アルソシア建設

技術研究開発報告

ARSOCIA Technical Research and Development Report

No.1

2026

アルソシア建設

INFRONEER Holdings Inc.

複製される方へ

アルソシア建設は，複写複製，転載複製および AI 利用に係る著作権を一般社団法人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，（一社）学術著作権協会（https://www.jaacc.org/）が提供している許諾システムを通じてご申請ください。

How to Obtain Permission

ARSOCIA CONSTRUCTION CO., LTD. authorized Japan Academic Association For Copyright Clearance (JAC) to license our reproduction rights, reuse rights and AI/ML 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 (https://www.jaacc.org/en/) and confirm appropriate organizations to request permission.

アルソシア建設技術研究開発報告 第1号（2026年）　目次

論文・報告

No.	タイトル	執筆者	ページ
1	橋座面へのアンカー削孔を必要としない鉛直アンカーボルトレス支承の開発	鈴鹿　良和 谷口　博胤 渡邉　光 五味　傑 佐藤　晴海 ゼリン　アリファ	1
2	中大規模木質ラーメン構造の鉄筋コンクリート仕口を想定した転造ねじアンカーボルトの引抜性能に関する実験的研究	井上　樹里也 白山　貴志 蛭田　駿 原田　兼佑 新上　浩 徳武　茂隆	9
3	工事振動を利用したトンネル切羽前方探査の適用可能性に関する実験的検討	程塚　保行 大田　有夏 仲　哲路 鎌田　修司	18
4	弾性波を用いた深部埋設管の探査および可視化技術の開発	程塚　保行	23
5	建設工事における幅の狭い空溝の地盤振動低減効果に関する検討	小林　秀彰 赤尾　伸一	30
6	環境配慮型固化材「サスティンGeo」を添加した土の締固め特性および強度発現性	内田　志春 サンジーワニ　ダヤニ 坂本　遼 高橋　直樹	38
7	各種セメントを高炉スラグ微粉末で置換した環境配慮型コンクリートに関する基礎的な検討	峯　竜一郎 小宮　克仁	44
8	中庸熱ポルトランドセメントを高炉スラグ微粉末で置換した環境配慮型高強度コンクリートの強度発現性に関する検討	小宮　克仁 峯　竜一郎	52
9	高炉スラグ微粉末を大量に使用したペーストの流動性に関する基礎的検討	茨木　泰介 鶴田　葵 臺　哲義 佐々木　亘	60
10	結合材の主体を高炉スラグ微粉末としたモルタルの炭酸化に関する一検討	坂本　遼 鶴田　葵 佐々木　亘	67
11	CFD解析による免震建物の設計用風荷重評価に関する基礎的検討	新井　雄大 小島　千里 川島　学 平田　裕一	74
12	3Dコンクリートプリンティングにおける出力パラメータが鉄筋付着強度および積層界面付着強度に及ぼす影響	水田　武利 高岡　怜	79
13	コンクリートと金属部材の波動伝播特性の違いを利用した複合構造物解体	山地　宏志 中森　純一郎	86
14	3次元流体－構造連成弾塑性破壊モデルによるコンクリート部材の放電衝撃破砕シミュレーション（英文）	アディス　ボンガー ランコス　チャミラ 篠崎　裕生	92
15	総合建設業の研究開発効率に関する検討－その2　回帰モデルによる関連要因分析 －	小坂　英之 宮地　祐子	100

社外発表論文一覧　107

橋座面へのアンカー削孔を必要としない 鉛直アンカーボルトレス支承の開発

Development of a Vertical Anchor Boltless Bridge Bearing

鈴鹿　良和*1，谷口　博胤*1，渡邉　光*1，五味　傑*1，佐藤　晴海*1，ゼリン　アリファ*2
YOSHIKAZU SUZUKA, HIROTSUGU TANIGUCHI, HIKARU WATANABE, TAKASHI GOMI, HARUMI SATO, ZERIN ARIFA

橋梁更新工事における支承取替え工では，支承アンカーボルトを新たに設置することが必要である。しかし，対象橋梁が過年度耐震補強工事等により端対傾構を巻立てコンクリートにより補強している場合，支承近傍の桁下遊間が小さく，新設支承アンカーボルト用の削孔機が入らずコア削孔ができないという課題がある。そこで，新設支承の鉛直方向の支承アンカーボルトを省略し，橋座面へのコア削孔を行わない鉛直アンカーボルトレス支承の開発を行った。

キーワード：鉛直アンカーボルトレス支承，支承取替，更新工事，狭小空間

Bearing replacement during bridge renewal works requires the installation of new vertical anchor bolts. However, in cases where end diaphragms have already been strengthened during previous seismic retrofitting, the clearance beneath the girder in the vicinity of the bearing is often insufficient to accommodate the drilling equipment required for core drilling and anchor-bolt installation. To address this challenge, a vertical anchor boltless bridge bearing has been developed in which no core drilling of the bearing seat is required.

Keywords: Vertical anchor boltless bearing, Bearing replacement, Bridge renewal project, Confined space

1. 開発の目的

橋梁更新工事における支承取替え工において，取替え前の支承が旧規準で設計されている場合，設計水平力が増加し，支承の各部材が大きくなることが多い。支承のアンカーボルトも同様であり，アンカーボルトの増設，もしくは，取替え前より大きなアンカーボルトの新規設置が必要となる。その場合，新設支承アンカーボルトを設置するため橋座面にコア削孔を行うこととなる。

しかし，対象橋梁が過年度耐震補強工事等により端対傾構を巻立てコンクリートにより補強している場合は支承近傍の桁下遊間が小さく，新設支承アンカーボルト用の削孔機が入らずコア削孔ができない課題が生じる。

従来は，端対傾構の巻立てコンクリートをウォータージェット工法により，橋台前面のコンクリート製落橋防止装置を人力はつりにより撤去する方法（**写真-1**）や，機能分離型支承（パット沓＋水平力分担構造）を採用する方法（**写真-2**）によってこの課題を解決してきた。しかし，これらの解決策は既設構造物の撤去・復旧が必要となることや，水平力分担構造を設置する主桁に補強横桁を追加するなど，鋼構造物への補強が多くなることが課題としてあり，現場施工の省力化が求められてきた。

そこで，新設する支承の鉛直方向のアンカーボルトを省略し，橋座面へのコア削孔を行わない鉛直アンカーボルトレス支承の開発を行った。なお，本開発は住友理工（株）との共同開発である。

*1 土木事業本部橋梁構造設計部
*2 技術研究所技術開発推進部



写真-1　端対傾構巻立てコンクリートの撤去状況

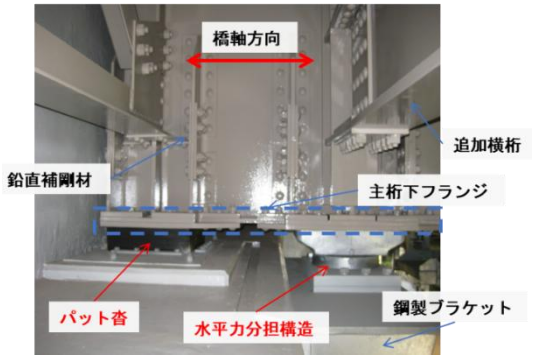


写真-2　機能分離型支承設置状況

2. 構造概要

(1) 本構造の特徴

本構造は，支承取替え工において使用するジャッキアップ用鋼製ブラケットを，取替え後も撤去せず，支承と下部構造を接合する本設部材として再利用することを特徴とする。これによって新設支承アンカーボルト用の削孔が不要となり，それに伴い端対傾構の巻立てコンクリートの撤去，ブラケット撤去作業が不要となるため，支承取替え工全体の施工性向上と省力化が期待できる。また，ブラケットが桁かかり長を延長することにもつながり，落橋防止対策の向上も期待できる。鉛直アンカーボルトレス支承の構造概要を**図-1**，**図-2** に示す。

(2) 力の伝達

支承に作用する水平力は，支承本体からベースプレート，鋼製ブラケットおよびブラケットアンカーボルトを介して下部構造に伝達させる（**図-3**）。一方，鉛直力は支承本体からベースプレート，無収縮モルタルを介して下部構造に伝達させることにより，鉛直方向の支承アンカーボルトを省略した構造としている（**図-4**）。

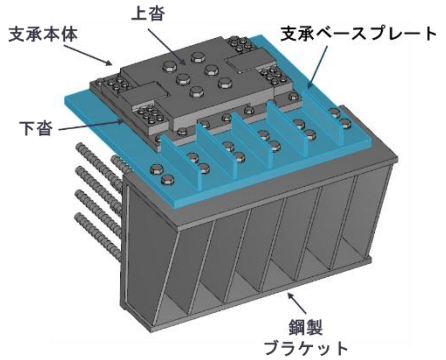


図-1　鉛直アンカーボルトレス支承概要図

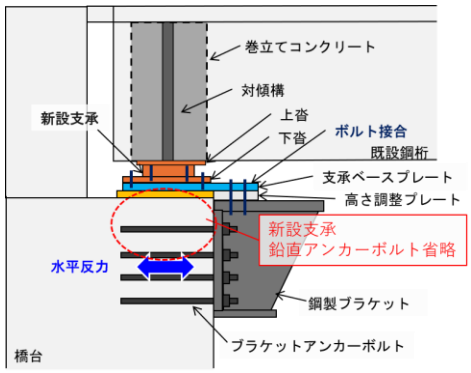


図-2　鉛直アンカーボルトレス支承の構造概要図

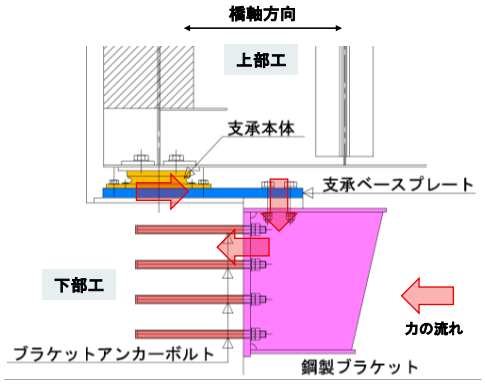


図-3　水平力の伝達経路

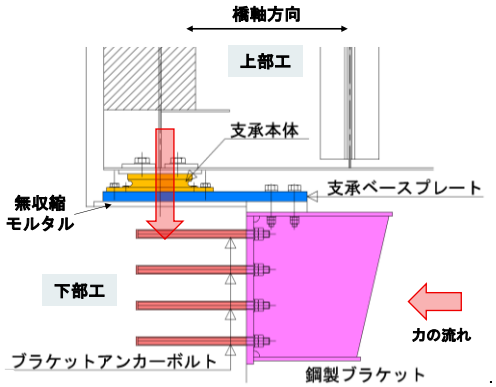


図-4　鉛直力の伝達経路

(3) 支承本体

本構造は桁下遊間の小さな箇所への使用を想定しており，ゴム本体に標準的な積層ゴム支承は適用できない。そこで,鉛直力はゴム本体で水平力はサイドブロックにより伝達する支承として,ディスク型高面圧ゴム支承「DRB」[1)]を採用した。

ベースプレートは，支承本体と鋼製ブラケットを接合するため，橋軸方向は標準支承に対して長くなる。それに対し，直角方向は，これまで既設構造物の橋座の鉄筋，主桁の対傾構や水平材，支承サイドブロックの制約を受けながら施工したアンカーボルト用のコア削孔位置実測結果を反映してベースプレート寸法を決定する必要があったが，本構造ではそれらの制約を受けずに寸法を決定できる。あわせて，支承縁端距離が不足することや，新設ベースプレートがパラペットに干渉するといった課題に対し効果がある。また，橋座が狭いなどの理由でジャッキアップ後にアンカーボルトの削孔を行う必要がある場合に対しては，コア削孔位置実測結果を待たずにベースプレートの製作が可能となり，支承製作期間短縮も期待できる。なお，本構造はベースプレートの補強リブが鋼製ブラケット上に配置され，その補強リブ間に締結ボルトを配置するため，ベースプレート寸法はブラケットアンカーボルト用の削孔結果を反映する必要がある。

実橋の支承取替えでは端支点・中間支点の両方が対象となるが，中間支点部は支承反力が大きく，支承各部材が大きくなるため，本開発では端支点を対象とした。本開発でモデルとした橋梁の概要と設計反力を**表-1** に示す。

表-1 開発でモデルとした橋梁の概要

モデルとした橋梁の諸元	
橋長	114.0m
支間長	23.1m+33.5m+33.5m+23.1m
構造形式	鋼4径間連続非合成鈑桁橋
全幅員	12.850m
桁高	1.6m（4主桁）

設計反力（支承1基あたり）		
鉛直反力		400kN
水平反力	橋軸方向	3,300kN
	橋軸直角方向	1,300kN

3. 構造検討

(1) 検討概要

本構造の特徴は，ベースプレートを鋼製ブラケットと接合して，水平力をベースプレートから鋼製ブラケットを介して下部工に伝達する点である。そこで，ベースプレートおよびベースプレートと鋼製ブラケットとの締結ボルトに対して行った事前検討について記載する。

なお，本報では，部材に作用する軸力，曲げモーメント，せん断力およびねじりモーメントに対して，各部材の断面性能を用いて表計算ソフトで応力度を算出する方法およびその結果を「計算」と称する。また，本構造は複雑な形状であり，その影響を上記の「計算」で評価できないことが考えられたため，別途 FEM 解析による検討も実施しており，その方法および結果を「FEM」と称する。

表-2 ベースプレート上面の橋軸方向応力

	応力度		判定（道示Ⅱ 4.3）[2)]				
	圧縮	曲げ	式-4.3.4			式-4.3.5	
	σ_c (N/mm²)	σ_{bcy} (N/mm²)	K※	≦	1.0	Σσ (N/mm²)	≦ σ_{cal} (N/mm²)
計算	53	114	0.95	≦	1.0	167	≦ 298
FEM	-	-	-			246	

※：$K = \dfrac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \dfrac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}\alpha_y} + \dfrac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}\alpha_z}$

各記号は H24 道示Ⅱ[2)]の「4.3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材」に準拠する。

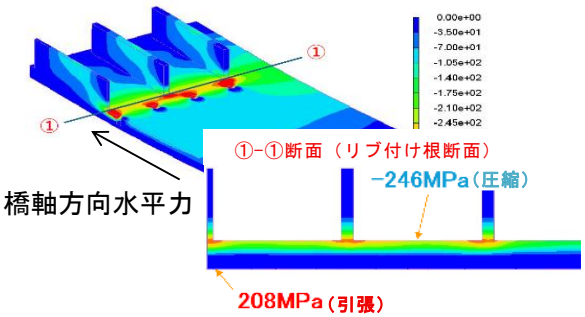


図-5 FEM におけるベースプレートの橋軸方向応力発生状況

(2) ベースプレートの設計

ベースプレートの橋軸方向照査は，道路橋示方書・同解説 [2)]（以下，道示）の軸方向力と曲げモーメントを受ける部材に準じて設計した。桁端側から桁中央側へ橋軸方向水平力が作用したとき，その水平力作用位置が高いと必要板厚が厚くなり，支承構造高が桁下空間に収まらない。そこで，本構造で用いる支承は，上沓とサイドブロックの接触位置を下げることにより水平力の作用高を低減させた改良版の DRB とした。なお，改良版の DRB は住友理工（株）の製品である。あわせて，ベースプレート上面に補強リブを設置して曲げ剛性を高め，ベースプレート板厚の増加を抑制することにより支承構造高を小さくして，本構造の実橋梁への適用性を確認した。桁中央側に橋軸方向水平力が作用する場合について,ベースプレート上面の橋軸方向応力の計算結果と FEM 結果を**表-2** に，FEM におけるベースプレートの橋軸方向応力発生状況を**図-5** に示す。FEM ではベースプレート上面に

設置した補強リブ付け根部近傍に計算より高い応力が発生している。そこで，計算および FEM の妥当性について載荷試験により検証することとした。

(3) 締結ボルトの設計

ベースプレートとブラケットを接続する締結ボルトには，ボルト図心位置と水平力作用位置が直線上にない（**図-6**）ことから，平面的な回転が発生する。本締結ボルトのせん断応力度の計算では，橋軸直角方向水平力によるせん断応力と，ボルト群の平面配置上の図心を中心に回転する動きにより生じるせん断応力の両方を考慮することにより，計算が FEM に対して約 1.23 倍大きくなった（**表-3**）。引張応力度は，FEM では橋軸直角方向載荷時にベースプレートのねじれるような挙動によるボルト軸方向の変形が影響し，水平力の作用高さを考慮したねじりモーメントの計算より FEM が大きな値となった。ただし，部材決定率はせん断が支配的であることを確認した。

なお，大規模地震による復旧性を考慮する場合，支承本体を損傷させずに，ベースプレートとブラケットを締結するボルトの先行破断が望ましい。載荷試験の供試体では，本締結ボルトを先行破断部材として設計し，想定通りの破壊モードとなるかを確認することとした。

4. 載荷試験による性能確認

(1) 載荷試験概要

本構造の性能を確認するために載荷試験を実施した。載荷試験による挙動を比較し，複数の供試体で同様の挙動となることを確認することでイレギュラーな要素を判別しやすくするため，供試体は 2 体製作した。供試体は，上沓がサイドブロックに衝突するまでの挙動は従来の支承と変わらないため，サイドブロックに荷重が作用した後からの挙動を再現することとした。

計測項目についてボルト類は，下沓締結ボルト，ベースプレート締結ボルト，ブラケットアンカーボルトの 3 つの軸力を計測した。ベースプレートは，断面急変部となるリブ近傍の応力性状を把握することを目的に，ベースプレート上面，ベースプレートリブのひずみを計測した。ブラケットはベースプレート締結ボルトから力が伝わることによる応力性状を把握するために，ベースプレート締結ボルト間の上フランジ下面のひずみを計測した。また，橋軸方向の支間中央側載荷時はベースプレート締結ボルトを基点としてベースプレートが浮き上がり，直角方向載荷時にはベースプレート締結ボルトを基点として回転する挙動が想定されたことから，ベースプレートの水平方向および鉛直方向の変位を計測した。また，ベースプレートの変位がブラケットにどのように影響を与えるか確認するために，ブラケットの鉛直変位および目開き（橋台とブラケットの離れ）を計測した。

載荷荷重は，橋軸方向・橋軸直角方向ともに道示におけるレベル 2 地震動（以下，L2 地震）を想定して正負交番繰り返し載荷を行うことと

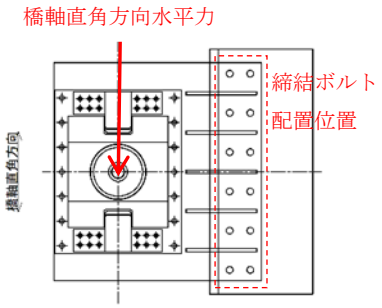
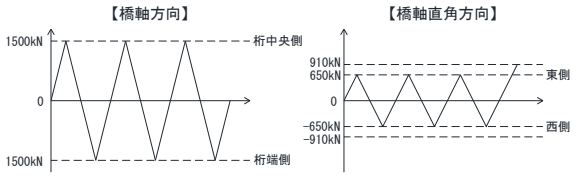


図-6 橋軸直角方向水平力と締結ボルト配置

表-3 締結ボルトに生じる応力

	引張応力度				せん断応力度			
	σ_t (N/mm²)	(決定率)	≦	σ_{ta} (N/mm²)	τ (N/mm²)	(決定率)	≦	σ_{ta} (N/mm²)
計算	29	(4%)	≦	799	351	(76%)	≦	459
FEM	123	(15%)			298	(65%)		



載荷ケース	載荷方向	鉛直力	水平力	
①	橋軸方向	400kN	1500kN	設計荷重
②	橋軸直角方向	400kN	650kN	設計荷重
③	橋軸直角方向	0kN	650kN→910kN	設計荷重→終局荷重

図-7 載荷荷重と載荷ステップ

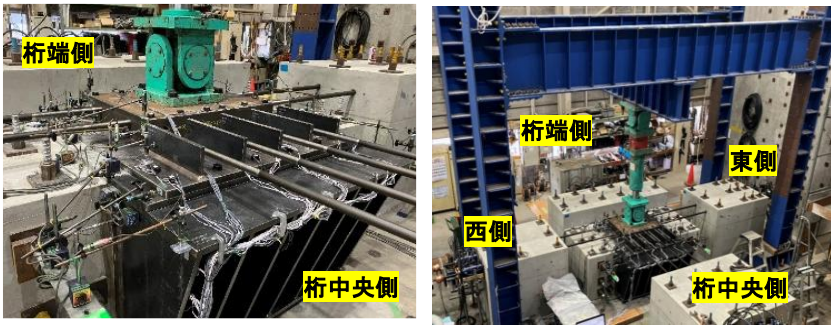


写真-3 載荷試験の状況

し，下沓に PC 鋼棒を設置し，PC 鋼棒を両側から引っ張ることで正負交番を再現した。繰り返し回数については，道路橋支承便覧の「特性検証試験において基本となる試験条件」における地震時水平力分散型ゴム支承の水平加振回数を参考に 3 回とした [3)]。実験設備の規模から，載荷荷重は実橋の L2 地震時水平力の 1/2 とし，供試体はその荷重に対する各部材の応力が実橋レベルでの設計と同等になるように設計した。実橋では軸方向地震時には負反力が生じないと考え，橋軸方向載荷時は鉛直荷重を載荷した。直角方向地震時には外桁の支承は主桁の回転により負反力が生じることがあることから，直角方向載荷時は鉛直荷重を載荷した状態と載荷していない状態の 2 パターンを実施した。

本構造は直角方向地震時の破壊挙動が複雑であると想定されたため，上記正負交番載荷を実施した後に，直角方向に終局荷重まで載荷し，供試体を破壊させることとした。載荷荷重と載荷ステップを**図-7**，載荷試験の状況を**写真-3** に示す。

(2) 載荷試験結果

下沓の水平変位計測箇所を**図-8**，水平方向の荷重変位曲線を**図-9** に示す。橋軸方向・橋軸直角方向ともに L2 地震時の設計荷重を載荷しても支承本体およびブラケットに損傷は見られなかった。無収縮モルタルは 1 回目の載荷でベースプレートとの縁切りが発生し，載荷を繰り返すことで無収縮モルタルのひび割れが進展した。

橋軸方向の振幅は 17 mm 程度である。これは，下沓とベースプレート，ベースプレートとブラケットの締結ボルトのボルト孔との遊び，ボルトの弾性変形によるものと考えられる。直角方向の振幅は 26 mm 程度と橋軸方向より大きい変位となった。これは，ボルト孔の遊び，ボルトの弾性変形に加えて，ベースプレートとブラケットの締結ボルトを中心に回転するような挙動による変位が生じたためと考えられる。

載荷試験によりベースプレートおよび締結ボルトに生じた応力を，事前検討結果（計算および FEM）とあわせて**表-4** に示す。ベースプレートとブラケットの締結ボルトに発生する軸力は，橋軸方向載荷時は想定した計算結果より小さい値となったが，橋軸直角方向載荷時は想定した計算結果より大きい値となった。ボルト軸力が計算および FEM と一致しなかった理由として，ボルト軸方向に生じるベースプレート等の変形がボルト位置により異なったことが考えられる。また，橋軸直角方向載荷時の方が橋軸方向載荷時に対して，ベースプレートの挙動が

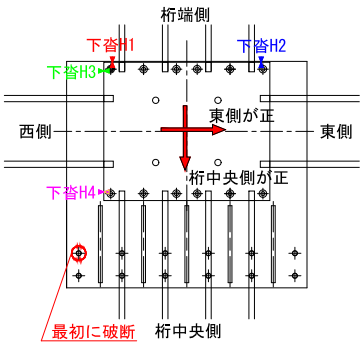


図-8　水平変位計測箇所

表-4　事前検討と載荷試験の比較

(N/mm²)

部材			橋軸方向			直角方向		
			計算	FEM	載荷試験	計算	FEM	載荷試験
ベースプレート	ベースプレート-ブラケット締結ボルト	せん断応力	282	278	-	439	331	-
		引張応力	309	207	150	30	220	308
	本体	曲げ応力	41	38	71	55	24	40
		せん断応力				143	-	-
	ベースプレート補強リブ	曲げ応力	26	14	21	-	4	9

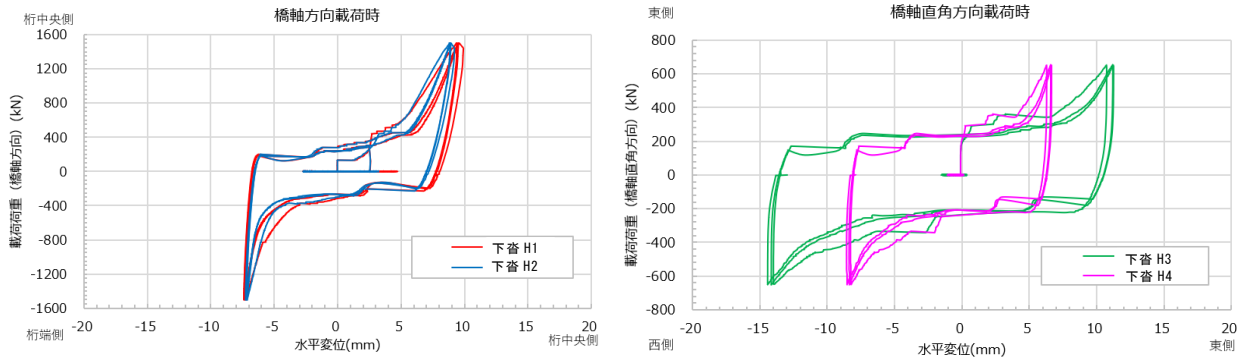


図-9　下沓の荷重変位曲線

複雑であり，その影響を受けるボルト本数が少ないため軸力のばらつきが大きくなったと考えられる。ただし，締結ボルトの設計ではせん断が支配的であり，構造検討においてせん断応力は FEM よりも計算の方が大きかったことから，3 章での計算方法は変更しないこととした。

締結ボルトの設計ではせん断が支配的であるが，載荷試験では計測ができなかった。ボルトとボルト孔には遊間があり，載荷が進むにつれて載荷方向の遊間が小さかったボルトから効き始め，各ボルトのせん断応力に偏りが生じることが懸念されるが，この遊間を各ボルトで均等になるように管理することは現実的ではない。これまで実績のある標準的な支承構造においても同様の挙動が生じると考えられるため，各ボルトのせん断応力が均等に近づくようボルト孔の遊間が小さくなるようなボルトが採用できないか，ボルト設置後に遊間を埋めることができないか，などの対策を今後検討する必要がある。

ベースプレートに発生する曲げ応力は，多少のばらつきはあるものの想定した計算と同じように制限値に対しては小さい値となった。また，FEM では補強リブ近傍に大きな応力が発生していたが（**図-5** 参照），実験では大きなひずみは計測されなかった。そのため，ベースプレートの設計については，部材厚の決定率はせん断が支配的であることから，3 章での計算方法を基本とすることとした。

破壊状況について，橋軸直角方向に終局荷重載荷後も載荷し続けた結果，1,600 kN を超えたところでベースプレートとブラケットを締結するボルトの破断により破壊した（**図-10**，**写真-4**）。破断したのは，載荷方向と反対側の最外縁のボルトである。本構造は，ベースプレートとブラケットを締結するボルトが最も早く破断に至るように設計しており，本実験で想定通り破壊に至ることを確認した。なお，実橋では，主桁があることから橋軸直角方向水平力に対して支承 1 基ごとに回転する挙動は生じないことが考えられる。その場合，締結ボルトに作用するせん断応力は回転する挙動によるせん断応力を考慮しない，橋軸直角方向水平力により生じるせん断応力のみの応力に近づくと考えられる。

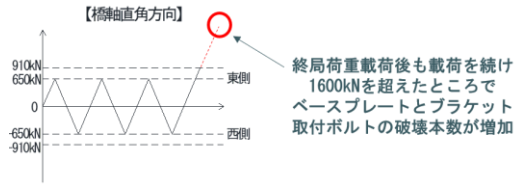


図-10　破壊時の載荷ステップ

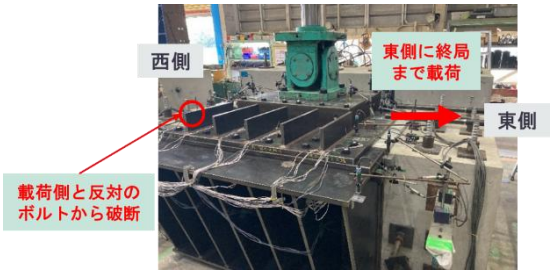


写真-4　供試体の破壊状況

(3) 変位対策

載荷試験より，鉛直アンカーボルトレス支承が構造上，変位が大きくなりやすい支承であることが分かった。ボルト孔の遊び，ボルトの弾性変形は標準的な支承構造でも考えられる挙動であるが，直角方向の変位は本構造特有の動きである。そこで，それらの変位を再現した動的解析を行い，標準的な支承構造に対する支承反力の変化量を把握した。

動的解析の結果，橋軸方向の反力は標準的な支承構造の応答値に対して 1.3 倍となったが，支承金物等の鋼部材で対応できる変化量であると思われるため，支承バネ値をモデル化した動的解析により，取替え後の応答値を把握することとする。橋軸直角方向の反力は標準的な支承構造の応答値に対して 2～3 倍と大きくなることから，鉛直アンカーボルトレス支承に対して直角方向には別途，変位を制限する構造を設け，固定支承と見なせるようにすることを標準とする。本構造は機能一体型支承と同等と考え，変位を制限する構造を設けても支承本体は L2 地震力まで考慮して設計する。また，変位を制限する構造は L2 地震力に対応する構造とする。

5. 本構造適用時の留意事項

(1) 水平力と桁下遊間の関係と負反力の有無

本構造の優位性が確保できる対象構造物は桁下空間が狭く，標準的な支承のアンカーボルト用のコア削孔ができない橋梁である。適用にあたっては水平力により決まる必要構造高が桁下空間に収まることが前提となる。また本構造は，支承部で上向き地震力が生じない橋梁を対象として適用するものであり，適用にあたっては動的解析等で負反力の有無を確認する必要がある。

(2) 支承構造およびベースプレート構造

本構造では，支承構造高を抑える対策として「ベースプレート上面に補強リブを設置する構造」を採用し，橋軸方向水平力による曲げに対する抵抗断面を大きくすることによりベースプレートの板厚の増加を抑えている。この対策は，座屈抵抗性を高めることにもつながる。また，「上沓とサイドブロックの接触位置を下げる構造」を採用することにより，水平力作用高を下げ，作用する曲げモーメントを低減することとしている。なお，今回，対象とした橋梁で本構造を採用する場合には「ベースプレート上面に補強リブを設置する構造」と「上沓とサイドブロック接触位置を下げる構造」が必要となったが，補強リブは耐久性の観点では望ましい形状ではないため，改良について可否も含めて今後検討が必要である。

(3) 支承縁端距離の適用

本構造では，支承部に作用する水平力をブラケットアンカーボルトに負担させるため，ブラケットアンカーボルトに対して道示の支承縁端距離[4]の検討を行う必要がある。

橋軸方向には支承縁端距離の考え方は該当しないため，ブラケットアンカーの配置は引抜力によるアンカー先端からのコーン状破壊に対する照査を満足するように，橋座面からの高さやアンカーの間隔を検討する。橋軸直角方向には，地震時水平力に対して道示に基づくブラケット設置面の耐力照査を行った上で，支承縁端距離 S は，**図-11** に示すように，縁端から水平方向に最も近くなるアンカー位置に対して，道示式を満足するようにする。

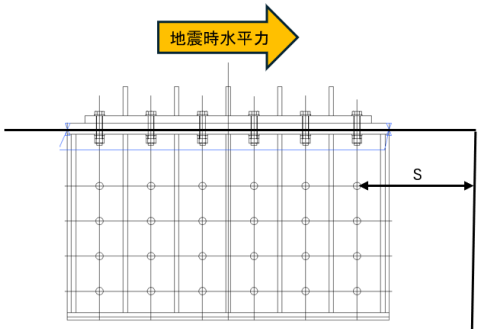


図-11 支承縁端距離 S の取り方

(4) 無収縮モルタルの構造

今回の実験ではベースプレート端部で無収縮モルタルが破壊する変状が発生した（**写真-5**）。無収縮モルタルのひび割れは L2 地震力まで載荷する途中で発生しており，支承の変位が大きいことに加え，今回の実験では無収縮モルタルを無筋としていたことも原因である。本構造では無収縮モルタルを介して上部工鉛直反力を下部工に伝えるため，ベースプレート下側の無収縮モルタルが大きく欠損することは望ましくない。そこで，無収縮モルタルにはベースプレート端部を跨ぐように鉄筋を配置することを標準とする。道示では，格子状に D16 以上と記載されているが，ピッチの記載が無いため，細目として D16ctc125 相当を配置する方針とする。配筋例を**図-12** に示す。

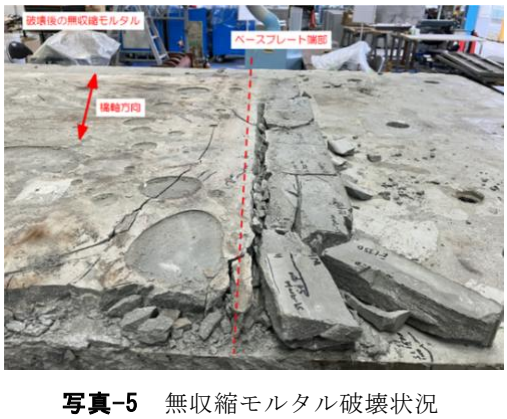


写真-5 無収縮モルタル破壊状況

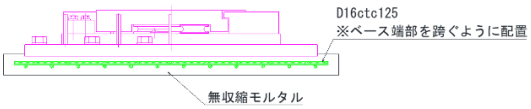


図-12 無収縮モルタルへの配筋例

(5) ブラケットと橋台の界面

本載荷試験では,ブラケット背面と橋台の間に不陸調整を兼ねて接着剤を塗布した。しかし，供試体破壊時のブラケット背面は，接着剤で破壊せず橋台かぶり部で破壊した（**写真-6**）。ブラケットは支承構造の一部となることから交換・復旧しやすい構造であることが望ましいため,ブラケット背面の接着剤の塗布は行わない方針とする。ただし，荷重を偏りなく橋台に伝えることが重要であるため,橋台面との不陸調整については今後検討が必要である。



写真-6　供試体解体後のブラケット接着面

6. 従来の標準構造との工程・工費比較

桁下空間が小さい場合の従来の支承取替工事と工程･工費の比較を行った。既設構造物の撤去作業等が少ないため，巻立てコンクリートを撤去する場合と比べ，約 10%の工程短縮効果が期待でき，コストは約 10%削減できる。

7. まとめ

本報では，支承取替工事の工期短縮・コスト縮減を図る鉛直アンカーボルトレス支承について，載荷試験により地震力作用時の挙動，設計の妥当性および破壊モードの確認を行い，あらかじめ想定した計算手法で各部材の設計が行えることを確認した。

本技術は，桁下空間が小さく標準的な支承に取り替えることのできない中小規模橋梁の支承取替工事に有効な構造である。また，施工空間の小さい橋座上でのコア削孔作業がなくなり，施工性・安全性の向上につながる構造である。

今後は，構造の改善として応答変位が小さくなるよう，ベースプレートとブラケットを締結するボルトのボルト遊間の縮小化について可否も含めて検討する。具体的には，使用ボルトの種類，ボルト遊間を小さくした場合の施工性，ボルト遊間の穴埋めについて，それらの可否と効果について検討する。また，本構造の適用範囲を拡大するためには，上部工が鋼橋の場合だけでなく，コンクリート橋の場合も想定することが望ましい。そのためには，コンクリート製の上部工と本構造との接合方法の開発が必要となる。

謝辞：本開発に際し、FEM 解析を含む事前・事後解析および鋼部材関連の供試体製作にご協力いただいた住友理工株式会社に、心より御礼申し上げます。

参考文献

1) 住友理工株式会社：製品情報，https://www.sumitomoriko.co.jp/product/catalog/，2026.11.5 参照
2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，pp.176-181，2012.3
3) 日本道路協会：道路橋支承便覧，p.247，2018.12
4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ上下部接続部編，pp.128-135，2025.10

中大規模木質ラーメン構造の鉄筋コンクリート仕口を想定した転造ねじアンカーボルトの引抜性能に関する実験的研究

Experimental Study on Pull-out Performance of Rolled-Thread Anchor Bolts Anchored in Reinforced Concrete Joints of Timber Moment-Frame Structures

井上　樹里也[*1]，白山　貴志[*1]，蛭田　駿[*1]，原田　兼佑[*1]，新上　浩[*2]，徳武　茂隆[*1]
JURIYA INOUE, TAKASHI SHIRAYAMA, SHUN HIRUTA,
KENSUKE HARADA, SHINJO HIROSHI, SHIGETAKA TOKUTAKE

中大規模木造の仕口部に鉄筋コンクリート造や鉄骨鉄筋コンクリート造を採用する場合，転造ねじアンカーボルト（以下，ABR と称する）をコンクリートに定着させ，仕口部から突出した ABR を接着剤や金物を介して柱や梁と接合する方法がある。本研究では，鉄筋コンクリートに定着された ABR の付着性能を把握するため，複数の径の ABR で引抜実験を実施し，ABR の引張強さに近い応力下において，埋込深さが ABR 径の 15～20 倍以深の計測点ではひずみはほとんど生じておらず，コンクリートとの付着作用が当該位置まで及んでいないことを確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート，転造ねじ，定着，付着応力度，中大規模木造

When reinforced concrete or steel-reinforced concrete is used for the joints of medium-to large-scale timber structures, one connection method anchors rolled-thread anchor bolts (ABR) in the concrete and connects the projecting portion to timber columns or beams via adhesive or steel hardware. In this study, pull-out tests were conducted on ABRs of several diameters in order to clarify the bond performance of ABRs anchored in reinforced concrete. Under stress close to the tensile strength of the ABR, almost no strain occurred at measurement points deeper than 15-20 times the bolt diameter, confirming that bond action did not extend to those depths.

Keywords: Reinforced concrete, Rolled thread, Anchorage, Bond stress, Medium-to large-scale timber structures

1. はじめに

近年，カーボンニュートラルや森林資源の循環利用を目的として，建築構造への木材利用が増加している。木材は繊維（材軸）方向に比べ，繊維直交方向は剛性，強度ともに低いという異方性を有しているため，**図-1** に示すような中大規模木造では，柱と梁部材が交差する柱梁接合部が強固となるよう，接合部パネル部に鉄筋コンクリート（以下，RC と称する）造や鉄骨鉄筋コンクリート造を採用する事例も多い。このような構法における木質の柱や梁の接合方法の一つに，接着剤や金物を介して，接合部パネルから突出した異形鉄筋や転造ねじを有する両ねじアンカーボルト（以下，ABR と称する）と接合するものがある（**図-2**，**図-3** 参照）。ABR においては，施工性や付着性能の向上を目的として，プレキャスト RC 造柱梁接合部内に転造ねじ部を通し配



図-1　中大規模木造建物イメージ

[*1] 建築事業本部構造・免制震開発部
[*2] 技術研究所技術開発推進部

筋することも想定される。付着性能についての既往研究としては降伏後の異形鉄筋 [1]やシース管内部の異形鉄筋に関する研究 [2]，ねじ節鉄筋に関する研究 [3]などがあるが，転造ねじを有する ABR の付着性能に関する知見は十分でない。そこで本報では，RC 中に定着された転造ねじの付着性能を把握するために実施した，全長を転造ねじとした ABR の引抜実験の結果について報告する。

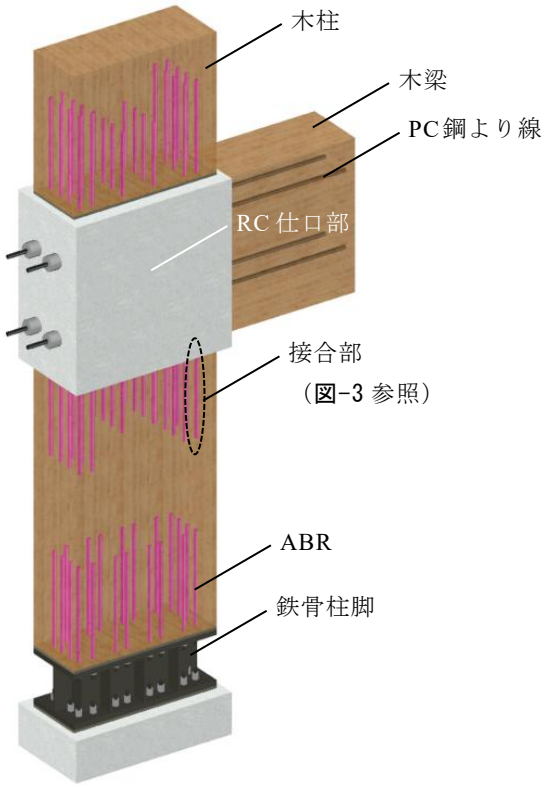


図-2　ABR を用いた接合イメージ
（RC 仕口部と木柱の接合に ABR を用いた場合）

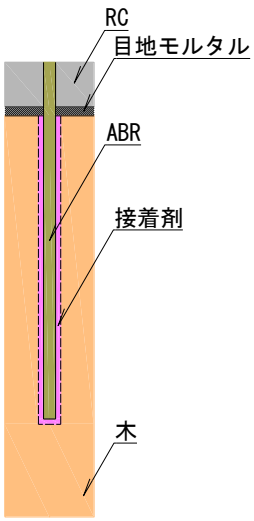


図-3　接合部拡大図

2. 実験概要

試験体諸元一覧を**表-1** に，試験概要図（dg.1, dn.1）を**図-4 に**，試験状況（dn.1）を**図-5** に示す。試験方法は文献 1), 4)を参考とした。ABR の鋼種は SNR490B とし，呼び径は 18 mm，20 mm，24 mm，27 mm の 4 種類とした。なお，呼び径 27 mm については呼び強度 48 N/mm^2 および 60 N/mm^2 の 2 種類のコンクリート強度を採用した。ABR は RC 躯体上面から 5d の範囲をポリプロピレンシートで覆い付着除去区間を設け，ABR の降伏が先行するよう埋込長さを 40 d とし，はしあきは 12.5 d 以上とした。**図-4** 中の試験体 dg.1 のように，付着区間では 5d 間隔で対向する 2 面のねじ山を削り取り，ひずみゲージを貼付した。ひずみ

表-1　試験体諸元一覧

試験体名	ABR			RC		
	材質	呼び径 (d) [mm]	ひずみゲージ	幅 × せい [mm]	高さ [mm]	コンクリート圧縮強度 [N/mm^2]
ag.1 ~ ag.3	SNR490B	18	あり	1100 × 675	45d	63.5
an.1 ~ an.3			なし			
bg.1 ~ bg.3		20	あり			63.0
bn.1 ~ bn.3			なし			
cg.1 ~ cg.3		24	あり			62.9
cn.1 ~ cn.3			なし			
dg.1 ~ dg.3		27	あり			62.0
dn.1 ~ dn.3			なし			
eg.1 ~ eg.3			あり			45.8
en.1 ~ en.3			なし			

ゲージ貼付の影響を確認するため，同径でひずみゲージを有しない ABR（**図-4** 中の試験体 dn.1）も同一の RC 躯体に埋設した。試験体数は呼び径あたり各 3 体とし，ABR 試験体名の数字の同じものが同一 RC 躯体に埋設されている。変位計測用の鋼板を通すスリットのある円筒部，および RC 躯体との接触面に 300 ⌀ の開口のあるベースプレートを組み合わせた載荷反力用鋼製治具を RC 躯体上部に設置し，センターホールジャッキにより ABR に引張荷重を与えた。加力サイクル計画図を**図-6** に示す。加力サイクルは SNR490B の長期許容応力度を 2 回，短期許容応力度の 95%を 2 回，材料試験より求めた引張強さの 95%を 1 回とした。ABR の材料試験結果を**表-2** に，材料試験時の引張応力度とひずみの関係を**図-7** に示す。**表-2** に記載している値はそれぞれ試験体 3 体の平均値である。

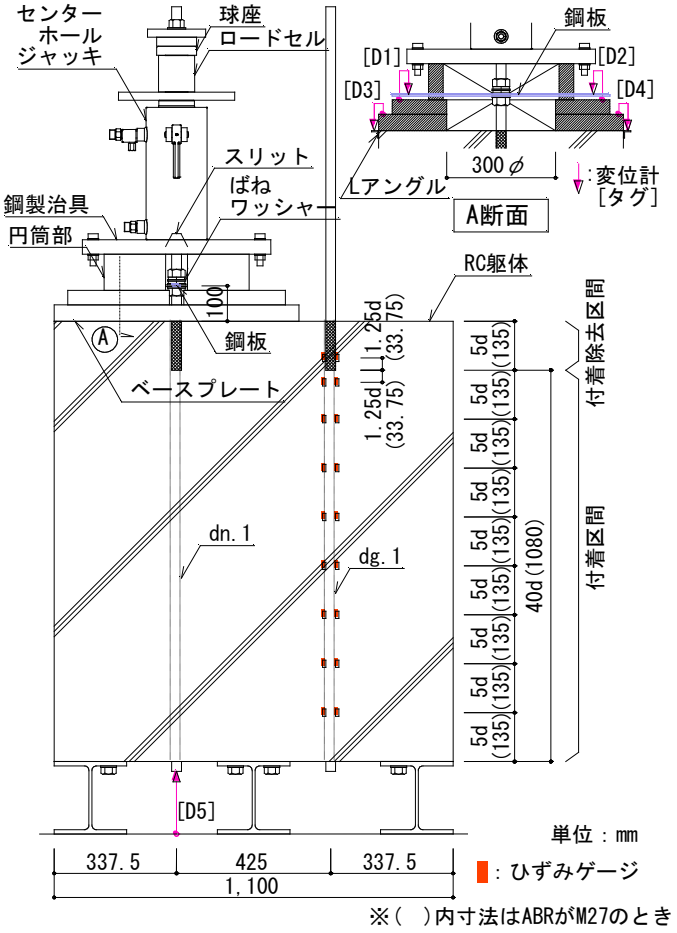


図-4 試験概要図（dg.1，dn.1）

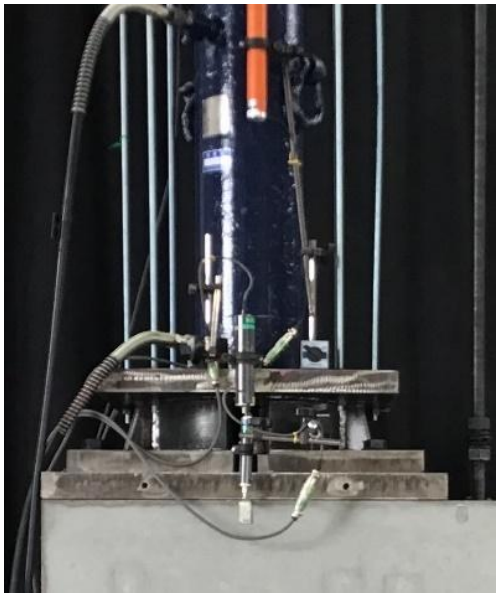


図-5 試験状況（dn.1）

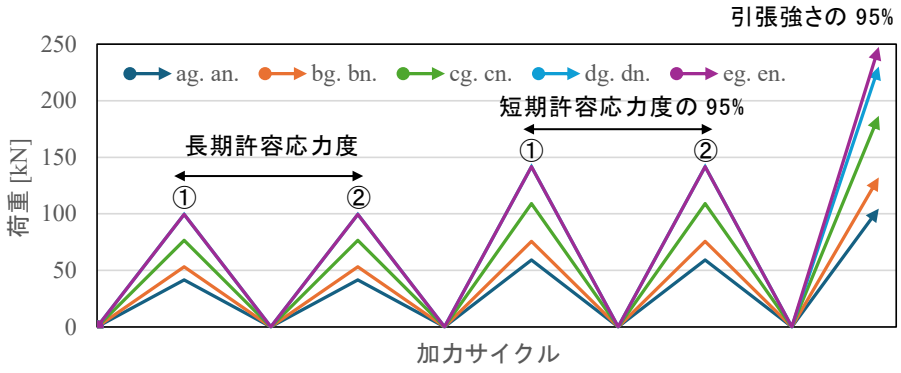


図-6 加力サイクル計画図

表-2　ABR 材料試験結果

呼び径 (d) [mm]	対応試験体 (ABR)	降伏応力※ [N/mm^2]	降伏ひずみ [%]	引張強さ [N/mm^2]
18	ag.1 ~ ag.3 an.1 ~ an.3	328	0.41	573
20	bg.1 ~ bg.3 bn.1 ~ bn.3	313	0.40	568
24	cg.1 ~ cg.3 cn.1 ~ cn.3	325	0.40	557
27	dg.1 ~ dg.3 dn.1 ~ dn.3	326	0.39	528
	eg.1 ~ eg.3 en.1 ~ en.3	320	0.39	537

※降伏応力は0.2%オフセット耐力

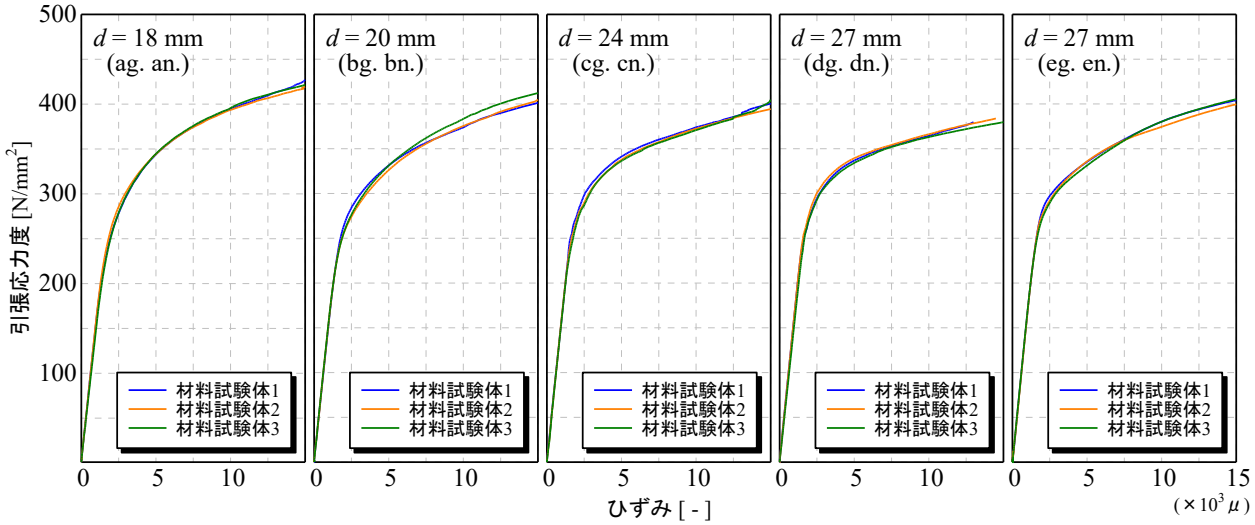


図-7　引張応力度とひずみの関係（ABR 材料試験）

3. 引張応力度と全抜け出し量の関係

図-8 に引張応力度と全抜け出し量の関係を呼び径ごと，およびコンクリート強度ごとに示す。引張応力度は，ロードセルによる荷重計測値をねじ部有効断面積で除した値であり，全抜け出し量は，**図-4** に示す ABR に取り付けた鋼板と RC 上面との相対変位より求めた値（**図-4** に示す変位計 D1, D2 と D3, D4 それぞれの平均値の和）であり，付着除去区間から鋼板までの区間（以下，非付着区間と称する）における転造ねじの伸びも含まれる。すべての試験体で ABR の引張降伏後に伸び量が増大し，引張強さの 95%荷重に到達した。RC 下面から突出させた ABR に変位は生じなかった。また，短期許容応力度の 95%以下の繰り返し範囲内での顕著な剛性低下は見られなかった。全抜け出し量はひずみゲージを貼付した ABR の方が大きくなる傾向が見られ，ねじ山が削られたことによる断面積の減少と，当該部の付着剛性の低下によるものと考えられる。また，**図-8** には計測されたひずみを区間平均し，積分により求めた短期許容応力度の 95%サイクル 2 回目までの各ピーク時における付着区間と付着除去区間の境界面での抜け出し量もプロットしている。区間境界面における抜け出し量は全抜け出し量と比較して小さく，サイクル 1 回目と 2 回目に差はほぼなかった。各ピーク時における境界面での抜け出し量と全抜け出し量の差を非付着区間の伸びと考えると，ひずみゲージを貼付した ABR の試験体で加力サイクルにおける短期許容応力度の 95%時点の ABR の全抜け出し量は，非付着区間の伸びが約 50%以上を占めていることが確認できた。

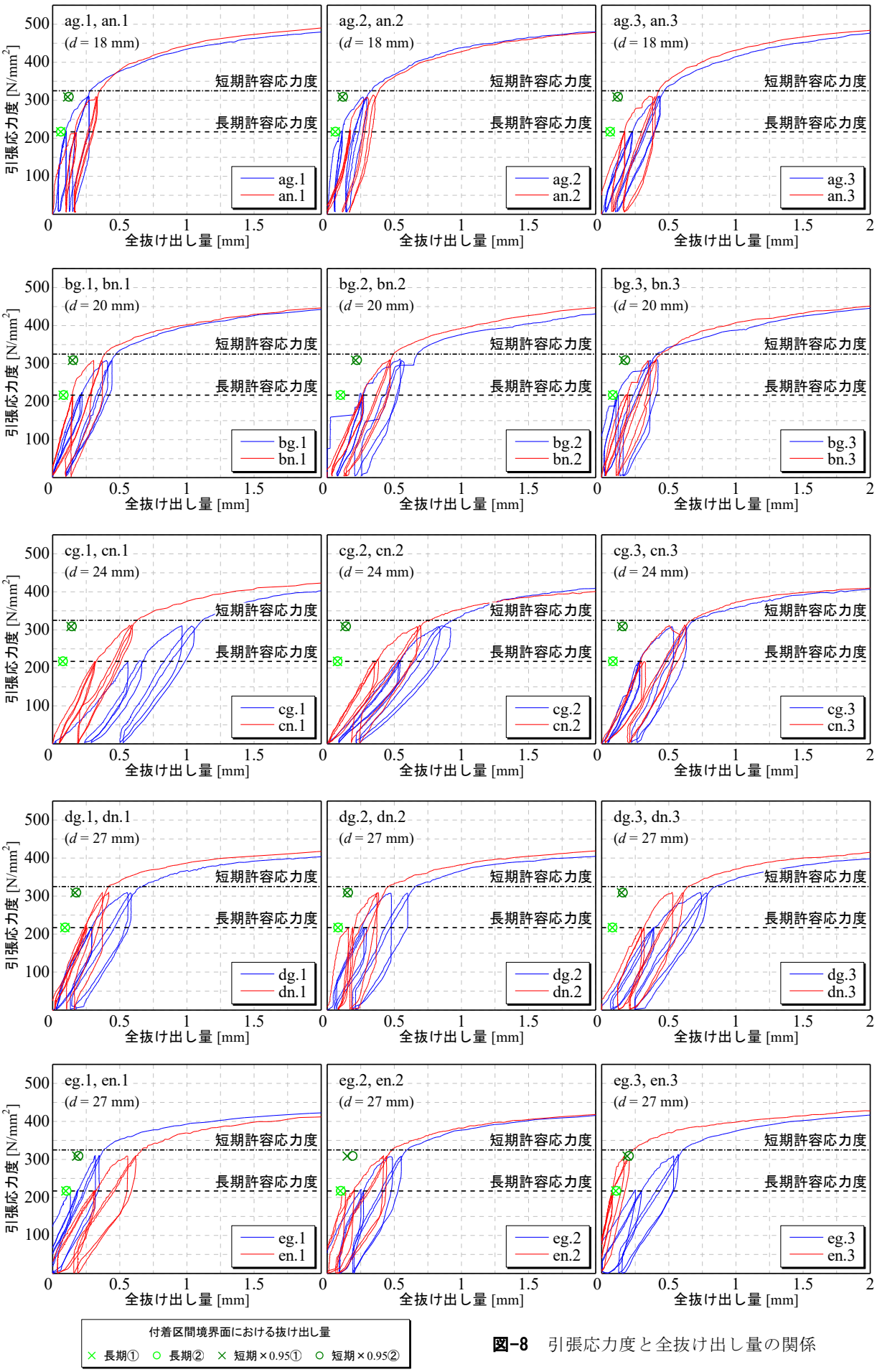


図-8 引張応力度と全抜け出し量の関係

4. 破壊性状

図-9 に試験体 ag.1 における RC 躯体上面の加力前後の状況を示す。加力後に ABR の抜け出しが確認されたが，躯体上面にひび割れ等の損傷は生じなかった。これは ABR の躯体上面付近に付着除去区間を設けたためと考えられる。なお，すべての試験体で躯体表面にひび割れ等の損傷は生じなかった。



(a) 加力前　　(b) 加力後

図-9　RC 躯体上面の状況（ag.1）

5. ひずみ分布

図-10 にシリーズごとに代表的な試験体の埋込深さ方向のひずみ分布を示す。なお，ひずみ分布は同パラメータの 3 体とも同様の傾向を示した。図中に示すひずみは，埋込深さ方向の同じ位置で，ABR 断面上の対称となる 2 か所で計測したひずみの平均値である。ひずみ分布は，長期許容応力度および短期許容応力度の 95%の 1 サイクル目ピーク時と除荷時，降伏応力および引張強さの 95%時を記載した。降伏応力および引張強さは ABR の材料試験結果で得た値とした。引張強さの 95%サイクル中に計測不能となったひずみゲージの計測データは除いている。また，図中に記載しているひずみ値は，引張強さの 95%時にグラフ外となった計測点の値である。ひずみ計測位置について，付着除去区間と付着区間の境界部分においては，それぞれ境界から 1.25d（d：ABR 呼び径）の位置（S1，S2）で計測し，付着区間は 5d の間隔の位置（S3～S9）で計測した。いずれの試験体も，S1～S4 位置のひずみはピーク時荷重の増加に伴い大きくなる傾向を示しており，eg.シリーズを除く試験体では S5～S9 位置のひずみは加力終了時までほぼ変化しておらず，eg.シリーズについても S5～S6 間のひずみが加力サイクル中の降伏応力から引張強さの 95%の間でわずかに増大したのみである。このことから，本試験条件においては付着破壊を生じない定着長さが確保できたと考えられる。ABR の径が同じでコンクリート強度が異なる dg.シリーズと eg.シリーズを比較すると，荷重 0 の時点を除く各計測時において eg.シリーズの S2～S5 位置のひずみは dg.シリーズより大きな値を示した。

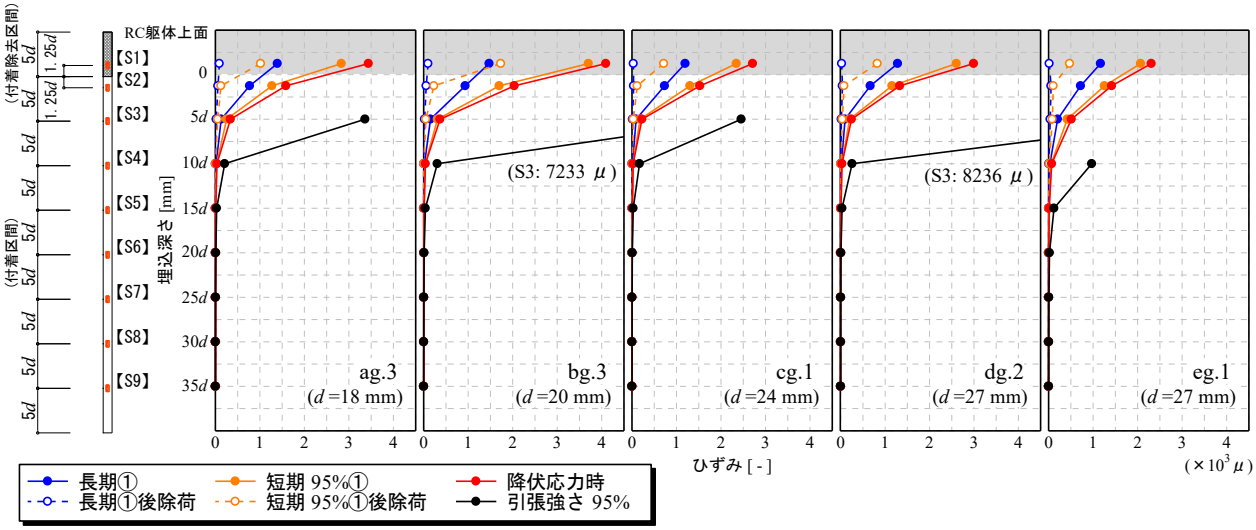


図-10　代表的な試験体のひずみ分布

6. 区間平均付着応力度分布

(1) 付着応力度の算出方法

ABR の区間平均付着応力度を算出するにあたり，ひずみゲージによる計測値から ABR の引張応力度を算出するため，ABR の材料試験より得られた引張応力度とひずみの関係を Ramberg-Osgood モデル（以下，R-O モデルと称する）から求められる曲線に，材料試験結果との整合性を確認しながらパラメータを決定した。また，ABR 降伏時の弾性ひずみに対する塑性ひずみの割合と降伏応力 σ_y（0.2%オフセット耐力）を用いて R-O モデルを変形すると式(1)となる。

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_s} + 0.002\left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)^n \tag{1}$$

ここで，ε ：ABR のひずみ，σ ：ABR の引張応力度 [N/mm^2]，E_s ：材料試験結果による ABR のヤング係数 [N/mm^2]，n ：ひずみ硬化係数，σ_y ：材料試験結果による ABR の 0.2%オフセット耐力（降伏応力） [N/mm^2]

また，ABR の区間平均付着応力度 τ は式(2)により算出した。

$$\tau = \frac{\Delta\sigma A_s}{A_b} \tag{2}$$

ここで，τ ：区間平均付着応力度 [N/mm2]，$\Delta\sigma$ ：ひずみ計測位置間の引張応力度の差 [N/mm^2]，A_s ：ABR のねじ部有効断面積 [mm^2]，A_b ：計測位置間のコンクリート付着面積 [mm^2]

計測位置間のコンクリート付着面積 A_b は式(3)より算出した。

$$A_b = \pi l D \tag{3}$$

ここで，l ：ひずみ計測位置間のコンクリート付着長さ [mm]，D ：ABR の有効断面積より算出した ABR 直径[mm]

表-3 に式(1)中に用いた試験体ごとの定数を示す。なお，式(1)中の σ_y には**表-2** に示す降伏応力の値を用いた。**図-11** に呼び径 d= 27 mm（dg.シリーズ）の材料試験結果および式(1)の引張応力度とひずみの関係を示す。また，dg.シリーズで代表的な試験体の付着除去区間で計測したひずみの平均値（S1 ひずみ）を**図-11** に併せて示す。すべての試験体において，計測した ABR のひずみの中で S1 ひずみのみ短期許容応力度の 95%の 1 サイクル目後の除荷時に残留ひずみが生じた。式(1)は繰り返し載荷時の残留ひずみを表現していないが，降伏応力度以降の S1 ひずみは再び R-O モデルにおおむね沿っているため，各加力サイクルにおけるピーク時の付着応力度を算出するにあたり式(1)を用いた。

表-3 式(1)中の定数

試験体名 (ABR)	呼び径 (d) [mm]	E_s ※ [N/mm^2]	n
ag.1 ~ ag.3	18	152,800	7
bg.1 ~ bg.3	20	156,600	
cg.1 ~ cg.3	24	161,500	9
dg.1 ~ dg.3	27	162,800	11
eg.1 ~ eg.3		165,800	8

※材料試験結果 (各3本) の平均値

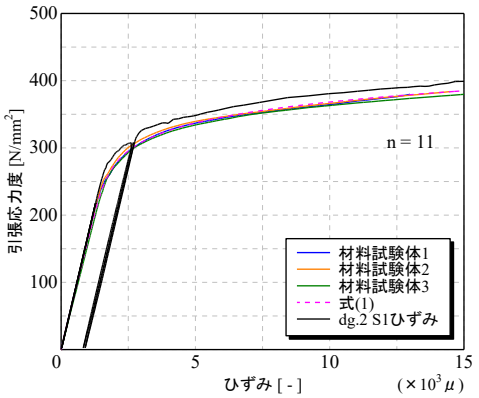


図-11 材料試験結果および式(1)の引張応力度とひずみの関係

(2) 算出結果

図-12 に ABR の呼び径が同等である試験体 dg.2 および eg.1 の S2～S3 のひずみ計測区間における荷重と区間平均付着応力度の関係を示す。コンクリート圧縮強度が 62 N/mm^2 の dg. シリーズでは埋込深さ 1.25～5d 間の加力サイクル中において，計測可能であった範囲における区間平均付着応力度は最大で 17 N/mm^2 程度を示した。コンクリート圧縮強度が 45.8 N/mm^2 の eg. シリーズでは区間平均付着応力度は最大で 12 N/mm^2 程度を示した。

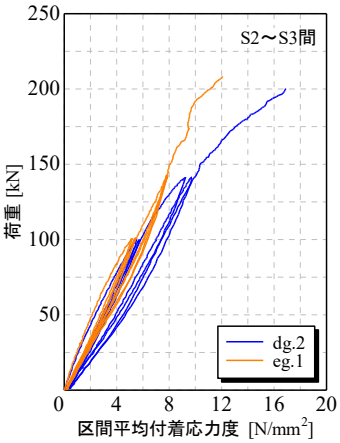


図-12 荷重と付着応力度の関係

図-13 にシリーズごとの区間平均付着応力度分布を示す。分布は長期許容応力度および短期許容応力度の 95%の 1 サイクル目ピーク時，引張強さの 95%時を記載した。付着応力度分布は同パラメータの 3 体とも同様の傾向を示した。ag.～dg. シリーズでは埋込深さが 15d まで，eg. シリーズで 20d まではピーク時荷重の増加に伴い区間平均付着応力度は増大しており，それ以深ではひずみがほとんど生じていないため，付着応力度は 0 に近い値を示した。dg.シリーズと eg.シリーズで比較すると，各計測時における eg.シリーズの埋込深さ 10～20d の区間平均付着応力度が dg.シリーズより大きな値を示している。これは eg.シリーズは dg.シリーズと比べてコンクリート強度が低いため，付着剛性が低く，応力伝達領域が深部へ移行したためと考えられる。

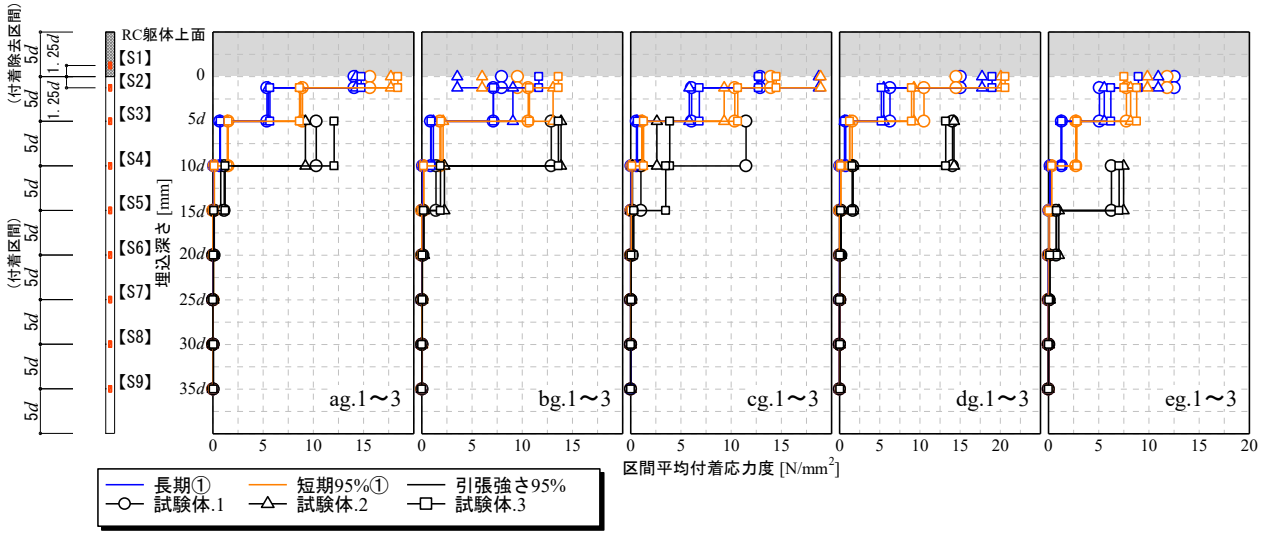


図-13 区間平均付着応力度分布

7. まとめ

RC 中に定着した ABR の引抜実験を行い，以下の知見を得た。

① ABR はひずみゲージの有無によらず，すべての試験体で降伏し，引張強さの 95%となる最大加力サイクルのピークまで達した。

② コンクリート強度が同等の場合，ABR の径によるひずみ分布および区間平均付着応力度の差異は見られなかった。

③ ABR の径が同等でコンクリート強度が異なる場合，埋込深さ 20d 以浅の計測点のひずみはコンクリート圧縮強度が低い試験体のほうが大きな値を示した。

④ ABR の引張強さに近い応力を負担していても埋込深さ 15～20d 以深の計測点ではひずみはほとんど生じていなかった。

⑤ 本実験で確認された埋込深さ 1.25～5*d* の区間平均付着応力度は ABR の短期許容応力度付近で 10 N/mm^2，最大で 17 N/mm^2 であったが，試験終了時においても付着破壊に至っていないことから，実際の最大付着応力度は本実験の計測値を上回る可能性がある。

⑥ RC 仕口内に定着された ABR は引張強さに近い応力下においても付着破壊は生じず，十分な定着性能を有した。

参考文献

1) 島弘，周礼良，岡村甫：異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性，土木学会論文集，第 378 号／V-6，pp.213-220，1987.2

2) 小田切智明，小坂英生，今井和正，是永健好，甲斐隆夫，河合邦彦：プレキャスト部材におけるシース管内鉄筋の付着性状（その 1）実験概要，日本建築学会大会（近畿）学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.27-28，2005

3) 田附遼太，太田雄介，中村光男，森泰夫，森清隆，和田湧気，浦川和也，金子治：高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ちコンクリート杭の付着性能（その 1 付着強度試験），日本建築学会大会（近畿）学術講演梗概集，構造Ⅰ，pp.511-512，2023

4) 田附遼太，太田雄介，森泰夫，森清隆，和田湧気，熊田健太，福田健，Phan Van Quang，金子治：高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ちコンクリート杭の付着性能（その 3 鉄筋の引抜き試験），日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集，構造Ⅰ，pp.439-440，2024

工事振動を利用したトンネル切羽前方探査の適用可能性に関する実験的検討

Experimental Study on Geological Prediction Ahead of a Tunnel Face Using Construction-Induced Vibrations

程塚　保行*1，大田　有夏*1，仲　哲路*2，鎌田　修司*3
YASUYUKI HODOTSUKA, YUKA OTA, TETSUJI NAKA, SHUJI KAMATA

山岳トンネル工事の自動化・遠隔化に向けて，トンネル工事に伴う振動を利用した微動アレー探査による切羽前方探査の適用可能性を検討した。まず，堆積岩地山を対象とした三次元 FEM 動的解析を実施し，空間自己相関法および Neighborhood Algorithm（NA）法により切羽前方の S 波速度構造を推定した。その結果，推定結果は解析モデルの断層位置および S 波速度構造とおおむね一致し，本手法の理論的適用可能性が確認された。さらに，施工中のトンネルにおいてロックボルト打設時の削孔振動を遠隔計測し，同様の解析を行った結果，切羽前方約 10 m 先までの低速度領域を検出した。以上より，工事振動を利用した微動アレー探査は，トンネル切羽前方探査の遠隔化に有効な手法となる可能性が示された。

キーワード：トンネル切羽前方探査，微動アレー探査，FEM 解析，山岳トンネル

To support the automation and remote operation of mountain tunnel construction, this study investigated the applicability of microtremor array exploration using construction-induced vibrations for geological prediction ahead of a tunnel face. First, three-dimensional FEM dynamic analyses were conducted for a sedimentary rock mass, and the S-wave velocity structure ahead of the tunnel face was estimated using the spatial autocorrelation (SPAC) method and the Neighborhood Algorithm (NA). The estimated results were generally consistent with the fault location and S-wave velocity structure defined in the numerical model, confirming the theoretical applicability of the proposed method. Subsequently, field measurements were carried out during rock bolt installation in an operating tunnel. The analysis identified a low-velocity zone extending approximately 10 meters ahead of the tunnel face. These results demonstrate that microtremor array exploration using construction-induced vibrations has potential to serve as an effective method for the remote investigation of geological conditions ahead of a tunnel face.

Keywords: Prediction ahead of a tunnel face, Microtremor array survey, FEM analysis, Mountain tunnel

1. はじめに

山岳トンネルは，地山の工学的諸性質を類型化した地山分類に基づいて設計される。近年，山岳トンネル工事では，熟練技術者不足への対応を目的として施工の自動化が進められている。また，切羽の肌落ち災害を防止し作業員の安全性を向上させることを目的として，施工の遠隔化が推進されている。一方，既存の切羽前方探査技術には，多大な時間や費用を要するものや，切羽直下での作業を必要とするものが多く，安全性や施工性の面で課題がある。そのため，簡便かつ迅速に結果が得られる探査技術が求められている。

微動アレー探査法は，地表に複数の受振点を配置して常時微動を計測し，比較的簡易な解析を行うことで，深

*1 技術研究所技術開発推進部
*2 広島支店土木部俵山第 2 トンネル作業所
*3 土木事業本部土木技術部

度 100 m 以深を含む地山の硬軟に関する情報，すなわち弾性波 S 波速度を取得できる手法である。太田ほか(2024)[1]は，建設中の山岳トンネル坑道上に受振点を配置して微動アレー探査を実施し，空間自己相関法を用いた解析により地山の硬軟把握についておおむね良好な結果を得ている。この微動アレー探査法を水平方向の切羽前方探査に応用し，トンネル掘削工事の施工中に発生する工事振動を振動源として利用し，レーザードップラー振動計を用いて遠方から非接触で切羽の微振動を測定する技術として開発することができれば，切羽直下でのセンサーや計測機器類の設置が不要となる。これにより，現場の人員で安価かつ安全に切羽前方の地質状況の把握が可能となり，工事工程への影響が少ないトンネル切羽前方探査が期待できる。

本報では，山岳トンネルにおける微動アレー探査の基礎的検討として，施工中のトンネルを模擬した単純な解析モデルを用い，トンネル工事に伴う振動の三次元 FEM 動的解析 [2] を実施した。これにより，トンネル切羽における微動アレー探査の理論的適用可能性を検証した。さらに，切羽前方探査の遠隔化に資する基礎的実験として，トンネル工事に伴う振動を利用した切羽前方探査実験 [3] を実施し，その適用可能性について検討した。

2. 三次元動的解析による工事振動を利用した切羽前方探査の適用性検証

微動アレー探査法は，主に堆積層の S 波速度構造の推定を目的として適用されてきた実績を有する。そのため，本報では適用性検証の初期段階として，まず堆積岩地山を対象とした解析モデルを設定し，FEM による動的解析を実施した。FEM 解析に用いた解析モデルを**図-1** に，解析モデルの岩盤物性を**表-1** に示す。解析モデルは，砂岩の上層に泥岩が被覆し，トンネル切羽前方 15 m に鉛直な断層が分布する条件とした。解析領域は一辺 100 m の立方体とし，その中央部の**図-1** に示す Y=0～50 m の範囲に半径 5 m のトンネル部を設定した。入力した加振波形を**図-2** に示す。加振波形はロックボルトの打設時の削孔機械の回転打撃振動を模擬したランダム波形とし，削孔エネルギー300 MN/m²を基準として設定した。加振点および受振点の配置を**図-3** に示す。加振点は，ロックボルトの打設を模擬し，切羽から Y 方向へ -5 m の位置にあるトンネル側面上に 17° 間隔で 12 点配置した。受振点は，切羽中心に 1 点配置するとともに，中心点と加振点を結ぶ半径 4 m の切羽面上に 12 点配置した。加振方向はトンネル側面に直交する方向とし，切羽に向かって反時計回りの順に加振を与えた。切羽前方探査には，切羽面に垂直な Y 方向成分の速度振幅波形を用いた。受振波形を**図-4** に示す。加振が順に与えられ，それぞれの振動が伝播して重なり合うことにより，受振波形の振幅が時間の経過とともに増大する傾向が確認された。受振波形のパワースペクトルを**図-5** に示す。150～350 Hz の範囲でパワースペクトルの振幅が大きく，300 Hz 付近にスペクトルのピークが認められた。

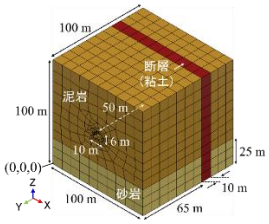


図-1 解析モデル

表-1 解析モデルの物性値

岩盤物性	単位	砂岩	泥岩	断層
P 波速度	m/s	2,290	1,740	1,720
S 波速度	m/s	1,330	650	342
飽和密度	kg/m³	2,310	1,710	1,800

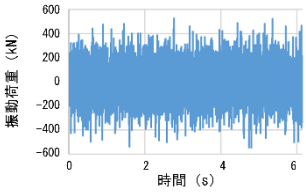


図-2 加振波形

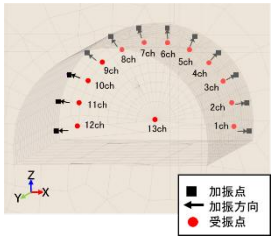


図-3 加振点および受振点

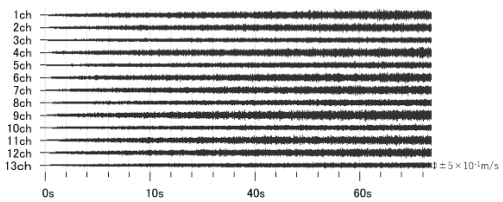


図-4 受振波形

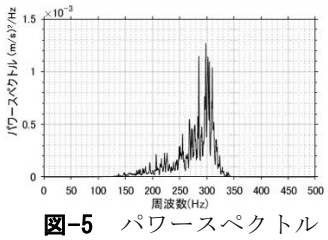


図-5 パワースペクトル

切羽前方探査のデータ処理には，微動アレー探査法の解析手法として一般的に用いられる空間自己相関法を適用した。この手法では，アレー中心点と各円周点間の複素コヒーレンス関数の実部を求め，その全周平均，すなわち方位平均値から空間自己相関係数を算出する。受振波形から得られた空間自己相関係数を**図-6** に示す。**図-5** においてパワースペクトルの振幅が大きかった 150～350 Hz の範囲では空間自己相関係数が小さく，空間自己相関法による解析に有効な周波数範囲は 5～100 Hz であった。この周波数範囲は，**図-5** においてパワースペクトルの値が小さい範囲に相当する。このことから，実際のトンネル現場に微動アレー探査を適用する場合においても，探査に有効な周波数帯域で微動データの S/N 比が低くなる可能性が示唆される。

次に，5～100 Hz の空間自己相関係数を用いて，逆解析により切羽前方の S 波速度構造を推定した。逆解析には NA 法[4]を用いた。NA 法は，広域的最適解を統計的に直接探索する手法の一つであり，ランダムに生成したパラメータから得られる解に基づいて，ミスフィットが最小となる近傍領域を探索することで，空間自己相関係数から S 波速度構造を直接推定できる手法である。切羽前方微動アレー探査の解析結果を**図-7** に示す。推定された断層位置および S 波速度は，FEM 解析で設定した解析モデルの条件とおおむね一致した。この結果より，微動を用いた切羽前方探査の理論的適用可能性が確認された。

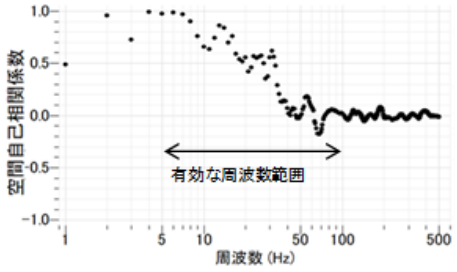


図-6　空間自己相関係数

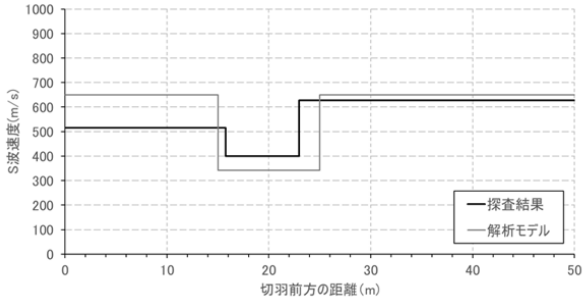


図-7　切羽前方微動アレー探査結果

3. 実トンネルにおける切羽前方探査実験[3]

実験は，**表-2** に示す令和 5 年度俵山・豊田道路第 2 トンネル工事（以下，第 2 トンネル）のトンネル坑内で実施した。第 2 トンネルは，**図-8** に示すように山口県下関市豊田八道から長門市俵山小原を結ぶ延長 13.9 km の俵山・豊田道路のうち，延長 1,267 m の道路トンネルである。本トンネルは，NATM 工法により施工される幅 15 m，高さ 8.5 m の大断面トンネルであり，地山の地質は関門層群凝灰岩からなる。トンネル位置における弾性波 P 波速度は 2.5～4.4 km/s である。切羽前方探査実験は，**図-9** に示すトンネル起点側坑口から 604 m 地点の切羽を対象として，ロックボルトの打設時間帯に実施した。

表-2　第 2 トンネルの工事概要

工事名	令和５年度俵山・豊田道路第２トンネル工事
工事場所	山口県長門市俵山地内
工期	自　令和６年２月１日 至　令和９年３月３１日
発注者	国土交通省　中国地方整備局　山陰西部国道事務所
施工者	アルソシア・岩田地崎特定建設工事共同体



図-8　第 2 トンネルの位置

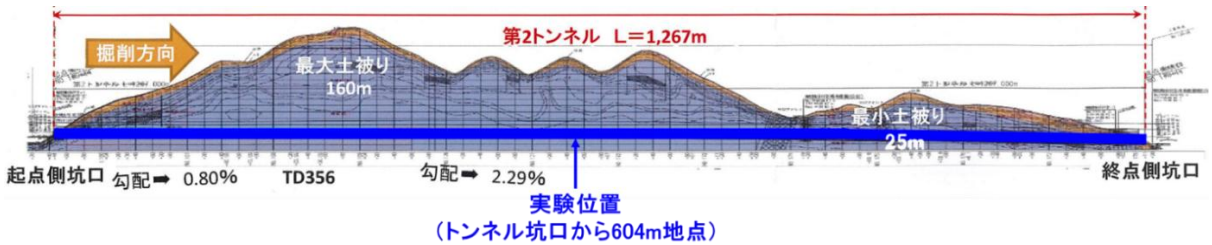


図-9　第 2 トンネルの地質縦断図

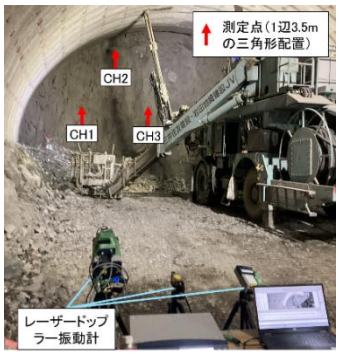


図-10　測定点配置および計測状況

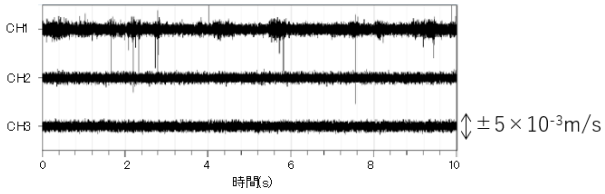


図-11　測定波形

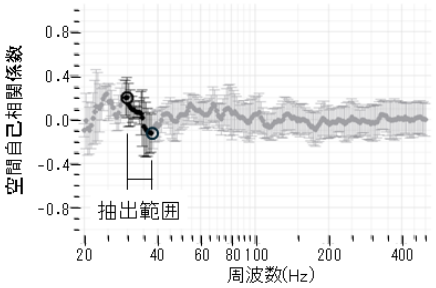


図-12　空間自己相関係数

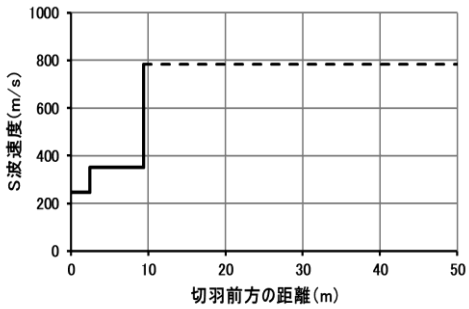


図-13　S 波速度構造の推定結果

振動の測定点は，**図-10** に示すように，切羽面上に 1 辺 3.5 m の正三角形となるよう配置した。切羽の振動測定には，非接触測定が可能なレーザードップラー振動計を 3 台用いた。

微動アレー探査のデータ処理には，FEM 解析と同様に空間自己相関法を適用した。**図-11** に測定波形を，**図-12** に空間自己相関係数を示す。得られた空間自己相関係数について，極大値から極小値へ最も大きく変化した 30～40 Hz の周波数範囲を抽出し，逆解析により切羽前方の S 波速度構造を推定した。**図-13** に推定した S 波速度構造を示す。推定結果では，切羽前方約 10 m までの範囲において，S 波速度が 350 m/s 程度の低速度領域が認められた。この低速度領域は，発破掘削に伴う地山のゆるみ領域を反映している可能性がある。一方，本実験では，切羽前方 10 m より遠方の S 波速度構造を推定することはできなかった。その要因として，得られた空間自己相関係数が±0.2 の範囲にとどまり，データの S/N 比が低かったことが挙げられる。また，微動アレー探査で得られる探査深度は一般に受振点間隔の 5 倍程度とされており，本実験における受振点間隔 3.5 m では，探査可能深度が限定されたことも一因と考えられる。Cho(2023)[5]は，岩盤や硬質地盤のサイトにおける微動アレー探査では，微動強度の弱さと地盤による波動の減衰に伴う S/N 比の低下が主要な課題となることを指摘している。また，微動強度が十分である場合であっても，地盤による減衰により，高周波数帯域の S/N 比が著しく低下する可能性があることに留意する必要があると述べている。本報においても同様の傾向が確認されたことから，今後の課題として，受振点間距離の拡大およびデータの S/N 比の向上が挙げられる。

4. まとめ

山岳トンネルにおける微動アレー探査の基礎的検討として，施工中のトンネルを模擬した三次元 FEM 動的解析および実トンネルでの振動測定を実施し，工事振動を利用した切羽前方探査の適用可能性を検討した。その結果，数値解析では，推定された断層位置および S 波速度構造が解析モデルとおおむね一致し，本手法の理論的適用可能性が確認された。また，実トンネルにおけるロックボルト打設時の振動を用いた解析では，切羽前方約 10 m までの範囲に岩盤のゆるみ領域と推察される低速度領域が検出された。以上より，工事振動を利用した微動アレー探査は，トンネル切羽前方探査への適用可能性を有することが示された。今後は，探査深度の向上および推定精度の改善を目的として，受振点間隔の拡大や測定データの S/N 比向上について検討する。

参考文献

1) 太田光，佐藤優剛，東宏幸，河田皓介，小田義也：和歌山県串本町の建設中の山岳トンネルにおける微動アレイ探査，第 150 回物理探査学会学術講演会論文集，Vol.150，No.3，pp.9-12，2024
2) 程塚保行，大田有夏：山岳トンネルにおける微動アレー探査に関する基礎的検討（その 2　切羽前方探査），令和 7 年度土木学会全国大会第 80 回年次学術講演会論文集，Vol.80，No.III-176，2025
3) 程塚保行，大田有夏，仲哲路，栗木浩一：工事振動を利用したトンネル切羽前方探査に関する基礎的実験，令和 8 年度土木学会全国大会第 81 回年次学術講演会論文集，Vol.81，No.III-292，2026
4) Wathelet, M., et al.: Direct Inversion of Spatial Autocorrelation Curves with the Neighborhood Algorithm. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.95, No.5, pp.1787-1800, 2005
5) Cho I.: Spatial autocorrelation method for simple microtremor array survey at rock/stiff-soil sites, Geophysical journal international, Vol.233, No.2, pp.1296-1317, 2023

弾性波を用いた深部埋設管の探査および可視化技術の開発

Development of Seismic-Based Detection and Visualization Techniques for Deeply Buried Pipelines

程塚　保行*[1]
YASUYUKI HODOTSUKA

都市部で地下工事を行う際には，深部埋設管の位置と深度の把握が不可欠であるが，調査には多大な労力を要する。本報では，弾性波を用いた深部埋設管の効率的な探査手法を開発することを目的として，弾性波を用いた埋設管探査手法について検討した。その結果，埋設管の敷設方向にチャープ方式で起振・受振する測定方法が有効な測定条件であることを確認した。また，状態空間モデルを用いた高分解能データ処理手法，ならびに埋設管からの散乱波を抽出して可視化する手法を検討した。さらに，フィールド実験および数値シミュレーションにより，これらの手法の有効性を確認した。

キーワード：地下インフラ，埋設管，反射法地震探査，数値シミュレーション

Accurate identification of the locations and burial depths of deeply buried pipelines is essential for urban underground construction. However, conventional investigations are often time-consuming and labor-intensive. This study investigates an efficient seismic exploration method using elastic waves for detecting deeply buried pipelines. The results showed that a chirp-based survey configuration, in which excitation and receivers are arranged along the pipeline direction, is effective for pipeline detection. In addition, a high-resolution processing method based on a state-space model and a technique for visualizing scattered waves from buried pipelines were examined. The effectiveness of the proposed method was confirmed through field experiments and numerical simulations.

Keywords: Underground infrastructure, Buried pipe, Seismic reflection survey, Numerical simulation

1. はじめに

水道管，下水管，ガス管，電力・通信ケーブルなどの地下インフラは，社会基盤として重要な役割を担っている。一方，不正確な埋設情報は，地下工事における事故や経済的損失の要因となる [1]。また，下水道の老朽化により大規模な道路の陥没を招けば，長期間に及ぶ幹線道路の通行止めにもつながり，住民生活や流通への影響は計り知れないものになる [2]。そのため，埋設管の位置や深度を非破壊で把握する探査技術が求められている。

埋設管探査には地中レーダ探査が広く利用されており，高精度な位置推定が可能である [3]。しかし，地下水位の高い地域や深度 2 m を超える埋設管では電磁波の減衰が大きく，適用が困難である。このため，深部埋設管の調査にはボーリング掘削などが必要となり，多大な労力を要している。

著者らはこれまでに，反射法弾性波探査と信号処理・画像処理を組み合わせることで埋設管位置を推定できることを確認した [4),5]。しかし，測定データの鮮明化と埋設管位置の可視化が課題として残されていた。そこで本報では，深度 2 m を超える埋設管探査手法の開発を目的として，適切な測定手法と状態空間モデルを用いた高分解能なデコンボリューション処理手法，ならびに sIP 変換法による埋設管位置の可視化手法を開発した [6]。さらに，フィールド実験および数値シミュレーションにより，開発手法の有効性を検証した。

*[1] 技術研究所技術開発推進部

2. 埋設管探査に適した測定条件の検証

従来の反射法弾性波探査と弾性波を用いた埋設管探査技術の測定概念を**図-1** に示す。従来技術が地層境界からの鏡面反射波を対象とするのに対し，埋設管探査技術では埋設管からの散乱反射波を測定する必要がある。そのため,埋設管の敷設方向に対する最適な起振･受振方向を把握することを目的として 2 次元探査実験を実施した。

実験レイアウトを**図-2** に，検討した起振・受振条件を**表-1** に示す。関東ローム層を深度 3 m まで掘削し，埋設管中心深度が 1.5 m および 2.5 m となるように埋設した実験場を整備した。測線は内径 0.5 m のヒューム管中央部直上を横断する方向に配置した。受振点は 0.1 m 間隔で 81 点，起振点は測線から X 方向に 0.5 m オフセットした位置に配置した。起振には周波数変調可能な可搬型バイブレータを用い，チャープ，ランダム，ステップの 3 方式を適用した。受振には 3 成分（X，Y，Z）速度計を用い，複数受振点を同時測定した。

3 種類の起振方式で取得した受振データには，相互相関処理を適用した。2 次元探査実験結果を**図-3** に示す。埋設管からの散乱反射波は，埋設管位置を頂点とする双曲線状の波群として観測された。起振・受振方向ごとの結果を比較すると，いずれの起振方式においても，X 方向の起振－受振配置で双曲線状の連続した波群が最も明瞭に確認された。そのピーク位置は 2 本の埋設管の水平位置と対応しており，埋設管からの散乱反射波であることが分かる。Andre(2019)ら [7]は，土質地盤では S 波振幅が卓越し，測線直交方向の水平起振－水平受振によって最も強い反射波が得られることを示している。本実験でも同様の傾向が確認され，埋設管探査においても水平起振－水平受振による S 波反射法弾性波探査が有効であることが確認された。起振方式を比較すると，ランダム方式は散乱反射波の振幅が小さく，ステップ方式は直接波の振幅および波長が大きいため散乱反射波と一部重なった。一方，チャープ方式では埋設管からの散乱反射波が最も明瞭に観測された。以上より，埋設管の敷設方向に対するチャープ方式の水平起振－水平受振配置が，有効な測定条件であるといえる。

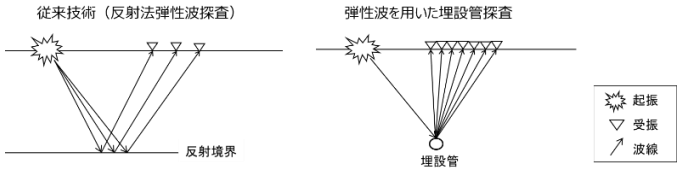


図-1　測定概念

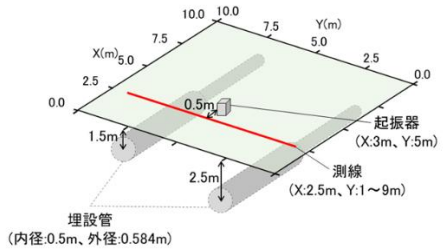


図-2　実験レイアウト

表-1　起振・受振条件

起振	起振方法	チャープ（周波数連続変調）方式
		ランダム方式
		ステップ（周波数ステップ変調）方式
	起振周波数	20～400Hz
受振	受振器	速度計
	受振方法	多チャンネル測線形式，3 成分

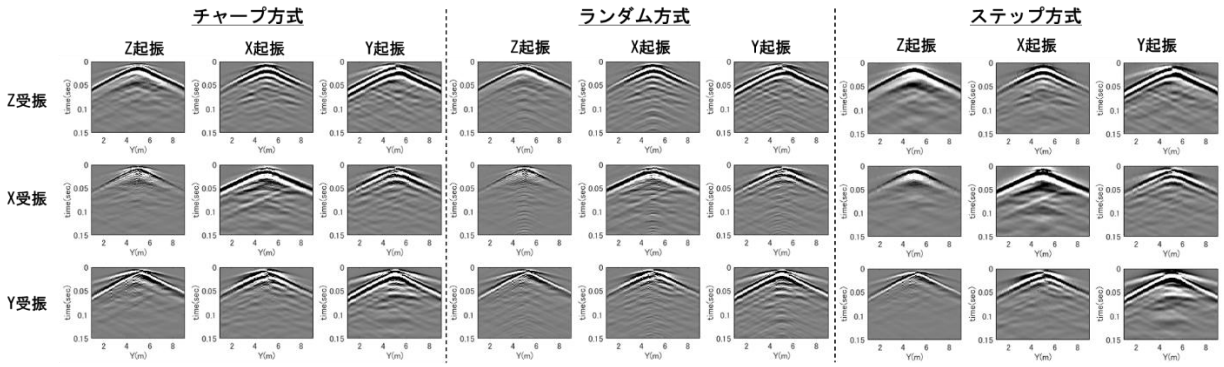


図-3　2 次元探査実験結果

3. 状態空間モデル法による反射波の鮮明化処理

反射法弾性波探査のデータ処理は，分解能の高い鮮明な地下構造をより忠実に表現する反射係数系列を推定することを目的として行う。探査で観測される反射波 $x(t)$ は，起振波形 $w(t)$ と反射係数系列 $e(t)$ のコンボリューション（合成積，$*$）で表される。

$$x(t) = w(t) * e(t) \tag{1}$$

デコンボリューションフィルタは，起振波形の逆フィルタ $w^{-1}(t)$ を求めることで，観測波形を反射係数系列あるいはインパルス状の波形へ変換し，高分解能な地下構造イメージを得るために適用される。

$$e(t) = x(t) * w^{-1}(t) \tag{2}$$

しかし，実際の探査では，起振器と地盤の相互作用により入力波形が変化するため，真の起振波形を正確に把握することが難しく，その逆フィルタを求めることも容易ではない。そこで，状態空間モデルによる反射係数の推定を検討した。状態空間モデルは，状態方程式および観測方程式として式(3)および式(4)で表される。

$$x(n+1) = Ax(n) + Bu(n) \tag{3}$$

$$y(n) = Cx(n) + Du(n) \tag{4}$$

ここで，$x(n)$ は状態変数，$u(n)$ は入力値，$y(n)$ は観測値を表し，A, B, C, D は状態空間行列である。Crump(1974)[8] および Deng et al.(2016)ら[9]は，状態変数を反射係数，観測行列を起振波形としたカルマンフィルタを設計し，反射法弾性波探査データに対するデコンボリューションフィルタとして適用する手法を提案している。しかし，この手法は打撃式振源を対象としているため，本報で用いるチャープ方式振源には適用できない。そこで本報では，入力値 $u(n)$ をチャープ振源の起振波形，観測値 $y(n)$ を速度計で測定された波形，状態変数 $x(n)$ を反射係数とする状態空間モデルを構築するカルマンフィルタをデコンボリューションフィルタとして適用した。

状態空間モデル法によるデコンボリューションフィルタの埋設管探査データへの適用性を検証するため，三次元差分法[10]による数値シミュレーションを実施した。数値モデルの物性値を**表-2** に示す。数値シミュレーションには，実験場を模擬した**図-4** の数値モデルを用いた。モデル寸法は X 方向 10 m，Y 方向 10 m，Z 方向 20 m とし，深度 3 m 以浅を掘削領域，それ以深を関東ロームの物性値に設定した。モデル側面および底面には吸収境界条件を適用し，グリッド間隔は 0.04 m とした。入力波形には，20～400 Hz のチャープ信号を用いた。また，第 2 章の 2 次元探査実験との比較を可能とするため，起振点および受振点は実験と同一配置とした。

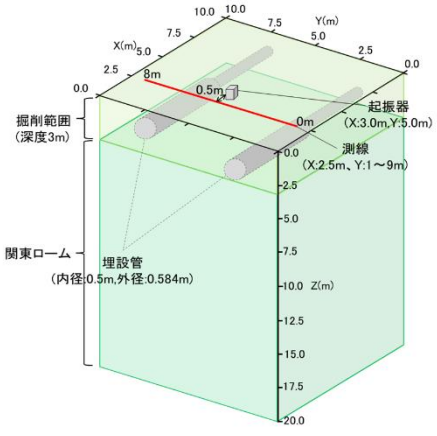


図-4　数値モデル

表-2　数値モデルの物性値

	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	密度 (t/m³)
掘削範囲	300	90	1.1
関東ローム	470	130	1.4
ヒューム管	3800	2400	2.4

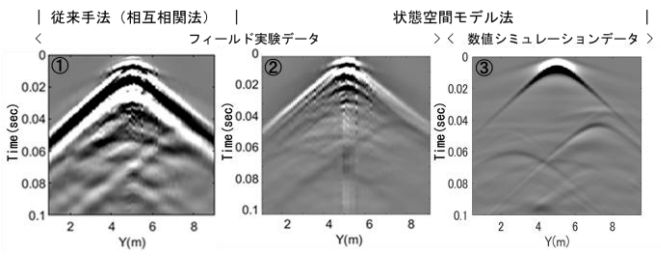


図-5　状態空間モデル法の適用結果

第 2 章に示した 2 次元探査実験データおよび数値シミュレーションデータに対し，状態空間モデル法を適用した結果を**図-5** に示す。状態空間モデル法を適用した実験データ（**図-5②**）および数値シミュレーションデータ（**図-5③**）では，従来手法である相互相関法（**図-5①**）と比較して，埋設管からの散乱反射波がより明瞭に抽出されていることが確認できる。また，抽出された散乱反射波は短波長の特徴を示している。このことから，状態空間モデル法により反射係数が適切に推定され，高分解能なデコンボリューション処理が実現されていることが示唆される。

4. sIP 変換法による埋設管位置の可視化処理

反射法弾性波探査の可視化手法として，マイグレーション処理が広く用いられている。キルヒホッフマイグレーション [11]は，反射面を多数の点回折波源の集合として扱い，各回折波源から生じる双曲線状の反射波を積算してその頂点へマッピングすることで反射点をイメージする手法である。**図-5②**の状態空間モデル法による実験データに対してキルヒホッフマイグレーションを適用した結果を**図-6** に示す。**図-6** では埋設管および掘削底面がイメージされているが，その他の反射イベントも多数含まれており，埋設管の判読には反射イメージに関する専門的な知識が必要となる。このことから，埋設管をより容易かつ明瞭に抽出できる，弾性波探査に適した可視化手法について検討した。

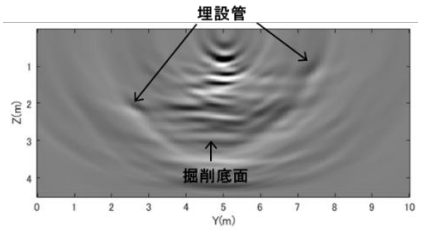


図-6　キルヒホッフマイグレーション結果

sIP 変換法の概念図を**図-7** に示す。sIP 変換法は，ラドン変換の一種で，受振点で観測される波形データ $g(x,t)$を幾何学的な領域(ξ,ζ)に変換することにより，地下の埋設管などの散乱体で散乱反射する波をその領域に積算させ，その積算された $\Gamma(\xi,\rho)$ のピークを散乱点として抽出し，散乱体の位置をマッピングする方法である。sIP 変換法は，式(5)および式(6)を用いて求められ，走時 t_r を式(7)で定義し，sIP 変換には式(8)で示される走時 $t_r sip$ を用いる。v は弾性波速度，ρ は sIP 点から起振点までの直線距離，ξ は sIP 領域の水平座標，ζ は sIP 領域の鉛直座標を示す。

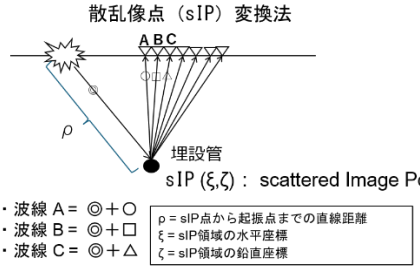


図-7　sIP 変換法の概念図

$$\Gamma(\xi,\rho)=\int g(x,t=t_r(\rho,\xi;x))dx \tag{5}$$

$$\rho=\sqrt{\zeta^2+\xi^2} \tag{6}$$

$$\begin{aligned} t_r &= \frac{\rho}{v}+\frac{\sqrt{\zeta^2+(\xi-x)^2}}{v} \\ &= \frac{\sqrt{\zeta^2+\xi^2}}{v}+\frac{\sqrt{\zeta^2+(\xi-x)^2}}{v} \\ &= \frac{\sqrt{2\rho^2+x^2-2x\xi}}{v} \end{aligned} \tag{7}$$

$$\begin{aligned} t_r sip &= t_r-\frac{\rho}{v} \\ &= \frac{\sqrt{2\rho^2+x^2-2x\xi}}{v}-\frac{\rho}{v} \\ &= \frac{\sqrt{2\zeta^2+2\xi^2+x^2-2x\xi-\zeta^2-\xi^2}}{v} \\ &= \frac{\sqrt{\rho^2+x^2-2x\xi}}{v} \end{aligned} \tag{8}$$

sIP 変換法では，起振点（S）から埋設管などの散乱体（sIP）までの走時（S-sIP 走時）が全受振点で共通であることに着目する。そこで，起振点（S）から散乱体（sIP）で散乱反射し，各受振点（R）へ到達する散乱反射波の走時（S-sIP-R 走時）から，S-sIP 走時を差し引いた走時（sIP-R 走時）を用いて sIP 変換を行う。この変換により，散乱反射波を sIP 点へ収束・重合することが可能となる。その結果，sIP 点における散乱反射波の振幅が増大し，ピークの検出が容易となる。さらに，検出した sIP 点に対して逆 sIP 変換を適用することで，散乱体である埋設管の位置を特定することができる。

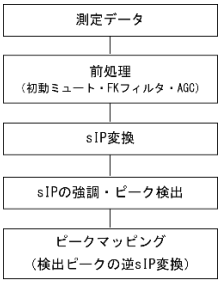


図-8　データ処理フロー

(1) 2 次元探査実験データへの sIP 変換法の適用

第 2 章で示した 2 次元探査実験データおよび第 3 章で示した数値シミュレーションデータに対して，**図-8** に示す処理フローに従い sIP 変換法を適用した。まず，前処理として初動をミュートして直接波を抑制し，FK フィルタにより表面波および受振器の共振ノイズを低減した。さらに，AGC を適用して振幅減衰を補正した。次に，sIP 変換を適用し，感度係数に基づく局所的な閾値処理により sIP を強調した。その後，sIP のプロミネンス（突出度）を算出し，閾値を設定してピークを検出した。最後に，逆 sIP 変換によってピークをマッピングし，埋設管位置を推定した。

図-9 に sIP 変換法の適用結果およびその処理過程を示す。状態空間モデル法によって明瞭化された埋設管からの双曲線状の散乱反射波群は，前処理および sIP 変換によって sIP 領域に収束・重合され，強調された sIP 点として検出された。その後，検出された sIP 点は埋設管外径位置へマッピングされていることが確認できる。なお，2 次元探査実験データでは起振点直下にもピークが検出された。これは，実験場造成時に混入したコンクリートガラが深度約 1 m 付近の散乱体として検出されたためと考えられる。また，埋設管外径位置にマッピングされたピークは，埋設管中心と起振点を結ぶ方向上に分布しており，この位置で弾性波が散乱反射したことを示している。

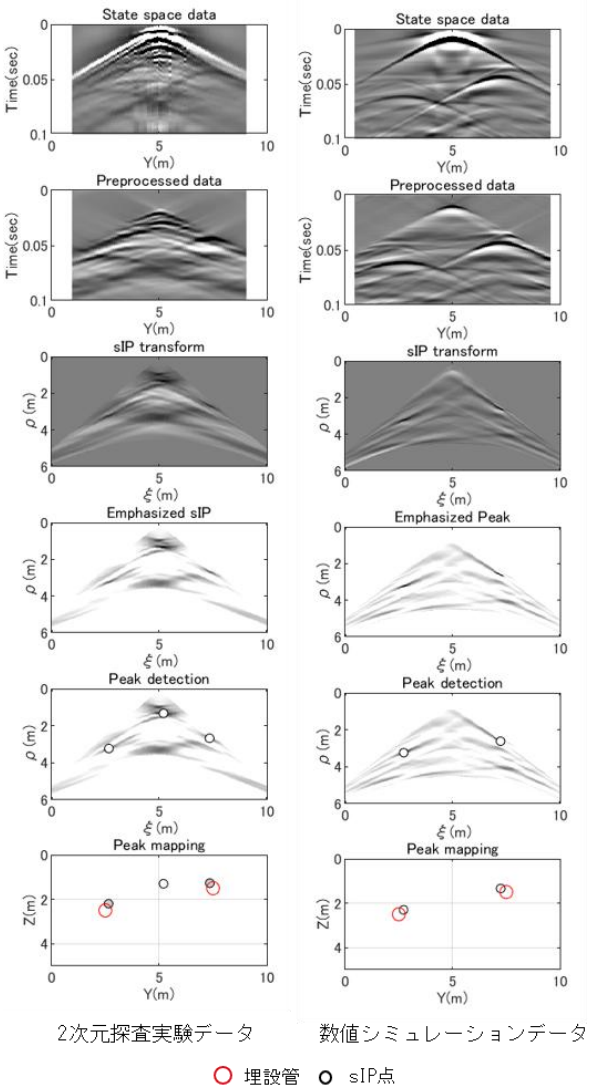


図-9　sIP 変換法の適用結果とそのデータ処理過程

(2) 3 次元探査実験データへの sIP 変換法の適用

埋設管のような線形構造物の連続性把握の可能性を検証するため，第 2 章で示した実験と同じ機器および実験場を用いて 3 次元探査実験を実施した。実験レイアウトを**図-10** に示す。測線は X 方向に 1 m 間隔で配置し，起振点は Y 方向に 1 m 間隔，X 方向に 0.5 m オフセットして配置した。また，第 3 章で示した数値シミュレーションと同じ条件で，3 次元探査実験を模擬した数値シミュレーションも実施した。

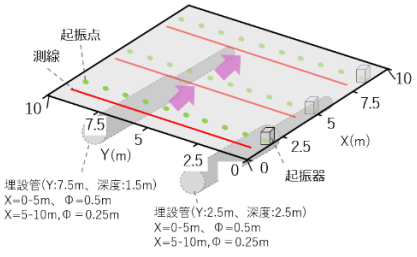


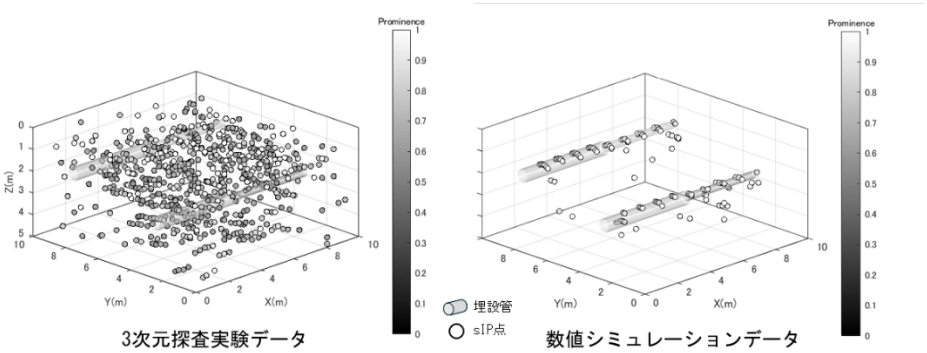
図-10　3 次元探査実験レイアウト

図−11 に，3 次元探査実験データおよび数値シミュレーションデータに対して sIP 変換法を適用した結果を示す。数値シミュレーションでは，埋設管上面に沿って sIP 点が連続的に分布し，埋設管位置を高精度に推定できている。一方，3 次元探査実験では，埋設管以外の位置にも多数の sIP 点が検出された。これらのノイズは，実験場整備時に確認されている地中の礫やコンクリートガラなどの散乱体に起因するものと考えられる。その結果，埋設管に対応する sIP 点がノイズに埋没しており，埋設管位置を明瞭に抽出することが困難であった。そこで，これらのノイズの中から埋設管に対応する sIP 点を抽出する手法について検討した。

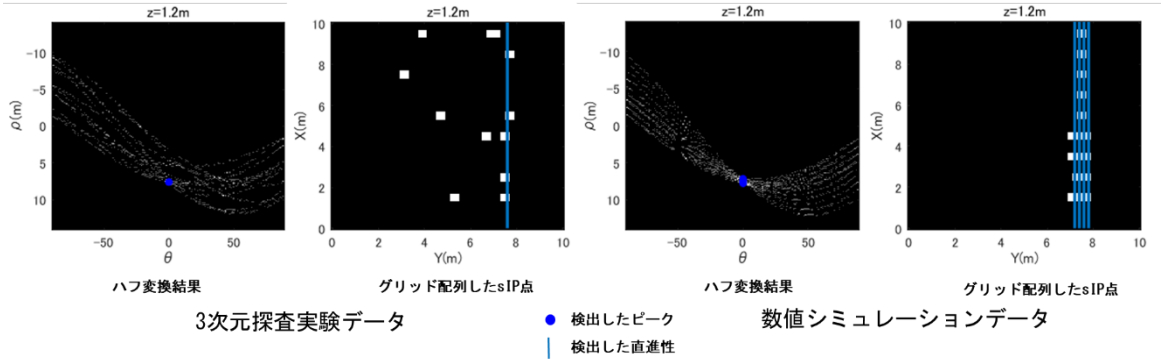
埋設管のような線状構造物を検出する手法としてハフ変換があり，地中レーダ探査では浅部埋設管の 3 次元位置推定に適用されている [12]。ハフ変換は式(9)で表される。

$$\rho = x\cos\theta + y\sin\theta \tag{9}$$

ここで，ρ は原点から直線までの垂線距離，θ は x 軸と垂線のなす角である。ハフ変換により，ユークリッド空間（x-y 座標）を ρ-θ パラメータ空間へ変換することで，線状要素を抽出することができる。本報では，**図−11** に示した 3 次元探査実験結果から最大プロミネンス値を有する sIP データを抽出し，ハフ変換を適用した。ハフ変換は 2 次元データ処理であるため，3 次元座標の sIP データを X，Y，Z 各方向に 0.2 m 間隔でグリッド化し，さらに深度方向に 0.2 m 間隔でスライスした画像データを作成して解析を行った。**図−12** に深度 1.2m におけるグリッド化した sIP データとハフ変換結果を示す。ハフ空間におけるピークから求めた直線を重ね合わせると，X 方向に分布する sIP 点列と概ね一致していることが確認できる。**図−13** に，検出されたすべての直線と最大プロミネンスの sIP データを示す。ハフ変換により X 方向の連続的な線状構造が抽出され，その方向，深度および位置は実際の埋設管と良好に一致した。以上より，sIP 変換法とハフ変換法を組み合わせた可視化手法の有効性が確認された。



図−11　3 次元データへの sIP 変換法適用結果



図−12　グリッド化した sIP データとハフ変換結果（深度 z = 1.2 m）

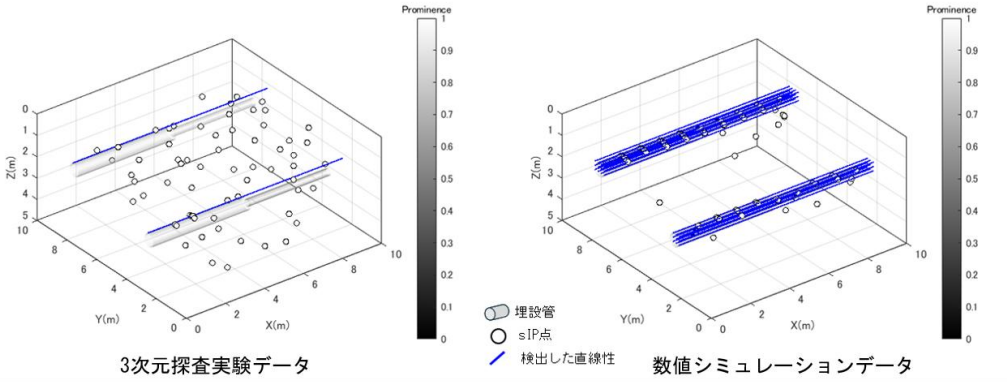


図-13　ハフ変換による埋設管の線状構造抽出結果

5. まとめ

下水道などの深部埋設管の効率的な探査手法の開発を目的として,弾性波を用いた埋設管探査手法を検討した。その結果，埋設管の敷設方向にチャープ方式で起振・受振する測定方法が有効であることを確認した。また，状態空間モデル法によるデコンボリューションフィルタを用いて反射係数を高精度に推定することで，埋設管からの散乱反射波を明瞭化できた。さらに，散乱反射波を抽出して埋設管位置を可視化する手法を適用し，実験結果と数値シミュレーション結果との整合性から，その有効性を確認した。

謝辞：本研究は，東京大学生産技術研究所の水谷司准教授との共同研究によるご指導の下，技術の開発や実験の計画・実施・結果の検討に至るまで，多くのご助言をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

1) Yang, S. and Jun, W., Xiangyu, W., Yuan Y., Wenchi, S.: 3D reconstruction in underground utilities, Automation in Construction, 2023
2) 笛田保之：下水道破損に起因する八潮市道路陥没事故～事故で露呈した下水道老朽化問題にどう対処すべきか～，建設政策，No.221，2025
3) Yamaguchi, T., Mizutani, T. : Localization of Subsurface Pipes in Radar Images by 3D Convolutional Neural Network and Kirchhoff Migration. 2021 IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium IGARSS, pp. 4841-4844, 2021
4) 程塚保行，水谷司，神山圭佑：弾性波を用いた埋設物探査手法の適用性に関する基礎的実験，令和 5 年度土木学会全国大会第 78 回年次学術講演会論文集，III-365，2023
5) Kamiyama, K. and Mizutani, T., Hodotsuka, Y.: Determining the location of high-depth buried pipes using shallow seismic reflection techniques, Journal of Applied Geophysics, 2025
6) 程塚保行，水谷司：弾性波を用いた深部埋設管探査技術の開発，地下空間シンポジウム論文・報告集，第 31 巻，土木学会，C2-3，2026
7) Andre, P. and Öz, Y.:Optimum source-receiver orientations to capture PP, PS, SP, and SS reflected wave modes, The Leading Edge, Vol.38, No.1, pp.10-80, 2019
8) Crump, N. D.: A Kalman filter approach to the deconvolution of seismic signals: Geophysics, 39, 1-13, 1974.
9) Deng, X. and Zhang, Z., Yang, D.: Seismic data deconvolution using Kalman filter based on a new system model, Geophysics 81:V31–V42, 2016
10) Weiss, R. M. and Shragge, J.: Solving 3D anisotropic elastic wave equations on parallel GPU devices, GEOPHYSICS, Vol. 78, No.2, 2013
11) Schneider. W. A.:Integral formulation for migration in two and three dimension, Geophysics, 43, pp.49-76, 1978
12) Mizutani,T. and Chen, J., Yotsumoto, S.: The 3D localization of subsurface pipes from Ground Penetrating Radar images using edge detection and point cloud segmentation, Measurement, 2024

建設工事における幅の狭い空溝の地盤振動低減効果に関する検討

Study on Ground-Vibration Reduction Effect of Narrow Trenches in Construction Work

小林　秀彰*1，赤尾　伸一*1
HIDEAKI KOBAYASHI, SHINICHI AKAO

建設工事作業に伴い発生する地盤振動と，その地盤振動に対して比較的に幅の狭い種々形状の空溝による低減効果を確認する実験を行った。その結果，以下が確認された。すなわち，(1) バックホウによる打撃および走行の振動特性は，鉛直方向の振動レベルが大きく，31.5 Hz 帯域付近の振動加速度レベルが大きい。その鉛直方向の振動は，(2) 地盤の距離減衰傾向は，周波数が高くなるにつれて減衰量が大きい。(3) 実験した形状の空溝により振動レベルは 2～8 dB 低減され，空溝の幅よりも深さの方が振動の低減効果が高い。(4) 空溝幅による低減効果は，バックホウ打撃時において 31.5～63 Hz 付近の帯域で約 5 dB の低減効果が見られた。

キーワード：建設工事，地盤振動，空溝，振動低減効果

Experimental studies were conducted on the ground vibration generated during construction work and on the reduction effect of relatively narrow trenches of various widths and depths. The following were confirmed:
(1) For both backhoe impact and travel, the vibration level was highest in the vertical direction, and the vibration acceleration level was dominant around the 31.5 Hz band. (2) The distance attenuation of ground vibration increased with frequency. (3) The trenches investigated reduced vibration levels by 2-8 dB, with depth having a greater effect than width. (4) The effect of trench width appeared as a reduction of approximately 5 dB in the 31.5-63 Hz band under backhoe impact.

Keywords: Construction work, Ground vibration, Trench, Vibration Reduction effect

1. はじめに

建設工事において，重機作業に伴って発生する振動が地盤面を伝わることで，建設地の周辺に影響を及ぼすことがある。工事を行う上では，作業振動による周辺への影響度合いを事前に把握し，適切な対処をしておく必要がある。そのためには，工事作業で発生する振動の特性，地盤による距離減衰の傾向，対策による振動低減効果に関するデータを収集・整備し，周辺へ及ぼす影響の予測精度を高めていくことが考えられる。これらに基づき建設地周辺への振動被害が懸念される条件かを判断し，その場合には事前に効果が見込める対策を講じておくことが望ましい。

振動の対策方法としては，振動源側，伝搬経路上，受振点側での対策が考えられる。受振点側での対策は近隣敷地内で行うことになることから，建設工事の際には，建設敷地内で対処が可能な振動源側の対策（低振動型重機等）と，伝搬経路上での対策を講じることが一般的である。伝搬経路上の対策としては，振動源と受振点の間の地盤面において，地盤を空堀する空溝や，地盤内に地中壁等を設置することが有効とされ，それらに関する研究や実験結果が報告されている[例えば 1),2),3)]。空溝による対策は古くから検討されており，模型実験，フィールド実験，数値解析を通じて，空溝の深さと振動低減効果の関係が示されている。一方，狭小な建設現場の場合等では，敷地の制約上，空溝を幅広く，そして深く施工できないことが考えられる。

そこで本報では，狭小な建設現場への適用を念頭に，比較的に幅の狭い種々の空溝形状を対象として，建設工事で想定されるバックホウの大きさや加振する動作条件の違いにより発生する地盤振動を，実規模のフィールド

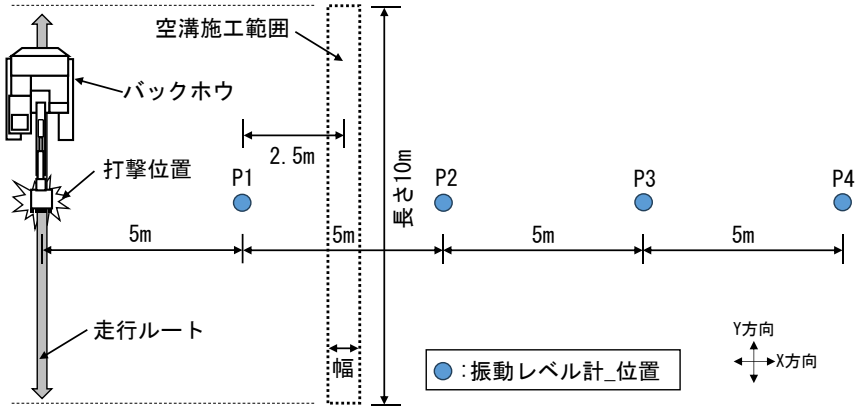
*1 技術研究所技術開発推進部

実験で組み合わせて測定した。得られた結果から，空溝の幅と深さに分けて振動低減効果を比較し，建設工事における振動対策への適用性を検討した内容を報告する。

2. 実験条件

図-1 に測定点位置図を示す。建設作業で用いられるバックホウを加振源として，空溝の有無の条件で地盤上をバケットで打撃した場合と走行した場合における空溝の地盤上の振動加速度レベルを測定した。地盤上の測定点は，バックホウの打撃位置および走行ルートから水平方向に 5 m 離れた P1，10 m 離れた P2，15 m 離れた P3，20 m 離れた P4 とした。各測定点の地盤表面は，足で踏むことで締め固め，そこに振動レベル計（RION VM-53A）を設置した。振動レベル計の設置方向は，走行ルートと直交方向を X 方向，平行方向を Y 方向，鉛直方向を Z 方向とした。振動加速度レベルの分析の時定数は 630 msec とし，打撃加振時は最大値（Lmax）の 3 回の算出平均値，走行加振時は走行ルートを 1 往復した際のエネルギー平均値（Leq）の 5 回の算出平均値とした。空溝は，バックホウの走行ルートと平行方向で P1 と P2 間の中心を通る位置に長さ 10 m で掘削し，バックホウの走行範囲はその長さの範囲内とした。

図-2 に実験ケース一覧および空溝の施工状況を示す。実験 1～3 はすべて同一敷地内の近接する場所で実施した。各実験における空溝の条件は，空溝が無い場合を「空溝 0」として，幅と深さを変えた「空溝 1～5」とした。全実験ケースにおいて，空溝 0 を実験した後に，対象とする空溝を施工した条件で実験を行った。**表-1** に実験で





（実験風景）

図-1　測定点位置

実験	空溝 番号	空溝 形状 (m) 幅	深さ	長さ	測定点 P1 5m点	P2 10m点	P3 15m点	P4 20m点	加振源 (バックホウ)	加振方法
1	0	空溝無し			○	○	—	—	A	①打撃 (バケット) ②走行
	1	0.8	1.2	10	○	○	○	○		
2	0	空溝無し			○	○	○	○	B	
	2	0.25	1.2	10	○	○	○	○		
	3	0.6	1.2	10	○	○	○	○		
3	0	空溝無し			○	○	○	○		
	4	0.28	1.2	10	○	○	○	○		
	5	0.28	1.9	10	○	○	○	○		

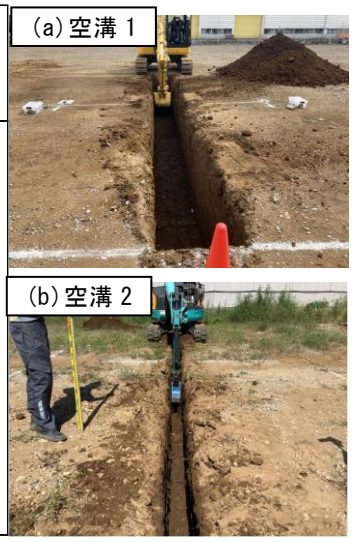


図-2　実験ケース一覧および空溝の施工状況

使用したバックホウの諸元を示すが，バックホウの機種は，実験 1 と実験 2・3 では異なり，実験 1 のバックホウ A の方がバックホウ B に比べ、機械質量ならびにバケット容量やバケット幅が大きい。**図-3** に，実験 1～3 を行った敷地内 2 箇所の土質柱状図を示す。実験場所の地盤の硬さ・締まり具合を表す N 値や，土質共に大きな違いはない。

表-1　実験で使用したバックホウの諸元

項目		単位	バックホウ	
			A ※実験1で使用	B ※実験2・3で使用
国土交通省 低騒音型建設機械			超低騒音型	超低騒音型
仕様	出力形式	-	エンジン出力 (4サイクル、水冷直列形、直接噴霧式)	エンジン出力 (ターボ、空冷アフタクーラ、直接噴霧式)
	定格出力	kW/min^{-1} [PS/rpm]	18.2/2200 [24.7/2200] ※1 17.4/2200 [24.7/2200] ※2	50.7/1900 [68.9/1900] ※1 50.6/1850 [68.8/1850] ※2
	標準バケット容量	m^3	0.09	0.28
	標準バケット幅 <サイドカッタ含む>	mm	430 <500>	650 <750>
寸法	機械質量	kg	2950	7710
	全長(輸送時)	mm	4560	5770
	全幅	mm	1550	2330
	全高(輸送時)	mm	2520	2710
性能	走行速度 Hi/Lo	km/h	4.6/2.6	5.0/2.7
	旋回速度	min^{-1}[rpm]	9.0 [9.0]	10 [10]
	接地圧	kPa	26.4	34.1

※1：グロス値　※2：ネット値（JIS D 0006-1）

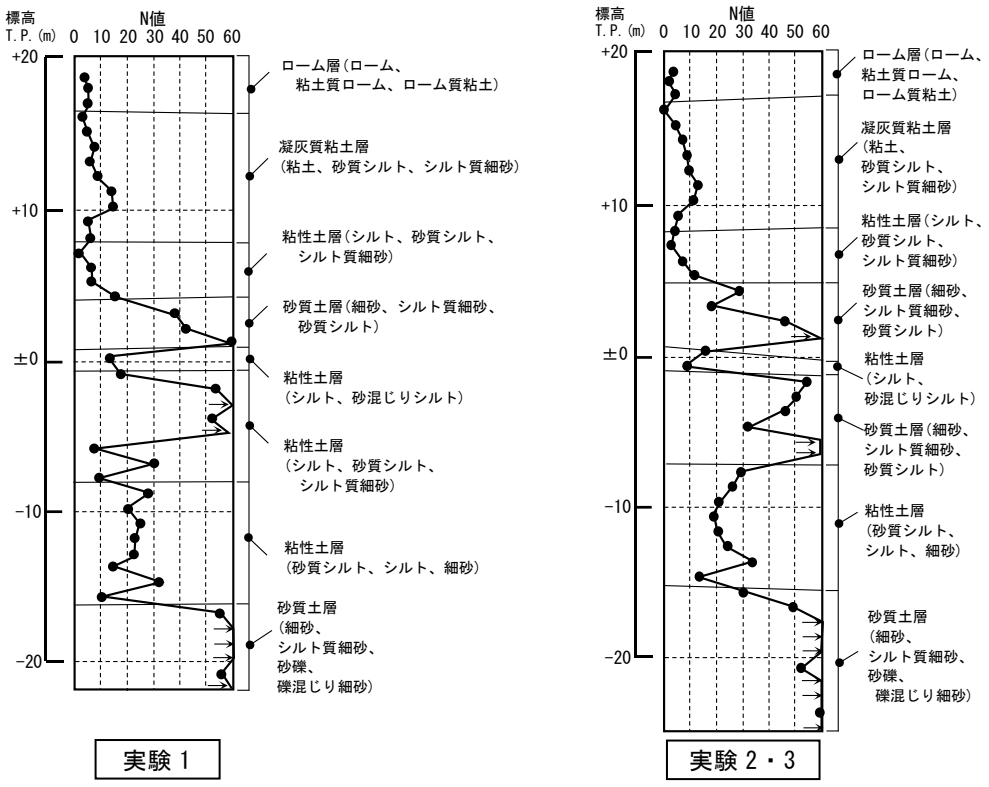


図-3　土質柱状図

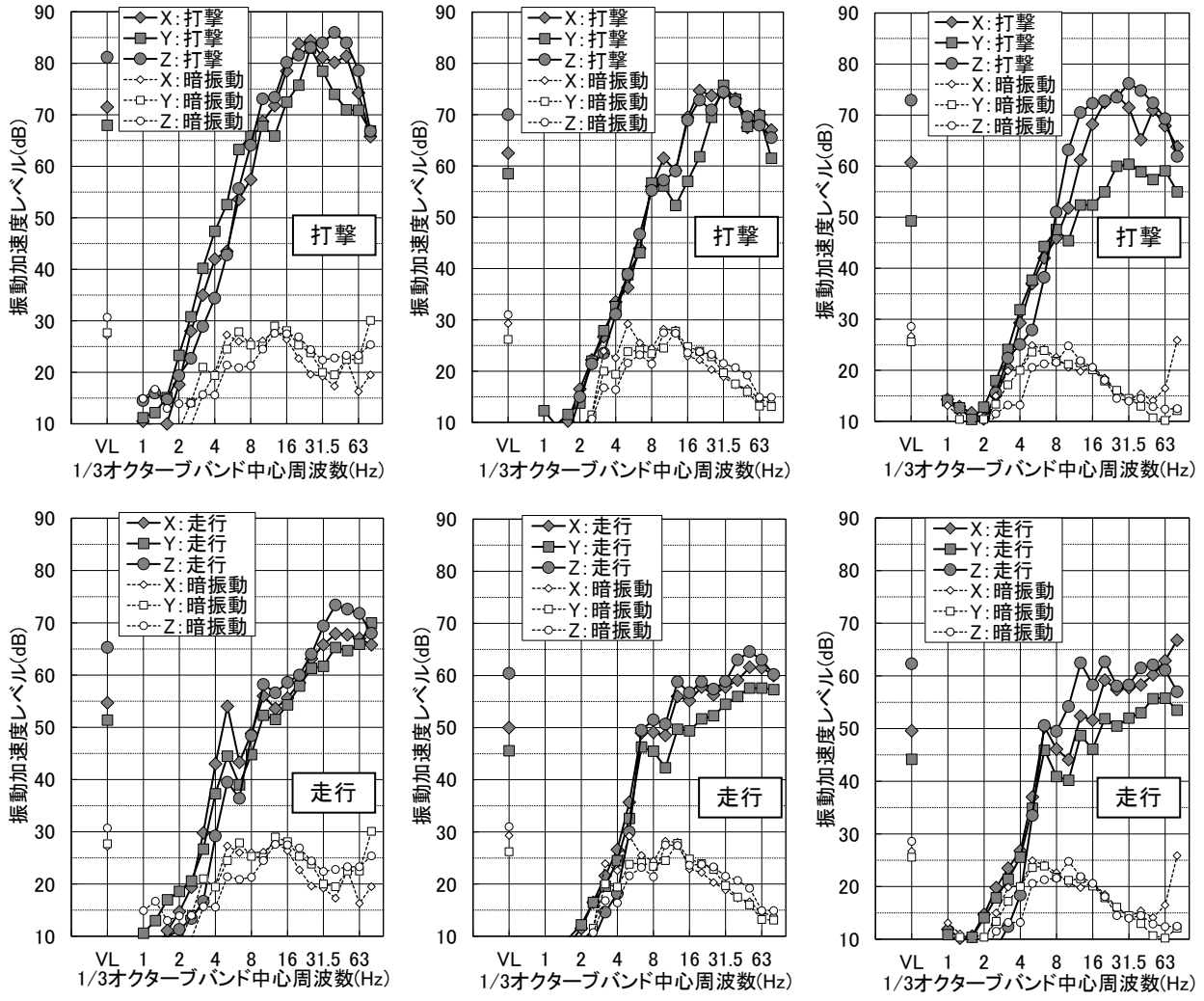
3. 実験結果

(1) 加振源の振動特性

図-4 にバックホウによる打撃および走行時の P1（5 m 地点）における地盤面の振動レベル（VL）と振動加速度レベルの 1/3 オクターブバンド分析結果を示す。測定結果は空溝を施工していない状況（空溝 0）である。まず，方向別の振動レベル VL の傾向をみると，打撃および走行どちらも Z 方向が最も大きくなる傾向にあった。次に周波数特性についてだが，打撃時は 31.5 Hz 帯域を中心に振動加速度レベルが卓越した。一方，走行時の周波数特性は，8 Hz 帯域以上での振動加速度レベルが打撃時より小さくなった。また，バックホウの機種による違いは，バックホウサイズが大きい実験 1 が実験 2・3 と比較すると，打撃および走行共に，4 Hz 帯域以上において振動加速度レベルが約 10 dB 大きい結果であった。

(2) 地盤振動の距離減衰特性

図-5 に空溝を施工していない条件（空溝 0）における 16 Hz～63 Hz 帯域の地盤振動の距離減衰特性（Z 方向）を示す。加振点から 5 m 地点を基準点として，それ以降の距離の測定点における振動加速度レベルとの差分を算出して示した。また，図中には距離減衰計算式(1)[4]による計算値を併記している。内部減衰 α の算出にあたっては，周波数 f や地盤の損失係数 h の影響を考慮した式 [4]を用いた。計算は各周波数帯域において，地盤の損失係数 h を 0，0.025，0.05 の 3 条件で設定した。



(a) 実験 1　　(b) 実験 2　　(c) 実験 3

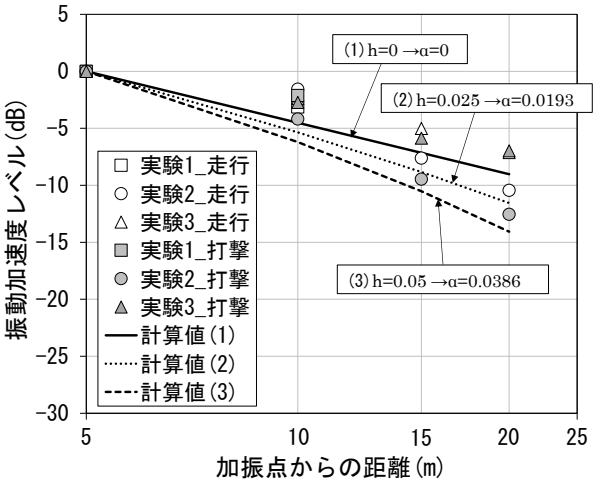
図-4　P1 における振動加速度レベル（空溝無し）

周波数による傾向だが，周波数が高くなるにつれて距離減衰量は大きくなっている。これは，加振方法が異なる打撃と走行共に同様の傾向であった。測定結果と計算値とを比較すると，16Hz 帯域では h=0（α=0），31.5 Hz 帯域では h=0.025～0.05（α=0.038～0.0761），63 Hz 帯域では h=0.025～0.05（α=0.0761～0.1522）の計算値に比較的近い傾向を示した。本実験の範囲では，周波数が高くなるにつれて距離減衰量が大きくなる傾向が確認された。このことから，地盤の内部減衰係数は周波数の影響が考慮される計算式を用いることが望ましいといえる。

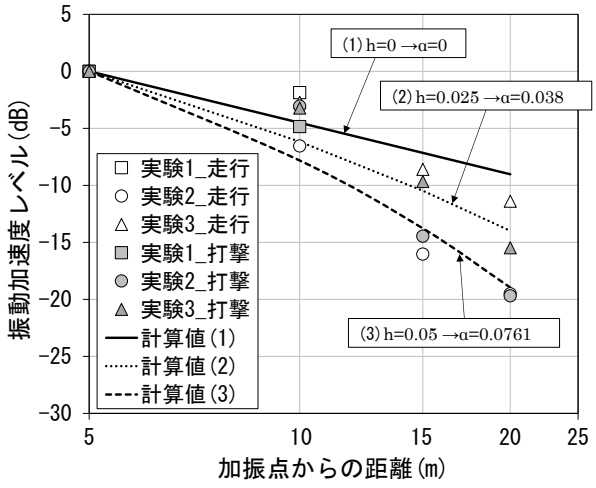
(3) 空溝による振動低減効果

a) 振動レベルによる比較

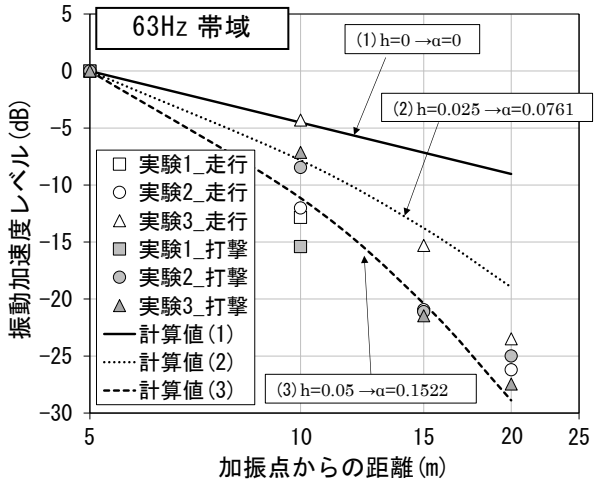
図-6 に空溝施工前後における地盤面の振動伝搬特性（Z 方向：振動レベル）を示す。すべての実験条件において，空溝を施工した位置である加振点からの距離 7.5 m 以降の測定点で空溝により振動レベルが低減していた。本実験で対象とした空溝形状の振動レベル低減量は，加振点から 10～20 m 離れた範囲において，2～8 dB であった。空溝形状による傾向だが，空溝の幅 2 種類を比較した実験 2 において，打撃時は幅の違いにより振動レベルに 2 dB 程度の差が見られるものの，5 m 点の測定結果から加振力のばらつきによる差と考えられ，走行時の結果からも空溝幅による差は明確にみられなかった。次に，空溝の深さ 2 種類を比較した実験 3 において，深さの違いによって 3～4 dB 程度の差が確認できた。走行よりも打撃の方が約 2～3 dB 効果が大きかったが，走行は空溝長さ端部までを走行ルートとしたことから，空溝横からの振動の回り込みの影響が走行時は打撃時よりも，より



(a) 16Hz 帯域



(b) 31.5Hz 帯域



(c) 63Hz 帯域

【距離減衰計算】

$L(r-r_0) = -8.7\,\alpha\,(r - r_0) - 20n\mathrm{Log}_{10}(r/r_0)$ … 式(1)

$\alpha = (2\,\pi f h)/V$

$L(r-r_0)$：加振源から r_0(m)と r(m)の振動減衰量(dB)

※r_0(m)を 5m 点として計算した

n：幾何減衰定数　ここでは 0.75 とした

α：地盤の内部減衰係数

f：周波数(Hz)

h：地盤の損失係数

V：振動伝搬速度(m/s)

※実験地盤の PS 検層の結果 130m/s とした

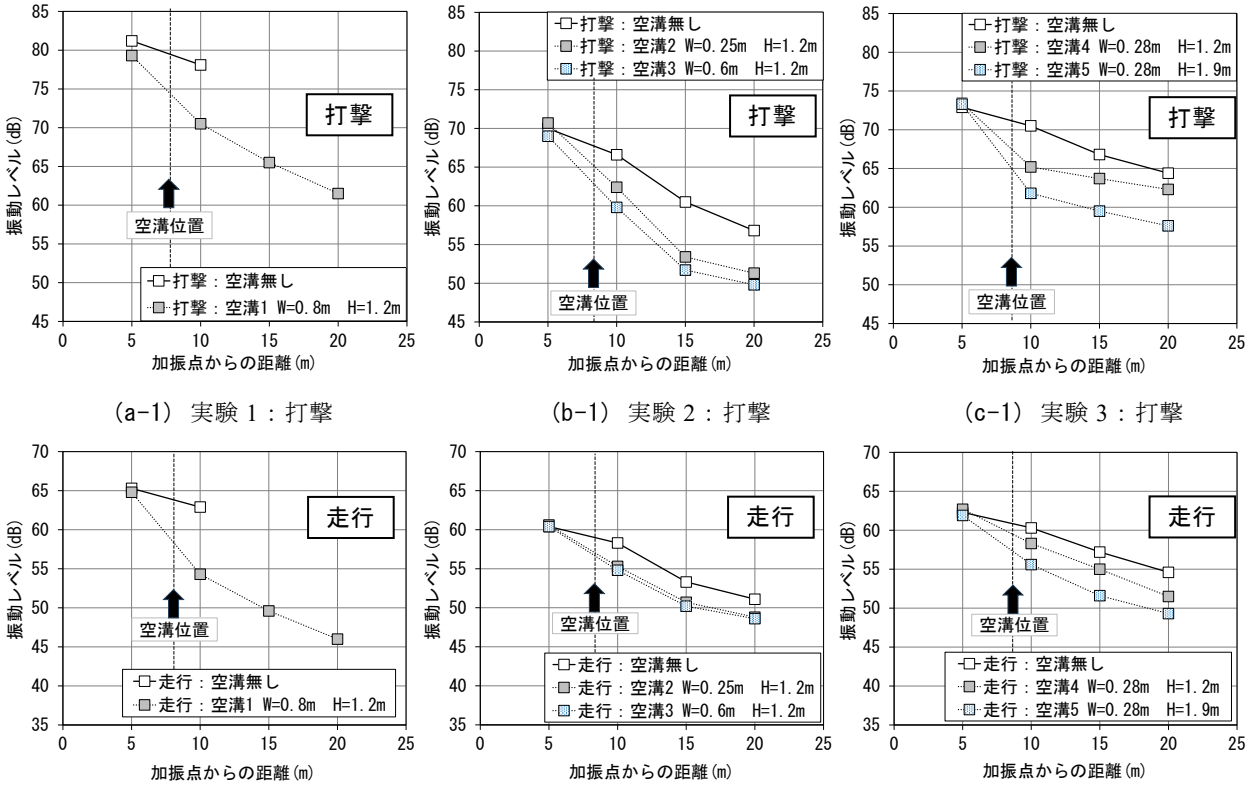
図-5　地盤振動の距離減衰特性（空溝無し）

多く含まれていたことが要因の一つとして考えられる。また，バックホウサイズが異なる実験 1 と実験 2・3 を比較すると，空溝の低減効果はバックホウサイズが大きい実験 1 の方が大きい。空溝の幅条件が若干異なるものの実験 2 の結果から幅による影響がみられなかったことから，空溝の低減効果には加振源の加振力や加振面積も関係してくると推察される。

b) 周波数特性による比較

図-7 に各種空溝形状における振動低減効果量（Z 方向）を示す。ここで、振動低減効果量は，空溝の施工位置に近接している加振点からの距離 10 m 地点（P2）における空溝施工前後の振動加速度レベル差とした。そのレベル差を算出するにあたり，実験時の加振力のばらつきを除去するため，空溝施工前後における加振点から 5 m 点の振動加速度レベル差で補正している。空溝幅が異なる空溝 2・3 を比較すると，両空溝は 10 Hz 帯域以上から振動低減効果を示しており，20～50 Hz 帯域付近の効果が大きく，さらに高い周波数になるにつれ，効果が少なくなる傾向であった。空溝幅による効果量の違いは，打撃時は 31.5～63 Hz 帯域において，幅が広い空溝 3 が空溝 2 よりも約 5 dB 程度効果は大きい結果であったが，振動レベル換算時に寄与が大きくはない帯域であった。この空溝幅を広げたことによる効果は，空溝底下から回り込む振動が低減したものと推察される。しかし走行時においてはその効果は見られず，先に述べた空溝横からの振動の回り込みの影響があると考えられる。次に，空溝の深さが異なる空溝 4・5 だが，両空溝は同じく 10 Hz 帯域以上から低減効果が表れ，空溝 5 は空溝 4 よりも低減効果が約 3～5 dB 大きくなっていた。深さによる効果は打撃・走行時ともにあらわれていたが，走行時の方が効果は小さかった。

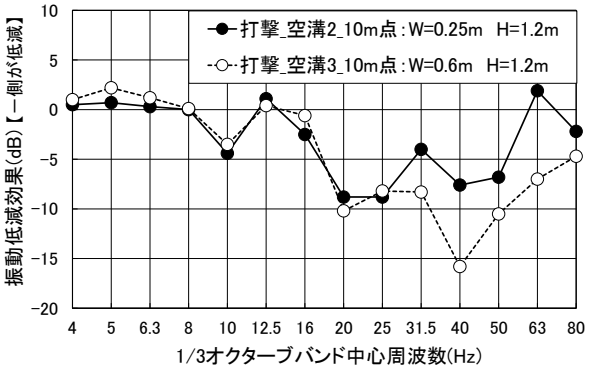
図-8 に，空溝深さと振幅比（Z 方向）を示す。図中には，実験条件の空溝深さ H と **図-7** の振動低減効果を 1/1 オクターブバンドで振幅比換算した結果をプロットしている。また空溝の低減効果の計算式(2)[5]によって算出した計算値も併せて示している。ここで，算出に用いる V：振動伝搬速度（m/s）は実験地盤における PS 検層の結果である。16～31.5 Hz 帯域においては，8 Hz および 63 Hz 帯域よりも振幅比が小さくなっていた。また，同帯域についての実験値は計算値よりも振幅比が小さくなっているが，8 Hz および 63 Hz 帯域まで含めて評価すればおおむね計算式による傾向と同様であった。



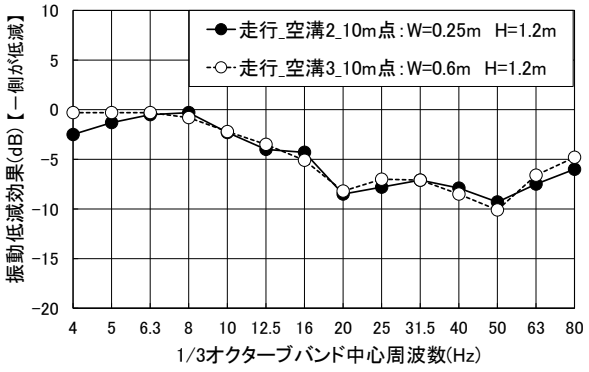
(a-1) 実験 1：打撃　(b-1) 実験 2：打撃　(c-1) 実験 3：打撃

(a-2) 実験 1：走行　(b-2) 実験 2：走行　(c-2) 実験 3：走行

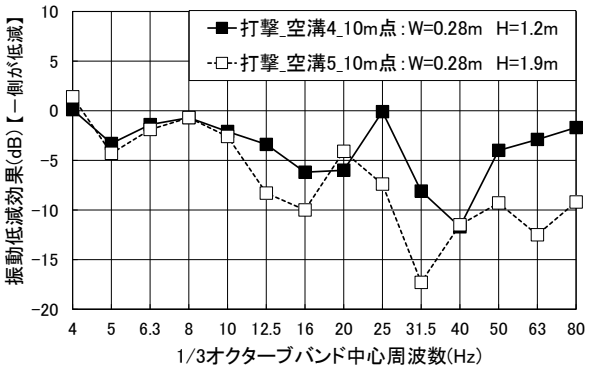
図-6 空溝施工前後における地盤面の振動伝搬特性(Z 方向：振動レベル)



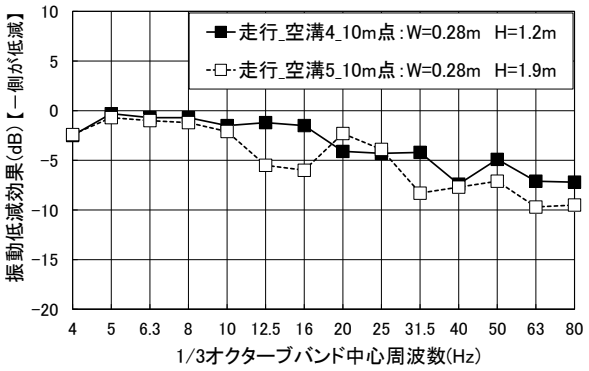
(a) 空溝 2・3：打撃



(b) 空溝 2・3：走行



(c) 空溝 4・5：打撃



(d) 空溝 4・5：走行

図-7 各種空溝形状における振動低減量

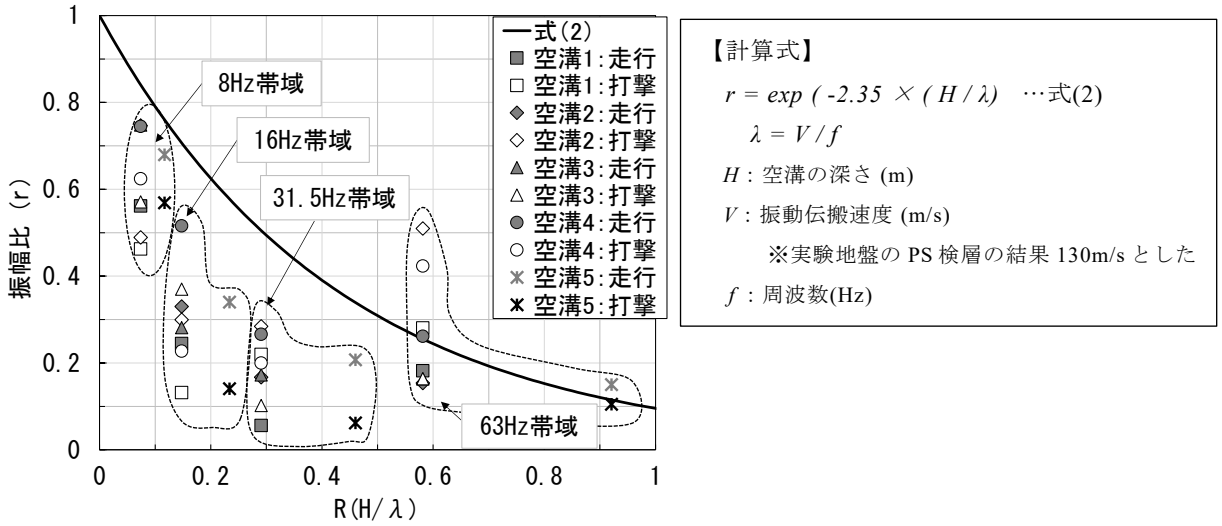


図-8 空溝深さと振幅比（Z 方向）

4. おわりに

建設工事において発生が想定される作業振動を対象に，地盤の振動特性とその距離減衰傾向を把握するとともに，比較的に幅が狭い種々の空溝形状による振動の低減効果を実験した。その結果，以下の傾向を確認した。

① バックホウによる打撃と走行により生じる地盤振動は，鉛直方向が大きい傾向を示した。周波数特性は，打撃と走行共に 31.5 Hz 帯域付近で卓越するが，走行は打撃に対して 8 Hz 以上で振動加速度レベルが小さかった。

② 地盤の距離減衰量は，周波数が高くなるにつれて大きくなる傾向であった。

③ 本実験で対象とした空溝形状の場合，空溝の施工により振動レベルがおおむね 2～8 dB 低減した。

④ 空溝の形状については，振動レベル換算では幅よりも深さの方が効果に及ぼす影響が大きかった。一方，打撃時の 31.5～63 Hz 帯域においては，空溝幅の違いにより約 5 dB の低減効果の差が確認された。

幅の狭い空溝であっても建設工事で発生する振動に対する伝搬経路対策として，一定の有効性を有することが確認できた。また，既往の計算式を用いることで効果の推定がおおむね可能であることがわかった。

今後，地盤や加振源，空溝形状の条件の違い等による地盤の振動伝搬性状のデータをさらに蓄積し，建設現場における振動影響予測や振動対策につなげていきたい。

参考文献

1) 小谷朋央貴：空溝の地盤振動低減効果，音響技術，No.155，Vol.40，No.3，pp.56-60，2011.9
2) 早川清：環境振動の伝搬経路対策，騒音制御，Vol.24，No.6，pp.408-414，2000.12
3) 吉岡修 : 2 次元数値解析を用いた空溝の防振効果に関する一考察，土木学会年次学術講演会梗概集，第 60 回，pp.351-352，2005.9
4) 日本騒音制御工学会編：地域の環境振動（第 2 版），2023.2
5) 日本建築学会編：環境振動性能設計ハンドブック，2010.10

環境配慮型固化材「サスティン Geo」を添加した土の締固め特性および強度発現性

Compaction Characteristics and Strength Development of Soil Treated with a Cement-Free Ground Stabilizer Sustain-Geo

内田　志春*1，サンジーワニ　ダヤニ*1，坂本　遼*1，高橋　直樹*1
MOTOHARU UCHIDA, DAYANI SANJEEWANI, RYO SAKAMOTO, NAOKI TAKAHASHI

本報では，セメントを使用しない環境配慮型固化材「サスティン Geo」（以下，STG）を添加した土の締固め特性および強度発現性を評価し，固化材無添加および高炉セメント B 種（以下，BB）を添加した条件と比較した。STG の添加により最大乾燥密度は低下したものの，養生 0 日時点の一軸圧縮強さは固化材無添加の場合を上回った。また，養生 7 日時点では BB を添加した場合を上回り，養生 28 日時点では BB を添加した場合よりやや低いものの，その差は限定的であった。以上の結果から，STG は，締固めを伴う条件下におけるセメント系固化材の代替材料として適用できる可能性が示された。

キーワード：固化材，一軸圧縮強さ，締固め特性，CO_2 削減

This study evaluates the compaction characteristics and strength development of soil treated with Sustain-Geo (STG), an environmentally friendly cement-free stabilizer, comparing its performance with untreated soil and treated soil with Blast-Furnace Slag Cement Type B (BB). Although the addition of STG decreased the maximum dry density, the unconfined compressive strength immediately after compaction exceeded that of the case without any solidifying material. Furthermore, the strength of STG-treated soil was higher than that of BB-treated soil at 7 days and slightly lower at 28 days, with only a limited difference. These results indicate that STG has the potential to serve as an alternative stabilizer to conventional cementitious stabilizers for compacted soil.

Keywords: Stabilizer, Unconfined Compressive Strength, Compaction Characteristics, CO_2 Reduction

1. はじめに

近年，我が国の建設現場では建設発生土の処理が深刻な環境問題となっている。平成 30 年度建設副産物実態調査によれば，建設工事から年間約 2.9 億 m³の建設発生土が発生しており，そのうち約 1.3 億 m³が場外に搬出されている [1)]。建設発生土の場外搬出には多大な運搬コストと CO_2排出が伴うため，その適正処理と有効利用は喫緊の課題であり，循環型社会の実現に向けた建設発生土の場内再利用促進が強く求められている。

建設発生土の場内活用の一手段として，現地で発生した土を外構部などの構成材料に利用することが考えられる。我が国では都市再開発事業が継続的に推進されており，建築物本体のみならず外構・境界壁等の附帯施設も多く建設され，外構部にはコンクリートブロックや鉄筋コンクリート造の塀が多用されている。一方，建設発生土を外構部の構成材料として利用するためには，セメント等の固化材を添加し，必要な強度を確保する必要がある。しかし，セメントは製造過程において大量の CO_2を排出する。セメントの製造に伴う CO_2排出量は，全世界の CO_2排出量の約 8 %を占めるとされ [2)]，2050 年カーボンニュートラルに向けて，その削減が重要な課題となっている。そこで，セメントを使用しない固化材と建設発生土を組み合わせた土構造物を外構部へ適用することにより，CO_2排出量削減と建設発生土の有効活用という二つの環境課題の解決に寄与できる可能性がある。

*1 技術研究所技術開発推進部

建設発生土を外構部の構造材料として活用するためには，強度および耐久性を確保するとともに，施工性を担保する必要がある。そのため，これらの性能を確保しつつ，セメント系固化材に代わる環境負荷の低い代替材料の開発が求められている。本報では，筆者らが開発したセメントを使用しない環境配慮型固化材「サスティンGeo」（以下，STG）が土の締固め特性および強度発現に及ぼす影響を把握することを目的とした実験検討結果を示す。

2. 土を用いた構造物と STG の概要

(1) 土を用いた構造物の現状

土は全世界に豊富に存在する資源で，最も原初的な建設材料である。地産地消が可能で，輸送や製造に伴うエネルギー消費および CO_2 排出量を大幅に抑制でき，使用後は自然環境へ還元できる持続可能な材料である。現在でも，土の住まいに全人口の約 8～10 %，開発途上国では約 20～25 %の人々が住んでいる [3]。近年のカーボンニュートラルへの関心の高まりとともに土材料の環境的優位性が再評価され，欧州では圧縮土ブロック（Compressed Earth Block: CEB）や版築構法（Rammed Earth：土を型枠の中に入れ繰り返し突き固めることで構造物を構築する伝統的な建築技法）の標準化が進められるなど，建築材料としての活用が国際的に広がっている。

一方，地震国である日本においては，現行の建築基準法に土構造物に関する規定が存在せず，建築物の主要構造部への適用は制度的に困難な状況にある。しかし，外構部などへの適用においては状況が異なり，法隆寺の築地塀に代表されるように，1000 年以上にわたり風雨や地震に耐えてきた事例は，土材料の長期的な耐久性を実証している。現代においては，固化材を添加することで土を容易に強化できることから，外構部への土材料の適用可能性はさらに広がると考えられる。中でも，セメントを使用しない固化材を用いることができれば，CO_2 排出量削減と土材料の活用を両立できると考えられる。

(2) STG の概要

STG は，高炉スラグ微粉末，消石灰および無水石膏を主成分とするセメントを使用しない環境配慮型固化材である（**写真-1**）。セメントを使用しないことで製造過程における CO_2 排出量を低減できるとともに，セメント系固化材で懸念される六価クロム溶出のリスクを大幅に低減できる。粉体方式による浅層改良を目的に開発され，一般的な土質に対してセメント系固化材と同等以上の強度が発現することが確認されている [4]。現在は既存杭の埋戻しや残土改良，スラリー方式による中深層改良など，幅広い用途への適用に向けた取り組みを展開している。本研究では，その一環として，締固めを伴う条件下での STG の適用可能性を検討した。



写真-1 サスティン Geo（STG）

3. 実験の概要

(1) 試料土

建設発生土は発生地点によって土質の性状が大きく異なるため，粒度分布にも大きな差異がみられる。土の締固め特性（最大乾燥密度・最適含水比）（以下，ρ_{dmax}・w_{opt}）は粒度分布の違いに大きく依存する。粒度分布の異なる試料を用いた場合，固化材による影響と粒度分布の差異による影響を分離することが困難となる。そこで本研究では，粒度分布を一定に調整した試料を用いることで，固化材の添加による締固め特性および強度発現性の評価を容易にした。具体的には，まさ土（土粒子密度：2.632 g/cm^3，自然含水比：0.8 %）を母材に砂質粘性土（土粒子密度：2.894 g/cm^3，自然含水比：28.8 %）を質量比 4：1 で混合し，粒度分布を調整した土（以下，調整土）を作製した。調整土の粒度分布は**図-1** に示すとおりであり，Peter Walker ら [5]が示す版築に適した粒度分布の範囲に収まるよう設定した。

(2) 固化材

固化材は，STG と市販の高炉セメント B 種（以下，BB）を使用した。STG の詳細については 2 章に示したと

おりであり，BB はセメント系固化材として一般的に用いられている材料であることから比較対象として選定した。BB は，高炉スラグ微粉末を 30%超 60 %以下含有する混合セメントであり，主としてポルトランドセメントクリンカー，高炉スラグ微粉末および石膏から構成される。両者の密度は STG が 2.68 g/cm^3，BB が 3.04 g/cm^3 である。

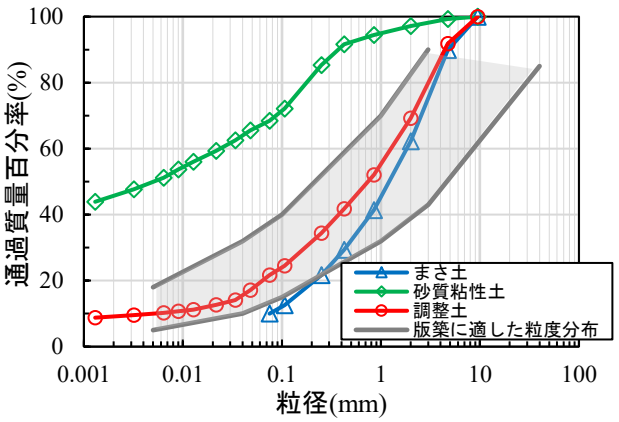


図-1　各試料土の粒径加積曲線

表-1　一軸圧縮試験の条件

固化材	固化材添加量 [%]	調整土の含水比 [%]	養生期間 [日]
なし		10	0，7，28
STG	5		
	10		
	15		
BB	5		
	10		
	15		

(3) 締固め試験

締固め試験は JIS A 1210:2020「突固めによる土の締固め試験方法」[6]に準拠し，A-c 法（湿潤法，非繰り返し法）で実施した。具体的には，φ100 mm，容積 1000 cm^3 のモールドを使用し，3 層に分け，各層を 2.5 kg のランマーで 25 回突き固め，突き固め後の湿潤密度と含水比を測定した。

締固め試験は，調整土の母材であるまさ土および砂質粘性土，調整土，調整土に STG を 10 %添加した試料の計 4 条件で実施した。まさ土および砂質粘性土は，自然含水状態の試料に適当量の水を加え，一軸ミキサーで均一になるまで攪拌したうえで締固め試験を実施した。なお，試験に用いたまさ土は風化花崗岩に由来する風化土であり，締固めによって土粒子が破砕されやすい試料であるため，非繰り返し法により試験を行った。

調整土は，自然含水状態のまさ土と砂質粘性土を一軸ミキサーで均一になるまで攪拌して作製した。この調整土に適当量の水を加え，同様に一軸ミキサーで均一になるまで攪拌したうえで締固め試験を実施した。

STG を添加した試料は，調整土に所定量の STG を添加し，一軸ミキサーで均一になるまで攪拌した後，適当量の水を加え，再度一軸ミキサーで攪拌して作製し，その後，締固め試験を実施した。

(4) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は JIS A 1216:2020「土の一軸圧縮試験方法」[7]に準拠して実施した。養生条件は 20 ℃封緘養生とし，養生期間は供試体作製直後（以下，養生 0 日），7 日，28 日の 3 水準とした。各条件における供試体数は 3 本とし，その平均値を各養生期間における一軸圧縮強さとした。供試体の作製は JCAS L-01:2006「セメント協会標準試験方法 セメント系固化材による改良体の強さ試験方法」[8]に準拠し，φ50 mm，高さ 100 mm の鋼製モールドを用い，落下高さ 200 mm で 3 層に分け，各層を 1.5 kg ランマーで 12 回突き固めて作製した。供試体作製に用いられた締固めエネルギーは，ランマーの質量，落下高さ，突き固め回数，層数の積で算出され，前述の「突固めによる土の締固め試験方法」と同等のエネルギーになるように設定されている。

固化材の添加量は調整土の乾燥質量に対して 5 %，10 %，15 %の 3 水準とし，STG・BB 各 3 水準に比較基準として固化材無添加を加えた計 7 条件で実験した（**表-1**）。

一軸圧縮試験に先立って締固め試験を実施し，その結果得られた調整土の w_{opt}(10 %)を供試体作製時の基準含水比とした。調整土および固化材を加えた試料の作製手順は締固め試験と同様である。この手順では，固化材の添加量の増加に伴い試料全体の含水比が低下するが，固化材無添加の調整土を基準とした相対的な強度向上効果を評価する上で，大きな影響はないと判断した。

(5) 曝露試験

曝露試験は，封緘養生 28 日経過後の固化材無添加の条件，STG および BB を 10 %添加した条件の 3 水準を対

象に実施した。供試体を屋外に静置し，経時的な表面状態の変化を目視により観察した。

4. 試験結果および考察

(1) 締固め試験の結果

図-2 に締固め試験の結果を示す。まさ土の w_{opt} は約 10 %，砂質粘性土の w_{opt} は約 22 %であり，両者の締固め特性は大きく異なる。これらを質量比 4 : 1 で混合した調整土の w_{opt} は約 10 %となり，母材であるまさ土の影響を強く受けた結果となった。調整土の ρ_{dmax} は約 1.97 g/cm³となり，砂質粘性土の混合により細粒分が補完されて粒度分布が改善されたことで，まさ土単体と比較して ρ_{dmax} が大きくなった。このことから，調整土は粒度分布が良好で締固め性能に優れた試料であるといえる。調整土に乾燥質量の 10 %の STG を添加した場合，w_{opt} はほとんど変化しなかった。一方，ρ_{dmax} は約 1.91 g/cm³へと低下した。先行研究[9]においても，固化材を添加すると ρ_{dmax} が低下する傾向が報告されており，本結果はこれと整合する。

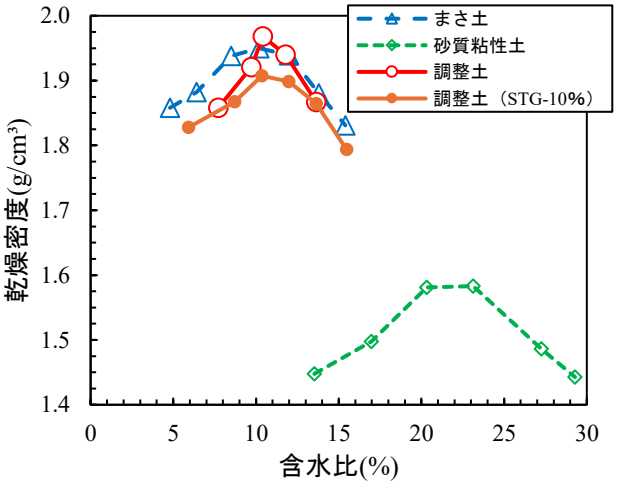


図-2 締固め試験の結果

(2) 一軸圧縮試験の結果

a) 供試体の乾燥密度

図-3 に固化材の添加量と乾燥密度（養生 0 日）の関係を示す。固化材無添加の調整土の乾燥密度が最も大きく，固化材の添加量が増加するにつれて乾燥密度は低下した。本実験では，調整土の乾燥質量に対して所定量の固化材を添加した。その後，自然含水状態の調整土の含水比が 10 %となるように加水量を算定し，加水した。なお，加水量の算定には自然含水状態の調整土の質量を用いており，固化材の質量は考慮していない。そのため，固化材の添加量が増えるほど試料全体に占める水分の割合が低下した。同一添加量で比較すると，STG の乾燥密度は BB よりも一貫して小さかった。それぞれの固化材の密度は，STG が 2.68 g/cm³，BB が 3.04 g/cm³ であり，STG は BB に比べて密度が約 12 %小さい。同質量の固化材を添加した場合，密度の小さい STG は占有体積が大きくなるため，混合物全体の乾燥密度が BB より低下したものと考えられる。

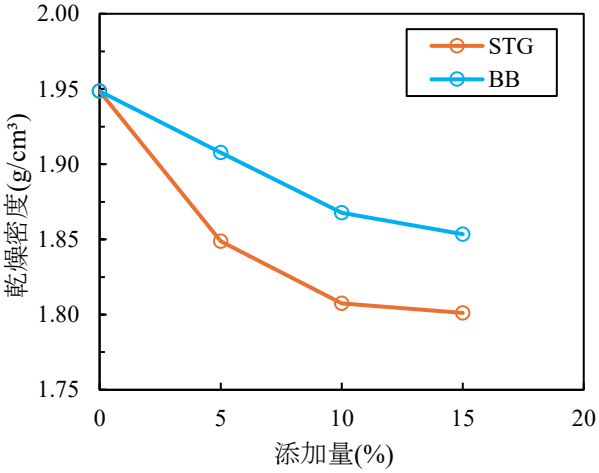


図-3 固化材の添加量と供試体の乾燥密度の関係（養生 0 日）

b) 供試体の含水比

各測定時の供試体の含水比を調整土の含水比で除した値（以下，w/w_o）を正規化した含水比とする。**図-4** に，正規化した供試体の含水比と養生期間の関係を示す。固化材を添加した全条件において，w/w_oは調整土（$w/w_o = 1.0$）より低く，添加量が多いほど低くなった。これは前述のとおり，固化材添加により試料

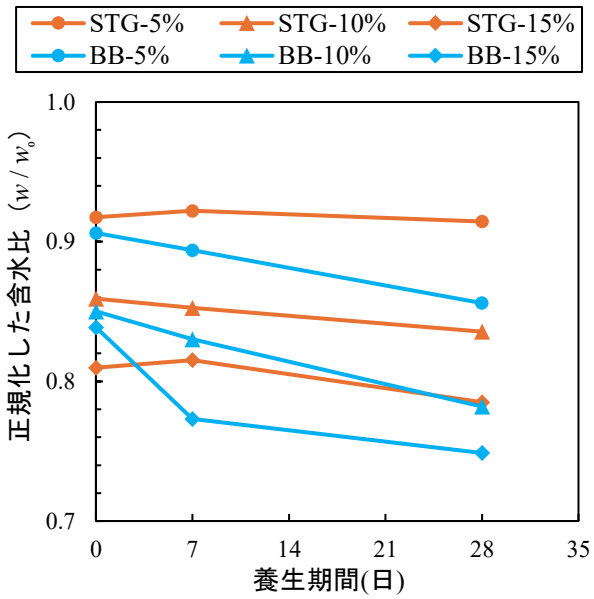


図-4 正規化した供試体の含水比と養生期間の関係

全体に占める水分の割合が低下するためである。養生期間に伴う w/w_oの変化に着目すると，STG を添加した条件では養生期間による w/w_oの低下はわずかであったのに対し，BB を添加した条件では養生期間の経過とともに w/w_oが大きく低下し，その傾向は添加量が多いほど顕著であった。一般に，セメント系固化材では水和反応の進行に伴い水分が消費されることが知られており，BB を添加した条件における含水比の低下はこれと整合する結果である。

c） 一軸圧縮強さ

図-5 に一軸圧縮強さと養生期間の関係を示す。固化材無添加の調整土の一軸圧縮強さは養生期間によらずほぼ一定であったのに対し，固化材を添加したすべての条件で養生に伴う顕著な強度増加が認められた。また，各養生期間において，固化材の添加量が多いほど一軸圧縮強さは増加した。養生 0 日の時点で，固化材無添加の条件では一軸圧縮強さが 239 kN/m^2 であった。これに対し，STG を添加した条件では 1.29～1.69 倍，BB を添加した条件では 1.42～1.71 倍の一軸圧縮強さを示した。固化材を添加した条件では，試料中の水分の割合が低下し，含水比が w_{opt} から乾燥側の条件となったため，供試体の乾燥密度は低下した。しかしながら，供試体の乾燥密度が低下したにもかかわらず一軸圧縮強さが増加したことから，固化材の添加により，締固め直後の段階から一軸圧縮強さが向上する可能性が示唆された。供試体作製直後に計測を実施しており，水和反応による強度発現は限定的であったと考えられる。したがって，養生 0 日時点における強度の増加は，固化材添加に伴う自由水の減少，細粒分の増加および粒子配列の変化などの物理的要因に起因した可能性がある。しかし，本研究ではこれらの影響を詳細に検討していないため，強度増加メカニズムの解明は今後の課題である。

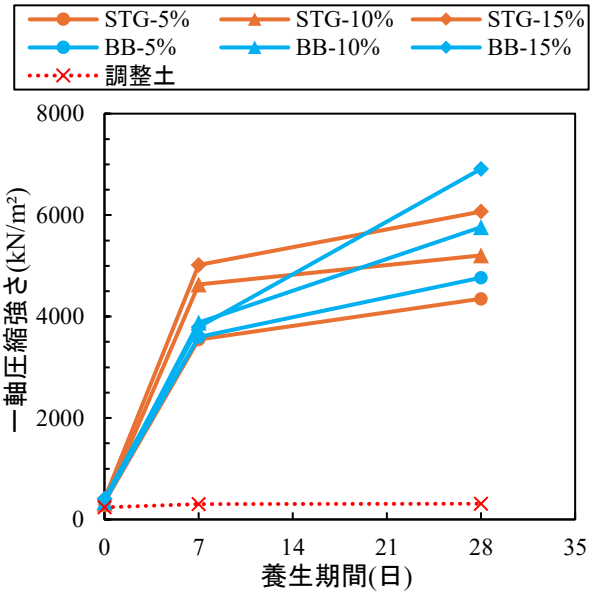


図-5 一軸圧縮強さと養生期間の関係

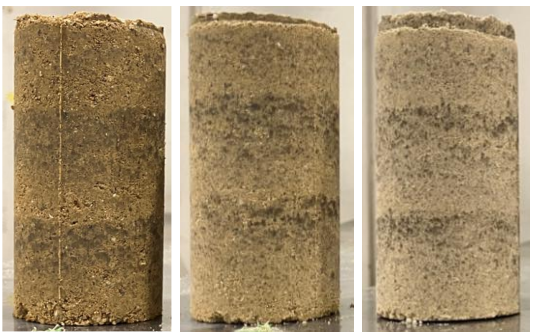
養生 7 日時点では，固化材の添加量が同一の条件で比較した場合，STG は BB を上回る一軸圧縮強さを示した。STG の主成分である高炉スラグ微粉末は消石灰をアルカリ刺激材として潜在水硬性を発現し，また無水石膏がエトリンガイトの生成を促進することで，初期段階からの強度発現に寄与すると考えられる。一方，養生 28 日時点での固化材を 10 %添加した条件では，STG の一軸圧縮強さは 5,206 kN/m²であったのに対し，BB は 5,762 kN/m² とわずかに BB が上回る結果となった。これは，中長期的な水和反応による強度発現の違いが影響した可能性がある。ただし，その差は限定的であり，STG は BB に近い強度発現性を示した。これらの結果から，STG は締固めを伴う条件下における固化材として適用できる可能性が示された。

d） 供試体の色彩

写真-2 に，STG を各添加量で添加した供試体（養生 0 日）を示す。添加量の増加に伴い，供試体は白色が強くなった。STG を 15 %添加した条件では，白色化が顕著となり，人工物を強く想起させる色合いを示した。一方，STG を 10 %添加した条件では，わずかに白色を呈するものの，土特有の色合いは維持されていた。以上のことから，土構造物としての自然な色合いを保つ観点では，固化材の添加量は 10 %程度までが適切であると考えられる。

(3) 曝露試験の経過

3 章に示した条件に従い，封緘養生 28 日経過後の供試体を屋外に曝露した。**写真-3** に固化材無添加の条件および STG を 10 %添加した条件の曝露開始時および曝露開始から 104 日後の様子を示す。なお，BB を 10 %添加した条件では STG と同様の傾向を示したため，写真は省略した。曝露期間の経過とともに，固化材無添加の条件では表面から細粒分が失われたとみられ，粒径の大きな土粒子が表面に目立つようになった。一方，STG を 10 %添加した条件では，同期間において目立った表面劣化は観察されなかった。以上の結果から，STG を添加することで，固化材無添加の条件と比べて表面劣化に対する抵抗性が向上する可能性が示された。ただし，観察期間が限られているため，今後も継続的な長期観測を実施する予定である。



(a)添加量5 %　(b)添加量10 %　(c)添加量15 %

写真-2　STG を添加した供試体（養生 0 日）



(a)曝露0日　(b)曝露104日　(c)曝露0日　(d)曝露104日

写真-3　曝露の様子
（左：固化材無添加，右：STG を 10 %添加）

5. まとめ

本研究では，セメントを使用しない環境配慮型固化材 STG を調整土に添加し，締固め試験，一軸圧縮試験および曝露試験を実施した。得られた主な知見を以下に示す。

① 締固め試験において，STG を添加した調整土の ρ_{dmax} は固化材無添加の調整土と比べて低下した。また，一軸圧縮試験用の供試体の乾燥密度は，STG の添加量の増加に伴い低下した。

② 一軸圧縮試験において，養生 0 日の時点で，STG を添加した条件で固化材無添加の調整土を上回る一軸圧縮強さを示したことから，STG の添加が締固めに負の影響を与える可能性は低く，むしろ締固め段階から一軸圧縮強さを向上させる効果を有する可能性が示唆された。

③ 一軸圧縮試験において，STG は養生 7 日時点で BB を上回る一軸圧縮強さを示し，養生 28 日時点では BB よりやや低いものの，その差は限定的であったことから，STG は締固めを伴う条件下における固化材として適用できる可能性が示された。

④ 曝露試験において，固化材無添加の条件では経時的な表面劣化が観察されたのに対し，STG を 10 %添加した条件では目立った劣化は認められなかったことから，STG の添加が耐劣化性の向上に寄与する可能性が示唆された。

以上より，STG は締固めを伴う条件下において，既存のセメント系固化材の代替材料として適用できる可能性が示された。本研究では，粒度を調整した試料を用いて検討を行ったが，今後は粒度を調整していない試料についても検討を行う必要がある。また，固化材添加後の含水比の調整や締固めエネルギーの増大によりさらなる強度向上の余地があることから，引き続き検討を進める予定である。

参考文献

1) 国土交通省：平成 30 年度建設副産物実態調査結果（確定値）参考資料，p.参考 1-10，2025
2) U.S. Department of Energy：Industry Guide to Carbon Capture and Storage at Cement Plants, p.1, 2023
3) Alastair T. M. Marsh, Yask Kulshreshtha : The state of earthen housing worldwide: how development affects attitudes and adoption, Building Research & Information, pp.491-492, 2021
4) サンジーワニダヤニ，坂本遼，内田志春，高橋直樹：セメントを使用しない地盤改良材の室内および現地における実験的研究，三井住友建設技術研究開発報告，第 23 号，pp.3-4，2025
5) Peter Walker，Rowland Keable，Joe Martin，Vasilios Maniatidis：RAMMED EARTH Design and construction guidelines, BRF Bookshop, p 38, 2005
6) 日本産業規格：JIS A 1210 : 2020「突固めによる土の締固め試験方法」，2020
7) 日本産業規格：JIS A 1216 : 2020「土の一軸圧縮試験方法」，2020
8) セメント協会：JCAS L-01 : 2006「セメント系固化材による改良体の強さ試験方法」，2006
9) ゲルノート・ミンケ：土・建築・環境　エコ時代の再発見，西村書店，pp.41-54，2010

各種セメントを高炉スラグ微粉末で置換した環境配慮型コンクリートに関する基礎的な検討

A Fundamental Study on Eco-Friendly Concrete with Ground Granulated Blast-Furnace Slag as a Cement Replacement

峯　竜一郎*1，小宮　克仁*1
RYUICHIRO MINE, KATSUHITO KOMIYA

各種セメントの一部を高炉スラグ微粉末（BF）に置換した結合材を用いた環境配慮型コンクリートについて基礎的な検討を行った。具体的には，水結合材比（W/B）＝42.5～27.5%の範囲で BF 置換率を 0，30 および 50%としたコンクリートを室内で製造し，フレッシュ性状と圧縮強度の発現を確認した。検討の結果，本試験の範囲内において，セメント種類によらず BF で置換すると，(1)同一スランプ値を得るための化学混和剤添加率が小さくなる，(2)強度発現における養生時の水分供給の影響が大きくなる，(3)強度発現における温度依存性が，水結合材比を低減するもしくは BF 置換率を高めると大きくなる，ことがわかった。

キーワード：環境配慮型コンクリート，早強セメント，高炉セメント B 種，強度発現，温度依存性

A fundamental study was conducted on environmentally friendly concrete using binders in which a portion of various cement types (NC, HC, and BB) was replaced with ground granulated blast-furnace slag (BF). Specifically, concretes with BF replacement ratios of 0%, 30%, and 50% were produced in a laboratory at water-to-binder ratios (W/B) ranging from 42.5% to 27.5%, and their fresh properties and compressive strength development were evaluated. The following findings were obtained. Regardless of cement type, BF replacement resulted in: (1) a reduction in the dosage of chemical admixtures required to achieve the same slump value; (2) a greater influence of moisture supply on strength development; and (3) increased temperature dependence of strength development as the water-to-binder ratio decreased or the BF replacement ratio increased.

Keywords: Environmentally friendly concrete, High-early-strength cement, Blast-furnace slag cement type B, Strength development, Temperature dependency

1. はじめに

カーボンニュートラル社会の実現に向け，二酸化炭素排出量削減への取組みが必須である。建設産業においては建設資材の二酸化炭素排出量の削減が喫緊の課題である。コンクリート材料においては，その構成材料の一つであるセメントについて，製造時における二酸化炭素排出量が多いことから [1]，セメントを混和材（主に高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどの産業副産物）で置換し，材料由来の CO_2 排出量を削減した環境配慮型コンクリートの開発が盛んに行われている [例えば 2]。著者らは，既報 [3]において環境配慮型コンクリートを用いたプレキャストコンクリート部材の実用化を目的とし，普通セメントの一部を高炉スラグ微粉末に置換した（置換率 30，50%）コンクリートのフレッシュ性状と養生温度が強度発現に与える影響（温度依存性）を確認している。一方，強度発現における温度依存性は，セメントの種類 [例えば 4] や混和材（高炉スラグ微粉末など）の置換率 [5] により異なることが知られている。そのため，環境配慮型コンクリートを実装するにあたり，養生温度条件が圧縮強度の発現に与える影響を確認・把握する必要がある。

*1 技術研究所技術開発推進部

本報では,室内試験で普通セメントを使用した配（調）合を基準とし,セメント種類と高炉スラグ微粉末置換率（以下，置換率と略記）を変えたコンクリートのフレッシュ性状と養生条件（温度，水分供給の有無)の違いが圧縮強度の発現に与える影響を確認した。

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。セメントは，普通ポルトランドセメント（NC)，早強ポルトランドセメント（HC)，高炉セメント B 種（BB）の 3 種類とした。BB は，NC に高炉スラグ微粉末 4000（BF）が混入されたセメントであり,混入率は 30%超～60%以下と規定されている。本報では，BB の BF 混入率（置換率）は，指針 [6]の値を参考に 45%と仮定している。HC は初期強度の増進，BB は低環境負荷を期待している。混和材は，一般的に流通している高炉スラグ微粉末 4000（BF）を使用した。細骨材は，硬質砂岩砕砂（S）を使用した。粗骨材は，最大寸法が 20 mm の硬質砂岩砕石（G）とした。化学混和剤は,主成分がポリカルボン酸系の高性能減水剤（Ad）と主成分がアルキルエーテル系の AE 剤（AE）を使用した。コンクリートの配（調）合条件を**表-2** に示す。水結合材比（W/B）は，42.5%，35.0%，27.5%の 3 水準で，W/B を同一とした条件で，セメント種類，BF 置換率を変えた場合の強度発現性の違いを検討した。設計基準強度（Fc）39～60 N/mm²を満たす調合管理強度となる比較的高強度なコンクリートを想定している。単位水量は 160 kg/m³とし，細骨材率（s/a）は各 W/B で同一とした。BF 置換率は, NC では質量比で 0%, 30%, 50%, HC では 30%，50%，BB では 0%とした。なお，フレッシュ性状の目標値として,スランプで 21.0 ±2.0 cm，空気量で 4.5±1.5%とした。

表-1　使用材料

分類	記号		種類	物性・成分他
セメント	B	NC	普通ポルトランドセメント	密度：3.16g/cm³, 比表面積：3050cm²/g
		HC	早強ポルトランドセメント	密度：3.14g/cm³, 比表面積：4630cm²/g
		BB	高炉セメントB種	密度：3.04g/cm³, 比表面積：4240cm²/g
混和材		BF	高炉スラグ微粉末	密度：2.89g/cm³, 比表面積：4680cm²/g SO_3：2.15%
細骨材	S		硬質砂岩砕砂	表乾密度：2.62g/cm³, 粗粒率:2.99
粗骨材	G		硬質砂岩砕石	表乾密度：2.64g/cm³, 実積率：61.5%
化学混和剤	Ad		高性能減水剤 (標準型Ⅰ種)	ポリカルボン酸系
	AE		AE剤	アルキルエーテル系

表-2　コンクリートの配（調）合条件

No.	記号	セメント種類	W/B (%)	BF置換率 (wt%)	単位量（kg/m³） W	B					S	G
							NC	HC	BB	BF		
1	NC42.5	NC	42.5	0	160	376	376	0	0	0	788	990
2	NC35.0		35.0		160	457	457	0	0	0	733	979
3	NC27.5		27.5		160	582	582	0	0	0	664	943
4	NC42.5-30		42.5	30	160	376	264	0	0	113	784	985
5	NC35.0-30		35.0		160	457	320	0	0	137	728	973
6	NC27.5-30		27.5		160	582	407	0	0	175	659	935
7	NC42.5-50		42.5	50	160	376	188	0	0	188	782	982
8	NC35.0-50		35.0		160	457	229	0	0	229	725	968
9	NC27.5-50		27.5		160	582	291	0	0	291	655	930
10	HC42.5-30	HC	42.5	30	160	376	0	264	0	113	783	984
11	HC35.0-30		35.0		160	457	0	320	0	137	727	972
12	HC27.5-30		27.5		160	582	0	407	0	175	658	934
13	HC42.5-50		42.5	50	160	376	0	188	0	188	781	982
14	HC35.0-50		35.0		160	457	0	229	0	229	724	967
15	HC27.5-50		27.5		160	582	0	291	0	291	654	929
16	BB42.5	BB	42.5	-	160	376	0	0	376	0※	783	984
17	BB35.0		35.0		160	457	0	0	457	0※	726	970
18	BB27.5		27.5		160	582	0	0	582	0※	656	932

※：BB の BF 置換率は BB における BF 含有率 45%と同等と仮定

表-3　硬化コンクリートの試験項目

試験項目	供試体形状 (mm)	試験規格	養生方法	材齢（日） 若材齢※1	7	28	56	91
圧縮強度	φ100×200	JIS A 1108	標準水中	-	-	○	○	○
			5℃封かん	○	○	○	-	-
			10℃封かん	○	○	○	-	-
			20℃封かん	○	○	○	○	○
			35℃封かん	○	○	○	-	-

※1：注水時間を基点に，各養生温度で強度試験が可能と判断した材齢 18～48h の範囲

3. 実験方法

コンクリートの練混ぜは,強制二軸ミキサを用い，1 バッチの練量を 95 L とした。硬化コンクリートの試験項目を**表-3** に示す。圧縮強度試験は JIS A 1108 : 2018 に準拠した。養生手順を**図-1** に示す。供試体の養生方法は，20℃水中養生（以下，標準水中）と封かん養生（5，10，20，35℃）の 5 水準とした。封かん養生とした供試体は，フレッシュ試験後に供試体を作製し，各温度に設定した恒温槽（チャンバー）にすみやかに移動し，試験材齢まで一定の温度で養生した。封かん養生した供試体の試験材齢は，若材齢（注水

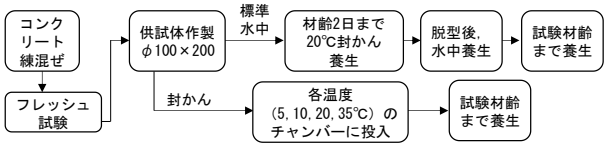


図-1　供試体の養生手順

時間を基点に，各養生温度で強度試験が可能と判断した材齢 18～48 h の範囲），7 日，28 日で強度試験を行った。なお，20℃封かん養生は，材齢 56 日，91 日でも強度試験を実施した。

4. 実験結果と考察

(1) フレッシュ性状

フレッシュコンクリートの試験結果を**表-4**に示す。セメントを BF で置換した条件のものは，同一スランプを得るために必要な化学混和剤の添加率が低減されることを期待し，セメント単味のものよりも添加率を小さくしたが，一部（NC27.5-30，NC42.5-50，HC27.5-30，HC27.5-50，BB35.0）のスランプ値は目標範囲を逸脱した。しかし，材料分離等の異常は認められず，供試体の作製に支障はなかった。まず，Ad 添加率の影響に着目し，W/B＝42.5%を見ると，NC 単味の NC42.5 と比較して，BF を置換した条件のもの（NC42.5-30）は低い Ad 添加率で同等以上のスランプを示す傾向が確認された。この傾向は，セメント種類を HC や BB とした，BF 置換等による BF を含む場合も同様であった。W/B＝35.0%，27.5%においても，W/B＝42.5%と同様の傾向が認められた。以上の結果から，BF 置換により同一スランプを得るために必要な化学混和剤の添加量が低減されることが確認された。この傾向は HC を用いた場合も同様であった。一方で，NC42.5-50，BB35.0 のスランプ値は，それぞれ 11.0 cm，16.5 cm となった。セメント単味の条件と比較した場合，BF 置換等により BF を含有したものは，化学混和剤の添加量を僅かに低減しただけで急激にスランプが低下する場合があるため，注意が必要である。空気量は，W/B=42.5%で 4.2～5.6%，W/B=35.0%で 3.3～5.8%，W/B=27.5%で 3.6～4.5%の範囲であり，セメント種類や BF 置換率によらず，AE 剤の添加率を適宜調整することで，目標範囲内に制御可能であった。空気量とスランプとの関係を**図-2** に示す。一般に，AE 剤を添加したコンクリートは，空気量が増加するとスランプ値が大きくなると言われている。しかし，本実験の範囲では，そのような傾向は見られなかった。

表-4　フレッシュコンクリートの試験結果

No.	記号	Ad [B×%]	AE [B× 0.001%]	スランプ [cm]	空気量 [%]	練り上がり温度 [℃]	外気温 [℃]
1	NC42.5	0.90	4.0	21.0	5.3	22.4	20.5
2	NC35.0	0.90	4.0	20.5	3.3	23.5	20.9
3	NC27.5	1.05	5.0	21.5	4.5	25.0	20.4
4	NC42.5-30	0.85	4.0	22.0	5.6	22.7	20.4
5	NC35.0-30	0.80	4.5	22.5	5.8	22.9	20.3
6	NC27.5-30	0.95	5.0	25.0	3.6	24.1	20.7
7	NC42.5-50	0.75	3.5	11.0	4.2	23.5	20.1
8	NC35.0-50	0.75	4.0	22.5	5.1	25.0	21.5
9	NC27.5-50	0.80	5.5	23.0	4.0	26.8	21.2
10	HC42.5-30	0.85	3.0	20.0	4.5	22.4	20.6
11	HC35.0-30	0.85	4.0	22.5	5.8	23.1	20.6
12	HC27.5-30	0.90	4.0	23.5	3.7	24.3	20.7
13	HC42.5-50	0.80	3.0	20.5	4.5	22.2	20.8
14	HC35.0-50	0.80	3.5	23.0	5.2	22.8	20.7
15	HC27.5-50	0.85	4.0	24.5	3.3	23.5	20.9
16	BB42.5	0.80	3.0	22.5	4.7	22.4	20.3
17	BB35.0	0.80	3.5	16.5	4.8	22.7	20.8
18	BB27.5	0.85	4.0	23.0	3.7	23.7	20.5

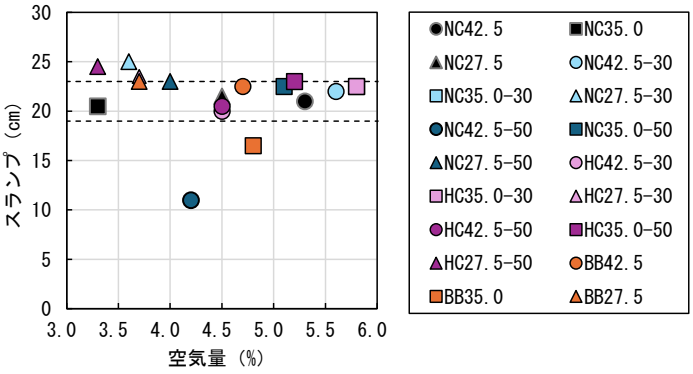


図-2　空気量とスランプの関係

(2) 圧縮強度

a) 標準水中養生

BF 置換率と標準水中の圧縮強度（以下，強度）の関係を**図-3** に示す。なお，圧縮強度試験結果については，空気量の変動による影響を除くため，既往文献 7)に基づき空気量による強度補正を実施した（補正空気量は 4.5%，強度低下率は空気量 1%あたり 4%とした）。材齢 28 日を見ると，NC 単味の条件と比べて，W/B＝42.5%では，NC42.5-50，W/B = 35.0%では，NC35.0-50，W/B = 27.5%では，NC27.5-30，BB27.5，NC27.5-50 の強度が低くなった。BF を置換した場合，NC をベースとした条件では，材齢 28 日における強度は，同等以下となる傾向が見られた。この傾向は，BF 置換率が大きくなると顕著になった。HC をベースとした条件では，BF 置換率を 50%とした条件でも NC 単味と同等以上の強度が得られた。材齢 91 日を見ると，W/B によらず，NC 単味の条件と比べ，NC をベースとした置換率 30，50%の一部で強度が低くなった。NC をベースとした条件では，高炉スラグ微粉末を混入することで，材齢 28 日以降の強度増進が期待できるが，セメント単味と比べ，若干ではあるが強度が低くなった。一方，HC をベースとした条件では，

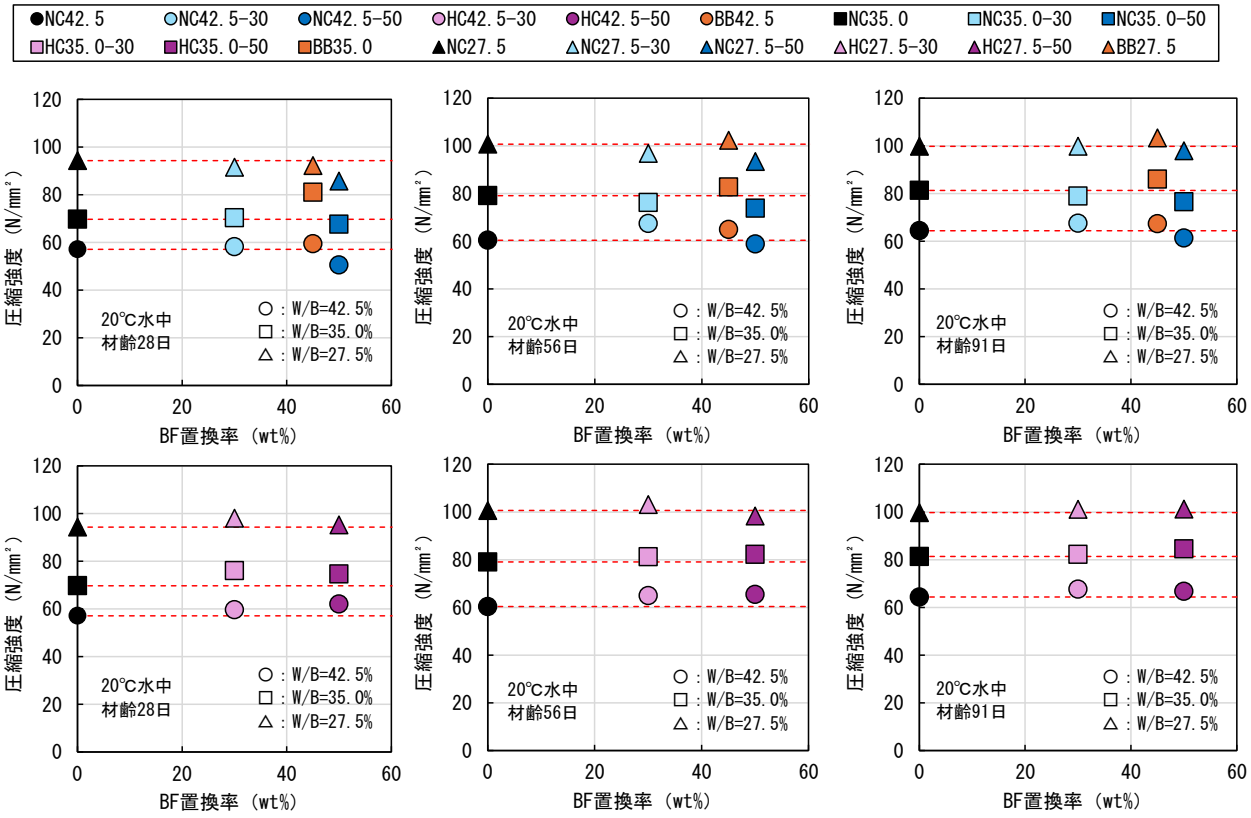


図-3　BF 置換率と圧縮強度の関係（標準水中）

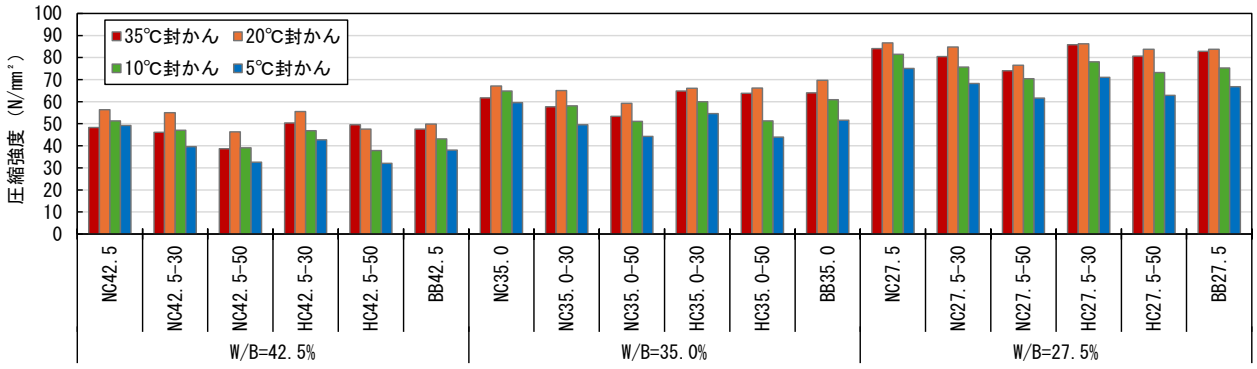


図-4　圧縮強度試験結果（5,10,20,35℃封かん，材齢 28 日）

NC 単味と同等の強度を示した。

b）封かん養生

封かん養生の強度試験結果を**図-4** に示す。圧縮強度は，セメント種類や BF 置換率によらず 5℃＜10℃＜20℃封かんとなり，5～20℃の範囲では養生温度が高いほど強度の増進は大きくなった。また，BF を置換した条件で NC と HC を比べると，HC の強度が高くなった。35℃封かんを見ると，セメント種類や BF 置換率によらず，すべての水準で 20℃封かんよりも強度が低くなった。

c）水分供給の影響

標準水中養生の強度と 20℃封かん養生の強度との関係を**図-5** に示す。図中には，既報 [3]のプロットに加え，BB と HC をベースとした条件のプロットを追記している。既報 [3]では，NC をベースとした条件において BF 置換率を高めると，標準水中と比べて 20℃封かんの強度が低下することから，BF 置換の場合には，NC 単味の場合と比べて強度発現に及ぼす水分供給の影響が大きくなる（水分供給がより重要となる）ことを確認している。この傾向は，皆川ら [8]や河上 [9]の報告と同様であった。HC をベースとした条件における強度の低下は，NC をベースとした条件と同程度であっ

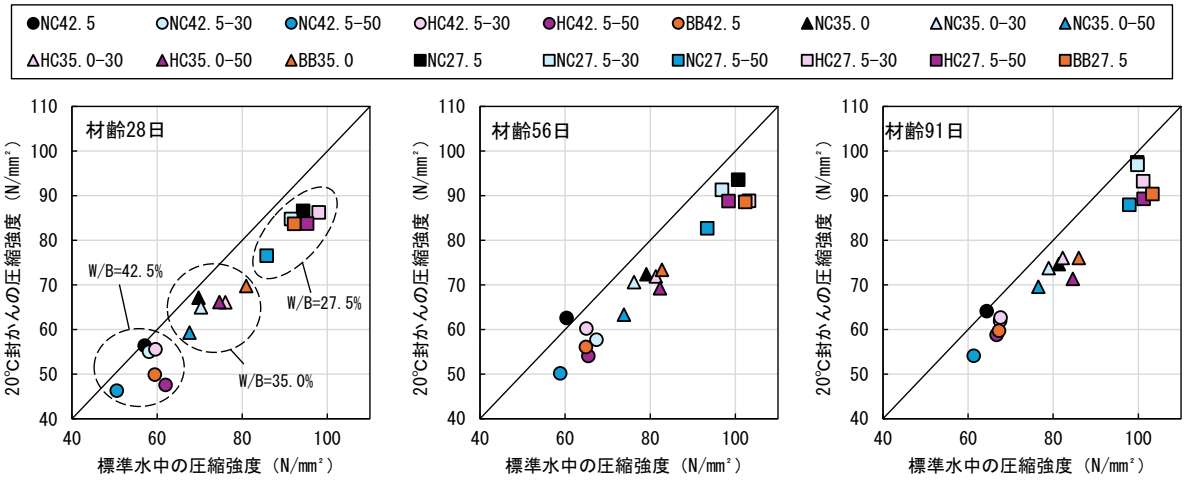


図-5　標準水中と 20℃封かんの圧縮強度の関係

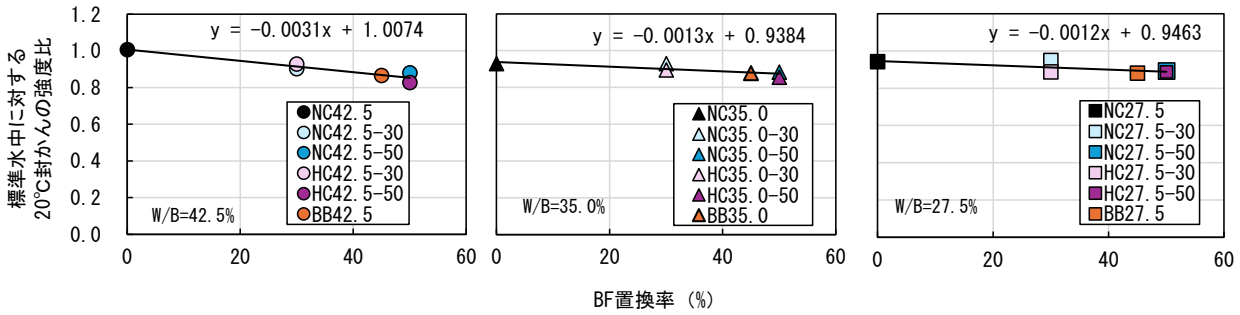


図-6　BF 置換率と近似直線の傾きの関係

た。また，BB の強度の低下は，NC をベースとした条件の置換率 30%と 50%の中間程度であった。

ここで，強度発現における水分供給の影響を確認するため，**図-5** に示した標準水中養生の強度と 20℃封かん養生の強度との関係（材齢 28，56，91 日）について，セメント種類・BF 置換率ごとに直線近似を行った。得られた近似直線の傾き（標準水中に対する 20℃封かんの強度比）を算出し，BF 置換率との関係を整理した結果を**図-6** に示す。W/B によらず，BF 置換率が高いほど傾きの値が小さく（すなわち標準水中よりも 20℃封かんの強度が低く），水分供給の影響が大きくなることが確認された。また，この傾向における W/B やセメント種類の違いによる影響は見られなかった。

d）強度発現の温度依存性

セメント種類と BF 置換率の違いが養生温度と強度発現の関係に与える影響を考察するため，文献 10)と同様に，各配（調）合の 20℃封かんの強度について，式(1)の形で有効材齢（式(2)）と強度発現との関係を回帰した。

$$F_T = F_\infty exp\left(a(t_e - t_0)^b\right) \tag{1}$$

$$t_e = \Sigma\left\{exp\left[-\frac{Ea}{R}\left(\frac{1}{273+T}-\frac{1}{293}\right)\right]\Delta t\right\} \tag{2}$$

ここで，F_T：養生温度 T の圧縮強度［N/mm²］

F_∞：最終到達強度［N/mm²］

a，b，t_0：実験定数

t_e：有効材齢［日］

E_a：見かけの活性化エネルギー［kJ/mol］

R：気体定数［8.314 J/(mol・K)］

T：養生温度［℃］

Δt：区間［日］

ただし，F_∞には材齢 91 日の結果を用いた。

HC をベースとしたものと BB を用いたものを式(1)の形で回帰した結果を**図-7** に示す。なお，図中で用いた Ea は，混和材の混入により一般的にセメントコンクリートで用いられる 33.5 kJ/mol よりも高くなることから 60 kJ/mol とした。また，35℃封かん養生としたものは，既報 [3]と同様に強度増進の停滞 [11]が見られたため検討からは除き，5，10，20℃封かん養生の試験結果のみをプロットしている。全体的な傾向として，既報 [3]と同様に，BB と HC をベースとした条件においても強度発現の温度依存性は，W/B が低下する，もしくは BF 置換率が増加することで高くなる（有効材齢で強度発現を予測するには，見かけの活性化エネルギーE_aを大きく設定する必要がある）ことが確認された。BB を用いたものを見ると，W/B によらず，すべての結果がおおむね回帰曲線上にプロットされている。BB の BF 含有割合は 45%程度であり，既報 [3] で示した NC をベースとし，BF 置換率 30，50%とした水準と同様に良好に回帰された。また，BB は NC に比べ，初期強度増進が遅延することが知られている。BB を用いたものは，Ea を 60 kJ/mol とすることで，特に 5，10℃封かんの低温養生における初期強度発現の推定精度が向上すると考えられる。次に，HC をベースにし BF 置換率 30%としたものを見ると，有効材齢 5.2 日（材齢 7 日）以前の試験結果が回帰曲線の上側にプロットされていることがわかる。BF 置換率 50%としたものも同様の傾向であった。これは，HC に BF を置換した結合材の場合，Ea の値が 60 kJ/mol では過大に見積もられているためと考えられる。谷口ら [12]によると，C_3S の割合が増加すると，Ea の値は小さくなる傾向が示されている。一般に HC は NC と比べて C_3S の割合が高いため，HC に BF を混入したものの Ea は，NC に BF を混入したものよりも低くなると考えられる。そこで，Ea を 5 kJ/mol ずつ小さくし，適合度を確認した。**図-8** に HC をベースとした条件の試験結果を Ea=45 kJ/mol として整理した結果を示す。有効材齢 5.2 日（材齢 7 日）以前の試験結果が回帰曲線に近づき，おおむね同一の曲線で評価可能になったと考えられる。ただし，BF 置換率 50%のものを見ると，有効材齢 5.2 日（材齢 7 日）以降のプロットが回帰曲線よりも下側にプロットされている。これは，HC に BF を混入した場合，文献 5)で示されているように，初期材齢と長期材齢のそれぞれに対して適切な Ea の値を設定する必要性があることを示唆している。これについては，今後の研究課題としたい。このように，セメント種類，混和

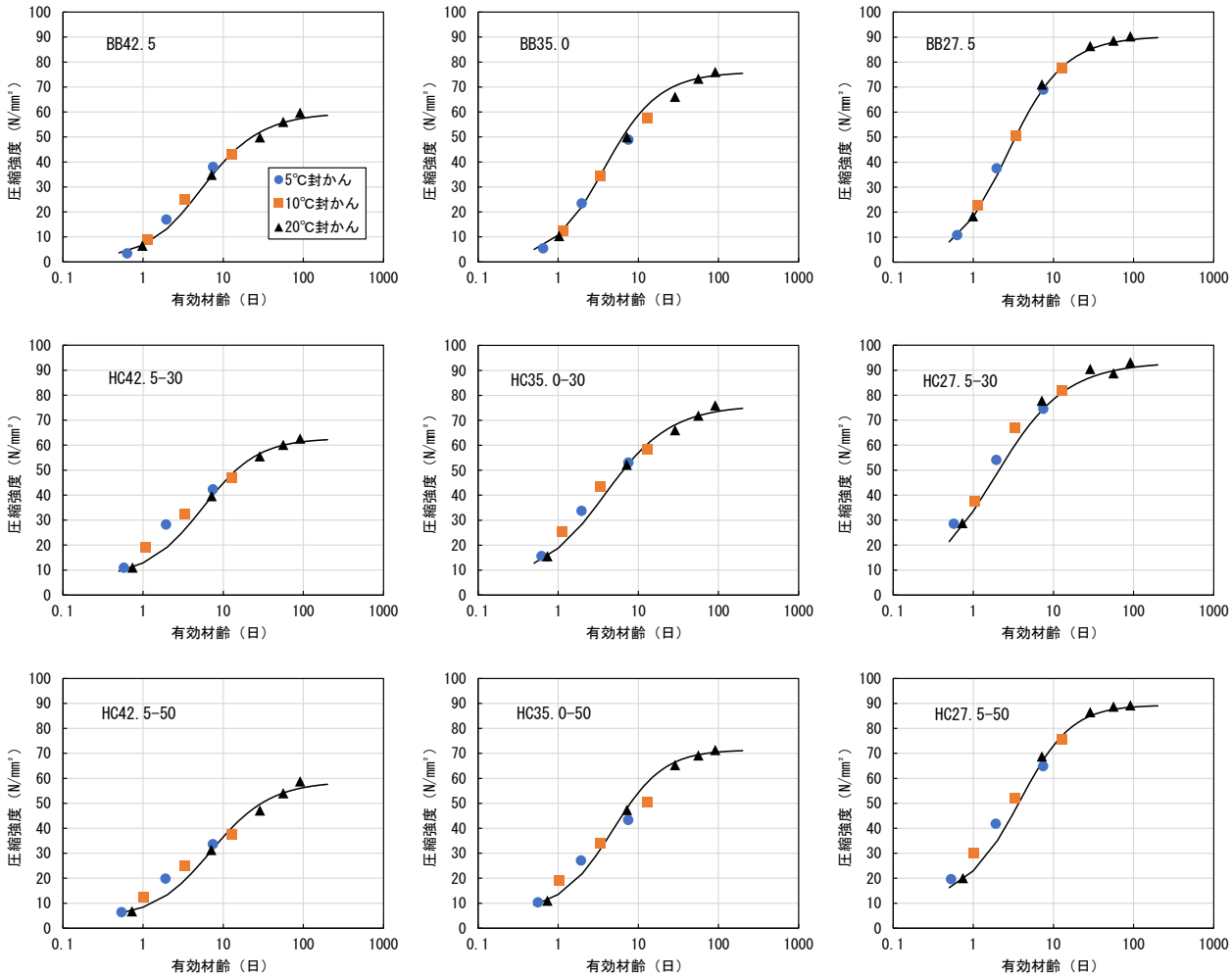


図-7　有効材齢と圧縮強度の関係（Ea=60kJ/mol）

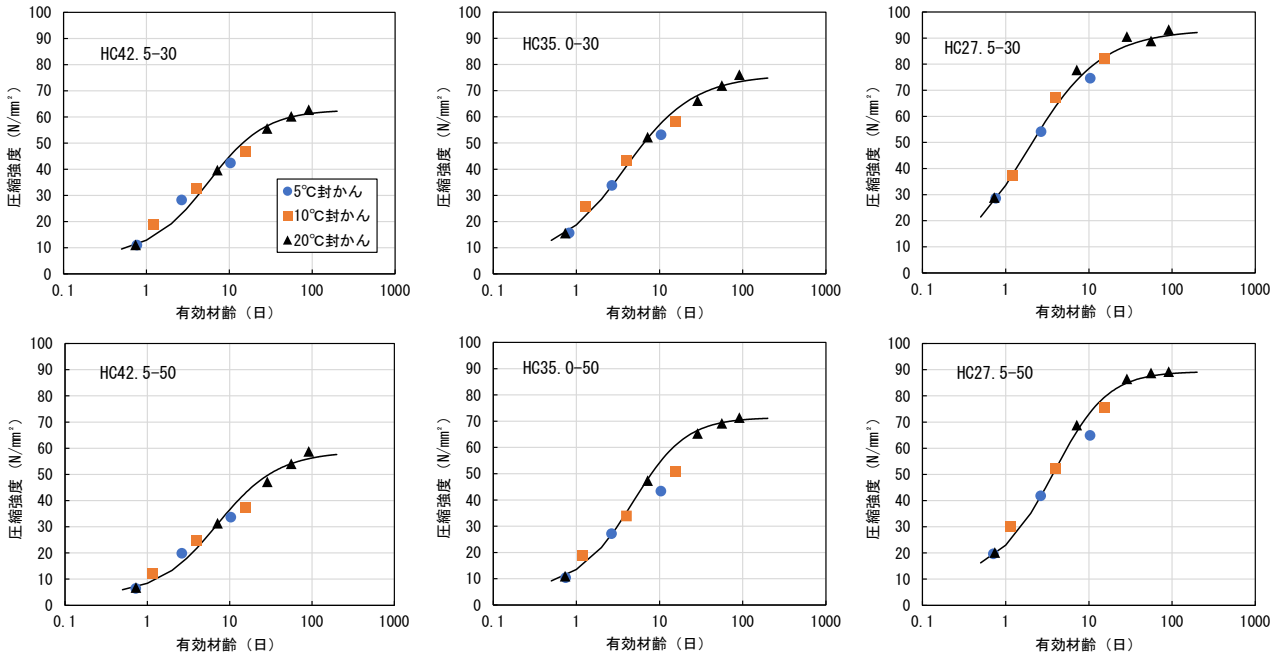


図-8　有効材齢と圧縮強度の関係（Ea=45kJ/mol）

材の混入率に対して適切な Ea の値を設定することで，特に初期材齢における強度発現性の推定が可能と考えられる。今後，実機試験で蒸気養生や構造体コアの強度発現性と温度の関係を確認し，脱型時の強度や品質管理に活用できるデータを取得予定である。

5. まとめ

水結合材比（W/B）を 42.5，35.0，27.5%とした環境配慮型コンクリートを対象に室内試験を実施し，フレッシュ性状，圧縮強度の発現における水分の供給と養生温度の影響を確認し，以下の知見を得た。

① 同一スランプ値を得るために必要な化学混和剤の添加率は，セメント種類によらず，BF 置換すると低減された。

② 強度発現における水分供給の影響は，セメント種類によらず，BF 置換率を高めると大きくなった。

③ 強度発現における温度依存性は，セメント種類によらず，水結合材比を小さくする，もしくは BF 置換率を高くすると大きくなった。

④ セメント種類と混和材の混入率に対して最適な Ea を設定することで，特に初期材齢の強度発現性の推定が可能になる。

謝辞：本実験の実施にあたっては，アルソシアプレコンクリート（株）茨城工場，シーカ・ジャパン（株）にご協力いただきました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

1) 一般社団法人セメント協会：セメントの LCI データの概要，2022.3

2) 小林利充，一瀬賢一：高炉スラグ微粉末を主体とした環境配慮型のコンクリートの建築構造物への適用，コンクリート工学，Vol.52，No.5，pp.420-425，2014.5

3) 峯竜一郎，小宮克仁，松田拓，若林信太郎：普通ポルトランドセメントを高炉スラグ微粉末で置換した環境配慮型コンクリートに関する基礎的な検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.47，No.1，pp.264-269，2025

4) Carino, N. J and Tank, R. C., : Maturity functions for concrete made with various cements and admixtures, ACI Materials Journal, 89 (2), pp.188-196, 1992.

5) Taku Matsuda, Ryuichiro Mine, and Takafumi Noguchi, : Temperature Dependence Tendency of the Strength Development of Ultra-Low-Shrinkage and High-Strength Zero-Cement Concrete, Proceedings of the fib

Symposium 2023 Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient-Volume 1, pp397-407, 2023.6

6) 一般社団法人日本建築学会：高炉セメントまたは高炉スラグ微粉末を用いた鉄筋コンクリート造建築物の設計・施工指針（案）・同解説，2017.9
7) 建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建 築物の超軽量 ・超高層化技術の開発」：平成 4 年度高強度コンクリート分科会報告書，（財）国土開発技術研究センター，1993.3
8) 皆川淳，佐藤幸恵，桝田佳寛，河上浩司：構造体中でのコンクリート強度発現の変動に関する基礎的実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp.945-950，2002.6
9) 河上浩司：高強度コンクリートの施工性および構造体における強度発現性の評価と配（調）合設計に関する研究，宇都宮大学学位論文，2006
10) 桐山宏和，丸屋英二，吉田浩一郎，大西利勝，平田隆祥，河合研至，佐藤良一：C_3S 系セメントとポゾラン質微粉末を用いた超高強度モルタルの圧縮強度の温度依存性とその評価方法に関する研究，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol.75，No.3，pp.157-168，2019.8
11) 吉野利幸，大楽隆男，鎌田英治：高温域を含む各種養生温度でのコンクリート強度増進性状，セメント・コンクリート論文集，No.45，pp.370-375，1991.12
12) 谷口円，桂修，松村宇，吉野利幸：各種セメントを使用したコンクリートの圧縮強度増進性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.357-362，2008.7

中庸熱ポルトランドセメントを高炉スラグ微粉末で置換した環境配慮型高強度コンクリートの強度発現性に関する検討

Study on Strength Development of Environmentally Friendly High-Strength Concrete Using Moderate-Heat Portland Cement Partially Replaced with Ground Granulated Blast-Furnace Slag

小宮　克仁*1，峯　竜一郎*1
KATSUHITO KOMIYA, RYUICHIRO MINE

中庸熱ポルトランドセメントの一部を高炉スラグ微粉末（BF）で置換した，高強度領域（水結合材比 W/B＝20～35%）を対象とする環境配慮型コンクリートの強度発現性について，有効材齢と複数の成長曲線を用いて検討した。その結果，成長曲線の種類によらず養生温度 5，10°C では，一般的に用いられる見かけの活性化エネルギーより大きい値を仮定することで, 20°C 封かん養生を基準とした強度発現性を比較的良好に表現できた。一方，養生温度 35°C では，W/B や BF 置換率の増加に伴い，強度増進過程と成長曲線の適合度が低下した。

キーワード：環境配慮型コンクリート，高強度コンクリート，高炉スラグ微粉末，温度依存性，有効材齢

The strength development of environmentally friendly high-strength concrete (water-to-binder ratios (W/B) of 20-35%), in which moderate-heat Portland cement was partially replaced with ground granulated blast-furnace slag (BF), was investigated using the concepts of equivalent age and several growth curve models. The results showed that, regardless of the type of growth curve employed, strength development at curing temperatures of 5°C and 10°C could be represented reasonably well, relative to the standard curve obtained under sealed curing at 20°C, by assuming an apparent activation energy greater than the value commonly adopted for concrete. In contrast, at a curing temperature of 35°C, the goodness-of-fit between the strength development process and the growth curves decreased with increasing W/B and BF replacement ratio.

Keywords: Environmentally friendly concrete, High-strength concrete, Ground granulated blast-furnace slag, Temperature dependence, Equivalent age

1. はじめに

近年，カーボンニュートラル社会の実現に向けて世界中でさまざまな取組みが行われている。コンクリート分野における取組みの一つに，セメントの一部を高炉スラグ微粉末（BF）で置換する環境配慮型コンクリートがある。BF を用いたコンクリートに関する既往研究では，長期的な強度増進，塩分浸透抵抗性の向上などの優位性を示している [1)]。一方で，BF 置換に伴う初期強度発現の遅れに加え，中性化抵抗性などの耐久性については，置換率，水結合材比，養生条件等に応じた検討が必要である [2),3)]。筆者らは既報 [4)]において，プレキャスト部材への適用を目的として，普通ポルトランドセメント（NC）をベースとし，水結合材比（W/B）27.5～42.5%の範囲で BF 置換の影響を検討してきた。高強度領域における BF 利用に関する先行事例として，例えば既往の研究 [5)]では，高炉セメント B 種（BB）を用いた W/B=24%のコンクリートを対象に検討が行われ，NC と比較して高温履歴の影響が顕著であることが報告されている。しかしながら，強度発現に及ぼす W/B や材料の単位量，材料種類等の配（調）合条件による影響は十分に明らかになっていない。そこで本報では，これらの知見を踏まえ，既報 [4)]の検討をより高強度領域（W/B=20～35%）へ拡張し，BF 置換が強度発現に及ぼす影響を検討した。BF 置換率が強度

*1 技術研究所技術開発推進部

発現性に及ぼす影響を評価するため，W/B を一定として BF 置換率を変化させる配（調）合とした。また既報 [4] よりも粉体量が多くなることから，水和熱を低減させるために中庸熱ポルトランドセメント（MC）を用いた。

2. 試験概要

(1) 試験因子と分析方針

コンクリート供試体の養生条件は，20°C 水中養生および複数温度条件下（5，10，20，35°C）での封かん養生とし，強度発現性を評価した。さらに，強度発現を有効材齢で整理して成長曲線により近似することで，BF 置換や W/B による差の統一的な説明を試みた。併せて，複数の成長曲線を比較し，温度依存性を定量化することで配（調）合ごとの最適な成長曲線に関して考察を行った。

(2) 使用材料・配（調）合

本報で対象とした配（調）合は，プレキャスト部材への適用を想定して設定したものである。コンクリートの使用材料を**表-1** に，配（調）合を**表-2** に示す。結合材として中庸熱ポルトランドセメント（MC）と BF を用いた。BF は高炉スラグ微粉末 4,000 を使用した。細骨材には栃木県鹿沼産の硬質砂岩砕砂（S），粗骨材には同産地の硬質砂岩砕石（G）を用いた。化学混和剤としては，結合材に MC のみを用いた水準に高性能減水剤（SP1）を，BF を置換した水準には，高強度領域であり，かつ BF の使用による自己収縮の増大が懸念されるため，収縮低減型の高性能減水剤（SP2）を使用した。本報は化学混和剤の種類による差異を評価することを目的としたものではなく，実用条件を想定して設定した各水準について強度発現性を検討対象としたものである。AE 剤にはアルキルエーテル系のものを使用した。配（調）合条件は W/B を 20，25，35%の 3 水準とした。これらは設計基準強度 70～90 N/mm²程度の部材への適用が想定される高強度領域に相当する水準である。BF 置換率が強度発現性に及ぼす影響を直接比較するため，W/B を一定として BF 置換率を変更した。BF 置換率は，結合材に対する BF の質量割合として 30%および 50%とした。目標スランプフローは W/B=25，35%において 60cm±10cm，W/B=20%において 65cm±10cm とした。また，目標空気量は W/B=25%, 35%において 4.5%±1.5%, W/B=20%において 2.0%＋1.0%とした。なお，目標値はアルソシアプレコン（株）茨城工場で用いられている管理値を参考として設定した。

表-1 使用材料

材料種類	記号		成分，物性等
水	W		上水道水，密度1.00g/cm^3
中庸熱ポルトランドセメント	B	MC	比表面積3160cm^2/g，密度3.22g/cm^3，SO_3 2.17%
高炉スラグ微粉末	B	BF	比表面積4690cm^2/g，密度2.89g/cm^3，SO_3 2.17%
細骨材	S		栃木県鹿沼産硬質砂岩砕砂，表乾密度2.62g/cm^3，実積率55.6%
粗骨材	G		栃木県鹿沼産硬質砂岩砕石，表乾密度2.63g/cm^3，実積率59.0%
高性能減水剤	SP	SP1	ポリカルボン酸エーテル系化合物
高性能減水剤（収縮低減型）	SP	SP2	ポリカルボン酸エーテル系化合物とグリコール系化合物の複合体
AE剤（Ⅰ種）	AE		アルキルエーテル系陰イオン界面活性剤

表-2 配（調）合

調合NO.	記号	W/B (%)	BF置換率 (%)	目標フロー (cm)	目標空気量 (%)	s/a (%)	単位量（kg/m³）				
							W	MC	BF	S	G
1	MC35.0	35	0	60	4.5	47.4	165	471	-	799	893
2	MC25.0	25	0	60	4.5	42.1	165	660	-	645	893
3	MC20.0	20	0	65	2.0	39.4	165	825	-	576	893
4	MC35.0-30	35	30	60	4.5	47.0	165	330	141	786	893
5	MC25.0-30	25	30	60	4.5	41.4	165	462	198	627	893
6	MC20.0-30	20	30	65	2.0	38.4	165	578	248	552	893
7	MC35.0-50	35	50	60	4.5	46.7	165	236	236	777	893
8	MC25.0-50	25	50	60	4.5	41.0	165	330	330	615	893
9	MC20.0-50	20	50	65	2.0	37.8	165	413	413	538	893

(3) 試験方法と養生方法

コンクリートの練混ぜは強制 2 軸ミキサを用い，1 バッチの練量は 80L とした。練混ぜ手順は，結合材と細骨材による空練りを 30 秒行った後，水および化学混和剤を投入し，W/B=35%では 1 分間，W/B=25%では 2 分間，W/B=20%では 5 分間練混ぜを行い，その後，粗骨材を投入してさらに 2 分間練混ぜる手順とした。コン

表-3 養生条件・圧縮強度試験材齢

養生方法	試験材齢 (日)				
	2	7	28	56	91
20°C水中	-	○	○	○	○
5°C封かん	○	○	○	-	-
10°C封かん	○	○	○	-	-
20°C封かん	○	○	○	○	○
35°C封かん	○	○	○	-	-

クリートの練上り後，スランプフローおよび空気量を測定した。**表-3** に養生条件と圧縮強度の試験材齢を示す。スランプフローおよび空気量の測定後，φ100×200 mm の円柱供試体を作製し，各種養生を行った。封かん養生供試体は作製後直ちにポリエチレン製フィルムで打設面を覆い，各温度条件（5，10，20，35°C）の恒温槽に移動し，静置した。水中養生供試体は作製後直ちにポリエチレン製フィルムで打設面を覆い，材齢 2 日まで 20°C 環境にて養生し，その後脱枠し 20°C の水中にて試験材齢まで養生を行った。圧縮強度試験は JIS A 1108:2018，スランプフロー試験は JIS A 1150:2020，空気量試験は JIS A 1128:2020 に準拠して行った。

3. フレッシュ性状および圧縮強度の試験結果

(1) フレッシュコンクリート試験結果

フレッシュコンクリートの試験結果を**表-4** に示す。空気量はすべての水準で目標値を満足した。一方，一部の配（調）合ではスランプフローが目標値に達しなかった。しかしながら，材料分離などの異常は認められず，供試体作製に影響はない範囲の性状であり，圧縮強度試験の結果への支障はないと判断した。なお，目標範囲を満足しなかった水準においても，SP および AE 剤添加量を適切に調整することでフレッシュ性状を目標値内に収めることができると考えられる。

(2) 圧縮強度試験結果

圧縮強度試験の結果を**図-1** に示す。図中には 20°C 水中養生と 20°C 封かん養生の関係を視覚的に比較するために，1:1 の直線を例示している。なお，圧縮強度は空気量補正後の値である。本報では BF 置換率が強度発現性に及ぼす影響を比較することを目的としている。一方，各配（調）合間で実測空気量に差異が認められた。そこで，空気量の差による強度への影響を除外し，結合材条件の影響を比較するため，既往文献 [6]に基づき空気量補正を行った。補正条件は，補正空気量 4.5%，強度低下率を空気量 1%あたり 4%とした [6]。材齢 7 日では，20°C 水中養生と封かん養生の強度はおおむね 1:1 の直線上に分布した。一方，材齢 91 日ではデータ点が全体的に直線の下側に分布し，水中養生は封かん養生に比べて強度が高い傾向を示した。水分供給条件による強度差は W/B が大きいほど大きく，W/B が小さく高強度になるほど比較的差が縮小し，BF 置換やセメント種類によらずおおむね同様の傾向を示した。また，W/B に関わらず BF 置換率が大きくなると圧縮強度は小さくなる傾向であった。これらの圧縮強度試験の結果は，強度域の異なる既報 [4]の傾向とも整合していることを確認した。

表-4 フレッシュ性状試験結果

調合 No.	記号	B	SP	SP [B×%]	AE [A]	フロー [cm]	空気量 [%]	練り上がり温度 [℃]
1	MC35.0	MC	SP1	0.60	2.50	33.4	4.3	22.9
2	MC25.0	MC	SP1	0.65	2.00	53.3	3.2	23.5
3	MC20.0	MC	SP1	0.80	0.00	57.1	1.1	26.4
4	MC35.0-30	MC+BF(7:3)	SP2	0.63	0.50	46.5	5.1	21.3
5	MC25.0-30	MC+BF(7:3)	SP2	0.65	1.75	41.5	3.9	23.4
6	MC20.0-30	MC+BF(7:3)	SP2	0.80	0.00	39.4	1.2	26.0
7	MC35.0-50	MC+BF(5:5)	SP2	0.60	0.75	51.1	5.0	21.1
8	MC25.0-50	MC+BF(5:5)	SP2	0.55	1.75	55.8	3.3	21.5
9	MC20.0-50	MC+BF(5:5)	SP2	0.65	0.00	75.8	1.3	23.5

4. 強度発現性に関する検討結果

(1) 有効材齢と成長曲線の適用

有効材齢は，温度履歴を考慮した強度発現の評価に用いられる概念である。国内では，例えば友澤ら [7]に

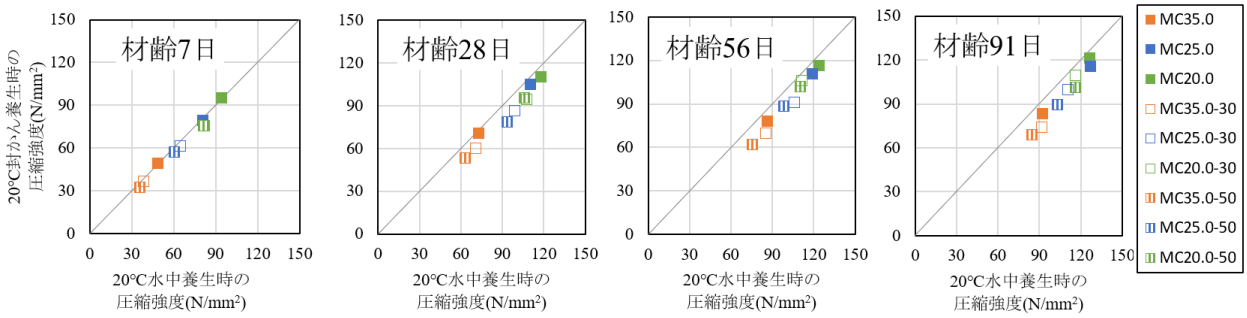


図-1 圧縮強度試験結果（20°C水中養生と 20°C封かん養生の比較）

より，アレニウス式を用いた積算温度（マチュリティ）法として整理され，標準養生 20°C での材齢に換算した材齢として表現される。これをもとに桐山ら [8]は修正有効材齢を提案している。式(1)は上記文献で示される有効材齢式に実験から推定される活性化エネルギーを代入したものである。

$$t_e = \sum \left\{ exp\left[-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{273+T} - \frac{1}{293} \right) \right] \Delta t \right\} \tag{1}$$

ここで，t_e：有効材齢（日），E_a：見かけの活性化エネルギー（kJ/mol），R：気体定数（8.314 J/mol・K），T：養生温度（°C），Δt：養生温度 T が継続した期間（日）である。

本報では，有効材齢が 20°C における等価材齢として表されること，また水分供給条件を統一した温度依存性の比較を行う必要があることから，20°C 封かん養生の結果を各成長曲線で近似した曲線を標準曲線と定義した。また，養生温度の影響を比較することを目的としているため，外部からの水分供給の影響を除外する観点から，すべて封かん養生で統一された 20°C 封かん養生を基準とした。したがって，本報で用いる Ea は，標準曲線に対する各温度条件の実測値の適合度を評価するためのパラメータである。

本報では，式(1)から得られた有効材齢を用い，複数の成長曲線により強度発現性の検討を行った。一般に，コンクリートの強度増進過程は積算温度（本報では有効材齢を採用）を対数軸にとることで，S 字状の成長曲線として近似できることが知られている [9]。本報では，既往文献で提案されている成長曲線のうち，ロジスティック曲線（式(2)），ゴンペルツ曲線（式(3)），双曲線（式(4)），および既往文献式（式(5)）の 4 種類を選定した。ロジスティック曲線は変曲点を中心に点対称な形状を示す。一方，ゴンペルツ曲線は初期の立ち上がりが急で後半は緩やかに漸近する非対称型であり，初期材齢での強度増進過程においてより高い近似精度を示すと報告されている [9]。式(4)の双曲線は初期材齢においてほぼ線形的に強度が増加し，材齢の進行とともに増加率が低下して最終強度に漸近する式である [10]。式(5)の既往文献式は強度発現の遅延の程度に依存せず，材齢と強度の関係を比較的精度良く近似できる工学的関数である [11]。これらの曲線は，初期強度発現の再現性や後半の近似精度に差異があり，配（調）合条件や養生温度によって最適な式が異なることが予想される。

$$F_t = \frac{F_\infty}{1 + exp(-a \log t_e + b)} \tag{2}$$

$$F_t = exp(a \cdot {t_e}^b) \cdot F_\infty \tag{3}$$

$$F_t = \frac{a \cdot t_e}{1 + a \cdot t_e} \cdot F_\infty \tag{4}$$

$$F_t = (1 - exp(-a \cdot {t_e}^b)) \cdot F_\infty \tag{5}$$

ここで，F_t：養生温度 T での圧縮強度（N/mm²），F_∞：最終到達強度（N/mm²），a・b：実験定数である。

本報では，F_∞はすべての水準で共通とし，20 °C 水中養生における材齢 91 日の結果を用いることとした。

(2) ゴンペルツ曲線を用いた検討結果

図-2 には，一般的にセメントコンクリートで用いられる E_a = 33.5 kJ/mol[12]を用いて換算した有効材齢と強度比 Ft/F_∞の関係を示す。図中の曲線は，20°C 封かん養生の結果をゴンペルツ曲線で回帰した標準曲線である。本報では，複数の成長曲線のうち最も一般的に用いられており，かつ既報 [4]でも用いたゴンペルツ曲線を最初に取り上げる。なお，他の成長曲線についても検討を行っているが，紙面の都合上，**図-2** に関してはゴンペルツ曲線の結果のみを示す。20°C 封かん養生の結果は標準曲線上に整理される。一方，5，10，35°C 封かん養生では標準曲線からの乖離が認められた。具体的には，低温条件（5，10°C）では初期材齢における強度発現が標準曲線より遅く，高温条件（35°C）では初期から中期材齢にかけて標準曲線より強度の増進が速い傾向を示した。これは，一般的な E_a = 33.5 kJ/mol を用いた有効材齢換算のみでは，本報で対象とする温度依存性を十分に整理できない条件があることを示している。

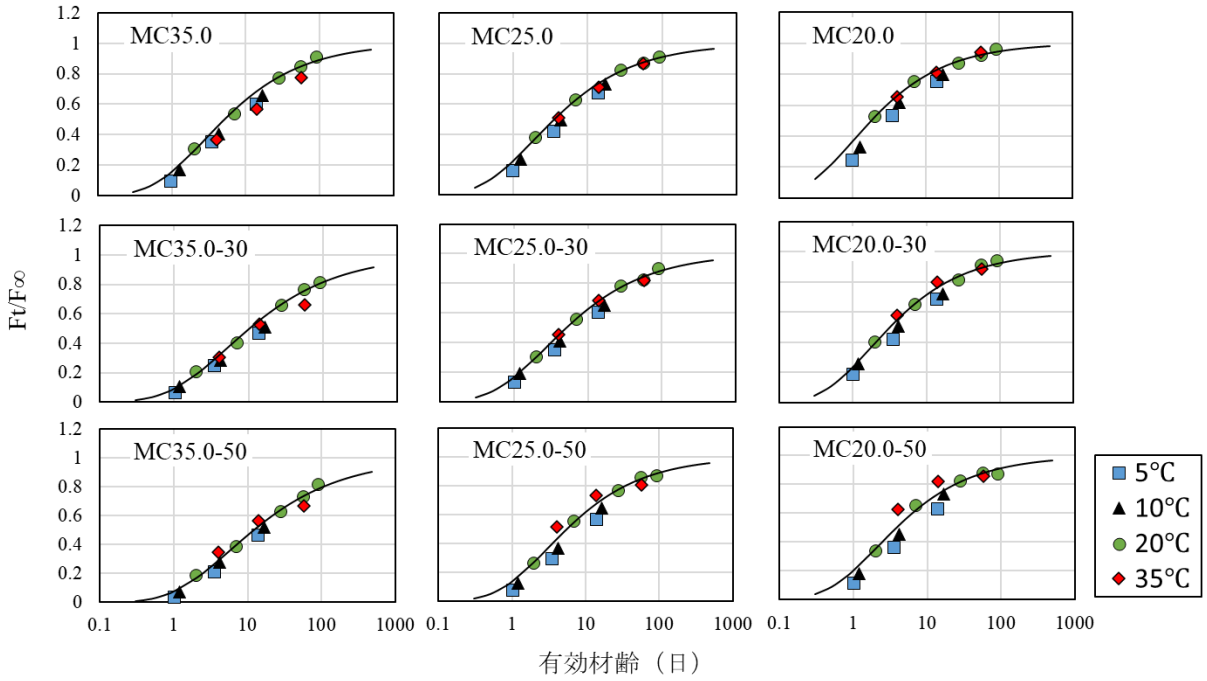


図-2　有効材齢（Ea = 33.5 kJ/mol）と強度比 Ft/F_∞の関係
（曲線は 20℃封かんの結果をゴンペルツ曲線で回帰したもの）

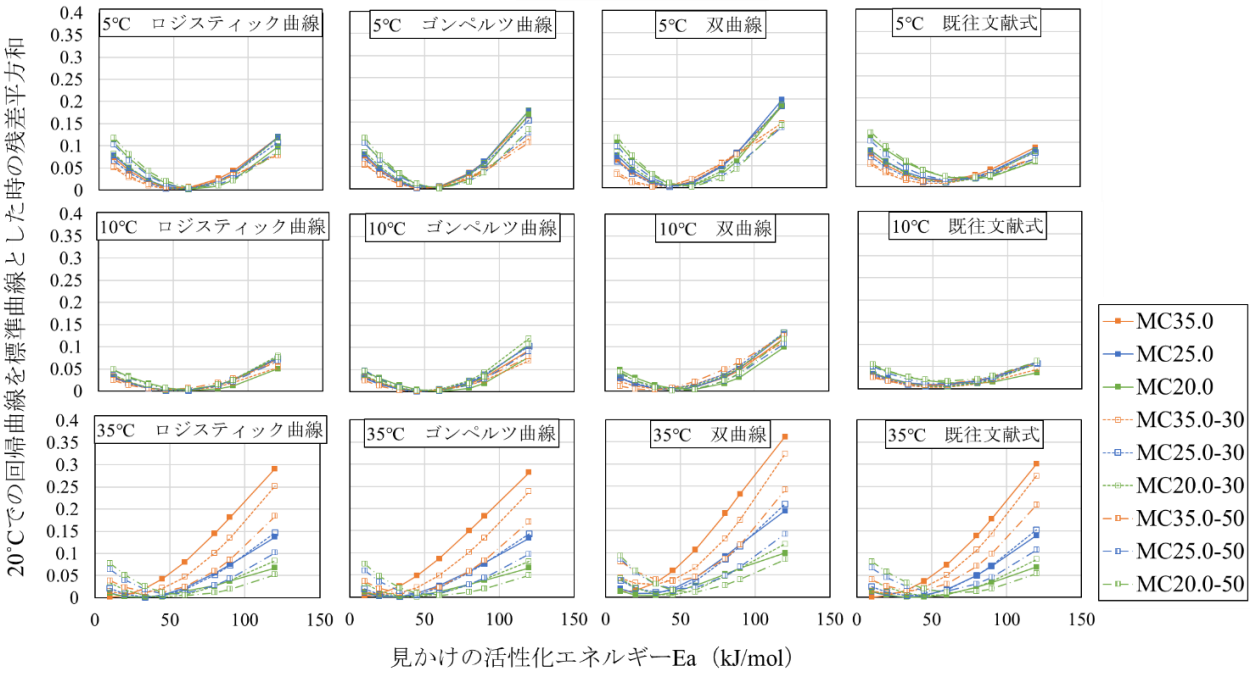


図-3　20℃での近似曲線を標準曲線とした際の残差平方和と Ea の関係

(3) 各種成長曲線を用いた検討結果

配（調）合および温度条件ごとに標準曲線との適合性を評価するため，各成長曲線について 20°C 封かん養生から得られた標準曲線を基準とし，他温度条件との残差平方和を算定した。なお，本報では残差平方和が小さいほど標準曲線との適合度が高いものと評価した。Ea は標準曲線に対する各温度条件の実測値の適合度を比較するためのパラメータであり，Ea は 10，20，33.5，45，60，80，90，120 kJ/mol の 8 水準を設定した。

20°C 封かん養生から得られた標準曲線に対する残差平方和 Ea の関係を**図-3** に示す。同図より，5，10°C では，

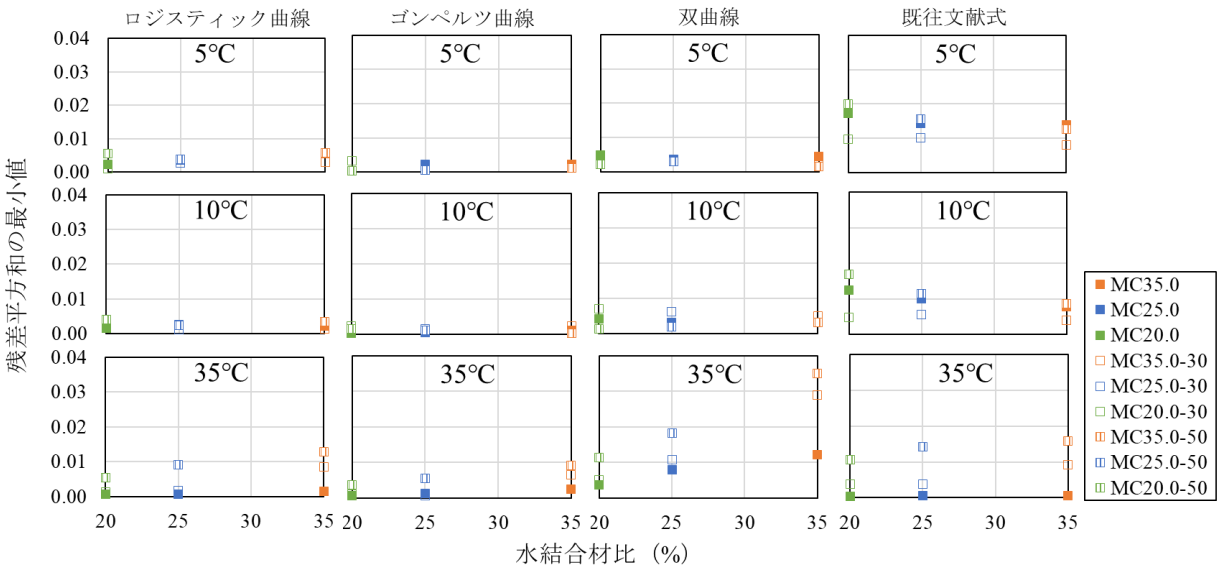
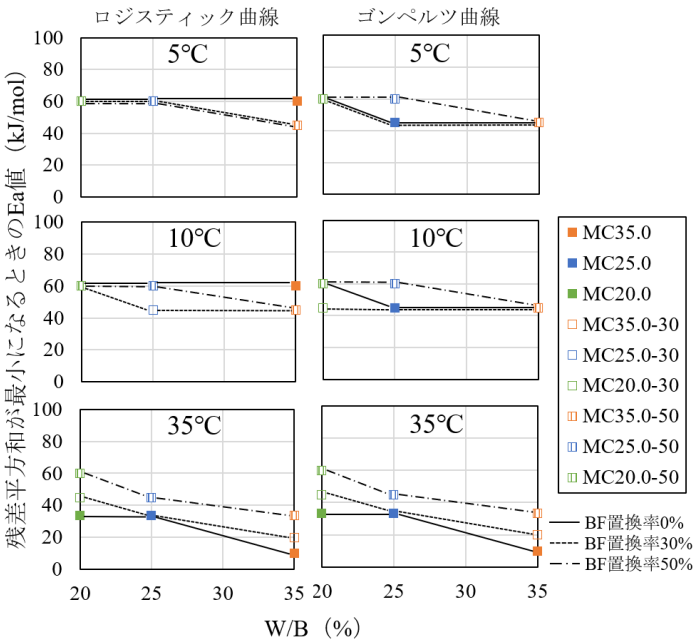


図-4　各種回帰曲線ごとの残差平方和の最小値

いずれの成長曲線においても 35°C と比較して適合度が高いことが確認できる。**図-4** は**図-3** をもとに算出した各成長曲線における残差平方和の最小値を示す。ロジスティック曲線およびゴンペルツ曲線は，全体として比較的残差平方和が小さく，特に低温条件ではゴンペルツ曲線が良好な適合性を示す水準が多かった。双曲線も低温域では比較的良好な結果を示したが，35°C 封かんでは他曲線に比べ適合度が低かった。既往文献式は低温域で適合度が低下したものの，35°C ではロジスティック曲線やゴンペルツ曲線と同等の結果となる条件もあった。

ここまでの検討結果から，水準にかかわらずロジスティック曲線とゴンペルツ曲線が比較的良好に近似できたため，二つの成長曲線において残差平方和が最小となる際の *Ea* を W/B を横軸として**図-5** に示す。W/B が小さいほど残差平方和が最小となる *Ea* が大きくなる傾向が認められ，高温域では特にその傾向が強かった。BF 置換率の違いから見ると一部の水準を除いて，BF 置換率を高めた場合，より大きな *Ea* を仮定した際に，残差平方和が小さくなった。



＊Ea=10，20，33.5，45，60，80，90，120 kJ/molで整理した結果

図-5　残差平方和が最小になるときの *Ea* 値

(4) 養生条件が強度発現に及ぼす影響

BF を多量に含むコンクリートは，特に低温封かん養生下での結合材の反応がセメント単味のコンクリートに比べ停滞し，初期強度の発現が遅延する傾向が顕著であることが報告されている [13]。これに加え，ゴンペルツ曲線は変曲点までの立ち上がりが他の曲線と比較し幾分急激であるため [14]，20°C 封かん養生から求めた標準曲線と低温条件（5，10°C）の初期強度発現との適合度が高くなると考えられる。

一方，35°C 封かん養生では，*Ea* を変化させても標準曲線との適合度が十分に改善しない水準が認められた。これは，高温条件下では初期材齢の反応促進だけでなく，封かん養生下における水分供給条件や，BF を含む結合材の反応停滞 [15]が強度増進過程に影響し，20°C 封かん養生を基準とした単一の成長曲線では十分に表現できなかっ

たためと考えられる。谷口ら[14]は，複数のセメントを対象としてゴンペルツ曲線による強度予測式を提案し，セメント種類や養生温度によって適用範囲が異なることを示している。本報では，セメント種類，強度領域および BF 置換率が異なるものの，低温条件では成長曲線により比較的良好に整理できる一方，35°C 封かん養生では適合度が低下する水準が認められた点で，既往研究と整合する傾向を示した。

5. 考察

本報の結果より，低温域（養生温度 5，10°C）においては，いずれの成長曲線を用いてもおおむね良好な強度発現の推定が可能であると考えられる。一方で，推定精度をより向上させるためにはゴンペルツ曲線を用いることが望ましい。特に，本報の範囲では，低温条件において *Ea* を 45～60 kJ/mol 程度と仮定した場合に，20°C 封かん養生から得られた標準曲線との適合度が向上した。BF 置換率が大きい場合は，より大きな *Ea* を仮定した際に残差平方和が小さくなり，適合度が向上する傾向が認められた。また，養生温度だけでなく，水分環境の違いによって実測値と成長曲線との間に乖離が生じた可能性があることを考慮すると，従来から重要であると指摘されていることではあるが，強度発現の正確な予測という観点からも，養生期間中は水分の逸散を極力抑制する管理が重要であることが改めて確認された。特に材齢初期における養生条件の影響は大きく，この期間を適切に管理することで，本報で得られた知見を品質管理に有効に活用できると考えられる。

一方で，実際の部材管理においては，養生期間の温度湿度の変動などの影響も考えられ，本報で得られた知見を実務へ適用するための検証が必要である。より実用的な強度発現予測を行うためには，材齢初期から中期にかけての強度増進に加え，材齢 91 日を超えた長期的な増進の評価も重要である。今後の検討課題として，温度依存性を考慮した *Ea* や各種パラメータを導入した拡張式，あるいは内部湿度を考慮した有効材齢の修正等が考えられる。

6. まとめ

本報は，中庸熱ポルトランドセメントを用いた配（調）合をベースとした，環境配慮型高強度コンクリートに関して，有効材齢と成長曲線とを用いてコンクリートの強度発現性を評価したものである。以下にまとめを示す。

① 成長曲線種類によらず，低温域（養生温度 5，10°C）では，一般的に用いられる *Ea* = 33.5 kJ/mol より大きな *Ea* を仮定することで，比較的良好に環境配慮型高強度コンクリートの強度発現性を表すことができた。特に本報の範囲では，ゴンペルツ曲線を用いて *Ea* を 45～60 kJ/mol 程度と仮定することで良好な適合度が得られた。また，W/B が小さいほど，良好な適合度が得られる *Ea* は大きくなる傾向を示した。

② 養生温度 35°C では，W/B や BF 置換率が大きくなると適合度が低下する傾向を示した。これは高温条件下では初期材齢の反応促進に加え，水分供給条件や BF を含む結合材の反応特性が強度増進過程に影響したためと考えられる。

謝辞：本実験を実施するにあたりアルソシアプレコン（株）とシーカ・ジャパン（株）にご協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) 宮澤祐介，横室隆：高炉スラグ微粉末を使用したコンクリートの長期性状および耐久性，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.1，pp.81-86，2018.6
2) 伊与田岳史：高炉スラグ微粉末を大量使用したコンクリート，コンクリート工学，Vol.52，No.5，pp.409-414，2014.5
3) 三輪真也，金準鎬，崔亨吉，濱幸雄：高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの中性化による細孔構造と対凍害性の変化，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.1，pp.943-948，2017.6
4) 峯竜一郎，小宮克仁，松田拓，若林信太郎：普通ポルトランドセメントを高炉スラグ微粉末で置換した環境配慮型コンクリートに関する基礎的な検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.47，No.1，pp.264-269，2025.6

5) 宮原健太，小田部裕一，鈴木好幸，石川仲介：高炉スラグ微粉末を使用した高強度コンクリートの強度発現に関する一検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.1，pp.1291-1296，2017.6
6) New RC 総プロ委員会：平成 4 年度高強度コンクリート分科会報告書，（財）国土開発技術研究センター，1993.3
7) 友澤史紀，牛島栄：最近の積算温度方式の発展とその応用，セメント・コンクリート，No.527，pp.66-74，1991.1
8) 桐山宏和，丸屋英二，吉田浩一郎，大西利勝，平田隆祥，河合研至，佐藤良一：C_3S 系セメントとポゾラン質微粉末を用いた超高強度モルタルの圧縮強度の温度依存性とその評価方法に関する研究, 土木学会論文集 E2，Vol.75，No.3，pp.157-168，2019.8
9) 一般社団法人日本建築学会：寒中コンクリート施工指針・同解説，pp.178-179，2024.2
10) 上野敦，國府勝郎，宇治公隆，小野聖久：養生温度および置換率がフライアッシュの反応性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.215-220，2006.6
11) 渡邉真史, 三本巖, 斉藤丈士：冬期における円柱供試体の強度推定に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.1，pp.325-330，2015.6
12) 氏家勲, 大野浩二:各種の成長曲線によるコンクリートの早期強度推定に関する検討 , 土木学会論文集, No.798，VI-68，pp.51-61，2005.9
13) 岩城一郎，鈴木一利，三浦尚：低温養生を行った高炉スラグ混和コンクリートの強度回復特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.2，pp.205-210，1998.6
14) 谷口円，桂修，濱幸雄，吉野利幸：水セメント比の適用範囲を拡張したコンクリート強度予測式の提案，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.641，pp.1205-1210，2009.7
15) 佐藤幸恵，桝田佳寛，河上浩司，鹿毛忠継：高強度コンクリートの構造体内部での含水率の変化と強度発現性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.1031-1036，2003.6

高炉スラグ微粉末を大量に使用したペーストの流動性に関する基礎的検討

Fundamental Study on Flow Properties of Paste Incorporating High-Volume GGBS

茨木　泰介*1，鶴田　葵*1，臺　哲義*1，佐々木　亘*1
TAISUKE IBARAKI, AOI TSURUDA, AKIYOSHI DAI, WATARU SASAKI

CO_2排出量削減や耐久性向上を目的として，高炉スラグ微粉末（以下，GGBS）を使用したコンクリートの PC 部材への適用検討が進められている。本検討では，製造元が異なる 4 種類の GGBS を用いたセメントペーストを対象として，静的画像解析による粉体粒子の粒度分布および形状特性とペーストの流動特性との関係について検討を行った。その結果，水粉体比や GGBS 置換率が同様であっても，セメントおよび GGBS の種類や組合せによってペーストの流動特性が大きく異なることが分かった。また，流動に伴う粒子構造の変化に要するエネルギーは，粒子径および粒子形状の影響を受け，特に粒子の凹凸の度合いが及ぼす影響が大きい可能性を示した。

キーワード：GGBS，流動特性，レオロジー，粒度分布，粒子形状

High-volume ground granulated blast-furnace slag (GGBS) concrete has attracted increasing attention as a means of reducing CO_2 emissions. However, the effects of GGBS powder characteristics on the flowability and rheological properties of cementitious materials have not yet been fully clarified. This study investigates the influence of powder characteristics on paste flow behavior using GGBS. Particle size distribution and particle shape were evaluated, and their relationships with paste flow properties were examined. The results showed that both flowability and rheological behavior varied depending on the type of GGBS and cement, as well as their combination, even when the water-to-binder ratio and GGBS replacement ratio were kept constant. Furthermore, the findings suggest that particle size and shape affect the energy required for particle structure rearrangement during flow, with particle surface roughness being one of the most influential factors.

Keywords: GGBS, Flowability, Rheology, Particle size distribution, Particle shape

1. はじめに

CO_2 排出量削減の観点から，ポルトランドセメントを高炉スラグ微粉末（以下，GGBS）に置き換えたコンクリートの活用が推進されている。PC 構造物においても CO_2排出量削減と耐久性向上の両立を目的として，GGBS を使用した部材の開発が進められている [1)]。PC 部材では初期強度の確保が求められることから，早強ポルトランドセメントや比表面積の大きい GGBS の使用，水結合材比の低減といった材料および配合に関する対応がなされている。一方，こういった粉体量の多い条件では，粉体の特性がコンクリートの流動性に及ぼす影響が比較的大きいことが想定されるが，この点に関して検討が十分になされていないのが現状である。そこで，本検討では製造元の異なる 4 種類の GGBS と 2 種類の早強ポルトランドセメントを対象として，粉体粒子の粒度分布，形状特性ならびにペーストの流動特性を把握し，両者の関係性について検討を行った。

*1 技術研究所技術開発推進部

2. 実験概要

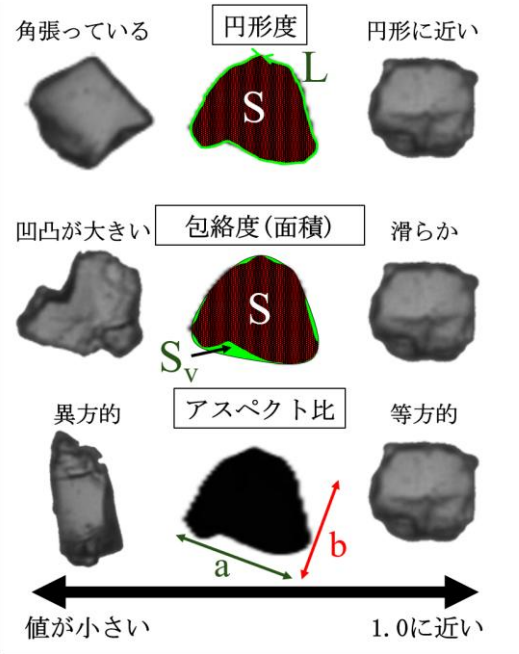
(1) 使用材料およびペーストの作製方法

使用材料は，製造元が異なる 4 種類のブレーン比表面積 6,000 cm²/g 級の GGBS，および 2 種類の早強ポルトランドセメント（以下，Cem）とした。各粉体の特性値を**表−1** に示す。GGBS の密度は 2.87～2.91 g/cm³ の範囲であり，ブレーン比表面積は GGBS-A～C で 5,820～5,970 cm²/g とおおむね同様であるのに対して，GGBS-D は 6,740 cm²/g と他の GGBS より高い。SO_3 量は種類による差が認められた。フロー値比はおおむね同様である。Cem の密度およびブレーン比表面積はおおむね同程度であり，SO_3 量に若干の差が確認された。

表−1 各粉体の特性値

項目	GGBS				Cem	
	A	B	C	D	A	B
密度 [g/cm³]	2.87	2.91	2.89	2.91	3.13	3.14
ブレーン比表面積 [cm²/g]	5970	5920	5820	6740	4510	4570
SO_3 [%]	3.02	3.08	3.30	3.22	3.01	2.94
フロー値比 [%]	101	97	101	97		

ペーストは GGBS4 種類と Cem2 種類を組合せた計 8 水準を作製した。配合は，水粉体比 30 mass%，GGBS 置換率 70 mass%とした。練混ぜ水は上水道水を使用し，化学混和剤としてポリカルボン酸系エーテル系化合物を主成分とする高性能減水剤を粉体に対して 0.45 mass%，ポリアルキレングリコール誘導体を主成分とする消泡剤を粉体に対して 0.01 mass%添加した。練混ぜには容量 5 L の縦型ミキサを使用し 1 L のペーストを作製した。練混ぜ手順は，30 秒間空練りした後に注水し 90 秒間練り混ぜ，5 分静置後に再度 30 秒間練り混ぜた。



図−1 各形状指標の概要

(2) 粒度分布および粒子形状の評価方法

粒度分布および粒子形状は既往文献 2)を参考とし，静的画像解析法により測定した。試料の調整にあたっては，少量の試料を容器に採取し，分散溶媒を加えたのちに超音波を 1 分間照射し分散させた。分散溶媒にはイソプロパノールを用いた。測定試料を検鏡プレートに滴下し，粒子画像分析装置へ導入した後に，20 倍のレンズを用いて 5×5 mm の範囲において 2 万個以上の粒子を測定した。粒子形状を評価する指標として，円形度，包絡度（面積），アスペクト比を選んだ。各指標の概要を**図−1** に示す。円形度は粒子の角張りの程度を粒子投影面積と周囲長を用いて評価する指標であり，式(1)により算出される。真円を 1 とし，角張っているほど値は小さくなる。包絡度（面積）は粒子の輪郭の凹凸を粒子投影面積と凸包面積の比で評価する指標であり，式(2)により算出される。粒子の輪郭が滑らかであるほど 1 に近い値となり，表面の窪みや欠けが多いほど輪郭は粗くなり値は小さくなる。アスペクト比は粒子の等方性を外接矩形における長軸と短軸の長さの比で評価する指標であり，式(3)によって算出される。円や正方形といった等方的な形状であるほど 1 に近い値となり，楕円や針状といった異方的な形状であるほど値は小さくなる。

$$\text{円形度} = \frac{4\pi S}{L^2} \tag{1}$$

$$\text{包絡度（面積）} = \frac{S}{S_V} \tag{2}$$

$$\text{アスペクト比} = \frac{b}{a} \tag{3}$$

ここに，S：粒子投影面積，S_V：凸包面積，L：粒子周囲長，b：短軸長，a：長軸長

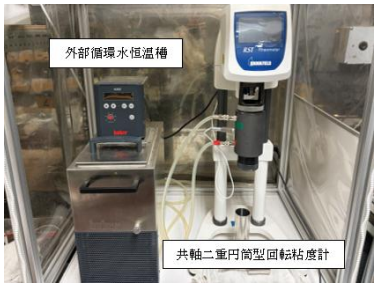


写真-1　レオロジー試験の状況

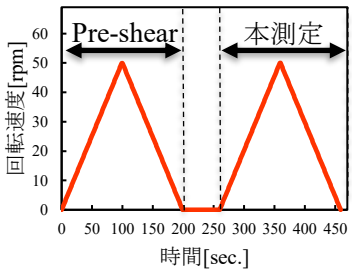


図-2　レオロジー試験の測定条件

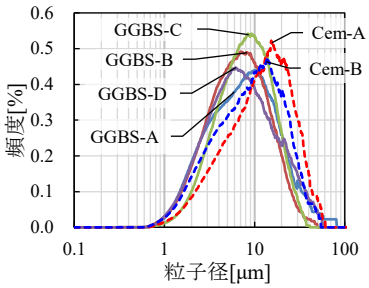


図-3　各粉体の粒度分布

表-2　各粉体の粒度分布の特性値

項目	GGBS				Cem	
	A	B	C	D	A	B
体積平均径[μm]	7.43	6.49	7.67	7.12	11.0	8.52
モード径[μm]	10.3	7.14	9.24	6.22	15.3	13.9
D10[μm]	2.43	2.52	3.23	2.45	3.49	2.68
D50[μm]	7.77	6.64	8.13	6.96	12.7	9.51
D90[μm]	20.3	15.5	17.0	22.7	26.4	22.0
Span	2.30	1.95	1.70	2.91	1.81	2.03

表-3　各形状指標の平均最頻値以下の割合

項目	GGBS				Cem	
	A	B	C	D	A	B
円形度≦peak[%]	72.2	74.6	79.8	77.7	72.1	68.9
包絡度≦peak[%]	92.4	92.2	93.5	93.6	94.2	92.4
アスペクト比≦peak[%]	65.9	68.6	72.8	69.6	65.8	63.4

(3) ペーストの流動特性の測定方法

ペーストの流動特性を把握するため，フロー試験およびレオロジー試験を実施した。フロー試験は JIS R 5201 に準拠したフローコーンを用いてガラス板上で落下衝撃を与えずに実施し，流動停止後のフローを測定した。また，ガラス板下側にカメラを設置し，映像からフロー200 mm 到達時間，フロー停止時間を判定した。レオロジー試験は，外円筒回転式の共軸二重円筒形回転粘度計を使用した（**写真-1**）。外円筒は φ70 mm，内円筒は φ65 mm のものを用いた。また，測定中の試料の温度変化を抑制するため，外部循環水恒温槽を用いて円筒周囲の温度を一定に保持した。測定条件を**図-2** に示す。既往文献 3)を参考に，回転速度を 0 rpm から 50 rpm まで 0.5 rpm/秒で上昇・下降した後に 1 分間静置し，再度同様の操作を実施した。1 回目の回転速度の上昇・下降は Pre-Shear とし，円筒への試料の付着状態の安定化および凝集状態の統一を目的として実施した。2 回目の回転速度の上昇・下降を本測定とし，流動曲線を取得した。フロー試験およびレオロジー試験はペーストの練り上がりから 5 分後に実施した。

3. 実験結果および考察

(1) 粉体の粒度分布および形状特性

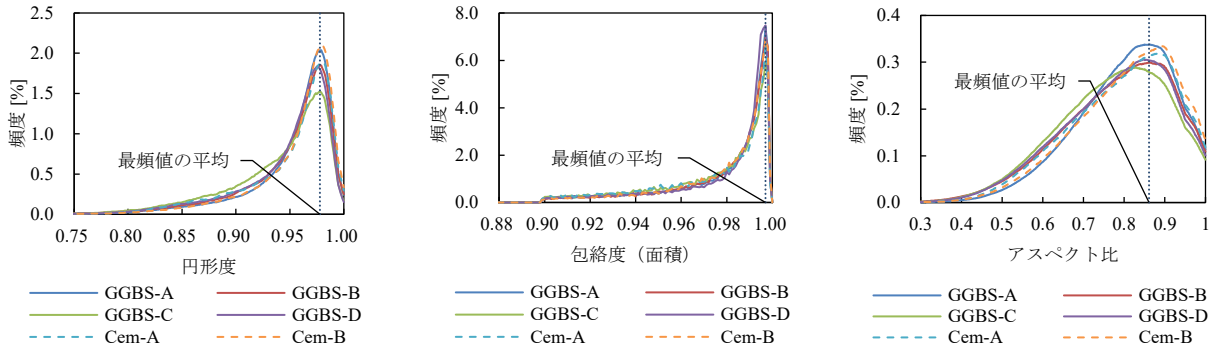
対象とした粉体の粒度分布（体積基準）を**図-3** に示す。また，粒度分布の特性値を**表-2** に示す。なお，*Span*は式(4)により算出され，粒度分布の広がりを示す指標である。粒度分布がブロードであるほど*Span*は大きくなる。

$$Span = \frac{D90 - D10}{D50} \tag{4}$$

ここに，*Span*：粒度分布の広がりを示す指標，*D90*･*D50*･*D10*：累積 90･50･10%径 [μm]

GGBS に着目すると，体積平均径および*D50*は GGBS-C が最大，GGBS-B が最小であった。モード径は GGBS-A が最大，GGBS-D が最小であった。粒度分布は GGBS-A を除きおおむね対称的な分布形状を示した。*Span*は GGBS-D が最も大きく，GGBS-C が最も小さい。次に、Cem に着目すると，体積平均径，モード径および*D50*は Cem-A の方が大きい。粒度分布の形状は，ピークよりも小粒径側の範囲では緩やかな分布をしており，大粒径側の範囲では急な分布をしている。また，*Span*は Cem-B と比較して Cem-A の方が小さい。

粒子形状の定量評価にあたり，既往文献 4)では形状指標に所定の閾値を設定し，その閾値を基準として選別した粒子の割合と流動性との間に一定の相関があることを示している。本検討では各形状指標について，GGBS4 種類および Cem2 種類の計 6 種の粉体における最頻値（分布におけるピーク位置）の平均を閾値として設定し，その閾値以下となる粒子の割合として円形度≦peak，包絡度≦peak，アスペクト比≦peak を算出した。各形状指標の

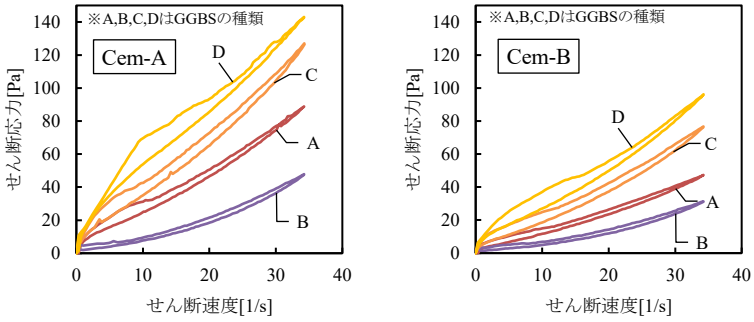


（a） 円形度　（b）包絡度（面積）　（c）アスペクト比

図-4　各粉体における粒子形状指標の頻度分布

表-4　w/p およびフロー試験の結果

Cem	GGBS	w/p [vol.]	フロー［mm］	フロー 200mm到達時間［秒］	フロー停止時間［秒］
A	A	0.884	261	1.34	21.5
	B	0.893	361	0.48	28.9
	C	0.888	251	1.91	15.9
	D	0.893	193	–	5.1
B	A	0.883	314	1.19	23.1
	B	0.892	359	0.30	39.8
	C	0.887	269	1.07	11.8
	D	0.892	238	1.94	9.5



（a） Cem-A を用いた水準　（b）Cem-B を用いた水準

図-5　レオロジー試験より取得した流動曲線

平均最頻値以下の割合を**表-3** に示す。また，各形状指標の頻度分布（個数基準）を**図-4** に示す。円形度の最頻値は**図-4**(a)に示す通り，GGBS および Cem の双方においておおむね一致しており，頻度の分布形状も類似している。円形度≦peak に着目すると，Cem に比べて GGBS の方が角張った形状の粒子を多く含む傾向が認められる。GGBS の種類で比較すると GGBS-C において，Cem の種類で比較すると Cem-A において，相対的に円形度が低い粒子の割合が大きい。包絡度（面積）の頻度の分布幅は**図-4**(b)に示す通り，他の粒子形状指標と比較して非常に小さく，最頻値は GGBS と Cem でおおむね同様である。包絡度≦peak に着目すると，Cem-A において凹凸のある粒子が多く存在する傾向が認められる。GGBS の種類で比較すると GGBS-C および GGBS-D において相対的に凹凸の大きい粒子が多い。アスペクト比は**図-4**(c)に示す通り，GGBS の種類で頻度の分布形状や最頻値に差が認められる。アスペクト比≦peak より GGBS の方が Cem よりも等方性が低い粒子が多いことがわかる。Cem の種類で比較すると Cem-A において，GGBS の種類で比較すると GGBS-C において相対的にアスペクト比の小さい粒子が多い。以上より，GGBS-C は角張り・凹凸を有し等方性の低い粒子を多く含み，GGBS-D は凹凸を有する粒子を多く含む特徴を示した。また，Cem-A は他の粉体と比較して凹凸を有する粒子を多く含むことが確認された。

(2) ペーストの流動特性

水粉体容積比（w/p）およびフロー試験の結果を**表-4** に示す。高炉スラグ微粉末の密度が異なるため，w/p も異なる条件となっている。フロー試験の結果は，GGBS および Cem の種類により大きく異なる結果となった。フローは GGBS の種類で比較すると，いずれの Cem 種類においても GGBS-B＞GGBS-A＞GGBS-C＞GGBS-D の順に大きく，GGBS-B が高い流動性を示した。Cem の種類で比較すると，おおむね Cem-B の方が Cem-A よりフローが大きい。また，フローが大きいほどフロー200 mm 到達時間は短く，フロー停止時間が長い傾向にあった。

レオロジー試験より取得した流動曲線を Cem の種類別に**図-5** に示す。こちらも GGBS および Cem の種類により異なる流動曲線を示すことが分かった。レオロジー定数を算出するため，下降流動曲線を式(5)の Bingham モデルおよび式(6)の Herschel-Bulkley モデルにより近似した。なお，流動初期は見掛け粘度が非常に高くなることから 5 rpm 以下のデータは除外した。また，上昇・下降流動曲線よりヒステリシスループ面積も算定した。

$$\tau = \tau_y + \eta\dot{\gamma} \tag{5}$$

ここに，τ：せん断応力[Pa]，τ_y：降伏値[Pa]，η：塑性粘度[Pa･s]，$\dot{\gamma}$：せん断速度[1/s]

$$\tau = \tau_y + \mu\dot{\gamma}^n \tag{6}$$

ここに，μ：非ニュートン粘性係数[Pa･s]（以下，粘性係数）
n：非ニュートン粘性指数（以下，粘性指数）

レオロジー定数およびヒステリシスループ面積を**表-5** に示す。塑性粘度と粘性係数は GGBS の種類で比較すると，いずれの Cem 種類においても GGBS-D＞GGBS-C＞GGBS-A＞GGBS-B の順に大きい。Cem の種類で比較すると Cem-B の方が Cem-A より小さい傾向を示した。降伏値に着目すると，Bingham モデルにおける降伏値が 0 となる水準がある。これらは，流動曲線よりせん断速度の増加に伴って粘性が増加するダイラタント性を有する挙動が認められる。また，塑性粘度や粘性係数が低い水準ほど粘性指数が高く，顕著にダイラタント性を示す傾向にある。このような場合では，Bingham モデルによる近似は困難なため，Herschel-Bulkley モデルによる近似が妥当と考えた。Herschel-Bulkley モデルにおける降伏値が高い水準ほど粘性係数も高い傾向であった。これより，GGBS および Cem の組合せによって，流動曲線の挙動や降伏値，粘性に比較的大きな差異が生じることが分かった。フローと Herschel-Bulkley モデルにおけるレオロジー定数およびヒステリシスループ面積の関係を**図-6** に示す。フローと降伏値および粘性指数，ヒステリシスループ面積には高い相関関係があること，降伏値が小さく，粘性係数が低いほど良好な流動性を示すことが分かった。また，流動性が高いほど粘性指数は大きく，ヒステリシスループ面積は小さくなる傾向を示した。

(3) ペーストの流動特性と粒子径および粒子形状特性との関係

前節においてフローと降伏値およびヒステリシスループ面積との間に高い相関があることを確認した。ヒステリシスループ面積は流動に伴う粒子構造の変化に関連した指標であり，その値が大きいことは流動に伴う粒子の再配置や凝集構造の破壊に多くのエネルギーを要することを示している [5),6)]。**図-7** は，モード径および 3. (1) で示した形状指標とヒステリシスループ面積との関係を示したものである。ここで，モード径は GGBS と Cem の粒度分布をペーストにおける粉体の体積比率で合成したものより求めた。形状指標についても同様に，粉体の体積比率より算出した値を用いた。ヒステリシスループ面積とモード径との間には明確な相関は確認されなかったが，モード径の小さい水準においてヒステリシスループ面積が大きい傾向が認められた。粒子径が小さいほど凝集構造が形成されやすく，流動に伴う凝集構造の破壊により多くのエネルギーを要したことが考えられる。円形度≦peak, アスペクト比≦peak および包絡度≦peak とヒステリシスループ面積との間には正の相関が認め

表-5 レオロジー定数とヒステリシスループ面積

Cem	GGBS	Binghamモデル			Herschel-Bulkleyモデル				ヒステリシスループ面積 [Pa/s]
		τ_y [Pa]	η [Pa･s]	R^2	τ_y [Pa]	μ [Pa･s]	n	R^2	
A	A	1.10	2.40	0.989	10.46	0.54	1.40	0.999	144
	B	0.00	1.13	0.917	3.16	0.05	1.92	0.999	85.9
	C	1.85	3.36	0.989	14.85	0.76	1.40	1.000	211.3
	D	16.02	3.58	0.997	19.24	2.75	1.07	1.000	253.5
B	A	0.00	1.26	0.896	4.04	0.27	1.43	1.000	92.6
	B	0.00	0.71	0.911	2.41	0.02	2.02	1.000	63.8
	C	0.00	2.02	0.982	7.61	0.33	1.51	1.000	162.4
	D	1.66	2.56	0.988	12.11	0.51	1.44	1.000	198.4

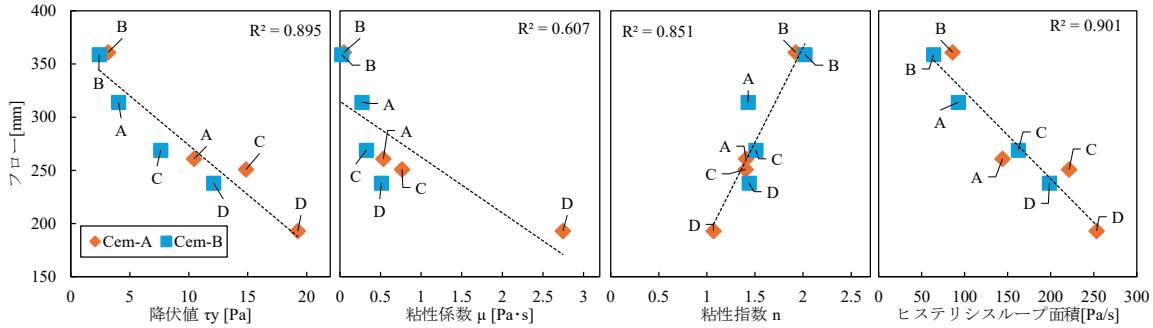


図-6 フローとレオロジー定数およびヒステリシスループ面積の関係

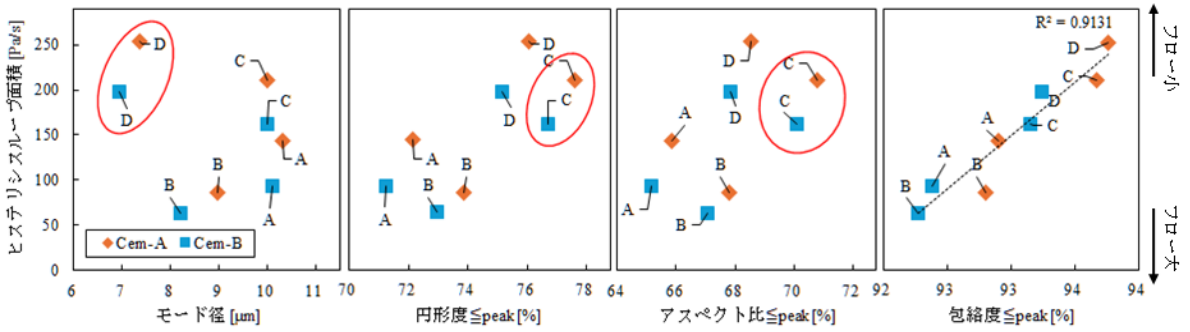


図-7　ヒステリシスループ面積とモード径および各粒子形状指標の平均最頻値以下の割合の関係

られた。特に，包絡度≦peak とヒステリスループ面積との間には高い相関が見られた。

図-8 に粒子形状が流動特性に及ぼす影響の模式図を示す。角張りや凹凸のある粒子は粒子同士の噛み合いによる機械的な抵抗により，異方的な粒子は粒子の再配置により流動において大きなエネルギーを要することが考えられる。また，形状が複雑かつ異方的な粒子は疎な充填構造を形成しやすく，流動に伴い見掛けの体積減少が生じる。対して，等方的かつ円形に近い粒子は密な充填構造を形成しやすく，流動に伴う見掛けの体積膨張が生じることでダイラタント性が発現しやすくなる可能性がある。これが前節において流動性が高い水準ほどダイラタント性が顕著となる原因と考えられる。以上より，粒子径および粒子形状は流動に伴う粒子構造の変化に要するエネルギーに影響を及ぼすことが示された。特に，粒子の凹凸度合を示す包絡度はその中でも重要な因子と考えられる。

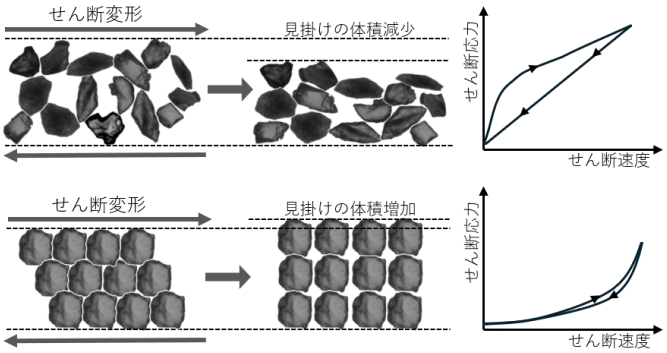


図-8　粒子形状が流動特性に及ぼす影響の模式図

4. まとめ

製造元の異なる高炉スラグ微粉末（GGBS）および早強ポルトランドセメントを対象として，粉体粒子の形状特性ならびにペーストの流動特性を把握し，両者の関係性について検討した。得られた知見を下記に示す。

① 水粉体比や GGBS 置換率が同様であっても，製造元の異なる GGBS および早強ポルトランドセメントの組合せによりペーストの流動特性は異なる。

② Herschel-Bulkley モデルにおける降伏値およびヒステリシスループ面積は流動性と相関があり，流動性の評価指標として用いることができる。

③ 流動に伴う粒子構造の変化に要するエネルギーは，粒径および粒子形状の影響を受けることが示唆された。特に，包絡度≦peak とヒステリシスループ面積との間には高い相関が認められ，粒子の凹凸の度合いが流動特性に大きく影響することが分かった。

本実験においては流動性が高いほど粘性が低い傾向を示しており，高流動コンクリートに用いる場合においては材料分離に留意する必要がある。また，流動性が低い，すなわち降伏値が高い粉体の組合せであっても，勾配保持性が必要とされる場面においては有効に機能する可能性がある。以上より，要求される流動性能に応じて適切に材料を選択できるように，流動機構について明らかにすることは重要と考える。また，本検討では粉体粒子の形状特性に着目したが，化学混和剤の吸着 [7]や水和反応の進行 [8]も流動性に影響を及ぼすことが報告されている。今後は，化学的要因も含めて整理することで，粉体の特性に基づく流動性評価および要求性能に応じた材料選定の指針の構築を目指す。

参考文献

1) 佐々木亘，梶貢一，臺哲義，樋口正典，松田拓：早強ポルトランドセメントと混和材を用いたコンクリートの強度発現および物質透過性に関する実験的検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文集，第19巻，pp.423-428，2019.10
2) 藤原了:シングルミクロン粒径を有する無機混和材料を用いたモルタル･コンクリートの諸特性に関する研究，博士論文，宇都宮大学，2021.3
3) A.Papo：Rheological models for cement pastes，Materials and Structures, 21, pp.41-46, 1988.1
4) 梅津真見子，近藤祥太，宮原茂禎，大脇英司：合成炭酸カルシウムの粒子形状がセメントペーストの流動性に及ぼす影響の評価，セメント・コンクリート論文集，Vol.79，pp.344-351，2025
5) 東機産業株式会社：回転粘度計による粘度測定の実際，2018.1
6) 太田顕，名和豊春，大沼博志：セメント粒子の凝集構造とセメントペーストの流動性の関係，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.271-276，2001.6
7) 根岸久美，檜垣徹，後藤考治：ポリカルボン酸系高性能AE減水剤が流動性および水和に及ぼす影響，セメント・コンクリート論文集，Vol.51，pp.246-251，1997
8) 赤嶺糸織，伊波咲子，山田義智，細川佳史：凝集や水和によるセメントペーストの粘度変化に関する基礎的研究，セメント・コンクリート論文集，Vol.66，pp.653-660，2012

結合材の主体を高炉スラグ微粉末としたモルタルの炭酸化に関する一検討

A Study on the Carbonation of Mortar Using Ground Granulated Blast-Furnace Slag as the Main Binder Component

坂本　遼*1，鶴田　葵*1，佐々木　亘*1
RYO SAKAMOTO, AOI TSURUDA, WATARU SASAKI

結合材の主体を高炉スラグ微粉末としたモルタルに水酸化カルシウムを添加し，炭酸化深さおよび炭酸化後の空隙率を確認した。その結果，水酸化カルシウムによって炭酸化抵抗性が向上し，炭酸化による毛細管空隙率の増加が抑制された。また，水酸化カルシウムを他の材料と一括で練り混ぜるよりも，練り上がったモルタルに添加した方が炭酸化の進行はより抑制された。さらに，炭酸化の進行は炭酸カルシウムの生成量の増加に伴って抑制される傾向を示した。

キーワード：高炉スラグ微粉末，炭酸化，水酸化カルシウム

Ground granulated blast-furnace slag based mortar was mixed with calcium hydroxide, and the carbonation depth and porosity after carbonation were evaluated. As a result, it was found that the addition of calcium hydroxide improved carbonation resistance and suppressed the increase in capillary porosity caused by carbonation. Furthermore, the progression of carbonation was more effectively inhibited when calcium hydroxide was added to freshly mixed mortar than when it was premixed with the other dry constituents. In addition, carbonation tended to be further suppressed as the amount of calcium carbonate produced during carbonation increased.

Keywords: Ground granulated blast-furnace slag, Carbonation, Calcium hydroxide

1. はじめに

カーボンニュートラル社会の実現に向け，温室効果ガスの一つである二酸化炭素（以下，CO_2）の排出削減に関する技術開発が様々な産業分野で推進されている。セメント・コンクリート分野における方策の一つとして，CO_2 排出量原単位が大きいポルトランドセメント（以下，セメント）の使用量を削減した環境配慮型コンクリートの開発が盛んに進められている。筆者らも産業副産物である高炉スラグ微粉末（以下，GGBS：Ground Granulated Blast-furnace Slag）を利用したセメントを用いないコンクリートを開発している [1)]。GGBS は，セメントの代替材料として用いられることが多いが，GGBS の使用によって炭酸化に対する抵抗性が低下することや炭酸化による組織の多孔質化が確認されている [2)]。その要因としては，ケイ酸カルシウム水和物（以下，C-S-H）の Ca/Si モル比（以下，Ca/Si 比）の低さが指摘されており，Ca/Si 比が低いほうが，より早く炭酸化が進行し [3)]，組織が多孔質になる [4)]とされている。

筆者らもこれまで，セメントを用いずに GGBS を主体としたペーストにて，セメントを用いた場合よりも水結合材比（以下，W/B）が低い条件で炭酸化が進行することや，炭酸化によって空隙構造が粗大化して連続的な空隙構造になることを報告している [5),6)]。また，セメントを主体とした条件よりも C-S-H の Ca/Si 比は低いことが推察され，炭酸化の進行速度や空隙構造の粗大化に大きく影響していると考えられたが，その検討までは至っていない。そこで本研究では，セメントを用いずに結合材の主体を GGBS としたモルタルを対象として，Ca^{2+}を付与する材料として水酸化カルシウム（以下，CH）を使用した際の，圧縮強度，炭酸化深さおよび炭酸化後の空隙構造を確認した。

*1 技術研究所技術開発推進部

2. 実験概要

(1) 使用材料および配（調）合

使用材料を**表-1** に示す。GGBS には石膏が添加された高炉スラグ微粉末 4000（以下，B4）および 6000（以下，B6）を用い，その他の結合材として，シリカフューム（以下，SF）および石灰系膨張材（以下，EX）を用いた。CH は市販の試薬特級とした。モルタル配（調）合を**表-2** に示す。セメント不使用の条件では単位水量と水結合材容積比を同一とした。各粉体の容積比率は既報 [7),8)]の検討より GGBS：SF：EX＝82.5：15：2.5 とし，炭酸化を進行させやすくする目的で既報よりも W/B を高く設定した。また，普通セメントを使用した条件（以下，N）を設け，炭酸化の進行や空隙率を比較した。N は，W/B と単位水量をセメント不使用の条件と同一とした。

CH の使用量はモルタル 1 m^3 に対して 50 kg とし，容積計算には算入せず使用した。単位結合材量に対する CH 量の割合は約 6%である。セメントの水和反応による CH の生成量はセメントに対して 20%程度であり [9)]，約 6%という値は結合材の約 3 割がセメントで構成された条件（高炉セメント C 種相当）を想定している。CH の添加時期は，空練りから添加（CH 一括と表記），後述のフロー値が最大付近に達した注水から約 1 時間後に添加（CH1h と表記），フロー値が練上り直後の値程度まで低下した注水から約 6 時間後に添加（CH6h と表記）の 3 つとした。CH1h は結合材の粒子間の水量が多い状態と仮定し，CH から溶出する Ca^{2+} が最大となる条件を想定して設けた。CH6h は水和反応がある程度進行した状態と仮定し，水和生成物に Ca^{2+} が供給される条件を想定して設け，供試体の採取に支障が無いよう練上り直後のフロー値を基準とした。練混ぜにはモルタルミキサ（公称容量 15 L）を使用し，練混ぜ量は 5.5 L とした。練混ぜ時間は空練りを 30 秒，練混ぜ水の投入から 3 分とした。

表-1 使用材料

材料	記号		種類	物性値
水	W		上水道水	-
結合材	B	B4	高炉スラグ微粉末4000	密度:2.88g/cm³, SO_3量:2.0%, 比表面積:4,470cm²/g
		B6	高炉スラグ微粉末6000	密度:2.86g/cm³, SO3量:3.2%, 比表面積:5,910cm²/g
		SF	シリカフューム	密度:2.25g/cm³, 比表面積(BET法):17.0m²/g
		EX	膨張材	密度:3.15g/cm³, 比表面積：5,280cm²/g
細骨材	S		珪砂5号	絶乾密度:2.58g/cm³, 吸水率:1.33%
水酸化カルシウム	CH		試薬特級	密度:2.21g/cm³
化学混和剤	SP		高性能AE減水剤	ポリカルボン酸系

表-2 モルタル配（調）合

配(調)合名	W/B [%]	s/mor※ [%]	単位量[kg/m³] W	B					S	CH※※	SP [B×%]
					OPC	B4	B6	SF	EX			
B4-Base	35	40.2	295	846	-	720	-	102	24	1037	-	0.7
B4-CH一括											50	
B4-CH1h											50	
B4-CH6h											50	
B6-Base				841		-	715	102	24		-	
B6-CH一括											50	
B6-CH1h											50	
B6-CH6h											50	
N		43.7		844	844	-	-	-	-	1127	-	0.7

※モルタル容積に対する細骨材の容積比　※※容積計算に算入せず

表-3 促進炭酸化の条件

0週	→	2日	→	1週	→	4週	→	8週	→	
供試体作製	20℃封かん	脱型	標準水中				温度20℃，60%RH		促進炭酸化	CO_2濃度5%
										CO_2濃度50%
			温度20℃，60%RH		促進炭酸化 CO_2濃度50%					

(2) 測定項目

a) フレッシュ性状

JIS R 5201 に準じて落下振動を与えないフロー値を測定した。練上り後から継続してフロー値の確認を行ったバッチでは，温度 20℃環境に試料を静置し，注水から約 1 時間毎にさじで 30 回かき混ぜた後に試験を行った。

b) 圧縮強度

φ50×100 mm の円柱供試体を用い JIS A 1108 に準じて圧縮強度を測定した。試験は材齢 2 日（20℃封かん），1 週および 4 週（標準養生），1 週および 8 週（後述する促進炭酸化開始時）に実施した。また，促進炭酸化後の圧縮強度の確認を目的に，材齢 1 週または 8 週から材齢 23 週まで CO_2 濃度 50%で促進炭酸化を行った B4-Base，B4-CH 一括，B6-Base および B6-CH 一括（**表-2** 参照）で試験を実施した。

c) 炭酸化深さ

促進炭酸化および促進前の養生条件は**表-3** に示す 3 条件とし，促進炭酸化中の温湿度は 20℃，60%RH で同一とした。炭酸化深さの測定は 40×40×160 mm の角柱供試体で行い，炭酸化進行の程度に応じて測定を実施し，材齢 1 週促進開始条件では促進期間 7 週まで，材齢 8 週促進開始条件では促進期間 15 週までとした。なお，促進期間 15 週の測定のみ φ100×125 mm の円柱供試体を使用した。試験時に開放する面（以下，促進面）は**表-4** に示すように，角柱供試体では打込み側面の片側，円柱供試体では打込み底面とした。促進前の温度 20℃，60%RH 環

境での養生（以下，気中養生）を開始した日に促進面以外をアルミテープで覆い，気中養生期間中における促進面以外の面の炭酸化を防いだ。供試体の割裂面にフェノールフタレイン溶液を噴霧し，促進面から赤紫色に呈色した部分までの距離を 7 か所測定してその平均値を炭酸化深さとし，炭酸化深さの最終測定値とその促進期間から$\sqrt{t}$則に基づき炭酸化速度係数を算出した。

表-4　促進面および割裂面の位置

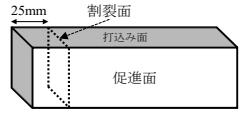
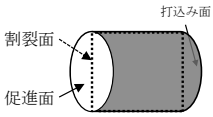
供試体寸法	40×40×160mm	φ100×125mm
促進面および割裂面の位置		

表-5　XRD 分析および示差熱熱重量分析の条件

測定項目	示差熱熱重量分析		XRD
試料採取条件 / 配(調)合	材齢1, 4週 標準水中	材齢1週からCO_2濃度 50%, 促進期間4週	
B4-Base, B4-CH一括 B4-CH1h, B4-CH6h	圧縮強度試験後の供試体の中心部から試料を採取 (材齢1週:B4使用条件は除く)	炭酸化領域の 中心部から採取	
B6-Base, B6-CH一括 B6-CH1h, B6-CH6h		炭酸化領域の 中心部から採取	―
N		―	

d）空隙率

空隙率の測定はアルキメデス法により行った。測定には，各促進条件にて材齢 23 週まで促進炭酸化環境に置いた供試体の炭酸化領域および未炭酸化領域の中心位置から 5～7 mm 角に切り出した 3～4 g の試料を用いた。採取後すぐに蒸留水で真空飽和処理を行った後，水中質量と表乾質量を 0.01 g の精度で測定した。その後，既往研究[9]を参考に，40℃および 105℃乾燥質量を測定し，40℃乾燥で逸散する水を毛管水，40℃から 105℃での逸散水をゲル水と定義し，毛細管空隙率およびゲル空隙率を算出した。

e）化学分析

炭酸カルシウムの結晶構造の確認を目的に**表-5** に示す条件で XRD 分析を行った。供試体の中心部から約 5 mm 角に切り出して試料を採取し，アセトンに 24 時間浸漬した後，乾燥炉を用いて 40℃の大気に触れる条件で 24 時間乾燥させ，メノウ乳鉢と乳棒を用いて粉砕して得た粉末試料を用いた。分析条件はターゲット CuKα，管電圧 40 kV，管電流 7.5 mA，走査範囲 2θ＝5～80°，ステップ幅 0.02° とした。

また，CH および炭酸カルシウムの定量を目的に示差熱熱重量分析を**表-5** に示す条件で実施し，それぞれ，脱水反応および脱炭酸反応による質量減少から定量値を算出した。試料には XRD 分析と同様の手順で作製した粉末試料を用いた。10℃/min で室温から 1000 ℃まで昇温させ，測定中の N_2 流量は 100 mL/min とした。

3. 実験結果および考察

(1) フレッシュ性状

フロー値の測定結果を**図-1** に示す。フロー値は注水から約 1 時間後に最大となり，約 6 時間後には練混ぜ直後の値を下回った。CH を混合することでその添加時期によらずフロー値は大きく低下したものの，充填不足などの不具合はなく各供試体の作製を実施できた。また，B6 を用いるよりも B4 を用いたほうがフロー値は大きく，比表面積の違いが流動性に影響したものと考えられる。経時によるフロー値の低下の程度は B4 と B6 で同様の傾向であった。

(2) 圧縮強度

圧縮強度試験結果を**図-2** に示す。CH を添加することでいずれの条件においても圧縮強度は増加した。しかし，その添加時期の違いによる明確な差はなかった。また，B4 に比べて B6 を用いたほうが高い圧縮強度を示し，GGBS の比表面積の違いによって強度発現性に差が生じることが確認された。

材齢 2 日から気中養生または標準養生を行った材齢 1 週の圧縮強度を比較すると，N では標準養生のほうが高かった一方で，セメント不使用の条件ではその差はほとんどなかった。セメントに対して GGBS

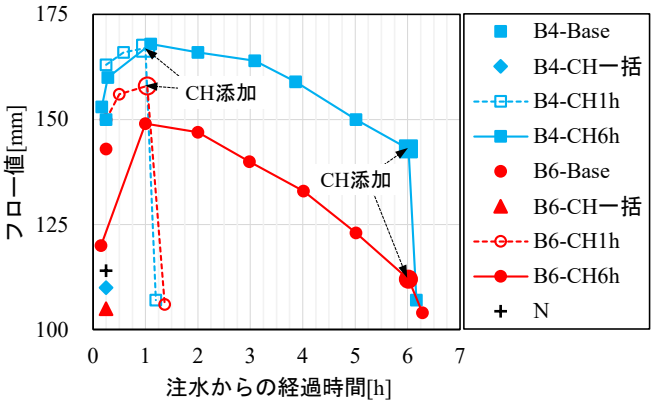


図-1　フロー値

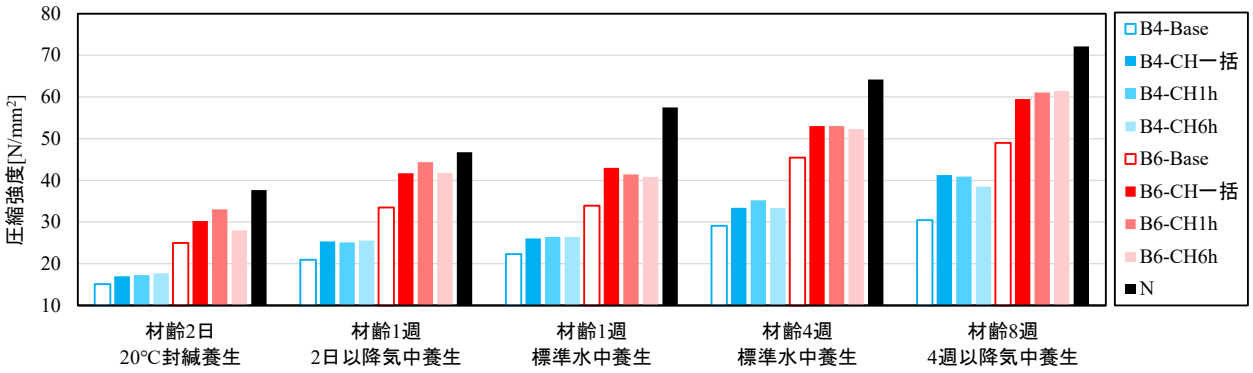


図-2　圧縮強度試験結果

を置換した場合，初期材齢から乾燥を与えると強度発現が緩慢になるが，本モルタルではそのような傾向は確認されなかった。初期材齢での水和反応に要する水量が少ないため，圧縮強度が同等になったと推察されるが，今後，水分の逸散や気中養生を行った長期の強度発現性について検討したい。

(3) 炭酸化深さ

各促進条件における炭酸化深さを**図-3** に，フェノールフタレイン溶液噴霧後の様子の一例を**写真-1** に示す。N ではいずれの条件においても炭酸化は進行せず，セメント不使用の条件との差が明確に確認された。つぎに B4 および B6 を用いた条件では，CH の添加により炭酸化の進行が抑制された。また，一括 CH よりも CH1h および CH6h のほうが炭酸化の進行は遅く，CH の添加時期によって炭酸化の進行速度に差が生じたことが分かる。CH の添加時期の違いによって圧縮強度に明確な差はなかったことから，圧縮強度に寄与しない細孔溶液中の Ca^{2+} 量や溶解せずに残存する CH の量の違いが炭酸化の進行に影響したと考えられる。GGBS の違いによる差を見ると，B4 よりも B6 を用いたほうが炭酸化の進行は遅く，比表面積の違いによって差が生じたと考えられる。

図-4 に，材齢 8 週から促進炭酸化を開始した条件の促進開始時の圧縮強度と炭酸化速度係数との関係を示す。本実験条件において，両者には高い相関性があることがわかる。

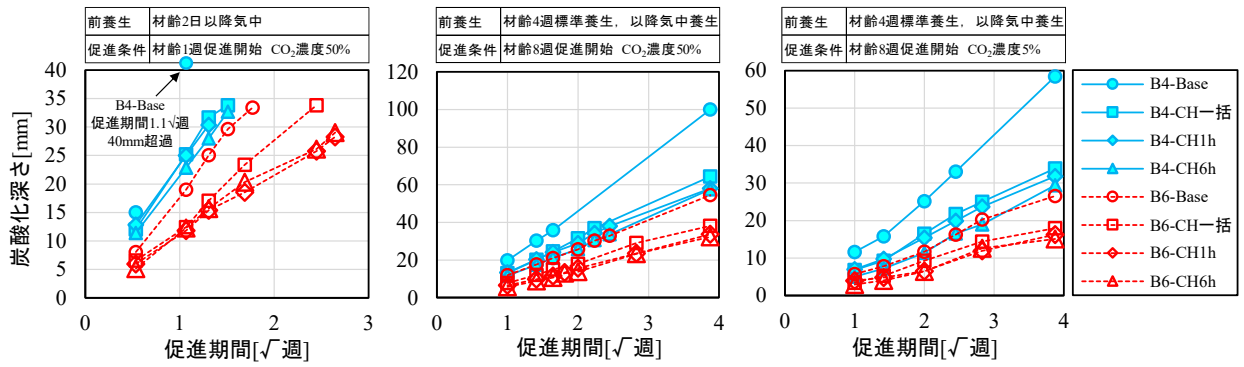


図-3　各促進条件における炭酸化深さ



写真-1　促進 15 週測定時のフェノールフタレイン溶液噴霧後の様子
（左：B4-CH1h　右：B6-CH1h）

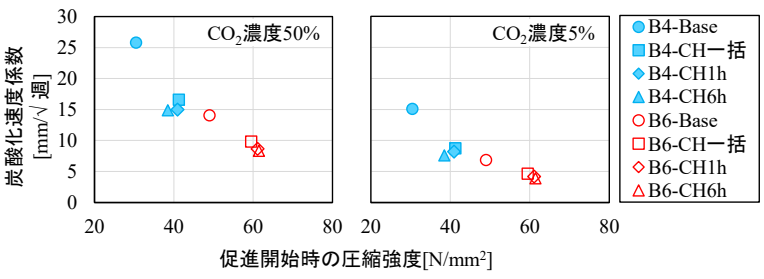


図-4　圧縮強度と炭酸化速度係数との関係

(4) 空隙率

毛細管空隙率およびゲル空隙率を**図-5** に示す。未炭酸化領域では B4 よりも B6 を用いたほうがゲル空隙率は大きく毛細管空隙率は小さいことから，より緻密な構造を有していることがわかる。先述した B4 および B6 における圧縮強度と炭酸化の進行の差は，空隙構造の違いが一つの要因と考えられる。また，CH の添加による空隙率への影響は未炭酸化領域ではほとんど見られなかった。

つぎに，炭酸化による空隙率の変化に着目すると，いずれの条件においてもゲル空隙率は減少し，毛細管空隙率は同等または増大したことから，粗大な空隙構造へ変化したことがわかる。CH の添加に着目すると，その添加時期や促進条件によらず毛細管空隙率は若干低下する傾向が見られた。

材齢 8 週から CO_2 濃度 5%または 50%で促進した条件で比較すると，CO_2 濃度が低いほうが炭酸化後のゲル空隙率は小さく，毛細管空隙率は大きくなっており，作用する CO_2 濃度によって炭酸化後の空隙構造は異なることがわかった。また，材齢 1 週または 8 週から CO_2 濃度 50%で促進した B4-Base，B4-CH 一括，B6-Base および B6-CH 一括で比較すると，早期に炭酸化が生じたほうが毛細管空隙率は大きくなっている。**図-6** は，これらの供試体をピックアップして促進開始時の圧縮強度と炭酸化後の毛細管空隙率の関係を示したものであるが，両者には一定の相関があることが分かる。一般に圧縮強度と毛細管空隙率には高い相関があるとされることから，炭酸化によって毛細管空隙率が大きくなると圧縮強度の低下に繋がる可能性が考えられる。そこで，**図-6** に示した促進条件と同じ，材齢 1 週または 8 週から材齢 23 週まで CO_2 濃度 50%で促進炭酸化を行った供試体の圧縮強度を炭酸化前の圧縮強度と併せて**図-7** に示す。試験後の各供試体の破断面にフェノールフタレイン溶液を噴霧したところ中心部においても呈色は確認されず，供試体全体が炭酸化した状態であった。促進開始材齢によらず炭酸化後の圧縮強度は炭酸化前の圧縮強度を下回っており，炭酸化によって脆弱な組織に変化したことが確認された。

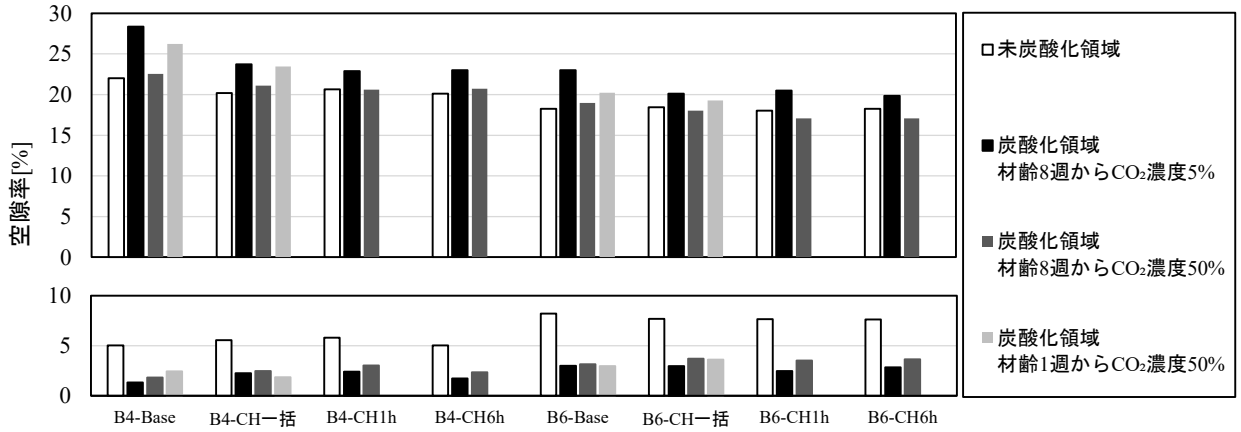


図-5 空隙率（上段：毛細管空隙率　下段：ゲル空隙率）

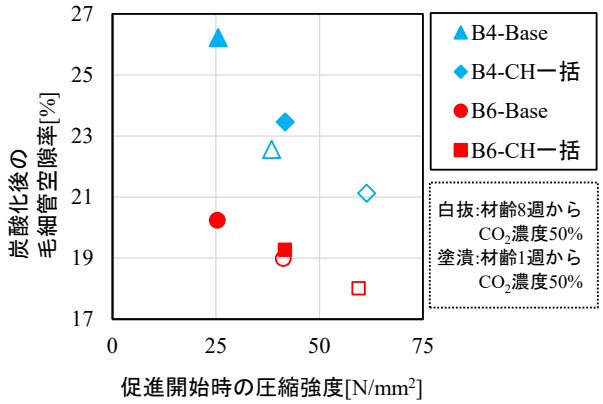


図-6 促進開始時の圧縮強度と炭酸化後の毛細管空隙率との関係

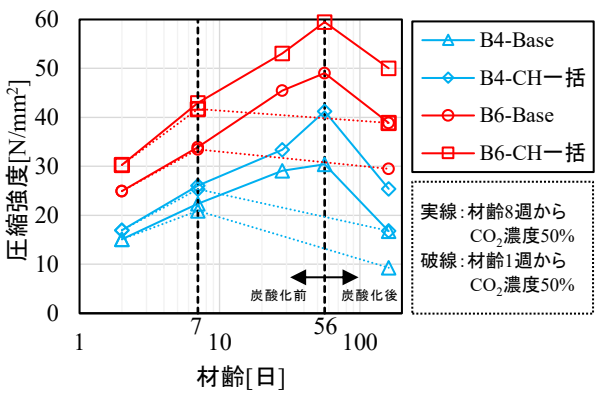
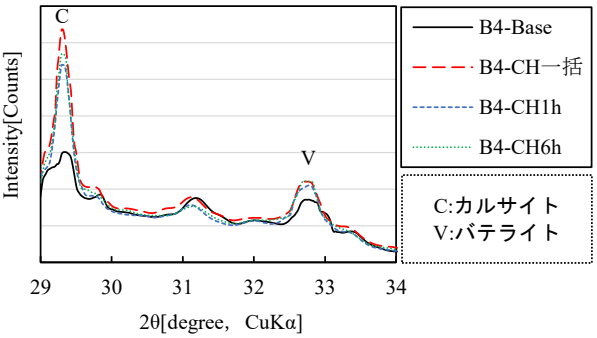


図-7 炭酸化前後の圧縮強度

田中ら[10]は，C-S-H の Ca/Si 比が高いほどその密度は高くなると報告している。本検討において C-S-H の密度は不明であるが，**表−6** に示す空隙率の測定で得た B6 使用条件の 105℃乾燥後の試料密度を見ると，CH の添加によって密度が約 5〜8%増加した。C-S-H 以外の水和物による影響も含まれるが，CH の添加によって C-S-H の Ca/Si 比が向上した可能性が考えられる。なお，CH を容積計算に算入した場合の単位容積質量の増加率は約 0.5%と密度増加の割合と比較して小さく，容積計算への算入の有無による密度への影響は小さいと考えられる。また，炭酸化による試料密度の増加は炭酸カルシウムの生成に伴うものと推察された。今後，圧縮強度を同程度とした条件において，付与された Ca^{2+}量の違いによる炭酸化の進行の差や C-S-H の Ca/Si 比の定量的な評価を実施したい。

表−6　105℃乾燥試料の密度(g/cm³)

採取材齢	材齢1週	材齢4週	材齢23週			
養生条件	標準水中	標準水中	材齢8週から促進炭酸化		材齢1週から促進炭酸化	
			CO_2濃度5%	CO_2濃度50%	CO_2濃度50%	
炭酸化有無	未炭酸化領域		炭酸化領域			
B6-Base	1.76	1.81	1.79	1.87	1.88	1.91
B6-CH一括	1.87	1.90	1.87	1.98	1.98	1.97
B6-CH1h	1.88	1.90	1.88	1.98	2.00	-
B6-CH6h	1.91	1.93	1.91	2.00	2.00	-



図−8　カルサイトおよびバテライトのピーク強度

(5) 化学分析

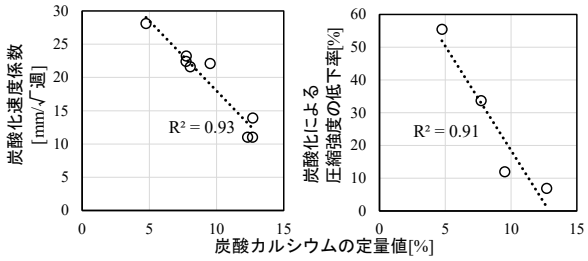
図−8 に XRD 分析より確認したカルサイトとバテライトのピーク強度を示す。CH の添加により，両者のピーク強度が高くなっているが，カルサイトのピーク強度の増加が顕著であった。CH は炭酸化によって最も安定なカルサイトに変化することから[11]，混合した CH の多くは炭酸化によってカルサイトに変化したと推察された。示差熱熱重量分析より算出した CH と炭酸カルシウム（以下，CC）の定量値を**表−7** に示す。材齢 1 週から 4 週にかけて N では水和反応の進行による CH の生成が確認された。一方，B4-Base および B6-Base で CH は確認されなかった。また，B6-CH 一括，B6-CH1h および B6-CH6h の材齢 1 週と 4 週の CH 量の差はほとんどなく，その定量値は 1.5〜1.6%であった。モルタルの単位容積質量に対する CH の添加量は約 2.2%であることから，添加した CH の約 3 割が材齢 1 週までに GGBS の水和反応や SF のポゾラン反応に消費されたと考えられる。また，炭酸化後の分析から，CH は炭酸化によって消失したことを確認した。

表−7　示差熱熱重量分析による定量値(%)

養生条件	標準水中				材齢1週からCO_2濃度50%	
採取材齢	材齢1週		材齢4週		促進期間4週	
対象	CH	CC	CH	CC	CH	CC
B4-Base	測定なし		0	1.8	0	4.8
B4-CH一括			1.6	1.6	0	7.7
B4-CH1h			1.4	1.3	0	7.8
B4-CH6h			1.5	1.4	0	8.0
B6-Base	0	2.3	0.0	2.1	0	9.5
B6-CH一括	1.5	2.3	1.6	2.3	0	12.7
B6-CH1h	1.6	2.2	1.5	2.0	0	12.3
B6-CH6h	1.5	2.2	1.5	1.3	0	12.7
N	6.2	1.5	7.5	1.3	測定なし	

CH：水酸化カルシウム　CC：炭酸カルシウム

つぎに，CC は炭酸化前の状態で 1〜2%ほど存在していた。炭酸化による CC の生成量は，CH の添加によって B4 および B6 で約 3%増加した。CH のモル質量は 74 g/mol，CC のモル質量は 100 g/mol であり，約 3%の CC の生成に必要な CH の量は約 2.2%となる。この値はモルタルの単位容積質量に対する CH の添加量（約 2.2%）とほぼ一致した。炭酸化前において水和反応による CH の生成は確認されなかったことから，炭酸化によって，CH から供給された Ca^{2+}のほぼすべてが CC へと変化したと考えられる。



図−9　炭酸カルシウムの定量値と炭酸化速度係数および炭酸化による圧縮強度低下率との関係

また，CH の添加の有無によらず B4 よりも B6 を用いたほうが炭酸化による CC の生成量が大きかった。**図−9** に材齢 1 週から CO_2 濃度 50%で促進した条件における CC の定量値と炭酸化速度係数，および炭酸化前後の圧縮

強度から計算した，炭酸化による圧縮強度低下率との関係を示す。CC の生成量が多くなる条件ほど炭酸化の進行および炭酸化による圧縮強度の低下は抑制される傾向であった。B4 と B6 の炭酸化の進行の差は，3.（4）空隙率で述べたように炭酸化開始時の空隙構造の差が影響していることに加え，CC の生成量の違いも炭酸化後の空隙構造に変化を与えている可能性が考えられる。

以上の結果より，炭酸化が生じた際に，CO_2 と反応しうる Ca^{2+} 量を多くし，より多くの CC が生成されることで，空隙を充填し炭酸化の進行および空隙構造の粗大化が抑制される可能性が示唆された。

4. まとめ

本研究では，結合材の主体を高炉スラグ微粉末としたモルタルを用い，水酸化カルシウムの添加が各種特性に与える影響を確認した。得られた知見を以下に示す。

① 水酸化カルシウムの添加によって圧縮強度と炭酸化抵抗性が向上し，両者には高い相関がみられた。

② 水酸化カルシウムを他の材料と一括で練り混ぜるよりも，練り上がったモルタルに添加した方が炭酸化の進行がより抑制された。

③ 炭酸化による毛細管空隙率の増加が水酸化カルシウムの添加により抑制された。

④ 高炉スラグ微粉末の比表面積が大きいほど炭酸化の進行が遅く，炭酸化後の炭酸カルシウムの生成量も多くなっていることが確認された。

⑤ 炭酸化に伴って生成される炭酸カルシウム量が多いほど炭酸化の進行は遅く， その生成量の違いが炭酸化後の空隙構造に影響したと推察された。

参考文献

1) 松田拓，篠崎裕生，佐々木亘，野並優二：持続可能性に貢献する超低収縮・低炭素コンクリート，コンクリート工学，Vol.58，No.1，pp.84-89，2020.1
2) 魚本健人，小林一輔，星野富夫：高炉水砕スラグ・セッコウ系結合材を用いたコンクリートの劣化，コンクリート工学年次論文集，Vol.2，pp.69-72，1980.5
3) 鈴木一考，西川直宏，林知延：Ca/Si 比の異なる C-S-H の炭酸化，セメント・コンクリート論文集，No.43，pp.18-23，1989.12
4) 西川直宏，鈴木一考：高炉水砕スラグ粉末を用いたコンクリート中の水和物の安定性，セメント・コンクリート論文集，No.44，pp.98-103，1990.12
5) 坂本遼，佐々木亘，小宮克仁：高炉スラグ微粉末を多量に使用したペーストの炭酸化に関する実験的検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.24，pp.453-456，2024.10
6) 坂本遼，鶴田葵，茨木泰介，佐々木亘：高炉スラグ微粉末を主体としたペーストの炭酸化による空隙構造の変化に関する実験的検討，三井住友建設技術研究開発報告，第 23 号，No.8，pp.1-6，2025.10
7) 佐々木亘，坂本遼，小宮克仁，松田拓，篠崎裕生：ポルトランドセメントを用いない高強度コンクリートに用いる粉体および細骨材の検討，日本材料学会第 73 期学術講演会講演論文集，No.425，2024.5
8) 佐々木亘，坂本遼，篠崎裕生，松田拓：ポルトランドセメントを用いない高強度コンクリートの特性と初期強度に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.46，No.1，pp.229-234，2024.6
9) 佐川孝広，石田哲也，Yao LUAN，名和豊春：高炉セメントの水和物組成分析と空隙構造特性，土木学会論文集 E，Vol.66，No.3，pp.311-324，2010.9
10) 田中洋介，佐伯竜彦，佐々木謙二，須田裕哉：C-S-H の密度に関する基礎的研究，セメント・コンクリート論文集，No.63，pp.70-76，2010.2
11) 高塚稜，吉田夏樹，門田浩史，新大軌：相対湿度が $Ca(OH)_2$ および C-S-H の炭酸化生成物の生成過程に及ぼす影響，セメント・コンクリート論文集，Vol.77，pp.467-474，2024.3

CFD 解析による免震建物の設計用風荷重評価に関する基礎的検討

Fundamental Study on CFD-Based Evaluation of Design Wind Loads for Base-Isolated Buildings

新井　雄大*1，小島　千里*1，川島　学*1，平田　裕一*1
YUDAI ARAI, CHISATO KOJIMA, MANABU KAWASHIMA, YUICHI HIRATA

免震建物の設計用風荷重評価への CFD 解析の適用性を検討するため，角柱モデルおよび階段室を模擬した突出部を有する板状モデルを対象に風洞実験と CFD 解析を実施した。建物全体に作用する風力係数，風力のスペクトル特性およびベースシア係数を比較した結果，CFD 解析結果は風洞実験結果と一定程度対応することを確認した。また，免震建物の設計用風荷重評価に関するケーススタディを行い，CFD 解析の免震構造の設計用風荷重評価への適用可能性を示す結果が得られた。

キーワード：免震構造，風応答ランク，設計用風荷重，風洞実験，CFD 解析

Wind tunnel tests and CFD analyses were conducted on a square prism model and a slab-type model with a protruding stairwell section to investigate the applicability of CFD to design wind load evaluation for base-isolated buildings. Comparisons of wind force coefficients, spectral characteristics, and base shear coefficients showed reasonable agreement between the CFD and wind tunnel results. A case study on design wind load evaluation for base-isolated buildings provided results suggesting the applicability of CFD.

Keywords: Base-isolated structure, Wind response rank, Design wind load, Wind tunnel test, CFD analysis

1. はじめに

日本免震構造協会「免震建築物の耐風設計指針（2023）」[1]（以降，免震耐風指針）には，免震層や建物条件に応じて日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」[2]（以降，荷重指針）や風洞実験等に基づいて風直交方向の影響を考慮して設計用風荷重を算定し，免震層の応答状態を 3 段階のランクに分類したうえでランクごとに耐風安全性を検証する枠組みが示されている。荷重指針は，風荷重の算定における基本的な指針の一つであるが，矩形や円形といった平面形状を有する建物形状を前提としているため，複雑な平面形状を有する建物や突出部を有するなど不整形な建物に対しては，実際の風荷重と必ずしも整合しない場合がある。このような場合に，前述の枠組みを適切に利用するためには，風荷重評価に用いる手法やその精度について十分に検討する必要がある。

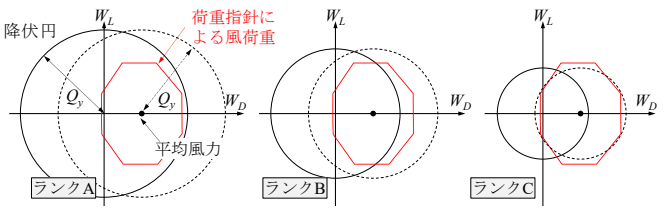
風洞実験は実際の流れ場に近い条件を再現できる一方，模型製作や実験に時間を要する。これに対し，近年は CFD 解析技術が進展し，風洞実験と比較して短期間に結果が得られる手法として期待されている。設計用風荷重の評価において，CFD 解析により風洞実験と同等の精度が確認できれば，免震建物の耐風設計に活用できると考えられる。本報では，角柱モデルおよび板状モデルを対象としたケーススタディを行い，免震層のランク分類に用いる設計用風荷重評価に対する CFD 解析の適用性を検証する。

2. 免震層の風応答ランク [1),3)]

免震耐風指針には，風直交方向の影響を考慮した風荷重に対する免震層の応答レベルに基づいて免震層を 3 段階のランクに分類し，ランクごとに耐風安全性に関する検証事項が整理されている。**図-1** に，免震層の応答レベルによるランクの分類を示す。なお，同図は荷重指針により風荷重を算定した場合を例示している。

*1 技術研究所技術開発推進部

図-1 に示すように，各方向における風荷重と免震層の降伏耐力 Q_y の大小関係は，横軸を風方向風荷重 W_D，縦軸を風直交方向風荷重 W_L とした平面上に，Q_y を半径とする円（降伏円）を，原点を中心とする場合と平均風力を中心とする場合についてそれぞれ描くことで図示できる。免震層の風荷重（平均成分+変動成分）および変動成分のみに対する免震層の弾性限超過の有無に基づき，免震層はランク A，B，C に分類される。特に，変動成分に対して弾塑性挙動するランク C では，原則として時刻歴応答解析により検証を行う必要がある [1]。



（W_D：風方向風荷重，W_L：風直交方向風荷重，Qy：免震層の降伏耐力）

ランク A：免震層は弾性挙動
ランク B：免震層は弾性限界を超えるが，変動成分に対しては弾性挙動
ランク C：免震層は弾性限界を超え，変動成分に対しても弾塑性挙動

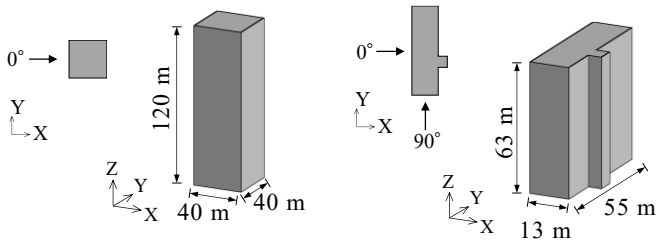
図-1　免震層の応答レベルによるランク分類 [1]

免震耐風指針においては「免震層のランク C の場合や荷重指針等の適用範囲外の場合は，風洞実験等よく吟味された方法に基づいて」風荷重を算定することが示されている。本報は，免震層の風応答ランク判定ならびに耐風設計時において，CFD 解析の「風洞実験等よく吟味された方法」[1]としての適用可能性を検証することを目的とした基礎的検討として，形状の異なる 2 つの建物モデルの風洞実験および CFD 解析を実施し，超高層免震建物の極めて稀に発生する暴風時の設計用風荷重評価における CFD 解析の適用性について検討する。

3. 風洞実験および CFD 解析

(1) 検討用建物

検討対象とする建物モデルは，超高層建物を模擬した角柱モデル [4),5)]（**図-2(a)**）および高層板状住宅を模擬した板状モデル（**図-2(b)**）の 2 種類とし，いずれも基準風速を 34 m/s，地表面粗度区分 III の平坦地に建つ基礎免震建物を想定した。板状モデルは長手方向に階段室を想定した突出部を有する形状とし，建物重量は床面積当たり 12～16 kN/m² として設定した。風入力条件は，角柱モデルでは X 方向および Y 方向の見付け面積および振動特性が等しいことから，風向 0°のみを対象とした。板状モデルでは風向 0°および 90°の 2 方向とした。



(a) 角柱モデル　　(b) 板状モデル

図-2　検討用建物モデル

(2) 風洞実験および CFD 解析の概要

風洞実験では，対象建物を風圧模型で再現し，建物表面に設けた複数の測定点において風圧を離散的に計測した。模型頂部高さにおける平均風速は相似則に従い $U_H = 10$ m/s とし，各サンプルについて 10 分間の時刻歴データを取得し，以降の検証に用いた。

CFD 解析は，Large Eddy Simulation（LES）を用いて対象建物周辺の流れ場を解析した。計算格子には非構造四面体メッシュを用い，CFD 荷重算定マニュアル [6)]に基づいて計算領域を設定した。流入境界では，風洞実験の風速プロファイルに基づき CDRFG 法 [7)]により生成した乱流変動を与えた。解析には OpenFOAM v2106 を使用し，1 ケースのみ実施し 10 分間相当の時刻歴データを取得した。

なお，風洞実験および CFD 解析における風速プロファイルについては，文献 8)を参照されたい。

(3) 風力の比較

表面風圧分布を積分して算出した建物全体に作用する風力ならびに転倒・ねじりモーメントについて，風洞実験および CFD 解析から得られた各方向の風力係数とモーメント係数の平均値および標準偏差を**表-1** に示す。なお，風洞実験については，10 サンプルのアンサンブル平均により算出した平均値および標準偏差を示している。

すべてのケースにおいて，CFD 解析における風力係数は風洞実験結果とおおむね良好に一致した。特に角柱お

および板状モデルの風向 0°入力における C_{FX} と C_{MY} の平均値や，板状モデルの風向 0°入力における C_{FY} や C_{MX} の平均値は，風洞実験と CFD 解析の両者で近い値を示しており，建物に作用する平均風荷重および転倒モーメントを良好に再現できていることが確認できる。一方，標準偏差に関しては CFD 解析の方がやや大きく評価されるケースがみられるものの，全体的な傾向は風洞実験と良く対応している。

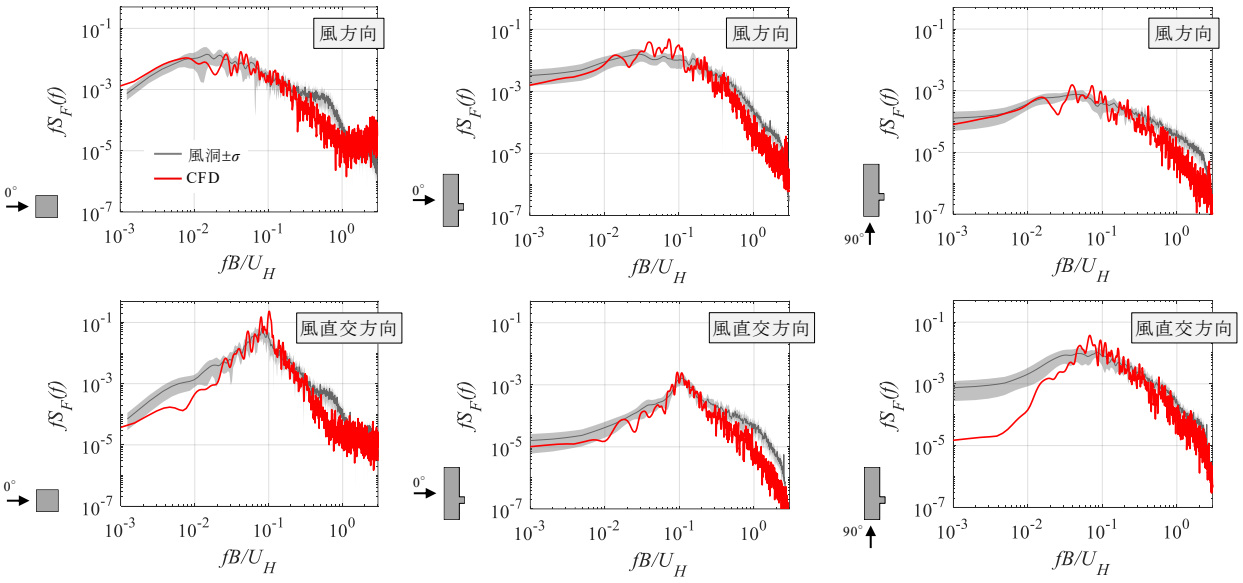
表-1　風力係数（平均値±標準偏差）

風力係数	方法	角柱モデル 風向 0°入力	板状モデル 風向 0°入力	板状モデル 風向 90°入力
C_{FX}	風洞	0.958 ± 0.269	1.154 ± 0.315	0.089 ± 0.220
	CFD	1.014 ± 0.266	1.184 ± 0.367	0.032 ± 0.223
C_{FY}	風洞	-0.005 ± 0.301	-0.006 ± 0.055	0.221 ± 0.068
	CFD	-0.002 ± 0.379	-0.005 ± 0.054	0.196 ± 0.066
C_{MX}	風洞	-0.004 ± 0.153	0.004 ± 0.032	-0.140 ± 0.043
	CFD	0.003 ± 0.179	0.003 ± 0.031	-0.126 ± 0.040
C_{MY}	風洞	0.522 ± 0.145	0.712 ± 0.197	0.051 ± 0.128
	CFD	0.544 ± 0.138	0.728 ± 0.220	0.018 ± 0.130
C_{MZ}	風洞	0.000 ± 0.061	0.008 ± 0.030	-0.046 ± 0.039
	CFD	0.003 ± 0.040	0.006 ± 0.022	-0.033 ± 0.038

C_{FX}，C_{FY}：X，Y 方向の風力係数
C_{MX}，C_{MY}，C_{MZ}：X，Y および Z 軸回りの転倒モーメント係数

図-3 に，角柱モデルおよび板状モデルの風向 0°，90°入力における風方向・風直交方向の風力のパワースペクトル密度を示す。横軸は，無次元振動数 fB/U_H（f：振動数，B：風向方向に対する建物の見付け幅），縦軸は，$fS_F(f)$（$S_F(f)$：パワースペクトル密度）である。風洞実験結果は，独立に取得した 10 サンプルのスペクトルをアンサンブル平均したものであり，平均値±標準偏差を併記している。

$fS_F(f)$は，風方向ではすべてのケースにおいて風洞実験と CFD 解析の両者で $fB/U_H = 10^{-2}$～10^{-1} 付近にピークが認められ，高振動数領域で低下する傾向がみられた。風直交方向では，風方向に比べてより明瞭なピークが確認され，特に角柱モデルでは卓越振動数近傍にエネルギーが集中する傾向がみられた。風方向および風直交方向のいずれにおいても，すべてのケースで風洞実験と CFD 解析はスペクトル形状およびピーク振動数帯域について良好な一致を示しており，CFD 解析は風洞実験結果をおおむね再現している。一方，$fB/U_H \geq 10^0$ の高振動数領域では，CFD 解析が風洞実験結果をやや過小評価する傾向が確認された。これは主としてメッシュ解像度の制約に起因するものと考えられる。ただし，当該振動数領域の応答への寄与は小さいことから，風荷重算定への影響は限定的であると考えられる。以上より，風力のスペクトル特性について，CFD 解析は風洞実験結果をおおむね良好に再現できていることが確認された。



(a) 角柱モデル　　(b) 板状モデル

図-3　風力のパワースペクトル密度

4. CFD 解析結果を用いた設計用風荷重評価

免震耐風指針に示される免震層のランク分けに対し，風洞実験および CFD 解析により得られた風力を利用して風荷重を評価し，CFD 解析の有効性を検証する。具体的には，風洞実験および CFD 解析から得られた風力の時刻

歴を外力として時刻歴応答解析を実施し，ベースシア係数を比較する。なお，時刻歴応答解析は免震層固定とした線形多質点系モデルで実施した。角柱モデルは X，Y 方向の 1 次固有振動数をいずれも 0.42 Hz，板状モデルは X，Y 方向の 1 次固有振動数をそれぞれ 1.23 Hz，0.69 Hz とした。いずれのモデルにおいても，減衰は 1 次モードでの減衰定数が 0.02 の剛性比例型減衰マトリクスとして与えた。

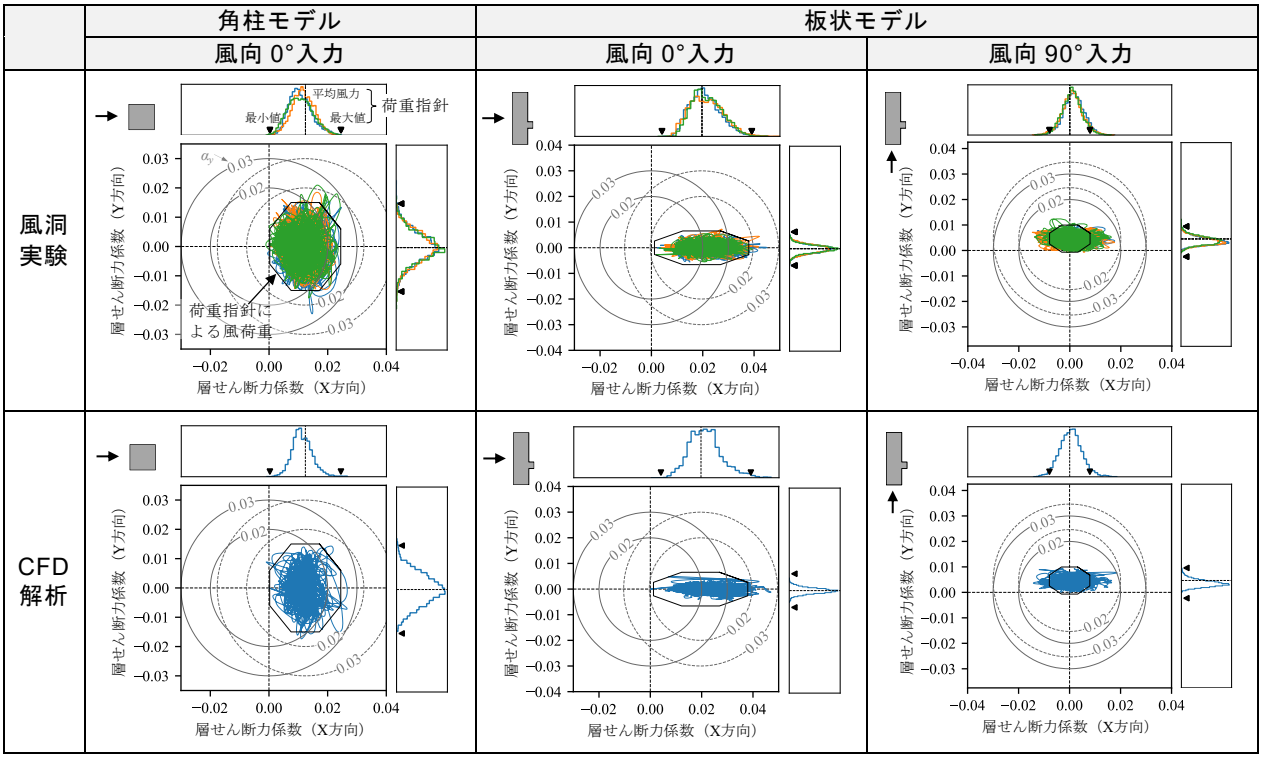
図−4 に各モデルにおいて風洞実験（3 サンプル）および CFD 解析の結果から時刻歴応答解析により評価したベースシア係数の荷重履歴を示す。同図には，荷重指針に基づき風方向および風直交方向の荷重を求めて，免震耐風指針の方法に倣って組み合わせた風荷重をベースシア係数として示すとともに，免震層の降伏層せん断力係数 α_y = 0.02，0.03 を例として，原点を中心とした降伏円および平均風力の分だけシフトさせた降伏円を重ねて示している。また，風洞実験および CFD 解析より得られた風荷重については，各風向におけるベースシア係数の縦軸を最大値で規格化したヒストグラムを示す。なお，荷重指針による算定においては，板状モデルに存在する突出部は考慮せず，矩形建物として風荷重を評価した。

風洞実験により得られた 3 サンプルのベースシア係数のヒストグラムを比較すると，いずれのケースにおいても，各サンプルがおおむね重なっており，大きな差異は確認されなかった。角柱モデルおよび板状モデルのいずれにおいても，風洞実験および CFD 解析により得られた風方向の風荷重に関する分布は正規分布からの偏りが認められた。

角柱モデルについては，風洞実験，CFD 解析および荷重指針において風方向のベースシア係数はおおよそ 0.024 程度，風直交方向では 0.015 程度の値を示した。荷重指針による風荷重に基づいて免震層のランクを判定すると，α_y = 0.03 の場合にはランク A に相当し，α_y = 0.02 ではランク B となる結果であった。

板状モデルでは，風向 0°入力時の風方向のベースシア係数が約 0.038 と比較的大きな値を示したが，風直交方向では約 0.006 であった。風向 90°入力時には，風方向で約 0.010 となり，風直交方向については荷重指針では約 0.008 であるのに対し，風洞実験および CFD 解析結果では約 0.015 であった。荷重指針の風荷重でランクを判定すると，α_y = 0.02，0.03 ともにランク B に相当する結果であった。

いずれのケースにおいても，風洞実験結果と CFD 解析結果はおおむね良好に対応していることが確認できる。荷重指針との対応については，板状モデルの 90°入力時の風直交方向荷重を除き，荷重指針が風洞実験および CFD 解析結果をおおむね包絡している。風洞実験および CFD 解析の結果において各サンプルでの最大値が局所的に上回ることはあるが，ヒストグラムより統計的にはおおむね荷重指針によって捉えられているといえる。



図−4　免震層の降伏層せん断力係数とベースシア係数の関係

同図で板状モデルの風向 90°入力時の風直交方向荷重については，風洞実験および CFD 解析による荷重履歴は荷重指針による評価値より大きい傾向があった。板状モデルの CFD 解析において，ある時刻での建物周辺の風速分布（**図-5**）を確認すると，90°入力時には，突出部背面側において再付着が生じる一方，反対面側では突出部において剥離が生じ，再付着が生じにくい流れ場となっていることが確認できる。これにより，建物左右の圧力差が生じ，付加的な風力が発生しているものと考えられる。

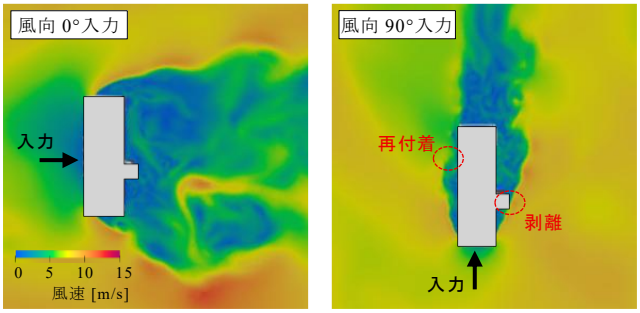


図-5　板状モデル周りの風速分布

以上より，CFD 解析は，整形ではない建物形状に対しても風洞実験結果と同等な結果が得られる方法であり，免震層の設計用風荷重の算定に適用できると考えられる。さらに風の流れ場の可視化も可能となることから，CFD 解析は結果の解釈においても有効である。

5. まとめ

本報では，日本免震構造協会「免震建築物の耐風設計指針（2023）」[1]に示されている免震建物の耐風設計における風応答ランク分類への CFD 解析の適用可能性を検証することを目的として，角柱モデルおよび板状モデルを対象として風荷重の評価を行った。いずれの建物モデルにおいても，風洞実験と CFD 解析結果を利用した風荷重は一定程度対応していることが確認された。また，CFD 解析による免震建物の設計用風荷重評価の一事例を示し，適用可能性を検討するための基礎的な結果が得られた。

謝辞：本研究を進めるにあたり，近畿大学の野田 博教授には，多岐にわたり有益なご指導ならびにご助言を賜った。ここに深甚なる謝意を表する。また，本研究の数値計算には，最先端共同 HPC 基盤施設（JCAHPC）が運用するスーパーコンピュータ Miyabi を利用した。

参考文献

1) 日本免震構造協会：免震建築物の耐風設計指針，2023.3
2) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，2015.2
3) 安井八紀，吉江慶祐，佐藤大樹，大熊武司，島岡俊輔：風荷重の組合せを考慮した免震建築物の簡易風応答評価方法，日本建築学会技術報告集，第 29 巻，第 71 号，pp.74-79，2023.2
4) 小島千里，ドアンセイ ロン，川島学，野田博：流入境界において Random Flow Generation 法を用いた建物モデルの LES シミュレーション その 1-2，日本建築学会大会（九州）学術講演集，構造 I，pp.31-34，2025.7
5) Long Doan Sy, Chisato Kojima, Manabu Kawashima, Yuichi Hirata, Hiroshi Noda : Evaluation of synthetic turbulence generation for LES-based wind load estimation on square buildings，The 8th International Symposium on Computational Wind Engineering，2026.6
6) 日本建築学会：CFD 荷重算定マニュアル，2024
7) Aboshosha, H., A. Elshaer, G. T. Bitsuamlak and A. El Damatty. Consistent inflow turbulence generator for LES evaluation of wind-induced responses for tall buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 142: 198-216, 2015
8) ドアンセイ ロン，新井雄大，小島千里，川島学，平田裕一，野田博：高層免震建物の設計用風荷重評価における CFD 解析の適用性 その 1-2，日本建築学会大会（中国）学術講演集，構造 II，pp.175-178，2026.7

3D コンクリートプリンティングにおける出力パラメータが鉄筋付着強度および積層界面付着強度に及ぼす影響

Influence of Printing Parameters on Rebar Bond Strength and Layer Interface Adhesion in 3D Concrete Printing

水田　武利*[1]，高岡　怜*[1]
TAKETOSHI MIZUTA, REI TAKAOKA

本報は，3D コンクリートプリンティング（3DCP）専用モルタル材料（PMO）を用いた部材における，鉄筋引抜き強度および積層界面付着強度を検討したものである。鉄筋引抜き試験では，D13，D16，D19 の鉄筋をフィラメントの積層方向に対して直角および平行に配置し，JSCE-G 503-2013 に準拠した引抜き試験を実施した。直角配置が最も高い付着強度を示し，層間打重ね時間の増加により強度が低下することが確認された。また，JSCE-K 561-2013 に準拠した積層界面付着強度試験を実施し，鉛直方向コアの付着強度が最も低く，積層面が力学的弱点となることが明らかとなった。

キーワード：3D コンクリートプリンティング，鉄筋引抜き強度，積層界面付着強度，出力方向

This study experimentally investigated the rebar bond strength and interlayer adhesion strength in members produced by 3D Concrete Printing (3DCP) using the proprietary printable mortar "PMO". Pullout tests conforming to JSCE-G 503-2013 were conducted on D13, D16, and D19 rebars embedded perpendicular and parallel to the printing direction. Specimens with rebars placed perpendicular to the printing direction exhibited the highest bond strength, which decreased with increasing layer deposition waiting time. Supplementary layer interface adhesion tests per JSCE-K 561-2013 confirmed that vertically drilled cores had the lowest adhesion, identifying the layer interface as a mechanical weak plane in 3DCP structures.

Keywords: 3D Concrete printing, Rebar bond strength, Interlayer adhesion, Printing direction

1. はじめに

近年，建設産業における労働力不足の深刻化および生産性向上の必要性を背景として，デジタルファブリケーション技術の一形態である 3D コンクリートプリンティング（以下，3DCP）が世界的に注目を集めている。3DCP は，コンピュータ制御されたガントリ型またはロボットアーム型の押出機構を用い，フレッシュモルタルを層状に積層造形する技術であり，型枠の省略による工期短縮，複雑な形状の容易な実現，および廃棄物低減による環境負荷軽減といった多くの利点を有する。

一方，橋梁や建築躯体など構造用途への 3DCP の実用展開においては，積層界面における力学的弱面の発生，材料の異方性，および鉄筋との付着性能の確保が技術的課題として挙げられている [1),2)]。特に，鉄筋を組み込んだ 3DCP 部材の引張・曲げ挙動を設計に反映するためには，鉄筋とモルタル間の付着強度を定量的に把握することが不可欠である。しかしながら，国内外において 3DCP 用材料に関する JIS・JSCE 規格は整備途上にあり [3)]，設計に供しうる実測データの蓄積が急務となっている。本報では，市販の 3D プリンタ用のモルタル（以下，PMO）を対象材料に実施した実験結果について報告する。PMO はスランプフロー，ポンプ圧送性，打重ね可能時間，および硬化後の強度発現性のバランスに優れた専用配合材料であり，国内における 3DCP 実証施工において実績を有する。著者らは，出力方向と層間打重ね時間の出力パラメータおよび鉄筋径が鉄筋付着強度に及ぼす影響を確認するために，JSCE-G 503-2013[4)]に準拠した鉄筋引抜き試験により定量的に評価した。さらに，引抜き試験の結

*[1] 土木事業本部土木技術部

果から，直角配置試験体の付着強度が層間打重ね時間に強く依存することが確認されたため，この現象の力学的背景を解明する目的で，JSCE-K 561-2013[5]に準拠した積層界面付着強度試験を実施した。本報では鉄筋引抜き試験と積層界面付着強度試験の実施概要，実験結果，および両者を統合した考察を報告する。

2. 鉄筋引抜き試験

(1) 使用材料

3DCP 用材料として PMO を使用した。PMO はセメント系プレミックス材料であり，水結合材比（W/B）は約 35%，最大骨材粒径は 2.5 mm である。ポンプ圧送および積層造形に適した特性を持ち，材齢 28 日の圧縮強度は 70 MPa級に達する高強度材料である。実施工で一般的なコンクリートとの性能差を把握するベンチマークとして，水セメント比 55%の普通コンクリート（以下，N コン）の試験体も作製した。

使用鉄筋は異形棒鋼 D13，D16，D19（SD345）であり，付着長は鉄筋径の 4 倍とした。PMO コア供試体（φ50 ×100 mm）の平均圧縮強度は 67.3 MPa（静弾性係数：26.6 GPa），普通コンクリート（φ100×200 mm）は 48.9 MPa（静弾性係数：35.5 GPa）であった（**表-1**）。なお，PMO は高強度であるものの，弾性係数は N コンより低い傾向を示しており，その要因として高充填材配合による骨材量および粗骨材剛性の相違が影響していると考えられる。

(2) 試験体

PMO 試験体の製造には，ガントリ型 3D プリンタ（ノズル口径：φ30 mm，積層高さ：12 mm，積層幅：40 mm）を使用した。鉄筋の配置方向は，ノズルの出力進行方向（**図-1**）に対して直角方向（以下，直角）と平行方向（以下，平行）の 2 種類を設定した。鉄筋は試験体断面の高さ方向および幅方向の中央に配置した。試験体は高さの約半分まで3Dプリンタにより積層した時点で鉄筋を設置し，その後さらに積層することで鉄筋を埋設した。また，試験体はノズルの連続的な出力を確保するため，3 体分を横並びにして一体で積層造形した。各試験体の境界部にはフレッシュ状態でアクリル板を挿入し，個別の供試体に分離した。なお，供試体寸法は JSCE-G 503-2013[4]に準拠している。

出力面積が大きい場合は次の層を出力するまでに一定の時間が空くため，層間打重ね時間として 0 分，5 分，10 分の 3 水準を設けた。0 分は積層直後に次の層を出力する打重ね時間 0 分を示す条件であり，5 分，10 分は次の層を出力するまでに時間を空け，5 分，10 分の打重ね時間を反映させた条件である。試験体はすべて温度 20℃，相対湿度 60%の養生とし，材齢 28 日に試験を実施した。試験体

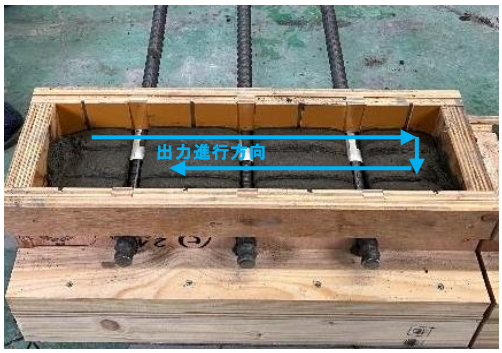


図-1 ノズルの出力進行方向



写真-1 試験体外観（3DCP プリント）

表-1 使用材料の特性

材料特性	PMO（3DCP）	普通コンクリート（N コン）
圧縮強度 (MPa)	67.3	48.9
静弾性係数 (GPa)	26.6	35.5
供試体寸法	φ50×100 mm	φ100×200 mm
水結合材比 W/B	約 35%	約 55%

表-2 鉄筋引抜き試験体一覧

試験体名	層間打重ね時間	試験条件	鉄筋径
D16_Ncon	—	普通コンクリート	D16
D16_Base	—	3DCP 基準	D16
D16_直角_0 分	0 分	直角	D16
D16_直角_5 分	5 分	直角	D16
D16_直角_10 分	10 分	直角	D16
D16_平行_0 分	0 分	平行	D16
D16_平行_5 分	5 分	平行	D16
D16_平行_10 分	10 分	平行	D16
D13_直角_0 分	0 分	直角	D13
D19_直角_0 分	0 分	直角	D19

の種類および数量を**表-2** に，試験体外観を**写真-1** に示す。なお，D16_Base は PMO 材料を 3D プリンタによる積層造形ではなく，型枠内に打ち込み成形した基準試験体であり，積層界面の影響を受けない条件として設定した。

(3) 試験方法

引抜き試験は JSCE-G 503-2013[4]に準拠し実施した。試験体を専用架台に固定し，鉄筋端部に油圧ジャッキを用いて単調引張載荷を行った。荷重はロードセルにより計測し，鉄筋の引抜き変位量は高感度変位計により測定した。なお，付着強度は式(1)により算出した。

$$\tau(\mathrm{MPa}) = \frac{P}{(\pi \times d \times l)} \quad (1)$$

P : すべり量が 0.002d に達したときの引張荷重(N)，d : 鉄筋径(mm)，l : 付着長(mm)

荷重載荷速度は 0.2 kN/s とし，出力方向の影響，鉄筋径の影響，層間打重ね時間の影響を観察した。各条件につき 3 体の試験体を用い，荷重の平均値から付着強度を算出した。試験装置の設置状況を**写真-2** に示す。

(4) 試験結果

a) 出力方向の影響

打重ね時間 0 分の D16 試験体の付着強度を出力方向別に比較した結果を**図-2** に示す。D16_Base（2.31 MPa）に対し，直角配置（D16_直角_0 分 : 3.17 MPa）が最も高い付着強度を示し，平行配置（D16_平行_0 分 : 2.83 MPa）がこれに続いた。鉄筋に引抜き力が作用すると，節（リブ）の支圧により鉄筋軸に対して放射状の圧縮力が生じ，これと直交する円周（フープ）方向に引張力が発生する。本試験で観察された破壊モードは全供試体とも鉄筋の引抜けであり，かぶりコンクリートの割裂破壊は認められなかった。すなわち，かぶりおよび拘束によって割裂には至らなかったものの，積層界面の存在は付着強度（引抜き耐力）の低下として現れたと考えられる。直角配置では積層界面が鉄筋軸と直交するため，円周方向引張力が積層界面に沿って作用し，界面が相対的に弱面となりやすい。実際に，付着強度が層間打重ね時間の影響を強く受けたこと（2.(4) c)参照）は，積層界面の品質が円周方向引張力に対する抵抗性を左右することを示唆している。一方，平行配置では積層界面が鉄筋軸方向と平行に形成されるため，円周方向引張力に対する積層界面の影響が相対的に小さく，打重ね時間による変化も表れにくかったと考えられる。

b) 鉄筋径の影響

鉄筋径が付着強度に及ぼす影響を**図-3** に示す（いずれも直角配置・打重ね時間 0 分）。D13 は 1.86 MPa，D16 は 3.17 MPa，D19 は 2.76 MPa であった。D16 が最大値を示したのに対し，D13 は鉄筋径および節高さが小さいため，1 層あたりの積層厚（12 mm）に対して節が相対的に浅く，モルタルが節間に十分に充填されにくかった可能性がある。その結果，節による機械的かみ合わせおよび拘束効果が十分に発揮されず，付着強度が低下した一因になったと推察される。D19 では，太径鉄筋の周囲の充填が不均一となりやすく，施工上の空隙形成が付着強度の低下に寄与したと考えられる。



写真-2 引抜き試験実施状況

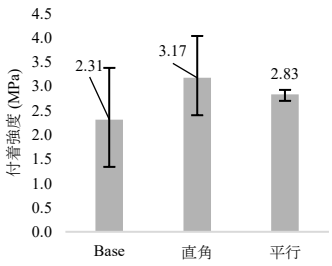


図-2 出力方向の影響（D16）

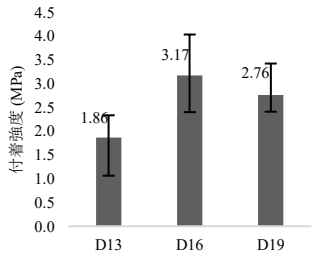


図-3 鉄筋径の影響

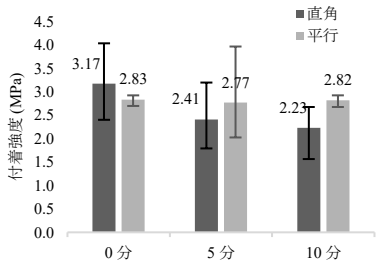


図-4 層間打重ね時間の影響（D16）

c) 層間打重ね時間の影響

層間打重ね時間が付着強度に及ぼす影響を**図-4** に示す。直角配置では打重ね時間の増加に伴い付着強度が明確に低下した（0 分：3.17 MPa，5 分：2.41 MPa，10 分：2.23 MPa)。打重ね時間の延長により積層界面での表面乾燥・先行硬化が進行し，次の積層材料との一体性が阻害されたことが主因と推察される。この現象は積層界面の品質が鉄筋付着に直接影響することを示す重要な知見であり，施工時における層間打重ね時間の管理が付着性能確保において極めて重要であることを示唆する。

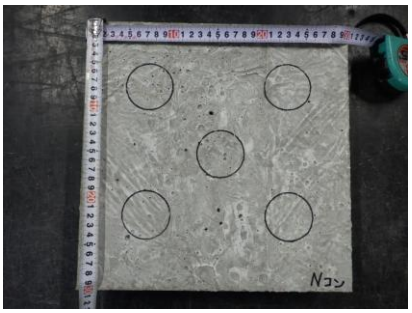
一方，平行配置では層間打重ね時間による有意な変化は認められなかった（0 分：2.83 MPa，5 分：2.77 MPa，10 分：2.82 MPa)。これは，平行配置では積層界面が鉄筋軸方向と平行に形成されるため，鉄筋引抜き時に発生する円周方向引張力に対する積層界面の影響が相対的に小さく，界面品質の変化が付着強度に及ぼす影響が限定的であったためと解釈できる。以上の結果から，直角配置は高い付着強度を発揮する一方で層間打重ね時間の影響を受けやすく，施工計画においては配置方向によらない施工条件の統一と打重ね時間の短縮が重要な管理事項であるといえる。

3. 積層界面付着強度試験

2 章の鉄筋引抜き試験において，直角配置の付着強度は層間打重ね時間に対して顕著な依存性を示す一方，平行配置ではその依存性が認められなかった。この配置方向による依存性の違いは，積層界面と鉄筋の相対位置関係が鉄筋付着特性に影響を及ぼすことを示唆している。そこで，積層界面の付着特性を直接かつ定量的に評価するため，JSCE-K 561-2013（コンクリート構造物用断面修復材の試験方法）[5]に準拠した積層界面付着強度試験を実施した。本試験では，コアの削孔方向を変化させることで，積層界面を横断する方向と並行する方向の付着強さの相違を把握することを目的とした。

(1) 試験体

PMO を用いた 3DCP 部材から，電動コアドリル（φ50 mm）を用いてコアを採取し，切削整形後にφ50 mm，深さ 40 mm の円柱試験体を作製した（**写真-3**)。コア削孔方向として，**図-5** に示すように出力進行方向，側面方向，および鉛直方向の 3 種類を設定した。鉛直方向削孔コアは積層界面を直交方向に横断するものであり，



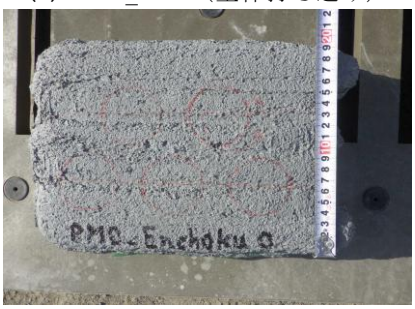
(a) N コン（基準コンクリート）



(b) PMO_Base（型枠打ち込み）

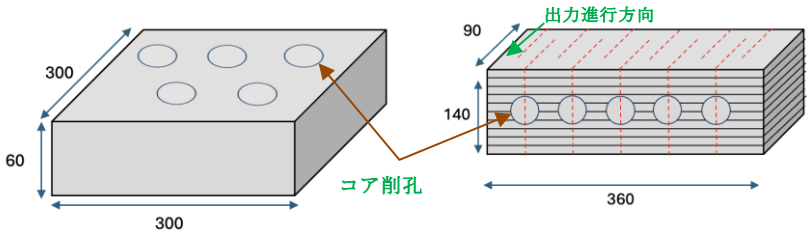


(c) PMO_Sokumen（側面方向削孔）

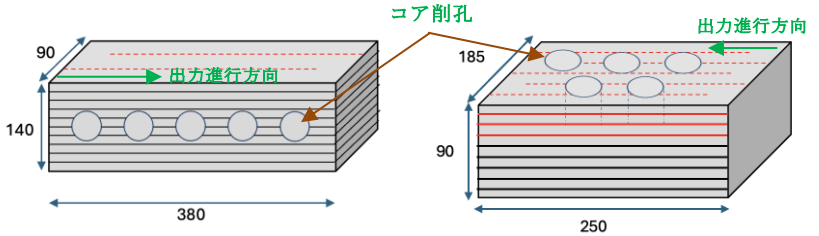


(d) PMO_Enchoku（鉛直方向削孔）

写真-3 積層界面付着強度試験 試験体



(a) N コン（基準コンクリート） (b) PMO_Insatsu（出力進行方向削孔）



(c) PMO_Sokumen（側面方向削孔） (d) PMO_Enchoku（鉛直方向削孔）

図-5 各供試体コア削孔概要



写真-4　コア削孔状況

表-3　積層界面付着強度試験体一覧

試験体名	コア削孔方向	打重ね時間
N コン	基準	—
PMO_Base	型枠打ち込み	—
PMO_Insatsu	出力方向	—
PMO_Sokumen	側面方向	—
PMO_Enchoku_0	鉛直方向 （積層直交）	0 分
PMO_Enchoku_5	鉛直方向 （積層直交）	5 分
PMO_Enchoku_10	鉛直方向 （積層直交）	10 分



写真-5　付着強度試験実施状況

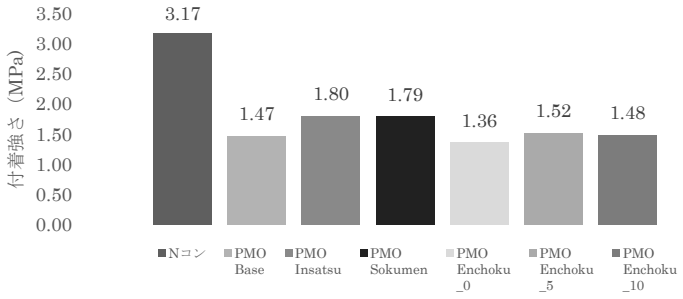


図-6　積層界面付着強度試験結果

積層面の影響が最も直接的に現れると想定した。比較対象として N コンおよび PMO 材料を型枠内に打ち込み成形した基準試験体 PMO_Base を作製した。

PMO_Enchoku については，鉄筋引抜き試験と同様に層間打重ね時間 0 分，5 分，10 分の 3 水準を**図-5(d)**内の赤線で示した積層界面に設けた。各試験体の詳細を**表-3** に示す。全試験体とも材齢 28 日における試験を原則とし，試験体数は各条件 5 体とした。

(2) 試験方法

コア削孔および試験の実施状況を**写真-4**，**写真-5** に示す。試験方法は JSCE-K 561-2013[5]に準拠した引張付着試験とした。コア上面をサンドブラスト処理後，接着剤を用いて鋼製ディスク（φ50 mm）を貼付し，24 時間養生後に引張試験機を用いて鉛直方向に引張荷重を載荷した。付着強さ（MPa）は最大荷重を載荷面積（φ50 mm 円面積）で除して算出した。

各試験体につき 5 点を計測した後，最大・最小を除く 3 点の平均値を代表値とした。破壊モードとして，界面破壊，材料内部の破壊，および接着剤層の破壊を記録し，実際の界面付着強さを適切に評価した。接着剤層での破壊が生じた場合は測定値を無効として除外し，再試験を実施した。

(3) 試験結果

各試験体の付着強さの試験結果を**図-6** に示す。基準となる N コンの付着強さは 3.17 MPa であった。PMO_Base は 1.47 MPa であり，PMO 材料自体の付着強さが普通コンクリートの約 46%に留まることが確認された。これは PMO 材料の高い圧縮強度（67.3 MPa）にもかかわらず，高充填材組成が引張付着強さの発現に不利に作用した結果と推察される。

PMO_Insatsu および PMO_Sokumen はそれぞれ 1.80 MPa，1.79 MPa を示し，PMO_Base より高い値となった。これは，型枠内への打込み成形がノズルからの押出し（積層造形）に比べて締固めが十分に得られず，母材内部に空隙が相対的に多く残存したことで，母材自体の付着強さが低下した可能性がある。一方，PMO_Insatsu および PMO_Sokumen では，削孔・載荷方向が水平な積層界面をほとんど横断しないため，実質的に積層界面を含ま

ない締固めの良好な母材内部の付着強さを計測したことで，相対的に高い値を示したと考えられる。積層面を直交方向に横断する PMO_Enchoku では，打重ね時間によらず 1.36～1.52 MPa の範囲にとどまり，全試験体中最も低い値を示した。打重ね時間による単調な傾向は認められなかったことから，本試験の範囲では打重ね時間の長短よりも「積層界面を横断すること自体」が付着強さの下限値を規定する支配的な因子であることが示唆された。

4. 考察

本報の実験を総合すると，PMO を用いた 3DCP 部材の付着特性は主として 2 つの要因によって規定される。第一は PMO 材料固有の付着強さであり，3DCP 用材料の高強度・低水結合材比という特性が，積層界面の有無によらず引張付着強さの発現に不利に作用したものと考えられる。

第二は積層界面の存在とその方向性であり，積層界面は局所的な力学的弱面として機能する。この傾向は鉄筋引抜き試験の結果と整合し，直角配置では鉄筋が複数の積層界面を横断するため打重ね時間の影響を強く受けた一方，平行配置では鉄筋軸が積層面と並行するためその影響が小さかった。

以上より，3DCP 構造部材の設計・施工では積層界面の管理が不可欠である。今後は，材料固有の付着強さ低下分と積層界面弱化分を安全側に見込んだ低減係数の設定と，配置方向・施工管理水準に応じた付着強度設計値の策定が課題である。

5. まとめ

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

① 鉄筋引抜き試験では，ノズル進行方向に対して鉄筋を直角配置した試験体（D16，0 分）が 3.17 MPa と最も高い付着強度を示したが，いずれも N コンより低かった。鉄筋径では D16 が最大で，大径（D19）は充填不均一による低下が認められた。

② 直角配置では層間打重ね時間の増加に伴い付着強度が顕著に低下した（0 分：3.17 MPa，10 分：2.23 MPa，30 %低下）が，平行配置では有意な変化は認められなかった。

③ 積層界面付着強度試験において，鉛直方向コア（PMO_Enchoku）が最も低い付着強さ（1.36～1.52 MPa）を示し，積層界面が力学的弱面となることが定量的に確認された。

④ PMO_Base（1.47 MPa）は N コン（3.17 MPa）の約 46 %であり，高充填材組成に起因する材料固有の付着強さの低さが確認された。

⑤ 鉄筋引抜き試験（2 章）と積層界面付着強度試験（3 章）の結果は整合しており，3DCP 構造部材の設計では PMO 材料の固有強度，積層界面の方向性，および層間打重ね時間を統合的に考慮した設計値の設定が必要である。

今後は，試験体数の増加による統計的信頼性の向上，出力ノズル径・積層厚・出力速度など追加パラメータの影響評価，および長期耐久性（乾燥収縮，凍結融解，中性化）の検討が課題であり，これらの知見の蓄積が 3DCP 工法の国内設計標準の整備に向けた基礎資料となることが期待される。

謝辞：本研究の遂行にあたり，試験体の作製，鉄筋引抜き試験および積層界面付着強度試験の実施，ならびにデータ解析において多大なご協力をいただいたガルグ・ラフル氏に，ここに記して深く感謝の意を表する。

参考文献

1) Gebhard L., Esposito L., Menna C., Mata-Falcon J.: Inter-laboratory study on the influence of 3D concrete printing set-ups on the bond behaviour of various reinforcements, Cement and Concrete Composites, Vol.133, 104660, 2022
2) Marchment T., Sanjayan J.: Bond properties of reinforcing bar penetrations in 3D concrete printing, Automation in Construction, Vol.120, 103394, 2020
3) 土木学会：コンクリートライブラリー168 建設用 3D プリント埋設型枠を用いたコンクリート構造物の技術指針（案），2025.7

4) 土木学会：引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法（JSCE-G 503-2013），2013
5) 土木学会：コンクリート構造物用断面修復材の試験方法（案）（JSCE-K 561-2013），2013

コンクリートと金属部材の波動伝播特性の違いを利用した複合構造物解体

Demolition of Composite Structures Utilizing the Difference in Shock-Wave Propagation Characteristics between Concrete and Metal Members

山地　宏志*1，中森　純一郎*2
HIROSHI YAMACHI, JUN-ICHIRO NAKAMORI

精密衝撃破砕工法「SMartD」は，躯体内部に設けた装薬孔の孔壁に爆燃域の衝撃を与えて発生させた引張波の伝播経路を誘導することで，発生するひび割れの方向や損傷域を制御して躯体を効率的に解体する設計・施工技術である。ただし，爆燃反応は発生エネルギー量が限定されるため，合成桁床版のようにコンクリートと金属部材が強固に一体化した複合構造等の解体に SMartD を適用する場合，コンクリートと金属部材の衝撃波動伝播特性の違いを利用する必要がある。本稿では，複合構造解体のための爆燃薬剤の装薬配置設計の基本的な考え方を示し，その妥当性を模擬解体実験並びに数値解析結果を用いて検証する。

キーワード：精密衝撃破砕工法，床版分離・解体，装薬配置設計

SMartD is a design and construction technology for the efficient demolition of structural members. It controls the direction of crack growth and the extent of the damaged zone by guiding the propagation of tensile stress waves generated by applying deflagration-range shock pressure to the charging holes. However, since the amount of energy generated by a deflagration reaction is limited, applying SMartD to the demolition of composite structures, such as composite girder deck slabs in which concrete and metallic components are rigidly integrated, requires leveraging the differences in shock wave propagation characteristics between the concrete and the metallic components. This paper presents the fundamental concepts for designing the charge layout of deflagrating agents used in the demolition of composite structures and verifies the validity of the proposed approach through fragmentation experiments and numerical analyses.

Keywords: Precise shock-wave fragmentation technique, Composite girder slab separation and dismantling, Charging layout design

1. はじめに

解体対象の構造物に装薬孔を設け，その孔壁に爆燃域の衝撃圧を作用させて構造物を破砕する放電破砕工法 [1)] は，少子高齢化による作業員の激減で途絶しつつある人力はつり作業を代替する工法の一つとして期待されている。しかしながら，作用させることのできる衝撃圧が爆燃域に限定されることもあり，放電破砕工法により合成桁床版のような複合構造物を解体することは困難とされていた。

筆者らは，放電破砕工法を衝撃発生源として採用し，衝撃により発生した引張波の伝播経路を誘導することで，ひび割れの方向や損傷域を制御する装薬設計法と，これを実施するための付帯技術群を，精密衝撃破砕工法「SMartD」として，各種構造物解体に実装・展開してきた。その装薬設計の中には，金属部材とコンクリートの波動伝播特性の違いを利用することで，コンクリート－金属部材境界を分離・破砕することを可能とする設計も整備されている。

以下では，今日，需要が急増しつつある床版更新工事における，スタッドジベル式合成桁床版分離・解体のため

*1 技術研究所技術開発推進部
*2 技術研究所知的財産部

の SMartD の装薬配置設計を示し，その妥当性，ならびに波動伝播特性の違いを利用することの意味を模擬解体実験，ならびに数値シミュレーションにより検証する。

2. 合成桁床版分離・解体のための装薬設計とその実験検証

以下の装薬設計が対象とする解体工は，**図-1** に模式的に示すように，スタッドジベル式合成桁床版の両側を，あらかじめワイヤーソー等で図の赤線部で切断し，残された RC 床版を合成桁から分離・解体する作業である。一般に，床版を衝撃破砕する場合，**図-2**(a)のように床版厚さ中央に薬剤を配置する装薬法が一般的であるが，合成桁から床版コンクリートを分離することを目的とした場合，**図-2**(b)，(c)のように起爆深度を深くする装薬が有効であると考えた。これは，起爆深度を深くすることで，底盤反射により圧縮波から変換された引張波を可能な限り低減衰でスタッドジベルに伝播させるためである。

ここでは，最も効率的に引張波を伝播することが期待される**図-2**(c)を基本配置として採用し，その効果を検証するため，合成桁床版を模擬した**図-3** に示す試験体を用いた解体実験を実施する。なお，試験体は，昭和 30 年代後半頃建設された高速道路の床版を想定し，呼び強度 $F = 24\ N/mm^2$，スランプ値 $Sl = 12\ cm$，最大骨材寸法 $G_{max} = 20\ mm$ のコンクリートを打設した。**表-1** にその配合を示し，**表-2** にその圧縮強度試験結果を示す。**表-2** に示さ

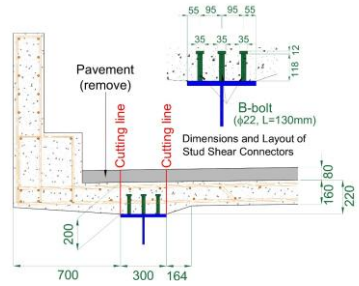
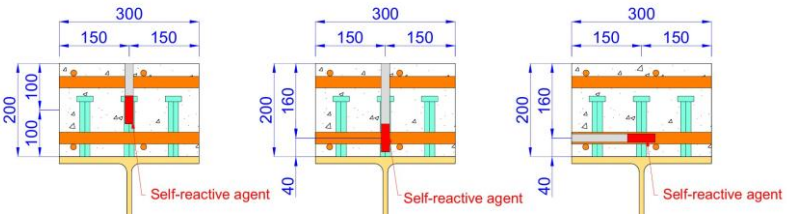
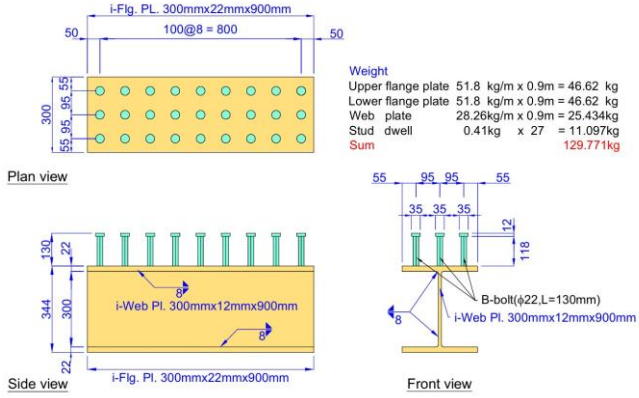


図-1 合成桁床版切断模式図

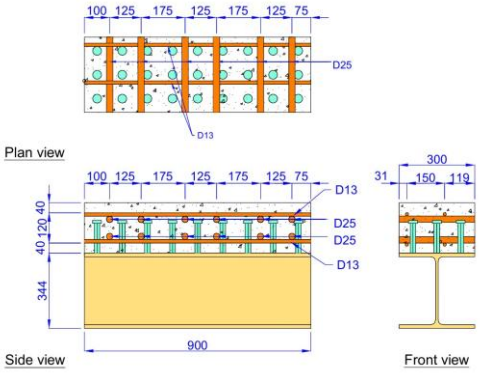


(a) 標準装薬配置 (b) 深部鉛直装薬配置 (c) 深部水平装薬配置

図-2 合成桁床版分離・解体のための装薬配置分類



(a) 模擬合成桁構造図



(b) 模擬床版構造・配筋図

図-3 模擬合成桁床版構造・配筋図

表-1 模擬試験体に供したコンクリート配合

配合 kg/m^3								水-セメント比	細骨材率
セメント	水	細骨材 I	細骨材 II	細骨材 III	粗骨材 I	粗骨材 II	混和剤		
305	178	431	254	165	485	485	3.81	58.5 %	47.3 %

表-2 模擬試験体のコンクリートの強度試験結果

コア名称	材齢	直径 d_1 mm	直径 d_2 mm	直径 d_a mm	高さ h_1 mm	高さ h_2 mm	高さ h_a mm	重量 g	破壊荷重 kN	圧縮強度 N/mm^2	h_a/d_a	密度 t/m^3
No.1	28 日	100.28	100.40	100.34	192.37	192.45	192.41	3500.6	267.0	33.8	1.92	2.30
No.2	28 日	100.21	100.34	100.27	193.37	193.33	193.35	3532.8	275.5	34.9	1.93	2.31
No.3	28 日	100.19	100.45	100.32	192.84	192.67	192.75	3472.4	264.0	33.4	1.92	2.28

れるように，呼び強度の 1.38～1.45 倍のコンクリート強度が材齢 28 日で発現しているが，既設 RC 構造物の実強度は設計基準強度の 1.2～1.5 倍程度とされる [2]から，実用的な模擬試験体を作成できたと考える。

図-3 に示した試験体を，**図-4** の装薬配置により衝撃破砕する模擬解体実験を実施した。**図-4** に示すように，実験では底盤から h = 27.5 mm の高さに，自己反応性薬液カートリッジ（q = 5 mL の）の中心がウェブ上に位置するよう水平装薬した。橋軸方向の装薬配置は，底盤反射により引張に変換された反射波を均等にスタッドジベルへ伝播させることを目的にして，隣接するスタッドジベルの中央に，スタッドジベルと同じΔL = 100 mm の間隔でカートリッジを配置した。

模擬解体実験における試験体の破砕状況および 2 次破砕過程を**写真-1** に示す。**写真-1 (b)** に示すように，放電破砕後，試験体にはスタッドジベル頭部付近を水平に結ぶ破砕面と，下部鉄筋間を水平に結んで形成される破砕面との二つの水平破砕面が形成されている。このうち，スタッドジベル附近を結ぶ水平破砕面より上部のコンクリートは，**写真-1 (c)** に示すように容易にブロックとして上部鉄筋ごと撤去できる。

次に，**写真-1 (b)**，**(f)** では外側のスタッドジベルが露出している。このことから，外側スタッドジベルを結ぶ破砕面が，衝撃破砕によって形成されたことが分かる。また，写真では分かりにくいが，スタッドジベル間を相互に結ぶ鉛直な破砕面も形成されている。したがって，下部鉄筋を水平に結ぶ破砕面より上部のコンクリートは，この鉛直破砕面で仕切られ，相互に分離独立したコンクリート塊として存在する。

その個々のコンクリート塊は，**写真-1 (d)** のように，一部を除き，バールなどで容易に撤去することができる。バールなどでは撤去が難しい箇所は，鉄筋やジベルなどの金属部材が密集する箇所であるが，そのような箇所の

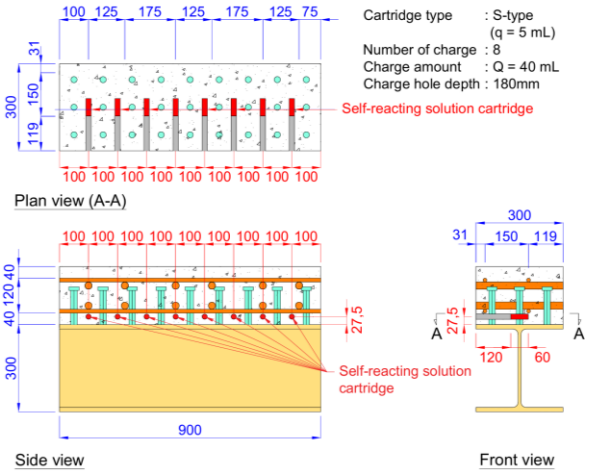
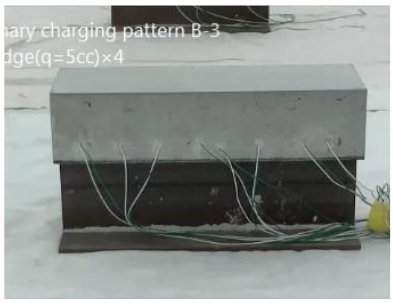


図-4 実験に供した装薬配置図



(a) 装薬状況



(b) 試験体破砕状況



(c) 上部破砕ブロック撤去



(d) ジベル内コンクリート撤去



(e) 仕上げはつり



(f) 試験体妻部破砕状況

写真-1 模擬解体実験における試験体破砕状況および 2 次破砕過程

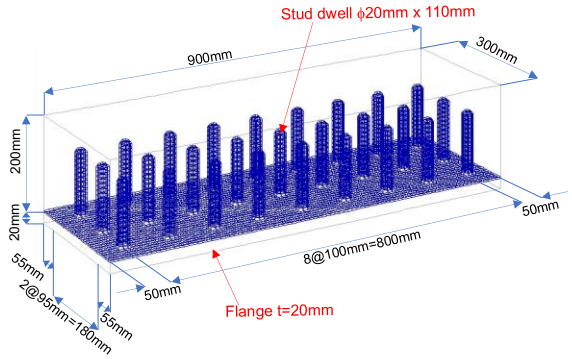
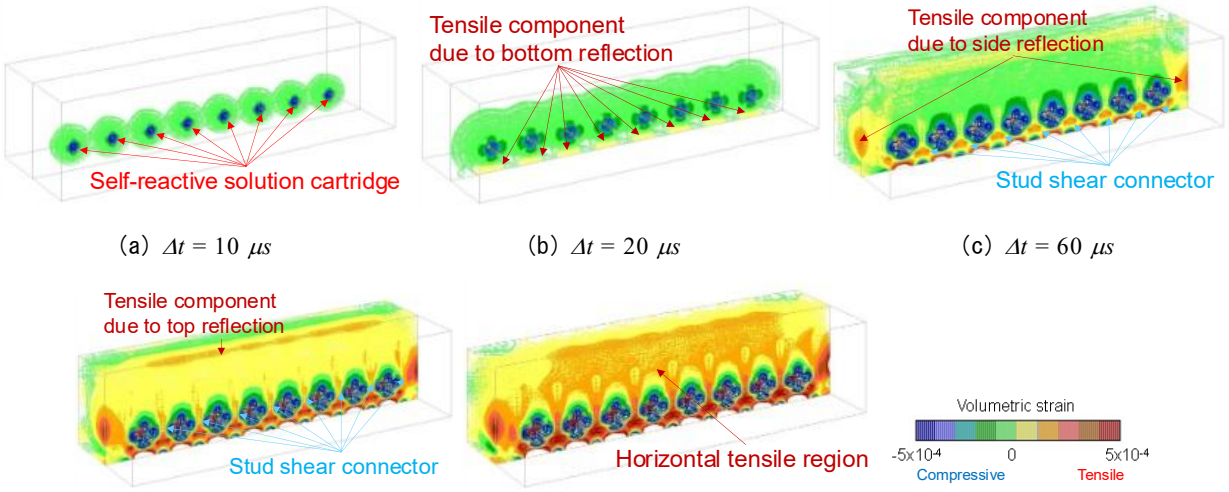


図-5　模擬合成桁床版の数値モデル [5)]

表-3　数値シミュレーションに供した材料物性値

Material	Concrete	Stud dowel	Flange
Mass density ρ (kg/m^3)	2,320	7,800	7,800
Young's modulus $E(MPa)$	34,200	200,000	200,000
Poisson ratio μ	0.25	0.3	0.3
P-wave velocity $V_p(m/s)$	4,205	5,875	5,875
S-wave velocity $V_s(m/s)$	2,428	3,140	3,140



(a) Δt = 10 μs　(b) Δt = 20 μs　(c) Δt = 60 μs

(d) Δt = 80 μs　(e) Δt = 100 μs

図-6　起爆後の体積ひずみ分布の変化（フランジ中央断面）[5)]

コンクリートにも装薬設計で想定した所定のひび割れは形成されており，そのコンクリート体積も小さいことから，**写真-1**(e)のように，電動ハンマー程度の軽微な打撃で容易に撤去できる。このように，SMartD による衝撃破砕を援用することで，合成桁床版の解体を大幅に効率化，省力化することが可能となる。

3. 数値シミュレーションによる合成桁床版破砕機構の考察

前章において実施した模擬解体実験で確認された破砕面等が形成される機構を考察するため，波動伝播解析コード'BLAST-3D' [3),4)]を用いた数値シミュレーションを実施した。**図-5** に解析に供した数値モデル [5)]を，また計算に供したコンクリート，スタッドジベル，並びに合成桁上部フランジの物性値を**表-3** に示す。

爆燃作用を数値解析上で表現するため，**図-4** に示した装薬位置に自己反応性薬剤の領域（径ϕ = 20 mm,装薬長 L = 60 mm）を設定し，この範囲にあるすべての節点に，式(1)に示す圧力 P を衝撃的に作用させるものとした。具体的には，式(1)中の最大圧力 A を A = 1 GPa，圧力継続時間 T を T = 260 μs とした。なお、t は起爆後の反応経過時間を示し、$0 \leq t \leq T$の範囲の値をとる。

$$P = Asin^2\left(\frac{\pi t}{T}\right) \tag{1}$$

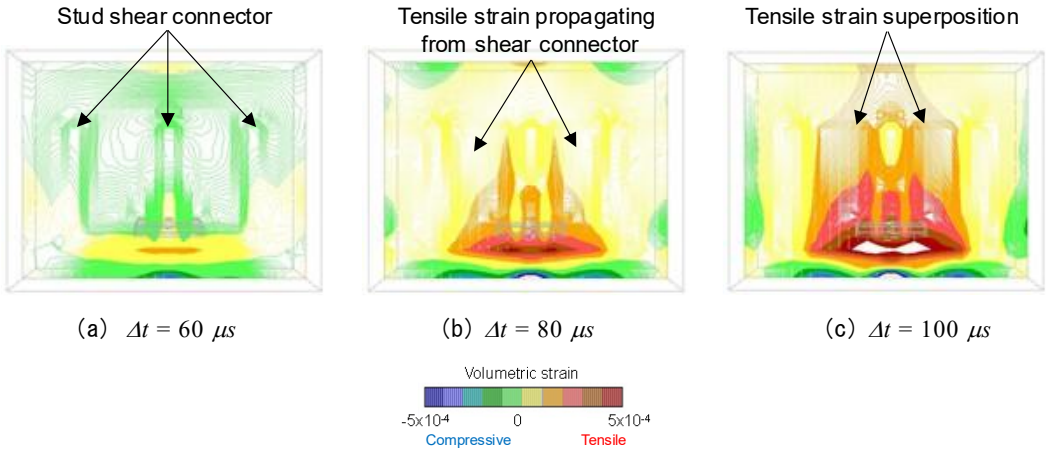


図-7　スタッドジベル周りのひずみ伝播（スタッドジベルが橋軸直角方向に並ぶ断面）

放電破砕起爆後のフランジ中央断面の体積ひずみ分布の経時変化[5]を**図-6** に示す。図中のΔt は起爆後の経過時間を示し，その初期時刻$\Delta t = 0$ と前記反応経過時間の初期時刻 $t = 0$ は一致する。**図-6** に示すように，起爆直後は，自己反応性薬剤のカプセル形状と相似，かつ等方に圧縮ひずみだけが床版内を伝播して行くが，**図-6 (b)** の$\Delta t = 20\ \mu s$ 頃に底盤で反射し，引張波が形成される。$\Delta t = 60\ \mu s$ 頃には，底盤反射による引張体積ひずみレベルが$\varepsilon_v > 4\times10^{-4}\ \mu$程度にまで増大し，ほぼ同レベルの引張ひずみがスタッドジベル基部に伝播していることが，**図-6 (c)** より確認できる。これは，より早く，かつ低減衰で反射引張波をスタッドジベルに伝えるという当該装薬設計の目的にかなう伝播形態である。

また，$\Delta t = 60\ \mu s$ 頃には，側方自由面に強い反射引張ひずみ域が発生していることが，**図-6 (c)** より確認できる。この引張ひずみ域が成長すると，橋軸直角方向の外側スタッドジベルに沿う破砕面が形成され，外側スタッドジベルは**写真-1 (b)** のように露出する。なお，**図-6** からその伝播経路を確認することは難しいが，橋軸方向に並ぶ外側スタッドジベルも，橋軸に平行な側方自由面の反射引張ひずみ域の成長により，**写真-1 (b)** のように露出する。

$\Delta t = 80\ \mu s$ 頃になると，ジベル内を引張成分が上方に伝播するとともに，床版上部表面に圧縮波が到達し，これが反射により引張ひずみとして，床版内部へと伝播・成長していくことが，**図-6 (d)** より確認できる。これら二つの引張成分は，$\Delta t = 100\ \mu s$（**図-6 (e)**）頃にジベル頭部付近で重なり合い，水平な引張ひずみ領域を形成する。この引張ひずみ領域が水平な破砕面を形成し，その上部はブロックとして**写真-1 (c)** のように撤去されることになる。

ここで，スタッドジベル周りのひずみ伝播に着目する。**図-7** は，スタッドジベルを含む橋軸直角断面上の体積ひずみ分布の経時変化を示すものである。**図-7 (a)** に示すように，$\Delta t = 60\ \mu s$ の時点では，中央のスタッドジベル下部に底盤反射による引張ひずみが伝播しているものの，スタッドジベルの大部分は圧縮のひずみ状態にある。

ところが，**図-7 (b)** の$\Delta t = 80\ \mu s$ になると，スタッドジベル周辺コンクリートのほとんどの領域が引張状態となる。この引張伝播は，二つの異なる伝播経路を持ち，一つは底盤の反射引張波が球状に伝播する経路であり，もう一つはスタッドジベル内をコンクリートよりも速くかつ低減衰で伝播する引張波が，その到達点を新しい波源としてコンクリート部へと球状に伝播する経路である。これら二つの経路から伝播した引張波はスタッドジベルを結ぶ領域で重なり合うため，スタッドジベルを結ぶ領域のひずみレベルは，**図-7 (c)** に示すように，他の領域に比べ著しく高くなる。したがって，当該領域を結ぶ破砕面が形成される。

なお，**図-7 (c)** では，上部表面の反射引張波とスタッドジベルから伝播する引張波が，スタッドジベル頭部付近で水平に重なり合う領域を形成し始めていることも確認される。以上のように，**写真-1** の模擬解体実験で確認された破砕面は，**図-4** に示した装薬配置設計で意図された経路を引張波が伝播することにより，そのすべてが形成されることが，数値シミュレーションにより確認された。

4. おわりに

SMartD は，放電破砕工法による爆燃域の低衝撃を利用して，構造物を効率的に解体するための装薬配置設計技術と，これを実現するための付帯技術群である。その設計には，解体過程の中で，放電破砕工法をどのように活用すれば全体の解体効率を最適化することができるかという解体シナリオ設計も含まれる。また，設計された装薬配置を解体実務に実装するためには，構造物の配筋状況にかかわらず設計された位置に装薬孔を削孔するための削孔システム[6]など，開発すべき付帯技術が数多く存在する。このように，SMartD は放電破砕工法をベースとした特殊解体工のためのシステム工法であるといえるが，やはりその最大の特徴は，解体工に設計の概念を導入した点にある。これは，衝撃波動伝播解析コード'BLAST-3D'のような技術基盤が整備されたことにより可能となった。

本稿では，SMartD の実務展開の可能性を示すため，従来，放電破砕工の適用が困難と考えられていた合成桁床版分離・解体工に放電破砕工法を導入し，かつ全体施工能率を省力化・効率化させることのできる装薬配置設計を示し，その設計の妥当性を模擬解体実験と数値シミュレーションにより検証した。その装薬設計において，波動論の知見，すなわち「コンクリートとスタッドジベルの波動伝播特性の違い」を利用することで，実用的な装薬配置設計を実施し得ることを示したが，その知見の理解には高度な思考や計算を要しない。したがって，基本的な数学・物理知識と常識的な判断能力を備える技術者が，対象とする構造物をよく観察・理解すれば，適切な SMartD の装薬設計を実施し得るものと考える。

当該分野の研究は，まだ端緒についたばかりであるが，解体工の需要が増大する反面，解体工の担い手が激減する今日にあって，解体工合理化の一助となるよう，今後も多様な構造物への SMartD の適用を検討していきたい。

謝辞：精密衝撃破砕工法「SMartD」の開発は，東京大学 上西幸司教授の緻密で実用的な指導の賜物です。長年にわたる先生からのご指導に，あらためて感謝いたします。産業総合研究所 緒方雄二様，久保田士郎様，高橋良尭明様，ならびに株式会社カナデビアエンジニアリング 阪本良様には，放電破砕技術に関する理論・実務の両面にわたる多大なるご指導とご助言を賜りました。皆さまに，深甚の感謝の意を表します。最後に，SMartD 開発のすべての過程において，その実験と実装の実務を支えてくれたアルソシアテック株式会社須藤俊典様の貢献に長年の感謝と友情の意を表し，本稿の結びといたします。

参考文献

1) 佐々木加津也，北島秀昭，阪本良，飯塚信二，田中幹雄，田中淳史，大西孝明，阿部知宏，前畑英彦：衝撃破砕工法の特性と施工例，Hitz 技報，Vol.7，No.1，pp.32-37，2010
2) 日本コンクリート学会：既存コンクリート構造物の性能評価指針 2014，日本コンクリート工学会図書販売，2014
3) Uenishi, K., H. Takahashi, H. Yamachi, S. Sakurai: PC-based simulations of blasting demolition of RC structures, Construction and Building Materials, Vol. 24, pp.2401-2410, 2010
4) Uenishi, K., H. Yamachi, K. Yamagami, R. Sakamoto: Dynamic fragmentation of concrete using electric discharge impulses，Construction and Building Materials, Vol.67, pp.170-179, 2014
5) Uenishi, K., K. Wada, H. Yamachi, J. Nakamori: Precisely controlled dynamic disintegration of steel-concrete composite structures, Procedia Structural Integrity, Vol.46, pp.136-142, 2023
6) 山地宏志，中森純一郎：振動作業を回避してドリル削孔を行うための装置，特許番号 第 7504279 号，2024

Simulation of Electro-Discharge Dynamic Disintegration of Concrete Members Using a 3D Fluid-Structure Interaction Elasto-Plastic Fracture Model

3 次元流体－構造連成弾塑性破壊モデルによる コンクリート部材の放電衝撃破砕シミュレーション

ADDISU BONGER*[1], RANKOTH CHAMILA*[1], HIROO SHINOZAKI*[1]
アディス　ボンガー，ランコス　チャミラ，篠崎　裕生

This study attempts to numerically reproduce the Electric Discharge Impulse Crushing System (EDICS) technology which utilizes self-reactive liquid deflagration for controlled dismantling of concrete members. A three-dimensional dynamic nonlinear finite element analysis was performed using an elasto-plastic fracturing model integrated with poro-mechanical approach, that captures blast-induced concrete fracture by accounting for gas kinetics within crack networks. The analysis confirmed that pressurized gas widened and propagated concrete cracks, and the primary fracture surface formed at a location similar to that observed in the experiments. In addition, increasing the number of studs enhanced the confinement effect on the concrete, leading to greater gas pressure buildup and more extensive damage.

Keywords: Deflagration, Bridge Deck Removal, Finite Element Method, Elasto-Plastic Fracture Model

本報は，ニトロメタンの爆燃を利用したコンクリート部材の放電衝撃破砕技術（EDICS）について数値解析による再現を試みたものである。解析には，コンクリート空隙内圧力の増大による亀裂の進展と損傷とを再現できる新しい弾塑性破壊モデルを組み込んだ 3 次元動的非線形有限要素解析を用いた。解析の結果，加圧されたガスがひび割れを拡幅・進展させること，主たる破壊面が実験と同様な位置に形成されること，また，スタッド数の増加によりコンクリートの拘束効果が高まり，ガス圧の上昇が著しくなるとともに損傷がより広範囲に及ぶことが確認された。

キーワード：放電衝撃破砕，床版解体，有限要素法，弾塑性破壊モデル

1. Introduction

As aging infrastructure increasingly requires partial or complete demolition for reconstruction, urban redevelopment, and emergency operations, there is a growing demand for safe, efficient, and controllable demolition methods. Conventional explosive blasting enables rapid demolition but poses significant risks in densely populated areas due to uncontrolled energy release and potential overcharging[1)]. To overcome these limitations, the Electric Discharge Impulse Crushing System (EDICS), which utilizes the controlled deflagration of self-reactive liquid triggered by a high-voltage electrical discharge, has been developed as a practical and precise demolition technique[2)]. Compared with conventional explosives, deflagration generates lower pressures and more moderate structural damage, offering enhanced controllability[3)].

This study targets the removal of existing concrete deck slabs during the rehabilitation of steel-concrete composite girder bridges, with the objective of preserving the steel girders for subsequent reuse. In this context, the present study investigates the fracture mechanisms of steel-concrete composite structures subjected to deflagration using numerical

*[1] Research & Development Institute, Technology Development Promotion Department

simulation. Advanced three-dimensional dynamic nonlinear finite element analyses are conducted to characterize the structural response and evaluate the effectiveness of controlled concrete deck demolition while ensuring the integrity of the steel girders. The numerical simulation was verified against the experimental observations of crack propagation. Following this verification, the model was employed to investigate the effects of gas pressure, yielding state of the steel girder, and the influence of explosion speed on the structural response. These aspects could not be verified experimentally because quantitative measurements were not available in the experimental program.

2. Multiscale Poro-mechanical Modeling

In this study, internal blast demolition was performed on a steel-concrete composite structure to remove the concrete deck slab while preventing the steel girder from yielding. Therefore, evaluating the post-demolition stress levels in the steel components was essential to verify that the steel girder remained below its yield limit. Elastic wave simulation can predict the initial stress-wave propagation but cannot account for nonlinear concrete fracture, stiffness degradation, and gas-driven crack propagation, which governs the load transfer between damaged concrete and steel. In this study, elastic wave simulation was not considered because the stress response of the steel components is strongly affected by the progressive interaction between fractured concrete, pressurized gases, and steel members. Instead, a highly nonlinear poro-mechanical FEM approach was employed to capture these mechanisms and reliably assess whether the steel girder remains below the yield limit after the explosion.

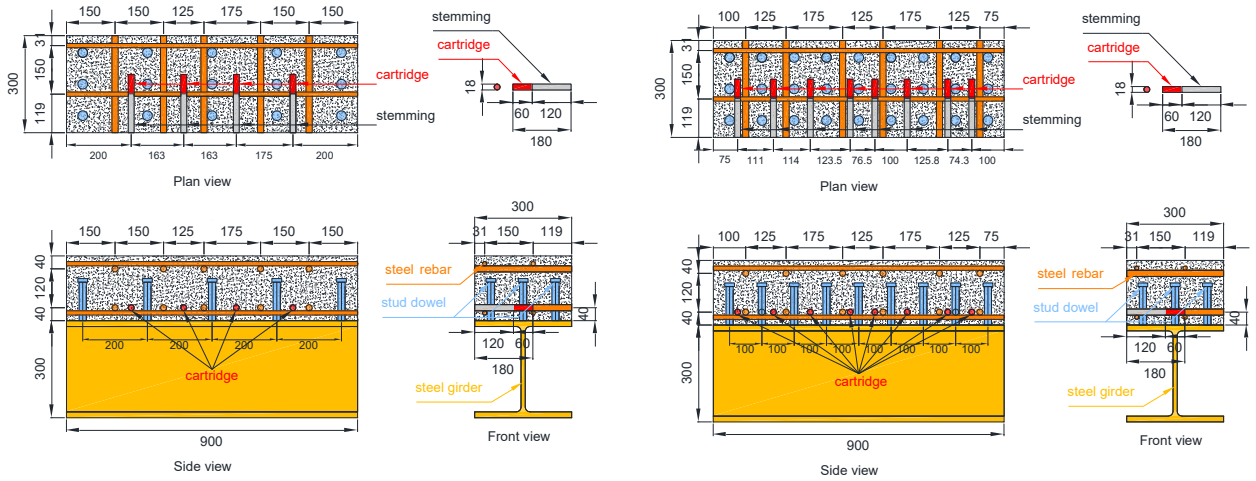
The analysis method in this study is based on a novel poro-mechanical approach to analyze blast induced fracture in concrete considering gaseous kinetics[4]. In this method, the Biot equations[5),6)], which are the fundamental equations describing the interaction between the solid skeleton and pore fluid in porous materials, are extended to compressible fluid media with nonconstant density that varies according to pore pressure. The analysis method targets three specific aspects: (1) concrete as a nonlinear porous material with initial porosity; (2) multidirectional crack interaction across three dimensions; and (3) accounting for phase changes between liquid and gas. The approach is integrated within a multiscale computational framework that couples and analyzes physical phenomena across multiple scales, from material behavior to structural response[7)] and utilizes an elasto-plastic fracturing model to solid concrete that considers strain-rate effects, and 3D confinement. Stresses are calculated by directly integrating the strain history within each finite element, while post-cracking behavior is represented through a multi-directional, non-orthogonal post-cracking model incorporating compression, tension, shear transfer, and reinforcement–concrete bond mechanisms. Furthermore, severe damage phenomena such as concrete graveling under high shear and compressive stresses are included[8)], enabling a comprehensive simulation of fracture processes in concrete structures subjected to explosive loading.

3. Referenced Specimen and Simulation Model

The experimental findings obtained on two specimens presented in previous research[9)] were utilized as a reference of verification and validation of the simulation. **Fig. 1** illustrates the plane, side and front views of the two steel-concrete composite structures. The structure is composed of a reinforced concrete slab on top of a steel girder and stud dowels having a diameter of 22 mm and a height of 130 mm. In the slab of dimensions 900 mm × 300 mm × 200 mm, blast holes that can hold the cartridges (energy sources) containing the self-reactive liquid are drilled and covered by stemming material. The bars indicated in orange are steel rebars, and the blue and red sections in the figure are the stud dowels and cartridges producing electric discharge deflagration. The distinct dissimilarity between the two types of specimens, specimen A **(Fig. 1(a))** and specimen B (**Fig. 1(b)**), is the horizontal spatial distance (ΔL) between each stud dowel in the direction of the axis of the specimen. The distance ΔL is 200 mm for the specimen A and 100 mm for the specimen B. Accordingly, the cartridges set in the specimen B are double in number.

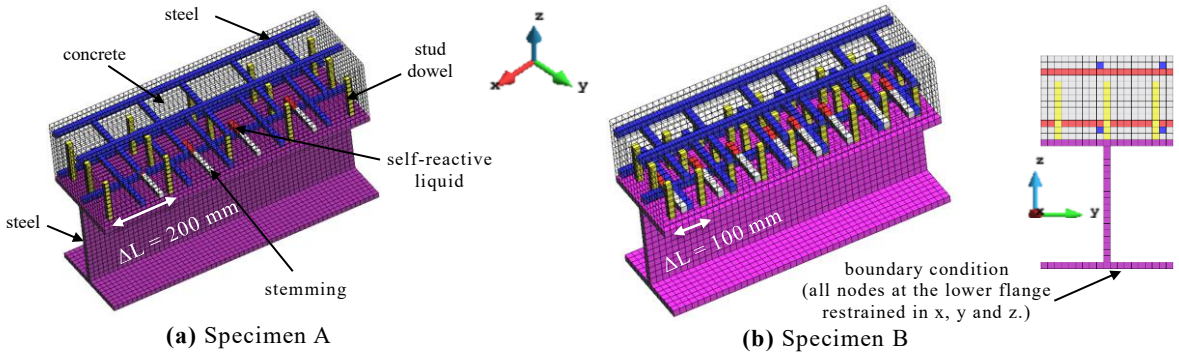
Finite element model was discretized using hexahedral finite elements (1.4 cm mesh size) as shown in **Fig. 2**[10)]. Material properties were assigned to each element representing concrete and stemming as lined up in **Table 1**. The

tension softening model for plain concrete is taken into account by c parameter (Equation (1)) that is determined from fracture energy of concrete and the reference length of the finite element[11]. Steel rebars, stud dowels and steel girders were defined by a perfectly plastic bilinear material mode with Young's modulus E = 210 GPa and yield strength f_{yt} = 400 MPa. The upper steel plate (flange) of the girder is perfectly bonded to the concrete slab. The energy release of self-reactive liquid was defined by the time of initiation of deflagration t_{start} and t_{peak} when pressure reaches its maximum p_{peak} and the density ρ as shown in **Table 2**.



(a) Specimen A **(b)** Specimen B

Fig. 1. Dimensions of two referenced specimens [unit: mm][9]



(a) Specimen A **(b)** Specimen B

Fig. 2. 3D finite element

Table 1. Material properties[10]

	Unit	Concrete	Stemming
Young's modulus	GPa	34.2	0.08
Compressive strength	MPa	31	1
Tensile strength	MPa	2.6	0.1
Density	kg/m^3	2300	1800
Permeability	cm/s	10^{-7}	10^{-1}
Porosity	(-)	0.02	0.4
Tension softening factor	(-)	1.0	2.0

Table 2. Material properties of self-reactive liquid[10]

	t_{start} (μs)	t_{peak} (μs)	p_{peak} (GPa)	ρ (g/cm^3)
Specific figures of self-reactive liquid	0	55	1.1	1.14

$$\int \sigma_t d\varepsilon_t = \int f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t}\right)^c d\varepsilon_t = \frac{G_f}{l_r} \quad (1)$$

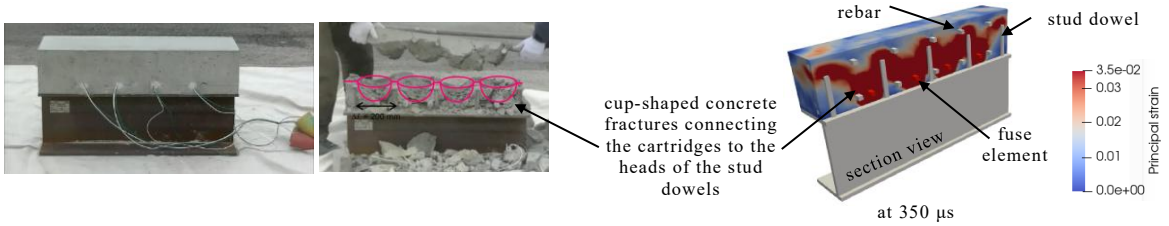
where σ_t is tensile stress, f_t is uniaxial tensile strength, ε_{tu} is cracking strain, ε_t is average tensile strain, G_f is fracture energy and l_r is finite element length.

4. Numerical Simulation

The simulation was conducted to verify the final cracking patterns and concrete damage against the experimental observations. In addition, it was used to investigate the migration of pressurized gas and its effect on crack propagation and to evaluate the stress distribution in the steel girder for assessing potential yielding, for which experimental measurements were unavailable.

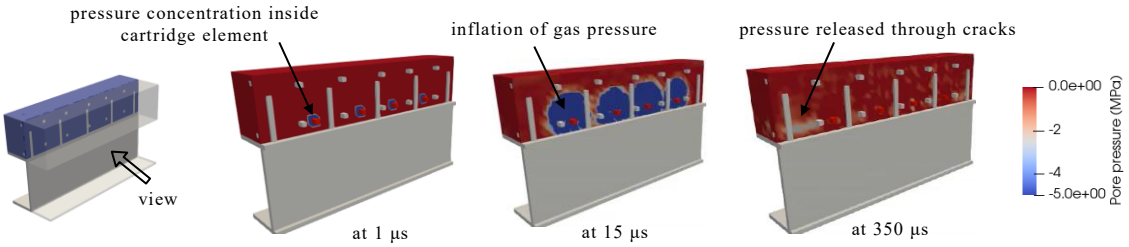
(1) Simulation results for specimen A

The final crack patterns obtained experimentally and numerically immediately after deflagration are compared in **Fig. 3(a)** and **Fig. 3(b)** [10]. Both results exhibit conical cup-shaped fractures extending between the cartridges and the stud dowel heads. The computed principal strain contours closely correspond to the experimentally observed cup-shaped fracture paths, as indicated by the pink lines in **Fig. 3(a)**. In practice, the concrete region situated above the stud dowel heads can be detached and removed as a single block, while the remaining concrete can subsequently be removed with relative ease using manual methods.

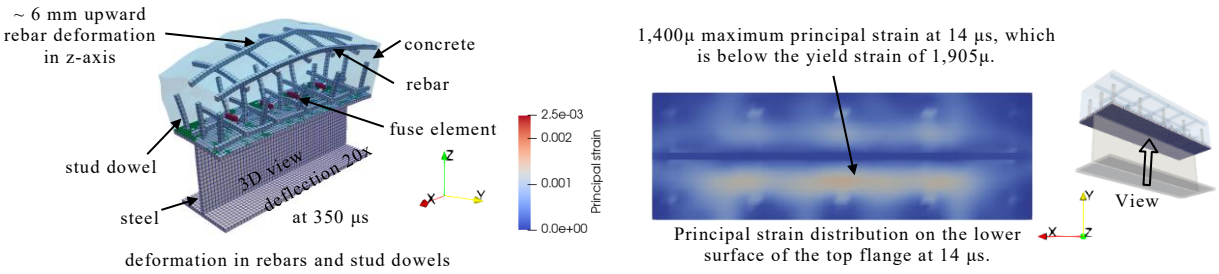


(a) Before and after the action of deflagration in the experiment[9]

(b) Final crack pattern by analysis



(c) Pore pressure inside the specimen in specific time-steps



(d) Deformation in rebars and principal strain in the flange

Fig. 3. Simulation results in a model based on Specimen A

Following self-reactive liquid deflagration, a rapid increase in pore pressure develops in the vicinity of the cartridge (**Fig. 3(c)**)[10], where gas expansion is initially constrained within the surrounding concrete. As cracking progresses, gas begins to flow through the newly formed fracture surfaces. The resulting pressure gradient drives gas migration outward, generating three-dimensional tensile stresses that may contribute to further crack extension. As the gas infiltrates both the pore network and fracture system, pressure accumulates at crack tips, facilitating crack propagation.

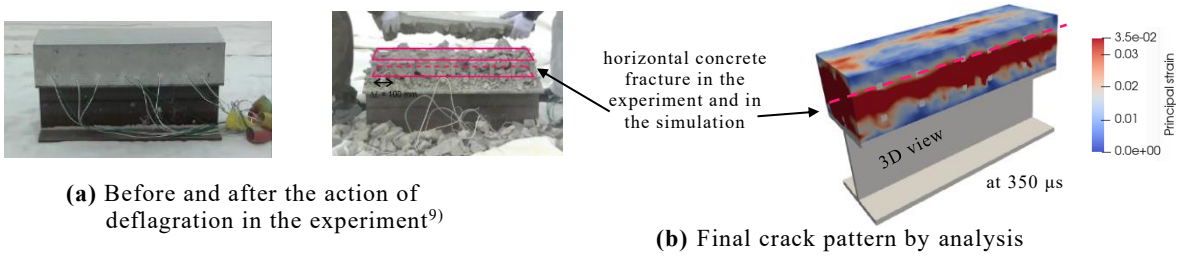
Once cracks reach the free surface, the gas is released to the atmosphere, which is represented as ambient pressure in the numerical simulations.

Gas transport occurs primarily through micro-pores and crack networks because solid inclusions, such as reinforcing bars and stud dowels, are impermeable to gas flow[10]. Consequently, the accumulation of gas pressure can induce deformation in the reinforcing steel and displacement of the surrounding concrete, thereby accelerating crack growth and local concrete crushing, as illustrated in **Fig. 3(d)**. A maximum vertical displacement of approximately 6 mm was observed in the central top reinforcing bar in the z-direction, as shown in the graph presented in **Fig. 3(d)**.

To evaluate the feasibility of reusing the steel girder after demolition, the principal strain obtained from the numerical analysis was examined. As shown in **Fig. 3(d)**, the maximum principal strain reached 1,400μ at 14 μs on the lower surface of the top flange. This value is lower than the yield strain of 1,905μ, indicating that the principal strain remained below the yielding limit and that no yielding occurred. This observation is consistent with the experimental findings reported by[9], suggesting that the steel girder remains suitable for reuse after the deflagration operation.

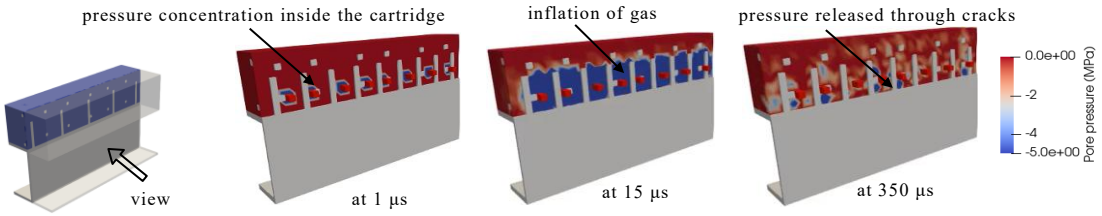
(2) Simulation results for specimen B

Fig. 4(a) and **Fig. 4(b)** compare the final crack configurations obtained from the experimental observations and numerical simulations following deflagration[10]. Extensive concrete crushing developed beneath the stud dowel heads as a result of the high confinement produced by the closely spaced dowels, which restricted gas expansion and caused a rapid increase in internal pressure. This confinement likely created a horizontal restraint zone around the stud dowel heads (**Fig. 4(b)**, pink lines), resulting in the formation of a horizontal fracture plane. Comparable fracture characteristics were also observed in the experimental results shown in **Fig. 4(a)** (pink lines) as reported by 9).

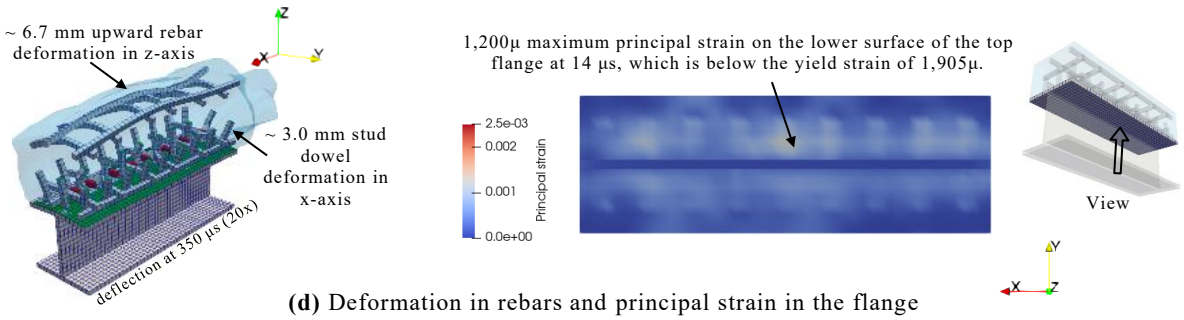


(a) Before and after the action of deflagration in the experiment[9]

(b) Final crack pattern by analysis



(c) Pore pressure inside the specimen in specific time-steps



(d) Deformation in rebars and principal strain in the flange

Fig. 4. Simulation results in a model based on Specimen B

Fig. 4(c) illustrates the generation of pressurized gas, its subsequent expansion, and eventual discharge through the developed fracture network[10]. The numerical results demonstrate a coupled mechanism between gas-pressure-driven crack growth and the reduction in pressure associated with gas escape through the formed cracks. The majority of the pressure relief occurred through the side surfaces of the specimen, owing to the extensive concrete damage in these regions, whereas the upper surface remained comparatively less damaged.

The deformation behavior of the stud dowels and reinforcing bars is presented in **Fig. 4(d)**[10]. The stud dowel located near the edge of the specimen experienced a maximum displacement of approximately 5.2 mm in the x-direction. Following the release of the pressurized gas, this displacement decreased to about 3 mm. Furthermore, the upper reinforcing bar situated at the center of the specimen exhibited a maximum displacement of approximately 6.7 mm in the z-direction, as illustrated in the graph in **Fig. 4(d)**. These deformations in both the stud dowels and reinforcement contributed to the progression of concrete crushing and crack propagation.

As shown in **Fig. 4(d)**, the highest principal strain occurred at the lower surface of the top flange and reached 1,200 μ at 14 μs. Since this value did not exceed the yield strain of 1,905 μ, the steel girder remained within the elastic range throughout the deflagration reaction. This outcome agrees with the experimental observations reported in previous research[9] and demonstrates the potential for steel girder reuse after demolition.

(3) The effect of explosion speed

The coupling of structural concrete with the kinetics of compressible pore media is a relatively recent modeling approach, and its response to variations in explosion characteristics has not yet been fully established. Therefore, in this study, a sensitivity analysis was conducted by varying the explosion speed to evaluate the robustness of the coupled model, examine its response to changes in gas pressurization behavior, and provide a base for future model validation and development.

Detonation (~10^{-5} s), represented by explosives such as TNT, produces intense shock waves that cause severe crushing and fragmentation. Deflagration (~10^{-4} s), such as self-reactive liquid, promotes gas-driven crack propagation and controlled concrete fracture, making it suitable as the reference case in this study. Ballistic loading (~10^{-2} s), generated by projectile or propellant-driven impacts, applies the load over a longer duration, resulting in lower stress-wave intensity, slower crack propagation, and more localized damage.

In this section, the influence of explosion speed on fracture behavior and crack propagation is investigated for Specimen A by modifying the time history of the generated peak pressure, as shown in **Fig. 5**. In the reference model, the pressure peak occurs at 55 μs. In the modified model, the time to reach the peak pressure was increased to 100 times that of the reference case (5,500 μs).

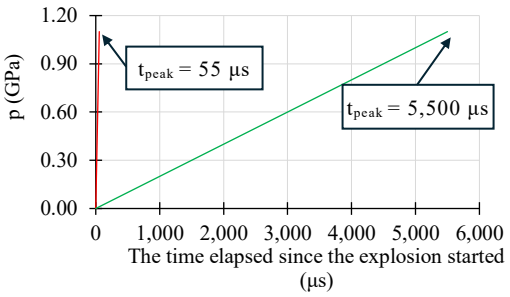
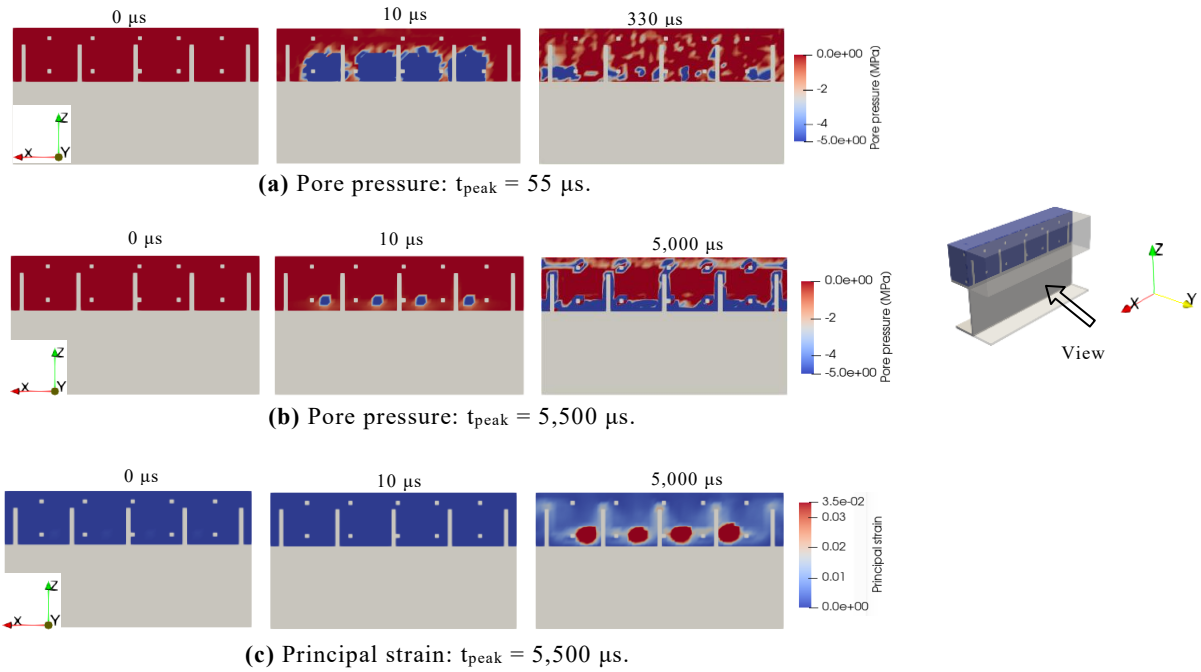


Fig. 5. Adjusted time dependence of peak pressure used in sensitivity analysis

In the modified peak pressure time history, both the pressure rise and subsequent decay are more gradual than those in the reference case, as shown in **Fig. 6(a)** and **Fig. 6(b)**. This smoother pore pressure evolution reduces the intensity of the dynamic loading, thereby suppressing crack initiation and propagation, as illustrated in **Fig. 6(c)**. The slower pressurization rate allows greater energy dissipation within the surrounding material, while the reduced pressure release rate decreases the severity of crack development.

When the pressure peak occurred at 55 μs, the rapid explosion generated high strain rates, leading to an inertia dominated response characterized by severe cracking (**Fig. 3(b)**). In contrast, when the pressure peak was at 5,500 μs, the slower explosion produced lower strain rates, allowing stress redistribution between concrete and steel, reducing dynamic amplification, and causing damage to evolve over a longer duration as shown in **Fig. 6(c)**.



(a) Pore pressure: t_{peak} = 55 μs.

(b) Pore pressure: t_{peak} = 5,500 μs.

(c) Principal strain: t_{peak} = 5,500 μs.

Fig. 6. Pore pressure and principal strain profiles in different time-steps for Specimen A.

5. Conclusion

The numerical simulations reproduced the experimentally observed fracture behavior, demonstrating the capability of the proposed poro-mechanical model to capture the coupled mechanisms of gas-pressure evolution, crack propagation, and concrete failure. The results indicate that closely spaced stud dowels generate strong confinement, leading to elevated pore pressures, localized concrete crushing, and enhanced crack development, while the deformation of reinforcing bars and stud dowels further contributes to fracture progression. Moreover, the interaction between gas-pressure-driven cracking and subsequent pressure release through fracture pathways plays a significant role in the demolition process. Parametric analyses revealed that higher explosion rates produce greater strain rates and inertia effects, resulting in more severe cracking, whereas slower pressure rises promote energy dissipation and stress redistribution, leading to reduced damage intensity. Despite the extensive concrete fracture, the strains in the steel girder remained below the yield limit, confirming their potential for reuse in future renovation applications.

Acknowledgement: The authors would like to express their sincere gratitude to Prof. Koichi Maekawa, Prof. Akira Hosoda and Dr. Akio Kasuga for their valuable guidance and supervision throughout the simulation study.

References

1) Uenishi, K., Wada, K., Yamachi, H., Nakamori, J.: Precisely Controlled Dynamic Disintegration of Steel-Concrete Composite Structures, 5th International Conference on Structural Integrity and Durability, Procedia Structural Integrity, Vol.46, pp.136-142, 2023
2) Sasaki, K., Sakamoto, R., Tanaka, M., Hidani, K., Iizuka, S.: Development of an Electric Discharge Impulse Crushing System, 6th EFEE World Conference on Explosives and Blasting, Vol.6, pp.379-400, Lisbon, Portugal, 2011
3) Tanaka, S., Bataev, I., Inao, D., Hokamoto, K.: Initiation of Nitromethane Deflagration Promoted by the Oxidation Reaction of Vaporized Metal Wire, Applications in Energy and Combustion Science, Vol.1-4, 2020
4) Zažirej, S., Maekawa, K., Hosoda, A.: Poromechanical Approach to Blast-Induced Dynamic Fracture in Concrete,

Structural Concrete, 1-21, 2024

5) Biot, M.A.: General Theory of Three-Dimensional Consolidation. Journal of Applied Physics, Vol.12, pp.155-164, 1941
6) Biot, M.A.: Theory of Stability and Consolidation of a Porous Medium Under Initial Stress, Journal of Mathematics and Mechanics, Vol.12, pp.521-541, 1963
7) Maekawa, K., Ishida, T., Kishi, T.: Multi-scale Modeling of Structural Concrete, Oxford: Taylor & Francis, 2008
8) Yamanoi, Y., Maekawa, K.: Disintegration of Low and Normal Strength Concrete in Shear Localized Bands and Its Constitutive Modeling, Engineering Structures, Vol.266, 2022
9) Wada, K., Uenishi, K., Yamachi, H., Nakamori, J.: On Wave-Controlled Dynamic Disintegration of Steel-Concrete Composite Structures, Proceedings of the 15th National Symposium on Rock Mechanics, Vol.89, pp.505-508, 2021
10) Addisu, B., Hosoda, A., Maekawa, K., Stanislav, Z.: A Numerical Analysis of Blast-Induced Dynamic Fracture in Steel-Concrete Composite Structures, 8th International Conference on Structural Integrity and Durability (ICSID2025), Vol.82, pp.30-36, 2026
11) Maekawa, K., Pimanmas, A., Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete. Oxford: Taylor & Francis, pp.30-31, 2003

総合建設業の研究開発効率に関する検討 －その 2　回帰モデルによる関連要因分析－

Study on Efficiency of Research and Development in General Contractors - Part 2: Analysis of Related Factors Using Regression Models -

小坂　英之*1，宮地　祐子*1
HIDEYUKI KOSAKA, YUKO MIYAJI

本報では，前報 1)で定義した研究開発効率（＝【4 年間の累積営業利益】÷【その前の 4 年間の累積研究開発費】）の時系列データについて，総合建設業 11 社それぞれについて重回帰分析を行い，その関連要因について検討した。重回帰分析における説明変数は，各企業の技術・知識ストック，技術の専有可能性，実装に向けた補完的資産および景気動向の各側面の一部を表すと考えられ，公開情報に基づき観測可能なものを代理指標として設定した。各企業において説明変数の係数の符号には差異が見られ，研究開発効率に関する要因の組み合わせは企業ごとに異なる可能性が示唆された。

キーワード：研究開発管理，営業利益，研究開発費，回帰分析

This study conducts firm-level multiple regression analyses on time-series data of R&D efficiency—defined in the previous report[1)] as the ratio of cumulative operating profit over four years to cumulative R&D expenditure in the preceding four years—for 11 general contractors, in order to examine its associated factors. The explanatory variables are proxies derived from publicly available data and are assumed to represent aspects of each firm's technological and knowledge stock, appropriability of technology, complementary assets for implementation, and business conditions. The finding that coefficient signs vary across firms suggests that the determinants of R&D efficiency may differ from company to company.

Keywords: R&D management, Operating profit, R&D expenditure, Regression analysis

1. はじめに

前報 1)では，研究開発効率 2),3)を【4 年間の累積営業利益】÷【その前の 4 年間の累積研究開発費】と定義し，ゼネコン 11 社を対象に 14 年間の当該指標を算出し，研究開発の効率を表す指標としての有用性を検討した。研究開発効率は景気動向の影響を受けて変動する指標であり，ゼネコン 11 社平均で概ね 2～30 の範囲に分布した。

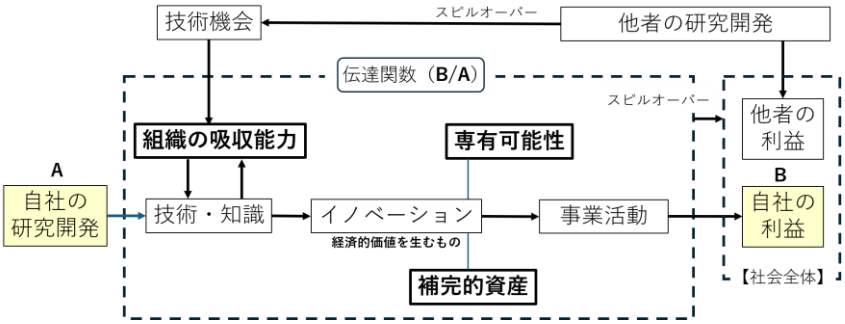
本報では，前報と同じ企業を対象に研究開発効率の関連要因について検討する。企業の収益は研究開発のみで直接説明できるものではないが，研究開発を通じて得られる技術・知識や多様な成果物の蓄積は，時間差を伴って収益プロセスに関連しているものと考えられる。そこで，公開情報に基づく代理指標を設定して，研究開発効率の時系列データに対して重回帰分析を行い，回帰式の各項の係数の符号の現れ方から企業ごとの特徴の分析を試みる。

2. 研究開発効率の回帰モデル

(1) 研究開発効率の関連要因

研究開発の成果がイノベーションに至り，事業活動を通して当該企業および社会全体に利益をもたらす要因については，例えば文献 4)～8)に示されており，それらを参照して整理すると**図-1** のように表される。研究開発の直接的な

*1 技術研究所技術統括部



図−1　研究開発プロセス [4)~8)]

表−1　説明変数

説明変数の記号	技術・知識ストック	専有可能性	補完的資産		外部環境
	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5
内容	w_1×4年累積技術リリース数／従業員数 ＋ w_2×4年累積技研報数／従業員数 ＋ w_3×4年累積公開特許数／従業員数 （w_1, w_2, w_3：重み係数）	4年累積公開特許数	売上高	売上高／従業員数	景気動向指数（4年累積遅行指数）

アウトプットは組織的な技術・知識の獲得にあり，それが経済的価値を生むイノベーションとなるには知的財産権などの専有可能性（appropriability），組織の実施能力やハード・ソフト面での様々な資産をさす補完的資産（complementary assets）が不可欠であるとされる。また，他者の研究開発成果などの技術機会（technological opportunity）を自社のイノベーションに生かすには組織の吸収能力（absorptive capacity）が必要であり，それを高めることも研究開発の重要な目的とされる。そこで，研究開発効率は**図−1** に示すように，研究開発投資（A）が，技術・知識ストック，専有可能性，補完的資産等を介して利益（B）へ変換される過程を表す伝達関数 B/A のような指標と捉え，説明変数には，この変換過程に関わる要因の現れと考えられ，かつ公開情報に基づき観測可能な指標を選定することとした。

(2) 説明変数の設定

設定した説明変数を**表−1** に示す。K_1 は技術・知識ストックを表す説明変数であり，各企業のニュースリリースのうち技術関連のニュースリリース数（以下，技術リリース数），企業内の技術研究所等が毎年発刊している技術論文数（以下，技研報数）および公開特許数 [9)]の 3 要素で構成し，それぞれを従業員数で除して重み係数 w_1〜w_3 を乗じて合計した値とした。技術リリースは実装された技術が対象となることが多い。企業独自の研究開発の成果は，技研報として発刊され自社のホームページ上に公開されている。公開特許数は知的財産の創出力を表しているものと考えられる。これらの 3 要素はすべて技術・知識ストックを表す指標とみなし，研究開発効率の算定と同様に，過去 4 年累積値で評価した。従業員数で除したのは，後述する K_3 で考慮される企業規模の影響をある程度取り除くためである。それぞれの重み係数は，3 要素の単位が異なるため，各要素の影響が同程度に K_1 へ反映されるように，各々の要素の全社平均値の比率の逆数から設定した。その結果，技術リリース数は $w_1 = 5$，技研報数は $w_2 = 4$，公開特許数は $w_3 = 1$ とした。

K_2 は専有可能性に関する説明変数であり，公開特許数の 4 年累積値とした。前述の K_1 に含まれる累積公開特許数は従業員数で除したが，K_2 は累積公開特許数の実数とし，専有可能性に関わる知的財産蓄積の規模は公開特許数に概ね比例するものとした。K_3，K_4 は補完的資産に関する説明変数であり，企業規模が大きいほど開発技術を実装する諸条件を整備しやすいと考えられることから K_3 は当該年度の売上高で代表させ，K_4 は企業の生産性の度合いを表すものとして当該年度の売上高を従業員数で除した値とした。K_5 は前報 [1)]で関連性が把握された，景気動向指数 [10)]（遅行指数の 4 年累積値）とし，研究開発効率に影響する外部環境要因を考慮した。

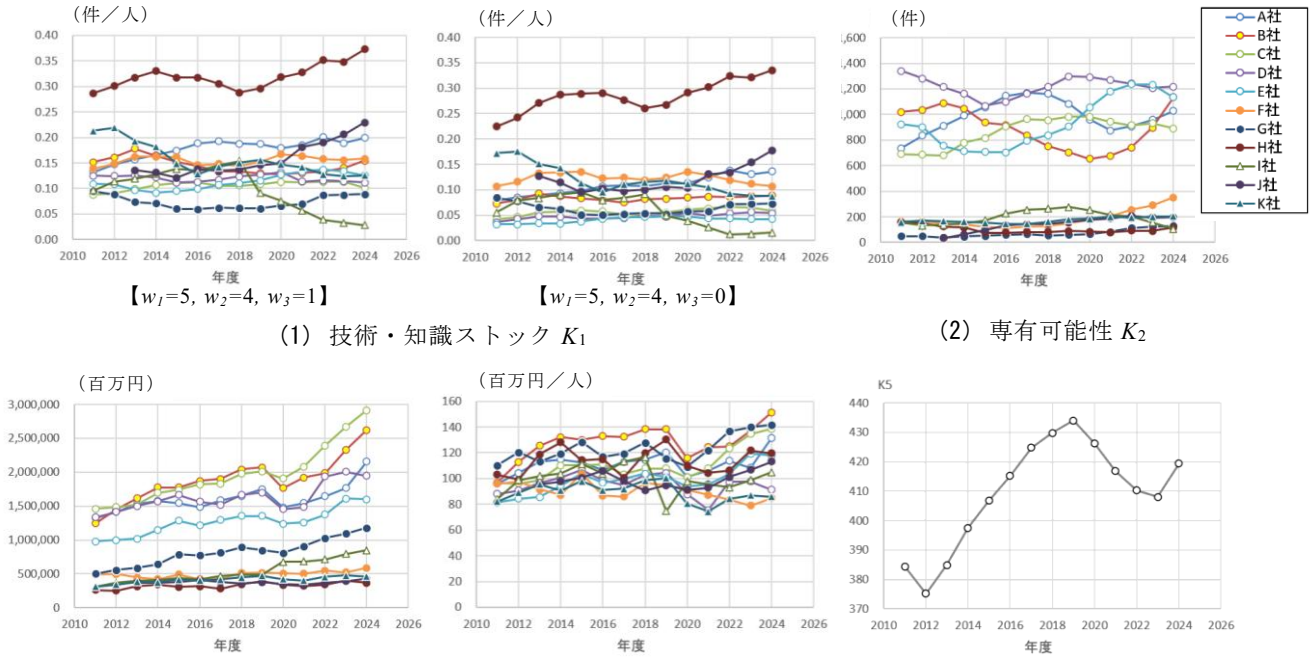
以上より，研究開発効率 R_e の回帰式は式(1)のように表される。

$$R_e = \sum_{i=1}^{5} \alpha_i \cdot K_i + \beta \quad (1)$$

ここで，K_i：説明変数，α_i：回帰式の係数，β：回帰式の切片，i=1～5

本報の範囲では，5 つの説明変数に対して観測数が 2011～2024 年度の 14 データと少ないため，得られる回帰式は予測モデルではなく，研究開発効率の実績値と各説明変数の関連傾向を把握するためのものと位置づける。企業規模や組織能力，技術蓄積といった潜在的要因は説明変数に重複して反映されるため，説明変数間に相関が生じることは，企業活動に関する実データとしては避け難い面がある。そのため，本報では 5 変数モデルから変数を 1 つ減じた，4 変数モデルの重回帰分析もあわせて行う。4 変数モデルでは，説明変数間の重複を抑えるため，K_1 の重み係数 w_3 を 0 とし，累積公開特許数は K_2 のみに含まれるようにする。また，補完的資産の説明変数は，生産性に関する K_4 を設定せず，企業規模に関わる売上高は K_3 のみで考慮する。

回帰分析に用いた説明変数の時系列を**図-2** に示す。説明変数の時系列は，企業によって推移状況や変動幅が異なり，値の大小による企業順序は説明変数ごとに異なっている。重み係数 w_3 を変えた K_1 を見ると，H 社が他企業より大きな値を示している。H 社以外では，5 変数モデル（w_3=1）と 4 変数モデル（w_3=0）で値の大小による企業順序が変わり，累積公開特許数の従業員比が K_1 に関連する程度は企業によって異なっている。K_1（w_3=1）と K_2 はいずれも累積公開特許数を含むが，時系列の形状に明確な類似は見られない。売上高を示す K_3 は企業規模を反映するため，累積公開特許数を表す K_2 も大企業で大きな値を示す傾向がある。しかし，K_3 が概ね右上がりの傾向を示すのに対し，K_2 ではその傾向は顕著ではない。K_3 と K_4 は，それぞれ企業規模および生産性に関する補完的資産の側面を示すものとして設定したものであるが，値の大小による企業順序は両者で異なっている。K_5 は全企業に共通する外部環境要因である。



【w_1=5, w_2=4, w_3=1】　【w_1=5, w_2=4, w_3=0】

(1) 技術・知識ストック K_1　(2) 専有可能性 K_2

(3) 補完的資産（売上高）K_3　(4) 補完的資産（売上高／従業員数）K_4　(5) 外部環境 K_5

図-2　説明変数の時系列

3. 研究開発効率の重回帰分析結果

(1) 研究開発効率の実績値と回帰式の対応

研究開発効率 R_e の実績値（＝【4 年間の累積営業利益】÷【その前の 4 年間の累積研究開発費】）と，5 変数モデルおよび 4 変数モデルの回帰式による値の企業ごとの比較を**図-3** に示す。企業によって R_e の実績値と各回帰

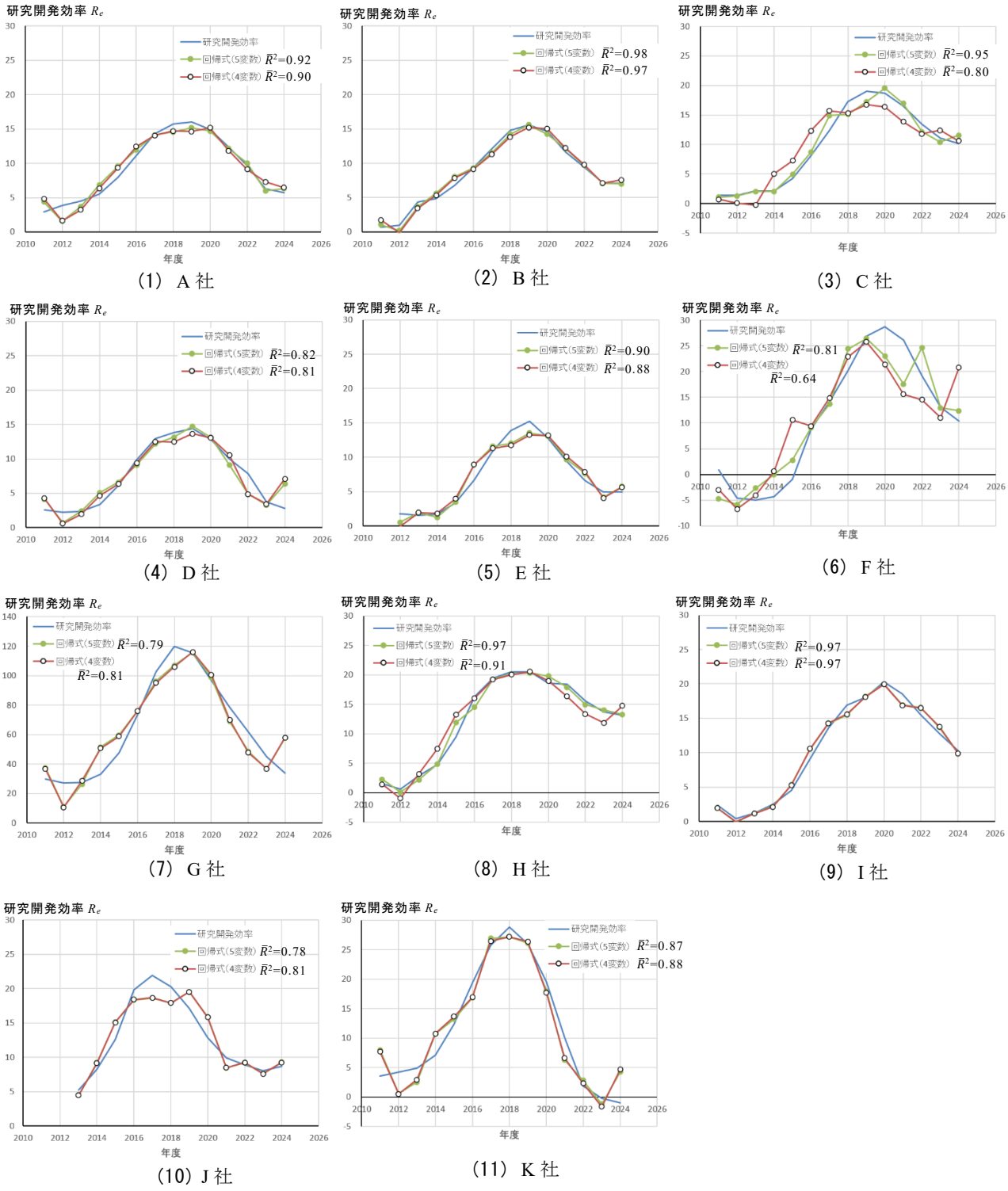


図-3 研究開発効率の実績値とその回帰式による値の対応

式の値の対応に差異があるが，観測可能な代理指標による回帰式でも実績値の変動に対して一定の対応を示している。回帰式の自由度調整済み決定係数（同図中，$\bar{R}^2$）を算出したところ，5 変数モデルで 0.78～0.98（平均 0.89），4 変数モデルで 0.64～0.97（平均 0.85）であった。C 社，F 社，G 社，J 社は実績値と回帰式の値に比較的大きな差異のある年度が複数確認される。これらの企業では，本報で設定した説明変数では捉えきれない他の要因が，研究開発効率に関連している可能性がある。

(2) 研究開発効率の関連要因

回帰式の係数一覧を**表-2** に示す。前述のように本報の回帰式は予測モデルではないため，係数間の大小関係の比較は行わず，主として各係数の符号に着目し，各説明変数と研究開発効率との関連方向を考察する。なお，今後，データを追加して継続的に検討する際の再現性および観測値としての解釈の容易性を重視し，本報では各説明変数の標準化を行わなかった。ただし，標準化を行っても各係数の符号は同一であることを確認している。

図-3 で各企業の研究開発効率が極大値を示す年度は 2018～2020 年度頃であり，前報 [1]で述べたように景気動向（**図-2(5)**参照）の傾向と概ね対応しており，景気動向指数 K_5 の係数は 5 変数モデルおよび 4 変数モデルともにすべての企業で正符号となっている。他方，K_1～K_4 の係数の符号は企業によって様々である。技術リリース数，技研報数，公開特許数の 3 要素は，いずれも研究開発活動に伴うアウトプットであり，3 要素の重複を抑えた 4 変数モデルにおいても J 社を除いて，技術リリース数，技研報数で構成される K_1 と公開特許数を表す K_2 は，少なくともどちらかが正符号となっている。J 社については，本報で設定した技術・知識ストックおよび専有可能性に関する指標では，研究開発効率との正の関係は確認されなかった。

表-2(2) 中の丸印欄は，説明変数を簡略化した 4 変数モデルにおいて，5 変数モデルから係数の符号が変化した箇所を示す。係数の符号の変化は，説明変数間の相関やモデル仕様の影響を受けた可能性があり，説明変数の因果関係を示すものではない。**表-2(1)** に示す 5 変数モデルでは，補完的資産を表す売上高 K_3 と売上高の従業員比 K_4 は，すべての企業で両者のうち少なくとも一方が正符号となり，企業規模または生産性のいずれかが研究開発効率との関連を示している。しかし，**表-2(2)** に示す売上高のみを考慮した 4 変数モデルでは，正符号となる企業数は 11 社中 4 社と少なくなっている。4 変数モデルとした場合に説明変数の符号が変化した企業は 11 社中 5 社であった一方，その他の 6 社（B 社，D 社，F 社，G 社，I 社，K 社）では両モデルで符号が維持されている。

表-2 回帰式の係数一覧

(1) 5 変数の場合

説明変数	**技術・知識** (K_1:技術リリース数, 技研報数, 公開特許数の従業員数比)	**専有可能性** (K_2:公開特許数)	**補完的資産** (K_3:売上高, K_4:売上高／従業員数)		**外部環境** (K_5:景気動向指数)	切片
回帰式の係数	α_1	α_2 ($\times 10^3$)	α_3 ($\times 10^6$)	α_4 ($\times 10^3$)	α_5 ($\times 10^2$)	β
A社	21	-3	-17	170	28	-98
B社	130	-19	-1	30	22	-86
C社	131	19	21	-670	8	-22
D社	-31	9	-11	130	26	-101
E社	646	-50	25	-460	12	-58
F社	192	-280	385	-1850	24	-89
G社	389	-204	-84	320	243	-918
H社	-35	-58	61	-270	28	-74
I社	-45	101	16	30	3	-27
J社	-154	40	72	60	23	-95
K社	220	-338	69	-230	63	-229

(2) 4 変数の場合

説明変数	**技術・知識** (K_1:技術リリース数, 技研報数の従業員数比)	**専有可能性** (K_2:公開特許数)	**補完的資産** (K_3:売上高)		**外部環境** (K_5:景気動向指数)	切片
回帰式の係数	α_1	α_2 ($\times 10^3$)	α_3 ($\times 10^6$)	α_4	α_5 ($\times 10^2$)	β
A社	5	2	-11	—	27	-87
B社	167	-7	-4	—	26	-97
C社	-34	54	-1	—	3	-44
D社	-74	3	-8	—	27	-88
E社	562	2	-12	—	15	-62
F社	53	-6	70	—	52	-241
G社	397	-242	-50	—	225	-825
H社	5	-56	-13	—	33	-116
I社	-33	96	21	—	1	-22
J社	-155	0	88	—	23	-96
K社	194	-245	16	—	64	-238

注：ハッチング欄は係数が正符号の箇所を，丸印欄は 5 変数モデルと 4 変数モデルで係数の符号が異なる箇所を示す。

4 変数モデルにおいても回帰式の係数が正符号となっている企業数を指標ごとに**表-3** に示す。技術・知識ストックに関する指標が正符号となっている企業は，11 社中 6 社あり 55%を占める。専有可能性指標が正符号となっている企業の割合は 27%であり，他の説明変数に比べて少なくなっている。補完的資産の指標は正符号の割合が 36%となっている。技術・知識ストックの指標で正符号を示す企業が相対的に多く，専有可能性の指標で正符号を示す企業が少ない理由としては，公開特許の中で収益に結びつくものが限定的であり，かつ収益化までに本報の算定期間（4 年）を超えるタイムラグを要する場合も多いことが考えられる。加えて，総合建設業においては，研究開発成果の権利化そのものに比べ，獲得した技術・知識や補完的資産の保有・形成状況が，研究開発効率に表れやすい可能性がある。開発した新製品を販売する製造業では発明の権利化が収益確保に結びつきやすい場合があるのに対し，一品受注生産が中心の建設業では，事業活動が多様な技術や能力の組合せによって成立しており，発明の権利化の影響は相対的に表れにくいものと考えられる。他方，専有可能性が正符号となった 3 社では，特許等の権利化に関する指標が研究開発効率と正方向の関係を示しており，他企業に比べて専有可能性に関する指標が収益化過程と関連している程度が相対的に高いことが示唆される。

表-3　回帰式の係数が正符号の企業数

	内容	代理指標	企業数	割合
技術・知識ストック指標	技術開発の完了・実装	累積技術リリース数／従業員数	6	55%
	研究開発の進展・完了	累積技研報数／従業員数		
専有可能性指標	権利化	累積公開特許数	3	27%
補完的資産形成しやすさ指標	企業規模	売上高	4	36%
外部環境指標	景気動向	累積景気動向指数	11	100%

4. まとめ

前報 [1]において定義した，研究開発効率（＝【4 年間の累積営業利益】÷【その前の 4 年間の累積研究開発費】）は，研究開発成果の発現期間に時間差があるものの，研究開発投資が企業業績に結びつくと仮定した指標である。本報では，同じ総合建設業 11 社の研究開発効率の時系列データを対象に重回帰分析を行い，企業別にその関連要因を検討した。説明変数は技術・知識ストック，専有可能性，補完的資産および景気動向の各側面の一部を表すと考えられる代理指標とし，公開情報に基づき観測可能な 5 変数および 4 変数で検討した。

重回帰分析の結果，外部環境指標（景気動向指数）の説明変数の係数は全企業で正符号となった。次いで，正符号となる企業が多かったのは，技術・知識ストックおよび補完的資産の形成しやすさに関する指標であった。

総合建設業における研究開発効率は，開発された技術そのものだけでなく，景気動向，組織的な技術・知識ストック，企業特有の補完的資産の保有・形成状況と関係しており，その関係の現れ方は企業ごとに異なることが示された。なお，本報の重回帰分析は観測数が限られており，説明変数間の相関や対象期間の設定によって係数の符号が変化する可能性があるため，今後はデータ期間の拡張や回帰モデルの検証が課題である。

参考文献

1) 小坂英之：総合建設業の研究開発効率に関する検討，三井住友建設技術研究開発報告 第 23 号，No.16，pp.1-6，2025.10
2) 村上路一：危機意識から生まれたイノベーション・マネージメント，リクルートワークス研究所機関誌 Works, No.37，pp.10-13，1999.12-2000.1
3) みずほ総合研究所：日本企業の競争力低下要因を探る～研究開発の視点からみた問題と課題～，みずほリポート，pp.1-36，2010.9
4) D. J. Teece : Profiting from technological innovation: Implications for integration, collaboration, licensing and public policy. Research policy 15, pp.285-305, 1986
5) R. C. Levin, A. K. Klevorick, R. R. Nelson and S. G. Winter : Appropriating the returns from industrial research and development, Brookings papers on economic activity, 3, pp.783-831, 1987
6) 後藤晃：イノベーションと日本経済，岩波新書 684，2000.8
7) W. M. Cohen, D. A. Levinthal： Innovation and learning: The two faces of R&D, The economic journal, Vol. 99,

No. 397, pp. 569-596, 1989.9
8) W. M. Cohen, D. A. Levinthal：Absorptive capacity: A new perspective on learning and innovation, Administrative science quarterly, Vol. 35, No. 1, pp. 128-152, 1990.3
9) 特許庁：特許情報プラットフォーム J-PlatPat，https://www.j-platpat.inpit.go.jp/，2026.6.10 参照
10) 内閣府経済社会総合研究所：景気動向指数，https://www.esri.cao.go.jp/jp/stat/di/di.html，2026.6.10 参照

対外発表論文一覧　2025 年度（2025/4/1～2026/3/31）

対外発表論文一覧　2025年度（2025/4/1～2026/3/31）

論文（査読付き）

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
1	鋼材腐食発生限界塩化物イオン濃度に与えるシリカフュームの影響	佐々木 亘 鈴木 雅博 渡邉 悟士 佐伯 竜彦	三井住友建設 ピーエス・コンストラクション 大成建設 新潟大学	第79回セメント技術大会講演要旨	2025/5/14
2	ポルトランドセメントを用いない高強度コンクリートの基礎物性と強度発現に与える温度の影響に関する検討	佐々木 亘 坂本 遼 小宮 克仁	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	材料 2025 年 74 巻 5 号 p.302-307	2025/5/15
3	Conceptual Design of an 800m Span Inverted Extradosed Suspension Bridge Incorporating Prestressed Concrete Butterfly Web Girder	ゼリン アリファ イファット ホアン クエン 内堀 裕之 ランコス チャミラ 篠崎 裕生 春日 昭夫	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) 2025 TOKYO	2025/5/18
4	Development of a 1:1 scale Multi-region Agent-based Economic Model for Estimating Economic Impacts of Infrastructure Damages	Amit Gill Lalith Wijerathne Manabu Kawashima	三井住友建設 東京大学 三井住友建設	International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) 2025 TOKYO	2025/5/18
5	Impact of Impeller Rotational Speed on Sludge Velocity Distribution in a Double Helical Ribbon Reactor: A CFD-Based Study	Gen Satoyoshi Masaaki Fujiwara Pranshu Bhatia Tatsuki Toda Kouji Yoshida Ryosuke Okimune	三井住友建設 創価大学 創価大学 創価大学 創価大学 三井住友建設	Bulletin of Eco-Engineering Research，創価大学，2025	2025/6/6
6	油のバイオレメディエーションにおける温度影響の評価	岩橋 さおり 鴻野 雅一 伊藤 哲郎	バイオレンジャース バイオレンジャース 三井住友建設	第30回地下水土壌汚染とその防止対策に関する研究集会講演集，土壌環境センター	2025/6/25
7	アラミドFRPロッドの適用により腐食劣化を抑制した複合構造物の開発と実用化	永元 直樹	三井住友建設	土木学会論文集 2025 年 81 巻 14 号	2025/6/30
8	普通ポルトランドセメントを高炉スラグ微粉末で置換した環境配慮型コンクリートに関する基礎的な検討	峯 竜一郎 小宮 克仁 松田 拓 若林 信太郎	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	コンクリート工学年次論文集 Vol.47	2025/7/16
9	水砕フェロニッケルスラグ細骨材の高強度コンクリートへの利用に関する研究	小宮 克仁 峯 竜一郎 松田 拓	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	コンクリート工学年次論文集 Vol.47	2025/7/16
10	人工軽量粗骨材を用いたプレキャスト部材用高流動軽量コンクリートの材料分離に関する一考察	原 勝哉 西野 誠一郎 佐々木 亘 富山 茂樹	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	コンクリート工学年次論文集 Vol.47	2025/7/16
11	超音波速度に基づくコンクリートの応力推定における測定面内の鉄筋とセンサ間距離の影響	賀上 諒太朗 大野 健太郎 小森 由仁 永元 直樹	東京都立大学 東京都立大学 東京都立大学 三井住友建設	コンクリート工学年次論文集 Vol.47	2025/7/16
12	コンクリートの含水状態が超音波法による応力推定結果に及ぼす影響	小森 由仁 大野 健太郎 賀上 諒太朗 清水 宏一朗	東京都立大学 東京都立大学 東京都立大学 三井住友建設	コンクリート工学年次論文集 Vol.47	2025/7/16

対外発表論文一覧　2025年度（2025/4/1～2026/3/31）

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
13	アンボンドPCaPC柱のせん断挙動に関する有限要素解析を用いた検討	山田 諒 谷 昌典 松永 健太郎	京都大学 京都大学 三井住友建設	コンクリート工学年次論文集 Vol.47	2025/7/16
14	高強度せん断補強筋を有するRC梁におけるせん断力と残留せん断ひび割れ幅の関係	小野寺 花南 菱川 善就 ヤオトレ ボージキン 河野 進	東京科学大学 三井住友建設 東京科学大学 東京科学大学	コンクリート工学年次論文集 Vol.47	2025/7/16
15	大型震動台実験の記録に基づくスリップ性状を示す中層RC造建物における固有振動数の推移	川島 学 新井 雄大	三井住友建設 三井住友建設	コンクリート工学年次論文集 Vol.47	2025/7/16
16	AI技術によるコンクリート構造物の損傷判定に関する近年の研究と適用事例	ランコス チャミラ ラースル メホップ	三井住友建設 三井住友建設	コンクリート工学　Vol.63, No.8, 2025年8月号, pp.630-639	2025/8/1
17	Innovative design and construction of 220 m high wind turbine tower	Aibek Toktorbai Long Doansy Freddy Arinez Hugo Corres Javier Martinez Akio Kasuga	三井住友建設 三井住友建設 FHECOR Ingenieros Consultores FHECOR Ingenieros Consultores Mammoet 三井住友建設	Structural Concrete Volume26, Issue4,Page4051-4066	2025/8/1
18	早強ポルトランドセメントと高炉スラグ微粉末を用いたモルタル中にある鋼材の分極特性に関する実験的検討	佐々木 亘 茨木 泰介	三井住友建設 三井住友建設	第25回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	2025/10/8
19	高靭性型接合を用いた汎用型一方向木質ラーメン架構の設計法に関する検討	竹内 章博 田上 誠 江口 司津 石川 直輝 篠原 誠 竹中 啓之 太田 雄介 白山 貴志 松本 慎也 五十田 博	西松建設 織本構造設計 市浦ハウジング&プランニング 東急建設 東レ建設 戸田建設 長谷工コーポレーション 三井住友建設 近畿大学 京都大学	日本建築学会技術報告集 2025年 31 巻 79 号 pp.1259-1264	2025/10/20
20	梁端拡幅部で圧着接合されたアンボンドPCaPC柱梁接合部部分架構のリユース時の構造性能	松永 健太郎 谷 昌典	三井住友建設 京都大学	日本建築学会技術報告集 2025年 31 巻 79 号 pp.1343-1348	2025/10/20
21	ポルトランドセメントを用いないコンクリートの発熱特性に関する報告	臺 哲義 佐々木 亘 坂本 遼	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	第34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	2025/10/23
22	ポルトランドセメントを用いない高強度コンクリートの付着特性の検討	ランコス チャミラ 佐々木 亘 篠崎 裕生	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	第34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	2025/10/23
23	セメントを用いない高強度コンクリートの圧縮クリープ特性に関する検討	佐々木 亘 臺 哲義 坂本 遼 ランコス チャミラ	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	第34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	2025/10/23

対外発表論文一覧　2025年度（2025/4/1～2026/3/31）

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
24	高強度鋼繊維補強コンクリートを用いた各種せん断キーの耐荷挙動	井上 健太 福田 雅人 中谷 隆生 篠崎 裕生	西日本高速道路 西日本高速道路 NEXCO西日本コンサルタンツ 三井住友建設	第34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	2025/10/23
25	急峻な地形におけるPRC箱桁橋の合理化施工―奥山田川橋(仮称)―	後藤 真太郎 星田 真一 大八木 亮 片山 雅夫	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 西日本高速道路	第34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	2025/10/23
26	地頭分第2高架橋(固定支保工架設)の施工	二宮 健 吉田 昌弘 三宅 宏明 西尾 菜摘	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	第34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	2025/10/23
27	中国自動車道 古谷橋・山王橋の床版取替および支承取替工事の設計・施工	勝田 侑弥 柿木 健一 須崎 滉太 中積 健一	三井住友建設 西日本高速道路 西日本高速道路 三井住友建設	第34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	2025/10/23
28	清水川橋の設計・施工	浅野 弘裕 外薗 侑樹 高村 貴洋 三保 雄司	三井住友建設 西日本高速道路 三井住友建設 三井住友建設	第34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	2025/10/23
29	供用中橋梁の床版拡幅における中間定着装置を用いた床版横締め接続方法	戸浪 幹久 ホアン チョン クエン 青井 弘樹 村川 友則	三井住友建設 三井住友建設 中日本高速道路 中日本高速道路	第34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	2025/10/23
30	中国自動車道 三尾橋他2橋の床版取替の設計・施工	長谷川 暉 柿木 健一 須崎 滉太 中積 健一	三井住友建設 西日本高速道路 西日本高速道路 三井住友建設	第34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	2025/10/23
31	鋼箱桁橋の床版取替工事の設計・施工―戸河内橋他2橋床版取替工事―	中野 優香 中村 紀生 能瀬 正憲 棟安 貴治	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 西日本高速道路	第34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	2025/10/23
32	東名高速道路 成就院橋の床版取替・鋼桁補強・支承取替 設計・施工概要	大塚 尊之 緑川 雄介 谷口 博胤 徳川 裕大	三井住友建設 中日本高速道路 三井住友建設 三井住友建設	第34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	2025/10/23
33	多様な架設工法を採用した多径間連結PCコンポ橋の施工	内山 裕斗 桑野 昌晴 成末 太紀 レ バン チ	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	第34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	2025/10/23
34	中央支間120mを有するPC3径間連続箱桁橋の設計・施工	永田 昂大 吉野 正道 寺門 直之 和地 高弘	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 東日本高速道路	第34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	2025/10/23
35	AIを搭載した「鉄筋出来形自動検測システム」の開発	吉野 優磨 水田 武利 奥 俊彦	三井住友建設 三井住友建設 日立ソリューションズ	第34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	2025/10/23
36	超低収縮高強度繊維補強コンクリートの暑中・寒中時の品質管理	佐藤 徹也 臺 哲義 中川 健司 小林 孝一	中日本高速道路 三井住友建設 三井住友建設 岐阜大学	第34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	2025/10/23

対外発表論文一覧　2025年度（2025/4/1～2026/3/31）

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
37	貫通孔を有するアンボンドPCaPC十字形柱梁接合部の釣合破壊耐力	松永 健太郎 谷 昌典	三井住友建設 京都大学	日本建築学会構造系論文集 2025年 90 巻 837 号 pp.1329-1340	2025/11/1
38	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工法の適用　―名神長良川橋床版取替工事―	佐藤 徹也 中川 健司 臺 哲義 中村 誠孝	中日本高速道路 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	コンクリート工学　Vol.63, No.11 2025年11月号	2025/11/1

論文

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
1	弾性波を用いた3 次元埋設物探査実験	程塚 保行 水谷 司 池田 庸人 矢野 安則 内藤 好裕	三井住友建設 東京大学 三井住友建設 三井住友建設 大和探査技術	第60回地盤工学研究発表会	2025/7/22
2	セメントを使用しない地盤改良用固化材に関する実験的検討	坂本 遼 サンジーワニ ダヤニ 内田 志春 高橋 直樹	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	第60回地盤工学研究発表会	2025/7/22
3	遠心模型実験によるパイルド･ラフト基礎の極限支持力（その1 実験計画）	西 正晃 堀井 宏謙 新井 寿昭 髙橋 絵里 高岡 雄二	安藤ハザマ 安藤ハザマ 西松建設 三井住友建設 三井住友建設	第60回地盤工学研究発表会	2025/7/22
4	遠心模型実験によるパイルド･ラフト基礎の極限支持力（その 2 実験結果）	新井 寿昭 瀬藤 慎一 西 正晃 八重樫 光	西松建設 三井住友建設 安藤ハザマ 安藤ハザマ	第60回地盤工学研究発表会	2025/7/22
5	遠心模型実験によるパイルド･ラフト基礎の極限支持力 Part 3:Numerical simulation of centrifugal model test of piled raft foundation using Plaxis 3D	サンジーワニ ダヤニ 高橋 直樹 森 清隆 藤城 好將 新井 寿昭	三井住友建設 三井住友建設 安藤ハザマ 安藤ハザマ 西松建設	第60回地盤工学研究発表会	2025/7/22
6	表面含浸材を塗布し長期暴露したモルタル試験体の長期性能の確認 （その3. 浸透深さおよび残存成分の評価）	入江 徹 五百蔵 沙耶 大賀 智史 濱崎 仁 髙橋 祐一 右田 周平 長谷川 和昭 川又 篤 横山 徹	芝浦工業大学 熊谷組 東洋建設 芝浦工業大学 五洋建設 戸田建設 大本組 鉄建建設 三井住友建設	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
7	低水結合材比条件における水砕フェロニッケルスラグ細骨材のアルカリシリカ反応性	小宮 克仁 峯 竜一郎 松田 拓	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
8	高炉スラグ微粉末を主体としたペーストの炭酸化による空隙構造の変化に関する実験的検討	坂本 遼 佐々木 亘	三井住友建設 三井住友建設	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9

対外発表論文一覧　2025年度（2025/4/1～2026/3/31）

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
9	普通ポルトランドセメントを高炉スラグ微粉末で置換した環境配慮型コンクリートに関する基礎的な検討	峯 竜一郎 小宮 克仁 松田 拓	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
10	片持ち梁形式の RC 壁と山留め壁応力材による合成構造の隅角部に関する構造性能 その2：隅角部内の接合材の発生応力	熊田 健太 新井 寿昭 浦川 和也 西 正晃 土佐内 優介 滝澤 光	西松建設 西松建設 佐藤工業 安藤ハザマ フジタ 三井住友建設	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
11	流入境界において Random Flow Generation 法を用いた建物モデルの LES シミュレーション (その1) 波形合成による流入変動風作成手法	小島 千里 ドアン セイ ロン 川島 学 野田 博	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 近畿大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
12	流入境界において Random Flow Generation 法を用いた建物モデルの LES シミュレーション (その2) LES 解析と風洞実験結果との比較	ドアン セイ ロン 小島 千里 川島 学 野田 博	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 近畿大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
13	シーソー機構を用いた制振構造を適用した 3 階建て鉄骨造建物の地震応答再現解析 その1 建物概要および地震時記録の分析	川島 学 新井 雄大	三井住友建設 三井住友建設	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
14	シーソー機構を用いた制振構造を適用した3階建て鉄骨造建物の地震応答再現解析 その2立体フレームモデルを用いた再現解析	新井 雄大 川島 学	三井住友建設 三井住友建設	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
15	パラレルリンク機構を用いた鉛直免震システムに関する研究 その8 作動油の粘度による特性変化	原 碧波 富澤 徹弥 矢部 隆太郎 山田 学 福井 弘久 佐藤 栄児	明治大学 明治大学 三井住友建設 日立プラントコンストラクション 防災科学技術研究所 防災科学技術研究所	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
16	パラレルリンク機構を用いた鉛直免震システムに関する研究 その9 懸架型における3軸方向の振動台加振試験	山田 学 矢部 隆太郎 原 碧波 富澤 徹弥 佐藤 栄児 福井 弘久	日立プラントコンストラクション 三井住友建設 明治大学 明治大学 防災科学技術研究所 防災科学技術研究所	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
17	パラレルリンク機構を用いた鉛直免震システムに関する研究 その10 懸架型における3軸方向の地震応答解析	矢部 隆太郎 富澤 徹弥 原 碧波 山田 学 佐藤 栄児 福井 弘久	三井住友建設 明治大学 明治大学 日立プラントコンストラクション 防災科学技術研究所 防災科学技術研究所	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9

対外発表論文一覧　2025年度（2025/4/1～2026/3/31）

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
18	汎用型中高層木造建築物の構法開発 その17 貫通孔付き継手を有する梁の曲げ実験	白山 貴志 篠原 誠 田中 純一 藤田 和彦 松本 慎也 五十田 博	三井住友建設 東レ建設 市浦ハウジング＆プランニング 藤田 K 林産技術士事務所 近畿大学 京都大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
19	汎用型中高層木造建築物の構法開発 その18 貫通孔付き継手の耐力評価	蛭田 駿 田上 誠 中澤 昭伸 田中 純一 松本 慎也 五十田 博	三井住友建設 織本構造設計 織本構造設計 市浦ハウジング&プランニング 近畿大学 京都大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
20	主筋を内蔵した外殻プレキャスト部材を用いた RC 柱の構造性能に関する研究 （その1：実験概要と一体打ち試験体の実験結果）	中島 彩葉 古澤 護 田野 健治 松永 健太郎 甘利 友宏 大村 哲矢	東京都立大学 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 元・東京都市大学 東京都市大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
21	主筋を内蔵した外殻プレキャスト部材を用いた RC 柱の構造性能に関する研究 （その 2：外殻プレキャスト試験体の実験結果）	古澤 護 田野 健治 松永 健太郎 甘利 友宏 中島 彩葉 大村 哲矢	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 元・東京都市大学 東京都立大学 東京都市大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
22	主筋を内蔵した外殻プレキャスト部材を用いた RC 柱の構造性能に関する研究（その3：FEM 解析概要および結果）	蛭田 智也 田野 健治 松永 健太郎 古澤 護 甘利 友宏 金丸 舞以 中島 彩葉 元木 秀麻 大村 哲矢	東京科学大学 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 元・東京都市大学 東京都立大学 東京都立大学 東京科学大学 東京都市大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
23	主筋を内蔵した外殻プレキャスト部材を用いた RC 柱の構造性能に関する研究（その4：解析結果）	元木 秀麻 田野 健治 松永 健太郎 古澤 護 甘利 友宏 金丸 舞以 中島 彩葉 蛭田 智也 大村 哲矢	東京科学大学 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 元・東京都市大学 東京都立大学 東京都立大学 東京科学大学 東京都市大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
24	主筋を内蔵した外殻プレキャスト部材を用いた RC 柱の構造性能に関する研究（その 5：時刻歴地震応答解析）	甘利 友宏 古澤 護 田野 健治 松永 健太郎 亀田 雄太郎 金丸 舞以 中島 彩葉 元木 秀麻 大村 哲矢	元・東京都市大学 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 東京科学大学 東京都立大学 東京都立大学 東京科学大学 東京都市大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9

対外発表論文一覧　2025年度（2025/4/1～2026/3/31）

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
25	コンクリート接合面の力学的性状に関する研究（その8：1面せん断実験）	亀田 雄太郎 田野 健治 松永 健太郎 古澤 護 甘利 友宏 金丸 舞以 元木 秀麻 近森 精志 大村 哲矢	東京科学大学 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 元・東京都市大学 東京都立大学 東京科学大学 アイエスティー 東京都市大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
26	コンクリート接合面の力学的性状に関する研究 （その9：1面せん断実験を対象とした FEM 解析）	金丸 舞以 田野 健治 松永 健太郎 古澤 護 甘利 友宏 亀田 雄太郎 中島 彩葉 近森 精志 大村 哲矢	東京都立大学 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 元・東京都市大学 東京科学大学 東京都立大学 アイエスティー 東京都市大学	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
27	アンボンド PCaPC 柱梁接合部の釣合破壊を想定した圧縮実験	松永 健太郎 谷 昌典 古澤 護 新上 浩 田野 健治	三井住友建設 京都大学 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
28	圧着接合部材における目地モルタルーコンクリート間の離間強度	小寺 秀隆 大橋 玄貴 山田 諒 谷 昌典 松永 健太郎	京都大学 京都大学 京都大学 京都大学 三井住友建設	2025年度日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集	2025/9/9
29	山岳トンネルにおける微動アレー探査に関する基礎的検討（その1 チェーンアレー探査）	大田 有夏 程塚 保行	三井住友建設 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会　第80回年次学術講演会講演概要集	2025/9/10
30	山岳トンネルにおける微動アレー探査に関する基礎的検討（その2 切羽前方探査）	程塚 保行 大田 有夏	三井住友建設 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会　第80回年次学術講演会講演概要集	2025/9/10
31	セメントを使用しない固化材を用いた改良土の強度発現性に関する実験的検討	内田 志春 坂本 遼 サンジーワニ ダヤニ 高橋 直樹	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会　第80回年次学術講演会講演概要集	2025/9/10
32	低炭素コンクリートを使用した低炭素型プレキャスト製品の開発	臺 哲義 佐々木 亘 坂本 遼 茨木 泰介 小川 秀夫 植竹 克利 小平 薫 太田 智子	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 SMCプレコンクリート SMCプレコンクリート SMCプレコンクリート	令和7年度土木学会全国大会　第80回年次学術講演会講演概要集	2025/9/10
33	PCaPC向けコンクリートから作製した粒状化再生骨材の諸特性	茨木 泰介 ボンガー アディス 佐々木 亘 臺 哲義	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会　第80回年次学術講演会講演概要集	2025/9/10

対外発表論文一覧　2025年度（2025/4/1～2026/3/31）

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
34	GFRPロッドと超高強度繊維補強セメント系複合材料を用いたあき重ね継手の両引き試験	篠崎 裕生 福田 泰樹 内堀 裕之	三井住友建設 西日本高速道路 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会 第80回年次学術講演会 講演概要集	2025/9/10
35	超高耐久橋梁における上床版－ウェブ接合構造のせん断伝達耐力確認試験	井上 健太 中谷 隆生 内堀 裕之	西日本高速道路 NEXCO西日本コンサルタンツ 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会 第80回年次学術講演会 講演概要集	2025/9/10
36	高炉スラグ微粉末を主体としたペーストの炭酸化と空隙構造に関する実験的検討	鶴田 葵 坂本 遼 茨木 泰介 佐々木 亘	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会 第80回年次学術講演会 講演概要集	2025/9/10
37	ポルトランドセメントを用いない高強度コンクリートと鉄筋の付着強度の検討	ランコス チャミラ 佐々木 亘 篠崎 裕生	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会 第80回年次学術講演会 講演概要集	2025/9/10
38	８分割大型プレキャストカルバートの設計と施工	金重 順一	三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会 第80回年次学術講演会 講演概要集	2025/9/10
39	水温自動制御機能を有する多系統パイプクーリングを適用したマスコン対策技術と制御結果 －二級河川馬込川　地震・高潮対策工事－	小宮山 春菜 臺 哲義 渡邊 俊二 下川 貴嗣 福田 達樹 神谷 努	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 静岡県 静岡県	令和7年度土木学会全国大会 第80回年次学術講演会 講演概要集	2025/9/10
40	供用中の高速道路におけるU型土留めを利用したインバートの急速施工	酒井 直紀 小川 豊 酒井 純生 岡田 隆一 神田 銀平	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会 第80回年次学術講演会 講演概要集	2025/9/10
41	橋の価値を改めて考える～会長特別プロジェクトひろがるインフラWG橋チームによる活動～	杉山 裕樹 松井 幹雄 丹羽 信弘 石井 博典 永元 直樹	阪神高速先進技術研究所 大日本ダイヤコンサルタント 中央復建コンサルタンツ 横河ブリッジホールディングス 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会 第80回年次学術講演会 講演概要集	2025/9/10
42	ARコンクリート締固め管理システムの開発	山崎 篤人 水田 武利 内田 昌志 矢野 安則	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	令和7年度土木学会全国大会 第80回年次学術講演会 講演概要集	2025/9/10
43	Advanced Sludge Management: Coupling Ammonia Fermentation and Stripping with Anaerobic Digestion of Chicken Manure	Gen Satoyoshi Kanako Kimura Pranshu Bhatia Masaaki Fujiwara Mutsumi Sekine Tatsuki Toda Kouji Yoshida Ryosuke Okimune	三井住友建設 創価大学 創価大学 創価大学 創価大学 創価大学 アーセック・バイオエナジー 三井住友建設	Material Cycles and Waste Management (JMCWM) Recent Advances in Sludge Management	2025/10/21
44	EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF PRECAST CONCRETE BEAMS POST-TENSIONED BY UNBONDED TENDONS AT WIDENED BEAM END	Ryo Yamada Masanori Tani Kentaro Matsunaga	京都大学 京都大学 三井住友建設	Proceedings of the 26th SEEBUS （Taiwan-Japan-Korea Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures）	2025/11/29

対外発表論文一覧　2025年度（2025/4/1～2026/3/31）

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
45	5階建てRC造建物の震動台実験における固有振動数の推移	新井 雄大 川島 学	三井住友建設 三井住友建設	日本地震工学会・大会－2025	2025/12/9
46	弾性波を用いた深部埋設管探査技術開発	程塚 保行 水谷 司	三井住友建設 東京大学	土木学会 第31回地下空間シンポジウム	2026/1/23

報文ほか

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
1	左右非対称断面を有する大規模橋梁の設計と施工 －新名神高速道路 大戸川橋（仮称）－	高橋 章 松本 直人 伊藤 学 片 健一 荻野目 太志 岡村 啓太	西日本高速道路 西日本高速道路 五洋建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	橋梁と基礎 Vol.59 No.7 pp.7-13	2025/7/1
2	令和5年度俵山・豊田道路第2トンネル工事　次世代につながる魅力あるトンネル現場を目指して	仲 哲路 堤 公嗣 神田 銀平	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	土木施工 第66巻 第8号 pp.116-119	2025/7/22
3	急峻な渓谷における無支保工での単径間橋梁の架設技術 －自碇式複合トラス橋：青雲橋，広野大橋の架設－	桑野 昌晴	三井住友建設	橋梁と基礎 Vol.59 No.8 pp.45-48	2025/8/1
4	豪雪地帯かつ急峻なV字渓谷におけるコンクリートアーチ橋の架橋技術 －高滝ノ沢橋（国土交通省　北海道開発局）－	内堀 裕之 濱本 泰弘 志田 淳 永元 直樹	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	橋梁と基礎 Vol.59 No.8 pp.57-60	2025/8/1
5	様々な施工台車を用いた供用中の高速道路橋の大規模拡幅	紙永 祐紀 福本 達也 喜多 雄士 室 充	三井住友建設 三井住友建設 中日本高速道路 中日本高速道路	橋梁と基礎 Vol.59 No.8 pp.125-128	2025/8/1
6	薄肉プレキャストセグメントを用いた箱桁断面へのプレストレス導入の検討 －オーストリアのプレキャストセグメントの薄肉化への挑戦－	大庭 大	三井住友建設	橋梁と基礎 Vol.59 No.8 pp.135	2025/8/1
7	高速道路の車線数を確保した床版取替え工事の設計・施工 －名神高速道路　長良川橋床版取替え工事－	大庭 大 中川 健司 内田 義光 佐藤 徹也 朝廣 祐介	三井住友建設 三井住友建設 滝上工業 中日本高速道路 中日本高速道路	橋梁と基礎 Vol.59 No.9 pp.43-48	2025/9/1
8	PC技術を用いた構造物の低炭素社会への貢献に関する検討小委員会報告 その1 低炭素社会に関する現状調査	柴山 淳 永元 直樹 岩波 光保	岐阜大学 三井住友建設 東京科学大学	プレストレストコンクリート Vol.67，No5，2025	2025/9/30
9	書評『橋の足跡 -橋梁技術者達の挑戦とその軌跡-』	春日 昭夫	三井住友建設	橋梁と基礎 Vol.59，　No.10 Page.51	2025/10/1
10	フィリピン共和国　初めての地下鉄整備　マニラ首都圏地下鉄事業（フェーズ1）CP103工区－MMSP103	山地 斉 伊達 峰司 三村 光太郎 小此木 悠	三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設 三井住友建設	土木施工 第66巻，第12号，pp.63-66	2025/11/21

対外発表論文一覧　2025年度（2025/4/1～2026/3/31）

No.	題　　名	執筆者名	所　　属	発表誌名	発行年月日
11	PC技術を用いた構造物の低炭素社会への貢献に関する検討小委員会報告 その2 PC技術の施工的対策による効果の評価	藤岡 泰輔 俵 道和 永元 直樹 岩波 光保	三井住友建設 オリエンタル白石 三井住友建設 東京科学大学	プレストレストコンクリート Vol.67，No6，2025	2025/11/30
12	日本で発達した木コンクリート橋の技術的再評価	岩田 圭佑 春日 昭夫 松浦 寛司 畑山 義人	土木研究所 三井住友建設 エイト日本技術開発 東亜エンジニアリング	橋梁と基礎 Vol.60，No.1，pp.33-38	2026/1/1
13	PC技術を用いた構造物の低炭素社会への貢献に関する検討小委員会報告 その3 構造物の設計的対策による効果の評価	中村 文香 俵 道和 永元 直樹 岩波 光保	富士ピー・エス オリエンタル白石 三井住友建設 東京科学大学	プレストレストコンクリート Vol.68，No1，2026	2026/1/31
14	波形鋼板ウェブを架設材とした新たな架設工法の開発と適用－新東名高速道路新皆瀬川橋－	中積 健一 下田 瑞斗 五藤 正樹 秋山 渉	三井住友建設 三井住友建設 中日本高速道路 中日本高速道路	コンクリート工学 Vol.64，No.3 2026年3月号，pp.249-254	2026/3/1

アルソシア建設技術研究開発報告
No.1　2026

2026 年 11 月 15 日発行

編集・発行
アルソシア建設株式会社　技術研究所

〒104-0033　東京都中央区新川二丁目 27 番 1 号
TEL: 03-4582-3120　FAX: 03-4582-3234

ARSOCIA Technical Research and Development Report No.1, 2026

Published: November 2026

Published and Edited by
Research & Development Institute
ARSOCIA CONSTRUCTION CO., LTD.

2-27-1 Shinkawa, Chuo-ku, Tokyo 104-0033, Japan
TEL: 03-4582-3120　FAX: 03-4582-3234

URL　https://www.arsocia.co.jp/