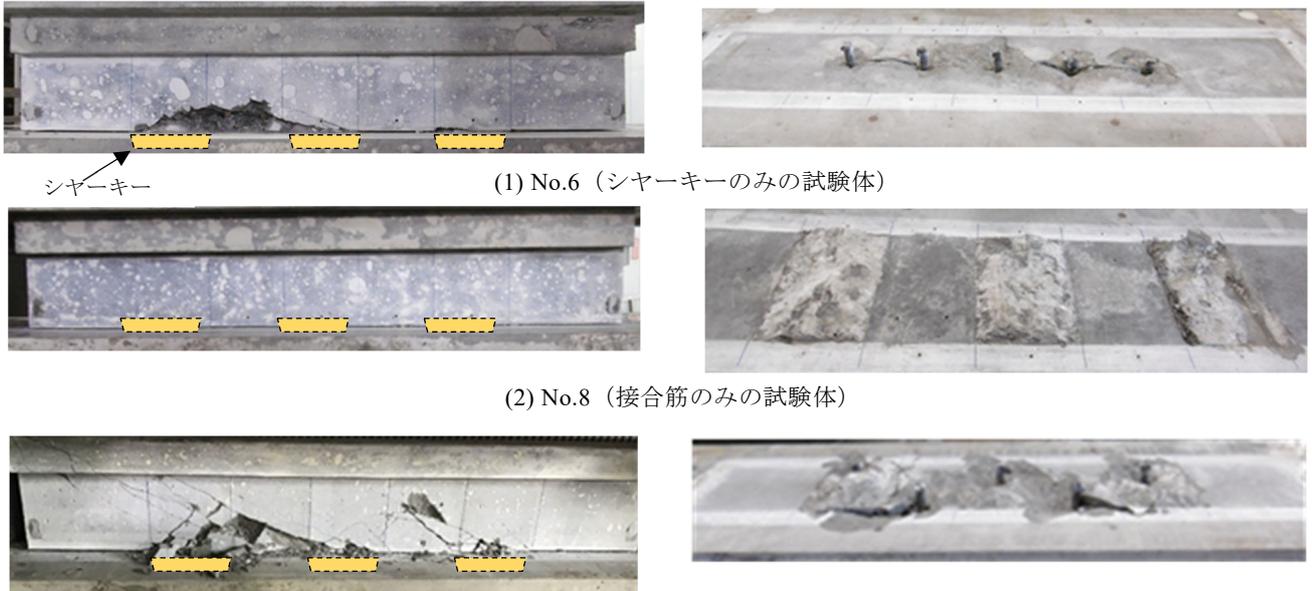


写真-2 ひび割れ状況 (右向きが正加力)

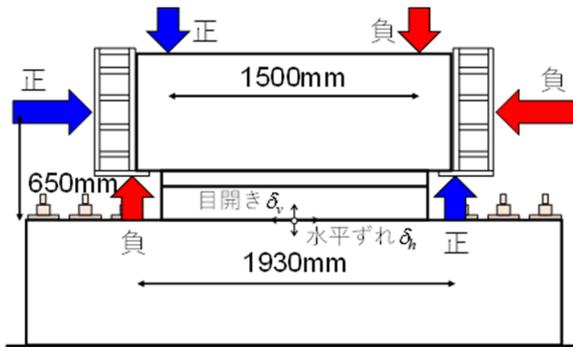


図-14 加力方法

用して、接合面のせん断実験を行い、せん断抵抗要素が複数ある場合のせん断力伝達性能および耐力を検討した。なお、せん断抵抗要素としては、テーパを有するシヤーキーと接合筋とした。試験体図を図-13 に、試験体一覧を表-6 に示す。試験体数は計 11 体であり、下スタブと上スタブの間に接合面を有している。接合面には目荒らしなどの処理は施さず、コンクリートの打設を横打ちとしたため、接合面は型枠面である。試験体は、接合面に 3 個のシヤーキーのみが配置されているもの、接合面を貫通する 5 本の接合筋のみが配置されているもの、その両方が配置されているものの 3 種類の構成となっている。シヤーキーは、図-13 に示すように加力方向にはテーパを設け、幅方向は試験体と同じ 295mm としている。接合筋はかぶりの影響をみるために、一部の試験体で千鳥状に配置した。接合筋の種類を SD345 および USD590 とし、コンクリートの目標圧縮強度を 42, 80 および 120N/mm² とした。コンクリートおよび接合筋の材料試験結果を表-6 および表-7 に示す。接合筋には図-13

表-7 接合金の材料試験結果

径	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
D19	SD345	390	189300	559	20.3
D25	SD345	378	194700	549	24.9
D25	USD590	614	193400	788	15.3

に示すように加力方向の両面に 3×3mm の溝を切り、その中にひずみゲージを貼付し、鉄筋表面までエポキシ樹脂で埋めた。よって、接合筋の実断面積は D19 (269mm²)、D25 (489mm²) である。

コンクリートの打設は下スタブを打設し、その 10 日後に残りの上スタブ側の打設を行った。コンクリートの最大粗骨材粒径を 20mm とした。

(2) 加力・計測方法

加力方法を図-14 に示す。試験体の下スタブを反力床に固定し、上スタブの両側に取り付けた 2 台の 2000kN ジャッキにより水平力を与え、正負交番繰り返し加力を行った。またそれと同時に、試験体上部と左右の上下スタブ間に 2000kN ジャッキを設置し、水平力で生じる偶力を打消す方向に加力し、接合面には純せん断力を作用させた。

文献 2) に示されている接合面のせん断耐力式を式(1)に示す。

$$Q_u = 0.10 \cdot F_c \cdot A_c + \sum (a_v \cdot \sigma_y) \quad (1)$$

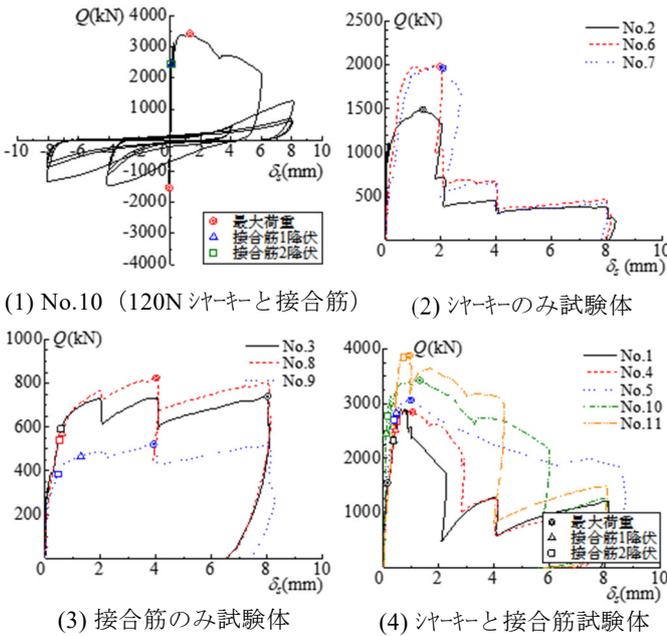


図-15 せん断力 Q -接合面のずれ δ_s 関係

ここで、 F_c はコンクリートの設計基準強度、 A_c はシヤーカーの断面積、 a_v および σ_y は接合筋の断面積および降伏強度である。加力は、微小変形での繰り返しの影響をみるために式(1)のせん断耐力 Q_u の 30%、40%、50%の荷重まで繰り返し加力を行い、その後、接合面の水平ずれ変位による変位制御とし、 $\pm 2, 4, 8\text{mm}$ を正負交番で繰り返した。以後、 Q_u の 30%、40%および 50%時を τ_1, τ_2 および τ_3 レベルと称す。なお、シヤーカーのみ、接合筋のみの試験体では、シヤーカー、接合筋がともにある試験体の τ_1 から τ_3 レベル時のすべり変位に対応した変位制御とし、各変位で3回ずつ繰り返した。

接合面の水平ずれ変位、接合面の目開き、接合面の変位計は接合面から 25mm 上部の位置と接合面の際から 25mm の面外方向の下スタブの位置に取り付けた。実験時の変位制御は、試験体中央部の表裏の変位計 2 本の平均値を利用した。接合筋のひずみは接合面から上下ともに 0.4d, 1d, 1.6d, 2.4d, 8d (d: 接合筋の公称径) の位置を計測した。

(3) ひび割れ状況

コンクリート強度が 42 および 80N/mm² の試験体では τ_2 レベルのサイクル時に、120N/mm² の試験体では τ_1 レベルの処女加力時に斜めひび割れが生じた。これは、シヤーカーの支圧部分から荷重が作用するジャッキの方向へ向かう斜め方向のひび割れであり、作用位置に近いほうから順番にひび割れが生じたものの発生荷重に大きな違いはなかった。その後、接合面のすべりが+2mm の加力中に接合筋の片側の面のひずみが引張降伏ひずみに達

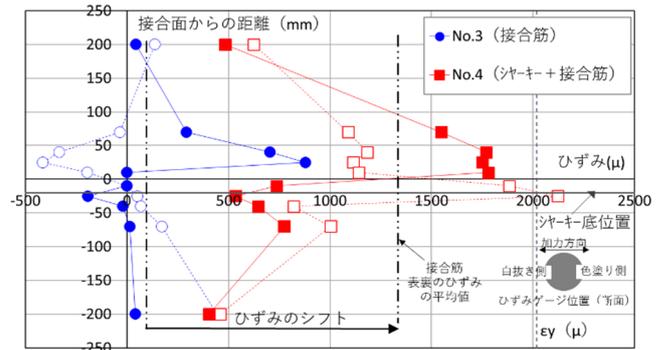


図-16 接合筋のひずみ分布 ($\delta_s=0.25\text{mm}$ 時)

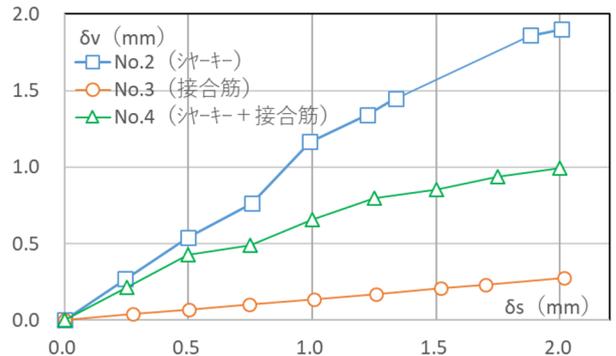


図-17 接合面の目開き推移

し、最大荷重に達する少し前に両面とも引張降伏ひずみに達した。

最終破壊状況を写真-2 に示す。左側が試験部の側面の写真、右側が接合面で切断した下スタブ側の面の写真である。目視確認では、シヤーカー端部のコンクリートが潰れて砂状になっている様子と、シヤーカー上部が山形に切断されていた。このことから破壊は、シヤーカー支圧部での支圧破壊が進展し剛性が低下した後に、シヤーカー隅角部から生じた斜めひび割れが正負繰り返し加力によって繋がった、支圧破壊後のせん断破壊と考えられる。

5. 鉛直接合部のせん断実験結果

(1) せん断力-接合面ずれ関係

接合部のせん断力 Q と接合面ずれ δ_s の関係を図-15 に示す。代表例として、高強度コンクリート (120N/mm²) で接合筋とシヤーカーを有する No.10 は全過程を示しているが、その他の試験体については実験要因ごとに正側の包絡線を示している。すべての試験体で微小変形時の多数回繰り返しによる耐力低下はなかった。シヤーカーのみの試験体では、コンクリート強度の上昇にともない最大耐力および最大耐力時変形が大きくなった。接合筋のみの試験体では、接合面ずれ 2mm 時まではコンクリート強度の違いによる影響はほぼなかったが、それ以降

表-8 耐力実験値と計算値

No.	実験値		(2)Pca同等		壁式指針式※2			実験値/計算値	
	(1) _e Q _{max} kN	δ _{smax} mm	指針式※1 kN	シヤキー kN	接合筋 kN	(3)合計 kN	(1) (2)	(1) (3)	
1	1551.8	0.78	620.1	869.1	554.5	1423.6	2.50	1.09	
2	1486.7	1.34	871.2	1715.1	-	1715.1	1.71	0.87	
3	739.3	8.03	-	-	554.5	554.5	-	1.33	
4	2839.5	1.05	840.5	1596.5	554.5	2151.1	3.38	1.32	
5	3061.9	0.99	843.8	1608.9	554.5	2163.5	3.63	1.42	
6	1979.0	1.96	1083.9	2655.0	-	2655.0	1.83	0.75	
7	1960.7	2.07	1069.3	2584.2	-	2584.2	1.83	0.76	
8	824.0	2.23	-	-	554.5	554.5	-	1.49	
9	521.0	3.91	-	-	312.4	312.4	-	1.67	
10	3424.4	1.31	1094.7	2708.1	554.5	3262.6	3.13	1.05	
11	3876.5	0.94	1101.8	2743.5	900.7	3644.2	3.52	1.06	

※1 せん断強度で決まる

$$cQ_{sdl} = 0.5\sqrt{\sigma_B} \sum_{i=1}^n a_i w_i$$

σ_B: コンクリート圧縮強度(N/mm²)
 a_i: シヤキーの付け根部の長さ(mm)
 w_i: シヤキーの幅(mm)

※2 接合筋の項に係数 0.6 を乗じている

$$cQ_{sdl} = 0.10F_c A_{sc} + 0.6 \sum (a_v \sigma_y)$$

F_c: コンクリート圧縮強度(N/mm²)
 A_{sc}: シヤキーの鉛直断面積(mm²)
 a_v: シヤキーの接合筋断面積の和
 σ_y: 接合筋の規格降伏点(MPa)

の変形では若干の違いがみられた。また、接合筋強度が小さくなると耐力が減少した。接合筋とシヤキーのある試験体は、接合面ずれ 0.10~0.73mm で接合筋が降伏し、シヤキー隅角部からの斜めひび割れが多数生じるとともに徐々に剛性が低下し、接合面ずれが 0.78~1.34mm でシヤキーが破壊し最大耐力に至った。その最大耐力はコンクリート強度が高くなるほど大きくなった。なお、No.1 は加力の不具合により耐力が上昇したため、はじめに剛性が変化した点を最大耐力とした。

(2) 接合筋のひずみ分布と接合面の目開き推移

接合筋のひずみ分布を図-16 に、接合面の目開き推移を図-17 に示す。接合筋のみの No.3 は接合面付近の接合筋表裏で対称にひずみ、曲げ力を受けていることがわかる。一方、接合筋とシヤキーがある No.4 の接合面近傍のひずみは、No.3 と同様に曲げ力を受ける対称形状を示しているが、接合筋に引張力が作用することによって No.3 に比してひずみのシフトが起こっている。この接合筋の引張現象の特徴は接合面の目開き性状にも現れており、接合筋のみの No.3 は接合面ずれが進行しても目開きはほとんど生じていないが、シヤキーのある No.2, No.4 は接合面ずれの進行とともに目開きが増加している。これらのことより、シヤキーのテーパ部の影響により、接合面ずれにともなって接合面に目開きが起こり、同時に接合筋に引張力が作用しているものと思われる。

(3) 耐力実験値および計算値

耐力実験値と計算値一覧を表-8 に、実験値と計算値の比較を図-18 に示す。計算には前掲の現場打ち同等指針式と壁式規準式の一部を変更したものをを用いている。シヤキーのせん断強度を算定する現場打ち同等指針式

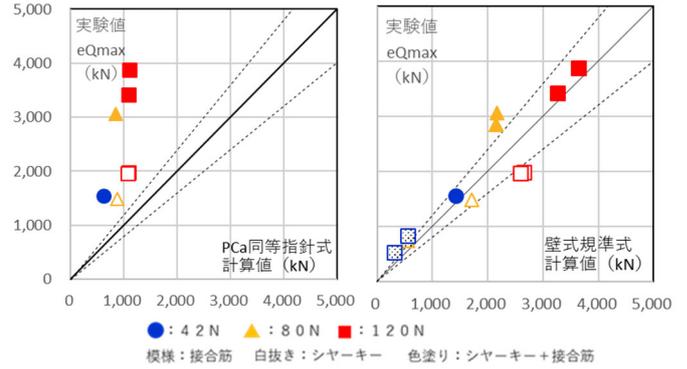
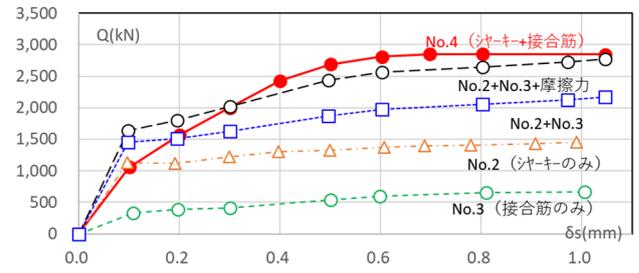
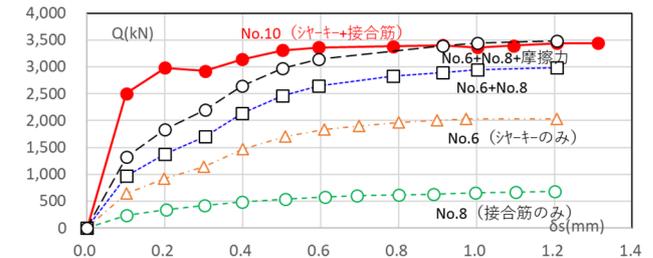


図-18 実験値と計算値の比較



(1) コンクリート (80N/mm²) 試験



(2) コンクリート (120N/mm²) 試験

図-19 せん断抵抗要素の耐力負担構成

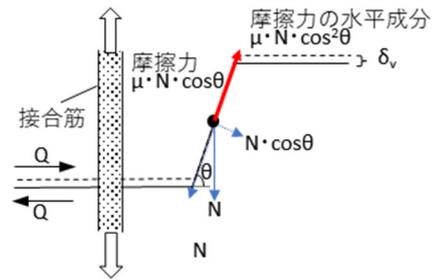


図-20 摩擦力の計算方法

では、実験値を過小に評価していることがわかる。そこで、接合筋の効果を見込む壁式規準式の接合筋項に係数 0.6 を乗じて耐力評価を行った。その結果、シヤキーのみの試験体を除き、コンクリート強度 42N/mm² から 120N/mm² の試験体まで概ね評価が可能であった。他方、シヤキーのみの試験体では計算値は実験値を過大に評価しており、テーパの影響によるものと思われる⁵⁾。

(4) 各せん断抵抗要素によるせん断力負担構成

接合筋とシヤーキーを有する No.4 (80N/mm²) と No.10 (120N/mm²) のせん断抵抗要素によるせん断力負担構成を図-19 に示す。ここでは、接合筋とシヤーキーを有する試験体の実験時せん断力を接合筋のみ、シヤーキーのみの試験体の実験結果を元に推察する。中野、松崎は接合筋のひずみ分布形状は同一な接合面ずれ変形時において、シヤーキーの有無による差がないことを報告している⁶⁾。それを参考に、接合筋のみの試験体とシヤーキーのみの試験体の実験時における同一変形時せん断力を加算し、接合筋とシヤーキーがある試験体の実験時せん断力の再現を試みた。しかしその試算結果では、接合筋とシヤーキーを有する試験体の実験時せん断力を過少に評価することとなった。そこで、本実験では接合筋の引張力によるひずみシフトの現象がみられたことから、接合筋の引張反力がシヤーキーのテーパ部に作用するとして摩擦抵抗を考慮し、前述の実験値の加算せん断力に加えてみた。摩擦力の計算方法を図-20 に示す。また、摩擦力の算定に用いた摩擦係数は、微小変形(約 1mm)であったので文献 6)の静摩擦係数 0.66 を用いた。その結果、コンクリート強度の相違に関わらず最大耐力時(約 1mm)では、概ね実験時のせん断力を再現することができた。

6. まとめ

- ①120N/mm² 超高強度コンクリートを用いて付帯柱をプレキャスト化した連層耐震壁架構の水平加力実験を行った。その結果、PCa 柱とした試験体は、一体打ち試験体と同等の破壊性状および荷重変形関係となり、鉛直接合部強度の設計式の有効性および鉛直接合部の応力伝達性状を確認した。
- ②シヤーキーと接合筋を有するテーパ付き鉛直接合部のせん断実験 ($F_c=42\sim 120\text{N/mm}^2$) を行った結果、接合部せん断耐力は接合筋項に 0.6 を乗じた壁式規準式を用いることによって、適切に評価可能なことがわかった。また、シヤーキーのテーパの影響をテーパ部に生じる摩擦力として考慮することによって、実験結果を説明できることがわかった。

謝辞：本検討を実施するにあたり、福山大学 都祭教授、森ビル株式会社 土橋氏、岡部氏、安田氏、古田氏、株式会社日建設 小坂橋氏、國津氏、株式会社日建ハウジングシステム 小崎氏、佐藤氏には有益なご助言をいただきました。ここに、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか：2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- 2) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- 3) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)，2002.10
- 4) 河野進，長尾奈宣，田中仁史：高強度材料が接合面におけるせん断力伝達性能に与える影響の評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.901-906，2000
- 5) 香取慶一，林静雄，乗物丈巳：形状の違いと複数個配置されることがプレキャスト接合部のシアキーのせん断挙動に及ぼす影響(第1報 シアキーの形状と耐力および破壊性状との関係)，日本建築学会構造系論文集，第64巻，第518号，pp.71-78，1999.4
- 6) 中野克彦，松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法，日本建築学会構造系論文集，第66巻，第550号，pp.151-158，2001.12

シーソーシステムを用いた制振構法の適用に関する実験的研究

Experimental Study on Practical Application of Vibration Control Method with Seesaw System

免制震技術部 平田 裕一 YUICHI HIRATA

免制震技術部 川島 学 MANABU KAWASHIMA

免制震技術部 原田 浩之 HIROYUKI HARADA

構造物の振動特性を改善し、サステナブルな構造物を実現するために、著者らはパッシブ制振システムであるシーソーシステムの開発を進めてきた。これまでに、小型模型実験や地震応答解析を行い、シーソーシステムの有効性を確認している。本論はシーソーシステムの実現性を確認するために行った実大規模の振動実験を報告するものである。実験結果より、本システムは実大規模の構造物においても減衰定数を適切に増加させており、十分実用化可能であることが示された。また本実験の3次元フレームモデルによるシミュレーション解析は実験結果を適切に説明しており、解析方法の妥当性も確認している。

キーワード：シーソーシステム、パッシブ制振、減衰定数、振動実験、周波数応答

In order to improve the vibration characteristics of structures and make them sustainable, a seesaw system, which is one of passive vibration control systems, has been developed. So far, small model tests and seismic response analyses have been conducted to examine the effectiveness of the seesaw system. This paper reports a full-scale test conducted to reveal the feasibility of the proposed system. The test results showed that this system raised the damping factor appropriately even in a full-scale structure and was sufficiently feasible. In addition, the simulation analysis using the 3D frame model of this test showed the test results properly, and the validity of that analysis method was confirmed.

Key Words: Seesaw system, Passive vibration control system, Damping factor, Vibration Test, Frequency response

1. はじめに

近年、持続的な社会を実現するために、サステナブルな構造物が求められている。サステナブルとは、資源を長い期間維持し、環境に負荷をかけないようにしながら利用していくことである。このため、通常の構造物のように大地震時における建物の破壊や倒壊を防ぐような必要最低限の性能だけでは十分でなく、その耐震安全をさらに向上させながら、中小地震時において構造物内の資産を守り、地震後に継続的に使用できることが必要である。構造物にこのような機能を持たせるためには、大地震時に構造躯体が塑性化等による永久変形を生じない方がよい。また構造躯体の損傷部位を限定し、構造躯体はできるだけ弾性状態を維持することが望ましい。

これまでの設計では、大地震時に人命を守ることと経済的に合理的であることを同時に満足させるために、構造躯体の損傷を許容しながら、構造物の耐力および変

形性能を確保することが行われてきた。しかしながらこのような設計思想は、サステナブルな構造物の要求性能を満足させる方法として必ずしも十分なものとは思われない。地震エネルギー入力を構造躯体の損傷により消費するのではなく、エネルギー吸収部材と呼ばれる制振ダンパーによって吸収させる制振構造の考え方が、近年改めて注目されている所以である。制振構造は、一般にアクティブ制振システムとパッシブ制振システムに分類される。大地震時において構造物の安全性を向上させるシステムは、主にパッシブ制振システムが用いられている。パッシブ制振システムは、通常、構造物の各層に制振ダンパーを配置することにより地震等の外乱のエネルギーを吸収する。ただし、このような各層に配置する方法は、建築計画上大きな制約を受けることがある。また十分な減衰性能を確保するために制振ダンパーの数量が多くなり、必ずしも経済的ではない。

本論では、これらの問題に対応し得る新しいパッシ

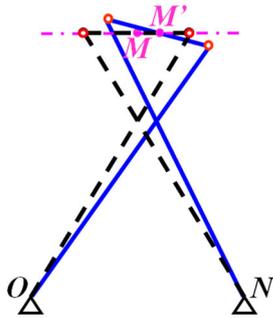
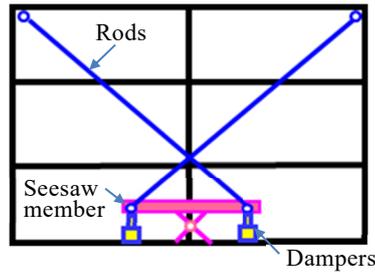
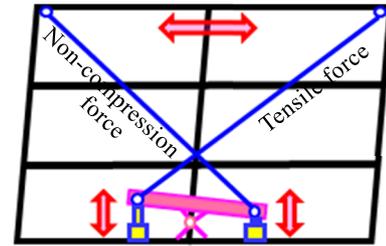


図-1 近似直線運動



(a) 無変形状態



(b) 変形状態

図-2 シーソーシステム

ブ制振システム（以下、シーソーシステムと記す）を提案するものである。このシーソーシステムは以下の利点がある。

- ①各層に設置する制振ダンパーの数量を大幅に低減できる。
- ②取付け部材が過大にならない。
- ③制振ダンパー単体の特性が有効に引き出せる。

これまで、シーソーシステムの特性を把握するために、静的加力実験、模型振動実験、解析方法の検討を行ってきた^{1)~3)}。本論は、シーソーシステムを実大規模の鉄骨フレームに設置した場合の振動特性を周波数応答実験により検証するものである。実験結果とシミュレーション解析結果より本システムの有効性が示されている。

2. システムの概要

(1) 近似直線運動

シーソーシステムの利点は、近似直線運動を活用することにより得られる。近似直線運動の概念図を図-1に示す。これはチェビシェフの近似直線運動機構を応用したものであり、端点をピン支持した2本のロッド材を交差させ、その反対側の端点に両端ピンの水平材を取り付けることで構成される。このメカニズムは、4点ピン接合であるため不安定構造である。水平材が水平方向に運動するとき、水平材は、その中央点を中心に回転運動が生じる。微小変形を仮定した場合、幾何学的な関係より、この中央点は鉛直方向に運動することなくほぼ水平のみに運動する。このような水平材の動きが近似直線運動と呼ばれている。

(2) シーソーシステムの構成

シーソーシステムの基本的な構成を図-2に示す。図は3層の構造物にシーソーシステムを適用した場合である。図-2(a)は変形していない状態を、図-2(b)は変形後の状態を表している。図より、シーソーシステムは、

3つの構成要素から成り立っている。

第1の要素は、構造物の上部から斜めに掛け渡される2本のロッド材である。ロッド材が複数層を横切ることにより各層の変形の合計量をシーソー機構の梁部材（以下、シーソー部材と記す）に伝達する。各層の中間において仮想的切断面を考えるとその断面でのロッド材の軸力が等しいことから、各層の仮想断面位置に同じ水平力が同時に加わることになる。このことより、構造物の振動状態として水平1次モードが支配的な場合、制振ダンパーを各層に設置する場合の効果が、1か所に設置する制振ダンパーで処理できることになり、制振ダンパー設置数の制約を受けにくい。

第2の要素は、中央部がピン支持されたシーソー部材である。ロッド材に連結したシーソー部材の回転運動により、構造物の水平変形がシーソー部材端部の鉛直変形に変換される。このとき、近似直線運動の働きによりピン支持点の鉛直力はあまり大きくならない。構造物が右側に変形した場合、シーソー部材の左端は鉛直上向きに、右端は鉛直下向きに動くため、微小変形の仮定が成り立つ変形領域では、ロッド材はほぼ剛体的に運動し、大きな圧縮力が生じない。通常、複数層にブレース材を掛け渡す場合、圧縮力に対して座屈させないように部材断面を剛強に設計する必要があるが、本システムでは圧縮力が生じにくいことからロッド材の断面を大きくする必要がない。

第3の要素は、シーソー部材の端点に配置される鉛直方向の制振ダンパーである。この制振ダンパーが地震等の外乱のエネルギーを吸収し構造物に減衰性能を付与する。制振ダンパーはシーソー部材の端点に配置されることにより、制振ダンパー単体の特性に近い性能が得られる。この性質は、一方のロッド材に引張力が生じるとき、シーソー部材の回転によりもう一方のロッド材がほとんど圧縮されていないことに起因するものである。ロッド材が圧縮されていないため、構造物の振動が反転したときにロッド材の圧縮変形を解除する必要がない。すなわ

ち構造物の振動が反転した瞬間にロッド材に引張力を生じさせることができるため、制振ダンパー単体の特性に近いものが得られる。

なお、本シーソーシステムは、主体構造物に対して併設されるものである。このため、構造物の種類に関わらず減衰性能を向上させる手法として適用可能である。

3. 振動実験

(1) 実験方法

本シーソーシステムが実大規模の構造物に対して有効に機能することを確認するために、構造物の頂部に起振機を設置した周波数応答実験を実施した。

図-3 に実大規模の構造物を想定した試験体の軸組図を示す。図-4 は試験体の R 階の平面図であり、図-5 は 2 階の平面図である。試験体は 3 層の鉄骨構造物である。長辺方向はスパン長 5m の 2 スパン、短辺方向はスパン長 5m の 1 スパンである。柱はすべて共通に箱型断面 (□-250×250×9) であり、全体で 6 本である。梁も各階共通に H 型断面 (H-300×150×6.5×9) である。階高は 1 階が 3.3m, 2,3 階が 3m であり、全高 9.3m である。

本試験体は倉庫建物を想定している。このため、各層の質量として約 28.2t の敷鉄板を設置することにより模擬した。各階の床面には、面内水平剛性を確保するために水平ブレースを配置している。なお図-3,4,5 は本システムを 1 階に設置した例であり、ロッド材は R 階に掛け渡されている。ロッド材は径 38mm の高張力鋼である。また加振時のねじれの影響を少なくするために短辺方向の外側 2 構面に鉛直ブレースを配置した。

図-6 に実験システムのイメージ図を示す。R 階に起振機 (最大起振力 7,840N, 可動部質量 1,250kg, 最大振幅 100mm(p-p)) を 2 台設置し、2 台を同期させて長辺方向に正弦波加振を行った。

写真-1 に実験状況を、写真-2 にシーソー部材と制振ダンパーを示す。本ダンパーは速度依存型のものである。図-7 に本ダンパーの力学モデルと諸元をまとめる。

写真-1 より、ロッド材の交差部には、クロスターンバックルを用いて、交差するロッドの軸心を同一の鉛直面内に位置するようにしている。シーソー部材は長辺方向外構面に各 1 台、合計 2 台設置している。1 台のシーソー部材に 2 台の制振ダンパーを設置した。なお制振ダンパーを設置した全ての実験ケースにおいてその設置台数は同じである。

写真-2 より、制振ダンパーの加力中心は、シーソー部材の支持点から 500mm の位置に設けた。ロッド材には、自重によるたわみを除去するために張力 (約 40kN)

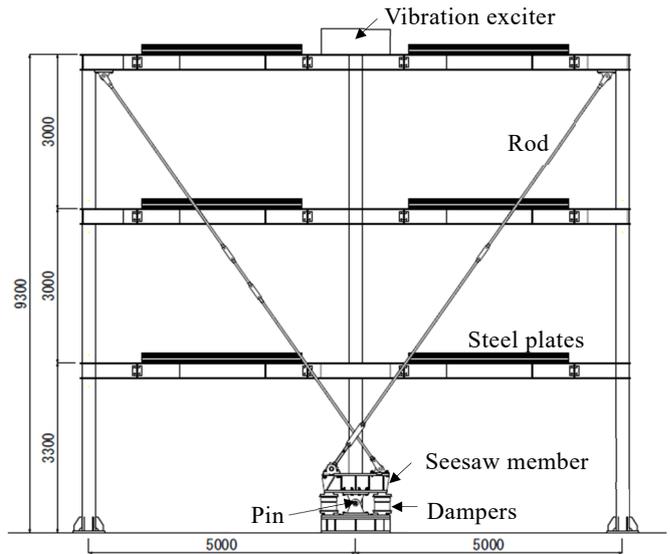


図-3 試験体軸組図

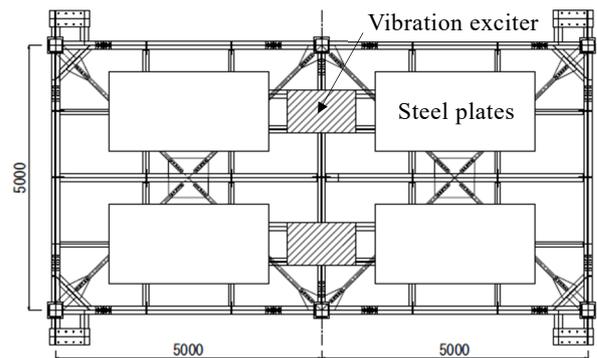


図-4 試験体平面図 (RF)

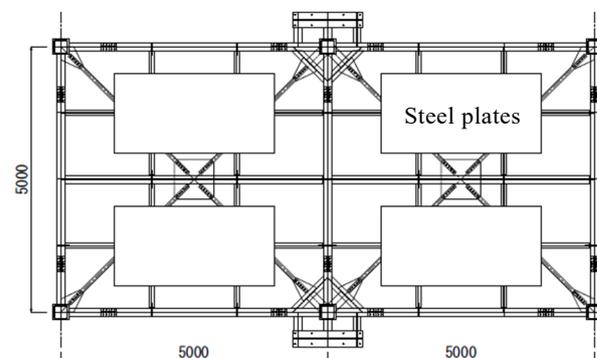


図-5 試験体平面図 (2F)

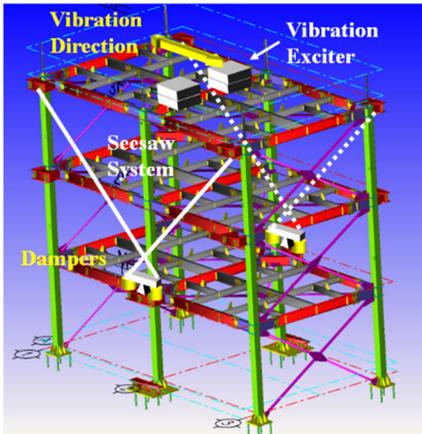


図-6 実験システム



写真-1 実験状況



写真-2 シーソー部材と制振ダンパー

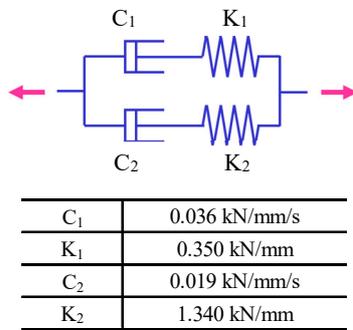


図-7 制振ダンパーの力学モデルと諸元

表-1 実験パラメータ

Dampers	Seesaws	Rods	Tension	Case	Acceleration of the exciter			
					0.05G	0.1G	0.15G	0.2G
Without	1F	1-3F	160 μ	BF1R	○			
	1F	1-RF	170 μ	BF1L	○			
	1F	1-RF	340 μ	BF1L2	○			
	2F	—	—	BFRN	○			
With	1F	1-3F	160 μ	GB1R	○	○		○
	1F	1-RF	170 μ	GB1L	○	○		○
	1F	1-RF	340 μ	GB1L2	○	○		○
	2F	2-RF	160 μ	GB2R	○	○	○	

を導入した。たわみが除去できていることは目視により確認している。またそのときのロッド材の軸ひずみを管理し、張力を2倍にした場合も実験している。

図-7 より、本制振ダンパーに使用されている材料は比較的線形性が強く、周波数依存性を有するため、解析には4要素モデルを用いた。

なお、本シーソーシステムは、適用する制振ダンパーの種類には基本的には影響しない。従って速度依存型ダンパーだけでなく、変位依存型ダンパーに対しても適用可能である。

実験のパラメータを表-1 に示す。表より、実験パラメータは、制振ダンパーの有無、シーソー部材の設置位置、ロッド材の掛け渡し形式、ロッド材の軸ひずみ、起振機の入力加速度である。

図-8 は、シーソー部材とロッド材の設置位置の模式図を示している。図中の(a)～(f)は表-1 の Case 名に対応している。図-8 は、Case 名毎に、表-1 の Seesaws 欄に示すシーソー部材の設置階 (1F,2F) と Rods 欄に示すロッド材の掛け渡し階 (1-3F,1-RF,2-RF) を図示してい

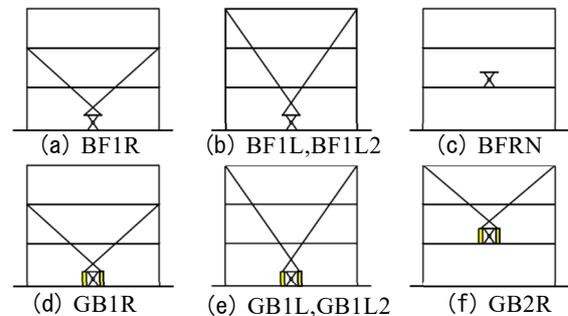


図-8 シーソー部材とロッド材の設置位置



写真-3 起振機設置状況

る。写真-3は、R階に設置した起振機である。計測項目は、各階の振動方向の加速度、変位およびロッド材の軸ひずみである。

(2) 実験結果

図-9 にベアフレームの周波数応答曲線を示す。横軸が加振周波数であり、縦軸がR階の水平変位である。また表-2 に各周波数応答曲線から $1/\sqrt{2}$ 法で評価した減衰定数をまとめて示す。

図-9 より、ベアフレームの固有周期はいずれのケースも約 1.5Hz である。図-9 (a),(b) より、頂部の応答変位は約 25mm である。この値は層間変形角 R で評価すると約 1/360 であり、フレームの弾性限内の値である。これに対して、図-9 (c) は約 23mm であり、図-9 (a),(b) と比較してやや小さく、図-9 (d) は約 28mm と若干大きい。図-9 (c) はロッド張力を 2 倍にしているためにロッド材の上端のピン支持部の摩擦が大きくなり、応答量がやや小さくなったと思われる。また、図-9 (a),(b),(c) は、シーソー部材が 1 階に設置されており、シーソー部材の質量の影響がない。図-9 (d) はシーソー部材が 2 階に設置されているため、加振時にシーソー部材の質量が外力として作用し、頂部変位がやや大きくなっていると思われる。また表-2 より、ベアフレームの減衰定数は約 0.43~0.5% である。

図-10 にシーソーシステムを設置した場合の周波数応答曲線を起振機の入力加速度をパラメータとして重ねて示す。また表-2 に $1/\sqrt{2}$ 法で評価した減衰定数をまとめる。

図-10 (a) は、1 階にシーソー部材を設置し、ロッド材を 3 階に掛け渡した場合である。図-10 (a) より、共振周波数は、制振ダンパーの設置によりベアフレームより若干高くなり、入力レベルが大きくなることもないベアフレームの周波数に近づいている。ただし、本制振ダンパーは粘性的性質が強いため、制振ダンパー設置による周波数の変動は比較的小さかった。応答量としては、入力加速度 0.05G の場合、頂部変位はベアフレームの 25mm から 6mm に低減している。表-2 より、減衰定数はベアフレームの 0.47% から 2.09% に増大している。入力加速度を 2 倍 (0.1G) にした場合の頂部変位は約 12.5mm であり、減衰定数は 1.84% である。また入力加速度を 4 倍 (0.2G) にした場合の頂部変位は約 31mm であり、減衰定数は 1.42% である。この値はベアフレームの 0.05G 入力時頂部変位が 25mm であることと比較して若干超過する程度に留まっている。本システムの挙動は、4 倍 (0.2G) をやや下回る入力加速度に対してベアフレームと同等と考えられる。

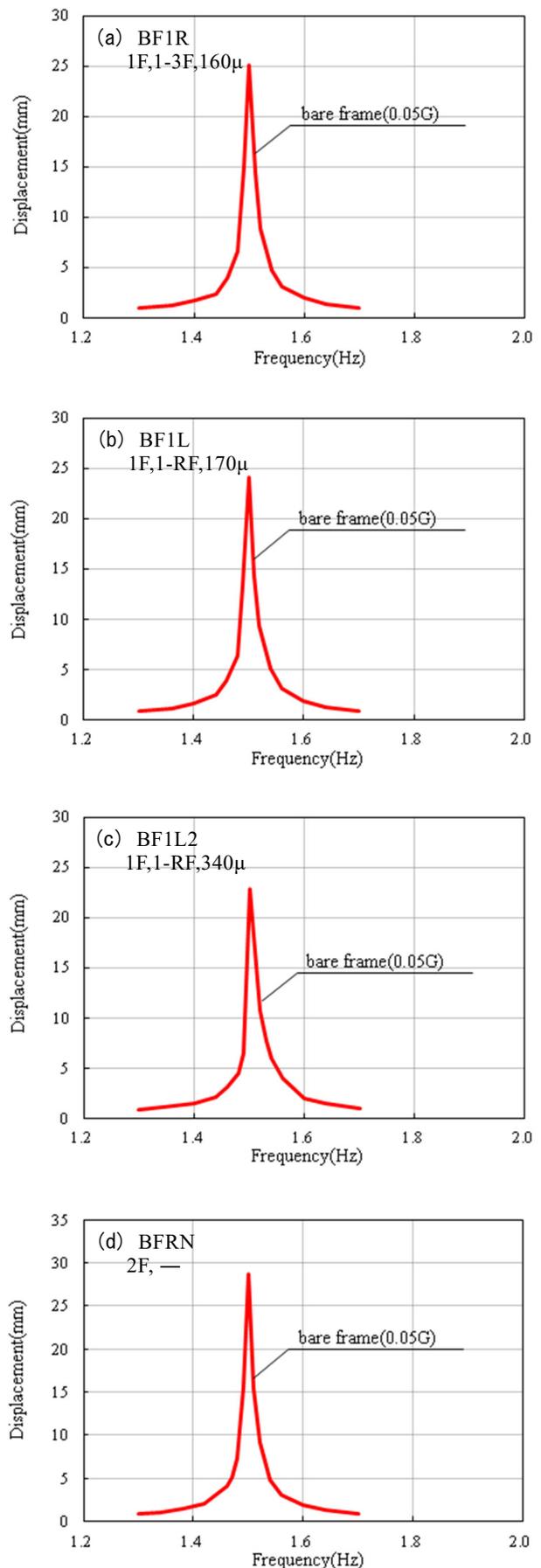


図-9 ベアフレームの周波数応答曲線

表-2 減衰定数一覧

Dampers	Seesaws	Rods	Tension	Case	Damping factors(%)			
					0.05G	0.1G	0.15G	0.2G
Without	1F	1-3F	160 μ	BF1R	0.47			
	1F	1-RF	170 μ	BF1L	0.46			
	1F	1-RF	340 μ	BF1L2	0.50			
	2F	—	—	BFRN	0.43			
With	1F	1-3F	160 μ	GB1R	2.09	1.84		1.42
	1F	1-RF	170 μ	GB1L	2.56	2.06		1.82
	1F	1-RF	340 μ	GB1L2	2.80	2.33		1.97
	2F	2-RF	160 μ	GB2R	1.42	1.08	0.93	

図-10(b)は、1階にシーソー部材を設置し、ロッド材をR階に掛け渡した場合である。図-10(b)より、入力レベル 0.05G の場合、頂部変位は 5mm である。またこの時の減衰定数は、表-2より 2.56%である。入力加速度を2倍にした場合の頂部変位は約 10mm であり、減衰定数は 2.06%である。また入力加速度を4倍にした場合の頂部変位は約 23mm であり、減衰定数は 1.82%である。ロッドを3階に掛け渡した図-10(a)と比較して、各入力レベルに対して、頂部変位は低減し、減衰定数が増大した。

図-10(a)は、ロッドが3階に掛け渡されているため、1階から3階の2層分の相対変位に対して本システムが機能する。これに対して、図-10(b)は、1階からR階にロッドが掛け渡されるため、相対変位が3層分となる。ロッドの角度は図-10(b)の方が鉛直に近づくので水平分力は小さくなるが、相対変位が大きいため応答特性が改善していると考えられる。これは各層に設置する従来の制振構造に対して、ロッド材を多層に掛け渡すことによって、制振ダンパーを有効活用できることを示している。

図-10(c)のシーソー部材とロッド材は図-10(b)と同じ位置であるが、ロッド材の張力を2倍にした場合である。図-10(b)と図-10(c)の比較より、応答特性はほぼ同様の傾向になった。本実験ではロッド材の自重によるたわみを除去するように、ロッド材の軸ひずみをモニターしながら張力を導入している。この値が2倍程度変動しても応答特性に大きな相違は見られなかった。

図-10(d)は2階にシーソー部材を設定し、ロッド材をR階に掛け渡した場合である。このケースでは相対変位は2階と3階の2層分である。図-10(a)との比較より、図-10(d)の頂部変位がやや大きくなっている。これはシーソー部材を2階の梁から突き出した片持ち梁の上に設置しているため、この梁の変形量が制振ダンパーの変位量を小さくしたためと思われる。なお本実験では、2階の梁に図-5に示すような斜材(火打ち材)による補強をしている。中間層に本システムを設置する場合には

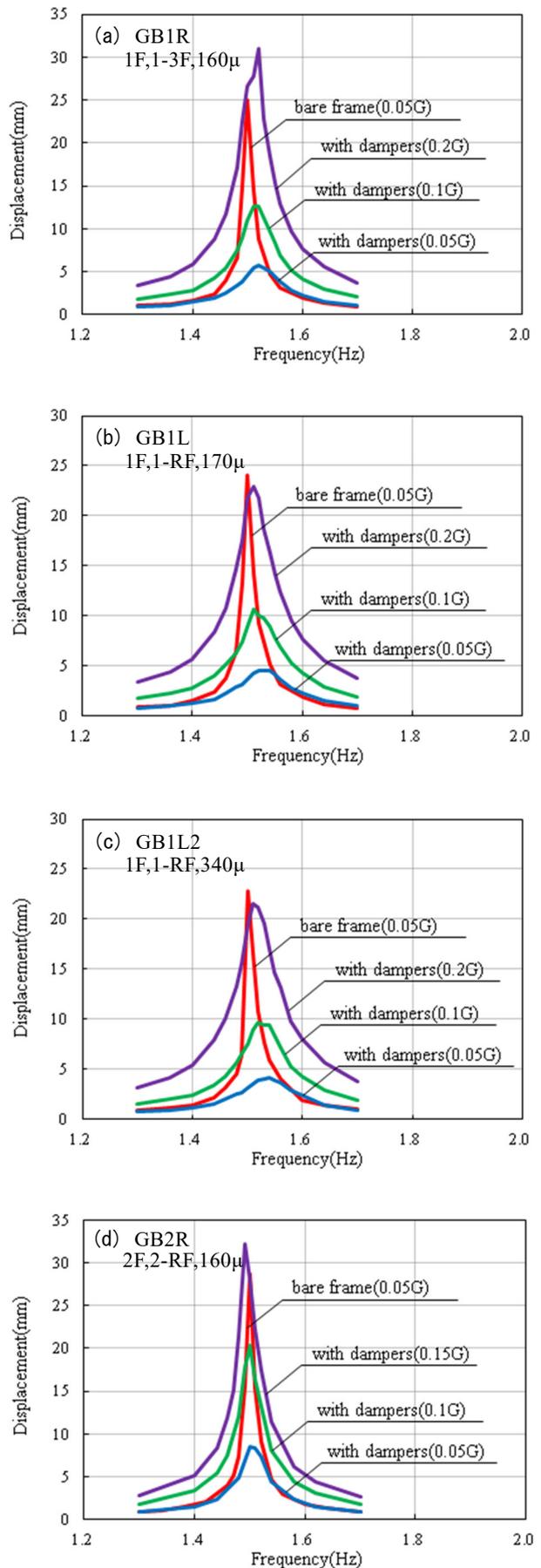
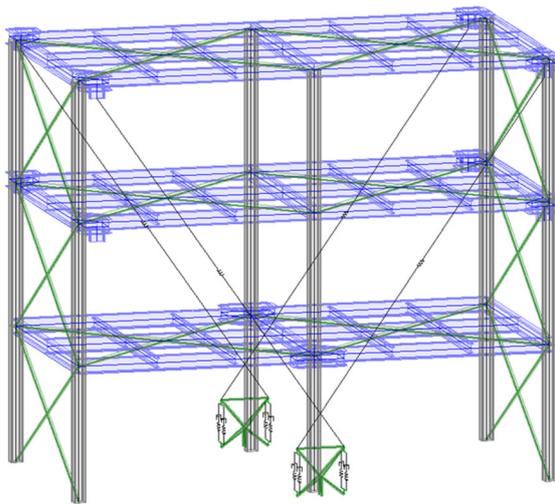
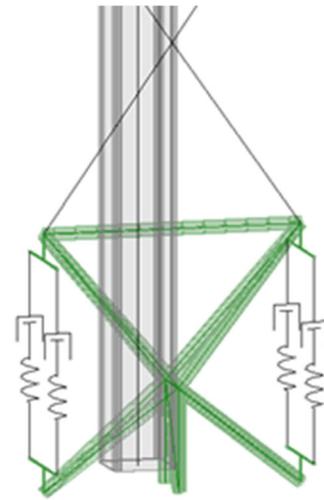


図-10 シーソーシステムの周波数応答曲線



(a) シーソーシステム組み込み時のモデル



(b) シーソー部材と制振ダンパー

図-11 解析モデル

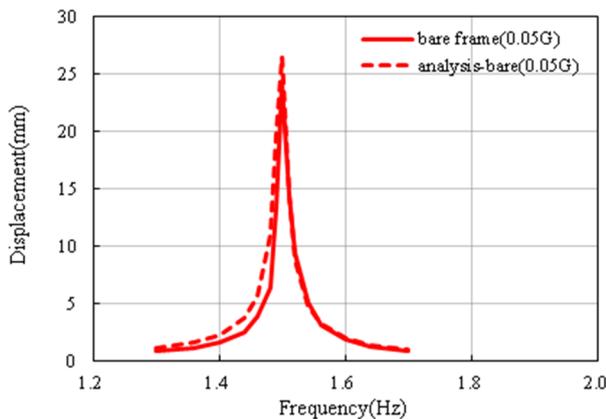


図-12 ベアフレームの解析結果 (BF1L)

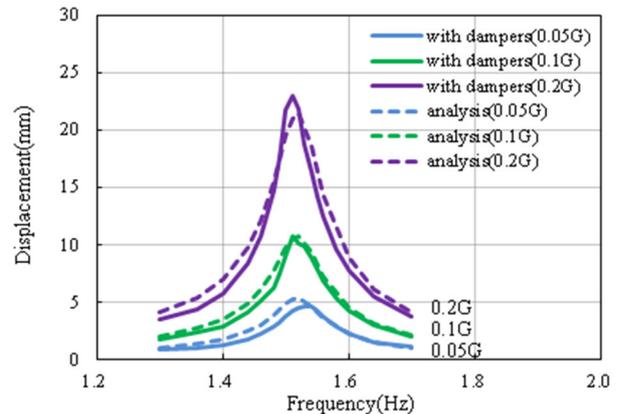


図-13 シーソーシステムの解析結果 (GB1L)

このような設置位置における補強を適切に考慮する必要があると考えられる。

4. 数値解析

(1) 解析モデル

図-11(a)に本実験に関する解析モデルを示す。試験体フレームの解析モデルは、3次元の立体フレームモデルである。解析モデルは1階からR階にロッド材を掛け渡した場合を例示している。各層の質量は柱梁接合部の節点位置に集中荷重として与えた。

図-11(b)はシーソー部材と制振ダンパーを拡大して示している。シーソー部材は剛性が大きいことから、トラス材により剛体挙動をする三角形を構成することでモデル化した。図-11(b)の上側の逆三角形がシーソー部材の梁に対応する。この逆三角形の下端がシーソー部材

のピン機構に対応する。また図-11(b)の下側の三角形はシーソー部材のピン機構を支持するために設けている。シーソー部材は、このピン支持位置で自由に回転することができる。

制振ダンパーの解析モデルは、図-7に示した4要素モデルを鉛直向きに配置している。ベアフレームの減衰定数は、実験結果を参考に $h=0.5\%$ の剛性比例型で与えた。なお、振幅レベルが小さい場合のベアフレームの周波数応答曲線は、実験精度の限界により測定できていない。制振ダンパー設置時の解析では応答変位が小さくなるので、フレームの減衰定数は変化していることが考えられる。しかしながらその評価が困難であるので、ここでは制振ダンパー設置時においてもフレームの減衰定数として同じ値を用いることとした。また、本実験では、ロッドの張力が解除されていないことから、ロッド材は引張と圧縮の両方向に効くトラス材としてモデル化して

いる。

加力方法は、周波数毎に起振機設置位置に正弦波加振力を外力として与えている。

(2) 解析結果

図-12 にベアフレームの実験結果 (BF1L) と解析結果を重ねて示す。図より、解析結果と実験結果は概ね良い対応を示している。このことより、ベアフレームの減衰定数 $h=0.5\%$ はほぼ妥当な評価と考えられる。

図-13 に1階にシーソー部材を設置し、ロッド材をR階に掛け渡した場合 (GB1L) の解析結果と実験結果を入力加速度をパラメータとして重ねて示す。図より、入力レベルが小さい場合には解析結果が若干大きく、入力レベルが大きくなると解析結果が小さくなる傾向が見られるものの、解析結果と実験結果は概ね良好な対応を示している。この差は、振幅レベルに応じたロッド材等の摩擦の影響やフレームの減衰定数の違いなどによると考えられる。各接合部のピンの摩擦係数を小さくすることによって解析結果はより整合すると思われる。

5. まとめ

本シーソーシステムを実大規模の構造物に適用した周波数応答実験およびそのシミュレーション解析より、以下の点が確認された。

- ①本システムは実大規模の構造物に対しても適切に機能し、構造物に減衰定数を付加することが可能である。
- ②ロッド材を多層に掛け渡す場合、同じ制振ダンパー量に作用する相対変位が増大するため、応答変位が低減し減衰定数が増大することが確認された。ロッド材を多層に掛け渡すと経済的に有利と思われる。
- ③ロッド材の自重によるたわみを除去する程度の張力をロッド材に導入する場合、張力が2倍程度変動しても応答特性に大きな影響は与えなかった。
- ④シーソー部材を2階に設置した場合、1階に設置した場合と比較して応答変位がやや大きくなり、減衰定数の増大量が小さくなった。これはシーソー部材を取り付ける位置の構造躯体の変形により制振ダンパーの変位が小さくなったためと思われる。中間階に設置の場合は、適切な補強を行うことが望ましい。
- ⑤本論の解析モデルにより実験結果を概ねシミュレーションできており、本システムを適切に評価できると考えられる

今後は本解析モデルを用いた実施物件の設計的検討を実施するとともに、取り付け部のディテールや取り付け部材の補強方法等に関する改良を検討する予定である。

謝辞：本研究は、広島大学田川浩教授との共同研究として行ったものです。ここに心より御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Kang, J.D., Tagawa, H. : “Seismic performance of steel structures with seesaw energy dissipation system using fluid viscous dampers”, Engineering Structures, Vol.56, pp.431-442, 2013.
- 2) Tagawa, H., Gao, J. : “Evaluation of vibration control system with U-dampers based on quasi-linear motion mechanism”, Journal of Constructional Steel Research, Vol.70, pp.213-225, 2012.
- 3) Tagawa, H., Yamanishi, T., Takaki, A., Chan, R.W.K. : “Cyclic behavior of seesaw energy dissipation system with steel slit dampers”, Journal of Constructional Steel Research, Vol.117, pp.24-34, 2016.

機械学習・深層学習を活用した建物冷暖房負荷予測モデルの 精度に関する研究

Study on the Accuracy of Building Cooling and Heating Load Prediction Models using Machine Learning and Deep Learning

環境・エネルギー技術部 池原 基博 MOTOHIRO IKEHARA
 環境・エネルギー技術部 西尾 新一 SHINICHI NISHIO
 環境・エネルギー技術部 丸山 信一郎 SHINICHIROU MARUYAMA

機械学習および深層学習は、計算パフォーマンスの向上に伴い、建設業界においても一般的になりつつある。建物の冷暖房負荷予測は、これらの適用が可能な分野の1つであり、建物の運用段階でのエネルギー消費量の削減をもたらす。本研究では、機械学習および深層学習モデルによって冷暖房負荷を予測し、複数のモデルの精度を比較検証した。その結果、「決定木による勾配ブースティング法（GBDT）」を使用したモデルの精度が最も高いという結果となった。また、予測精度を向上するために新たに追加すべきデータを検討したところ、将来の気象情報であることを示した。

キーワード：冷暖房負荷予測，機械学習，深層学習，勾配ブースティング法

Machine Learning and Deep Learning (ML/DL) are becoming common among the architectural, engineering, and construction industry in accordance with the improvement of computational calculation performance. Building cooling/heating load prediction is one of the applicable fields for ML/DL which brings the reduction of energy consumption in the building operation phase. The purpose of this study is to predict cooling/heating load by applying ML/DL models, and to verify the accuracy of multiple models. The results showed that the Gradient Boosting Decision Tree model has high accuracy and future weather information effects the results.

Key Words: Building cooling/heating load prediction, Machine learning, Deep learning, Gradient boosting decision tree model

1. はじめに

近年、計算機性能の向上に伴い、非線形現象の予測が可能で汎用性の高い機械学習や深層学習に注目が集まっている。建築・建設業界においても、様々な分野・場面での活用が試みられており、その一つに建物の冷暖房負荷予測^{1)~4)}が挙げられる。建物の熱的な挙動を予測することで、空調・熱源機器の運転最適化や自動運転が可能となり、建物の運用段階において省エネルギー効果や省力化をもたらす可能性を秘めている。しかし、新築の建物において、機械学習や深層学習に必要な教師データを収集するためには、少なくとも数年間の運用データが必要となり、竣工直後から負荷予測を活用することが難しい。そのため、事前に予備学習としてシミュレーシ

ョンで教師データを作成し、竣工直後はその教師データをもとに負荷予測および空調制御を行い、実際の運用状況にあわせて調整していくことで、竣工直後から負荷予測を活用しつつ、設置した建物の特性に合わせた空調制御を実施することが可能になる。また、設備機器の更新への対応も可能となると考えられる。

本研究では、仮想の建物に対して熱回路網計算を行い、その解析結果を教師データとして機械学習・深層学習モデルを構築することで、建物の負荷予測を行う。複数の機械学習・深層学習モデルの精度を比較することで、建物用途に適したモデルの選定を行うとともに、評価指標や適切な入力変数の抽出することを目的とする。

表-1 建物条件

建築面積	約1,500 m ²
延床面積	約3,000 m ²
所在地	千葉県
階数	2階
窓面積率	20%
建物用途	オフィス

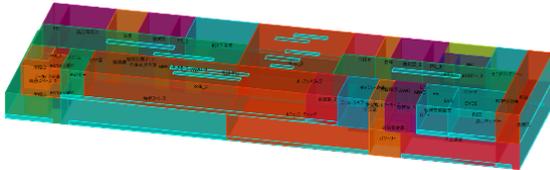


図-1 解析モデル

表-2 熱回路網計算条件

解析期間	1/1~12/31 (準備解析1ヶ月)	
気象データ	拡張アメダス標準年気象データ (2010年版・我孫子)	
解析ソフトウェア	EnergyPlus	
運用スケジュール	ASHRAE 90.1 2016 オフィス用途に準拠	
内部負荷	ASHRAE 90.1 2016 オフィス用途に準拠	
外皮性能	外壁・屋根・床	U値: 0.5 W/m ² ·K
	窓・トップライト	U値: 2.4 W/m ² ·K SC値: 0.55

2. 年間冷房負荷データの作成

(1) 建物条件

本研究に用いる仮想建物として、表-1 の解析条件で、図-1 に示すモデルを設定した。

(2) 教師データと検証データの設定

表-2 に示す条件で熱回路網計算を行い、年間冷房負荷データを4年分(4パターン)作成した。解析エンジンはEnergyPlus(米国エネルギー省)を使用した。空調熱源システムに左右されない建物の純粋な熱負荷を算出し、夏期の冷房負荷を予測対象とした。外気温度・外気相対湿度・外部風速・日射量は拡張アメダス標準年気象データ(2010年版・我孫子)を使用し、内部負荷(在籍人員数・照明負荷・OA機器負荷)は規定の範囲内(建物の実態に整合する範囲)でランダムな値を取るよう設定した。

4パターンの冷房負荷の計算結果を図-2に示す。建物全体の冷房負荷の最大値はいずれのパターンでも約200kWとなっており、年間の負荷の推移も概ね同様の

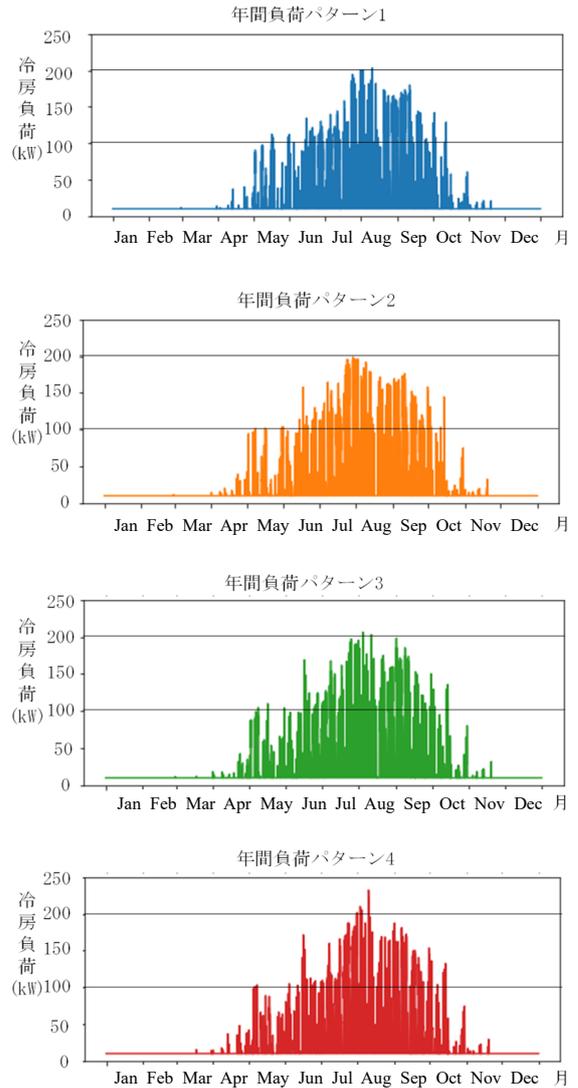


図-2 冷房負荷推移

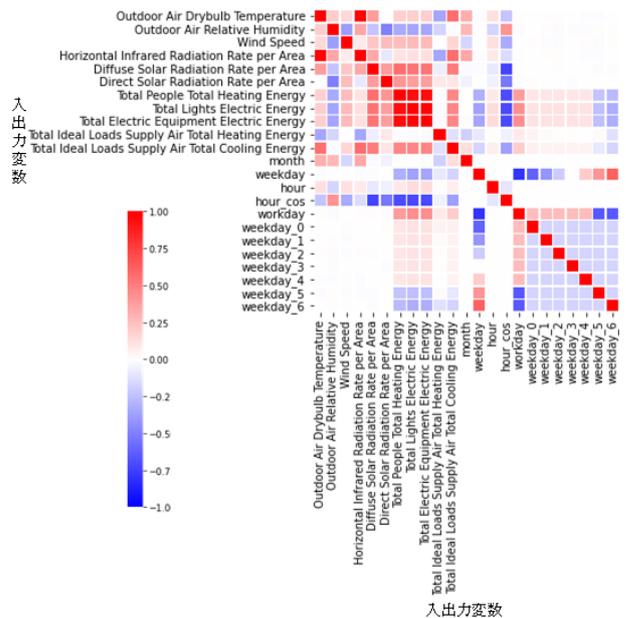


図-3 入出力変数の相関関係

傾向が確認された。

(3) 入出力変数の相関関係

熱回路網計算の入出力変数のうち、外気温度・外気相対湿度・外部風速・日射量・在籍人員数・照明負荷・OA 機器負荷・月・日・時刻・曜日は入力変数であり、冷房負荷は出力変数である。それぞれの入出力変数とそれ以外の入出力変数との相関関係を図-3 に示す。冷房負荷は外気温度、日射量、在籍人数、照明負荷、OA 機器負荷との相関が大きい結果となった。

3. 学習手法の比較

(1) 学習手法の比較概要

下記の a) ~c) に示す異なる 3 種類の学習モデルによって 24 時間後の冷房負荷の予測を行い、それぞれの精度の比較を行った。いずれのモデルでも熱負荷計算で得られた 4 年分の年間冷房負荷データのうち、3 年分を教師データに、残りの 1 年分を「実際の負荷データ」とみなし、検証に用いた。精度の評価には、「実際の 24 時間後の負荷の値」と「24 時間後の負荷の予測値」から算出した平均絶対誤差 (MAE) を用いた。MAE は式(1)によって算出した。

$$MAE = \frac{1}{N} \sum |y_{ia} - y_{ip}| \quad (1)$$

- MAE : 平均絶対誤差 (kW)
- N : サンプル数
- y_{ia} : i 番目のサンプルの実際の値
- y_{ip} : i 番目のサンプルの予測値

a) 決定木による勾配ブースティング法 (GBDT)

機械学習モデルとして、「決定木による勾配ブースティング法 (GBDT)」を使用した予測を行った。ハイパーパラメータの設定は表-3 の通り行った。プログラミング言語 Python3.8 と機械学習ライブラリである LightGBM を用いてモデルの構築と訓練を行った。

b) 3 層ニューラルネットワーク (3NN)

深層学習モデルの一つとして、「3 層ニューラルネットワーク (3NN)」を使用した予測を行った。深層学習ライブラリである PyTorch を用いて、表-4 のハイパーパラメータ設定を元にモデルの構築と訓練を行った。

c) 再帰型ニューラルネットワーク (RNN)

深層学習モデルの一つとして、時系列データの予測に適した「再帰型ニューラルネットワーク (RNN)」を使用した予測を行った。3NN と同様に、PyTorch を用い

表-3 ハイパーパラメータ設定 (GBDT)

学習手法	GBDT
目的関数	RMSE
学習率	0.015
最小サンプル数	20
枝分岐数	1000
L1正則化	0.5
L2正則化	0.8

表-4 ハイパーパラメータ設定 (3NN)

層数	3層
ニューロン数	27, 300, 300, 1
評価指標 (損失関数)	MAE (L1)
最適化手法	AdamW
学習率	0.001
エポック数	10,000

表-5 ハイパーパラメータ設定 (RNN)

層数	3層
ニューロン数	27, 20, 20, 1
評価指標 (損失関数)	MSE
最適化手法	Adam
学習率	0.01
エポック数	1,500

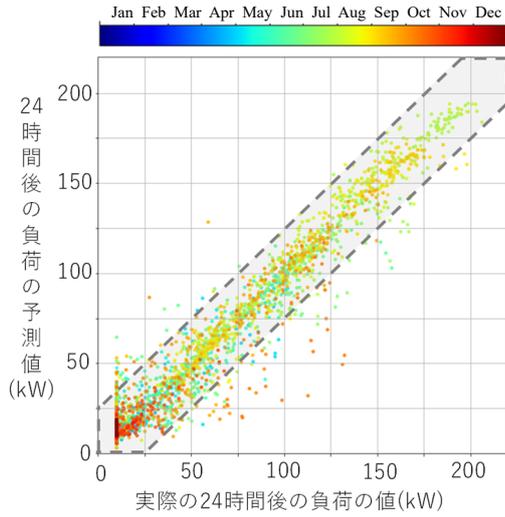
て、表-5 のハイパーパラメータ設定を元にモデルの構築と訓練を行った。

(2) 負荷予測結果

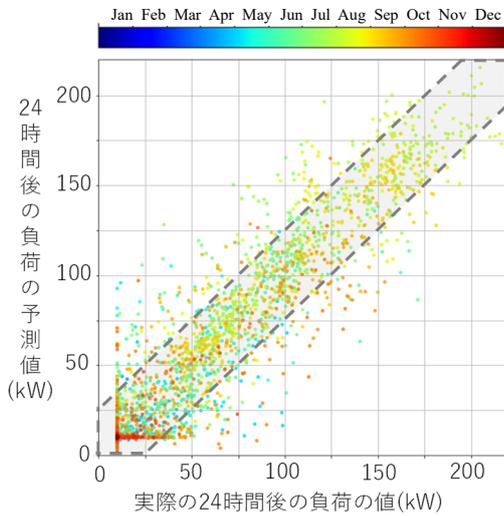
a) 各モデルによる負荷予測結果

各モデルによる冷房負荷の予測結果を図-4 に示す。図-4 の横軸は「実際の 24 時間後の負荷の値」、縦軸は「24 時間後の負荷の予測値」であり、 $y=x \pm 25$ となる領域を灰色の点線で囲って示した。また、負荷が発生した月ごとに色を変えて表示している。予測結果が $y=x \pm 25$ の領域に含まれる割合はそれぞれ GBDT が 97.7%、RNN が 96.5%、3NN が 94.7% となっており、GBDT による予測精度が最も良いという結果となった。いずれのモデルでも、負荷が大きい時間帯での予測精度は比較的高く、負荷が小さい時間帯の予測精度が低下することが明らかとなった。

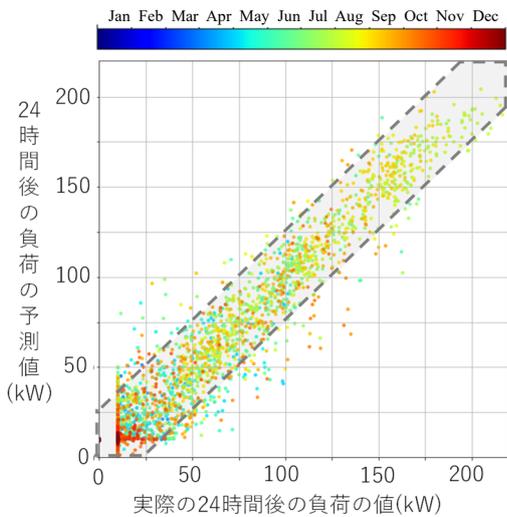
図-5 に月ごとに MAE を平均した値で各モデルを比較した結果を示す。負荷が小さい冬期を除き、いずれの月でも GBDT による予測結果の MAE が最も小さくなっている。図-6 に月ごとに平均絶対誤差率 (MAPE) を平均した値で各モデルを比較した結果を示す。MAPE は式



(1) 決定木による勾配ブースティング法 (GBDT)



(2) 3層ニューラルネットワーク (3NN)



(3) 再帰型ニューラルネットワーク (RNN)

図-4 3種類のモデルによる予測結果の比較

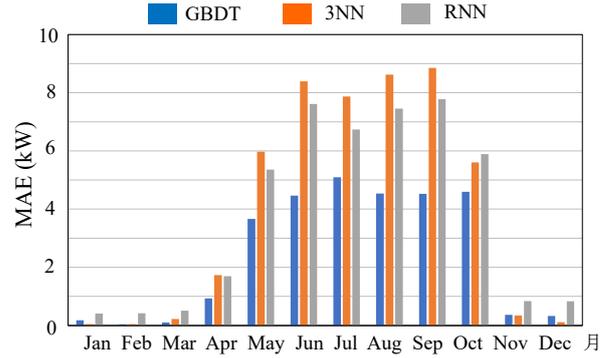


図-5 月別 MAE の比較

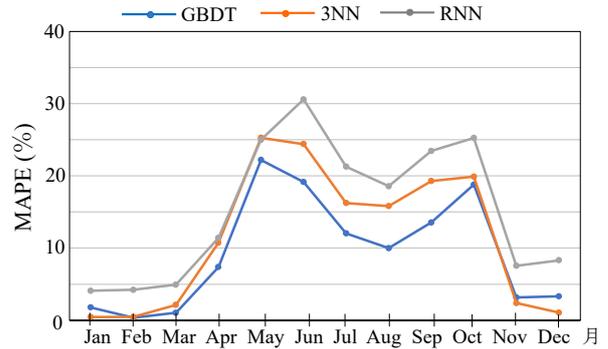


図-6 月別 MAPE の比較

(2)によって算出した。

$$MAPE = \frac{1}{N} \sum \frac{|y_{ia} - y_{ip}|}{y_{ia}} \times 100 \quad (2)$$

MAPE : 平均絶対誤差率 (%)

N : サンプル数

y_{ia} : i 番目のサンプルの実際の値

y_{ip} : i 番目のサンプルの予測値

MAPE の場合も MAE と同様に、GBDT による予測結果が最も精度よく評価されていることが示された。一方で、5月、6月、10月(中間期)の MAPE は他の月と比較して大きく、冷房負荷の絶対値が比較的小さい時期の精度に改善の余地を残す。

表-6 に 3 種類のモデルの解析結果のまとめを示す。基準値 MAE (kW)、基準値 MAPE (%) は、それぞれ負荷予測を行わなかった場合の年間の MAE、MAPE とし、予測を行わなかった場合には「24 時間後の負荷の予測値」が「現在の負荷」と同じ値になるとして、「実際の 24 時間後の負荷の値」と「現在の負荷の値」を用いて求めた。予測値 MAE (kW)、予測値 MAPE (%) は、3 種類それぞれの学習モデルで負荷予測を実施した場合の年間の MAE、MAPE とし、「実際の 24 時間後の

表-6 3種類のモデルの解析結果まとめ

	GBDT	3NN	RNN
基準値MAE (kW)	4.334		
予測値MAE (kW)	2.790	4.000	3.515
予測値MAE/基準値MAE (-)	0.644	0.923	0.811
基準値MAPE (%)	13.940		
予測値MAPE (%)	10.506	11.432	14.472
予測値MAPE/基準値MAPE (-)	0.754	0.820	1.038

表-8 教師データの抽出方法による精度比較

	年度ごと	無作為
基準値MAE (kW)	4.334	4.303
予測値MAE (kW)	2.792	2.868
予測値MAE/基準値MAE (-)	0.644	0.667
基準値MAPE (%)	13.940	14.026
予測値MAPE (%)	10.502	10.522
予測値MAPE/基準値MAPE (-)	0.753	0.750

表-7 評価指標による精度比較(GBDT)

	MAE	MAPE
基準値MAE (kW)	4.334	
予測値MAE (kW)	2.790	2.792
予測値MAE/基準値MAE (-)	0.644	0.644
基準値MAPE (%)	13.940	
予測値MAPE (%)	10.506	10.502
予測値MAPE/基準値MAPE (-)	0.754	0.753

表-9 予測時間による精度の比較結果

予測時間	24時間	12時間
基準値MAE (kW)	4.303	4.331
予測値MAE (kW)	2.868	2.876
予測値MAE/基準値MAE (-)	0.667	0.664
基準値MAPE (%)	14.026	14.061
予測値MAPE (%)	10.522	11.316
予測値MAPE/基準値MAPE (-)	0.750	0.805

負荷の値」と「24時間後の負荷の予測値」から算出した。MAE, MAPE のどちらで評価した場合でも, GBDT の予測値が最も小さくなっており, 3NN, RNN と比較して予測結果が精度よく評価されていることが示された。

b) 学習の際の評価指標による予測精度

表-7 に予測モデルを GBDT とし, モデルの学習の際の評価指標を MAE, MAPE とした場合の予測結果の比較を示す。学習の際の評価指標による予測値の差異は見られなかった。

c) 教師データの抽出方法による予測精度

表-8 に教師データの抽出方法を変えた場合の予測結果を示す。これまでの教師データの抽出方法, すなわち4年分の年間冷房負荷データから, 3年分の教師データを抽出する際に, 1年間の連続する負荷データを3つ抽出する方法を「年度ごと」と表記する。別の抽出方法では, 時刻ごとに無作為に「3年の教師データ」と「1年分の実際の負荷データ」に分けた。この抽出方法を「無作為」と表記する。予測モデルを GBDT とし, モデルの学習の際の評価指標は MAPE を用いた。基準 MAPE に対する予測 MAPE が小さいのは教師データを「無作為」に抽出する方法であり, 「無作為」に抽出する方が予測精度が高いという結果となった。

d) 予測時間による予測精度

表-9 に, 「12時間後の冷房負荷」の予測モデルと「24時間後の冷房負荷」の予測モデルと精度の比較を行った結果を示す。学習モデルは GBDT, 評価指標は MAPE を

用い, 教師データの抽出方法は「無作為」に抽出する方法とした。「12時間後の冷房負荷」の予測モデルでは, 「24時間後の冷房負荷」の予測モデルと比較して12時間後と近い未来の冷房負荷を予測しているにも関わらず, 予測モデルの精度の向上は見られない。これは, 例えば, 午前10時と午後10時のオフィスでは, 内部負荷や気象条件が大きく異なるように, 「12時間後の冷房負荷」の予測モデルでは「24時間後の冷房負荷」の予測モデルよりも, 建物の使用状況が大きく異なるためと考えられる。

4. 入力変数の追加検討

(1) 入力変数の再設定

中間期の予測精度をさらに向上させるため, 入力変数の追加検討を行った。気象予報により翌日の気象データが入手できるという想定のもと, 24時間後の外気温度・日射量を入力変数として追加し, GBDT による予測を行った。なお, 気象予報の精度は考慮せず, 入力変数に追加した値は24時間後の実際の値とした。

(2) 入力変数追加による予測結果

図-7 に入力変数追加前, 図-8 に追加後の予測結果を示す。入力変数追加前は5月, 6月, 10月の MAPE が15%を超えていたのに対し, 追加後はいずれの月も15%を下回る結果となった。中間期は日によって外気温度条

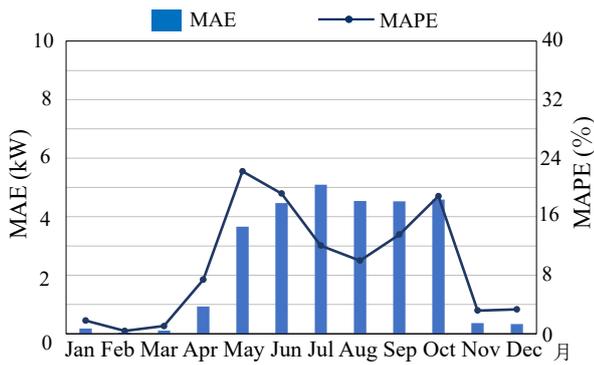


図-7 月別 MAE・MAPE の比較 (入力変数追加前)

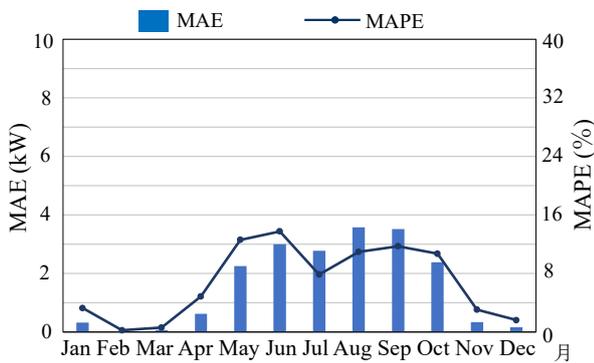


図-8 月別 MAE・MAPE の比較 (入力変数追加後)

件が特に変化しやすく、それらが負荷に与える影響も大きいいため、冷房負荷を予測する時刻の気象条件が入力変数として加わることで、精度が大きく向上したと考えられる。

5. まとめ

本研究では、熱回路網計算によるシミュレーション結果を教師データとして、建物の冷房負荷予測を行う機械学習・深層学習モデルを構築した。結果を以下に示す。

- ①「決定木による勾配ブースティング法 (GBDT)」, 「3 層ニューラルネットワーク (3NN)」, および「再帰型ニューラルネットワーク (RNN)」の各モデルで予測を行った結果、GBDT による予測モデルが最も高い精度を示した。
- ②教師データの抽出方法として、「年度ごと」にデータを抽出するよりも「無作為」に抽出する方が予測精度が高いという結果となった。
- ③建物の使用状況が異なることから、「24 時間後の冷房負荷」の予測モデルと比較して「12 時間後」と近い未来の冷房負荷を予測しているにも関わらず、予測モデルの精度の向上は見られなかった。

- ④予測時刻の気象データを入力変数として追加することで、中間期の予測精度が大きく向上することが示された。

本研究での冷暖房負荷予測結果の活用方法として、得られた冷暖房負荷の結果に基づいた熱源・空調運転制御システムの構築が考えられる。教師データに基づいて 1 つの運転制御を実行するのではなく、省エネ運転 (CO₂ 排出量の削減) を重視する運転制御や快適性を重視した運転制御等、複数の運転制御が可能なシステムを構築することで、建物使用者の多様なニーズに応えることができるようになると思われる。

謝辞: 本報は、令和 3 年度空気調和・衛生工学会大会の投稿論文を一部加筆したものである。本研究に関し、ご助言を頂いたオーヴ・アラップ・アンド・パートナーズ・ジャパン・リミテッドの菅健太郎氏、竹中大史氏、清野新氏、二宮颯佑氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) C. Deb et al., “Forecasting diurnal cooling energy load for institutional building using Artificial Neural Networks”, *Energy and Buildings*, Vol.121, pp.284-297, 2016
- 2) 小柳秀光ほか：ニューラルネットワークを使用した時刻別電力・冷暖房負荷予測手法における予測精度向上を目的とした学習期間決定手法の提案と検証，日本建築学会環境系論文集，第 79 巻，第 706 号，pp.1049-1059, 2014.12
- 3) 川島実ほか：空調システム運転制御を対象とした実時間負荷予測手法に関する研究，日本建築学会計画系論文集，第 61 巻，第 484 号，pp.43-51, 1996.6
- 4) 塩谷正樹ほか：階層型 3 層ニューラルネットワークを用いた熱負荷予測手法の予測精度に及ぼす熱負荷特性の影響，日本建築学会計画系論文集，第 62 巻，第 502 号，pp.43-50, 1997.12

排水立て管・継手から発生する排水騒音の測定事例

Experimental Study on Radiated Noise from Drainage Stacks and Fittings

環境・エネルギー技術部 市川 友己 TOMOKI ICHIKAWA
 環境・エネルギー技術部 小林 秀彰 HIDEAKI KOBAYASHI
 環境・エネルギー技術部 嶋田 泰 YASUSHI SHIMADA

集合住宅などの排水立て管から発生する排水騒音は、その特性や低減対策に関する検討が行われているものの、それを評価するための測定法や評価基準が確立されていない現状にある。本研究では、集合住宅の排水システムを模擬した排水実験タワーを用いて、様々な条件下での排水立て管と継手から発生する排水騒音の測定を行い、音圧レベルの特性について検討を行った。その結果、排水方法、排水負荷流量、立て管と継手の被覆処置、パイプシャフト界壁の仕様などに伴い、排水騒音の特性が変化する傾向を確認することができた。

キーワード：排水立て管、排水騒音、排水実験タワー、樹脂製管、騒音低減対策

The noise from drainage stack in a residential building is being investigated for its characteristics and noise reductions. However, there is not the established standard applicable to measurement and evaluation of the noise. In this study, measurements of the drainage noise under various conditions have been conducted using drainage experimental tower that simulated the drainage system of a residential building, and the characteristics of sound pressure level of them were examined. As a result, it was confirmed that it is useful to check various indexes according to the length of drainage time when examining the noise. Furthermore, the level change in a wide range of flow rate is increased linearly with the logarithm.

Key Words: Drainage stack, Drainage noise, Drainage experimental tower, Resin pipe, Noise Reduction

1. はじめに

集合住宅において、居室内の静ひつ性に対する要求は高まっている。それに伴い、住戸間および外部騒音に対する遮音性能の向上が求められ、居室内の暗騒音が小さくなってきており、それに応じて、共用部や住戸内の設備騒音等についても、適切な騒音低減対策が求められるようになってきている。特に、排水立て管からの排水騒音など音圧レベルが比較的小さい音に対する低減対策は、これまで以上に要求が厳しくなっており、適切な測定および評価の必要性が増してきている¹⁾。

また、排水立て管は、近年の防火区画処理方法の多様化により、これまで採用することが出来なかった樹脂製の排水継手が新たに製品化されるなど管種が多様化してきており、今後も継続的な排水騒音の検討が必要である。

しかしながら、建物内に設置されたポンプや給湯器などの給排水設備機器に対する騒音の測定に関する規格²⁾は存在するものの、排水立て管の管路から発生する排水騒音に関しては、統一した測定や評価の方法が確立され

ていない。そのため、様々な機関が独自の方法を検討・提案^{3)~6)}している現状にある。

筆者らは、集合住宅の排水システムを模擬した実験タワーにおいて、樹脂製の排水用特殊継手（以下、継手と呼ぶ）を用いた排水立て管から発生する排水騒音について、種々の条件下における測定を行い、その特性や低減対策による効果などを継続的に検討している^{7)~9)}。本報では、排水方法、排水負荷流量、立て管および継手の被覆処置、パイプシャフト界壁の仕様の違いに着目し、それぞれの条件下における排水騒音の測定を実施した。その結果から、種々の条件における排水騒音の音圧レベルの特性について検討した。

2. 実験の概要

(1) 実験施設

図-1に、排水騒音の測定を実施した実物大の実験タワーの概要を示す。当該タワーは集合住宅用排水立て管の排水能力試験（規格 SHASE-S218-2014）に対応した

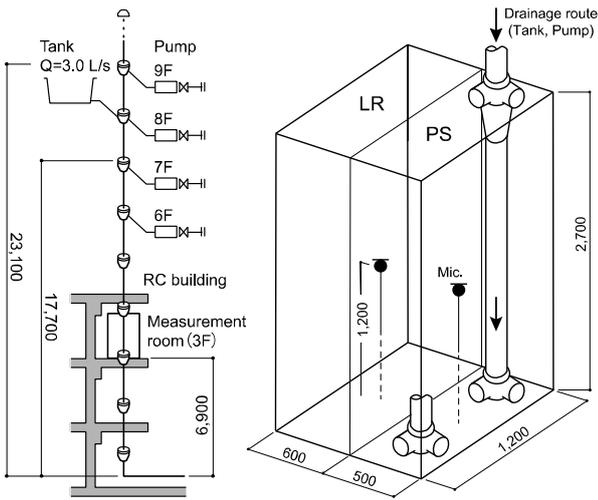


図-1 実験タワーと排水騒音測定室の概要

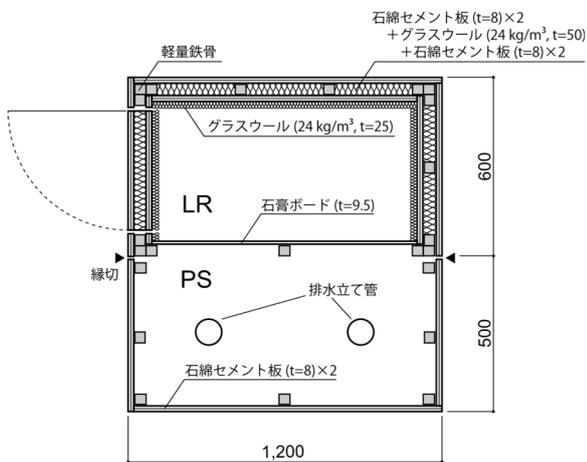


図-2 排水騒音測定室の詳細仕様

ものである^{10, 11)}。タワーは9階建て高さ23.1mで、排水立て管は各階にて継手で連結された構造となっている。タワーの4階から下部はRC造建物の床スラブ(普通コンクリート製、スラブ厚さ200mm)を貫通している。通気には、特殊排水通気方式(伸長通気方式の一種)が採用されている。排水騒音の測定は、実験タワー3階(地上高さ6.9m)のRC床スラブ上に設置された排水騒音測定室にて行った。測定室は通常の建物におけるパイプシャフトを模擬した空間(PS)と、石膏ボード製の界壁を隔ててPSに隣接した空間(LR)とから構成されている。

図-2に排水騒音測定室の詳細仕様を示す。LRの周壁部の仕様は、壁の内側(床面と界壁面を除く)に、グラスウール(密度24kg/m³、厚さ25mm)貼りによる吸音処理を施している。PSとLRとを隔てる界壁の仕様は、厚さ9.5mmの石膏ボード1枚の場合と、厚さ9.5mm+12.5mmの2枚を用いた場合の2通りとした。

表-1 測定対象とした管種の仕様 (Type A-K)

Type	中高層用				超高層用	
	A	B	C	E	J	K
立て管	PVC	PVC + FP×2	PVC + GW + SI	PVC + UF + SI	PVC	PVC + UF + SI
継手	PVC+UF+SI 床上高さ: 205 mm ガイド: 2枚				PVC+UF+SI 床上高さ: 360 mm ガイド: 3枚	

PVC: 硬質ポリ塩化ビニル, FP: 耐火被膜(繊維モルタル),
GW: グラスウール, UF: ウレタンフォーム,
SI: プチルゴム製遮音シート

表-2 各階からの排水負荷流量 Q (汲み上げ式ポンプ)

Q [L/s]	1.7*	3.0	5.0	6.5	7.5	10.0*
9階	1.7	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
8階		0.5	2.5	2.5	2.5	2.5
7階				1.5	2.5	2.5
6階						2.5

* 超高層用継手 (Type J, K) のみ

(2) 実験条件

a) 立て管と継手の仕様

表-1に、測定に用いた立て管と継手の仕様を示す。立て管の仕様は、ポリ塩化ビニル製 (PVC/Type A, J) を基本として、その外周に被覆材として耐火被膜 (FP)、グラスウール (GW)、ウレタンフォーム (UF)、遮音シート (SI) を組み合わせて巻いた4種類 (Type A (J), B, C, E (K)) である。

継手は、形状が異なる中高層用および超高層用の2種類を用いた。継手の仕様は、排水立て管と同様に PVC であり、被覆材は全ての管種に共通で立て管 Type E, K と同様の UF + SI を巻いた仕様である。超高層用の継手 (Type J, K) は、より大きい排水負荷流量に対応できるように、中高層用 (Type A~E) に比べて高さが155mm長く、羽根形状のガイド(水流を減速させて管壁に沿った旋回流を形成させるための構造)が1枚多く配置されている。なお、継手の床スラブ貫通部は、継手周辺に生じる隙間にモルタルを充填して埋め戻した。

b) 排水方法と排水負荷流量

排水方法(図-1)は、任意の排水負荷流量(以下、単に流量と呼ぶ)が効率的に排水可能な汲み上げ式ポンプによる排水系統(排水系統1)に加え、ポンプ稼働音の影響を受けずに比較的長時間にわたって一定の流量の排水が可能な貯水槽(容量: 180L)による排水系統(排水系統2)の2系統とした。流量 Q の設定は、排水系統1は Q=1.7~10.0 L/s、排水系統2は Q=3.0 L/s である。排水階は排水系統1の場合が表-2のように9~6階の各階から1階当たりの排水可能流量(Q=2.5 L/s)に分

割して排水し、貯水槽の場合は8階からとした。なお、一般的な衛生設備からの平均流量は、便器が $Q=1.5$ L/s、浴槽が $Q=1.0$ L/s 程度であり¹²⁾、例えば $Q=5.0$ L/s の条件は3~5台の器具から同時排水されたときに相当する。

(3) 排水騒音の測定および分析方法

排水騒音の測定は、マイクロホン PS と LR 内それぞれの中央付近の高さ 1.2m 点 (図-1 中の●印の位置) に設置し、データレコーダに同期して収録した。なお、測定室外部の排水騒音以外の音の影響を確認するために、測定室外部にもマイクロホンを1点配置した。分析におけるサンプリング時間は、実時間分析器により 100 ms 間隔とした。測定回数は、各管種とも排水系統1の場合が3回、排水系統2の場合が2回である。

3. 排水騒音の測定結果

(1) 音圧レベルの時間変化

図-3は、排水系統2 (流量 $Q=3.0$ L/s) による Type A における排水騒音の A 特性音圧レベルの時間変化である。時間は排水開始後 20~40 s の 20 s 間で、A 特性の 1/1 オクターブバンド音圧レベル (中心周波数 125 Hz~8 kHz)、および各レベルをエネルギー合成した A 特性音圧レベル ($L_{A,100ms}$, オーバーオール値) を示している。なお、2回の測定結果を比較して表したものである。

A 特性音圧レベルでは、測定した2回とも20 s 間においてほぼ一致した結果となっている。また、1/1 オクターブバンドごとの結果から、250 Hz 以下の低音域における音圧レベルの時間変化の幅が 10 dB 程度みられるが、通常の住戸内で問題となりやすい 1 kHz 以上の高音域では音圧レベルの変化幅は比較的小さいことが確認できる。

図-4に、排水系統1と2による Type A での PS と LR 内における A 特性音圧レベルの時間変化を比較した結果を示す。図-4(a)は排水系統2 (流量 $Q=3.0$ L/s)、図-4(b)は排水系統1 (流量 $Q=3.0\sim 7.5$ L/s) による結果である。排水系統1では、排水中に発生するポンプ稼働音の影響を除くため、指定の排水流量に到達した後にポンプを停止させ、その直後から 5 s 間を切り出して時間変化を示している。

両排水系統における流量 $Q=3.0$ L/s の結果を比較すると、排水系統1におけるポンプ停止直後の音圧レベルは、排水系統2と同程度である。その後、排水階から排水された水が測定階まで到達して流れ終わる過程において音圧レベルが徐々に低下する傾向がみられる。さらに大きい流量 ($Q=5.0\sim 7.5$ L/s) においても同様に、ポンプ停止後は音圧レベルが低下していく傾向がみられる。

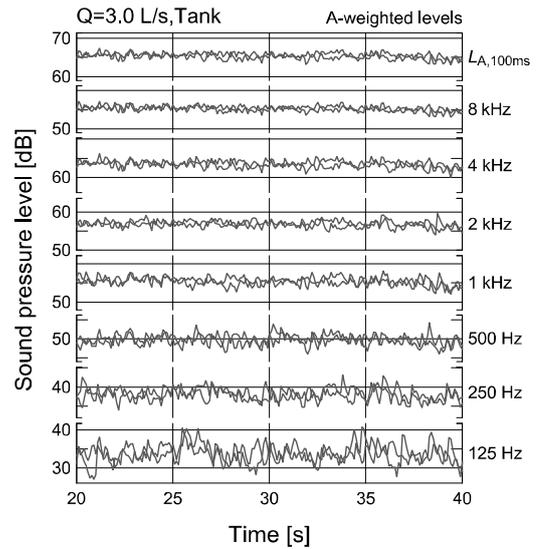
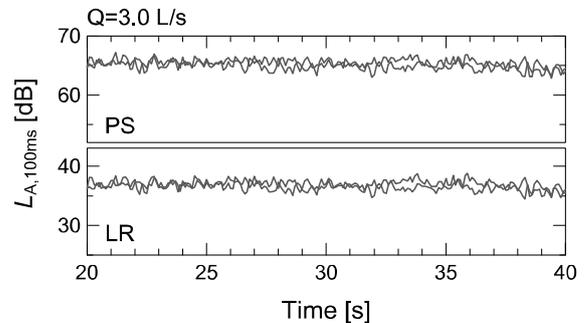
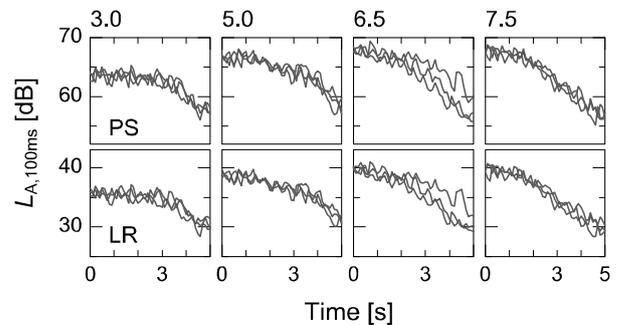


図-3 PS内における1オクターブバンド音圧レベルの時間変化 (Type A, データ数: 2)



(a) 貯水槽 (データ数: 2)



(b) 汲み上げ式ポンプ (データ数: 3)

図-4 PS と LR 内における A 特性音圧レベルの時間変化 (Type A)

(2) 排水系統の違いによる排水騒音の変化

上記の結果より、排水騒音の測定指標として、排水系統2の場合は排水開始後 20~40 s 間における 20 s 間の時間平均音圧レベル $L_{peq,20s}$ 、排水系統1の場合はポンプ停止直後から 5 s 間の時間率音圧レベル $L_{p5,5s}$ (90%レンジの上端値) に着目し、両指標の分析結果を比較した。

図-5に、Type A での PS と LR 内における $L_{peq,20s}$ と $L_{p5,5s}$ の A 特性 1/3 オクターブバンド音圧レベルの例 (流

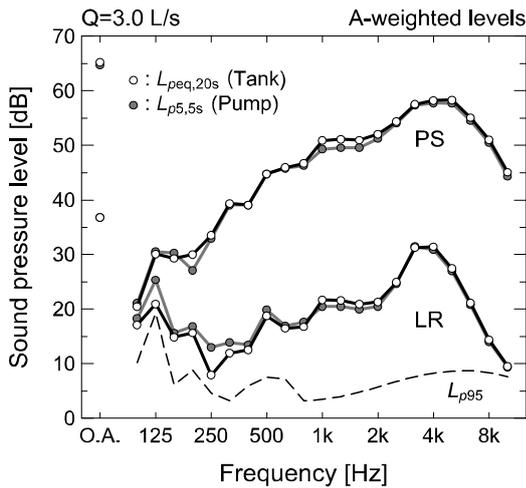


図-5 PS と LR 内における排水騒音の音圧レベル (Type A, 各測定値の算術平均)

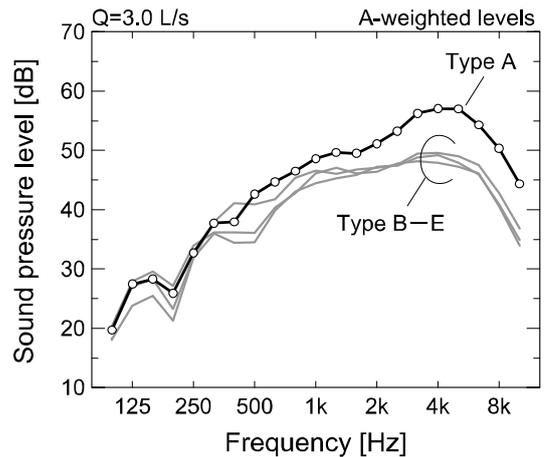


図-7 PS 内における各管種の排水騒音の音圧レベル (各測定値の算術平均)

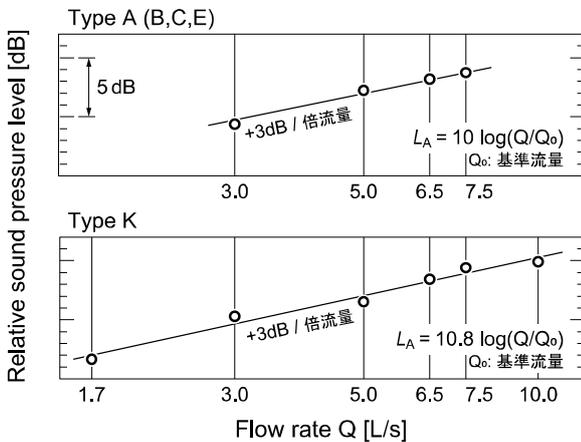


図-6 排水負荷流量と音圧レベルとの関係 (PS 内, 各値の算術平均)

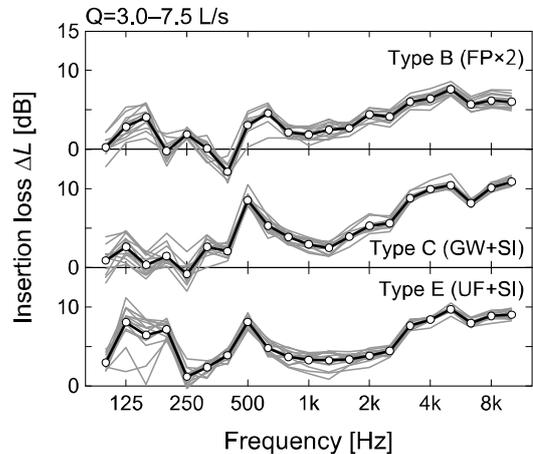


図-8 各被覆処置による音圧レベル低減量 (PS 内, データ数: 15)

量 $Q=3.0$ L/s, 排水系統1,2ごとの算術平均値)を示す。これより、 $L_{peq,20s}$ と $L_{p5,5s}$ の両値は、PSとLR内ともに500 Hz以上の中高音域においてほぼ一致した結果となっており、4 kHz付近の帯域を中心とした高音域が卓越した傾向を示している。なお、LR内では250 Hz以下の低音域において $L_{peq,20s}$ と $L_{p5,5s}$ とで多少の差がみられるが、LR内における暗騒音(図中の破線 L_{p95})の影響を受けている可能性もあると考えられる。

(3) 排水負荷流量による音圧レベルの変化

図-6に中高層用(Type A, B, C, E)および超高層用(Type K)のそれぞれの管種について、流量とA特性音圧レベルとの対応を示す。なお、横軸の流量 Q は対数で表している。中高層用の管種については、Type A, B, C, EにおけるA特性音圧レベルを流量ごとに算術平均した結果を示している⁷⁾。流量の範囲は、中高層用(Type A, B, C, E)は $Q=3.0\sim 7.5$ L/s, 超高層用(Type K)は

$Q=1.7\sim 10.0$ L/sである。

これより、両者とも既往の研究^{3,4)}と同様、流量の対数に比例して音圧レベルが増加し、流量が2倍になると音圧レベルが3 dB程度増加する傾向がみられる。また、中高層用と超高層用の管種では継手内部の構造が異なるが、両者の傾向に大きな差はみられなかった。

(4) 被覆材による排水騒音の低減効果

図-7に、中高層用の4管種(Type A, B, C, E)によるPS内でのA特性の1/3オクターブバンド音圧レベル(流量3.0 L/s, 測定系統1,2を併せた算術平均値)を示す。立て管に被覆を施していないType Aでは、前述のように4 kHz付近の帯域を中心とした高音域が卓越する傾向がみられる。一方、立て管に被覆材を巻いたType B, C, Eでは、その高音域を中心に音圧レベルが低減している傾向が確認できる。

図-8に、Type Aに対するType B, C, Eのそれぞれにお

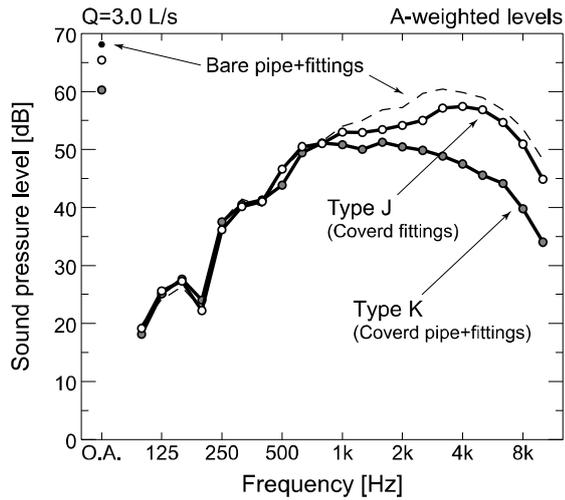


図-9 継手部の被覆処置の有無による排水騒音の音圧レベルの比較 (PS内, 各測定値の算術平均)

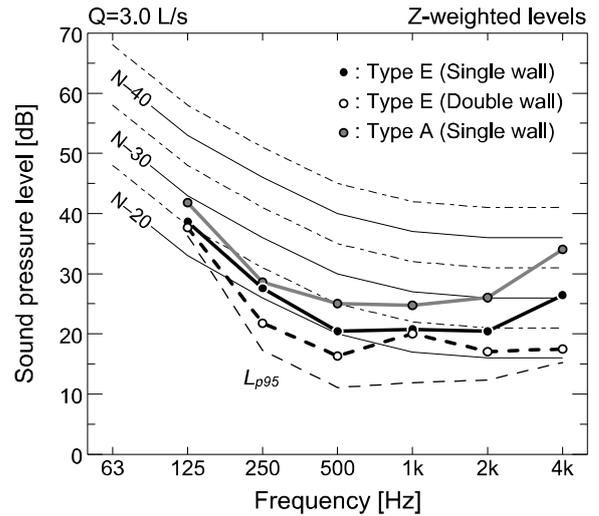


図-11 界壁の仕様ごとの排水騒音の音圧レベル (LR内, 各測定値の算術平均)

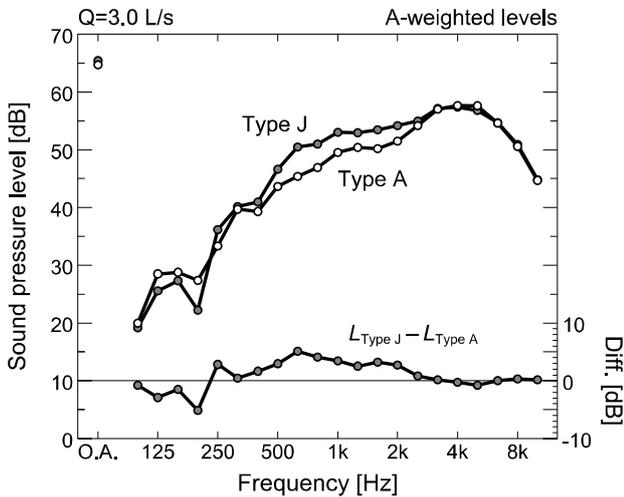


図-10 継手構造ごとの排水騒音の音圧レベル (PS内, 各測定値の算術平均)

ける音圧レベルの低減量 ΔL を求めた結果を示す。図中の細線は流量 $Q=3.0\sim 7.5$ L/sにおける ΔL , 太線はそれらの算術平均値を示す。これより, 細線で示した ΔL の結果はばらつきが少なく, 各流量における低減量 ΔL はほぼ一致した結果となっている。また, 高音域における低減量 ΔL に着目すると, 耐火被膜を用いた Type B では ΔL が $5\sim 6$ dB程度であるのに対し, グラスウールあるいはウレタンフォームと遮音シートを併用した Type C, E では ΔL が $8\sim 10$ dB程度と, Type B よりも大きい低減量が得られている。なお, 低音域における効果量は前述した暗騒音の影響を受けた可能性があると考えられる。

さらに, 全ての管種に共通して施した継手の被覆材 (UF + SI) の低減効果を把握するため, 超高層用の管種について, 継手のみに被覆を施した Type J, および立て管と継手に被覆を施した Type K に加え, 立て管と継

手ともに被覆を施していない条件 (Bare pipe and fittings) を加えた 3 条件で同様の実験を行った。

図-9 は, PS 内における A 特性の 1/3 オクターブバンド音圧レベルの例 (流量 3.0 L/s, 排水系統 1, 2 を併せた算術平均値) である。立て管と継手ともに被覆を施していない Bare pipe + fittings (図中, 点線で示す) に対し, 立て管と継手の両方を被覆した Type K では, 中高層用と同様, 高音域を中心に音圧レベルが大きく低減しているが, 継手のみを被覆した Type J においても 2 kHz の帯域を中心とした高音域において音圧レベルが 2~5 dB 程度低減されている。

(5) 継手の構造の違いによる排水騒音の変化

図-10 に, 継手内部の構造が異なる中高層用 (Type A: ガイド 2 枚) と超高層用 (Type J: ガイド 3 枚) のそれぞれの管種における A 特性の 1/3 オクターブバンド音圧レベルを比較した結果の例 (流量 3.0 L/s, 排水系統 1, 2 を併せた算術平均値) を示す。これより, 超高層用の Type J は中高層用の Type A に比べ, 500 Hz~2 kHz の帯域で 2~5 dB 程度音圧レベルが大きい傾向がみられるが, 両者とも音圧レベルが卓越している 4 kHz 付近の帯域ではほぼ同じ音圧レベルとなっている。

(6) 界壁の仕様の違いによる排水騒音の変化

PS と LR とを隔てる界壁の仕様について, 厚さ 9.5 mm の石膏ボード 1 枚とした場合と, 厚さ 9.5 mm + 12.5 mm の石膏ボード 2 枚とした場合の LR 内の音圧レベルを比較した。図-11 に, 両界壁仕様での Type E (UF + SI) を用いた LR 内における Z 特性の 1/1 オクターブバンド音圧レベルの例 (流量 $Q=3.0$ L/s, 排水系統 1, 2 を併せた

算術平均値)を示す。また、参考として、界壁仕様の違いによる音圧レベルの変化量と前述した被覆材による音圧レベルの変化量の比較のため、Type A (立て管の被覆無し)の結果も併せて示す。なお、本検討では、主に設備機器類からの発生騒音に対する居室内騒音の評価方法として、日本建築学会が示しているN等級の評価曲線を併記するため、周波数重み付け特性をZ特性とした音圧レベルで示している。

界壁の仕様が石膏ボード1枚と2枚とを比較すると、250 Hz～4 kHzの帯域において、2枚の場合が1枚に比べ音圧レベルがおおむね5 dB程度小さくなる傾向がみられる。前述した被覆材による音圧レベルの低減効果は、Type AとType Eの結果から主に500 Hz以上の高音域でみられるが、界壁が石膏ボード1枚と2枚での音圧レベルの低減効果は、250 Hz以上の帯域を含む広い周波数の範囲に表れている。なお、N等級での評価としては、Type Eで界壁を石膏ボード1枚とした場合でN-30となっている。これは、建築学会が定める集合住宅の居室内における騒音等級の1級(建築学会推奨性能水準)であるN-35を下回る結果となっている。

4. まとめ

中高層および超高層の集合住宅などに採用され始めている樹脂製の排水システムを設置した排水実験タワーを用いて、排水方法、排水負荷流量、立て管および継手の被覆処置、パイプシャフトの界壁仕様など、種々の条件における排水騒音の測定を実施した。その結果、主に以下の傾向が確認できた。

- ①音圧レベルの時間変化の性状が排水方法によって異なる場合における時間平均音圧レベル L_{peq} と時間率音圧レベル L_{p5} など各測定指標の対応
- ②排水負荷流量の増加による排水騒音の音圧レベルの変化
- ③立て管および継手の被覆材やパイプシャフトの界壁仕様の違いによる排水騒音の低減効果

なお、本研究は排水立て管と継手が垂直に配管された条件での実験である。横引管など管路の形状が異なる場合も、引き続き実験および検討を重ねていきたい。

謝辞：本研究の遂行にあたり、名城大学 岡田恭明教授にご指導をいただきました。株式会社小島製作所 小島誠造代表取締役、岩槻剛史氏、名城大学大学院生 間瀬圭祐氏には実験にご協力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 日本騒音制御工学会編：建物における騒音対策のための測定と評価、技報堂出版、pp.119-137、2006
- 2) JIS A 1429:2007、建築物の現場における給排水設備騒音の測定方法
- 3) 嶋田泰、安岡博人、塚本幸助、小島誠造：集合住宅の排水立て管騒音に関する研究、日本音響学会騒音・振動研究会資料 N-2004-54、2004
- 4) 土屋裕造、山内崇：排水タワーを用いた脚部継手・オフセット排水管流水発生音測定例、戸田建設技術研究報告、第42号、pp.2-1-2-5、2016
- 5) 河原塚透、平松友孝、大川平一郎：排水管管壁からの放射音に関する実験的検討、騒音制御、Vol.22、No.6、pp.346-352、1998
- 6) 大脇雅直：集合住宅における排水立て管の発生音の低減対策、音響技術、No.145、pp.39-42、2009
- 7) 市川友己、間瀬圭祐、岡田恭明、吉久光一：排水立て管・継手から発生する騒音の測定指標に関する一検討、騒音制御、Vol.44、No.3、pp.149-154、2020
- 8) 市川友己、岡田恭明、吉久光一、嶋田泰、岩槻剛史：排水立て管・継手部から発生する流水音の放射特性に関する実験的検討、日本音響学会講演論文集、pp.649-650、2019
- 9) 間瀬圭祐、岡田恭明、吉久光一、市川友己：音圧レベルが変動に着目した排水設備騒音の計測評価事例、日本音響学会建築音響研究会資料、N-2020-32、2020
- 10) 河村憲彦、坂上恭助、小島誠造、張月、永井秀典：集合住宅の排水立て管システムの排水能力に関する一考察、空気調和・衛生工学会学術講演論文集、pp.1077-1080、2002
- 11) 小島誠造、河村憲彦、馬場淳：集合住宅用特殊継手排水システムに関する実験研究、空気調和・衛生工学会中部支部学術講演論文集、pp.175-178、2005
- 12) 土井巖：図解入門 よくわかる最新給排水衛生設備の基本と仕組み、秀和システム、p.150、2019

寒冷地における複合微生物製剤を利用した油汚染の浄化

Purification Work of Oil Contamination using Complex Microbial Preparations in Cold Regions

環境・エネルギー技術部 伊藤 哲郎 TETSURO ITO
北海道支店 岡崎 久男 HISAO OKAZAKI

寒冷地（北海道）におけるA重油を対象とした油汚染浄化工事において、微生物の分解能力を活用したバイオレメディエーション（バイオオーグメンテーション）技術を適用した。一般に微生物製剤は、微生物活性の関係から、寒冷地における浄化は不向きとされてきたが、本施工事例から、寒冷地でも補助工法を用いることにより、比較的短期間で浄化に適用できることが確認された。本稿では、浄化工事の概要とモニタリング結果、生態系リスク回避などについて報告する。

キーワード：バイオレメディエーション、寒冷地、油汚染、A重油、複合微生物製剤、サステナビリティ

In the purification work for oil contamination by heavy fuel oil A in cold regions (Hokkaido), we applied bioremediation (bioaugmentation) technology that utilizes the ability to decomposed by microorganisms. In general, microbial preparations was considered unsuitable for purification works in cold regions due to microbial activities, but from the results of this purification work case, it has been confirmed that bioremediation technology can be applied even in cold regions in a relatively short period of time by using the auxiliary method. This paper reports the outline of the purification work, monitoring results, ecosystem risk aversion methods.

Key Words: Bioremediation, Cold regions, Oil contamination, Heavy fuel oil A, Complex microbial preparations, Sustainability

1. はじめに

近年、多発する気候危機による自然災害、かつての東日本大震災の津波災害では、多くの油流出災害が発生した。このような災害では、被災範囲が広く、「掘削除去（場外搬出）ではコスト的に現実的でないばかりでなく、環境負荷は過大である。

このような観点から、微生物の分解能力を活用したバイオレメディエーション（バイオオーグメンテーション）技術が徐々に浸透してきたが、適用に際しては、生態系保全の観点から、使用する複合微生物の安全性の確認は重要である。

A重油が対象となる本浄化工事で利用した複合微生物製剤は「オープンハイマー・フォーミュラー・テラザイム」（以下、「バイオ製剤等」）であり、主に親油性の好気性菌から構成され、安全性が確認されたものである。浄化サイト（北海道）は、厳寒期には外気温がマイナ

ス10℃を下回り、地表は春先まで根雪に覆われる厳しい環境である。また、汚染エリアには施設機能上、重要な構造物が点在しており、その機能を生かしながらの構造物下の浄化工事になる。さらに、漏油点付近には不飽和な汚染部位があったほか、埋設配管の関係で地上からの注入が不可能な部位も存在した。寒冷地における微生物を活用した浄化（バイオ浄化）事例の多くは、温暖期に油汚染土壌を一時的に掘削、ランドファーマーミングなどの手法で浄化して浄化土壌を埋め戻す外科的手法が多く用いられている。

しかしながら、これらの手法では、掘削を伴うため、上部の構造物の機能を活かした浄化は不可能となり、浄化施工は温暖期に限定される事になる。

工法の選定にあたっては、掘削除去とバイオ浄化の経済側面と環境側面の比較提案を行い、総合評価の結果、本工法が採用されたが、発注までに時間を要し、浄化工期が大幅に短縮される厳しい工程となった。



写真-1 テラザイム（灰色の粉体）

表-1 浄化対象土量1m³あたりの配合

複合微生物製剤(テラザイム)	: 2 kg/m ³
栄養剤(バイオニュートリエント)	: 2 kg/m ³
必須元素水溶液	: 50 mL/m ³
溶媒(希釈水)	: 20 L/m ³



写真-2 バイオ製剤等の投入



写真-3 攪拌混合

2. 浄化工事の概要

(1) 設計条件

油（A重油：寒冷地用LSA重油）の流出は、地中油送配管の電蝕が原因で地中流出量は約800リットルである。浄化対象は、ボーリング調査による絞り込み調査の結果、面積は1,160m²、浄化対象土量は約2,320m³（GL-1.0m～3.0mの層厚2m）であった。

浄化対象範囲内には、供用中のボイラー室建屋と貯油タンクがあり、供用を継続しながらの浄化工事であった。

地形は沢筋で地下水流が確認され、河川も存在していたため、浄化施工中の地下水流、河川を介しての汚染拡散、バイオ製剤等注入による汚染の汚染区域外への押出しなどを防止する目的で浄化範囲の外周には軽量鋼矢板遮水壁を設置してから浄化施工に着手した。

(2) 浄化前の油分濃度

浄化前の油分濃度は、事前の対象範囲の絞り込みボーリング調査の試料を分析した結果から、土壌の油分濃度（TPH）は最大 11,000mg/kg、地下水油分濃度（TPH）は最大 25,000mg/L と高濃度であり、試掘調査では、地下水面に重油のプルーム（原液溜まり）も確認された。

また、鉱油に比べ分解が難しい原因不明の植物性油脂も検出されたため、浄化設計上の検討課題となった。

(3) 浄化設計（製剤の選定）

土中への漏油量と油種、事前調査の土壌（土性値）ならびに地下水油分濃度、油の流出量、与えられた工期

（約9ヶ月）、発注者の環境保全志向などから、複合微生物製剤「テラザイム（写真-1）」を選定、事前のトリータビリティ結果に基づき、浄化対象土量1m³あたりの配合を表-1のように決定した。

バイオ水溶液は、ポリタンクとハンドミキサーを用いて注入直前に混合した（写真-2、写真-3）。

(4) 浄化工程と浄化目標

浄化工期は、実質6月から翌年2月までの9ヶ月であり、工期後半の3ヶ月は厳寒期であった。

浄化目標は、土壌で 1,000mg/kg 以下、地下水で 10mg/L 以下であった。

土壌の浄化目標については、浄化対象範囲の周囲が、軽量鋼矢板（一部不連続部分は薬液注入工法を併用して連結）で遮水されていて外部からの地下水流入がない事、「油汚染対策ガイドライン」などを判断の基準として、監督官庁と協議のうえ決定した。浄化工期については、漏油からの経過時間、植物性油脂の分解時間なども考慮して決定した。

(5) バイオ注入施工

設計混合されたバイオ混合液の浄化対象層への注入は、ジオプローブ（写真-4）で行い、水平注入ピッチは原則2mメッシュ（格子）、238箇所とした。注入深度



写真-4 ジオプローブ

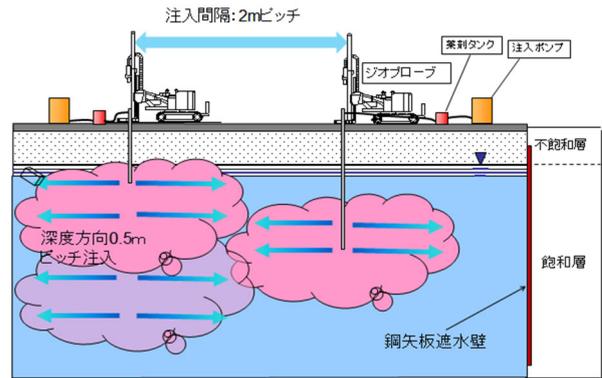


図-1 注入施工のイメージ

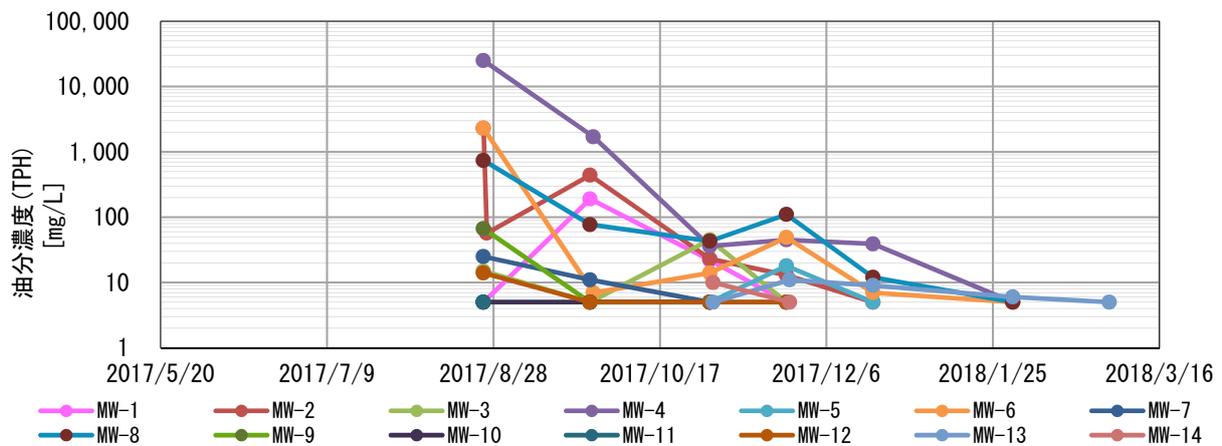


図-2 地下水油分濃度 (TPH) の推移

は、浄化対象層に 50cm ピッチで行った (図-1)。なお、地下埋設配管などの関係から正規の注入位置に注入できない地点については、注入ロッドを斜めにして打設、縦穴からの自然注入を行うなどの工夫を行い、設計注入量を確保した。

(6) 浄化のための補助工法 (複数技術の組み合わせ)

浄化促進には、地中に点在する油の原液溜まり (プリューム) の油を回収する必要があったため、浄化対象範囲内に 14ヶ所のモニタリング井戸を設け、これまでの施工経験から、適宜、揚水位置と注水位置をチェンジしながら、地盤内に人為的な地下水流を生じさせる地下水揚水循環を行い、原液の回収を行なう事で工期の短縮を図った。

また、漏油点付近の不飽和な汚染部位については、浄化に必要な地下水が存在しないため、浄化不良が発生するので、微生物活性に支障の無い界面活性剤を助剤として加えたバイオ混合液を地表面から浸透させ、油分の飽和層への降下を促進して浄化不良を回避した。

3. 浄化進捗モニタリング結果

(1) 地下水油分濃度の推移

浄化前の地下水油分濃度 (TPH) は、プリュームが存在したモニタリングポイントで最大 25,000mg/L であったが、図-2 に示したとおり、おおむね 6ヶ月で 10mg/L を下回った。夏から秋には、異常気象で気温が高い期間が続き、想定以上に浄化が進み、栄養剤の消費が激しい状況が進捗モニタリングで確認された。油分濃度にリバウンド傾向も見られたため、栄養剤を追加したほか、地下水の温度、溶存酸素量の管理、揚水循環など、いくつかの補助工法を併用する事により、浄化目標を達成できた。モニタリングポイントは、漏油事故直後の試掘結果、地下埋設物の状況などから 17点を設定 (浄化面積約 700 m² 毎に 1点の割合) した。

(2) 土壌油分濃度の推移

浄化前の土壌油分濃度 (TPH) については、プリュームが存在したモニタリング井戸の周辺でサンプリングした土壌で最大 16,000mg/kg であったが、図-3 に示したと

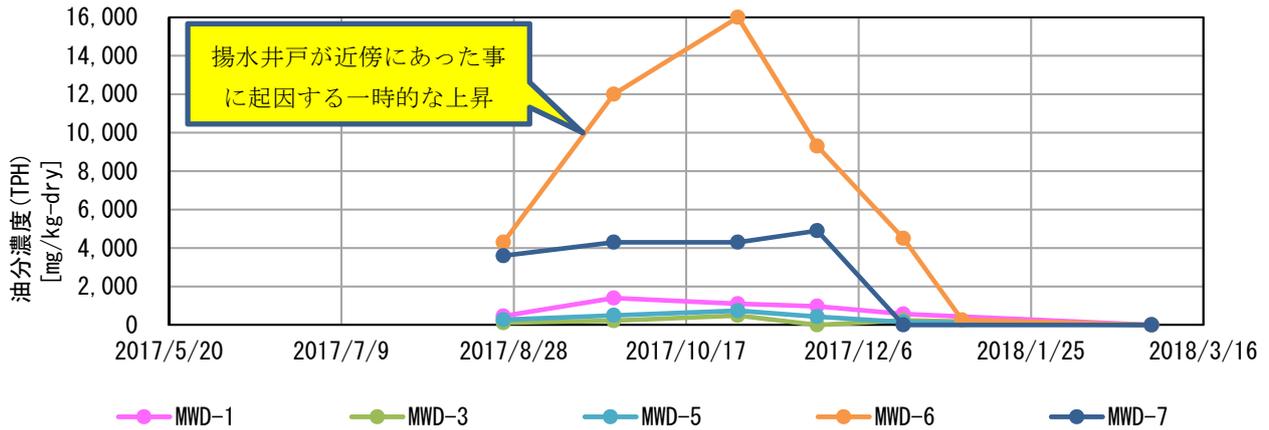


図-3 土壌水油分濃度 (TPH) の推移

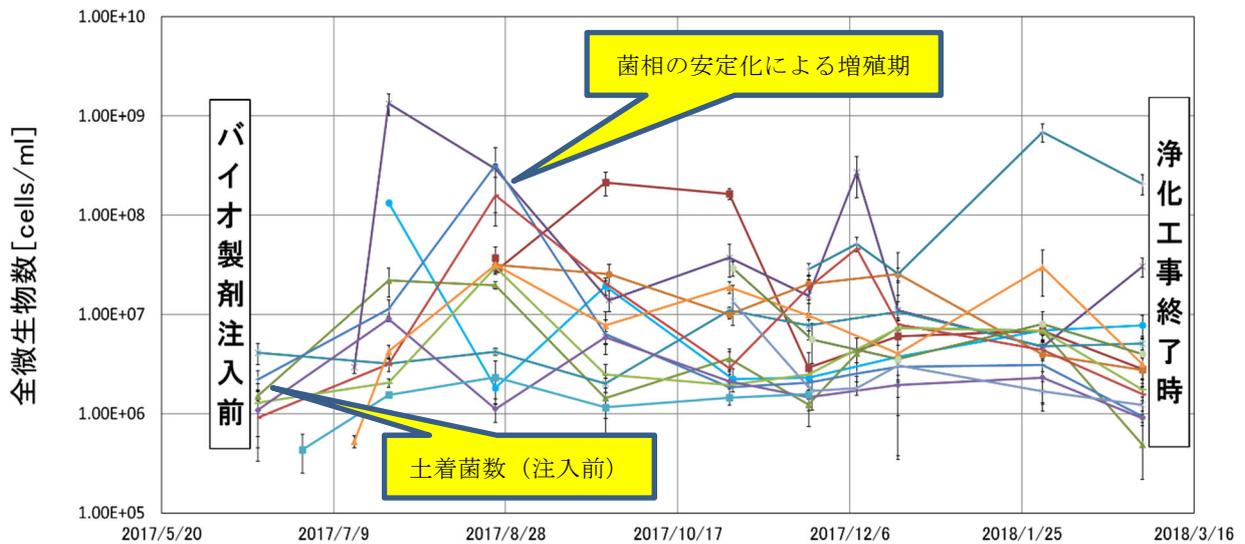


図-4 浄化期間中の全微生物数の推移

おり、おおむね 6 ヶ月で 1,000mg/kg を下回った。一部のモニタリングポイントでは、地下水揚水循環の影響で油分濃度が大きく上昇した。夏から秋には、異常気象で気温が高い期間が続き、地下水同様に想定以上に土壌の浄化が進み、栄養剤の消費が激しい状況が進捗モニタリングで確認され、油分の分解に停滞期が発生したものの、栄養剤追加、補助工法を併用する事により、浄化目標を達成できた。

(3) 全微生物数の推移

バイオ製剤等注入開始前と浄化完了後の全微生物数の総体的な変化(増殖→漸減)の傾向を図-4に示す。

同図から、複合微生物系(コンソーシア)による油分解中は、全微生物数が大幅に増加するが、浄化の進行に伴い、エサである油の減少とともに油類分解微生物も減少(死滅)し、最終的には、汚染物質である油の分解とともに、その場に適した微生物相、微生物数(注入前の土着菌数)に移行、分解を継続すると推察された

(浄化終了後も緩やかに移行)、自主モニタリングを継続してきた。浄化完了から2年が経過した現在では、油分濃度(TPH)は定量下限値未満、油膜・油臭なしの状態まで浄化が進捗、微生物数が注入前の土着菌の微生物数に戻りつつある状況を確認している。

(4) 浄化サイトの地中温度の推移

寒冷地施工の可能性を判断するひとつの指標を得るため、厳寒期における地中温度のモニタリングを併せて実施、その測定結果を図-5に示す。測定は12月から3月下旬で、2月の最低気温はマイナス14℃、根雪80cm、地下水位はGL-1.0m~-1.5m、凍結深度は約GL-0.5mの環境下での測定である。

測定結果から、地表面は凍結状態となる厳寒期であっても、地下水は4~8℃のプラス領域にあり、図-2、図-3の結果と併せて考察すれば、浄化は進行していると判断でき、補助工法を用いる事で寒冷地であってもバイオ浄化技術の適用が可能である事が裏付けられた。し

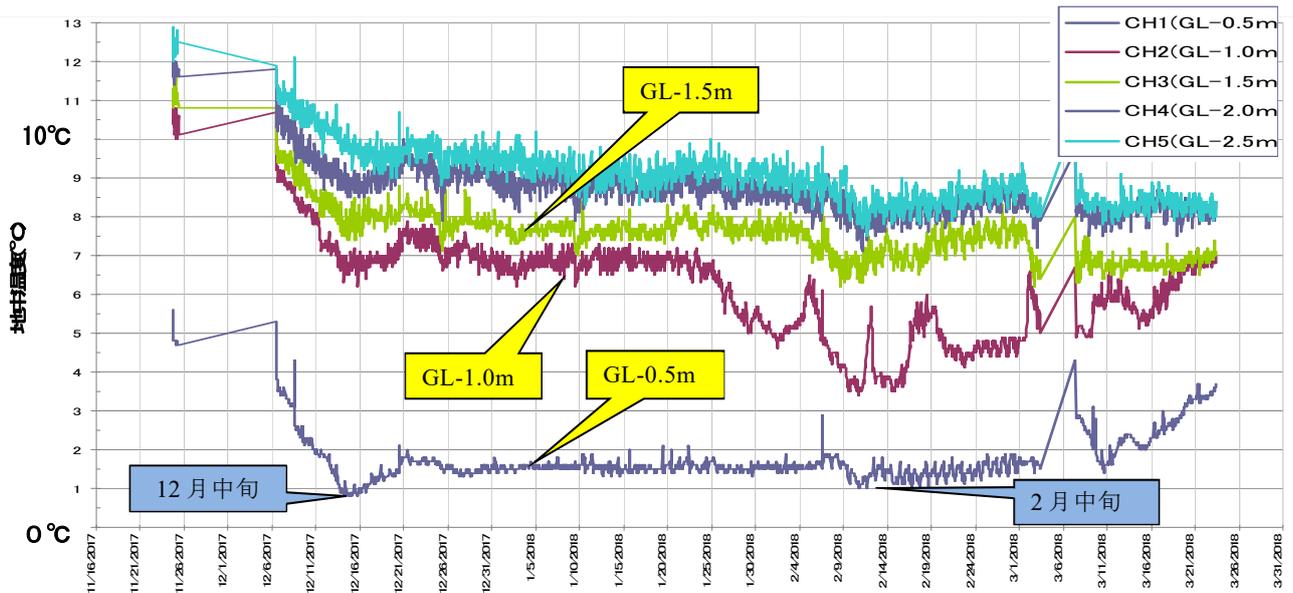


図-5 厳寒期の地中温度の推移

かしながら、厳寒期に凍結した凍結土壌中の微生物については、休眠状態となることから、土壌中の油分の分解は進まないため、凍結深度以浅の浄化は温暖期に進めておく必要がある。

4. 浄化工事費

土留め仮設工事を伴う、掘削除去（良質土埋戻し）の1m³あたりの単価は、一般的に¥40,000～50,000といわれているが、本工場の油汚染土壌の浄化費用は、浄化対象区域周囲に設けた軽量鋼矢板遮水壁の設置費用を含め、上記金額の半分以下の工事費で収まった。掘削除去工事に伴う環境負荷、生態系攪乱などの環境リスクがほとんどない事を考えれば、バイオレメディエーションを活用した原位置浄化工事を普及すべきと判断する。

なお、地盤内への過剰な栄養剤注入を注入することは工事費の増加原因となるだけではなく、地下水への環境負荷増大ともなるため、継続的なモニタリングとその結果のフィードバックが土壌生態系保全の観点から重要である。

5. バイオ製剤の安全性

今回採用した複合微生物製剤「テラザイム」については、自然界に存在する石油分解能力に優れた、分類上、古細菌³⁾と呼ばれるドメインに属し、多種多様な微生物群により構成される。

複数の親油性、好気性菌及び通性嫌気性菌から構成さ

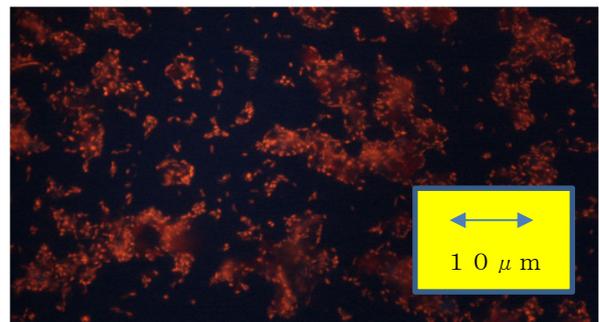


写真-5 染色された微生物群の電子顕微鏡写真

れ、注入された土壌・地下水環境に適した微生物（写真-5）が分解を受け持ち、増殖するため、単一菌と比較すると、適用環境は広いといわれる。

安全性については、国内外の第三者機関によって、マイクロアレイ解析による病原性細菌の有無、水生生物等に対する影響など、生態系に対する安全性試験が行われ安全性が立証されている。また、本技術は「微生物によるバイオレメディエーション利用指針」²⁾に示された、バイオオーグメンテーションに相当する技術である。

今回の浄化進捗モニタリング結果の全微生物数の推移（図-4）から、浄化完了後には、バイオ製剤注入前の微生物数に戻ることが確認できた。

しかしながら、あくまでも全微生物数の推移であり、微生物種の詳細分析については、今後の研究による解明を待ちたい。

6. サステナビリティの確認

微生物を活用した土壌・水質浄化技術は、投入する微生物により、原位置土壌環境に一時的な菌相変化を及ぼすため、周辺の土地利用に配慮した対策工法がサステナビリティ確保の観点から必要となる。

施工にあたっては、生態系リスク回避の観点から、

- ①地形
- ②土質（土層構成）
- ③水文条件
- ④周辺土地利用（特に農業利用）
- ⑤動植物生態系

などを十分に検討、必要に応じて、遮水工の併用と遮水工の性能保全（管理）を行う事が必要となる。

また、上記①～⑤の環境条件を考慮した上で、土地の利活用に応じて浄化基準を検討する事が、浄化コストの削減にもつながる。

7. まとめ

複合微生物製剤「テラザイム」による寒冷地施工では、9か月という短工期で所定の浄化を成し遂げ、バイオ浄化の寒冷地施工が可能であることを実証、補助工法の採用により、寒冷地での通年浄化施工も実現できた。浄化サイトでは、発注者のご厚意により、浄化完了後も2年間の自主モニタリングを継続、長期的なデータを集積、地下水の油膜・油臭なしの完全浄化を実現できた。

本施工での実績により、補助工法を組み入れることにより、「バイオ浄化は寒冷地には向かない」、「冬期間は浄化工事には進まない」という一般的な考え方から脱却させることができた。

複合微生物製剤を活用した、油及び揮発性有機化合物（VOCs）汚染浄化の生物分解メカニズムについては、明解な説明が難しい部分があるが、これまでの浄化施工経験から判断すれば、微生物に「より居心地の良い環境」を供与できれば、更なる浄化能力の向上、浄化工期の短縮が可能である事がわかった。厳寒期の凍結深度以浅以外は、低温であっても緩やかに浄化は進むことも分かった。

8. おわりに

土壌汚染対策は、SDGsの思想から、サステナブル手法で行われるのが原則であるが、現実的には未だ、掘削除去など環境負荷の高い手法が選択されていることは少なくない。特に、掘削除去時の埋戻し土に起因するさま

ざまな生態系攪乱が生じていることは、あまり知られていない。

そのような観点から、安全性の確認されている微生物²⁾を活用した浄化技術普及、LCA、CO²発生抑制など、環境保全の観点からの工法選択は、今後、益々重要となる。今後の油汚染を対象とした微生物浄化の課題は、適用可能油種の拡大、補助工法の開発による浄化期間の短縮、浄化メカニズムの更なる解明であると考えられる。また、浄化に関する新たな補助工法、斜面地における浄化手法などの開発も進めたい。また、分解生成物として僅かに発生するCO²への対策技術の開発も忘れてはならない。

バイオ製剤を活用した浄化技術では、バイオ製剤や栄養剤の追加注入にコストがかかるため、過剰に注入するケースが見受けられるが、過剰な栄養剤の注入は、流末河川の富栄養化などに繋がる観点から、追加注入コストの低減を図るための技術開発も進めたい。

謝辞：本工事の受注にあたりましては、施工実績の少ない寒冷地でのバイオレメディエーション浄化工事ながら、発注者ならびに北海道支店・土木部のご理解、ご協力のもと、さまざまな実証施工にトライさせて頂きました。また、工事竣工後の自主モニタリングに快くご協力、ご指導下さいました発注者ならびに監督官庁のみなさまに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 中央環境審議会土壌農薬部会土壌汚染技術等専門委員会（環境省）：油汚染対策ガイドライン，平成18年3月
- 2) 経済産業省・環境省：微生物によるバイオレメディエーション利用指針，平成17年3月
- 3) 染谷孝：土壌微生物の世界，築地書館，pp.9-10，2020.9
- 4) 経済産業省 環境管理推進室：事業者の土地の利用のための土壌汚染対策ガイド（改訂版），平成31年3月

STRUCTURAL PERFORMANCE EVALUATION OF THE Dura-Bridge® AND MONITORING SYSTEM APPLICATION

超高耐久橋梁 Dura-Bridge®の性能評価と常時モニタリングの概要

構造技術部	ホアン チョン クエン	HOANG TRONG KHUYEN
構造技術部	野並 優二	YUUJI NONAMI
構造技術部	藤岡 泰輔	TAISUKE FUJIOKA
構造技術部	内堀 裕之	HIROYUKI UCHIBORI

コンクリート道路橋では、経年劣化や塩害等による腐食劣化に起因した耐久性の著しい低下や維持管理の負担増加が課題となっており、抜本的な解決策が求められている。そこで、腐食劣化の根源となる鉄筋やPC鋼材を一切使用せず、非腐食材料のみで構造を成立させた超高耐久橋梁を開発し、高速道路橋の別荘谷橋に適用した。この超高耐久橋梁の長期健全性を把握することを目的として、建設直後において総重量40t級の車両静的載荷試験により、ひずみや変位から設計・施工の妥当性を確認した。また、車両落下の動的載荷試験による加振から橋梁の振動特性と外ケーブル張力計測の基礎データを収集した。長期的な性能を評価するため、本橋に設置・運用した自動モニタリングシステムについて述べる。

キーワード： 超高耐久橋梁, 非鉄製, 静的載荷実験, 動的載荷実験, モニタリング

A significant decrease in the durability of concrete bridges due to aging and salt damage is a severe problem recently. To solve this problem, the Dura-Bridge®, that using only non-corrosive materials without using any reinforcing bars or PC steel materials that are the source of corrosion deterioration, has been developed. This type of bridge has been first applied as highway bridges in the Bessodani Bridge. To understand the long-term performance and to validate the design, the bridge was statically tested by verifying strain and displacement under the static loading of a total weight of 40-ton vehicle loaded immediately after construction. In addition, the bridge vibration characteristics and external cable tension measured from vibration were recorded to form foundation data for long-term monitoring by a dynamic test of dropping the vehicle. The automated real-time monitoring system which was installed and put in operation at the bridge was explained in this paper.

Key Words: Ultra-durable bridge, Nonmetallic, Static testing, Dynamic testing, Monitoring

1. INTRODUCTION

The first prestressed concrete bridges date back to almost a hundred years ago, and innovation in PC bridge technology is still accelerating. PC bridges are supposed to require less maintenance work than steel bridges, but their steel strands, rebar are susceptible to be corroded. Beginning with the non-metallic concept of using only non-corrosive materials, avoiding the use of rebars or PC steel strands that cause corrosion deterioration, the ultra-high durability bridge, the

Dura-Bridge®, was developed¹⁾. This non-metallic PC bridge is invented as a result of the development of fiber-reinforced concrete and butterfly web structures²⁾, together with applying the outcomes of research into aramid fiber reinforced polymer, AFRP tendons³⁾ conducted since the 1990s. With ultra-high durability, this type of bridge is expected as a solution for not only solving the demand of reducing maintenance issues in Japan but also forming sustainable infrastructures.

The world's first expressway bridge constructed as an

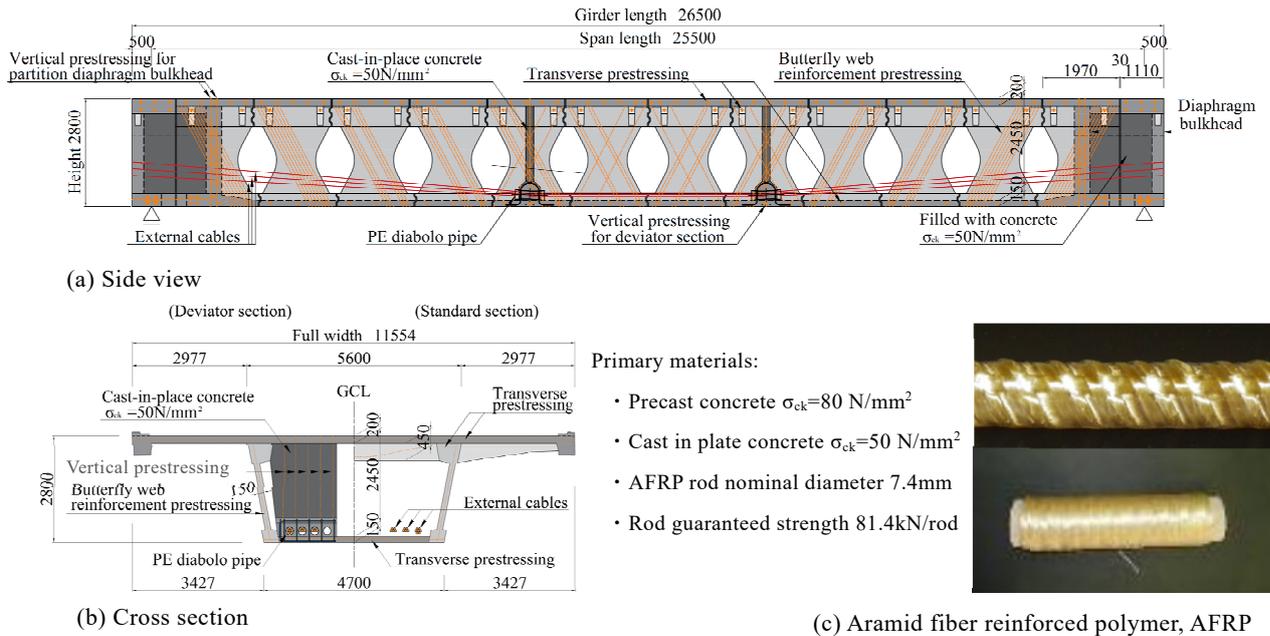
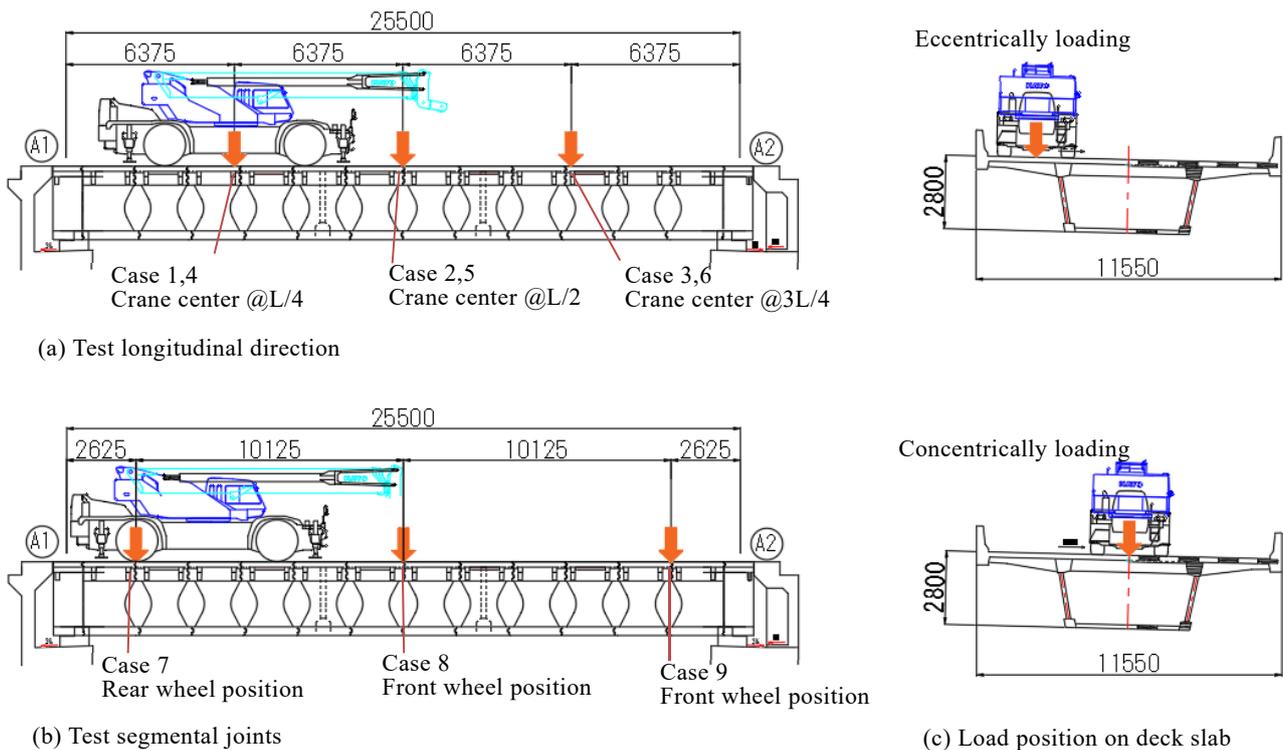


Fig. 1. The Bessodani Bridge



Loading information:

Crane: KATO SL-650R; Gross Weight: 39595kg;
 Front wheel: 19710kg; Rear wheel: 19885kg

Fig. 2. Loadings for static test

ultra-high durability bridge is the Bessodani Bridge in the Tokushima Expressway⁴⁾. This bridge was opened to traffic in December 2020. It is a 25.5 m long single-span bridge with the butterfly web box girder as shown in Fig. 1. This report presents the static and dynamic vehicle load testing using a

40-ton gross weight crane which was conducted to verify design consideration and evaluation of bridge structural performance. The validity of the design and the load-bearing performance of the structure were confirmed from the strain and displacement measured in the static load testing.

Table 1. Measuring parameters in static load testing

No	Components	Parameters	Instruments
1	Slab concrete	Strain	KM strain transducer
2	Web concrete	Strain	Foil strain gauge
3	Web AFRP	Strain	Metal backing strain gauge
4	Deviator GFRP	Strain	Metal backing strain gauge
5	Segmental joint	Displacement	Crack disp. transducer

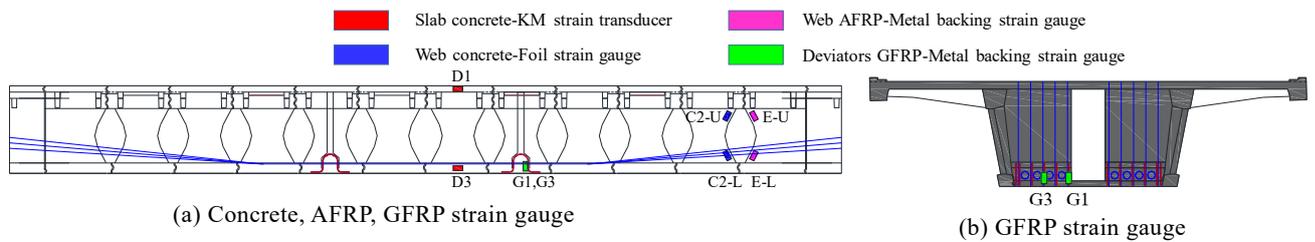


Fig. 3. Measuring instrument in static load testing

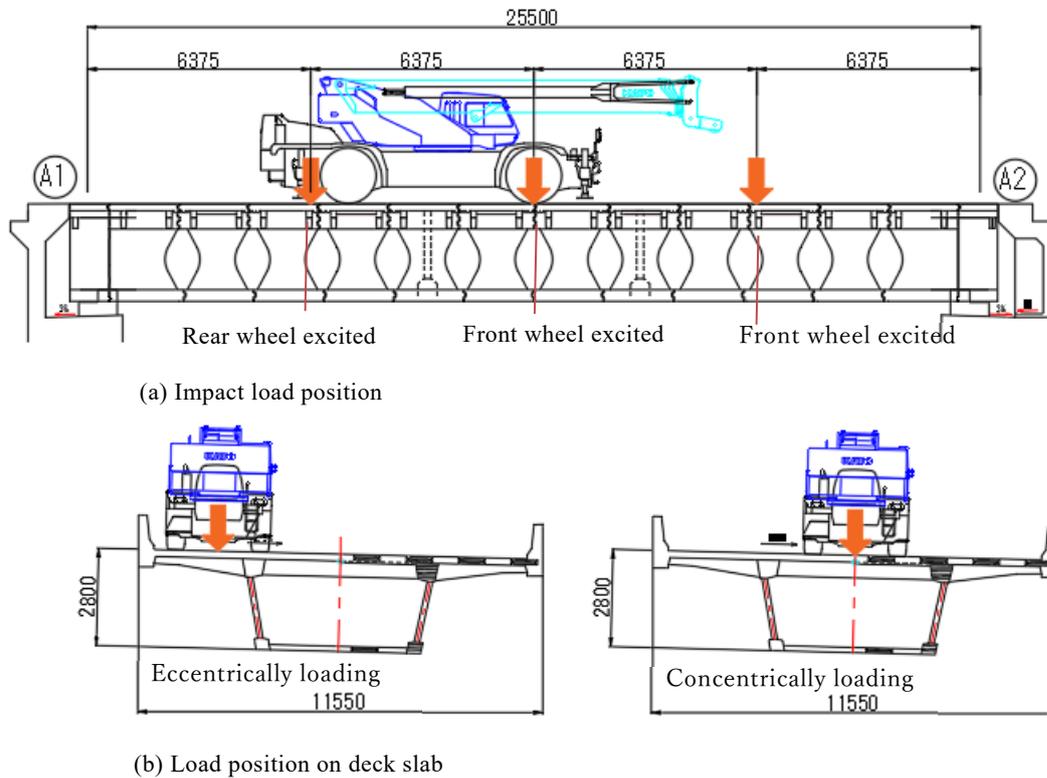


Fig. 4. Loadings for dynamic test

Furthermore, vibration load testing was also conducted by dropping the vehicle on the slab to identify the dynamic characteristics of the bridge as well as estimate the tension in AFRP external cables. The automated real-time monitoring system which is operating to monitor the long-term performance of the Bessodani Bridge was also explained in this paper.

2. LOAD TESTING

2.1 STATIC LOAD TESTING

The static load testing was conducted by a rough terrain crane with a total weight of 40 tons. To confirm the design in the longitudinal direction, the center of gravity of the vehicle was loaded at one-fourth, half, and three-fourth of the span

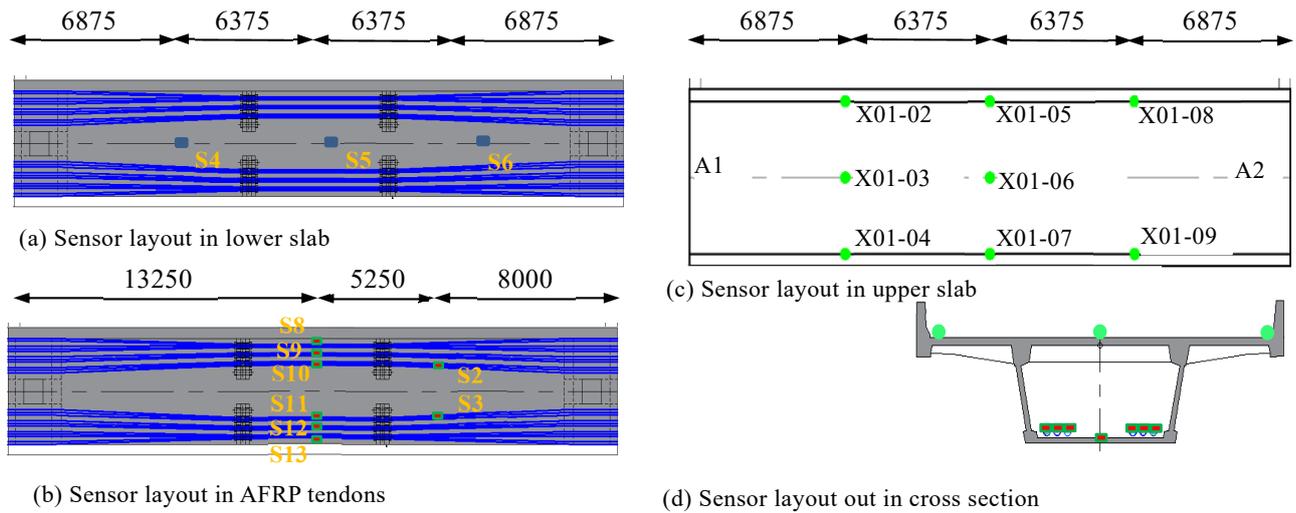


Fig. 5. Measuring instrument in dynamic load testing

Table 2. Static load test strain result

($\times 10^{-6}$)

No	Loading	Upper slab	Lower slab	Butterfly web		Web AFRP rod		GFRP rod	
		D1	D3	C2-U(/)	C2-L(\)	E-U(\)	E-L(/)	G1	G3
Case1	L/4, center	-6	+10	+8	-17	-6	+19	+191	+750
Case2	L/2, center	-9	+17	+19	-28	-16	+28	+188	+709
Case3	3L/4, center	-7	+11	+14	-30	-19	+33	+190	+719
Case4	L/4, cantilever	-3	+8	+0	-6	+5	+6	+196	+763
Case5	L/2, cantilever	-5	+14	+6	-14	+1	+14	+204	+748
Case6	3L/4, cantilever	-3	+10	+7	-14	-4	+17	+204	+750
Case7	L/4, joint	-5	+9	+9	-12	-7	+10	+192	+750
Case8	L/2, joint	-3	+16	+26	-31	-18	+28	+187	+724
Case9	3L/4, joint	-5	+9	+14	-20	-12	+19	+190	+733
Case 0 (Design)	L/2, center	-7.9	+22.9	+31.8	-31.8	-31.8	+31.8	$\leq +2098$	$\leq +2098$

Note: + sign means tensile, - sign means compression.

of the bridge as shown in Fig. 2(a). The loading was introduced both concentrically and eccentrically by loading the crane at deck central and deck cantilever as in Fig. 2(c) in the test of longitudinal direction, making 6 loading test cases from Case 1 to Case 6. In addition, the rear wheel in Case 7, 8 or front-wheel in Case 9 was set right above the segment joint to confirm the segment joint, as shown in Fig. 2(b). The loading was introduced in central of upper deck to form 3 studied cases, Case 7 to Case 9, for the joint test. Hence, there are the total of 9 loading cases in the static load testing. Deck slab concrete strain, web AFRP rod strain, and web concrete strain were measured by instruments as shown in Table 1. The strain in glass fiber reinforced polymer GFRP

which reinforced external cable deviator was also recorded. The segment joint is checked by measuring the relative displacement between segments. The measuring instrument layout is shown in Fig. 3.

2.2 DYNAMIC LOAD TESTING

The purpose of the dynamic load test is to identify the dynamic vibration characteristics of the bridge and external AFRP tendons. The main dynamic parameters of the bridge are natural frequencies, modal shapes. The main dynamic characteristics of external AFRP cables are natural frequencies that allow estimating residual tension prestress in the cables. The dynamic load testing is performed by

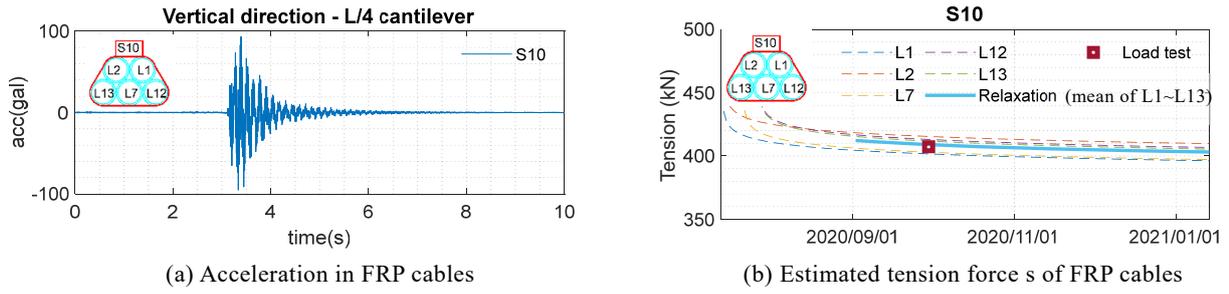


Fig. 6. Estimation of tension stress of FRP external cables

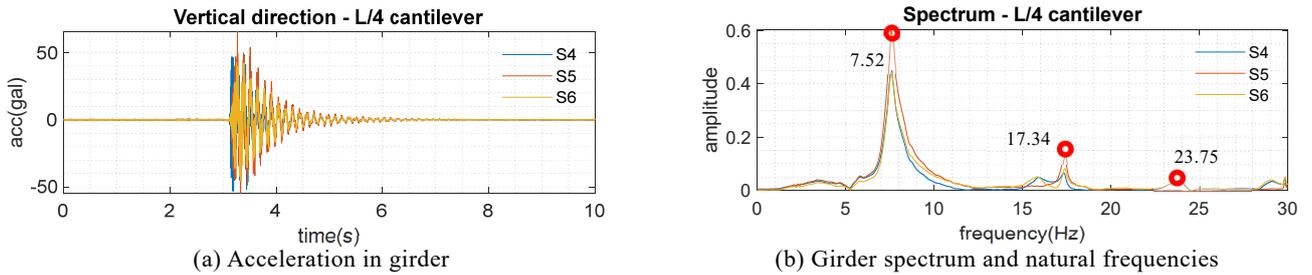
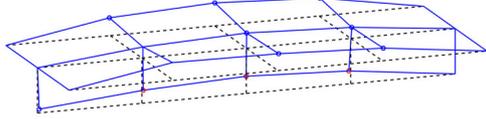


Fig. 7. Bridge natural frequency identification

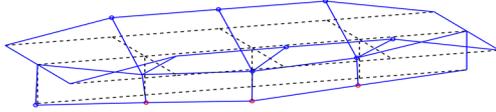
1st longitudinal bending mode

7.52Hz



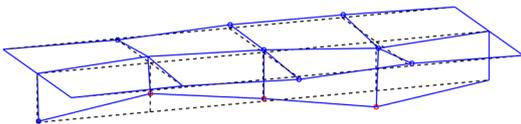
1st transverse bending mode

17.34Hz



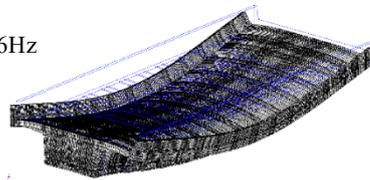
2nd longitudinal bending mode

23.75Hz

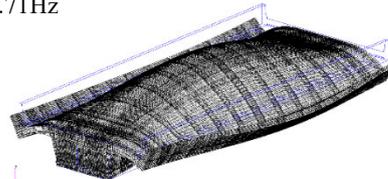


(a) Measurement results

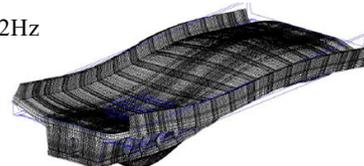
7.66Hz



14.71Hz



23.72Hz



(b) Calculation results

Fig. 8. Vibration modal shapes

dropping the crane on upper slab to make the impacted vibration of the bridge. The same crane with the static load testing, which has a 40-ton gross weight, was employed. Total eighteen excited cases were conducted in three-time

repetition with the excitation location at one-fourth, half, and three-fourth of girder span. The front wheels were stepped on slope which is approximately 20 cm in height installed at half, and three-fourth of the girder span. Then the crane was

dropped down from top of the slope to slab to excite the vibration of the bridge. The same process was conducted to excite the bridge at one-fourth of the girder span with rear wheel stepping on the slope. Both concentric and eccentric excitation on the deck slab was performed as **Fig. 4**. The acceleration of abutment, girder, deck and external cables was measured by a set of accelerometers as shown in **Fig. 5** with a sampling of 800Hz.

3. LOAD TESTING RESULTS

3.1 STATIC LOAD TESTING RESULTS

Table 2 shows representative measurements of the deck slab concrete strain, butterfly web concrete strain, web AFRP rod strain, and GFRP rod strain in static load testing. Under crane static loading at half-span, deck center position, the strain in upper deck slab concrete D1 is -9μ , and lower deck slab D3 is 17μ as shown in Case 2. It is consistent with the value in design value of -7.9μ and 22.9μ respectively as shown in Case 0, designed calculation using simple beam model with section area of 3.997 m^2 , second moment of area of 4.31 m^4 and the actual measurement value of Young's modulus of 41400 N/mm^2 . The strain results in butterfly web concrete, as well as strain of web AFRP rod, are also agreed with design value. The strain in GFRP which reinforced external cable deviator concrete is confirmed much lower than the limit value. The relative displacements between segments also confirmed the joint is not opened when the crane load just above the joint. Hence, the bridge's load-carried performance is validated, and the design calculation is confirmed reasonable.

3.2 DYNAMIC LOAD TESTING RESULTS

The effective prestress in AFRP tendons is needed to be measured but hardly measured by the strain gauge. In this bridge, the external tendon's tension is measured by a vibration-based method which is presented in detail in reference 5). **Fig. 6(a)** shows representative acceleration and estimated prestress in tendons at sensor S10 when crane impacted at $L/4$ span, cantilever deck slab. The S10 sensor measures the vibration of five-tendons L1, L2, L7, L12, L13 which has $9\phi 7.4$ AFRP rods in each tendon. The tension is estimated for the current effective prestress in a $9\phi 7.4$ AFRP rods which represents averaged value of five-tendons L1, L2, L7, L12, L13 as shown in **Fig. 6(b)**. This tension is the result calculated by equation (1) with uniform weight m in

1.2237kg/m , cable free vibration length L in 5.750m and the first natural frequency in 48.773Hz . Relaxation factor $\alpha(t)$ of tension in AFRP tendons is calculated by equation (2) where t is relaxation period of the cable in hours. It confirms that the estimated prestress is well agreed with the calculation which accounted for relaxation of the AFRP rods. Similarly, **Fig. 7** shows an example of acceleration and the spectrum of the girder. Such dynamic properties of the bridge as natural frequencies and modal shapes, including first longitudinal bending mode, first transverse bending modes, and second longitudinal mode are identified as shown in **Fig. 8**. The identified natural frequencies and modal shapes are consistent with FEM analysis. The effective cable stressing, as well as dynamic properties, achieved from dynamic testing is foundation data for this bridge health monitoring.

$$T = 4mL^2 \left(\frac{f_n}{n} \right)^2 \quad (1)$$

$$\alpha(t) = 0.95 - 0.0311 \log(t) \quad (2)$$

4. BRIDGE CONDITION MONITORING

4.1 MONITORING SYSTEM

To monitor the long-term performance of the Bessodani Bridge, a real-time automated monitoring system was installed and operated in the bridge. The system includes three sub-systems as shown in **Fig. 9**. The first sub-system is gauge and transducer system to monitor the strain of concrete components such as deck slab and web concrete, the strain of AFRP rods in web, and GFRP strain cable deviators. The segment joint is checked by measuring the relative displacement between segments in the first sub-system. The second sub-system is accelerometer system including several accelerometers are installed in girder, external cable, and abutment to monitor girder dynamic characteristics, cable tension, and detecting seismic and impact events in real-time. The third sub-system includes cameras which provide a remote observation ability for inspectors at any time. All the data is collecting in the cloud by mobile circuit. Data is visualized on the cloud which can be accessed from mobiles, tablets or desktops. If any seismic event, impacted event on the bridge, or any anomalies in cable tension or relative displacement between segment joints would be detected, the alert notification will be mailed to the bridge administration and inspectors in real-time.

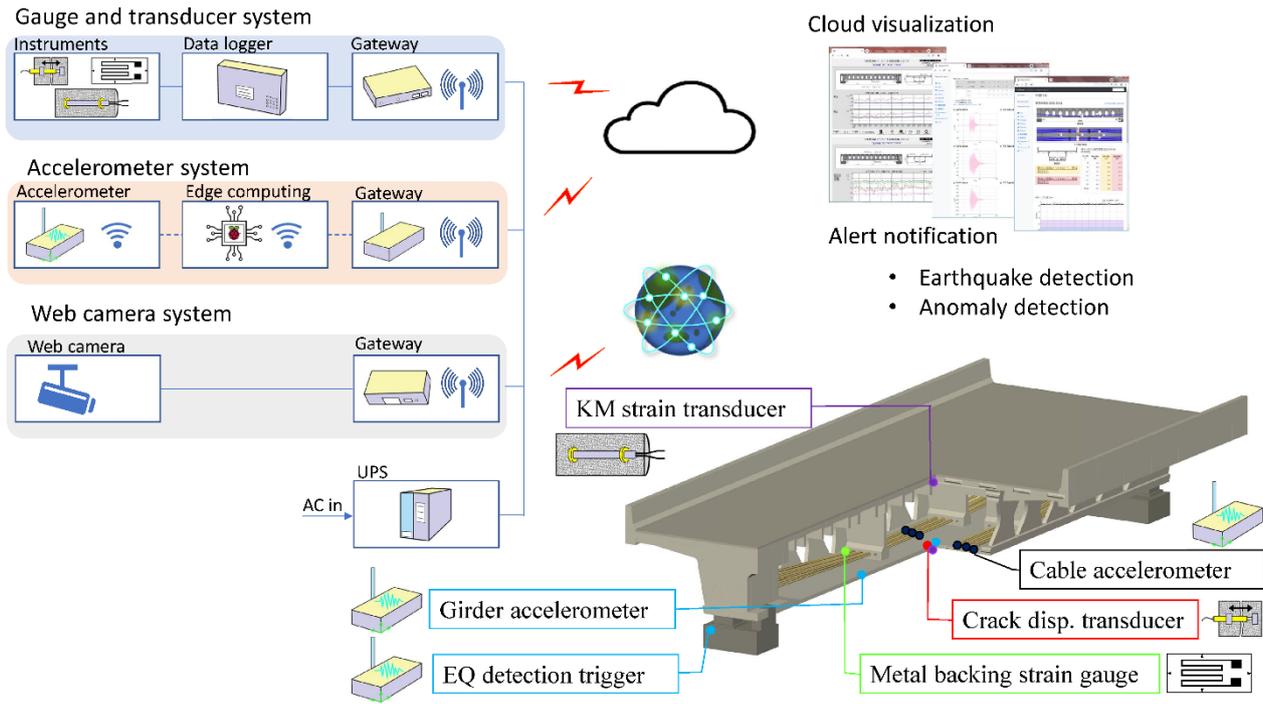


Fig. 9. Automated real-time monitoring system in the Bessodani Bridge

Table 3. Indicators for bridge condition monitoring

No	Indicators	Instruments	Threshold
1	Earthquake detection	Accelerometers	Earthquake intensity
2	AFRP cable tension	Accelerometers	Cable tension
3	Segmental joint	Crack displacement transducer	Crack width

4.2 EXTREME EVENT DETECTION

Detecting earthquake and intensity estimation was designed as a key function of the monitoring presented in this paper. The trigger nodes setting at abutment track the occurrence of the earthquake. Earthquakes are detecting by tracking RMS acceleration in the trigger node. If RMS acceleration becomes larger than a predefined threshold, an earthquake will be defined to occur, and the alert email will be sent the bridge administration and inspectors.

4.3 CONDITION MONITORING

Anomaly detection and bridge condition monitoring are critical key functions of the monitoring system in the Bessodani Bridge. The strain and displacement are collecting every hour and acceleration is measuring continuously. Based on these data, the condition of the bridge is automatedly monitoring in real-time through three indicators as shown in Table 3. Detail of anomaly detection algorithm can be found

in reference 6). If measured values of any indicators excess their threshold, the system will mail an alert to bridge admission and inspectors in real-time.

5. CONCLUSION

This report presents the static and dynamic load testing of the Bessodani Bridge, the first ultra-high durability highway bridge, using a 40-ton gross weight crane. The consistency of strain and displacement measured in static test with calculated values confirms the design and the bridge performance. Prestress in AFRP external tendons, which are estimated by dynamic load testing, confirms an agreement with stress relaxation loss in design. The dynamic properties of the bridge such as natural frequencies and modal shapes are also identified. An automated real-time monitoring system integrated with strain gauges, displacement transducers, accelerometers, and web cameras were operated

to monitor the performance of the bridge in real-time. Based on foundation data achieved from bridge testing, the condition of the bridge is monitored through several indicators in real-time. The system also integrated cloud technology to give a data access and visualize data at any time from mobiles, tablets or desktops. Alert notation will be mailed to bridge administration and inspectors when any abnormal condition of the bridge is detected in real-time.

Acknowledgement: The Bessodani Bridge is the achievement of joint research between Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd and West Nippon Expressway Co., Ltd. To confirm the long-term performance of the bridge, the monitoring system presented in this paper was installed and put in operation. Sensing network in this system is as a part of the joint research between Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd and Sonas Inc., Authors express their sincere gratitude to cooperation from these co-researchers.

References

- 1) Ogata, T., et al. "Development and construction of Ultra-durable bridges.", Concrete Engineering, Vol. 54, No.4, pp.387-392, 2016.
- 2) Kasuga, A. : "Effects of butterfly web design on bridge construction", Structural Concrete, Vol.18, pp. 128–142, 2017.
- 3) Asai, H. : "Research on practical application of adhesively anchored aramid fiber as tensioning and reinforcing material", Doctoral thesis, Tokushima University, 2012.
- 4) Matsuo, Y., Wada, Y., Fujioka, T., Nagamoto, N.: "Construction of non-metal bridge", the fib Symposium 2021, 2021.
- 5) Uchibori, H., Khuyen, H. T., and Nagamoto, N.: "Vibration based method for estimating stress in AFRP external cables", the 29th Symposium on the Development of Prestressed Concrete, 2020.
- 6) Khuyen, H. T., et al. "Vibration-based anomaly detection method for structural health monitoring of in-service structures under ambient vibration", Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Sustainability and Innovations, CRC Press, pp.3547-3554, 2021.

免震層層間変位モニタリングシステムの開発 —ジョイスティック変位計の概要—

Development of Interlayer Displacement Monitoring System for Seismic Isolation Layer - Outline of Displacement Sensor using a Joystick -

免制震技術部 長谷川 毅 TAKESHI HASEGAWA
免制震技術部 川島 学 MANABU KAWASHIMA
免制震技術部 西村 佳也 KAYA NISHIMURA
免制震技術部 神山 圭佑 KEISUKE KAMIYAMA
免制震技術部 原田 浩之 HIROYUKI HARADA

免震層の地震時挙動を把握するために、ジョイスティックを使用した変位計を考案した。本変位計は直交する2方向の変位を同時に計測できるものであり、最大で±800mmまでの変位に対応している。本変位計の実用性を確認するために、試作機を製作し、加振実験を実施した。その結果、地震時における免震層の不規則な動きにも十分に追従して変位を計測できることが確認できた。

キーワード：免震建物，地震観測，モニタリング，変位計，ジョイスティック

The authors devised the displacement sensor using a joystick in order to grasp the displacement of the seismic isolation layer during an earthquake. This sensor can measure displacements in two orthogonal directions at the same time, and supports displacements up to ± 800mm. To confirm the utility of this sensor, we made the prototype and conducted vibration tests. As a result, it was confirmed that this sensor can measure the displacement by sufficiently following the irregular movement of the seismic isolation layer during an earthquake.

Key Words: Seismic isolated building, Seismic response observation, Monitoring, Displacement sensor, Joystick

1. はじめに

地震後における建物の健全性や継続使用の可否を適切に判断する手段として、建物応答のモニタリングシステムは非常に有効である。免震建物の場合、地震時の建物応答は免震層の振動特性に支配されるため、免震層の挙動、特に層間変位を正確にモニタリングできるシステムが必要である。

免震層の層間変位をモニタリングするシステムとしては、板に針で傷をつける簡易な記録計^{例えば1)}(以下、けがき式記録計と称する)が多く採用されている。ただし、けがき式記録計で得られるのは層間変位の軌跡であるため、免震層の最大変位やその発生方向はわかるものの、層間変位の時刻歴はわからない。層間変位の時刻歴を得るために、ワイヤー式やレーザー式の変位計を設置

する場合もあるが、これら変位計は1方向の変位しか計測できないため、水平2方向に動く免震層の層間変位を計測するためには最低2台が必要となり、設置空間の確保や経済性に課題が残る。一方、免震層の上下に加速度計を設置し、加速度の時刻歴を数値積分して変位の時刻歴を得る方法もあるが、加速度計の基線ずれや電気ノイズの影響を軽減するための手法の違いによって積分結果に差が出ることや、残留変位が評価できないことがあるため、変位を直接計測する方が良いと考えられる。

本報では、以上の状況を鑑みて開発を進めている免震層層間変位モニタリングシステムの概要を示すとともに、免震層の層間変位を直接計測するために開発した、角度センサにジョイスティックを使用した変位計(以下、ジョイスティック変位計)の構造と加振実験について報告する。

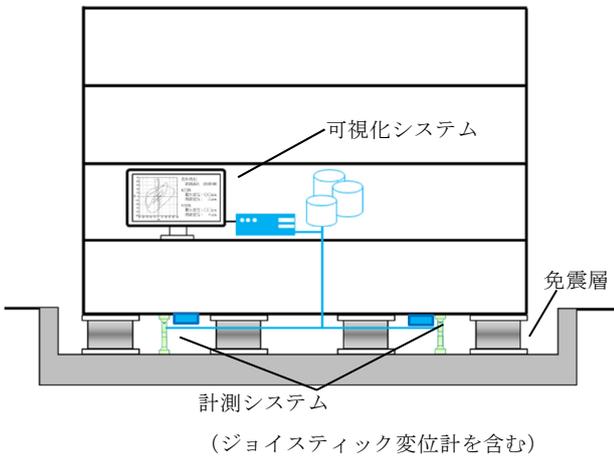


図-1 免震層層間変位モニタリングシステム

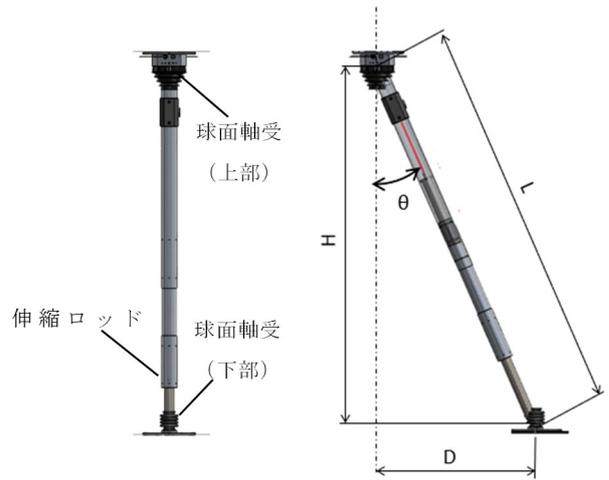


図-3 ジョイスティック変位計全体図

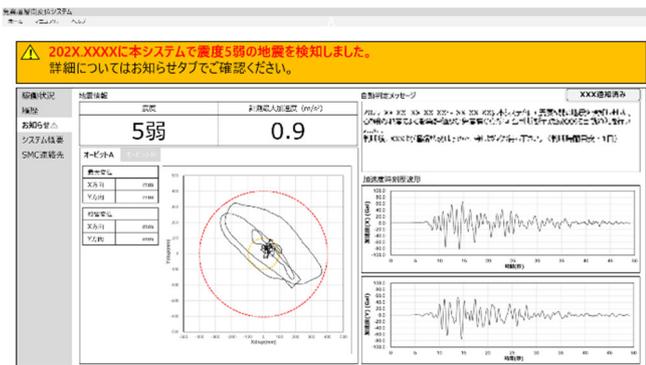
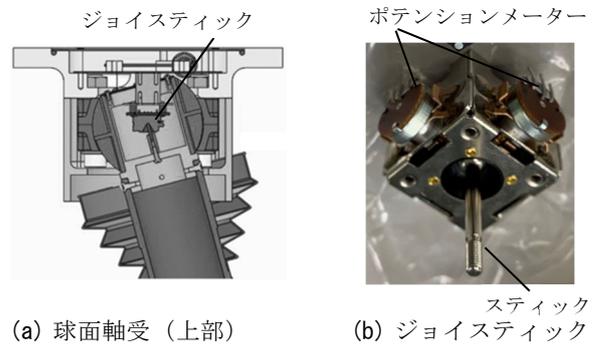
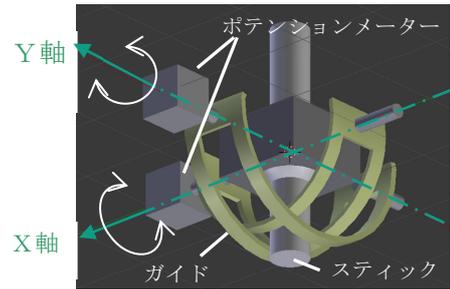


図-2 モニター画面



(a) 球面軸受(上部)

(b) ジョイスティック



(c) 模式図

図-4 ジョイスティック概要

2. 免震層層間変位モニタリングシステム

図-1 にモニタリングシステムの構成例を示す。本システムは計測システムと可視化システムからなり、図-1 の例では、計測システムは層間変位を計測するジョイスティック変位計とそれに付属する制御箱（データ変換器）各2台、免震層下部における地震動の加速度を計測する加速度計1台である。計測システムで測定されたデータは、LAN を介して建物内の可視化システムに送られる。リアルタイムにパソコンの画面に表示され、同時にデータストレージに保存される。可視化システムは、通信機器（ルータ）を介して遠隔地からも即時にデータの確認や分析が可能である。

図-2 に大地震時発生後のモニター画面の例を示す。モニター画面には免震層層間変位の水平2方向の移動軌跡（以下、オービットと称する）、地震動の加速度波形の時刻歴、計測震度と地震動の最大加速度および免震層の最大層間変位が表示される。また、免震層が想定外の動きをした場合にはアラームを発し、行動を促すメッセージを表示するようになっている。

3. ジョイスティック変位計の概要

図-3 にジョイスティック変位計の全体図を示す。本変位計の主要な構成要素は、ジョイスティック、球面軸受、伸縮ロッドである。水平変位により生じる伸縮ロッドの傾き（角度 θ ）をジョイスティックで計測し、上下球面軸受間の距離 H から幾何学的計算で水平変位 D に換算する。図-4 にジョイスティックの概要を示す。ジョイスティックはスティック、ガイド、ポテンションメーターで構成される。スティックの動きはガイドを介してポテンションメーターに伝達され、直交する2方向の角度情報として出力される。なお、本変位計には計測精度を確保するために、スティックとガイドの間隔を最小にするなどのカスタマイズを施した専用のジョイスティックを使用している。

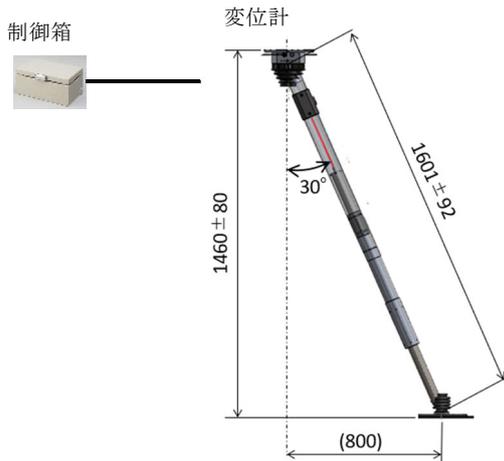


図-5 試験体

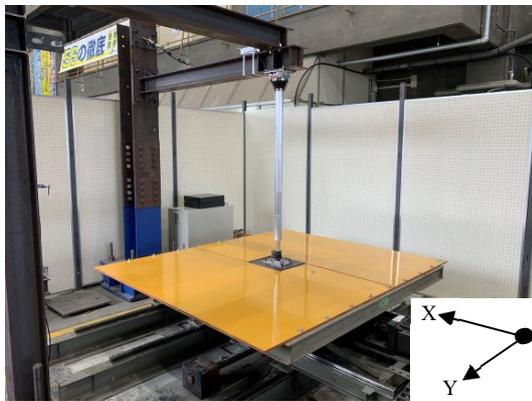


写真-1 試験体設置状

図-4 から明らかなように、ジョイスティックに内蔵されたポテンションメーターの回転軸は常に一定に保たれるため、計測角度 θ_x , θ_y はそれぞれ式(1), 式(2)により水平変位 D_x , D_y に変換される。

$$D_x = H \tan\theta_x \quad (1)$$

$$D_y = H \tan\theta_y \quad (2)$$

ここで、 H はジョイスティック変位計設置時、つまり水平変位=0 の時の上下球面軸受間の距離である。したがって、免震層の上下間に相対変位が生じれば H は変化し、計測結果に誤差が含まれる。その影響は小さいと考えられるが、上下間の相対変位の影響を考慮する手段として、伸縮ロッドの伸縮を計測するセンサや H を補正するプログラムも準備している。

4. ジョイスティック変位計の加振実験

本変位計が免震層の層間変位に追従して無理なく稼働し、所要の精度で変位を計測できることを確認するために、試験体として試作機を製作し、加振実験を行った。

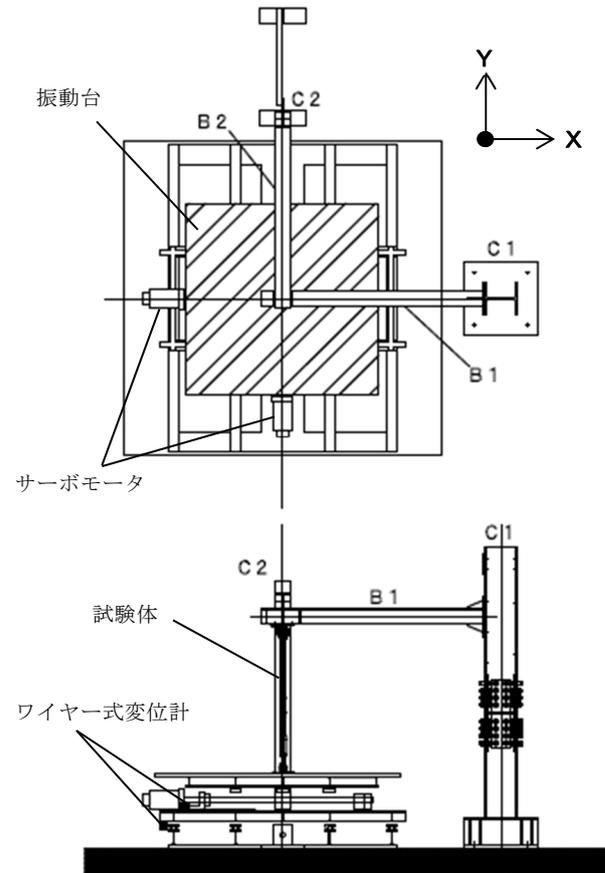


図-6 振動台

(1) 試験体概要

図-5 に試験体の概要を示す。試験体の計測レンジは $\pm 800\text{mm}$ に設定した。ジョイスティックの許容可動範囲は $\pm 30^\circ$ であるため、水平変位=0 の標準設置時における上下球面軸受間距離は 1386.5mm 、変位計全高は $1,460\text{mm}$ とした。制御箱（データ変換器）はサンプリング 100Hz で AD 変換を行い、角度を変位に変換するのみのシンプルなものとした。

(2) 実験概要

写真-1, 図-6 に試験体の設置状況を示す。床に固定した 2 本の H 形鋼柱 (C1, C2) の各々に取り付けた H 形鋼梁 (B1, B2) の交点を不動点とみなし、試験体を梁交点と振動台との間に設置した。振動台の水平変位は振動台のガイドレールに平行に取り付けた 2 本のワイヤー式変位計（東京測器研究所社製, DP-2000G）で計測した。計測データの収録サンプリングは 200Hz とし、KEYENCE 社製のデータロガー (NR-500) を用いて、ノートパソコンに保存した。なお、振動台の各方向の可動範囲は $\pm 600\text{mm}$ 、最大速度 80cm/s 、最大加速度 800cm/s^2 である。

表-1 加振項目

名称		最大変位 [mm]	
		X方向	Y方向
1 方向 加振	X方向加振	540	-
	Y方向加振	-	540
2 方向 加振	円加振	550	550
	地震応答波加振	457	364

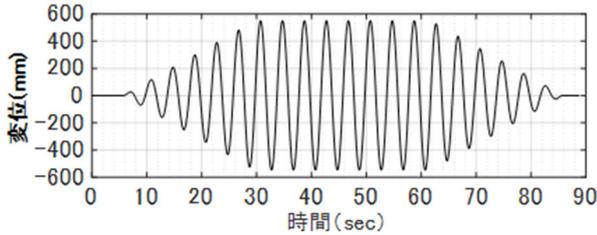
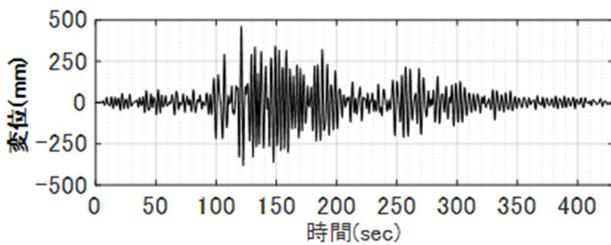
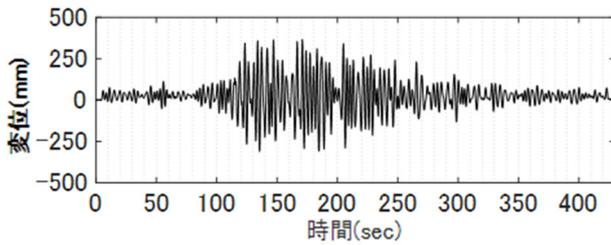


図-7 入力波形 (円加振)



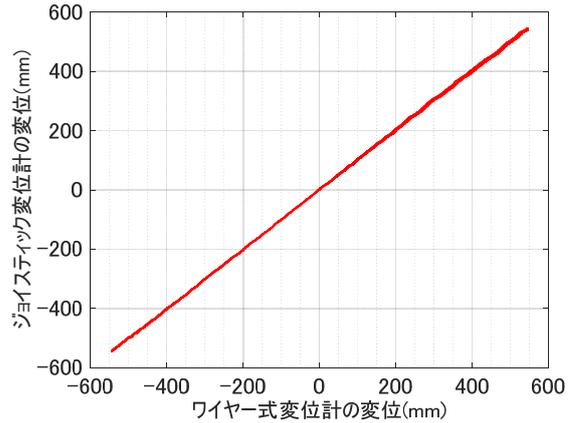
(a) X 方向



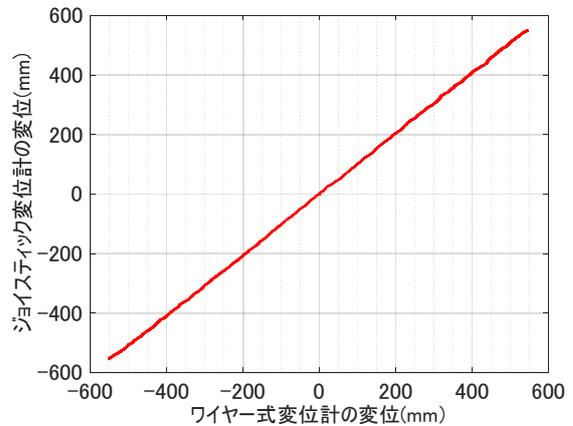
(b) Y 方向

図-8 入力波形 (地震応答波加振)

表-1 に加振項目を示す。加振は 1 方向加振と 2 方向加振の 2 種類とした。1 方向加振では X または Y 方向に -540mm から +540mm まで 470 秒で 2 往復させた。2 方向加振では円加振と地震応答波加振を実施した。円加振では X・Y 両方向に図-7 に示す周期 4 秒の正弦波を位相差 90 度で入力した。最大振幅まで漸増的に 6 サイクル加振した後、最大振幅 (±550mm) で 8 サイクル、その後漸減的に 6 サイクル加振した。地震応答波加振では、愛知県設計用入力地震動研究協議会で作成された三の丸 (NGY) における地表面模擬波²⁾に対する周期 4 秒、減衰定数 20% の 1 質点系モデルの応答変位を、一般的な免震建物の大地震時における免震層の層間変位とみなして入力した。X 方向を EW 方向、Y 方向を NS 方向とした。図-8 に加振波形を示す。X 方向の最大変位は 457mm、Y 方向の最大変位は 364mm であった。



(a) X 方向



(b) Y 方向

図-9 計測結果 (1 方向加振)

(3) 実験結果

a) 1 方向加振

図-9 にそれぞれ X 方向、Y 方向におけるジョイスティック変位計とワイヤー式変位計の計測値の比較を示す。X 方向、Y 方向ともに、両変位計の計測値はほぼ一致していることが確認できる。ここで若干見られる両者の差異の理由としては、ジョイスティック内部において、スティックからガイドを介してポテンションメーターで信号を検出する過程におけるガタ等の影響が考えられる。

b) 2 方向加振

図-10 に円加振時のオービットを示す。図の横軸は X 方向の変位、縦軸は Y 方向の変位である。同図より、赤実線で示したジョイスティック変位計による計測値と青破線で示したワイヤー式変位計による計測値は、試験開始直後の振幅 10mm 時から最大振幅の 550mm 時に至るまでほぼ一致していることが確認できる。

図-11 に円加振時における累積変位の時刻歴を示す。同図より、赤線で示したジョイスティック変位計による累積変位と青破線で示したワイヤー式変位計による累積変位の時刻歴波形はほぼ一致していることが確認できる。

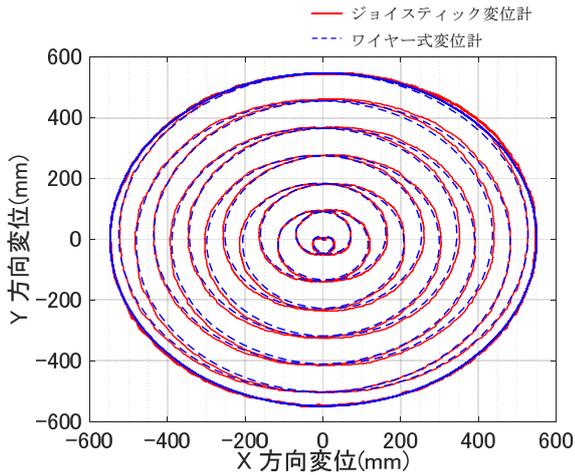


図-10 オービット (円加振)

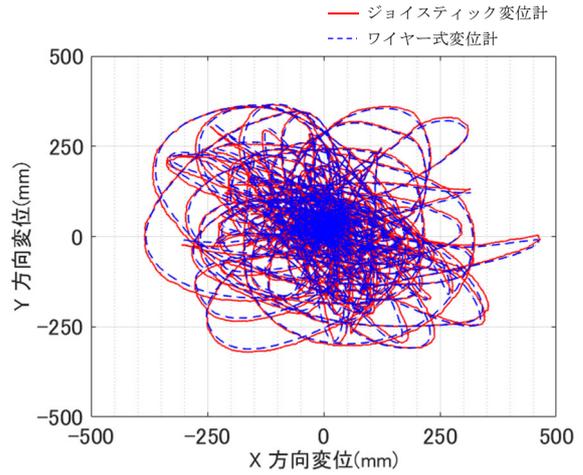


図-12 オービット (地震応答波加振)

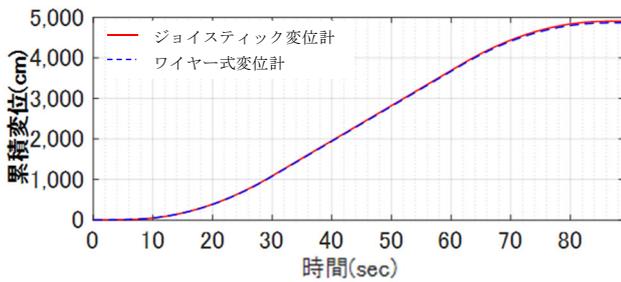


図-11 累積変位 (円加振)

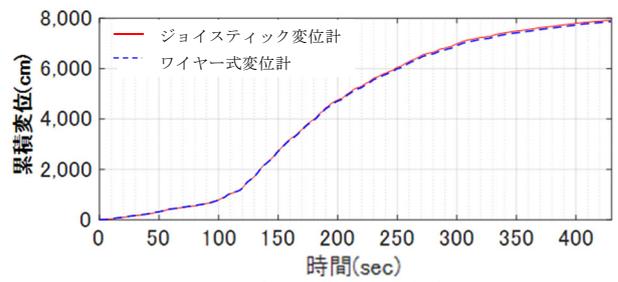


図-13 累積変位 (地震応答波加振)

表-2 試験結果

		最大変位 [mm]		累積変位 (2方向合成)			
		ジョイスティック変位計 [mm]	ワイヤー式変位計 [mm]	ジョイスティック変位計 [cm]	ワイヤー式変位計 [cm]	変位差 [cm]	変位差 / ワイヤー式変位計 [%]
円加振	X方向	549	550	4,906	4,870	35	0.7
	Y方向	551	550				
地震応答波加振	X方向	464	462	7,910	7,861	50	0.6
	Y方向	366	367				

加振開始から終了までの累積変位量は、ジョイスティック変位計で4,906cm、ワイヤー式変位計で4,870cmであった。

図-12に地震応答波加振時のオービットを示す。図の横軸はX方向の変位、縦軸はY方向の変位である。同図より、両者の計測値はほぼ一致しているものの、X方向最大値(+462mm)近傍におけるY方向の値など、一部の箇所では整合性がやや悪くなっていることが確認できる。その理由としては、加振波形の不規則性に起因する、時刻歴波形では確認できない程度のごくわずかな位相のずれが考えられる。

図-13に地震応答波加振時における累積変位の時刻歴を示す。同図より、赤線で示したジョイスティック変位計による累積変位と青破線で示したワイヤー式変位計による累積変位の時刻歴波形はほぼ一致していることが確認できる。加振開始から終了までの累積変位量は、ジョイスティック変位計で7,910cm、ワイヤー式変位計で7,861cmであった。

表-2に各加振時における最大変位と累積変位の比較を示す。最大変位の差は最大で2mm、累積変位の差は最大で50cmであり、本試験の範囲では、ジョイスティック変位計はワイヤー式変位計と同程度の計測精度を有しているといえる。

5. おわりに

免震層の地震時挙動を把握するために、ジョイスティック変位計を開発した。試作機を製作し、加振実験を行った結果、地震時の不規則な動きにも十分に追従し、所要の精度で変位を計測できることが確認できた。

今後は、遠隔より免震層の挙動を確認するとともに、免震建物の健全性と継続使用の可否を判断することのできるユーザーインターフェースを構築し、ジョイスティック変位計を用いた免震層間変位モニタリングシステムを完成させる所存である。

参考文献

- 1) 株式会社免震テクノサービス社オービター,
<http://menshin-techno.co.jp/orbiter/>
- 2) 愛知県設計用入力地震動研究協議会：愛知県設計用入力地震動の作成，南海トラフ地震に対する地震動評価報告書，2018

建設作業所の労働災害防止を目的とした 安全・注意喚起 AI システムの開発

Development of an AI-based Safety Alert System to Prevent Disasters at Construction Sites

デジタルコンストラクション推進部 戸倉 健太郎 KENTARO TOKURA
デジタルコンストラクション推進部 右山 剛 GO MIGIYAMA

実際に当社の作業所において発生した労働災害の記録をナレッジとして活用し、職種と作業内容を入力すると起こりうる労働災害事例を表示するシステムを開発した。このシステムは自然言語処理を目的とした AI（人工知能）技術を利用している。システムの主な利用シーンは、作業所で毎日実施される KY（危険予知）活動において、作業所担当者が協力会社と一緒に抽出された事例を基に労働災害防止を討議するというものである。このシステムの活用により、KY 活動を充実させ、労働災害の発件数を減少させるのが目的である。

キーワード：安全管理，労働災害防止，自然言語処理，AI，KY 活動，クラウドシステム

The authors have developed a system that displays examples of possible disasters by entering the type of workers and work details, using the records of actual disasters that have occurred at our construction sites as knowledge. This system uses natural language processing technology in AI. The main use of this system is that the site foreman, discusses disaster prevention together with their subcontractors, based on the extracted examples during the risk prediction activities that are conducted every day at construction sites. The goal is to use this system to enhance risk prediction activities and reduce the number of accidents.

Key Words: Safety management, Work accident prevention, Natural language processing, AI, Risk prediction activities, Cloud system

1. はじめに

労働災害の防止は建設業界にとって終わりのない課題であると考えている。さまざまな知見に基づく地道な努力、施策の積み重ねにより、年々建設業における死亡災害は減少しているが、さらなる安全確保のためには新しい技術、切り口による取組みが必要と考える。本稿では、建設技能者の意識に訴えかけ、ヒューマンエラーを回避するための一方法として、今から行おうとしている作業の直前に、その作業で過去に発生している実際の労働災害事例を各技能者に見せることによる効果的な注意喚起を、自然言語処理 AI（人工知能）の技術を使って実現したシステムを紹介する。



図-1 産業別の労働災害による死亡者数推移

厚生労働省：労働災害統計データにより作成

https://www.mhlw.go.jp/bunya/roudouki_jun/anzeneisei11/rousai-hassei/

2. 開発の背景

図-1 は厚生労働省の統計データを元に作成した最近

の産業別労働災害による死亡者数の推移グラフである。年々減少傾向にはあるものの、建設業は他産業との比較において死亡災害の多い産業であることは変わっていない。

建設業の労働災害リスクとその防止対策の関係を筆者のイメージとしてまとめたのが図-2である。現在でも建設作業所では日々さまざまな安全確保のための活動が実施されている。それらにはすべて目的と一定の効果があり、けしておろそかにはできないものである。それでも労働災害を撲滅することができないのは、現実的には完全になくすことができない残留リスクがあるためと考えられる。この残留リスク削減のためにはこれまでの技術では実現できなかった新しい切り口による対策が望まれ、その一つが近年発達著しいICTの活用であると位置づけている。ICTの応用可能性は非常に広く、様々なソリューションが考えられる。当社ではこのような背景に基づき、ICTを活用した安全確保技術の開発に着手し、本稿で紹介するシステムはその取り組みの一つである。

3. 開発の目的

本システムは作業所で日々行われている作業に対し、どのような労働災害が過去に発生しているかをタイムリーに建設技能者に伝えることでKY（危険予知）の効果を増大することを目的としている。筆者らが着目したのは、これまで実際に発生した労働災害の記録がナレッジとして十分に活用されていないのではないかとという点と、作業所で行われているKY活動が毎日のことであるために形骸化し、単にエビデンスを残す作業になっていないかという点である。この二つを結びつけることにより、新しい危険予知の効果を生むソリューションを提案した。

これまで休業4日以上労働災害（以下重災害）に関する事例を検索するシステムは存在するが、この重要なナレッジである労働災害事例をもっと日常的に、「現場」で活用できれば労働災害防止に大きな効果が期待できる。

一方、作業所で行われるKY活動は、各作業所によって多少の違いはあっても、朝礼後各チーム単位で職長が配下の技能者に対し作業内容に応じた危険予知を行い、その内容をKY用紙に記入するというものである。しかし、その記録を見ると、多くの職種において毎日同様な作業が連続するため、KYの内容も同じことの繰り返しになる傾向がある。確かに何も新しい情報がない状態で日々変化に富んだKYを行うことは非常に難しい。そこで、すぐその場で活用できる情報があればKYを主導する職長も聞く立場の各技能者もいろいろ想像をめぐらせ

決定要因	対策カバーイメージ				
設備環境	パトロール	計画	検査	朝礼・KY・TBM	ICT (AI利用含む)
人の不注意	パトロール	教育	朝礼・KY・TBM	(職長の)統率	ICT (不安行動の認識等)
作業計画・手順	パトロール	計画	朝礼・KY・TBM	(職長の)統率	
体調・疾病	パトロール	教育	朝礼・KY・TBM	配置 (計画)	ICT (バイタル)
年齢	データ把握	教育	配置計画	(職長の)統率	
経験	データ把握	教育	配置計画	(職長の)統率	

図-2 災害のリスクと対策のイメージ

ことができ、自分事として安全を捉えやすくなると考えられる。実際に起きた労働災害は状況にリアリティがあり内容も詳細なため、なぜこれが発生したのかを考える上での示唆に富んでいる。そのような情報があれば自ら考えるKYの実施が期待できるのではないだろうか。

本システムは“リスクはパーソナルなもの”という発想が原点にあり、技能者の年齢、経験年数等の詳細な属性や天候、作業場所といった置かれた環境を認識して的確な注意喚起をタイムリーに行うことを想定したものである。このようなソリューションの実現のためには検索頻度に対して十分な件数と、的確な注意喚起を行うための質を兼ね備えたデータベース、さらに現場全体をカバーするIoTインフラが必要であるため、最初の利用シーンとしては朝礼後のKY活動において、チーム単位の作業内容に対して注意喚起を行うものと設定した。以下、今回開発したシステムの要件を整理する。

- ① 当社で実際に発生した労働災害データから、会社名や個人の特定に結びつくような機微な情報を排除したうえでナレッジとして使用する。
- ② データのメンテナンスを楽にするため、既存の労働災害報告書のデータ形式、記載文章をできるだけそのまま使うシステムとする。
- ③ 現場を含め場所を選ばず活用できるものとする。
- ④ 入力職種と作業内容を基本とした最低限のものでその作業中に起こりうる労働災害事例を短時間で抽出するものとする。
- ⑤ 毎日同じ作業の繰り返しであっても日々異なる事例を抽出できるものとする。

このような要件から、開発システムの仕様を具体化していった。

4. 自然言語処理 AI の活用検討と実務システムの開発

本システムの実装に際し、すでに社内で運用されている検索システムの発展形とするか、自然言語処理を目的とした AI 技術を活用した全く新しいシステムとするかを検討した。既存の検索システムの改良では以下のような懸念があった。

- ① 少ないインプットで大量のデータから意図する事例を瞬時に抽出することが困難と考えられる。
- ② 事例の追加時に検索キーとなる言葉の設定作業が必要となり、作業の負担が大きい。
- ③ 将来的に音声入力や作業場所と一体化した IoT システムに進化させる際に不利と考えられる。

以上より既存の検索システムの改良ではシステムの実現は困難と判断し、自然言語処理に強みを持つ AI システム^{*1}の導入検討を開始した。

(1) 実現可能性の検証 (PoC)

AI システムの開発に着手する前に、労働災害事例データに対して自然言語処理 AI のスコアリングが有効に機能するか検証 (PoC) を行った。

検証の内容は自然言語処理 AI による労働災害事例の検索精度を以下の2つの観点から評価するものとした。

- ① 「入力文と直結する内容の労働災害事例データを効率良く抽出できること」(＝直接的事例)
- ② 「入力文とは直結しない内容だが、実は労働災害の原因などで関連性がありそうな労働災害事例データを効率良く抽出できること」(＝間接的事例)

具体的にはまず準備として「職種」「作業内容」を記述した作業シーンを入力文として 20 種類作成し、各入力文に対し、妥当と思える労働災害事例を「正解データ」として抽出した。直接的事例の検証は各入力文に対し、労働災害事例文書(データ数約 1,300)の 10%を教師データとして学習後、残りの労働災害文書のスコアリングを 10 回行い、正解データが上位 15 件に現れる確率を検証した。このスコアリング方式の概要を図-3 に示す。間接的事例については、二段階スコアリング方式や、文書のベクトル化、単語のベクトル化等複数の手法を使って各文書、各手法それぞれ 10 回行い関連労働災害が上位 15 件に現れる確率を検証した。

結果は直接的事例については上位 15 件のなかに正解が含まれる率である「抽出率」において7割を超える作業シーンで過半数を超えたのに対し、間接的事例の抽出は抽出率7割を超える作業シーンは過半数を下回り、十分な精度を得られなかった。上位 15 件中起こりうる労働

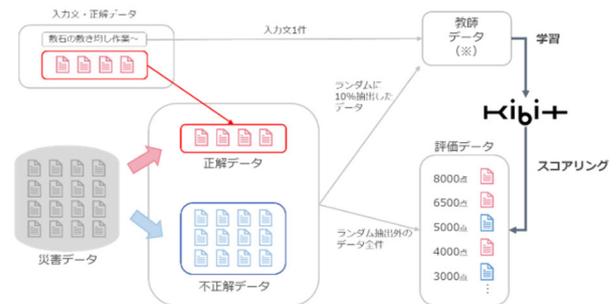


図-3 スコアリング方式の概要

労働災害の数を評価する「適合率」についてはさらに低く46%程度であった。実際の運用では抽出された事例のみが判断対象であるため、「適合率」が安定して高い値を示す必要がある。この原因は労働災害事例が主に「災害」の状況や内容を記載しているのに対して、入力文は「作業」の状況や内容を記載しているため、それらを直接関連付けることが困難であるためと推測された。

この解決策として、作業の状況や内容と、労働災害の状況や内容を関連付けるための、いわゆる触媒となるキーワードを属性情報データとしてあらかじめ付加させることを試みた。付加した属性情報は「使用道具」、「危険要素」、「作業場所」の3点である。これらの属性情報を与えて行った自然言語処理 AI の検索結果を人が判定したところ、直接的事例、間接的事例を含め「適合率」81%の確率で入力文と関連性の高い労働災害事例が選ばれるようになり、属性情報を与える前の結果から35ポイントの精度向上を実現した。この結果をもって自然言語処理 AI によるシステムの実現が可能と判断し、実務対応システムの開発フェーズに移行した。

(2) 実務対応システムの開発

実務対応システムの主な利用シーンは作業所におけるKY活動であるため、当社社員が所持しているタブレットPCで稼働するものとした。当社社員である各担当者はそれぞれ作業チームのKY活動に参加してこのシステムで労働災害事例を検索し、技能者に紹介する。労働災害事例データのデータ容量が大量であるためクラウドサーバに自然言語処理 AI と労働災害事例データベースを配置し、タブレットPCのブラウザからクラウドサーバへの問い合わせに対して抽出した労働災害事例を返答するWebアプリケーション形式とした。このため、利用には通信環境が必要であるが、結果的に扱っているデータが労働災害という機微な情報であることに対し作業所に持ち出すクライアント側に労働災害事例データを持たないことと、データの追加や改善メンテナンスが逐次反映可能というメリットにつながっている。

PoCの段階で適合率向上の要因となった「使用道具」、

「危険要素」、「作業場所」などの属性情報はマトリクスの形で学習させている。

このシステムは毎日のKY活動において利用するため、連日同じ作業が続く場合には同じ事例ばかりが抽出されることが想定された。これを避けるために、KY活動において紹介した事例はユーザ側で個別に除外することで、30日間表示されない機能を実装した。これはユーザ側で任意に解除することも可能である。実務対応システムの概要を図-4に示す。以下操作の手順を述べる。

- ① ブラウザ経由でシステムにアクセスする。
- ② ID/PWを入力する。
- ③ 対象職種をリストから選択する。
- ④ 「対応する作業内容をセットする」を押すと関連する作業が選択される。作業内容は複数選択された状態から該当しない作業を削除する。
- ⑤ 「対応する使用道具などをセットする」を押すとリストアップされた作業に関連する「使用道具」「危険要素」「作業場所」がセットされる。これも必要ないものを除外する形式としている。
- ⑥ 「検索」を押すと、環境にもよるが3秒程度で入力した情報に関連する「重災害」10件、「軽災害」（休業4日未満の労働災害）10件が抽出される。重災害と軽災害が別になっているのは元のデータが別に整理されていたためであり、あえて一本化せず、より多様な事例が抽出されるようにしている。各事例は画像のあるものはサムネイル画像と労働災害状況の冒頭部分が表示されており、矢印ボタンで遷移させる（図-5）。
- ⑦ 参照したい事例を決め「詳細」を押すと、労働災害の詳細が表示される。「対応策」のパーを押すとこの労働災害を防止するための対応策が表示される。
- ⑧ 詳細まで表示するとその時点の選択項目が履歴として記録され、同じ条件で検索をしたい場合に入力の手間が削減される。

そのほか、リストにないキーワードも付加したい場合には文章で入力する欄があり、そこに入力された内容は抽出の比重が高くなる。また、労働災害事例の少ない職種では該当職種に限らず事例を表示する機能を設けており、幅広い気付きを得られるようにしている。

5. 作業所における運用

本システムは試験運用（写真-1）を経て使い勝手のフィードバックを行い、改善のち本運用に移行する計画である。今回実装したシステムの形式は、作業所への



図-4 実務対応システムの概要

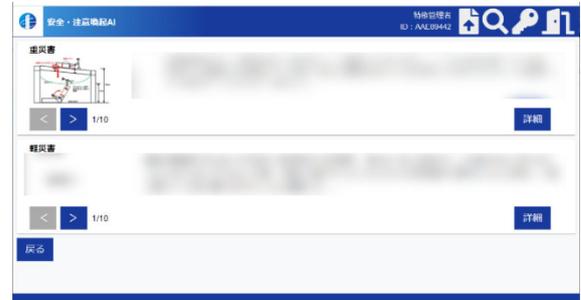


図-5 労働災害事例が抽出された状態の画面



写真-1 作業所のKY活動における活用状況

導入において特別に準備するものがなく、無理なく運用と展開が可能なソリューションとなっている。

6. おわりに

以上、自然言語処理AIを活用し、職種と作業内容の入力により過去の労働災害事例を現場でナレッジとして生かすことのできるシステムの開発について述べた。

安全確保、労働災害予防は決して完成することのないジグソーパズルのようなものであると筆者は考えている。対応策としてのピースが埋まっていないところに残留リスクが存在する。今後も効果的なソリューションを開発し、残留リスクを減らしていく努力を継続する必要があると考えている。

*1：自然言語処理AIエンジンはFRONTEO社の「KIBIT」（キビット）を採用している。

社外発表論文一覧 2020年度(2020/4/1～2021/3/31)

論文(査読付き)

	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
1	コンクリート柱部材の透気性に及ぼす配合および養生方法の影響	齊藤雅仁, 澤本武博 舌間孝一郎 樋口正典	ものづくり大学 前橋工科大学 当社	セメント・コンクリート論文集 2019年73巻1号	2020/3/31
2	Evolution of bridge construction in Japan	Akio Kasuga	当社	Proceedings of the Tenth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2020), Sapporo, Japan	2020/6/28
3	プレストレスを導入したコンクリートの超音波速度変化率の経時変化とその変動要因に関する検討	永田昂大, 大野健太郎 玉置一清, 野並優二	首都大学東京 当社	コンクリート工学年次論文集第 42巻	2020/7/15
4	静的に剥離破壊型で終局に至る AFRP シート接着曲げ補強 RC 梁の一定繰返し衝撃荷重載荷実験	田野順也, 小室雅人 岸徳光 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	コンクリート工学年次論文集第 42巻	2020/7/15
5	FRCを用いた鉄筋重ね継手の破壊性状に関する解析的検討	磯部岳 竹山忠臣 横井品有, 内田裕市	岐阜大学 当社 岐阜大学	コンクリート工学年次論文集第 42巻	2020/7/15
6	FRCCを用いた部材の鉄筋の重ね継手に関する基礎的検討	竹山忠臣, 佐々木亘 篠崎裕生 内田裕市	当社 当社 岐阜大学	コンクリート工学年次論文集第 42巻	2020/7/15
7	各種非破壊試験データを用いたマハラリス・タグチ・システムによる断面修復工法の補修効果の定量的評価に関する検討	野内彩可 渡辺健, 滑川達 橋本親典	当社 徳島大学 徳島大学	コンクリート工学年次論文集第 42巻	2020/7/15
8	Effect of expansive additive dose on flowability and compressive strength of ZERO-CEMENT-CONCRETE	Taku Matsuda Daniel A. GEDDES Brant WALKLEY John L. PROVVIS	当社 The University of Sheffield, UK The University of Sheffield, UK The University of Sheffield, UK	Proceedings of RILEM Annual Week 2020(イギリス・シェフィールド)	2020/8/31
9	CHALLENGE FOR NEXT GENERATION OF CONCRETE BRIDGES, NON-METALLIC BRIDGE WITH ZERO CEMENT CONCRETE	Akio Kasuga	当社	IABSE SYMPOSIUM Wroclaw 2020, Poland	2020/10/7
10	早強ポルトランドセメントを用いた短繊維補強モルタルの塩分浸透性	佐々木亘, 恩田陽介 松田拓, 谷口秀明	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 第20巻	2020/10/15
11	品質工学に基づくMTシステムと各種非破壊試験データを用いた断面修復工法および注入工法による補修の施工品質の定量的評価	野内彩可 渡辺健, 滑川達 橋本親典	当社 徳島大学 徳島大学	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 第20巻	2020/10/15
12	高流動性コンクリートの施工性と躯体の品質評価に関する研究 (その1): 小型模擬試験体による基礎実験および型枠側圧実験	依田和久, 松田拓 古川雄太, 木村仁治 塩田博之, 太田貴士 梅本宗宏	鹿島建設, 当社 東急建設, 浅沼組 フジタ, 大成建設 戸田建設	日本建築学会技術報告集 2020年26巻64号	2020/10/20
13	AFRPロッド外ケーブルの振動法による張力測定	内堀裕之 Hoang Trong Khuyen 永元直樹	当社 当社 当社	第29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	2020/10/29
14	Long Term Monitoring of Prestressed Concrete Bridges Using Wireless Sensor Networks	Hoang Trong Khuyen 内堀裕之, 永元直樹 前原直樹	当社 当社 西日本高速道路	第29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	2020/10/29
15	Experimental Study on Ultra High Durable Slab to Girder Joint in Steel Plate Girder Bridges	Chamila Kumara Rankoth 狩野 武 和田圭仙, 藤井雄介	当社 当社 西日本高速道路	第29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	2020/10/29
16	GFRPロッドを用いた超高耐久壁高欄の衝突安全性に関する実験的検討	狩野武, 内堀裕之 和田圭仙, 藤井雄介	当社 西日本高速道路	第29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	2020/10/29
17	単位水量と自己収縮を大幅に低減した高強度繊維補強コンクリート	佐々木亘, 恩田陽介 松田拓	当社 当社	第29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	2020/10/29
18	ロボットアームを使用した鉄筋組立自動化システムの実用化	二宮健, 竹之井勇 水田武利, 岡本菜里	当社 当社	第29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	2020/10/29
19	水温自動制御機能を有するパイプクーリングシステムの橋梁横桁部への適用	臺哲義 高木博行 伊藤篤, 樋口正典	当社 中日本高速道路 当社	第29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	2020/10/29
20	リアルタイム鉄筋出来形自動検測システムの開発	岡本菜里, 竹之井勇 水田武利 賀川義昭	当社 当社 日立ソリューションズ	第29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	2020/10/29
21	江川大橋の設計・施工	井上英二 西村丈二 中積健一, 村尾光則	当社 水資源機構 当社	第29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	2020/10/29
22	東名高速道路下長窪橋床版取替工事の設計・施工	中島大樹 金田遥, 金山隼人 中積健一	当社 中日本高速道路 当社	第29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	2020/10/29
23	復興道路 国道45号 (仮称) 有家川橋の施工	大庭大, 小林睦 清水公将, 高岡怜	当社 当社	第29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	2020/10/29
24	超高耐久橋梁の実用化に向けた別荘谷橋の設計	藤岡泰輔 芦塚憲一郎, 横山和昭 永元直樹	当社 中日本高速道路 当社	第29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	2020/10/29
25	地震時損傷モニタリングデータを用いたベイズ推定による建物損傷評価	山田哲也 能島暢呂	当社 岐阜大学	第 47 回(2020 年度) 研究発表 会(秋季) 地域安全学会論文集 No.37	2020/10/31
26	PROPERTIES AND HARDENING MECHANISM OF ULTRALOW SHRINKAGE AND HIGH STRENGTH ZERO-CEMENT-CONCRETE	Taku Matsuda Brant WALKLEY John L. PROVVIS	当社 Sheffield 大学 Sheffield 大学	fib Symposium 2020 (Shanghai, China)	2020/11/22

	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
27	円形トンネルの拡大掘削における周辺地山挙動に関する基礎的模型実験	巽義知, 日下敦 小出孝明 砂金伸治	土木研究所 当社 東京都立大学	土木学会 第30回トンネル工学 研究発表会講演集	2020/11/26
28	拡幅掘削時のトンネル構造と地山挙動に関する実験的考察	砂金伸治 井上汎志 小出孝明 日下敦, 巽義知	東京都立大学 東日本高速道路 当社 土木研究所	土木学会 第30回トンネル工学 研究発表会講演集	2020/11/26
29	中央構造線に沿ったトンネルを二重支保工で掘削	石川滋, 中斉剛 小出孝明	当社 当社	土木学会 第30回トンネル工学 研究発表会講演集	2020/11/26
30	長尺鋼管フォアパイリングの三次元的な効果に関する一考察	佐々木亨, 日下敦 巽義知, 菊地浩貴 砂金伸治 小出孝明	土木研究所 土木研究所 東京都立大学 当社	土木学会 第30回トンネル工学 研究発表会講演集	2020/11/26
31	Study on Repair and Strengthening of Steel Girder End with Section Loss Using CFRP Members Bonded by VaRTM Technique	V.Thay H.Nakamura N.Tuvaan (T・ニヤムパヤル) T.matsui	首都大学東京 首都大学東京 当社 東レ	EASEC16 (Proceedings of The 16th East Asian-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, 2019)	2020/12/23
32	ON WAVE-CONTROLLED DYNAMIC DISINTEGRATION OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES	Kota WADA Koji UENISHI Hiroshi YAMACHI Junichiro NAKAMORI	東京大学 東京大学 当社 当社	第15回岩の力学国内シンポジウム 講演論文集	2021/1/14
33	Technologies for sustainability in the seismic country	Akio Kasuga	当社	IABSE Congress Christchurch, 2020 , New Zealand	2021/2/3
34	高流動性コンクリートの施工性と躯体の品質評価に関する研究 (その2): 実大模擬試験体実験の結果と効果の検討	依田和久, 松田拓 古川雄太, 木村仁治 塩田博之, 太田貴士 梅本宗宏	鹿島建設, 当社 東急建設, 浅沼組 フジタ, 大成建設 戸田建設	日本建築学会技術報告集 2021年27巻65号	2021/2/20
35	斜材表面の画像展開図作成における曲面の平面化手法の提案	河村圭, 橋本祐弥 塩崎正人, 中村隆史	山口大学 当社	土木学会論文集F3 2021年77巻2号	2021/3/15
36	深度センサーを用いたトンネル切羽監視システムに関する基礎研究	河村圭, 藤井猛 塩崎正人, 中村隆史	山口大学 当社	土木学会論文集F3 2021年77巻2号	2021/3/15

論文

	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
1	セメント改良土中の水和物の分離に関する一検討	泉尾英文, 野田潤一 宮下千花 ダヤニ サンジワニ	セメント協会研究所 土木研究所 当社	第74回セメント技術大会講演要 旨Vol.74th	2020/5/18
2	深度センサーを用いたトンネル切羽監視システムに関する基礎研究	藤井猛, 河村圭 塩崎正人, 中村隆史	山口大学 当社	令和2年度土木学会中国支部 研究発表会 論文集	2020/5/31
3	中層混合処理工法による切土のり面保護工の設計・ 施工事例	戸村豪治, 程塚保行 坂本慶太, 安田泰	当社 当社	第55回地盤工学研究発表会発 表講演集	2020/7/1
4	新設杭に干渉する既存杭の撤去に関する調査研究 (その3) 既存杭撤去後の埋戻し土の性状	古垣内靖, 張媛 西正晃, 森利弘 福田健, 高岡雄二 梶野実	東急建設 安藤・間, 熊谷組 戸田建設, 当社 長谷工コーポレーション	第55回地盤工学研究発表会発 表講演集	2020/7/1
5	室内暴露実験における締め固めた改良土の強度特性 に及ぼす物理的性質の影響(材齢2年までの報告)	宮下千花, 青山翔吾 ダヤニ サンジワニ	土木研究所 当社	第55回地盤工学研究発表会発 表講演集	2020/7/1
6	室内暴露実験における締め固めた改良土の強度特性 に及ぼす化学的性質の影響(材齢2年までの報告)	青山翔吾, 宮下千花 ダヤニ サンジワニ	土木研究所 当社	第55回地盤工学研究発表会発 表講演集	2020/7/1
7	生分解性プラスチックの地盤改良への適用性に関す る基礎的検討ーその1: 固化改良土の作製方法及強度 発現のメカニズムー	程塚保行, 高橋直樹 ダヤニ サンジワニ 山田卓, 鳥越宇人 中田友哉	当社 当社 大阪市立大学 大阪市立大学	第55回地盤工学研究発表会発 表講演集	2020/7/1
8	Fundamental study of geomaterial using biodegradable plastic Part 2: Factors affecting on mechanical properties of improved soil with biodegradable plastic	Dayani Sanjeevani 程塚保行, 高橋直樹 山田卓, 鳥越宇人 中田友哉	当社 当社 大阪市立大学 大阪市立大学	第55回地盤工学研究発表会発 表講演集	2020/7/1
9	生分解性プラスチックの地盤改良への適用性に関す る基礎的検討ーその3: 固化改良土の強度特性と透水 特性ー	鳥越宇人, 中田友哉 山田卓 高橋直樹, 程塚保行 ダヤニ サンジワニ	大阪市立大学 大阪市立大学 当社 当社	第55回地盤工学研究発表会発 表講演集	2020/7/1
10	種々の混和材を添加したセメントペーストのチクソト ロピー性	水戸友哉 寺西浩司	当社 名城大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
11	人工軽量細骨材を使用した低環境負荷型・超低収 縮・高強度コンクリートの各種性状 その1 調査条件 およびフレッシュ試験結果	坂本遼, 峯竜一郎 若林信太郎, 松田拓	当社 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
12	人工軽量細骨材を使用した低環境負荷型・超低収 縮・高強度コンクリートの各種性状 その2 強度試験 結果および収縮ひずみ測定結果	峯竜一郎, 坂本遼 若林信太郎, 松田拓	当社 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
13	球状の電気炉酸化スラグ細骨材を用いたコンクリート の基礎的実験	渡邊清信, 廣藤義和 山田雅裕, 岸本豪太 柳田淳一, 山下紘太郎 鈴木好幸, 新田稔 横山徹, 福井信行	東伸コーポレーション 東亜建設工業, 東洋建設 大木建設, 鴻池組 安藤・間, 浅沼組 当社, 星野産商	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
14	大船渡市の2つの高台住宅における高齢者のための 地域包括ケアの状況 コミュニティの状態と支援の違い による高台住宅に住む高齢者の 状態の変化に関 する研究 その1	千葉誠也, 中島美登子 繪本尚樹, 大西冬恭 白井愛乃, 黒川凱誠 中川航希, 湯谷朗人 矢野孝明 住田良祐, 渡辺春菜 中野藍子	香川大学 香川大学 香川大学 香川大学, 新環境設計 京都工芸繊維大学 当社 ティーネットジャパン	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
15	大船渡市の2つの高台住宅における集まる場所に対 する住民の要望 コミュニティの状態と支援の違いによる 高台住宅に住む高齢者の 状態の変化に関する研究 その2	大西冬恭 中島, 白井, 繪本 千葉, 中川, 黒川 湯谷, 矢野, 住田 中野, 渡辺	香川大学 ※連名者所属はNO.14参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
16	大船渡市の2つの高台住宅における高齢者の交流関 係の変化 大船渡市の2つの高台住宅における高齢 者の暮らしやすさと支援の実態に関する研究 その1	白井愛乃 中島, 繪本, 千葉 大西, 中川, 黒川 湯谷, 矢野, 住田 中野, 渡辺	香川大学 ※連名者所属はNO.14参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
17	大船渡市の2つの高台住宅における高齢者の高齢者 の交流関係への意識 大船渡市の2つの高台住宅に おける高齢者の暮らしやすさと支援の実態に関する研究 その2	繪本尚樹 中島, 白井, 千葉 大西, 中川, 黒川 湯谷, 矢野, 住田 中野, 渡辺	香川大学 ※連名者所属はNO.14参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
18	大船渡市の防災集団移転地における高齢者の外出 状況と交流関係に関する研究 コミュニティの状態と 支援の違いによる防災集団移転地に住む高齢者の状 態の変化に関する研究 その3	住田良祐 中島, 白井, 千葉 大西, 中川, 黒川 湯谷, 矢野, 繪本 中野, 渡辺	当社 ※連名者所属はNO.14参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
19	大船渡市における防災集団移転における地域包括ケ アの実態と課題に関する研究 コミュニティの状態と支 援の違いによる防災集団移転地に住む高齢者の状態 の変化に関する研究 その4	矢野孝明 中島, 白井, 千葉 大西, 中川, 黒川 湯谷, 繪本, 住田 中野, 渡辺	京都工芸繊維大学 ※連名者所属はNO.14参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
20	大船渡市の災害公営住宅における集会所とコミュニ ティ活動が高齢者の交流に与える影響に関する研究 コミュニティの状態と支援の違いによる災害公営住宅 に住む高齢者の状態の変化に関する研究 その5	渡辺春奈 中島, 白井, 千葉 大西, 中川, 黒川 湯谷, 矢野, 住田 中野, 繪本	当社 ※連名者所属はNO.14参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
21	地域包括ケアシステムのもとでの災害公営住宅に住 む高齢者の交流の変化に関する研究 コミュニティの 状態と支援の違いによる災害公営住宅に住む高齢者 の状態の変化に関する研究 その6	中野藍子 中島, 白井, 千葉 大西, 中川, 黒川 湯谷, 矢野, 住田 繪本, 渡辺	ティーネットジャパン ※連名者所属はNO.14参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20

	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
22	大船渡市の災害公営住宅における高齢者の入居年数による高齢者の交流の変化に関する研究 コミュニティの状態と支援の違いによる災害公営住宅に住む高齢者の状態の変化に関する研究 その7	湯谷朗人 中島, 白井, 千葉 大西, 中川, 黒川 繪本, 矢野, 住田 中野, 渡辺	新環境設計 ※連名者所属はNO.14参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
23	集合住宅が接続する都心街路に見られる景観特性 —名古屋市中区南エリアを対象として— 1/2	木村圭佑 山本隆平, 夏目欣昇	当社 名古屋工業大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
24	集合住宅が接続する都心街路に見られる景観特性 —名古屋市中区南エリアを対象として— 2/2	山本隆平, 夏目欣昇 木村圭佑	名古屋工業大学 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
25	近代建築の保存・活用のための価値の共有化 その5 DOCOMOMO Japan選定建築のパンフレットにみる価値の普及活動	近藤宏樹 大内田史郎 赤尾伸一 藤井俊二	東急電鉄 工学院大学 当社 Built Environment Research	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
26	集合住宅等に付属する小規模建築物のピーク外圧係数	小島千里, 作田美知子 山内豊英 岡崎充隆, 扇谷匠己 安部剛	当社 浅沼組 長谷工コーポレーション 銭高組	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
27	錫プラグ入り積層ゴム支承を用いた超高層免震住宅の風応答性状に関する研究 その3. 縮小試験体による2方向風応答加振実験(1)	山谷裕介, 小田稔 作田美知子 尾家直樹, 小橋祐人 木田英範, 齋木健司	当社 当社 免制震デバイス 免制震デバイス	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
28	錫プラグ入り積層ゴム支承を用いた超高層免震住宅の風応答性状に関する研究 その4. 縮小試験体による2方向風応答加振実験(2)	尾家直樹, 小橋祐人 木田英範, 齋木健司 山谷裕介, 小田稔 作田美知子	免制震デバイス 免制震デバイス 当社 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
29	無線ネットワークを用いた異常検知システムの性能確認とオフライン解析結果に基づく一考察	川島学, 内堀裕之 ホアン チョンクエン 水谷司, 楠浩一	当社 当社 東京大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
30	プレストレスを導入した木質梁の曲げ性能に関する実験的研究	佐藤希, 白山貴志 徳武茂隆	当社 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
31	接合金物と接着剤を併用した木材接合法の強度発現機構について (その17) GIR接合部の引抜き剛性推定手法の検討	井上樹里也 重光紗社, 伊藤大貴 森達登, 田中圭 腰原幹雄	当社 大分大学 大分大学 東京大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
32	接合金物と接着剤を併用した木材接合法の強度発現機構について (その18) 大断面集成材に接合金物を複数本配置した場合の引抜き性能	伊藤大貴, 重光紗社 森達登, 田中圭 井上樹里也 中谷誠 森拓郎, 腰原幹雄	大分大学 大分大学 当社 宮崎県木材利用技術センター 広島大学, 東京大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
33	接合金物と接着剤を併用した木材接合法の強度発現機構について (その19) 大断面集成材に接合金物を複数本配置した場合のモーメント抵抗性能	重光紗社, 伊藤大貴 森達登, 田中圭 井上樹里也 中谷誠 森拓郎, 腰原幹雄	大分大学 大分大学 当社 宮崎県木材利用技術センター 広島大学, 東京大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
34	接合金物と接着剤を併用した木材接合法の強度発現機構について (20) GIRが埋め込まれた集成材の圧縮性能	中谷誠 井上樹里也 重光紗社, 伊藤大貴 森達登, 田中圭 森拓郎, 腰原幹雄	宮崎県木材利用技術センター 当社 大分大学 大分大学 広島大学, 東京大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
35	接合金物と接着剤を併用した木材接合法における強度について その16 靱性型コネクタを用いた十字形接合部のモーメント抵抗性能	森達登, 伊藤大貴 重光紗社, 田中圭 井上樹里也 井上正文	大分大学 大分大学 当社 日本文理大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
36	アンボンドPC鋼棒とPC鋼より線の2段配置により圧着された木質片持ち梁の載荷実験—その1: 実験概要と木材圧縮試験	徳武茂隆 白山貴志, 佐藤希	当社 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
37	アンボンドPC鋼棒とPC鋼より線の2段配置により圧着された木質片持ち梁の載荷実験—その2: 実験結果	白山貴志 徳武茂隆, 佐藤希	当社 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
38	座屈拘束部材を応力制限機構として用いた損傷制御型トラス梁の構造実験 その4 トラス形状と弦材断面の違いによる考察	江頭寛, 川島学 石川裕貴 吉数祥一, 巽信彦 山田哲也, 大園友梨子	当社 元東京工業大学 東京工業大学 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
39	座屈拘束部材を応力制限機構として用いた損傷制御型トラス梁の構造実験 その5 横補剛と低サイクル疲労性能	大園友梨子, 江頭寛 石川裕貴 吉数祥一, 巽信彦 川島学, 山田哲也	当社 元東京工業大学 東京工業大学 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
40	座屈拘束部材を応力制限機構として用いた損傷制御型トラス梁の構造実験 その6 座屈拘束部材直上の曲げモーメント	石川裕貴 吉数祥一, 巽信彦 江頭寛, 川島学 山田哲也, 大園友梨子	元東京工業大学 東京工業大学 当社 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
41	座屈拘束部材を応力制限機構として用いた損傷制御型トラス梁の構造実験 その7 横補剛特性に関する座屈解析	山田哲也, 江頭寛 川島学, 大園友梨子 吉数祥一, 巽信彦	当社 当社 東京工業大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
42	ひび割れた低強度コンクリートのポストピーク挙動	八十島章 大塚雅高	筑波大学 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
43	中空断面を有する鉄筋コンクリート造部材の構造性能 (その1) 中空断面を有する建物の概要と試設計	小田稔, 山谷裕介 蛭田駿 晋沂雄 岸田慎司	当社 当社 明治大学 芝浦工業大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
44	中空断面を有する鉄筋コンクリート造部材の構造性能 (その2) I型断面梁の加力実験	蛭田駿, 山谷裕介 小田稔 晋沂雄 岸田慎司	当社 当社 明治大学 芝浦工業大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20

	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
45	脚部を半固定とするRC造柱の開発（その10）高軸力下における構造性能の検討	吉田紘菜, 高橋治山, 田哲也, 小田稔	東京理科大学 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
46	部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価 その7 実験概要	村田義行 道正壮晴, 北山和宏 山谷裕介 岸田慎司, 村上研	高周波熱練 東京都立大学 当社 芝浦工業大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
47	部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価 その8 十字形柱梁部分架構の実験結果	村上研, 岸田慎司 道正壮晴, 北山和宏 蛭田駿 村田義行	芝浦工業大学 東京都立大学 当社 高周波熱練	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
48	部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価 その9 ト形柱梁部分架構の実験結果	道正壮晴, 北山和宏 村上研, 岸田慎司 村田義行 小田稔	東京都立大学 芝浦工業大学 高周波熱練 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
49	プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計法に関する研究(プレキャスト設計法調査WGの活動と成果)その2.プレキャスト設計法調査WG 梁グループの活動成果	相澤勇人 飯塚正義 小田稔, シングラヴィ 村上輝樹, 渡辺祐一	ナカノブー建設 プレハブ建築協会 当社, フジタ 大成コーレック, 大成建設	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
50	フィリピンにおける安全なブロック造の普及に関する調査研究 その1 調査研究の背景、目的及び研究の概要	榎府龍雄 前島彩子 松崎志津子 米澤稔, 植松武是 石山祐二, 白川和司 今井弘 吉野利幸, 古山由佳	国際協力機構 明海大学 NPO法人都市計画・建築関連OVの会 よねざわ工業, 北海学園大学 北海道大学, 五洋建設 ものづくり大学 北海道建築技術協会, 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
51	フィリピンにおける安全なブロック造の普及に関する調査研究 その2 取り組みの方向性(多角的なアプローチ)	今井弘 榎府, 白川, 米澤 前島, 植松, 松崎 石山, 吉野, 古山	※連名者所属はNO.50参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
52	フィリピンにおける安全なブロック造の普及に関する調査研究 その3 フィリピンのブロック造にかかる基準・住宅革新的技術認証制度	白川和司 榎府, 今井, 米澤 前島, 植松, 松崎 石山, 吉野, 古山	五洋建設 ※連名者所属はNO.50参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
53	フィリピンにおける安全なブロック造の普及に関する調査研究 その4 フィリピンにおける先進的なブロック生産者の状況	米澤稔 榎府, 前島, 松崎 植松, 石山, 白川 今井, 吉野, 古山	よねざわ工業 ※連名者所属はNO.参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
54	フィリピンにおける安全なブロック造の普及に関する調査研究 その5 技術的な改善提案の方向性	前島彩子 榎府, 松崎, 米澤 植松, 石山, 白川 今井, 吉野, 古山	明海大学 ※連名者所属はNO.50参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
55	フィリピンにおける安全なブロック造の普及に関する調査研究 その6 火山灰CBの試作と組積体の強度特性の検証	植松武是 前島, 松崎, 米澤 榎府, 石山, 白川 今井, 吉野, 古山	北海学園大学 ※連名者所属はNO.50参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
56	フィリピンにおける安全なブロック造の普及に関する調査研究 その7 構造耐力についての再検討	松崎志津子 榎府, 今井, 白川 米澤, 前島, 植松 石山, 吉野, 古山	NPO法人都市計画・建築関連OVの会 ※連名者所属はNO.50参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
57	フィリピンにおける安全なブロック造の普及に関する調査研究 (その8 日本の経験に基づくフィリピンに対する実現可能なCB造の提案)	石山祐二 前島, 榎府, 米澤 植松, 松崎, 白川 今井, 吉野, 古山	北海道大学 ※連名者所属はNO.50参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
58	フィリピンにおける安全なブロック造の普及に関する調査研究 (その9 北海道の経験からの教訓)	吉野利幸 榎府, 前島, 松崎 米澤, 植松, 石山 白川, 今井, 古山	北海道建築技術協会 ※連名者所属はNO.50参照のこと	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
59	薄層要素法を用いた交通に起因する地盤および建物内の振動シミュレーション	三橋祐太, 庄司正弘 原田浩之	構造計画研究所 当社	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
60	事業継続計画策定を支援する建築の非構造部材・建築設備の地震リスクに関する研究(その16) 平面レイアウトがスプリンクラー配管の耐震性能に与える影響	矢ヶ崎啓介 西川豊宏	当社 工学院大学	日本建築学会2020年度大会 学術講演梗概集・建築デザイン 発表梗概集Vol.2020	2020/7/20
61	補強量の少ないAFRPシート補強RC梁の繰り返し衝撃荷重下における耐衝撃挙動	三上浩 岸徳光, 小室雅人 瓦井智貴	当社 室蘭工業大学 室蘭工業大学	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集(DVD-ROM)	2020/9/7
62	一定繰り返し衝撃荷重を受けるAFRPシート補強 RC梁の弾塑性衝撃応答解析に関する一検討	瓦井智貴, 小室雅人 岸徳光 三上浩	室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
63	供用車線数を確保した床版取替工事計画 ～長良川橋床版取替工事～	西村一博, 中村誠孝 牧野卓也 内田義光	当社 日本高速道路 灌上工業	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
64	中層混合処理による灰土を対象とした切土のり面保護工の設計・施工	戸村豪治, 程塚保行 坂本慶太, 安田泰	当社 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
65	矢板工法による山岳トンネルの挙動に関する解析的検討	石井祥旭, 砂金伸治 日下敦 小出孝明	東京都立大学 土木研究所 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
66	生分解性プラスチックの地盤改良への適用性の確認ーその1: 固化改良土の固化材含有率とその強度特性ー	程塚保行, 高橋直樹 ダヤニ サンジューワニ 山田卓	当社 当社 大阪市立大学	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
67	Study on the applicability of geomaterial using biodegradable plastic Part 2: Application of improved soil as a construction material	Dayani Sanjeewani 程塚保行, 高橋直樹 山田卓	当社 当社 大阪市立大学	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
68	3次元微動探査を用いた支持層岩盤深度の面的把握	小西千里, 齋藤秀樹 平松晋一 田中麗路, 水本雅夫	応用地質 応用地質 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7

	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
69	コンクリートの仕上げ時期が床版の表層強度に及ぼす影響	真下舞子, 坂本大河 澤本武博 樋口正典, 臺哲義	ものづくり大学 ものづくり大学 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
70	コンクリートの仕上げ時期が床版の耐久性に及ぼす影響	坂本大河, 澤本武博 森濱和正 樋口正典, 臺哲義	ものづくり大学 ものづくり大学 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
71	コンクリートの仕上げ時期が床版の超音波伝搬速度に及ぼす影響	森濱和正, 坂本大河 澤本武博 樋口正典, 臺哲義	ものづくり大学 ものづくり大学 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
72	コンクリートの養生方法が柱部材の透気性および含水率に及ぼす影響	澤本武博 沢木大介, 高橋晴香 樋口正典	ものづくり大学 太平洋コンサルタント 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
73	養生方法の異なるコンクリートの表層部の硬化組織観察	沢木大介, 高橋晴香 樋口正典 澤本武博	太平洋コンサルタント 当社 ものづくり大学	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
74	FRCCを用いた鉄筋の重ね継手に対する短繊維の種類の影響	竹山忠臣, 恩田陽介 佐々木亘, 篠崎裕生 内田裕市, 磯部岳 横井晶有	当社 当社 岐阜大学 岐阜大学	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
75	超高強度繊維補強コンクリートを用いたプレテンションPC実大桁のFEM解析	野並優二, 篠崎裕生	当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
76	単位水量を大幅に低減可能な超低収縮高強度繊維補強コンクリート	佐々木 亘, 恩田 陽介 松田 拓	当社 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
77	機械式定着鉄筋「トランクヘッド」を用いた定着突起部配筋の合理化	竹之井勇, 野並優二 篠崎裕生, 中積健一	当社 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
78	MT法を用いたパターン認識によるコンクリート部材の健全性および補修効果の評価	渡辺健 野内彩可 滑川達, 橋本親典	徳島大学 当社 徳島大学	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
79	重ね継手の付着割裂破壊のFEM解析における付着モデルの影響	磯部岳, 横井晶有 竹山忠臣 内田裕市	岐阜大学 当社 岐阜大学	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
80	GFRPロッドの付着強度および曲げ成形部強度に関する実験的検討	狩野武, 三加崇 藤井雄介, 和田圭仙	当社 西日本高速道路	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
81	衝撃弾性波法によるポーラスコンクリート部材の空隙率推定手法の検討	野内彩可 渡辺健, 橋本親典 石丸啓輔	当社 徳島大学 徳島大学	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
82	圧入ケーソンの近接対策として流動化処理土で埋戻した先行削孔工および圧入工の報告	大庭尚史, 井上淳一 金重順一, 阿知波晃平	当社 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
83	鉄筋を使用しない超高耐久プレキャスト壁高欄の開発	和田圭仙, 藤井雄介 狩野武, 内堀裕之	西日本高速道路 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
84	超高耐久橋梁(Dura-Bridge)の実用化に向けた別塾谷橋の設計	藤岡泰輔 芦塚憲一郎, 横山和昭 永元直樹	当社 西日本高速道路 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
85	超高耐久床版(Dura-Slab)と鋼桁の接合部に関する実験的検討	藤井雄介, 和田圭仙 狩野武 ランコス チャミラ	西日本高速道路 当社 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
86	剛版を介して載荷されるHuber型半無限体の数値解析	廣瀬清泰 三上浩 河野一資 堀川都志雄	井沢設計 当社 構造メンテ 大阪工業大学	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
87	大口径斜材適用に向けた斜張橋ケーブル点検ロボットの開発	塩崎正人 車田茂美 河村圭	当社 テクノフラッシュ 山口大学	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
88	FBG光ファイバセンサを用いたPC橋のひずみ計測	篠崎裕生, 玉置一清 湯浅香織	当社 当社	令和2年度土木学会全国大会 第75回年次学術講演会講演概要集	2020/9/7
89	事業継続計画策定における建築設備の地震リスクに関する研究(第9報) 基準階レイアウトがスプリンクラー配管の耐震性能に与える影響について	矢ヶ崎啓介 西川豊宏	当社 工学院大学	令和2年度空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集	2020/9/9
90	深度センサーを用いたトンネル切羽監視システムに関する研究	藤井猛, 河村圭 塩崎正人, 中村隆史	山口大学 当社	第45回土木情報学シンポジウム講演集	2020/9/24
91	斜材表面の画像展開図作成における曲面の平面化手法	橋本祐弥, 河村圭 塩崎正人, 中村隆史	山口大学 当社	第45回土木情報学シンポジウム講演集	2020/9/24
92	CFRPシートを用いて下面接着曲げ補強を施したRC梁の衝撃応答解析	瓦井智貴, 小室雅人 岸徳光 三上浩 鈴木健太郎	室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社 構研エンジニアリング	土木学会北海道支部 令和2年度 年次技術研究発表会 論文報告集No.77	2021/1/30
93	緩衝ゴムを設置した830g/m ² のAFRPシート接着曲げ補強RC梁に関する繰り返し衝撃荷重実験	鈴木健太郎 小室雅人, 瓦井智貴 岸徳光 三上浩	構研エンジニアリング 室蘭工業大学 室蘭工業大学 当社	土木学会北海道支部 令和2年度 年次技術研究発表会 論文報告集No.77	2021/1/30
94	鉄筋組立・鉄筋出来形計測の自動化	岡本菜里, 竹之井勇 水田武利, 二宮健	当社 当社	土木学会 土木建設技術発表会 2020講演概要集	2021/2/17
95	排水立て管・継手から発生する騒音の評価実験	間瀬圭祐 市川友己 岡田恭明, 吉久光一	名城大学 当社 名城大学	2020年度 日本建築学会東海支部研究報告集	2021/2/23
96	排水立て管・継手から発生する流水音の放射特性—その2 排水高さと負荷流量に着目した実験的検討—	間瀬圭祐 岡田恭明, 吉久光一 市川友己	名城大学 名城大学 当社	日本音響学会2021年春季研究発表会 論文集	2021/2/24

報文ほか

	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
1	PC工事における安全管理ーPC建協の取組みー	陣内久之田中稔大高田茂樹	PC建設業協会(当社) PC建設業協会 PC建設業協会	プレストレストコンクリート MAR-APR Vol.62 No.2	2020/3/31
2	コンクリート構造診断士レポート 張出し施工ブロックに生じたひび割れの診断および補修検討	大野寛太	当社	プレストレストコンクリート MAR-APR Vol.62 No.2	2020/3/31
3	互理町役場・保健福祉センター	松井章一郎, 柿菌景介 寺山辰憲	三菱地所設計 当社	近代建築 Vol.74 No.4	2020/4/5
4	都市土木(シールドトンネル)ーシールド工法の変遷と技術革新ー4)取組事例:各社のシールド最前線紹介 高水圧の海底下を横断する泥水式シールドの施工	是松寛士 渡邊健史, 古谷毅	日揮 当社	土木施工 Vol.61 No.5	2020/4/22
5	多様化する太陽光発電システムの耐風設計上の課題 水上型PVSの実情と耐風設計上の課題	作田美知子 高森浩治 吉田昭仁 山本学	当社 構造耐力評価機構 東京工芸大学 鹿島建設	日本風工学会誌 Vol.45 No.2 (No.163)	2020/4/30
6	構造物のFRPシート・ロッド補強とFRPへの今後の期待について	三上浩	当社	強化プラスチック Vol.66 No.5	2020/5/19
7	江川大橋の設計・施工ー最大支間長173mを有する3径間連続箱桁橋ー	西村丈二 井上英二, 中積健一 村尾光則	水資源機構 当社 当社	プレストレストコンクリート MAY-JUN Vol.62 No.3	2020/5/31
8	外ケーブル補強効果の経年変化に関する検討	北野勇一 小野塚豊昭 村井弘恭 藤原保久	PC建設業協会 PC建設業協会 PC建設業協会 PC建設業協会(当社)	プレストレストコンクリート MAY-JUN Vol.62 No.3	2020/5/31
9	第7回PC橋に関する日越ジョイントワークショップと工事視察	伊藤均 吉野正道 睦好宏史	八千代エンジニアリング 当社 埼玉大学	プレストレストコンクリート MAY-JUN Vol.62 No.3	2020/5/31
10	排水立て管・継手から発生する騒音の測定指標に関する一検討	市川友己 間瀬圭祐, 岡田恭明 吉久光一	当社 名城大学 名城大学	騒音制御 Vol.44 No.3	2020/6/1
11	JR東日本ホテルメッツ東京ベイ新木場	中本太郎, 畑野了 長尾美菜未 萱沼健, 杉元宣計 黒木香那	日建設計 日建設計 当社 当社	近代建築 Vol.74 No.5/6	2020/6/5
12	暑熱対策と熱中症センシング技術 工場における暑熱対策の進め方	紺野康彦, 菰田裕士	当社	クリーンテクノロジー Vol.30 No.6	2020/6/10
13	常磐自動車4車線化工事の施工	笠原哲二, 北川祐至 松原太郎, 木村裕史	当社 当社	土木施工 Vol.61 No.7	2020/6/22
14	盛土構造の更新に適用した橋梁用プレキャストセグメントを用いたボックスカルバートの設計施工-高速1号羽田線鮫洲埋立部(更新1期線)ー	加藤豊章, 大塩隆 小島直之, 須田郁慧 山本多成 富山茂樹	首都高速道路 首都高速道路 大林組 当社	橋梁と基礎 Vol.54 No.7	2020/7/1
15	京都先端科学大学 京都太秦キャンパス南館	北條誠, 北條倫子 田原正寛	都市居住文化研究所 当社	近代建築 Vol.74 No.7	2020/7/5
16	【海外文献紹介】歴史的な橋梁の更新事業 ースペイン:ゴルゴス川に架かるアーチ橋ー	五味傑	当社	橋梁と基礎 Vol.54 No.8	2020/8/1
17	持続可能性に貢献する超低収縮・低炭素コンクリート	松田 拓	当社	建設機械 Vol.56 No.8	2020/8/1
18	寒冷地における複合微生物製剤を利用した油汚染の浄化	伊藤哲郎	当社	環境浄化技術 Vol.19 No5	2020/9/1
19	2.超高層建築物の音環境問題 超高層集合住宅の屋外騒音に対する遮音設計	嶋田泰	当社	音響技術 Vol.49 No.3	2020/9/15
20	建築生産におけるBIMの活用 IV.生産性向上に向けたBIMの活用 BIM活用によるフロントローディング実現への取組	田端秀行	当社	建築技術 No.849	2020/9/17
21	コンクリート橋の現況と将来 2)発展し続けるコンクリート橋技術ーコンクリート橋の来し方,行く末	春日昭夫	当社	土木施工 Vol.61 No.10	2020/9/23
22	コンクリート橋の現況と将来 5)施工事例 道路橋における床版拡幅工事の施工事例 供用高速道路での拡幅工事	諸橋明, 片健一 紙永祐紀	当社	土木施工 Vol.61 No.10	2020/9/23
23	コンクリート橋の現況と将来 6)トピックープレキャスト技術の今までとこれから	田添耕治, 竹之井勇 松嶋知明, 富安誠	当社 ピーエス三菱	土木施工 Vol.61 No.10	2020/9/23
24	コンクリート橋の現況と将来 6)トピックー海外から見た日本の橋ーベトナム人技術者が考えたこと	NGUYEN Anh Chi	当社	土木施工 Vol.61 No.10	2020/9/23
25	国道45号 (仮称)有家川橋の施工	大庭大, 小林睦, 清水公将, 高岡怜	当社 当社	プレストレストコンクリート SEP-OCT Vol.62 No.5	2020/9/30
26	盛土構造の更新に橋梁技術を適用した函体工事報告	谷口博胤, 富山茂樹 小島直之, 田原大地	当社 首都高速道路	プレストレストコンクリート SEP-OCT Vol.62 No.5	2020/9/30
27	中央構造線に沿った複雑な地山を三次元情報化施工で突破ー三遠南信自動車道青崩峠トンネル調査坑池島工区ー	馬場元樹, 櫻井智章 石川滋, 小出孝明	中部地方整備局 飯田国道事務所 当社	トンネルと地下 Vol.51 No.10	2020/10/1
28	環境振動の設計に関わる振動計測について	CHOI Jeongkyu 原田浩之	ヤクモ 当社	騒音制御 Vol.44 No.5	2020/10/1

	題名	執筆者名	所属	発表誌名	発行年月日
29	日本インフラの「強み」と「オリジナリティ」はどこに？ー求められる将来に向けた『進化』第13回No.12グローバル化のフェーズに入る日本の橋梁の課題	春日昭夫	当社	土木学会誌 Vol.105 No.10	2020/10/15
30	場所打ちコンクリート杭の施工管理のポイント 先端強化型場所打ち杭(SENTANパイル工法)の施工管理・品質管理	小川敦、中出剛 西垣和弘 川島真澄 神田政幸	熊谷組 (SENTANパイル工法協会) ケイエムエンジニアリング(株) 当社(株) 鉄道総合技術研究所	基礎工 Vol.48 No.10	2020/10/15
31	環境に配慮した非排水型トンネルの施工 北陸新幹線、深山トンネル	柏木亮 石田豪史、長谷川弘明	鉄道・運輸機構 当社	土木施工 Vol.61 No.11	2020/10/22
32	大深度場所打ち杭の施工と橋りょうの合理化施工 北陸新幹線、大蔵余座橋りょう	柏木亮 石田豪史、長谷川弘明	鉄道・運輸機構 当社	土木施工 Vol.61 No.11	2020/10/22
33	巻頭言 土とコンクリートと構造力学ーこれからの土木技術者に求められることー	柴田敏雄	当社	橋梁と基礎 Vol.54 No.11	2020/11/1
34	MRデバイスの援用による水路トンネルの維持管理業務の効率化	大津慎一	当社	検査技術 Vol.25 No.11	2020/11/1
35	大規模開削工法によるホーチーミン市初の地下鉄の建設 ホーチーミン市都市鉄道1号線建設工事パッケージ1a	柳瀬進、伊達峰司 下山和彦、近藤慎也 金重順一	当社 当社 当社	土木施工 Vol.61 No.12	2020/11/21
36	アラミドFRPロッドを用いた耐震補強の実用化ー開橋改築工事(下部工補強工)ー	佐藤伸夫、渡辺修三 桑野昌晴、安藤直文	当社 当社	プレストレストコンクリート NOV-DEC Vol.62 No.6	2020/11/30
37	生産性向上へのチャレンジ 鉄筋出来形検測「ラクカメラ」・遠隔立会検査「遠検」	水田武利、竹之井勇 伊藤篤	当社 当社	土木施工 Vol.62 No.1	2020/12/22
38	徳島自動車道 別荘谷橋の設計と施工	藤岡泰輔、田代昇 片健一 芦塚憲一郎、和田圭仙 松尾裕典	当社 当社 西日本高速道路 西日本高速道路	橋梁と基礎 Vol.55 No.1	2021/1/1
39	建設施工の省力化・省人化,ロボット 鉄筋組立自動化システムの開発・稼働=ロボットアームを用いて自動で鉄筋配置・結束する「Robotaras」=	岡本菜里	当社	建設機械 Vol.57 No.1	2021/1/1
40	国内外におけるPC技術の現状と展望	春日昭夫	当社	PCプレス 2021 / Jan. vol.024	2021/1/※
41	令和元年度委員会終了報告書概要 高齢者・生活弱者に優しい住宅設備に関する研究	川本聖一、中島古史郎 高村秀紀、小野實信 倉田丈司、栗原潤一 佐藤務、佐藤誠 西川豊宏、山鹿英雄 山口温、丸山信一郎 持田正憲 大野唯志、大橋一正 中岡豊彦	富山国際大学, 信州大学 信州大学, 小野技術士事務所 空の会, ミサワホーム総研 AP研, 佐藤エネルギーリサーチ 工学院大学, ジャパン・エンジニアリング 関東学院大学, 当社 MOCHIDA建築設備設計事務所 清弘エンジニアリング, 工学院大学 中岡技術士事務所, 住宅設備委	空気調和・衛生工学 Vol.95 No.1	2021/1/5
42	道路橋床版更新における基礎知識 第6回 プレキャストPC床版の設計	河村直彦 佐藤徹 諸橋明	PC建設業協会 PC建設業協会 PC建設業協会(当社)	プレストレストコンクリート JAN-FEB Vol.63 No.1	2021/1/31
43	鉄筋組立自動化システム「Robotaras(ロボタラス)」の開発	岡本菜里	当社	日本ロボット工業会機関誌 ロボット No.258 2021JANUARY	2021/1/31
44	既存杭の撤去と埋戻しの施工事例ーケーシング縁切引抜き工法(その2)ー	高岡雄二	当社	基礎工 Vol.49 No.2	2021/2/15
45	国産材CLTの製造コストを半減し,施工コストを他構法並みにする技術開発 CLTを使った建物の施工コストの検討	新藤健太, 鈴木賢人 宇京斉一郎 田野健治	森林総合研究所 森林総合研究所 当社	住宅と木材 Vol.44 No.508	2021/2/15
46	ViNA GARDENS リーフイアタワー海老名アクロスコー トリーフィアタワー海老名プリスコート	砂金宏和, 原口尚也 服部希美, 永井雅彦 川合保徳	アール・アイ・エー アール・アイ・エー 当社	近代建築 Vol.75 No.3	2021/3/5

三井住友建設技術研究開発報告 No.19 2021

Technical Research Report of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION

令和3年10月1日発行

October 2021

編集・発行

三井住友建設株式会社 技術本部

〒104-0051 東京都中央区佃 2-1-6

TEL: 03-4582-3120 FAX: 03-4582-3234

Published and Edited by

Technical & Engineering Service Division of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO., LTD.

2-1-6, Tsukuda, Chuo-ku, TOKYO 104-0051

TEL: 03-4582-3120 FAX: 03-4582-3234

URL <https://www.smcon.co.jp/>