

三井住友建設技術研究所報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

No.3 2005

三井住友建設技術研究所報告

REPORTS OF TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE OF
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD.

No.3 2005

複写される方へ

本誌に掲載された著作物を複写したい方は、(社)日本著作権複写センターと包括複写許諾契約を締結されている企業の方でない限り、著作権者から複写権等の行使の委託を受けている次の団体から許諾を受けてください。

〒107-0052 東京都港区赤坂 9-6-41 乃木阪ビル (中法) 学術著作権協会
電話 (03)3475-5618 FAX (03)3475-5619 E-Mail : jaacc@mtd.biglobe.ne.jp

著作物の転載・翻訳のような、複写以外の許諾は、直接本会へご連絡下さい。

アメリカ合衆国における複写については、次に連絡して下さい。

Copyright Clearance Center, Inc.

222 Rosewood Drive, Danvers, MA01923 USA

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

巻頭言

マクロ経済の動向をみると、世界経済は総じて回復の方向にあるものの、最近の牽引役であった米国と中国経済の減速懸念や原油価格が高止まりした場合の影響等が、今後の不安材料として指摘されています。我が国の経済については、企業収益の回復傾向を背景に設備投資の足腰は強いものの、輸出の伸びの鈍化や在庫調整等を理由として、今年度の成長率はやや低下すると推測されています。一方、建設業界においても、公共工事の長期縮小傾向は続くものの、企業の収益回復に伴い民間非住宅投資は回復傾向を維持するが、住宅投資は需要拡大要因がなく、供給過剰感から横ばいもしくは徐々に減少に向かうと見られています。しかしながら、グローバル化、規制緩和、少子・高齢化、地球環境問題等の社会的要因が急速に変化していく中で、建設業界においても積極的に変化を創造し、変化に合致した技術を事業基盤として経営環境を好転させていく努力が重要です。

建設市場の変化として技術を俯瞰すると、前記の社会的要因に加え「安全・安心」で、しかも「サステナビリティ」な社会が求められています。さらに、今世紀に入って顕著になりつつあるストック対策、頻発する自然災害対策、高齢者・弱者対応、景観問題対応等、建築・都市上の諸課題に対応可能な都市再生と地域間格差の是正など、今後とも建設投資が継続して必要とされる状況にあります。

技術開発においては、これらの社会の変化を的確に捉え、スピード感を持った開発が必要です。今後も、総合力・技術力による差別化がさらに加速し、「技術提案力」、「コスト・技術力等の総合的な評価」等が重視され、より高いレベルの技術力が求められています。

技術開発は「未知の領域」への挑戦でもありますが、建設行為は「ものづくり」が基本です。この「ものづくり」への徹底したこだわりの中に開発の芽はあるとも言えます。研究や開発するだけでなく、成果を行為につなげる力、さらに行為を通して新しい価値をもたらすものでなければなりません。また「ものづくり」への徹底したこだわりの中から生まれた技術は、顧客から信頼される技術となり得ると確信しています。

本技術研究所報告は三井住友建設株式会社として第3号を発刊する運びとなりました。両社の技術を融合して、新たな、より高い価値を生み出すべくスタートをして以来、二年半が経過しました。現在、新・経営中期計画の下、安定した事業基盤を構築中ですが、技術開発においても「ものづくり」への徹底したこだわりを持った技術開発を目指して、より高い価値を生み出すべく研究開発活動に取り組む所存です。技術研究所報告 No. 3 を発刊するに当たり、多くの方々にご覧頂き、ご批評を賜れば幸いです。

2005年 9月

技術研究所長
黒崎 幸夫

三井住友建設技術研究所報告 第3号

目次

※ 論文はCD-ROMに収録しています

【論文・報告】				
No.	タイトル	執筆者	概要	論文
1	遠心力トンネル吹付け工法の実用化とその粉じん低減効果 —実大模擬トンネルでの吹付け評価試験—	長野 祐司 清水 安雄 丸山 信一郎 魚住 雅孝 山地 宏志	1	29
2	アラミド繊維シートを下面接着したRC版の押し抜きせん断性状に及ぼす補強方法と補強層数の影響	三上 浩 藤田 学 中島 規道 篠崎 裕生 田村 富雄	2	35
3	ウェットスクリーニング手法を用いたコンクリートの品質評価方法に関する検討	谷口 秀明 松田 拓 樋口 正典 西本 好克 藤田 学	3	45
4	鉄筋の拘束作用により版部材に生じる初期ひび割れに関する実験的研究	玉置 一清 三加 崇 浅井 洋 藤田 学	4	53
5	コンクリート補剛蝶型鋼板ウェブのせん断耐力に関する実験的研究	高木 康宏 浅井 洋 中積 健一 片 健一	5	59
6	土の分散特性および吸着特性の評価に関する基礎的研究	高橋 直樹 中田 雅夫 山本 陽一	6	65
7	最終処分場におけるベントナイト混合土の品質保証技術に関する研究	戸村 豪治 中田 雅夫 喜多 治之 黒島 一郎	7	71
8	液状化地盤中の杭挙動に関するオンライン地震応答実験	山本 陽一 高橋 直樹 三上 博	8	83
9	細径鋼材を用いた簡易的な基礎工法の開発	黒川 幸彦 喜多 治之 三上 博 土居 洋一	9	89
10	免震改修工事の柱軸力受替え工法に関する実験的研究	江頭 寛 鈴木 亨 小坂 英之 山中 久幸 大塚 繁	10	93

※ 論文はCD-ROMに収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
11	柱梁接合部内に機械式継手を用いたRC造架構の加力実験	新上 浩 小坂 英之 山中 久幸 平野 秀和 貫洞 覚	11	105
12	CFT柱とRC梁からなるハイブリッド架構の実験的研究	田野 健治 江頭 寛 小坂 英之 山中 久幸	12	113
13	鋼管が内蔵されたRC柱の中心圧縮実験	田野 健治 小坂 英之 山中 久幸	13	119
14	地下鉄振動の地盤・建物内振動伝搬特性に関する研究	山岸 邦彰 谷垣 正治 岩本 毅 原田 浩之	14	125
15	コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発 —構造体コンクリートへの適用に関する検討—	立見 栄司	15	133
16	直動転がり免震支承（CLB）の摩擦特性に関する実験的研究 —傾斜・捻れによる摩擦係数の変化について—	原田 浩之 鈴木 亨 木田 英範	16	143
17	粘性ダンパーを用いたRC高架橋の振動台実験	中南 滋樹 鈴木 亨 谷垣 正治 木田 英範 古橋 剛 中井 裕司	17	149
18	慣性質量要素を有する粘性減衰装置の開発	中南 滋樹 鈴木 亨 木田 英範 古橋 剛 田中 久也	18	157
19	錫プラグ入り積層ゴム免震装置（SnRB）の開発	鈴木 亨 原田 浩之 光阪 勇治 田中 久也	19	165
20	超高強度コンクリートの自己収縮低減に関する検討 —膨張材がコンクリート性状に与える影響—	西本 好克 松田 拓 河上 浩司	20	173
21	初期に温度履歴を受けたコンクリートの若材齢強度の評価手法に関する検討	松田 拓 西本 好克 蓮尾 孝一 河上 浩司	21	179

※ 論文はCD-ROMに収録しています

No.	タイトル	執筆者	概要	論文
22	高強度セメント硬化体の強度発現と微細構造に関する実験研究	河上 浩司 西本 好克 松田 拓	22	185
23	床衝撃音の衝撃源に関する一考察	岩本 毅 嶋田 泰 赤尾 伸一	23	191
24	風環境評価の不確かさに関する考察	野田 博 作田 美知子	24	199
25	電磁シールドオフィスに関する意識調査	石橋 孝一	25	205
【転載論文】				
26	トンネル観測化施工の新しいパラダイムを目指して	櫻井 春輔 板倉 賢一 岡野 成敏 山地 宏志	26	209
27	衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定方法に関する基礎的研究 ーコンクリートの使用材料および調合の違いが弾性波速度に及ぼす影響ー	立見 栄司 中田 善久 河谷 史郎	27	213
【社外発表論文一覧】				221

概要



遠心力トンネル吹付け工法の実用化とその粉じん低減効果

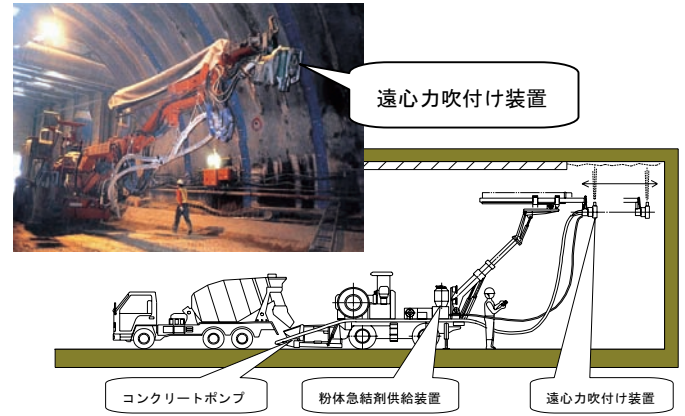
—実大模擬トンネルでの吹付け評価試験—

長野 祐司 清水 安雄 丸山 信一郎 魚住 雅孝 山地 宏志

キーワード：遠心力、低粉じん、吹付け、覆工、トンネル

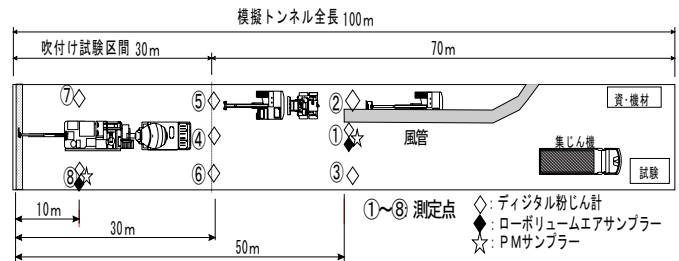
研究の目的

平成 12 年に厚生労働省により「ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドライン」が示され、切羽から 50m の位置で $3\text{mg}/\text{m}^3$ 以下の粉じん濃度とする目標値が定められた。このガイドラインの目標値を満足する吹付け技術の開発を目的として、当社は遠心力トンネル吹付け工法（ダストレスショットクリート工法）で、(独)土木研究所の民提案型共同研究「吹付け作業時の粉じん対策技術開発」に参加し、吹付け評価試験を行った。



研究の概要

(独)土木研究所内に建設された実験施設（模擬トンネル：延長 100m、断面積 80m^2 ）において、共同研究の吹付け評価試験を行った。模擬トンネル内での吹付け実験時の機械、計測器等は図のように配置した。粉じん濃度は、デジタル粉じん計とローボリュームサンプラーを用いて併行に測定した。



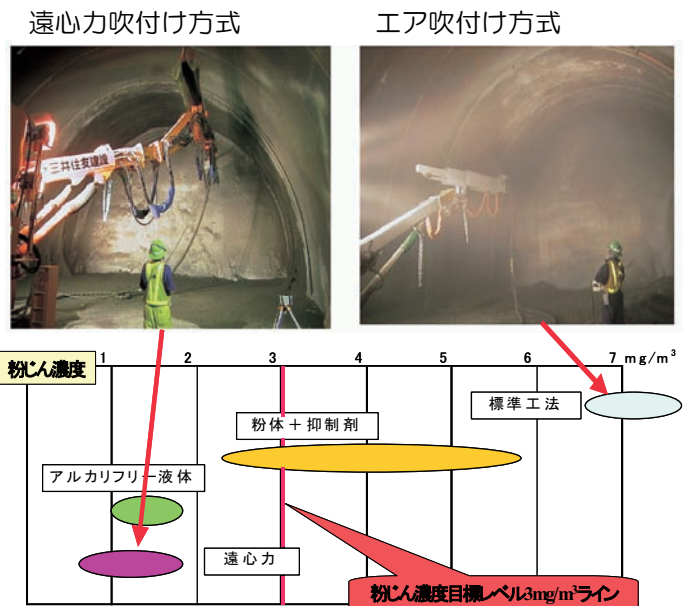
研究の成果

吹付け評価試験の結果、この工法が十分実用性を有し、粉じん低減効果が大きいことが実証された。

①掘削断面積 80m^2 、延長 700m 程度のトンネル吹付け作業時における切羽後方 50m 地点の粉じん濃度を $3\text{mg}/\text{m}^3$ 以下とするための送風機は、エア吹付け方式においては、風量 $2,000\text{m}^3/\text{min}$ 程度が必要となるのに対し、遠心力トンネル吹付け工法においては $700\text{m}^3/\text{min}$ 程度で十分と考えられる。

②遠心力トンネル吹付け工法において、通常のエア吹付け方式に採用されている配合で、吹付けコンクリートの設計基準強度 $\sigma_{28}=18\text{N}/\text{mm}^2$ 以上を確実に得られる。

遠心力トンネル吹付け工法と標準工法（エア吹付け工法）との吹付け時の粉じん発生状況の比較を右に示す（その他の粉じん低減技術の粉じん低減度も掲載）。



Dust Reduction through Utilization of the Centrifugal Spraying System (Dustless Shotcrete) - Evaluation on a Full Size Test Tunnel -

YUJI NAGANO YASUO SHIMIZU SHIN-ICHIRO MARUYAMA
MASATAKA UOZUMI HIROSHI YAMACHI

Key Words: Centrifugal Force, Low Dust Discharging, Shotcrete, Lining, Tunnel

アラミド繊維シートを下面接着した RC 版の押し抜きせん断性状に及ぼす補強方法と補強層数の影響

三上 浩 藤田 学 中島 規道 篠崎 裕生 田村 富雄

キーワード：AFRP シート，RC 版，押し抜きせん断耐力，シート剥離

研究の目的

道路橋床版を始めとする面部材の補強方法として、連続繊維シートを接着する方法が多く採用されるようになった。本研究では、アラミド繊維シートを下面接着した RC 版の押し抜きせん断性状に与える補強方法と補強量の影響に着目して、9 体の試験体を用いて実験的に検討した。

補強法は、1)2 方向補強が 1 回の施工で可能な 2 方向シートを貼り付ける方法と、2)補強しても床版

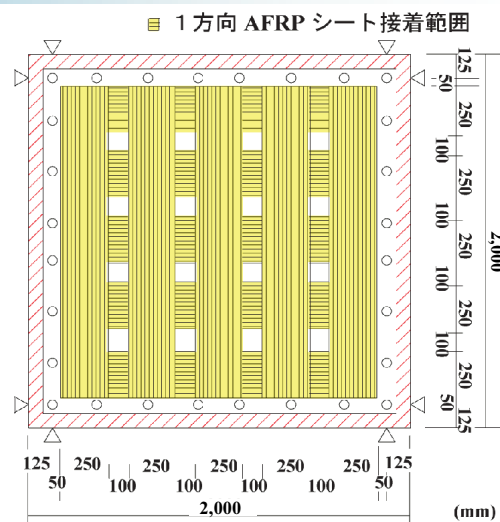
内に滞水せず、ひび割れの目視確認が可能ないように 1 方向シートを格子状に隙間を設けて貼り付ける方法の 2 種類とした。また、補強材の引張剛性（シートの弾性係数×厚さ）を変化させ、引張剛性と補強効果の関係も併せて検討した。

最後に、シート補強による押し抜きせん断耐力向上効果の推定式として、松井らの式や著者らの提案式の精度を検証した。

研究の概要

本実験では、補強方法 2 種類、補強材の引張剛性を 4 種類とした。RC 版主鉄筋のかぶり厚は 40mm で、下端のみに D16 を 150mm 間隔で格子状に配筋している。1 方向シート格子状補強の概要を図に示す。

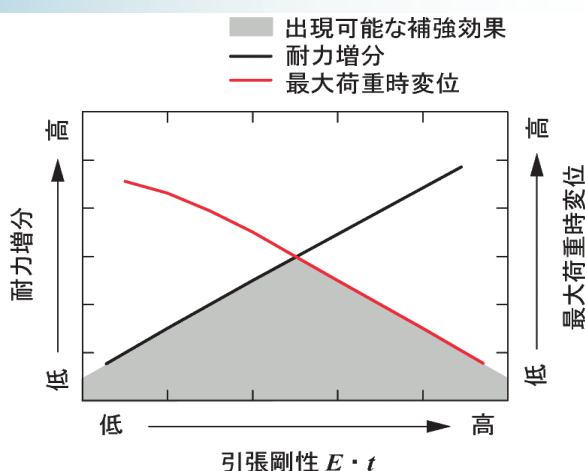
なお、2 方向アラミド繊維シートの厚さは両方向ともに 0.24mm、1 方向シートは厚さ 0.286mm～0.572mm を用いた。アラミド繊維シートの弾性係数は 118GPa、引張強度は 2.06GPa である。載荷板は直径 60mm とし、RC 版中央部に設置した。実験時におけるコンクリートの圧縮強度は 34.9MPa、鉄筋の降伏強度は 386.4MPa であった。



研究の成果

実験の結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 引張剛性と耐力増分および最大荷重時変位には、図に示すような関係が認められる。
- 2) 補強効果は、引張剛性が比較的小さい場合は 1 方向シート格子状補強の方が、剛性が大きい場合は 2 方向シート全面補強の方が大きい。
- 3) 松井式は実験値を安全側に評価する傾向にあり、著者らの既往の提案式は危険側であった。
- 4) 主鉄筋降伏の有無を考慮した修正提案式は、実験値と比較的精度良く対応した。



The Influence of Varying Reinforcement Methods and Amounts on the Punching Shear Behavior of RC Slabs Reinforced with AFRPs

HIROSHI MIKAMI MANABU FUJITA NORIMICHI NAKAJIMA HIROO SHINOZAKI and TOMIO TAMURA

Key Words : AFRP Sheet, RC Slab, Punching Shear Capacity, Sheet Debonding

ウェットスクリーニング手法を用いたコンクリートの品質評価方法に関する検討

谷口 秀明 松田 拓 樋口 正典 西本 好克 藤田 学

キーワード：ウェットスクリーニング, 単位水量, 凝結時間, 高周波加熱乾燥法

研究の目的

昨今、コンクリート構造物の品質確保・向上への気運が高まり、フレッシュコンクリートの単位水量試験が品質管理・検査に適用されつつある。本試験は、簡便で汎用性のある方法であるとともに、測定精度が支障のない範囲でなければ混乱を招く恐れがある。単位水量試験や凝結時間試験にはウェットスクリーニングを行ったモルタル（公称 5mm ふるいを通したモルタル、以下、WS モルタルと略す）が

使用されるが、その採取方法が単位水量の測定値に影響しやすいことが指摘され始めているものの、そのメカニズムや影響度は必ずしも明らかではない。

本研究では、まず、代表的な測定法によって単位水量の測定精度や測定値の傾向を調べた。次いで、試料の採取方法の違いと WS モルタルの品質および配合の変化の関係を把握した。その結果を踏まえ、品質変化を加味した単位水量の測定方法を提案した。

研究の概要

一般に単位水量試験では、WS モルタルは配合上のコンクリート中におけるモルタルと同一配合であると見なしている。しかし、図-1 に示すとおり、ふるいに残った粗骨材はペースト（若干の細骨材を含む）が付着した状態にある。また、一連の作業は、必ずしも高温の環境下ではなく、練混ぜ、WS 等に

おけるエネルギー供給も相まって水分の蒸発を生じる可能性がある。本研究では、モルタルフロー、凝結時間、圧縮強度、砂モルタル比（洗い試験による）および単位水量の測定を行い、WS モルタルの品質および配合の変化を把握した。

研究の成果

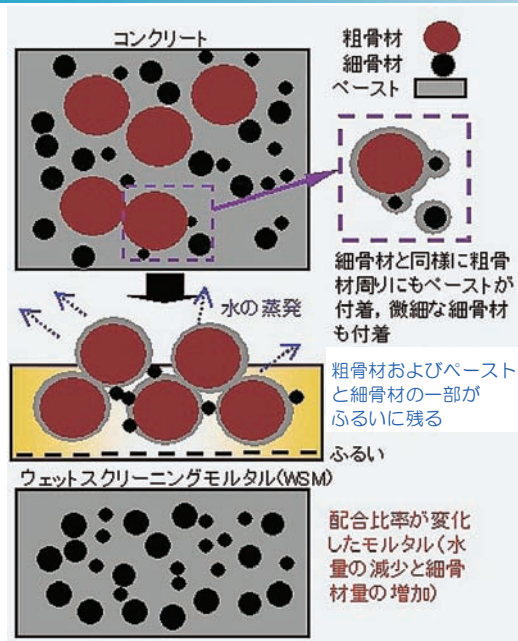


図-1 WS 作業によるモルタルの配合変化

単位水量の測定結果を、図-2 に示す。WS モルタルの配合変化を考慮しない場合には単位水量は計画値よりもかなり小さな値となる。しかし、筆者らの

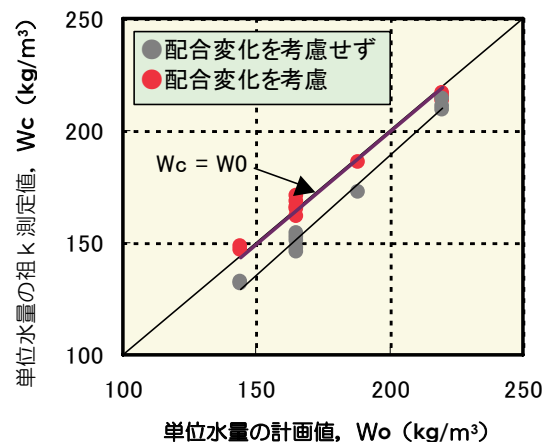


図-2 配合変化を考慮した場合と考慮しない場合の単位水量の計画値と測定値の比較

実験で得られた品質変化に関する補正を行えば、測定値は計画値とほぼ一致する。従来の方では計画値よりも多い状態を正しい単位水量として製造する恐れがあり、WS モルタルを使用したコンクリートの品質評価では、WS モルタルの配合変化を事前に把握することが極めて重要である。

Quality Evaluation of Fresh Concrete using the Wet Screening Method

HIDEAKI TANIGUCHI TAKU MATSUDA MASANORI HIGUCHI

YOSHIKATSU NISHIMOTO MANABU FUJITA

Key Words : Wet Screening, Unit Water Content, Setting Time, Microwave Heat Dry Method

鉄筋の拘束作用により版部材に生じる初期ひび割れに関する実験的研究

玉置 一清 三加 崇 浅井 洋 藤田 学

キーワード：初期ひび割れ, 収縮, 鉄筋拘束, 若材齢, 鉄筋比

研究の目的

コンクリート部材の初期ひび割れは、凝結過程を含む比較的若材齢時の収縮挙動がなんらかの拘束を受けることによって、コンクリート内部に引張応力が蓄積され、これがある限界(引張強度の 50%程度の場合もある)に達したときに生じる。実構造物の設計計算において、外的な拘束に起因するこの種の引張応力については、ある程度の検討を実施するこ

とが可能になってきたが、コンクリート内部に配置された鉄筋拘束による影響については、その評価手法はまだ明確であるとは言いがたい。

本報告は、鉄筋量を変化させた実物大床版模型を一年間屋外環境で暴露し、内部に蓄積される引張応力の経時変化を観測した結果をとりまとめたものである。

研究の概要

実験供試体は、厚さ 200mm の床版部材を模擬した長さ 3m の版部材に、鉄筋比 0%(case0), 1.2%(case1), 4.6%(case2), 7.2% (case3) の鉄筋を配置した4ケースである。

コンクリートは、一般的な PC 部材を想定して設計強度 40N/mm² とし、早強セメントを使用した。暴露期間(一年間)の平均気温は 17.8℃, 平均湿度は 69.8%であった。

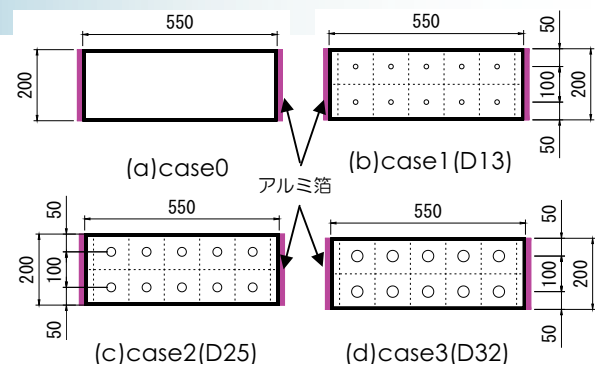


図-1 供試体断面図

研究の成果

鉄筋コンクリートの収縮ひずみは、鉄筋比の増大に伴い低減される。これにより、外的な拘束による引張応力発生は軽減される。一方、鉄筋拘束によりコンクリート内部に蓄積される引張応力は、鉄筋比 1%程度であれば無視できる程度と考えられるが、鉄

筋比 5%以上になると、部材全体に引張強度の 50%以上の引張応力が蓄積され、外部拘束がない状態においても初期ひび割れ発生の確率は高いものと考えられる。

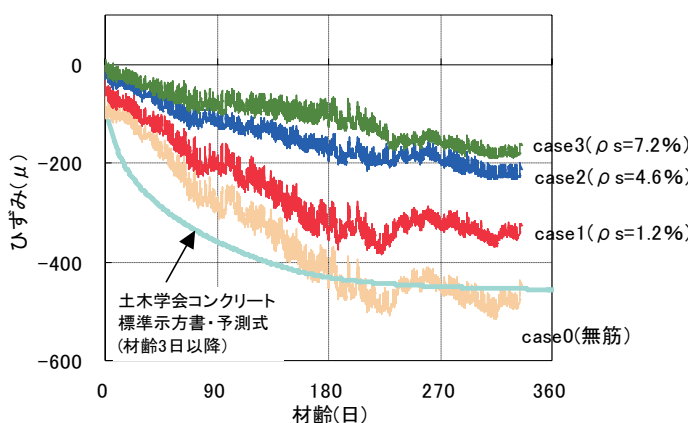


図-2 鉄筋コンクリートの収縮ひずみ

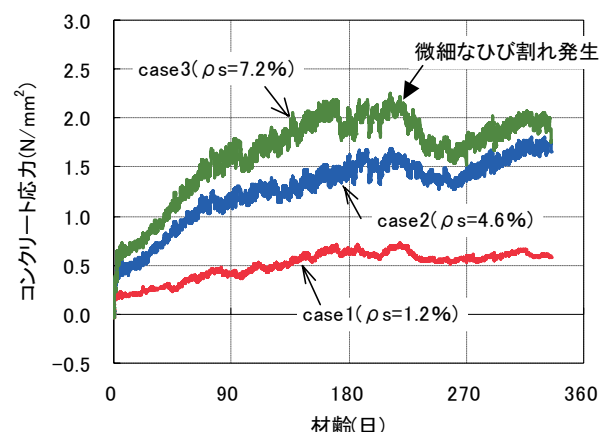


図-3 材齢とコンクリート引張応力の関係

Experimental Study on the Occurrence of Initial Cracking in Concrete Slabs caused by the Restraint Action of Reinforcing Bars

KAZUKIYO TAMAKI TAKASHI SANGA HIROSHI ASAI MANABU FUJITA

Key Words: Initial Crack, Contraction, Restraint of Steel Bar, Early Aged Concrete, Reinforcement Ratio

コンクリート補剛蝶型鋼板ウェブのせん断耐力に関する実験的研究

高木 康宏 浅井 洋 中積 健一 片 健一

キーワード：PC 鋼複合構造橋，蝶型鋼板ウェブ，コンクリート補剛，せん断耐力，座屈

研究の目的

近年、PC 橋梁分野において、複合構造の施工実績が増大している。複合構造は、軽量化や合理的な構造形式となることから、より経済的な橋梁建設を可能としている。一方で、施工上の課題として、鋼板加工技術、架設時の溶接などがあり、さらなる建設費削減の余地が残されている。そこで、考案された構造が「バタフライウェブ橋」である。本橋は、蝶型鋼板をウェブに用いる構造であり、鋼板の加工を極力低減し、架設時の鋼板溶接を不要とした新しい鋼コンクリート複合構造である。本研究では、バタフライウェブ橋実用化に向けて、設計上の課題の一つである蝶型鋼板のせん断耐力について確認実験

を実施した。また、そのせん断耐力算定方法について検討を行った。

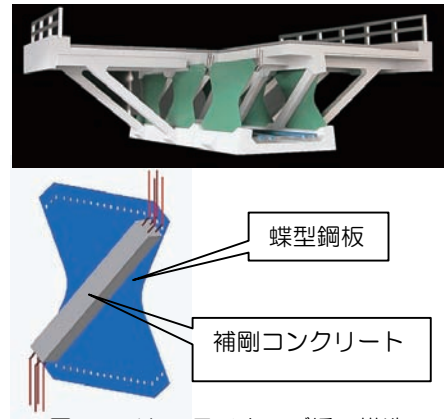


図-1 バタフライウェブ橋の構造

研究の概要

試験体は支間長 40m 程度の実橋梁の 1/2 縮尺とし、片ウェブ切り出しモデルを用いて上床版水平載荷によるせん断実験を行った。補剛コンクリート(斜材)の有無、補剛方向の相違による座屈等の面外変形抑制および耐力に対する斜材の効果について確認することとした。試験体数は3体であり、case1は鋼板のみ、case2は圧縮力作用方向を補剛し、case3は引張力作用方向を補剛した。

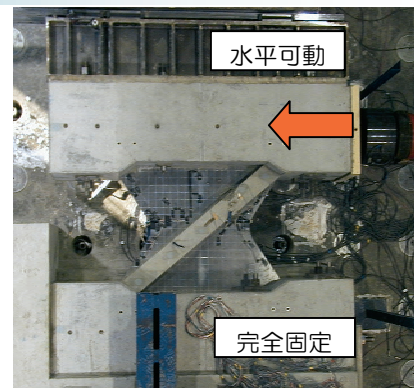


写真-1 試験方法

研究の成果

ウェブは鋼板のみではせん断座屈破壊となったのに対し、鋼板に作用する圧縮力の方向をコンクリートで補剛することにより、座屈が抑制され、耐力が向上することが確認された。また、その耐力は、鋼板の降伏応力度によって算出するせん断強度 ($\sigma_y/\sqrt{3} \times \text{厚さ} \times \text{最小幅}$) を上回った。さらに、蝶型鋼板の耐荷挙動は、非線形 FEM 解析を実施することにより評価可能であることが確認された。これにより、設計断面力に応じて補剛コンクリートの部材寸法や設計基準強度、鋼板厚を適切に設定すれば、鋼板の降伏後にコンクリートの圧縮破壊が生じて終局となるような設計が可能であることが確認された。

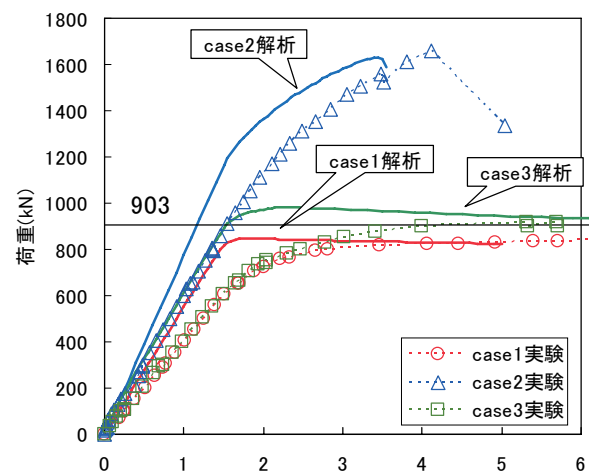


図-2 荷重—水平変位比較

Experimental Study on the Shear Strength of Butterfly Shaped Steel Webs Stiffened with Concrete

YASUHIRO TAKAKI HIROSHI ASAI KEN-ICHI NAKATSUMI KEN-ICHI KATA

Key Words : PC-Steel Composite Bridge, Butterfly Shaped Steel Web,

Stiffening Concrete, Shear Strength, Buckling

土の分散特性および吸着特性の評価に関する基礎的研究

高橋 直樹 中田 雅夫 山本 陽一

キーワード：カラム試験, 分散, 吸着, 重金属, 地下水汚染

研究の目的

移流分散解析により地下水中における汚染物質の挙動を予測する場合、その解析精度を高めるためには、土の分散特性や吸着特性の評価を精度良く行うことが重要である。

研究の概要

写真-1にカラム試験装置の全景を示す。本装置は、上部・下部トレーサ槽、上部・下部淡水槽、ポンプ、流入管、排水管およびカラムから構成されており、その通水機構は低水位透水試験機と同様である。カラムは写真-2に示すようにアクリル製であり、その寸法は内径 30mm、長さ 300mmである。

本研究では、浜岡砂およびシルト質土の2種類の土を対象とし、トレーサに塩水および六価クロムを用いたカラム試験を実施し、土の種類や密度が分散特性および吸着特性に与える影響について検討した。

試験は、浜岡砂に関しては相対密度 D_r を 70%, 80% および 95% の 3 ケースとし、それぞれに塩水および六価クロム両トレーサを用いて実施した。一方、シルト質土については、乾燥密度 ρ_d を 0.703g/cm^3 , 0.758g/cm^3 とし、トレーサには塩水を用いた。



写真-1 カラム試験装置の全景

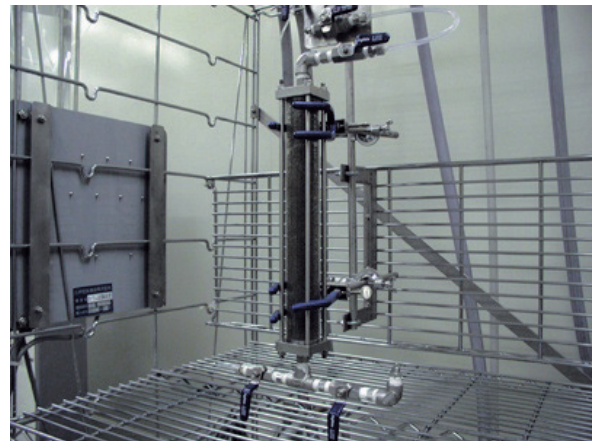


写真-2 カラム

研究の成果

図-1は、トレーサとして塩水を用いた試験における間隙内流速 v と分散係数 D との関係を示したものである。分散係数 D は、間隙内流速 v の増加に伴い大きくなることからわかる。

縦分散長 α_L は、浜岡砂のそれよりも細粒分を多く含むシルト質土の方が大きい。これは、細粒分が多くなるとカラム内試料の間隙構造が複雑になり、カラム内の浸透が不均一になって、流れの速い部分と遅い部分の差が大きくなることに起因するものと考えられる。

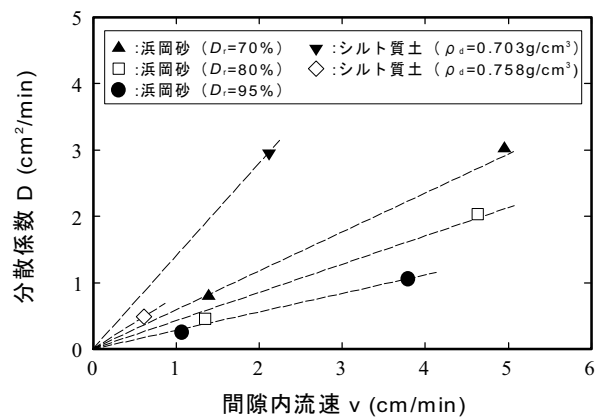


図-1 間隙内流速と分散係数の関係

Study on the Hydrodynamic Dispersion and Adsorption Characteristics of Soil

NAOKI TAKAHASHI MASAO NAKATA YOICHI YAMAMOTO

Key Words: Column Test, Hydrodynamic Dispersion, Adsorption, Heavy Metal, Ground Water Pollution

最終処分場におけるベントナイト混合土の品質保証技術に関する研究

戸村 豪治 中田 雅夫 喜多 治之 黒島 一郎

キーワード：最終処分場，ベントナイト，原位置試験，透水試験

研究の目的

近年，最終処分場の遮水工として，遮水シートとベントナイト混合土の組み合わせによる複合的な遮水工を用いる例が増加している。本研究では，施工後のベントナイト混合土層の均一性や，原位置透水

係数の評価手法に関する幾つかの新しい試験方法を提案し，室内試験および試験施工によって得られた結果から，これらの試験方法の妥当性について考察した。

研究の概要

本研究では，主に誘電率によるベントナイト定量法を用いた均一性評価と，簡易型透水試験器による原位置透水係数の評価の2点について試験を行った。

最初に室内試験を行い，その後，宮崎最終処分場の底盤部の一画で実施した試験施工によって適用性の確認を行った。試験施工ヤードはベントナイト添加率および締固め度を変えた計8区画を造成した。誘電率の測定は2層目の6回転圧箇所で行った。1点につき10回の計測を行ってその平均を求めた。

また現場透水試験は，各区画でそれぞれ3種類の現場透水試験を実施するほか，サンプリングした試料の室内透水試験を実施した。各試験法による試験結果の違いについて考察するとともに，簡易現場透水試験器の適用性について検討した。

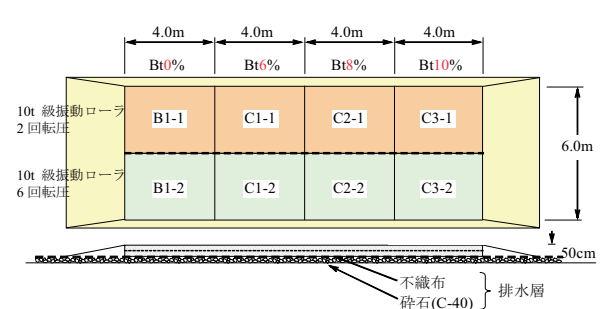


図-1 試験施工ヤード

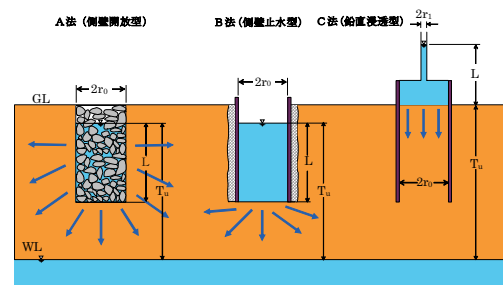


図-2 現場透水試験実施条件

研究の成果

- ①誘電率によるベントナイト定量については，あらかじめ検量線を作成したうえで，多くの計測値の平均をとることによってベントナイト添加率の定量化が可能であり，均一性の評価手法として有効であることが確認された。
- ②ベントナイト混合土は，施工法によって水平方向と鉛直方向の透水係数に大きな差（10～20倍）が出るため，鉛直方向の透水係数を測定することが必要であり，Green-Amptモデルに基づく簡易型現場透水試験は，短時間で鉛直方向の透水係数を測定する方法として有効であることが確認できた。また，ベントナイト自体の膨潤過程によってその初期含水比が通常の不飽和土以上に浸潤過程に大きな影響を及ぼすことがわかった。

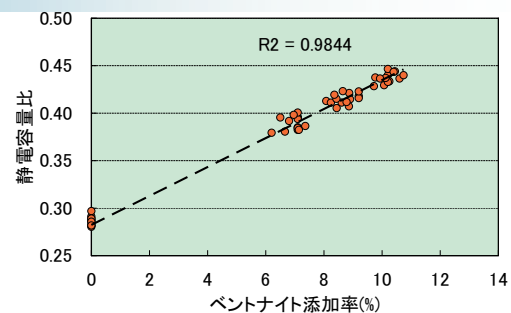


図-3 添加率と誘電率

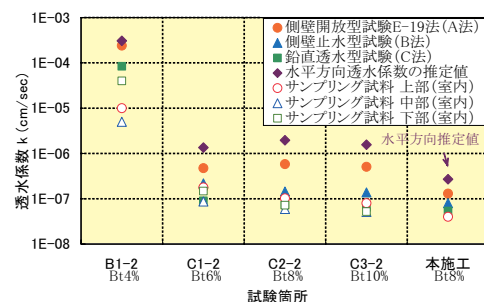


図-4 現場透水試験結果

Quality Assurance Techniques for Bentonite Mixture Soil Liner at Final Disposal Sites

GOJI TOMURA MASAO NAKATA HARUYUKI KITA ICHIRO KUROSHIMA

Key Words :Final Disposal Site, Bentonite, In-situ Test, Permeability Test

液状化地盤中の杭挙動に関するオンライン地震応答実験

山本 陽一 高橋 直樹 三上 博

キーワード：オンライン地震応答実験, 液状化, 杭基礎, 質点系モデル

研究の目的

液状化地盤中における杭基礎の挙動を精度良く評価することを目的とし、杭・構造物-地盤連成系の質点系モデルにオンライン地震応答実験を導入した。本報告では、杭基礎モデルの振動台実験に対して実施

したシミュレーション結果を、液状化地盤中の杭の応答に関して相互に比較して、提案するシステムの適用性について考察した。

研究の概要

オンライン地震応答実験は、地盤の非線形な復元力を要素実験から直接求め、それをオンラインで地震応答解析に結びつけて地震時の地盤の挙動をシミュレートするものである。今回、修正 Penzien モデルの自由地盤および付加地盤系の復元力を要素実験

から求めるオンライン地震応答実験を実施した。モデルは杭基礎モデルの振動台実験を、1g 場における相似側を適用して、実物大に合わせてモデル化したものである。相互作用バネは、自由地盤の過剰間隙水圧比に関連付けた低減を行っている。

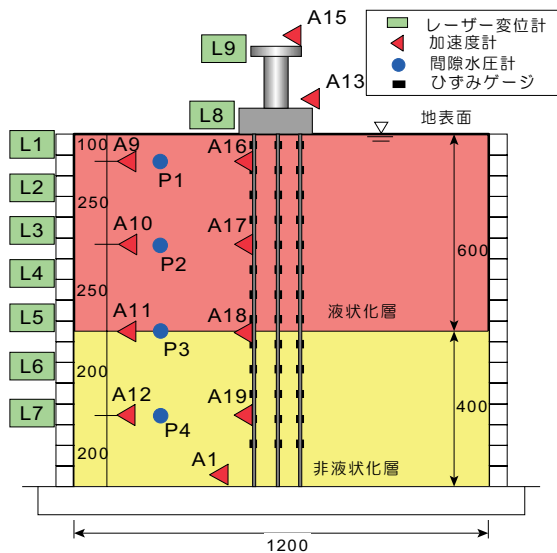


図-1 模型振動台実験概要

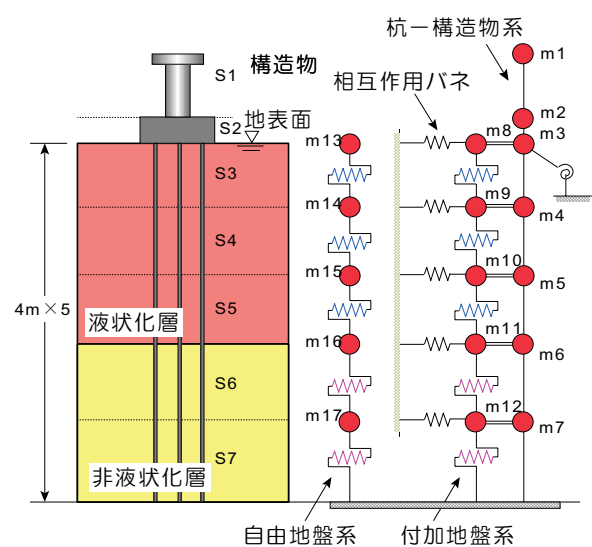


図-2 連成系オンライン地震応答実験モデル

研究の成果

連成系オンライン実験による杭基礎モデル振動台実験のシミュレーション結果の一例として、フーチング部 (L8, m2) と地表部 (L1, m13) の水平変位の時刻歴の比較を示す。互いの結果に初期状態からのシフトが見られるが、変位量は同程度であることや位相の一致が認められる。

このほか、地盤の過剰間隙水圧比、杭の加速度応答や変位の深度分布に対する比較から、本システムの結果は模型振動台実験のそれに良く対応しており、システムの適用性が確認された。

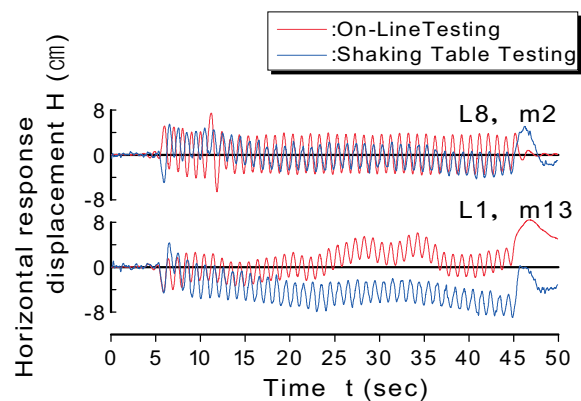


図-3 水平変位の比較

On Line Pseudo-Dynamic Response Test concerning the Behavior of Pile Foundations in Liquefied Ground

YOICHI YAMAMOTO NAOKI TAKAHASHI HIROSHI MIKAMI

Key Words : Pseudo-Dynamic Test, Liquefaction, Pile Foundation, Spring-Mass Model

細径鋼材を用いた簡易的な基礎工法の開発

黒川 幸彦 喜多 治之 三上 博 土居 洋一

キーワード：軟弱地盤，仮設構造物，基礎構造，载荷試験

研究の目的

工事用プラント設備などの仮設構造物を民地を借りて設置する場合、工事完了後設備を撤去し、事前の状態に復旧して土地を返却する必要がある。軟弱な地盤で基礎として杭を打設した場合はこれも撤

去しなければならない。こうした場合を対象に、簡易的な構造で経済性に優れ、かつ、バックホウなどの汎用建設機械で構築および撤去ができる基礎工法を開発した。

研究の概要

本工法は、軟弱地盤上に設置する小規模な仮設構造物で数年程度以内に撤去する場合を対象とし、不同沈下あるいは支持力不足により何らかの対策が必要な場合に用いる基礎地盤の補強工法である。

鉄筋棒や等辺山形鋼などの細径の鋼材を杭として地中に打設し、その頭部をコンクリートの台座で連結したものを一つのユニットとして、これを必要に応じて構造物の下に数箇所配置する（図-1 参照）。

汎用建設機械で容易に設置・撤去できることを前提条件とするため、使用する細径鋼材は径 50mm 以下、かつ長さ 4m 以下、頭部の台座コンクリートは約 1.0m² 以下という構造上の制約を設けた。本基礎構造は杭と台座の支持力両者を考慮するパイルド・

ラフト基礎としての支持力特性を持ち、支持力の補強および沈下低減に有効な工法である。

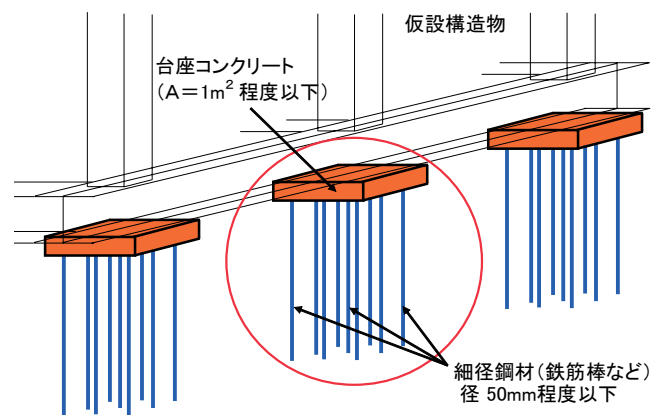


図-1 構造概要

研究の成果

本基礎の支持力特性と施工性確認のために、ほぼ実物大の基礎モデルを地盤に設置して载荷試験を実施した。その結果、本基礎構造においては杭部材の支持力と台座の支持力の両者を考慮した形で、直接基礎形式に比べて2倍程度以上の支持力を確保できることを確認した。また、本基礎構造の極限支持力は、台座極限支持力に低減率をかけたものと杭部材極限支持力を足し合わせた形で評価できることを確認した。

本基礎工法の特長である施工性の良さについても、载荷実験時に確認することができた。特に、バックホウにより台座と杭を一括して引き抜いて撤去する

ことが容易にできるので、撤去が必要な場合有効な工法である。



写真-1 基礎撤去状況

The Development of a Simple Foundation System using Steel Bars

YUKIHIKO KUROKAWA HARUYUKI KITA HIROSHI MIKAMI YOUICHI DOI

Key Words :Soft Ground, Temporary Structure, Foundation, Load Test

免震改修工事の柱軸力受替え工法に関する実験的研究

江頭 寛 鈴木 亨 小坂 英之 山中 久幸 大塚 繁

キーワード：免震改修, 柱, 軸力, 圧着, PC 鋼棒

研究の目的

地上 10 階建て建物の 1 階部分に免震部材を設置する中間層免震改修工事が行われた。本建物は、最大 16,000kN の高軸力柱を有し、また柱の断面形状が多角形であり、これまでに類似の施工例が見当たらない。そこで、本研究では、採用した柱軸力受替え工法の有効性を確認することを目的とし、つぎの 2 シリーズの性能確認実験を行った。

- I. 柱上部反力部性能確認実験
- II. 隅柱基礎反力部性能確認実験

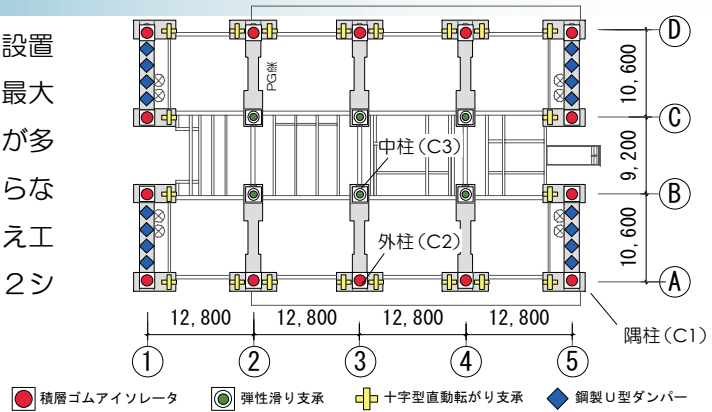


図-1 免震層平面図 (1F)

研究の概要

本工事では既存柱周りに打設した被覆コンクリート部を PC 鋼棒で圧着し、これを油圧ジャッキの反力部として利用する柱軸力受替え工法が採用された。

「柱上部反力部性能確認実験」

では、この反力部の 1/2 縮尺の試験体を製作し、試験体を実施工時のジャッキに見たてた反力ブロック上に設置して既存柱部分を鉛直方向に載荷した。試験体は外柱 (C2) と中柱 (C3) を想定した実仕様試験体、プレストレス量を 1/2 とした試験体 (C3a)、および既存柱を長方形断面とした試験体 (C3b) の 4 体である。

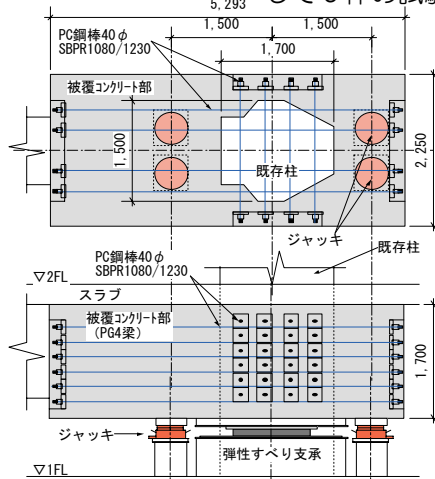


図-2 中柱 (C3) の柱軸力受替え図

「隅柱基礎反力部性能確認実験」では、隅柱の基礎側に新設した反力部の 1/5 縮尺の試験体を製作し、プレストレス量、アンカー筋の有無をパラメータとして 3 体の試験体 (C1, C1a, C1b) の加力を行った。

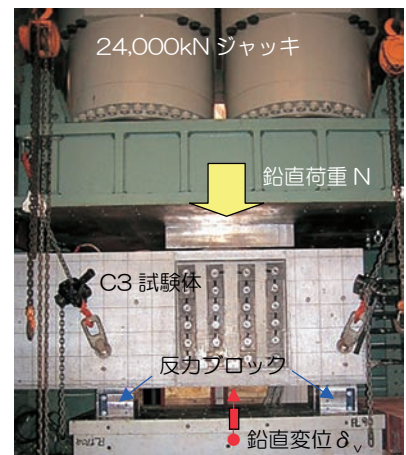


図-3 C3 試験体加力状況

研究の成果

実仕様を模擬した C2, C3 試験体は、設計荷重の 2 倍程度までひび割れのない無損傷の状態を示し、本工法の安全性を確認した。また、設計荷重の 4 倍の荷重に対しても圧着面でのすべり破壊は生じなかった。多角形断面柱と長方形断面柱の試験体では、ひび割れ発生まではほぼ同様の性状を示したが、その後の剛性および最大荷重は前者が後者を下回った。

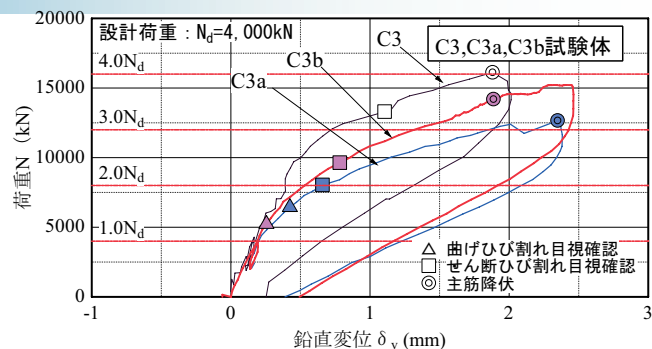


図-4 荷重-変直変位関係 (C3, C3a, C3b 試験体)

Experimental Study on the Bypass Method of Axial Column Force in Base Isolation Retrofitting Work

HIROSHI EGASHIRA TORU SUZUKI HIDEYUKI KOSAKA HISAYUKI YAMANAKA SHIGERU OTSUKA

Key Words: Base Isolation Retrofit, Column, Axial Force, Press Joint, Tendon

柱梁接合部内に機械式継手を用いた RC 造架構の加力実験

新上 浩 小坂 英之 山中 久幸 平野 秀和 貴洞 覚

キーワード：柱梁接合部，プレキャスト，機械式継手，付着

研究の目的

近年、鉄筋コンクリート造建築物の施工で採用されているプレキャスト工法の中で、プレキャスト化率の高い工法として、柱梁接合部内に機械式継手を用いて梁主筋を接合し、柱梁接合部のコンクリートを現場打設する工法が多く採用されている。

この工法に用いる既存の機械式継手の中で、施工性のよいものは、以下の方式の継手である。

①ねじピッチ合わせ不要のカプラー継手(C 継手)

②モルタル充填式のスリーブ継手(S 継手)

これらの継手は、継手部の付着性能が明らかでないため、使用部位が大きく制限されるという設計上の問題がある。

そこで、柱梁接合部内にこれらの機械式継手を用いた鉄筋コンクリート造十字形架構の構造性能実験を実施し、機械式継手の構造性能への影響について検証した。

研究の概要

柱梁接合部内に機械式継手を用いた鉄筋コンクリート造十字形架構の構造性能実験を実施し、以下の項目について梁主筋を通し配筋とする在来工法との比較を行った。

- (1)破壊状況および荷重-変形曲線
- (2)耐力の実験値と計算値
- (3)架構の履歴吸収エネルギー
- (4)梁主筋、柱せん断補強筋のひずみ性状
- (5)機械式継手の見かけの付着力

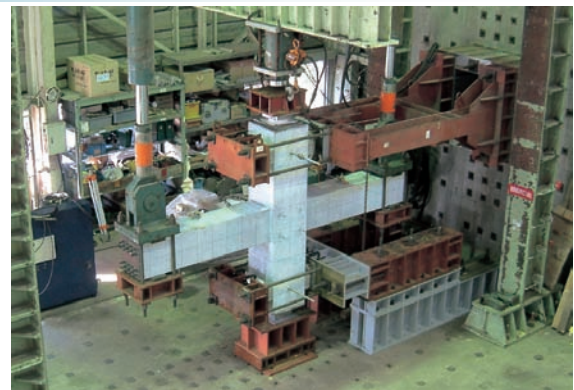


写真-1 実験状況

研究の成果

柱梁接合部内に機械式継手を用いた架構は、変形角 $R=1/33\text{rad}$ までは通し配筋の架構とほぼ同等の構造性能を有し、大変形領域においても通し配筋の架構にみられた荷重低下は生じなかった。また、耐力は既往の評価式によって評価可能である。

外径、長さ等、形状の異なる2種類の機械式継手を用いた架構の構造性能は、変形角 $R=1/33\text{rad}$ 以上の大変形領域において差異がみられた。

ねじピッチ合わせが不要なカプラー継手の継手部分が占める見かけの付着力は、柱梁接合部の損傷度の影響を受け、本実験では、異形鉄筋の付着耐力の計算値に対して、約60~80%程度であった。

また継手の見かけの付着力を、継手表面の付着抵抗力と継手端部の支圧抵抗力に分離した。その結果、付着抵抗力は頭打ちとなるが、支圧抵抗力は変形角の増大とともに大きくなっていることが確認された。

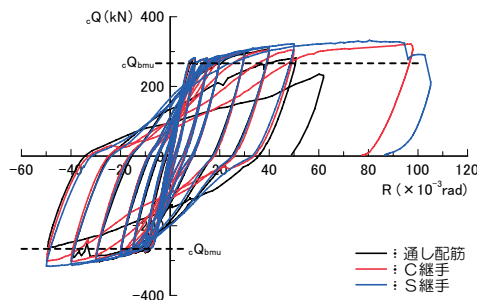


図-1 柱せん断力-変形関係

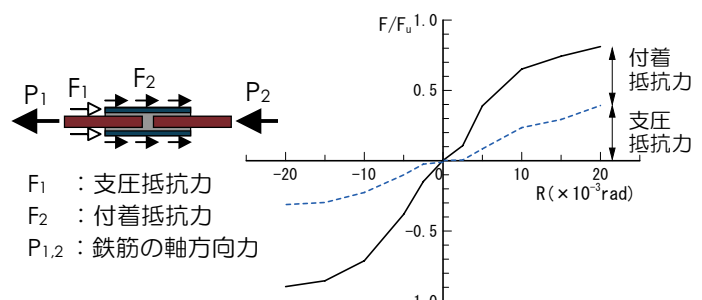


図-2 継手の付着抵抗力と支圧抵抗力

Loading Tests of RC Frames arranged Mechanical Splices within Beam-Column Joint

HIROSHI SHINJO HIDEYUKI KOSAKA HISAYUKI YAMANAKA HIDEKAZU HIRANO SATORU KANDO

Key Words: Beam-Column Joint, Precast, Mechanical Splice, Bond

CFT 柱と RC 梁からなるハイブリッド架構の実験的研究

田野 健治 江頭 寛 小坂 英之 山中 久幸

キーワード：コンクリート充填鋼管柱，鉄筋コンクリート梁，混合構造，ナット，履歴性状

研究の目的

建築物は、より高層化・大スパン化の傾向にあり、柱断面は、以前にも増して大きなものとなっている。しかし、柱断面の増大は、意匠計画上の制約となることが多く、可能な限り小さな断面とすることが求められている。一方、柱断面の大きさを抑制できる構造方式として、コンクリート充填鋼管構造（以下：CFT 造）がある。しかし、CFT 造は RC 造と比べて

コスト高であり、また、梁を一般的に鉄骨造とすることから風揺れなどの居住性に問題がある。

本研究では、コストを低減しかつ架構の剛性を高めて居住性能を確保するために梁を RC 造とし、柱断面の縮小を図るために柱を CFT 造とした混合構造の実現性を検討することを目的としている。本報告では、混合構造の基本性状について報告する。

研究の概要

実験は、RC 試験体 1 体 (No.1)、混合構造試験体 2 体 (No.2:ナットなし, No.3:接合部中央にナットあり) の総数 3 体で行い、RC 試験体と混合構造試験体の比較をしている。加力は、上・下柱の反曲点

位置をピン・ローラー支持し、梁左右端部に油圧ジャッキで逆対称に加力する方法で行った。柱軸力は全試験体ともに 2,430 (kN) の定軸力である。

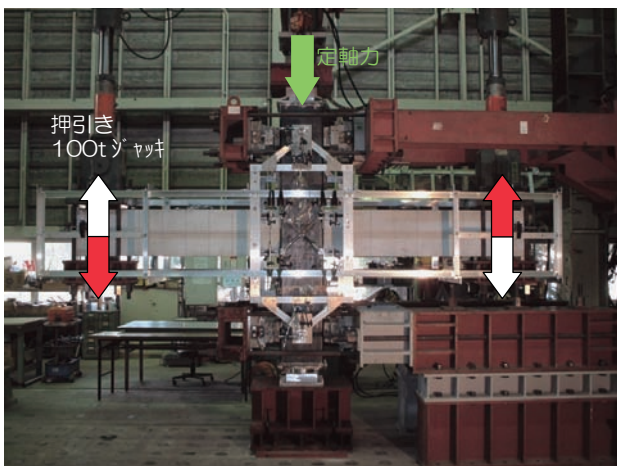


写真-1 加力状況写真 (No.3)

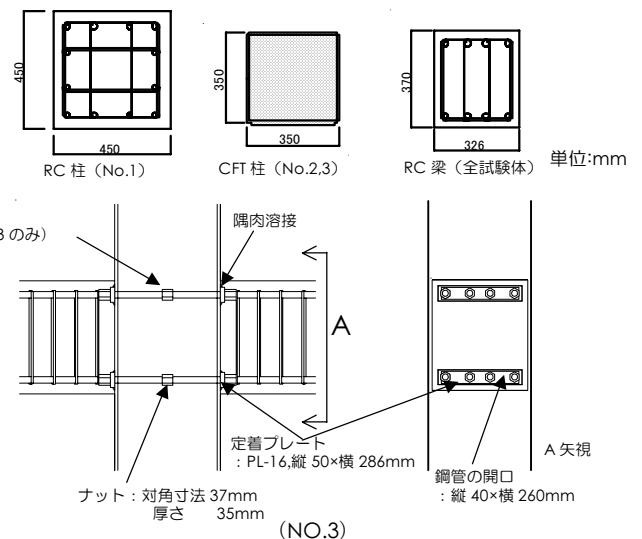


図-1 部材断面および柱梁接合部拡大図

研究の成果

本研究の混合構造は、純 RC 造に比べて梁ヒンジゾーンでの損傷が少なく、大変形時においても荷重の低下をほとんど生じないことが確認された。また、接合部内の梁主筋にナットを設けない混合構造では、接合部内の梁主筋の付着劣化により、逆 S 字形の履歴形状が現れるが、ナットを設けることで付着劣化に伴う梁主筋の抜け出しが改善され、純 RC 造と同等な履歴性状が得られることが分かった。

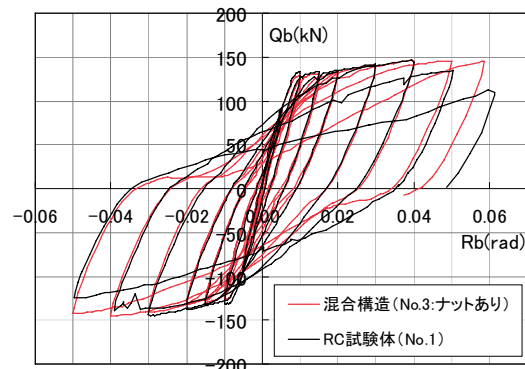


図-2 梁せん断力 Q_b - 変形角 R_b 関係 (No.1, No.3)

Experimental Study of Hybrid Structures Composed of CFT-Column and RC Beams

KENJI TANO HIROSHI EGASHIRA HIDEYUKI KOSAKA HISAYUKI YAMANAKA

Key Words: Concrete Filled Steel Tube Column, RC Beam, Hybrid Structure, Nut, Hysteresis Properties

鋼管が内蔵された RC 柱の中心圧縮実験

田野 健治 小坂 英之 山中 久幸

キーワード：合成構造，充填鋼管コンクリート，柱，圧縮実験

研究の目的

建築物の高層化・大スパン化が進められており、下層階の柱はより高軸力となり、断面が大きくなる傾向にある。また、柱の断面寸法の増大は、居室空間を狭くするばかりでなく、柱部材の短柱化を助長し、構造性能に悪影響を及ぼす。よって、より断面の小さな柱部材が求められている。

本研究は、このような観点から高軸力下の柱のコアコンクリートの拘束とせん断補強を目的とし、RC柱内に内法階高相当の鋼管を内蔵した合成構造に関するものである。

本報告では、この構造の基本性状を把握することを目的として実施した中心圧縮実験の概要と実験結果を報告する。

研究の概要

試験体は、約 1/5 縮尺の総数 21 体である。試験体の製作は、鋼管を内型枠として主筋・帯筋を配した外殻部のコンクリートを先行打設し、その後、鋼管内のコンクリートを打設した。

主な実験パラメータは、①鋼管の幅厚比、②外殻部と鋼管内のコンクリート強度の組合せ、③鋼管の強度である。加力は、油圧ジャッキによる一方向単調載荷とした。

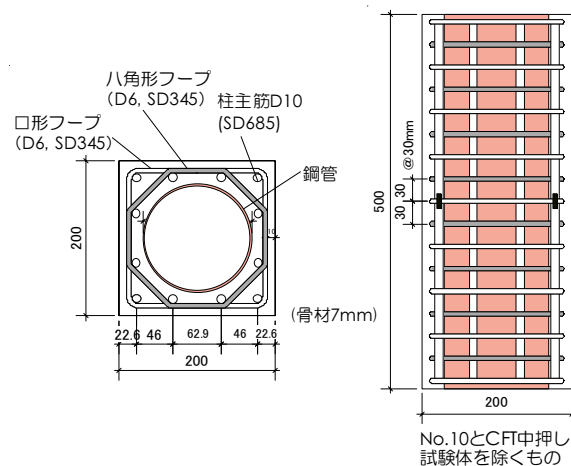


図-1 試験体断面図および立面図

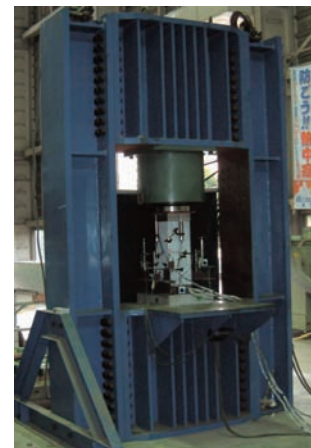


写真-1 加力状況写真

研究の成果

本合成構造の柱は、外殻部のコンクリートの破壊後、最終的には内部の CFT 構造部で鉛直荷重を負担することが確認できた。また、柱に内蔵された鋼管の幅厚比が小さいほど最大荷重が大きく、その後の荷重低下の割合が小さいこと、鋼管内のコンクリート強度が 100N/mm^2 以上の場合には、鋼管の幅厚比をより小さくする必要のあることが分かった。

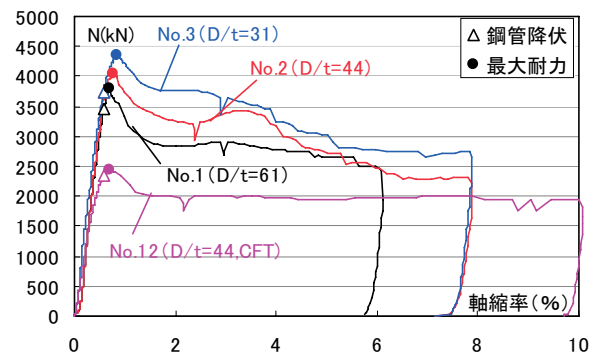


図-2 荷重と軸縮率の関係（幅厚比の関係）

Axial Compression Behavior of RC Columns with Built-in Steel Tubes

KENJI TANO HIDEYUKI KOSAKA HISAYUKI YAMANAKA

Key Words: Composite Structure, Concrete Filled Steel Tube, Column, Compression Test

地下鉄振動の地盤・建物内振動伝搬特性に関する研究

山岸 邦彰 谷垣 正治 岩本 毅 原田 浩之

キーワード：振動伝搬，固体伝搬音，地下鉄，入力損失，多質点系応答解析

研究の目的

居住性能の向上に対する要求が高まる傾向にあるなかで、固体音対策が重要な技術的課題となってきた。特に固体音に対しては、事後対策が困難なことから、企画・設計段階においてその影響を予測し、事前に適切な対策を施すことが重要となる。

前報では、固体音の予測と免震構法の固体音低減に対する有効性の確認を目的として、実測を通じて鉄道軌道（高架軌道）近傍に建つ免震建物および周

辺地盤における波動伝搬特性や基礎による入力損失などの傾向を見た。本報では、地下鉄走行に伴う振動に着目し、固体伝搬音の予測精度の向上を目的として3棟の建物で行った振動測定の結果について報告するとともに、建物内における波動伝搬に関する解析結果について示す。

研究の概要

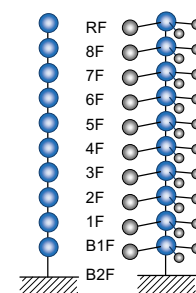
振動測定を行った3棟の建物および地下鉄の概要を表-1に示す。100Hzまで測定可能なサーボ型加速度計による測定を行い、地盤の波動伝搬特性、基礎の入力損失特性、建物内の波動伝搬特性の各特性をFourierスペクトル比等により評価した。

表-1 測定した3建物と地下鉄の概要

建物	階数		平面 L×W[m]	構造	地下鉄	建物からの 距離[m]	地表からの 深度[m]
	地上	地下					
A	13	1	18×12	RC (免震)	開削	12.5	4.2
B	9	0	59×17	SRC	シールド	10.7	25.0
C	8	2	16×10	SRC	開削	8.0	2.5

また、建物内の振動伝搬特性について、解析による評価の可能性を確認することを目的として、スラブの振動を考慮した多質点系応答解析による測定結果の検証を行った。

図-1に検討に用いた解析モデルを示す。



(a)モデルI (b)モデルII
図-1 解析モデル

研究の成果

振動測定および解析の結果、主に以下のようなことが分かった。

- ① 地下鉄通過時における振動の位相遅れは各振動数に対してほぼ同一であり、地下鉄走行に伴う加振源はラインソースと看做することができると考えられる（図-2）。
- ② 最下層に対する各階のFourierスペクトル比は、振動モードによる凹凸はあるものの、建物A、Bよりも建物Cの方が高振動数領域において小さい傾向を示す。
- ③ 建物全体および各部の振動特性を適切に評価した質点系モデルは、高周波数領域においても伝搬特性を評価できる可能性がある（図-3）。

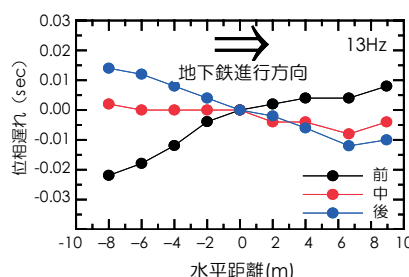


図-2 地下鉄通過前・中・後における測定の位相遅れ

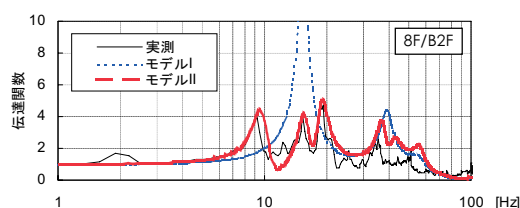


図-3 実測と解析による伝達関数

Vibration Propagation within Ground and Structures adjacent to Subways

KUNIAKI YAMAGISHI MASAHARU TANIGAKI TAKESHI IWAMOTO HIROYUKI HARADA

Key Words : Vibration Propagation, Structure Born Sound, Subway, Input Loss, MDOF System Analysis

コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発 —構造体コンクリートへの適用に関する検討—

立見 栄司

キーワード：構造体コンクリート，非破壊検査，衝撃弾性波，弾性波速度，圧縮強度，鉄筋

研究の目的

コンクリートは打設方法や養生方法によりジャン力発生や強度発現など品質に係る影響を受けるため、施工時の適切な品質管理は勿論のこと、築造されたコンクリート構造物の性能を正しく評価する必要がある。そこで、コンクリートの品質の中で最も重要な圧縮強度を衝撃弾性波の伝播速度（弾性波速度）から推定する方法を開発した。この方法は、コンクリート表面に振動検出器を当て、その近傍をハンマ

ーで軽く叩くだけの極めて簡便な方法で圧縮強度が推定できることを特徴としている。本方法を構造体コンクリートに適用する場合、その弾性波速度を適切に測定するために弾性波速度測定に影響を及ぼす要因についてあらかじめ検討する必要がある。

本報告では、コンクリート表面で測定された弾性波速度の内部特性および鉄筋の弾性波速度がコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響について述べる。

研究の概要

構造体コンクリートの弾性波速度は、表層部と内部とは異なり、一般的には内部が速い。また、鉄筋近傍の弾性波速度は鋼材の弾性波速度の影響を受け、見掛けの速度として速くなる可能性がある。そこで、構造体コンクリートを模擬した2種類の試験体に関する実験を行った。

構造体コンクリートの表層部と内部の弾性波速度特性を把握する実験では、試験体の表面で測定した弾性波速度と試験体から採取したコア供試体の弾性波速度を比較した。他方、コンクリート中の鉄筋が弾性波速度に及ぼす影響を把握する実験では、水セメント比、鉄筋径およびかぶり厚さを影響因子とし

て作製した壁試験体表面の弾性波速度分布を測定した。写真は測定角度(測線と鉄筋の成す角度)を45度とした弾性波速度測定状況である。

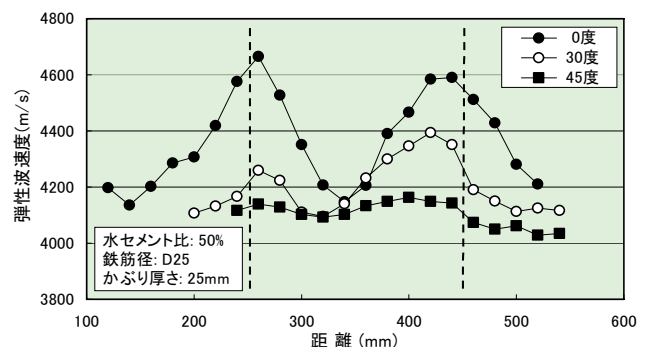


研究の成果

弾性波速度の構造体内部特性に関しては、透過法により測定した弾性波速度がコア供試体の弾性波速度とほぼ一致したことから、透過法により構造体コンクリートの適切な強度推定が可能であることが確認された。また、構造体表面の弾性波速度は、構造体内部より若干遅い傾向があることが確認された。

一方、鉄筋が弾性波速度に及ぼす影響に関しては、鉄筋コンクリート壁の弾性波速度分布に山と谷の変動が見られ、鉄筋がコンクリートの弾性波速度に影響を及ぼすこと、および最も影響が大きい因子は鉄筋径であることが確認された。これに対し、弾性波速度の測定角度を大きくすると鉄筋が及ぼす影響は

減少し、図に示すように、測定角度が45度の場合には鉄筋の影響が比較的小さくなった。したがって、45度の測定角度により鉄筋の影響をかなり排除できるものと思われる。



Development of Nondestructive Inspection Method for Estimating Concrete Strength
—Study of the Application to Concrete in Structures—

EIJI TATSUMI

Key Words: Concrete in structures, Nondestructive Inspection, Impact-Elastic Wave, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength, Reinforcement

直動転がり免震支承(CLB)の摩擦特性に関する実験的研究

—傾斜・捻れによる摩擦係数の変化について—

原田 浩之 鈴木 亨 木田 英範

キーワード：免震，転がり支承，リニアガイド，摩擦係数，変化率

研究の目的

直動転がり免震支承(CLB)は、リニアガイドを利用した低摩擦の支承材であり、基本的な摩擦特性はすでに明らかにされている。しかし、地震動や暴風などにより CLB が取り付く部材に傾斜や捻れが生じた場合の摩擦特性については、十分に検討されていない。そこで本研究では、傾斜や捻れによる摩擦係数の変化について実験的に検討し、その定量的な評価を行った。

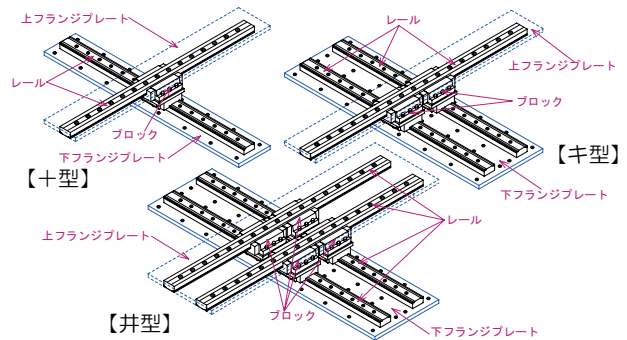


図-1 CLBの構成

研究の概要

3タイプ(十型・キ型・井型)の直動転がり免震支承(CLB)について、CLBの上下フランジプレート間に相対的な傾斜や捻れを強制的に与えた状態で圧縮せん断実験を行い、傾斜や捻れによる摩擦特性の変化についてパラメトリックに検討した。

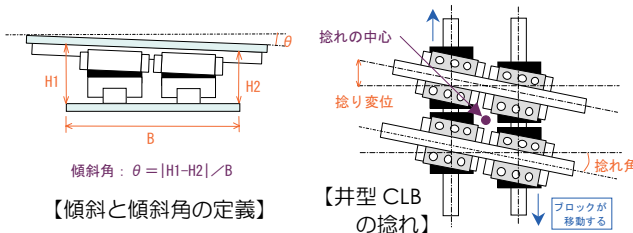


図-2 傾斜と捻れの説明図

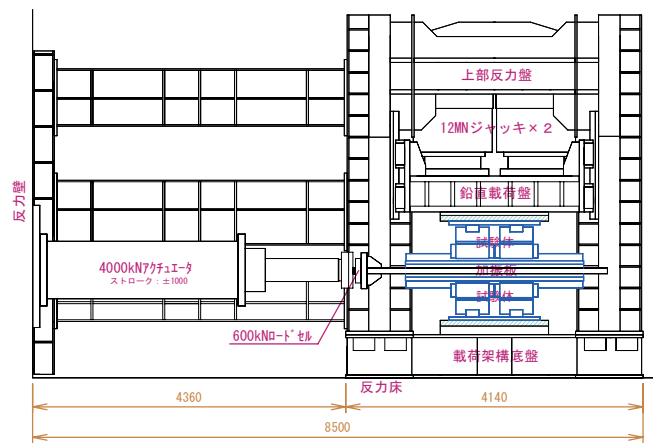


図-3 実験の全体図

研究の成果

十型 CLB の加振方向の傾斜による摩擦係数の変化は、傾斜角が 0.007rad 以下の範囲では、工学的には無視できる程度に十分小さいことがわかった。また、十型 CLB の加振直交方向の傾斜およびキ型 CLB・井型 CLB の任意方向の傾斜による摩擦係数の

変化率は、指数関数を用いた簡単な式で表現できることが明らかになった。さらに、捻れによる摩擦係数の変化は、CLB のタイプによらず、捻れ角が 0.017rad 以下の範囲では、+3%未満であることが確認できた。

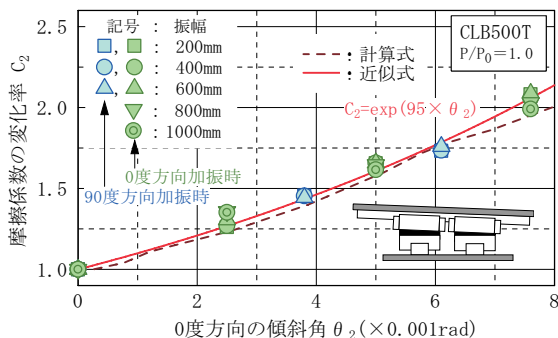


図-4 キ型 CLB の傾斜による摩擦係数の変化

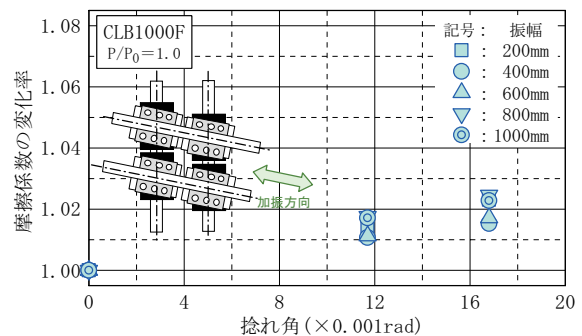


図-5 井型 CLB の捻れによる摩擦係数の変化

Experimental Study on Friction Characteristics of Cross Linear Bearings (CLB)
- Variation in Coefficient of Friction under Inclination or Torsion Conditions -

HIROYUKI HARADA TORU SUZUKI HIDENORI KIDA

Key Words: Base Isolation, Rolling Isolator, Linear Motion Guide, Coefficient of Friction, Variation Rate

粘性ダンパーを用いた RC 高架橋の振動台実験

中南 滋樹 鈴木 亨 谷垣 正治 木田 英範 古橋 剛 中井 裕司

キーワード：粘性ダンパー，ラーメン高架橋，振動台実験，耐震補強，制震

研究の目的

高架橋の耐震補強法としては、柱に鋼板や繊維シートを巻き立てて靱性の向上を図るのが一般的である。しかし、この工法を適用する場合、柱全数・全周にわたって補強しなければならないこと、大地震時には残留変形が生じるなどの問題がある。粘性ダンパーによる耐震補強は、応答変形そのものを抑制するため残留変形が小さくなり、減衰量の設定によ

り構造物の損傷度を制御できるため、地震後も補修なしに構造物の機能を保持させることができる。

本研究は、建築構造物の免制震ダンパーとして実績のある増幅機構付き減衰装置「減衰こま」を、ラーメン高架橋などの土木構造物に適用し、粘性ダンパーによる制震補強システムを構築することを目的としたものである。

研究の概要

試験体は、実際の新幹線で用いられている RC ラーメン高架橋の約 1/2.5 モデル(写真-1)とした。粘性ダンパーは、環境温度 20°C、速度 0.15m/s で約 300kN の減衰力を発揮するものを使用し、ブレースを介して 2 基設置した。試験ケースは、スイープ試験と、地震波(鉄道構造物等設計標準・同解説に規定するレベル 2 地震動 G1 地盤(4m/s², 8m/s²))試験に対して「ダンパーなし」と「ダンパーあり」の計 6 ケースを実施した。また、構造物(柱の固有振動数)の健全度を判定するための衝撃振動試験を行った。



写真-1 試験体

研究の成果

粘性ダンパーを用いた 1 層 1 スパンの模型試験体の振動台実験の結果、以下の事項を確認できた。

- ① 小振幅(0.02m/s² 相当)入力によるスイープ加振試験の結果(図-1)、ダンパーを設置することで加速度応答倍率は約 1/5 に減少した。
- ② 8m/s² の地震波加振試験の結果(図-2)、ダンパーなしでは最大変形が 75mm(塑性率 1.53)まで達

し、構造物が降伏したが、ダンパーありでは 9.7mm(塑性率 0.82)にとどまったため、損傷を軽微にすることができた(約 1/8 の変位低減率)。

- ③ 衝撃振動試験の結果(図-3)、ダンパーなし 8m/s² の地震波加振後の柱の固有振動数は、初期値に対して約 40%まで低下したが、ダンパーありでは約 98%とほとんど低下は見られなかった。

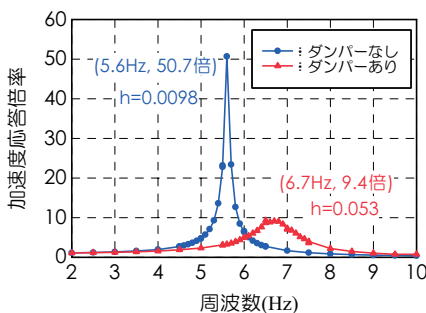


図-1 スイープ加振結果

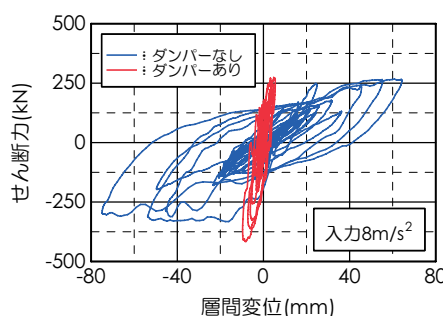


図-2 地震波入力試験結果

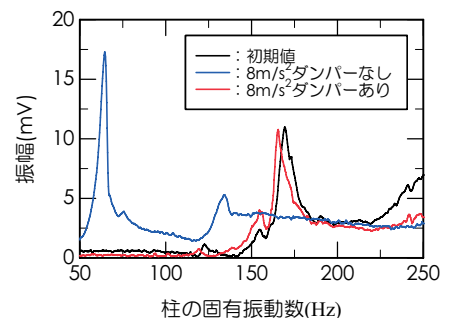


図-3 衝撃振動試験結果

Shaking Table Tests of a Reinforced Concrete Viaduct with Viscous Dampers

SHIGEKI NAKAMINAMI TORU SUZUKI MASAHARU TANIGAKI HIDENORI KIDA

TAKESHI FURUHASHI HIROSHI NAKAI

Key Words : Viscous Damper, Viaduct, Shaking Table Test, Seismic Retrofit, Seismic Response Control

慣性質量要素を有する粘性減衰装置の開発

中南 滋樹 鈴木 亨 木田 英範 古橋 剛 田中 久也

キーワード：応答制御，慣性質量，粘性ダンパー，増幅機構，ボールねじ

研究の目的

構造物の応答は外乱に対して，振動方程式の相対加速度に関する質量項を調整するか，相対速度に関する粘性減衰項を調整するか，あるいは相対変位に関する剛性項を調整することによって制御できる。粘性減衰項や剛性項を調整する装置としては，様々なものが実用化されているが，質量項を調整する装置としては既往の研究でいくつか提案されているにすぎない。その理由は，一般にこの制御法によると

非常に大きな重量を必要とするためである。

これまでに筆者らは，増幅機構付き減衰装置「減衰こま」の開発で，本装置に副次的な慣性質量効果があることを確認している。増幅機構は装置のもつ回転体の質量を数千倍にもする。本研究は，積極的にこの機構を利用することにより，本装置を組み込んだ構造物の実用化を目的とし，それによる新たな応答制設計法を提案するものである。

研究の概要

本装置は，回転体の質量をボールねじにより増幅させ，相対加速度に依存して大きな慣性力を発生させる装置である(図-1)。本報では，この慣性力の評価式を導くとともに，本装置を振動系に組み込んだとき(図-2)の応答性状を考察した。また，評価式の整合性を確認することを目的とした実機レベルの試験体の動的加振試験を実施した。

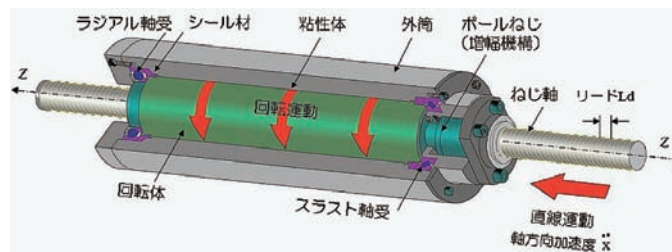


図-1 装置概要図

研究の成果

本装置の慣性力 Q_i の評価式は，回転体の質量を m_r ，回転体の慣性モーメントを I ，ねじのリードを L_d とすると下式で表されることが分かった。

$$Q_i = m_{eq} \cdot \ddot{x}$$

$$\begin{aligned} \text{等価質量} \quad m_{eq} &= (2\pi/L_d)^2 \cdot I \\ \text{質量増幅率} \quad \beta &= m_{eq} / m_r \end{aligned}$$

相対加速度を受けて慣性力となる質量を構造物に付与すると，①周期の伸長効果，②減衰項の低減効果，③振動系への入力低減効果，を有することが分かった。また，実機レベルの試験体の動的加振試験を行った結果(図-3)，理論値は実験値をおおむね評価できることが分かった。

本装置について以下の用途が考えられる。

- 1) 外乱が調和振動の機械などの防振，
- 2) 免震構造の周期伸長と減衰付与，
- 3) 制震構造の周期調整と減衰付与，
- 4) 固有周期の異なる建物間の連結制振など

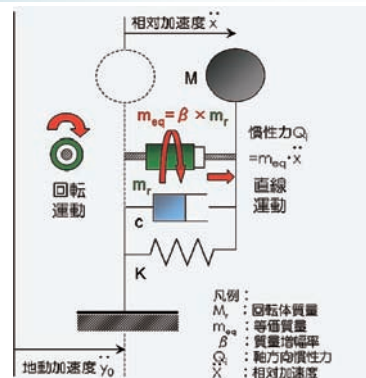


図-2 本装置を組み込んだ1質点振動系

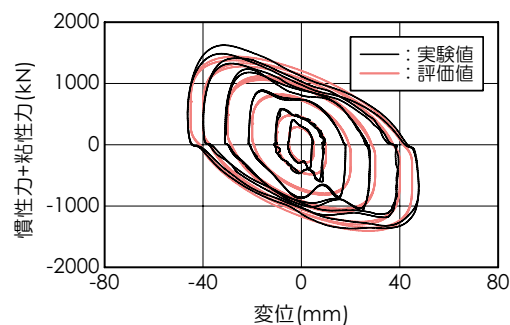


図-3 実験値と評価値の比較

Development of Viscous Damping Device with Inertia Mass Element

SHIGEKI NAKAMINAMI TORU SUZUKI HIDENORI KIDA TAKESHI FURUHASHI

HISAYA TANAKA

Key Words: Response Control, Inertia Mass, Viscous Damping Devices, Amplification Mechanism, Ball Screw

錫プラグ入り積層ゴム免震装置(SnRB)の開発

鈴木 亨 原田 浩之 光阪 勇治 田中 久也

キーワード：免震支承, 錫プラグ, エネルギー吸収材料, 連続加振, 復元力特性

研究の目的

減衰機能一体型積層ゴムとしては従来鉛プラグ入り積層ゴムが使用されてきた。これは、鉛を振動エネルギー吸収材料として用いた場合、常温再結晶するため塑性変形による疲労が蓄積しないという特性があり、また延性に優れるため大変形にも追従可能となるためである。しかしながら近年、環境意識の高まりから各工業分野で非鉛化が進んでおり、建築分野でも非鉛製品の実用化が必要と考えられる。従

来、非鉄金属においては鉛のみの特性が評価されてきたが、他の金属で同等の特性を確認できれば、エネルギー吸収材料として使用できるものと考えられる。鉛以外の金属について、その機械特性からエネルギー吸収材料として使用可能かどうか評価を行い、その結果に基づいて開発した、錫(すず)プラグ入り積層ゴム(SnRB)の基本性能について報告する。

研究の概要

容易に入手可能なアルミニウム、錫、亜鉛を用いて、単純引張り試験、単純疲労試験を実施し、その機械的特性からエネルギー吸収材料として使用可能か評価した。

その結果、延性・繰り返し安定性・再結晶応力に優れた錫をエネルギー吸収材料として使用することとし、錫プラグ入り積層ゴムの基本性能、その速度依存性、繰り返し耐久性を実験的に確認した。また、同装置の復元力特性のモデル化を行い、その妥当性を確認した。

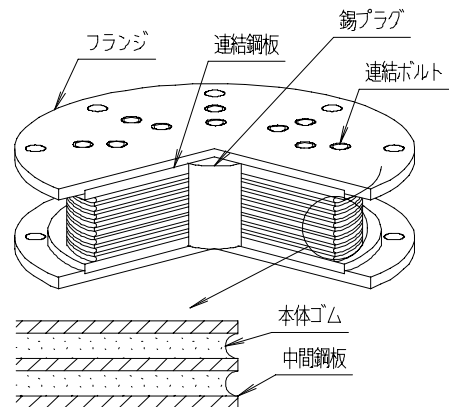


図-1 SnRBの構造

研究の成果

錫は延性・繰り返し性能・常温再結晶性において、鉛と同等あるいはそれ以上の特性を持ち、エネルギー吸収材料として使用が可能である。

錫プラグ入り積層ゴム(SnRB)の2次剛性、および切片荷重のひずみ・面圧依存性は、いずれも鉛プラグ入り積層ゴム(LRI)と同程度であり、同径の錫プラグを使用した場合、LRIの約1.6倍の切片荷重を得ることができる。また、SnRBは、高速度加振試験、連続加振試験においても良好な性能を発揮することを確認した。

SnRBの復元力特性は、修正バイリニア特性と蝶型特性を並列ばねとして表現することにより(詳細モデル)、適切に評価することが可能である。また、詳細モデルと、ゴムのせん断弾性係数率に基づいた

2次剛性とループ面積を等価と設定した切片荷重によるバイリニア特性で表現した場合(基本モデル)の応答解析結果の相違は数%で、両者に大きな違いは認められなかった。

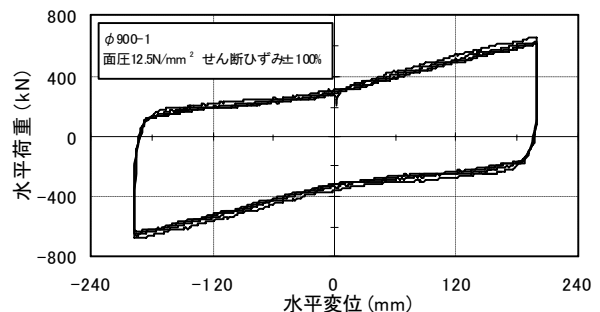


図-2 SnRBの圧縮せん断試験時履歴特性

Development of a Tin Rubber Bearing Isolator (SnRB)

TORU SUZUKI HIROYUKI HARADA YUJI MITSUSAKA HISAYA TANAKA

Key Words: Base Isolation, Tin Plug, Energy Absorption Material, Continuous Test, Hysteresis Characteristics

超高強度コンクリートの自己収縮低減に関する検討

— 膨張材がコンクリート性状に与える影響 —

西本 好克 松田 拓 河上 浩司

キーワード：超高強度，自己収縮，低熱ポルトランドセメント，シリカフェーム

研究の目的

超高強度コンクリートでは、自己収縮が非常に大きくなる傾向がある。また、コンクリートの自己収縮ひずみは、硬化初期の温度履歴の影響を受けるとい報告がある。

本研究は、結合材として低熱ポルトランドセメントおよびシリカフェームを使用した高強度コンクリートを対象として、膨張材を混入した場合の強度発現性および収縮低減効果について確認した。

研究の概要

結合材は、水結合材比 25%では低熱ポルトランドセメント (L) と膨張材 (Ex:15~30kg/m³) との組み合わせとし、25%未満ではさらに単位結合材量の内割り 10%分のシリカフェーム (SF) を混合した。

プレーンコンクリート強度を基準として、膨張材添加コンクリートの圧縮強度比を添加量で整理した結果を図-1 に示す。添加量に応じて圧縮強度は低下するが、強度の低下率はおおむね 5%程度であった。

20℃養生での自己収縮ひずみ測定結果の例を図-2 に示す。自己収縮は、L25%では L+SF16%や L+SF14% に比べて速く収束する。また、膨張材の添加量に応じて自己収縮が低減されていくこと、水結合材比の低下に伴い収縮量は増大する傾向があることを確認できた。

柱中心部を模擬したモデル温度履歴を与えたときのひずみ量の実測値と、温度履歴による膨張量を補正して算出した自己収縮ひずみを図-3 に示す。モデル温度履歴では初期にコンクリート温度が上昇しているため、ひずみ実測値は初期に膨張側にあるが、温度補正をして算出した自己収縮ひずみは 20℃養生を行ったときよりも急激に収縮することが確認できた。なお、最終的な自己収縮ひずみは 20℃養生と同等かそれ以下であった。

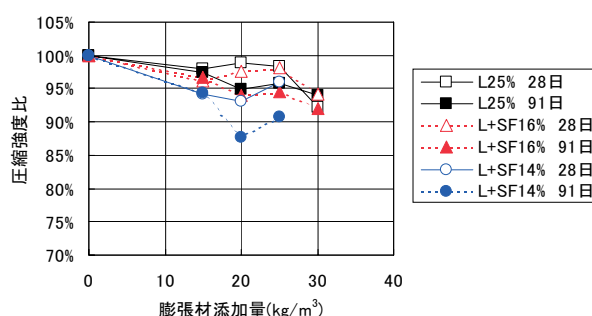


図-1 圧縮強度比

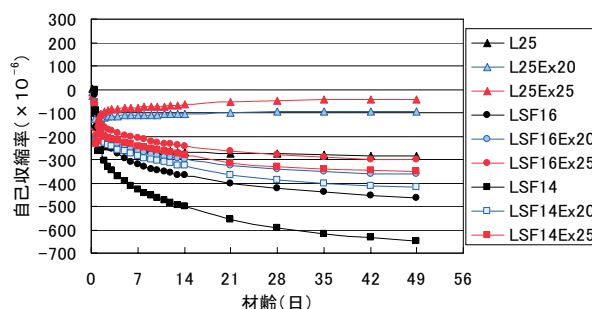


図-2 20℃一定養生での自己収縮ひずみ

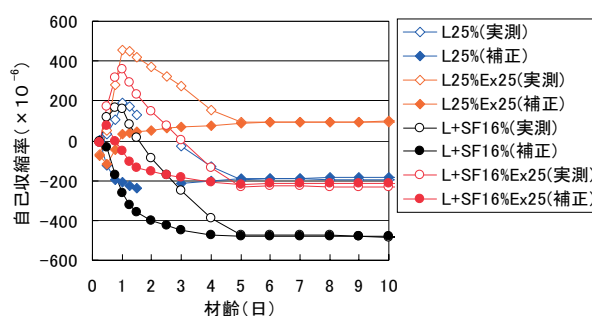


図-3 モデル温度履歴下のひずみ量

研究の成果

本研究において以下の知見が得られた。

- ① 膨張材を添加したコンクリートの圧縮強度は、無添加のコンクリートに比べて、5%程度の強度低下が認められた。
- ② 膨張材を添加したコンクリートでは、添加量に応じて自己収縮の低減効果が認められた。
- ③ 初期高温履歴を受けると、若材齢で急激に自己収縮が進行するが、長期的な増加量は小さい。

A Study on the Decrease of Self-Shrinkage in Super-High-Strength Concrete
- The Influence of Expansive Additive on Concrete Properties -

YOSHIKATSU NISHIMOTO TAKU MATSUDA HIROSHI KAWAKAMI

Key Words : Super-High-Strength, Self-Shrinkage, Low-Heat Portland Cement, Silica Fume

初期に温度履歴を受けたコンクリートの若材齢強度の評価手法に関する検討

松田 拓 西本 好克 蓮尾 孝一 河上 浩司

キーワード：品質管理，強度発現，初期強度，積算温度

研究の目的

RC 躯体のシステム化施工やサイト PCa 工法では、脱型や吊り上げ作業時にコンクリートの初期強度発現を適切に評価した品質管理を行い、施工サイクルを確保する必要がある。コンクリートの初期強度発現は養生温度条件に大きく影響され、積算温度と関連して説明できることが知られている。しかし、従

来の多くの報告は一定養生温度条件下での試験結果に基づいたものであり、初期にコンクリートの自己発熱や加熱養生による温度履歴を受けたケースに関する報告は少ない。本研究は、初期に温度履歴を受けたコンクリートの若材齢強度の評価を目的とした。

研究の概要

普通セメント(N), 中庸熱セメント(M), 低熱セメント(L)を使用し、水セメント比 25~50%のコンクリートを、図-1 に示す温度条件下で養生し、材齢 18,24,42,48,72 時間および 7,28 日での圧縮強度を確認した。強度試験結果を積算温度により整理し、異なる養生温度条件下での若材齢強度の発現性状を評価した。

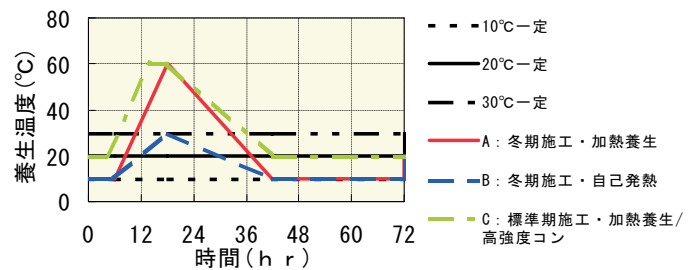


図-1 養生温度条件

研究の成果

初期に温度履歴を受けたコンクリートの強度発現は、一定養生条件下と同様に積算温度で評価できることを確認し、式(1)を提案した。

$$\sigma_R = (M - c) / \{a + b \cdot (M - c)\} \quad (1)$$

$$\sigma_R = (\sigma / \sigma_7) \times 10 \quad (2)$$

M：積算温度(°C・Hr)，σ：圧縮強度(N/mm²)，σ₇：標準養生7日圧縮強度(N/mm²)

一連の試験結果より、コンクリートの強度発現特性を表す係数 a,b,c がセメント種類と W/C に関連付けられることを明らかにした。

提案手法は、式(1)における σ₇ に、レディミクストコンクリート工場の品質管理データを利用することにより、出荷工場別の初期強度の発現を、事前に確認試験を実施することなく推定することが出来る。

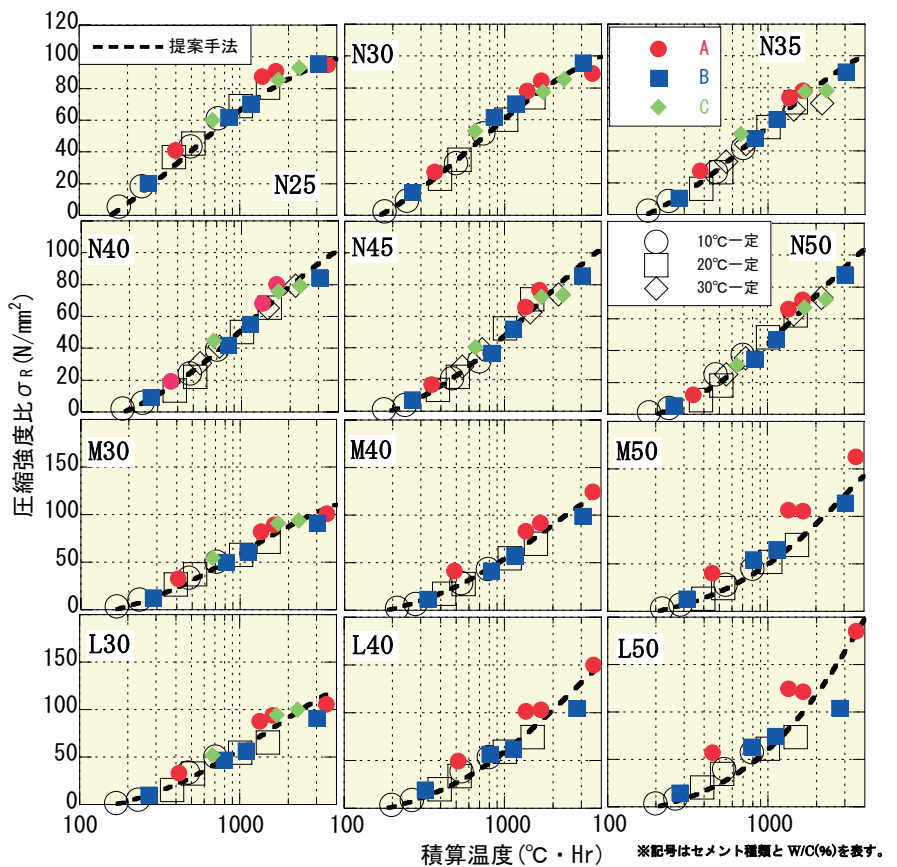


図-2 積算温度と圧縮強度の発現

Evaluation Methods of Concrete Strength Cured under High Temperature in Early Age

TAKU MATSUDA YOSHIKATSU NISHIMOTO KOICHI HASUO HIROSHI KAWAKAMI

Key Words: Quality Control, Strength Development, Compressive Strength in Early Age, Maturity

高強度セメント硬化体の強度発現と微細構造に関する実験研究

河上 浩司 西本 好克 松田 拓

キーワード：高強度モルタル，圧縮強度，細孔径分布，養生，シリカフューム

研究の目的

シリカフュームなどを混合した結合材による 100N/mm² 以上の超高強度コンクリートが、初期高温履歴を受けたときに、材齢 91 日程度までであれば標準養生や 20℃封かん養生と同等以上の強度が得られたという報告がみられる。

研究の概要

結合材は、低熱セメントとシリカフュームを混合した LSF、普通セメントならびに低熱セメントの 3 種類とした。養生は標準養生、20℃封かんおよび最高温度を 60℃とする加熱養生とし、圧縮強度のほか細孔径分布や水酸化カルシウム量の測定を行った。

強度発現の例を図-1 に示す。すべての結合材で、加熱養生供試体は若材齢での強度発現は大きいですが、その後の強度増加量は小さい。普通セメントでは材齢 91 日では 20℃封かんのほうが強度は高くなったが、低熱セメントや LSF の場合、加熱養生供試体では材齢 91 日強度は 20℃封かんとほぼ同等であった。0.0043~78.1μm の範囲での累積細孔量を図-2 に示す。大きな差が生じるのは 0.020μm 付近以下である。また、L30 や N30 と LSF16 では 0.005μm での累積総細孔量がほとんど同じであっても、LSF のほうがより小さい細孔径での増加が顕著となっており、細孔径分布が異なっていることが確認できた。

水酸化カルシウム量の結合材量に対する比を表-1 に示す。L30 では、養生方法によらず材齢に伴い水酸化カルシウム量が増加し、セメントの水和反応の進行を裏付けている。一方、LSF25 や LSF16 では、20℃封かん養生は材齢に伴い減少し、ポゾラン反応により水酸化カルシウムが消費されていることを裏

今回、結合材として低熱セメントとシリカフュームを練り混ぜ時に混合した結合材でモルタルを練り混ぜ、マトリックス部分における圧縮強度の確認と内部組織の分析を行い、温度履歴の影響についての検討を行った。

付けているのに対し、加熱した場合は材齢 3 日以降ほぼ 0%で、水酸化カルシウムがシリカフュームの反応により消費され高強度化したと考えられる。

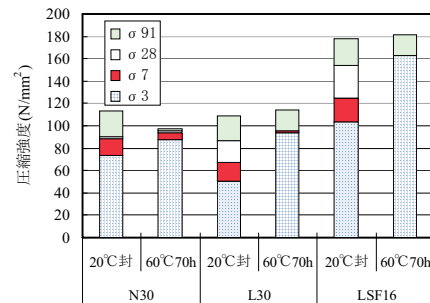


図-1 強度発現

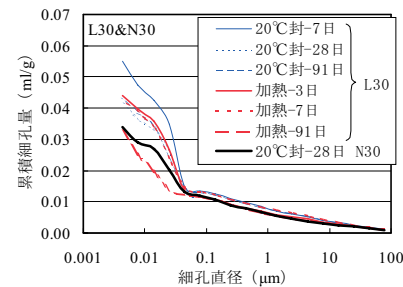


図-2 累積細孔径分布

表-1 水酸化カルシウム量

	養生条件	水酸化カルシウム量/結合材量(%)			
		3日	7日	28日	91日
N30	20℃封	-	-	4.7	-
	20℃封	-	2.8	3.2	3.9
L30	60℃70h	3.0	3.0	-	3.1
	20℃封	-	1.7	1.5	0.7
LSF25	60℃70h	0.1	0.1	-	0.0
	標準養生	-	-	-	0.0
LSF16	20℃封	-	1.5	1.2	0.0
	60℃70h	0.1	0.1	-	0.0

研究（開発）の成果

本実験により、初期高温履歴を与えた場合、以下のことが確認された。

①材齢 3 日までの初期強度発現速度は著しいが、その後の強度増加量は小さい。

②低熱セメント+シリカフュームを結合材とした場合、材齢 91 日では加熱養生、標準養生、20℃封かん養生の強度は一致し、細孔径分布、水酸化カルシウム量についても一致する。

Experimental Study on Strength Development and Microstructure of High-Strength Cement Matrix

HIROSHI KAWAKAMI YOSHIKATSU NISHIMOTO TAKU MATSUDA

Key Words: High-Strength Mortar, Compressive Strength, Pore Size Distribution, Curing, Silica-Fume

床衝撃音の衝撃源に関する一考察

岩本 毅 嶋田 泰 赤尾 伸一

キーワード：床衝撃音、防音木質床、衝撃源、一質点系モデル

研究の目的

多くの集合住宅では床仕上げ材として防音木質床が使用されている。これは直貼床と二重床に分けられるが、この種の床は防振材の非線形性や合板の分割振動などの影響により単純な質点系とならないので、衝撃源によって床衝撃音低減量が変化する可能性

がある。本稿では、軽量衝撃源として鋼球などを利用した場合の床衝撃音低減量について実験的検討を行った。また、重量衝撃源については単純な1質点系モデルを用いて、二重床の床衝撃音低減量に関する基礎的検討を行った。

研究の概要

軽量床衝撃源については図-1に示すような直貼床と二重床の試験体を用いた。衝撃源としてはゴルフボール、ボールベアリング球（80g および 1kg）を使用した。これらの衝撃源を落下高さを変えながら、それぞれの床の床衝撃音低減量を求めた。

重量衝撃源については、図-2に示す防振ゴムを介して4本の支持脚で固定した1質点系モデルを用いた。衝撃源としてはJISに規定されているバングマシンとゴムボールに加え、衝撃時間が大きく異なるインパルスハンマーとした。防振ゴムのばね定数および上部床板の質量をパラメータとして固有周波数を変化させ、その衝撃応答を求めた。

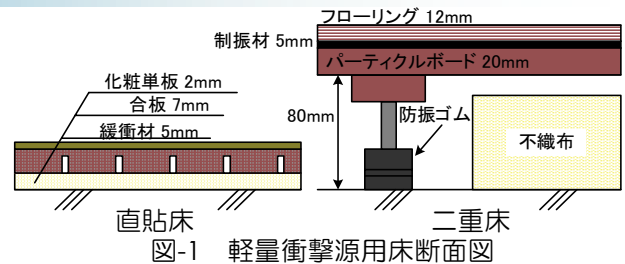


図-1 軽量衝撃源用床断面図

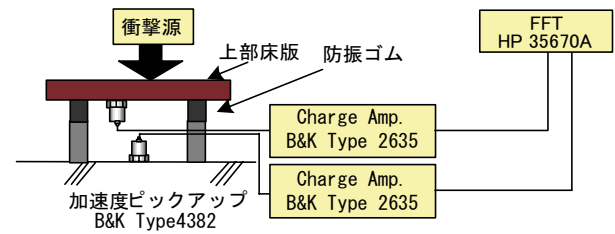


図-2 重量衝撃源用1質点系モデル

研究の成果

軽量床衝撃源については直貼床の場合、衝撃源の質量や形状によって緩衝材と上部合板の非線形性が顕著となり、低減量に大きな変化が見られる。タッピングマシンによる床衝撃音レベルが等しい場合であっても衝撃源が変わると直貼床と二重床では10dB以上の差が見られる場合がある。

重量床衝撃源では、バングマシンやゴムボールのように長い衝撃時間を持つ場合、質点系の振動伝達率から大きく乖離した。衝撃源が上部床に接しているときは衝撃源、二重床、スラブの3体問題であるのに対して、衝撃源が離れたときは2体問題、さらにはスラブのインピーダンスが十分大きい場合は1体問題となる。したがって、重量衝撃源の場合、全体の系としては明らかに時変系として扱う必要があるものと考えられる。

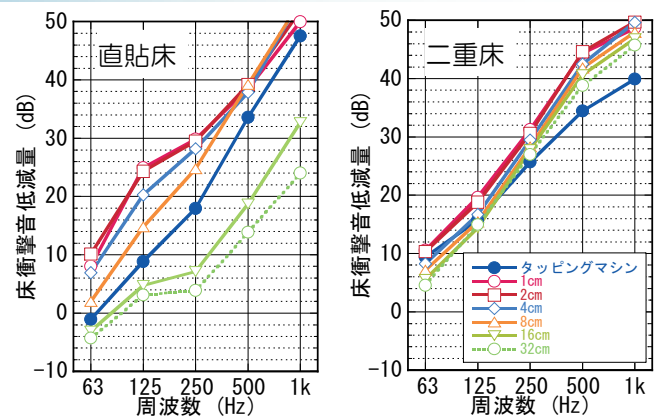


図-3 1kg球の床衝撃音低減量

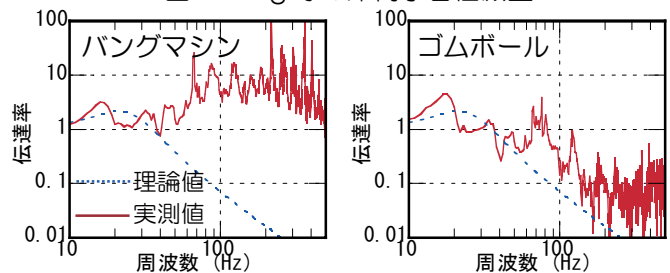


図-4 バングマシンとゴムボールの振動伝達率

Study on Impact Source of Floor Impact Sound

TAKESHI IWAMOTO YASUSHI SHIMADA SHIN-ICHI AKAO

Key words: Floor Impact Sound, Soundproofing Wooden Floor, Impact Source, Single Mass System

風環境評価の不確かさに関する考察

野田 博 作田 美知子

キーワード：風環境評価, 不確かさ, 上空風気象データ, 風洞実験

研究の目的

本報では、風洞実験結果を利用した場合の風環境評価の「不確かさ」、言い換えれば風環境評価の信頼性を検証するため、風環境評価における不確かさ解析を行った。

研究の概要

風洞実験を利用して風環境評価を行う場合の不確かさを検討するには、まずその過程におけるすべての不確かさ要因を列挙する必要がある。考えられる不確かさの要因を図-1に示す。

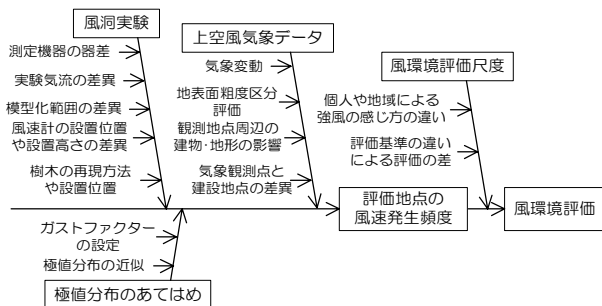


図-1 風環境評価に含まれる不確かさの要因

不確かさ解析を行うことにより、風環境評価を行う過程においてどのような「不確かさ」の因子があるか、そしてその「不確かさ」が最終的な風環境評価にどの程度影響するか調査した。

通常風環境評価では、平均風速の累積頻度(平均風速に基づく評価方法)、あるいは日最大平均風速の超過確率(日最大瞬間風速に基づく評価方法)を求めますが、そのときワイブル近似式を用いる。この場合、上空風気象データと極値分布のあてはめにおける不確かさはワイブル係数 c, k, γ の不確かさ、風洞実験結果の不確かさは風速比 R の不確かさとなる。

風洞実験結果の不確かさは既往の研究結果により調査し、上空気象データと極値分布のあてはめによる不確かさは、東京都内ならびに千葉市内のそれぞれ数箇所の観測局における観測結果から算出した。

研究の成果

平均風速による評価では、風速比 R とワイブル係数 c による不確かさの影響は同程度である。また不確かさを変動係数で表した場合(本文参照)、これらの不確かさの風環境評価に与える影響度は同じ変動係数として現れる。ワイブル係数 k による不確かさは風速比 R 、ワイブル係数 c に比べて小さい(図-2参照。凡例は本文参照)。

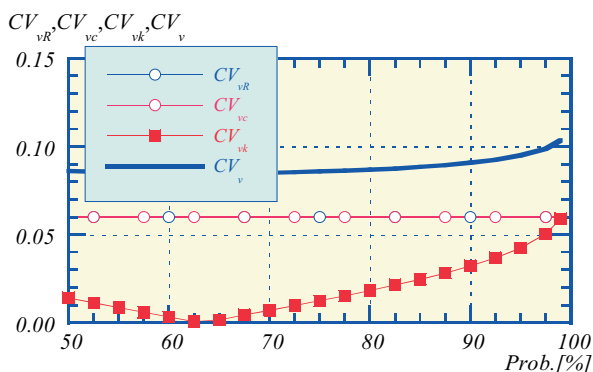


図-2 平均風速による評価方法の不確かさ

日最大瞬間風速による評価では風速比 R による不確かさが最も影響が大きい。ただし、ワイブル近似を2変数とした場合、風速比 R とワイブル係数 c の不確かさの風環境評価への影響は同じとなる。また、評価風速(10m/s, 15m/s, 20m/s)が大きくなるに従い評価された値に対して相対的に不確かさが大きくなり評価値の信頼性が小さくなる(図-3参照)。

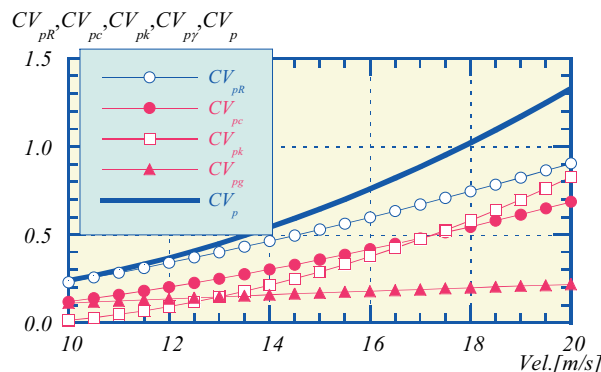


図-3 日最大瞬間風速による評価方法の不確かさ

Uncertainty in Wind Environment Assessment

HIROSHI NODA MICHIKO SAKUTA

Key words: Wind Environment Assessment, Uncertainty, Upper Wind Meteorology Observations,

Wind Tunnel Experiment

電磁シールドオフィスに関する意識調査

石橋 孝一

キーワード：電磁シールド, 事務所, 意識調査, テキストマイニング, モレ分析

研究の目的

電磁シールドルームを取巻く市場は、無線 LAN 通信の情報漏洩対策や電子機器類の発展に伴う新たな障害対策により、伸びることが期待されていた。しかし、電磁シールド建材（壁材、ガラスなど）の市場は、過去 4 年を振り返っても横這いの傾向であり、

年間 900 億円程度である。

本報では、「電磁シールドオフィス」の市場が伸びない原因を探るため、ビジネスパーソンを対象に実施した、電磁シールドの認知度合いや重要度に関する意識調査の結果を報告する。

研究の概要

意識調査の概要は以下である。

- ・調査方法：インターネットによる Web アンケート
- ・調査対象者：首都圏（東京・神奈川・千葉・埼玉）に在住の 20 才以上のビジネスパーソン（男女）
- ・有効回答数：417 名

アンケートの質問内容は以下である。

- Q1. あなたは「電磁シールドオフィス（電磁シールドルーム）」をご存知でしたか？
- Q2. あなたのオフィス（会議室を含む）には、電磁シールドルームがありますか？
- Q3. あなたのオフィス（会議室も含む）に電磁シールドルームを設置することはどの程度重要だと思いますか？

SQ3. Q3でお答えになった理由を自由にお書き下さい

Q4. あなたにとって、「パソコン画面の盗聴対策」と「会話の盗聴対策」とでは、どちらが重要だと思いますか？

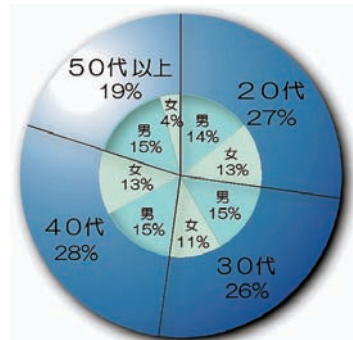


図-1 年代別、および男女別の割合

研究の成果

「電磁シールドオフィス（電磁シールドルーム）」の認知度は 18%である。

図-2のプロセスごとのモレの割合が、現在の市場の傾向を表すと仮定すれば、モレの82%を占める「電磁シールドオフィス」の認知度の低さが、ボトルネックであることは明らかである。認知度のモレの割合を 18%減らす（認知度 2 倍増）ことで、現在の市場が 2 倍に伸びる可能性がある。

しかし、「重要ではない（興味・欲求なし）」や「設置していない（採用しない）」のモレの割合にも着目する必要がある。認知度を上げることも重要であるが、「知っているが重要と思えない」や「重要と思うが採用できない」に関する理由を調査することも必

要である。調査を行うことで、「電磁シールド市場」の課題が明確にできると考える。

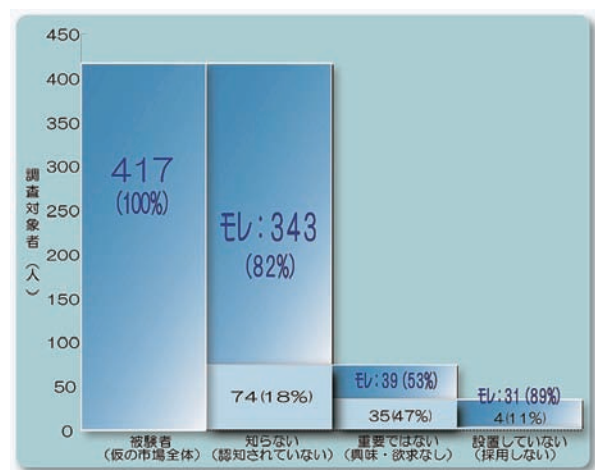


図-2 モレ分析

Attitude Survey Towards Electromagnetically Shielded Offices

KOICHI ISHIBASHI

Key Words: Electromagnetic Shielding, Office, Attitude Survey, Text Mining, Leakage Analysis

トンネル観測化施工の新しいパラダイムを目指して

櫻井 春輔 板倉 賢一 岡野 成敏 山地 宏志

キーワード：削孔検層，情報技術，コンピュータ・グラフィックス，緩み領域

研究の目的

トンネル施工時に削孔される膨大なロックボルト孔や発破孔等の削孔能率や作業性はトンネル周辺地山の地質状況と密接に関連するにもかかわらず、これまでトンネル観測化施工の観測項目として採用されることがなかった。これは、対象とするデータが膨大であること、データ採取作業のために削孔作業が阻害されること、さらには採取したデータを的確に分析するツールが整備されていないことなどが主たる原因である。

研究の概要

トンネル工事に従事する作業員に一切の負荷を負わせることなく削孔データの採取が行えるよう、油圧削岩機の油圧モータ接点スイッチをトリIGGERにしたデータ採取システムを構築し、削孔作業状況の自動的な採取を可能とした。これは、トンネル内の無線 LAN とネットワーク対応型データ・ロガーとの組み合わせにより、採取データを自動的に現場事務所内の PC に転送することも可能としたシステムである。さらに、現場事務所の PC 上では断面ごと、

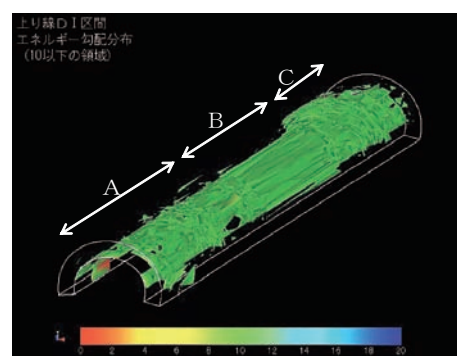
研究の成果

検層結果の一例を右図に示す。右図は、削孔エネルギーをもとにトンネル周辺の地質弱部を推定した図である。図に表示された区間の支保パターンはいずれも D-1 であり、探索区間のトンネル延長は約 80m である。この区間で推定された地質弱部はいずれもトンネル掘削に伴う緩み領域であると判断されたが、同一支保パターン区間でも緩み領域の発生形態が異なっている。ここでは、図に示すように A,B,C の三つの発生形態に区分したが、A は比較的良好的地山であり、掘削によると考えられる緩み領域も小さく、また潜在的な弱部も見られない。これに対して、C 部はトンネル壁面の 1.8~2.4m 範囲がかなり緩んでいるものと判断され、広がりとしては左肩部のほうが若干その範囲が広い。これは当該箇所地山が他の箇所（D-1 パターンの他の箇所）と比較し

筆者らは、近年大幅な性能向上と汎用化がすすむ IT 機器を利用して削孔データを自動的、かつリアルタイムに採取することのできるシステムを構築するとともに、現場事務所にて採取データを容易に三次元 CG 化することのできる分析システムも開発した。本文はそれらのシステムの概要を示すとともに、その分析結果のトンネル設計・施工へのフィードバックの適用性について記したものである。

あるいは支保パターンごとに削孔データが整理され、簡単な操作で統計的な分析や CG 化が可能なシステムの構築も併せて実施した。

このような一連のシステムをトンネル施工現場に導入し、掘削により発生するトンネル周辺の緩み領域や、潜在的な断層・破碎帯等の分布を推定・予測し、これと対応するトンネル支保を設計することでシステムの妥当性を検証した。



て脆弱なため、掘削の影響が比較的広い範囲に及んだと判断することが妥当であろう。また、B 部はこの遷移領域と判断してよからう。このように当該システムを援用することで、より精密でかつ地山状況に適したトンネル支保パターンを設計できる可能性が示唆された。

Aiming to a New Paradigm of the Observational Tunneling Method

SHUNSUKE SAKURAI, KEN-ICHI ITAKURA, SHIGETOSHI OKANO, HIROSHI YAMACHI

Key Words: Drilling Log, Information Technology, Computer Graphics, Loosening Zone

衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定方法に関する基礎的研究

—コンクリートの使用材料および調合の違いが弾性波速度に及ぼす影響—

立見 栄司 中田 善久 河谷 史郎

キーワード：コンクリート，非破壊検査，衝撃弾性波，弾性波速度，圧縮強度，調合

研究の目的

コンクリートは打設方法や養生方法によりジャンク力発生や強度発現など品質に係る影響を受けるため、施工時の適切な品質管理は勿論のこと、築造されたコンクリート構造物の性能を正しく評価する必要がある。そこで、コンクリートの品質の中で最も重要な圧縮強度を衝撃弾性波の伝播速度（弾性波速度）から推定する方法を開発した。この方法は、コンクリート表面に振動検出器を当て、その近傍をハンマ

ーで軽く叩くだけの極めて簡便な方法で圧縮強度が推定できることを特徴としている。精度向上、適用範囲設定のために使用材料、調合、養生方法、含水率などのコンクリート構成要素が弾性波速度に及ぼす影響について研究を行っている。

本報告ではセメントの種類、水セメント比、スランプおよび粗骨材のかさ容積の違いが弾性波速度と圧縮強度との関係に及ぼす影響について述べる。

研究の概要

コンクリート構成要素のうち、弾性波速度に影響を及ぼす代表的な要因として、表に示すように、使用材料、調合および試験体による要因が考えられる。使用材料による要因として、セメントの種類、骨材の種類および粗骨材の最大寸法があげられ、調合による要因として、水セメント比、スランプ、粗骨材のかさ容積および空気量などの因子があげられる。さらに、試験体による要因として、養生方法、材齢、試験体の大きさ、および含水率があげられる。本報告では、水セメント比、スランプ、粗骨材のかさ容

積およびセメントの種類に着目し、表の水準に従い、それぞれの構成を変えた円柱供試体により弾性波速度と圧縮強度との関係を検討した。

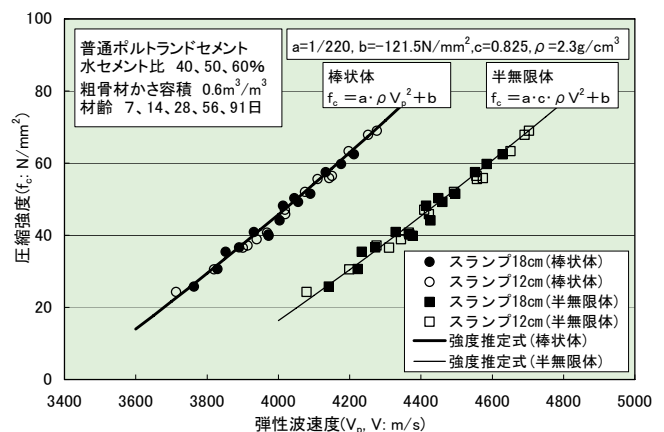
影響要因	影響因子	水準
使用材料	セメントの種類	N、H、BB
	粗骨材の種類	硬質砂岩、石灰岩、人工軽量骨材
調合	粗骨材の最大寸法(mm)	20、25、40
	水セメント比(%)	30、40、50、60
	粗骨材のかさ容積(m ³ /m ³)	0、0.5、0.55、0.6、0.68
	スランプ(cm)	12±2.5、18±2.5
	空気量(%)	4.5±1.5、10%以上
試験体	養生方法	標準養生、封かん養生、気中養生
	材 齢(日)	7、14、28、56(、91)
	大きさ(mm)	φ100×200、φ150×300
	含水率(材齢：日)	7、14、28、56、91、140、182

N：普通ポルトランドセメント，H：早強ポルトランドセメント，BB：高炉セメントB種

研究の成果

セメントの種類、水セメント比および粗骨材のかさ容積の違いにより、弾性波速度と圧縮強度との関係に若干異なる傾向が見られたものの、スランプの違いによる影響はほとんど見られず、普通ポルトランドセメントで、水セメント比が40~60%、かさ容積が0.55~0.68m³/m³のとき、弾性波速度と圧縮強度との関係はほぼ一致していた。図に示すように、普通ポルトランドセメントを用いた一般的な調合のコンクリート（圧縮強度が20~70N/mm²）であれば、水セメント比、スランプおよび粗骨材のかさ容積の違いによる影響は少なく、弾性波速度と圧縮強度との相関関係は一つの2次曲線で表された。この関係に、本研究で誘導した棒状体および半無限体を

伝播する弾性波速度に対する圧縮強度推定式を回帰させ、一般的な調合の標準養生によるコンクリートの圧縮強度推定式として係数を設定した。



Study on Method for Estimating Compressive Strength of Concrete By Impact-Elastic Wave

Influence of Variations of Concrete Materials and Mix Proportions on Elastic Wave Velocity

EIJI TATSUMI YOSHIHISA NAKATA SHIRO KAWATANI

Key Words: Concrete, Nondestructive Inspection, Impact-Elastic Wave, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength, Mix Proportion

論文・報告

遠心力トンネル吹付け工法の実用化と その粉じん低減効果

—実大模擬トンネルでの吹付け評価試験—

Dust Reduction through Utilization of the Centrifugal Spraying System (Dustless Shotcrete) - Evaluation on a Full Size Test Tunnel -

長野 祐司 YUJI NAGANO
清水 安雄 YASUO SHIMIZU
丸山 信一郎 SHIN-ICHIRO MARUYAMA
魚住 雅孝 MASATAKA UOZUMI
山地 宏志 HIROSHI YAMACHI

トンネル建設工事に伴って発生する粉じん障害対策として、粉じん低減技術の開発は喫緊の課題となっている。当社は以前より遠心力トンネル吹付け工法（ダストレスショットクリート工法）を開発し、数現場での施工実績を重ねその低粉じん性を確認してきた。また当社は、(独)土木研究所が立ち上げた「粉じん対策技術開発」の官民共同研究に参加し、実大規模のトンネル実験施設で評価試験を実施して、本工法が十分実用性を有し粉じん低減効果が大きいことを実証した。本報では、その試験結果を含めて本工法の実用化について報告する。

キーワード：遠心力、低粉じん、吹付け、覆工、トンネル

In tunnel construction, the development of dust control measures designed to meet public environmental guidelines is an urgent issue.

In line with this, the low dust ‘Dustless Shotcrete’ spraying system which uses centrifugal force was developed, and the efficacy of the system was verified through the practical application at a number of tunnel construction sites.

In this paper, a summary of the Dustless Shotcrete system and the inspection results of dust reduction carried out in a full size test tunnel are included.

Key Words: Centrifugal Force, Low Dust Discharging, Shotcrete, Lining, Tunnel

1. はじめに

山岳トンネルの施工において、吹付けコンクリート工は重要な支保工として用いられている。昨今の作業環境の改善要求から、NATM工法における粉じん発生要因のうち、最大の発生量を占めるコンクリート吹付け時の粉じんの低減技術の開発が求められてきた。作業中の大量の粉じん発生は、作業の効率を低下させるだけでなく、人体に吸入されるとじん肺症等の悪影響を及ぼす。

平成12年には厚生労働省により「ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドライン」が示され、切

羽から50mの位置で $3\text{mg}/\text{m}^3$ 以下の粉じん濃度とする目標値が定められ、事業者や施工者に対して粉じん濃度低減対策の実施を求めている。

従来のトンネル吹付け工法は、圧縮空気をういた吹付け方式により、コンクリートと急結剤を圧縮空気の力で攪拌混合しながら、ホース先端のノズルより高速で吹き出し地山に吹き付けている。このときコンクリートと急結剤が完全には混合せず、先端ノズルより未混合の急結剤や、コンクリートの微粉末が大気中に拡散・飛散し大量の粉じんを発生させている。

このような状況では、ガイドラインの目標値を現行の

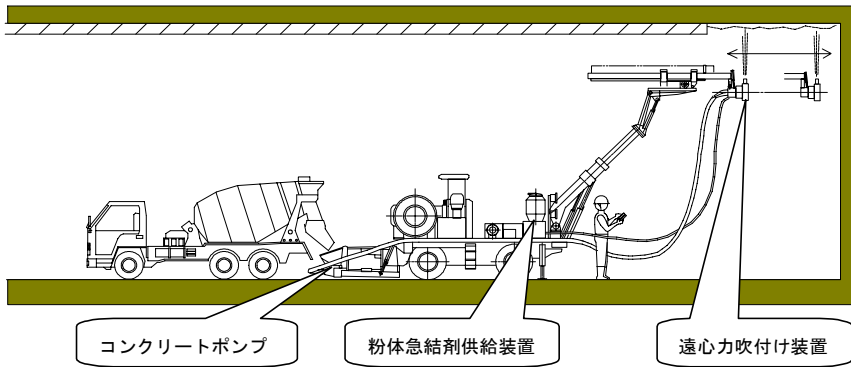


図-1 遠心力トンネル吹付け工法概念図



写真-1 遠心力トンネル吹付け機

吹付け技術で満足することは困難であり、様々な技術上の対策が行われている。すなわち換気設備の大型化、大型集じん機の設置や粉じん低減剤の使用などの対策が行われている。これらの技術は、ある程度の成果をあげているが、吹付け時の粉じん量が減少していないことやコストアップにつながることから根本的な解決策にはなっていない。

これらの問題点を解決するために、当社では、従来技術のトンネル吹付け工法で用いられている圧縮空気を使用せずに、高速回転するインペラから遠心力でコンクリートをトンネル地山に投射する方式の、遠心力トンネル吹付け工法（ダストレスショットクリート工法）¹⁾を開発してきた（写真-1）。

このような状況下、平成14年度から3年間にわたり（独）土木研究所で民提案型共同研究「ずい道建設における吹付け作業時の発生粉じん量の低減技術および局所集じんシステムの開発」²⁾が実施された。当社はそれに関する研究テーマの技術の一つとして遠心力トンネル吹付け工法で参加し、評価試験を行った。その成果は、（独）土木研究所より「トンネル工事における吹付け作業時の発生粉じん対策技術の手引き」として平成17年9月に一般に公表された。

本論文では、土木研究所の共同研究における遠心力トンネル吹付け工法による吹付け評価試験で行った、コンクリートの性状や急結剤を変化させた条件のもとでの粉じん濃度と仕上がりコンクリート品質に関する試験結果について述べる。

2. 遠心力トンネル吹付け工法の展開

開発着手から模型実験機により要素実験を経て、当社施工の80m²クラスの道路トンネル現場において、過去2現場で実証試験工事を行い、施工品質、施工性の確認

および実用化の改良を加えてきた。そして平成16年3月から、静岡支店網代トンネル工事においてトンネル掘削開始時から吹付け実施に投入し、実際の掘削サイクルの中で、従来のエア吹付け方式と同等の能率で施工を行い実用化を果たし、併せて低粉じん性を確認した。

同時期、20～5m²クラスの小断面トンネル専用の遠心力トンネル吹付けシステムを開発した。粉じん発生量を抑制した吹付け工法として作業環境改善の目的で、横浜支店の相模原トンネル、名古屋支店の豊川トンネルおよび北海道支店の占冠トンネル等の、切羽の粉じん低減対策が困難な小断面トンネル工事の実施工に導入、現在も展開中である。

3. 遠心力トンネル吹付け工法の概要

遠心力トンネル吹付け工法は、走行式台車に装着された多関節のアーム先端に遠心力吹付け装置（写真-2）を取付けた吹付けシステムである。図-1のようにコンクリートをアーム先端の遠心力吹付け装置までコンクリートポンプで圧送供給し、吹付け装置内部の混合攪拌部にてコンクリートと添加された粉体急結剤とを機械的に混合攪拌し、インペラ回転による遠心力を利用してノズルから投射する。その詳細構造を図-2に示す。吹付けるコンクリートの流れは次のとおりである。

- ①ベースコンクリートをブーム先端のヘッド部の遠心力吹付け装置まで、配管内をコンクリートポンプのピストン圧のみで圧送供給する。
- ②ヘッド部内部の混合攪拌部にて、コンクリートと添加された急結剤を攪拌翼で強制混合攪拌する。
- ③混合された吹付けコンクリートは、ヘッド部先端の高速回転するインペラにより遠心力を与えられ、吐出口より任意の方向に投射・吹付けを行う。

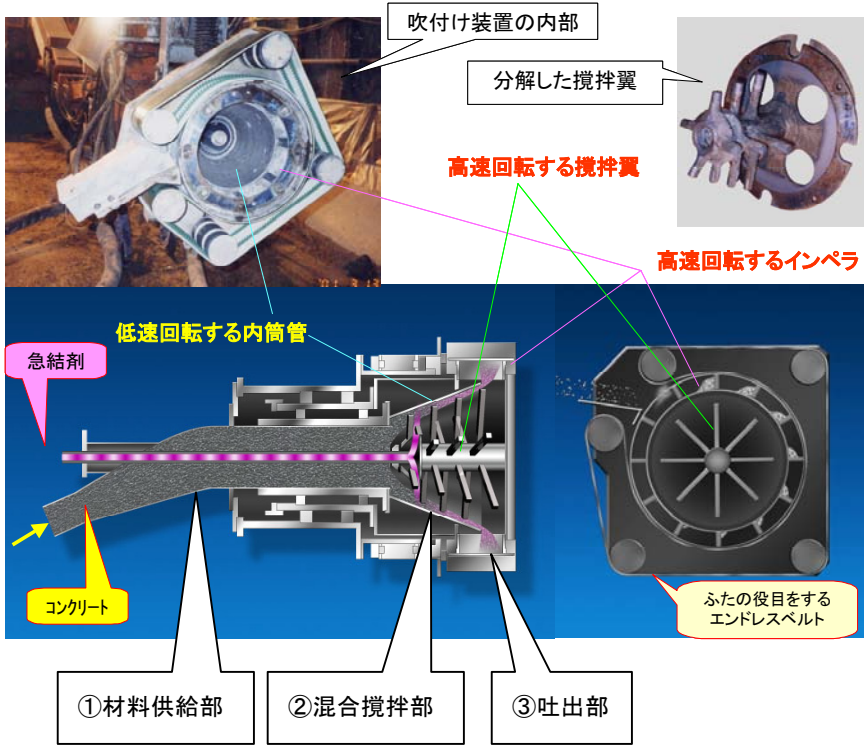


図-2 ヘッド部の遠心力吹付け装置構造図

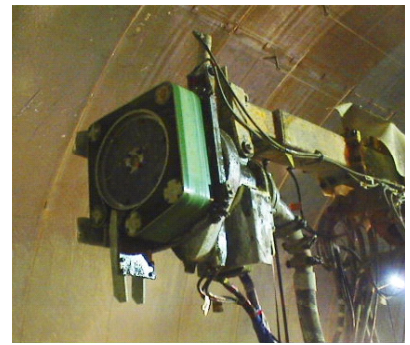


写真-2 遠心力吹付け装置



写真-3 模擬トンネル外観

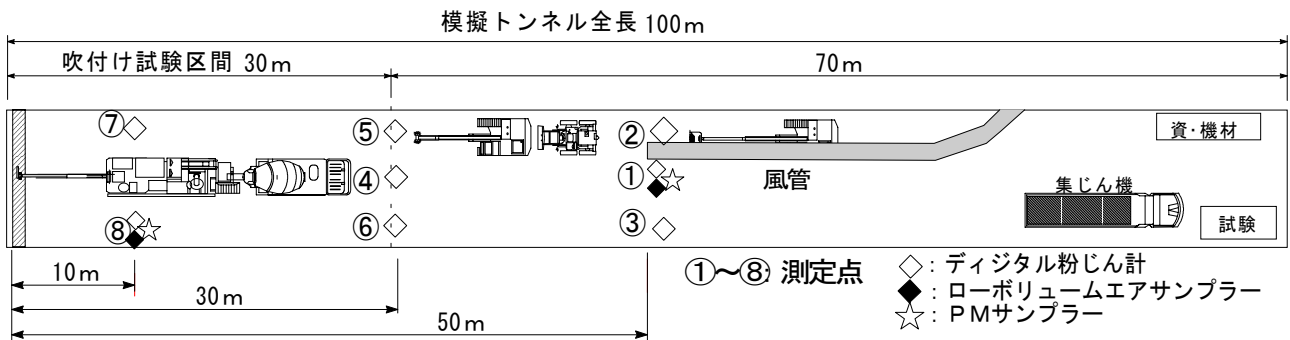


図-3 測定機器配置図

コンクリートと粉体急結剤を強制攪拌により確実に混合すること、高圧・大量の圧縮空気の噴出力によらないインペラ回転による遠心力で投射・吹付けすることにより、大気中への粉体急結剤やコンクリートの微粉末の拡散・飛散が少なく、粉じん発生量を大幅に低減した。

4. 共同研究試験

(1) 模擬トンネルの概要

(独)土木研究所により、平成14年度に建設工事環境改善実験施設(以下、模擬トンネル:延長100m,断面積80m²)が建設され、この施設で共同研究の評価試験を行ってきた。模擬トンネルでは、粉じん対策技術の効果を確認し、完成度を高める上で必要となる実大規模の実験を行うことができる。

(2) 実験項目および実験方法

模擬トンネル内の吹付け実験時の機械、計測器等の配置を図-3に示す。粉じん濃度測定は、デジタル粉じん計とローボリュームサンプラーでの併行測定を行った。

模擬トンネルの外観を写真-3に、50m後方地点のローボリュームサンプラーおよびデジタル粉じん計による粉じん計測状況を写真-4に示す。



写真-4 粉じん計測状況



写真-5 遠心力吹付け方式による粉じん発生状況



写真-6 エア吹付け方式による粉じん発生状況

表-1 推奨コンクリート配合

水セメント比	細骨材率	スランブ	単位重量kg				急結剤添加率 (粉体急結剤) C×%	
			水	セメント	陸砂	砕砂		粗骨材
W/C	S/a	cm	W	C	S1	S2	G	C×%
%	%							
58	60	12-18	210	360	714	306	684	7.0

表-4 一軸圧縮試験結果

供試体	7日強度 N/mm ²		28日強度 N/mm ²	
	プレーン供試体	コア供試体	プレーン供試体	コア供試体
2004年6月18日	27.2	17.3	36.4	22.9
2004年6月19日	27.4	17.3	36.6	22.2

表-2 粉じん発生影響評価試験ケース一覧

ケース名	M-1	M-2	M-3	G-1	G-2	G-3		
						G-31	G-32	G-33
細骨材の種別	混合砂			砕砂のみ				
急結剤の種別	汎用粉体急結剤	低粉じん型粉体急結剤	液体急結剤	汎用粉体急結剤	低粉じん型粉体急結剤	液体急結剤		
水セメント比 W/C	58.3 %			50 %		60 %		
細骨材率 S/a	60 %							
目標スランブ	10-12 cm		12-20 cm	10-12 cm		12-20 cm		
単位重量 kg	水 W	210	180	216	180	190	200	
	セメント C	360	360	360	360	380	400	
	細骨材 s1	736	747	0	0			
	細骨材 s2	308	320	1,040	1,084	1,057	1,031	
	粗骨材 G	685	716	689	716	700	681	
	混和剤 C×%	-	1.2 %	-	1.1 %	0.8 %	0.5 %	
	助剤	-	0.01	-	0.01			
急結剤添加率 C×%	7	10	7	10				

(3) 比較対象とされた対策技術グループ

今回共同研究に参加した民間17社の比較対象とされた粉じん対策技術グループは、次の3つである。

①エア吹付け粉体急結剤グループ

粉体急結剤を用いて、粉じん低減剤、SEC練り、スラリーショットにより発生粉じん量の低減を図る。

②エア吹付け液体急結剤グループ

アルカリフリー液体急結剤を用いたエア吹付けにより粉じん量の低減を図る。

③新方式グループ

エアを使用せず、回転力等を用いた吹付けシステムにより粉じん量の低減を図る。

上述のなかで、当社の遠心力トンネル吹付け工法の技術は、③新方式グループに属する。

遠心力トンネル吹付け工法による粉体急結剤を使用での吹付け状況および粉じん発生状況を写真-5に示す。また同じ条件のもとで粉体急結剤を使用した従来工法であるエア吹付け方式での吹付け中の粉じん発生状況の比較を写真-6に示す。

5. 使用材料および試験方法

試験では、まず表-1に示す遠心力吹付け工法の推奨配合を用いての吹付け試験を実施し、粉じん発生状況なら

表-3 混合砂の場合の吹付け試験結果

ケース名		M-1				M-2			
番号		①	②	③	④	①	②	③	④
出荷時スランプ	cm	22.0	22.5	22.5	22.0	22.5	21.5	21.0	22.0
吹付け時スランプ	cm	15.5	15.0	13.0	-	18.0	12.5	18.0	20.0
坑内換気量	m ³ /min	1,000				1,000			
坑内集塵量	m ³ /min	1,200				1,200			
急結剤種別		汎用粉体急結剤				低粉じん型粉体急結剤			
急結剤添加率	%	9.30	9.30	8.50	8.30	7.70	9.00	7.60	7.90
はね返り率	%	-	-	-	25.70	-	-	-	32.30
粉じん濃度	mg/m ³								
	10m後方	1.13	1.43	2.50	-	0.70	1.20	1.18	-
	50m後方	1.09	1.14	1.74	-	0.70	1.00	1.24	-
プリアウト試験	N/mm ²								
	3時間	2.04	1.88	2.06	-	2.76	2.31	2.50	-
	24時間	14.80	12.80	14.80	-	17.20	15.80	16.80	-

表-5 細骨材と急結剤の種類を変えた場合の吹付け粉じん濃度の変化

ケース名	M-2				M-3	G-1	G2		G-31	G-32				G-33	
試験回数	⑤	⑥	⑦	⑧	①	①	①	②	①	①	②	③	④	①	
急結剤添加率	%	4.50	6.70	5.30	8.60	12.10	7.00	8.30	8.30	11.20	10.40	14.40	10.60	10.50	10.10
10m 粉じん 濃度	mg/m ³	0.75	0.75	-	1.67	-	2.09	2.49	3.29	1.62	1.30	2.40	1.50	1.77	2.09
50m 粉じん 濃度	mg/m ³	0.44	0.47	1.54	1.23	1.59	1.26	1.61	2.37	1.30	1.22	1.87	1.38	1.34	1.47

びに吹付けられたコンクリートの品質を確認した。この粉じん濃度を基準として、骨材の粒度特性やスランプ変動等による粉じん濃度への影響等を調べるため、コンクリートの細骨材を混合砂とした場合と、一般的に現場で使用される砕砂のみの場合との比較を行った。また、一般的な粉体急結剤と、低粉じん型の粉体急結剤、さらに液体急結剤の3種を用いて吹付け試験を実施し、細骨材種類と急結剤種類を変えた場合の粉じん濃度への影響を確認した。表-2に試験ケースの一覧とその配合を示す。

6. 試験結果

表-3に混合砂の場合の吹付け試験結果の一覧を示す。表に示すように、当該試験は異なる急結剤を用いて行った。各試験では20分以上の吹付けを行い、粉じん濃度測定、コンクリート強度試験を実施した。さらに、1m³のコンクリートを用いてはね返り率の測定を2回行った。

なお、表中の粉じん濃度はローボリューム・サンプラーを用いて測定した値である。

- ①粉じん濃度をみると、一般的な粉体急結剤を用いた場合でも50m後方で1.09～1.74mg/m³、10m後方で1.13～2.50mg/m³と非常に小さく、低粉じん型急結剤を用いた場合では50m後方で0.70～1.24mg/m³、10m後方で0.70～1.18mg/m³にまで低下した。10m後方と50m後方で粉じん濃度にほとんど差が生じていないのは、発生する粉じん量が絶対的に少ないため、換気による希釈効果や集じんの効果が顕著に現

れないためと考えられる。

- ②はね返りについては、表-3にあるように吹付け時のスランプが若干大きいため、急結剤を多めに使用したが、はね返り率は25.7%と32.3%と若干大きなものとなった。しかし、これは吹付け方式によるものではなく、コンクリートの粘性に起因するものと考えられる。

- ③プリアウト試験結果については、24時間でいずれも10N/mm²以上の強度を発現している。

- ④一軸圧縮強度は表-4に示すように、28日でプレーン供試体が36N/mm²以上を、コア供試体が22N/mm²以上を発現し、コア供試体の7日強度でも17.3N/mm²と28日設計基準強度に近い値を発現しており、十分所要の性能を満たすものと判断できる。

- ⑤表-5に細骨材条件と急結剤条件の違いによる粉じん濃度の変化を示す。混合砂を使用したケースで比較すると50m後方、10m後方ともあまり有意な差は見られない。ただ10m後方では低粉じん型粉体急結剤を用いることで明らかに粉じん濃度が低く、発生する粉じんそのものが少ないことが分かる。また、砕砂のみの場合、粉体急結剤では混合砂より若干粉じん発生量が増えているが、液体急結剤では、細骨材の種類および50m後方、10m後方の位置のものとの差異がないようである。

遠心力トンネル吹付け工法は、エア吹付け方式とは異なる地山への吹付け方法であるので、吹付けコンクリート硬化後の地山との付着強度について検討した。そこで



写真-7 付着強度試験供試体採取



写真-8 付着強度試験供試体



写真-9 付着強度試験状況

表-6 吹付け方式の違いによる付着強度試験結果

吹付け方式	使用した急結剤	28日付着強度 N/mm ²	EFNARC基準の付着強度 N/mm ²
エア吹付け	粉体急結剤	0.84	構造物で0.5以上
遠心力吹付け	粉体急結剤	0.83	

模擬地山とした花崗岩ブロックに遠心力吹付け方式とエア吹付け方式で各々吹付けて、付着強度試験用の供試体を採取した(写真-7)。付着強度試験は、地山と吹付けコンクリート間における付着強度を求めるものであるが、日本ではまだ規準化されていない。付着面を挟んだ資料を採取して直接引張りで強度を求めるフランス EFNARC³⁾ 提案の試験法によった(写真-8, 写真-9)。

付着強度試験結果は、表-6のとおり遠心力吹付け方式で0.83N/mm²、エア吹付け方式で0.84N/mm²であり、両者はほぼ変わらない値であった。これは、EFNARC基準の構造物に対する基準値 0.5N/mm² 以上を十分満足するものであった。一般的にエア吹付け方式の投射速度は40m/sec程度であり、これに対して遠心力吹付け方式の投射速度は30m/sec程度と若干遅いが、投射速度の差異による付着強度の差はなかった。

7. まとめ

これまでの遠心力トンネル吹付け工法の実用化に向けた実験や現場施工における粉じん計測より、次のことがわかった。

- ①掘削断面積 80m²、延長 700m 程度のトンネル吹付け作業時における切羽後方50m地点の粉じん濃度目標値を 3mg/m³ 以下とするための送風量は、エア吹付け方式では風量 2,000m³/min 程度の送風機が必要となるのに対し、遠心力トンネル吹付け工法では 700m³/min 程度で十分と考えられる。
- ②遠心力トンネル吹付け工法では、通常のエア吹付け方式に採用されている配合により吹付けコンクリー

トの設計基準強度 $\sigma_{28} = 18\text{N/mm}^2$ 以上を確実に得られる。

- ③配合や細骨材と急結剤の種類による粉じん濃度への影響は少ない。

当工法では、機械的な吹付け方式により粉じん発生源である吹付け機械自体からの発生量を確実に抑えるため、トンネル掘削作業環境向上を図ることができる。また、それに付随して大型の空気圧縮機を必要とせず換気設備の負荷を軽減できること等により、省エネにつながると考える。

謝辞：本稿は、(独) 土木研究所との共同研究の成果の一部をとりまとめたものであり、関係各位に深謝致します。

参考文献

- 1)長野祐司他：粉じん発生量を抑えたトンネル用遠心力吹付け工法の開発，三井住友建設技術研究所報告，No.27,2002
- 2)大下武志：トンネル建設工事における粉じん対策技術の開発，平成15年度土木研究所講演会講演集，2003.10.8
- 3) (社) 日本トンネル技術協会：トンネルの吹付けコンクリート，平成8年2月

アラミド繊維シートを下面接着した RC 版の押し抜きせん断性状に 及ぼす補強方法と補強層数の影響

The Influence of Varying Reinforcement Methods and Amounts on the Punching Shear Behavior of RC Slabs Reinforced with AFRPs

三上 浩 HIROSHI MIKAMI
藤田 学 MANABU FUJITA
中島 規道 NORIMICHI NAKAJIMA
篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI
田村 富雄 TOMIO TAMURA

ファイベックス (株)

アラミド繊維シートを下面接着した RC 版の押し抜きせん断性状に与える補強方法と補強量の影響に着目して、9 体の試験体を用いて実験的に検討した。補強法は、2 方向シートを貼り付ける方法と 1 方向シートを一定の間隔で直交して貼り付ける方法とした。実験の結果、1) 補強材の引張剛性が大きい場合は、2 方向シートの方が 1 方向シートを用いる場合よりも効果的であること、2) 補強材の引張剛性に対応して補強効果は増大する傾向にあること、3) ただし、補強効果には上限があること、4) 著者らの提案式で比較的精度良く押し抜きせん断耐力の評価が可能であること、などが明らかになった。

キーワード：AFRP シート、RC 版、押し抜きせん断耐力、シート剥離

To investigate the effect on strengthening the punching shear capacity of AFRP reinforced RC slabs a series of nine static loading tests were conducted with varying application methods of reinforcement and AFRP tensile stiffness. The following two reinforcing methods were applied; bonding of cross-directional AFRPs and bonding of unidirectional orthogonal AFRPs. The following results were obtained; 1) When the magnitude of AFRP tensile stiffness is large, the reinforcing effects of using a cross-directional sheet are superior to those of using a unidirectional one, 2) The greater the tensile stiffness of the AFRPs, the larger is the punching shear capacity, 3) however, the capacity tends to have an ultimate value and can be decreased by increasing the tensile stiffness from a certain point; and 4) The capacity estimated with the proposed formula corresponds very closely to the experimental results.

Key Words: AFRP Sheet, RC Slab, Punching Shear Capacity, Sheet Debonding

1. はじめに

近年、炭素繊維製やアラミド繊維製などの連続繊維シート（以後、FRP シートまたはシート）を既設鉄筋コンクリート（以後、RC）構造物に接着して補強する工法が盛んに適用されるようになった。道路橋床版では、押し抜きせん断耐力の増大には上面増厚工法が有効であることが知られている。しかし、施工のためには道路を一部占有する必要があるなどの課題があり、特に交通量の多い基幹道路では、その採用が困難な場合も見受けられる。

このような場合、床版下面からの吹き付けなどによる

増厚工法や鋼板接着工法などが採用されてきたが、前者は既設 RC 構造物との界面における力の伝達の確実性、後者は鋼材の腐食という重大な課題を有している。一方、FRP シートによる床版下面補強工法には上述したような課題は少ないものの、補強効果に関する研究例¹⁾⁻⁵⁾は比較的少ない。

著者らは、既往の研究^{4),5)}において、FRP シートによる道路床版などの面部材の下面補強を想定し、静的押し抜きせん断性状を実験的に検討してきた。その結果、1) FRP シートで下面補強した RC 版の押し抜きせん断耐力の増大は、主としてかぶりコンクリートの押し抜きせん断抵抗が寄与すること、2) FRP シートの引張剛性

(弾性係数 $E \times$ シート厚さ t) を同等とすると、炭素やアラミド繊維など、材料特性に関わらずほぼ同等の押し抜きせん断耐力増分が期待できること、3) 2 方向にアラミド繊維を配交した 2 方向 AFRP シートは 1 方向シートを直交して 2 方向に貼り付けた場合と同等程度以上の補強効果を有すること、などを明らかにしてきた。

しかしながら、既往の研究^{4),5)}における補強材の引張剛性は最大でも 60 MN/m 程度であり、それ以上の引張剛性においても補強効果の増大が期待できるかは明らかになっていない。また、押し抜きせん断耐力の増大にかぶりコンクリートの押し抜きせん断抵抗が寄与することは明らかになったものの、その程度は、補強する RC 版の特性、例えば版厚、主鉄筋量、コンクリート強度および弾性係数などにも影響されると推察されるが、それらの影響に関しては未だ明らかにされていない。

一方、FRP シートで床版全面を補強する工法には、1) ひび割れの目視観察が不可能となり維持管理が困難となること、2) 床版内部が滞水すると疲労耐久性が低下するため上面防水が確実に実施されていることが必要である、などの欠点も指摘されている。そのため、最近では 1 方向 FRP シートを格子状に一定の間隔で直交して貼り付けることで、上記の課題を解消する方法も提案され、輪荷重走行実験⁶⁾によって疲労耐久性に関する検討が進められている。

このような背景から、本研究では 2 種類の補強方法、すなわち、2 方向 AFRP シートによる全面補強および 1 方向 AFRP シートによる格子状補強に着目し、さらに補強材の引張剛性を最大で 110 MN/m 程度まで引き上げて、補強方法および補強材の引張剛性が補強効果に与える影響を 4 辺単純支持 RC 版の静的押し抜きせん断実験によって検討した。また、FRP シート補強した床版の押し抜きせん断耐力の評価式として、松井他が提案した評価式の適用性について検討を行った。併せて、著者らの既往の提案式の妥当性を検証し、RC 版の特性、主に RC 版主鉄筋の降伏が補強材の押し抜きせん断耐力向上効果に与える影響に着目して提案式を一部修正し、実験結果との対応性を比較検討した。

2. 試験体の概要

表-1 に本実験で用いた試験体の一覧を示す。試験体数は、無補強試験体を含め、補強方法を 2 種類、補強量を 4 種類に設定した合計 9 体である。補強方法は、2 方向 AFRP シートによる全面補強と、1 方向 AFRP シートによる格子状補強の 2 種類である。また、補強材の引張剛性は、最小 24 MN/m 程度から最大 113 MN/m 程度と

表-1 試験体の一覧

試験体名	繊維目付量 (g/m ²)	シート層数	引張剛性 $E \cdot t$ (MN/m)
N	-	-	-
S-1	435/435 (2 方向)	1	28.3
S-2		2	56.6
S-3		3	85.0
S-4		4	113.3
CR-1	415	1	24.1
CR-2	623	1	36.2
CR-3	830	1	48.2
CR-4	1,246(623×2)	2	72.5

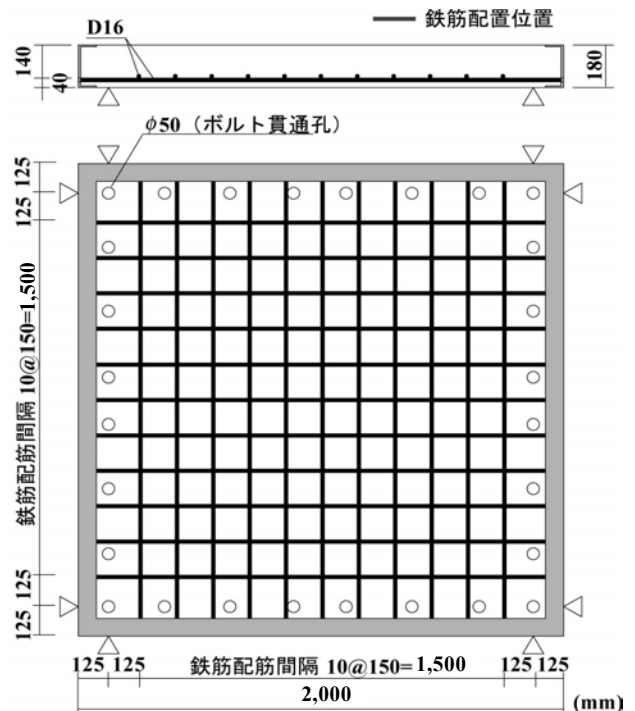


図-1 RC 版の形状寸法および配筋状況

した。なお、格子状補強では、隙間をあけてシートを貼り付けることから、引張剛性は隙間も含めた換算引張剛性で示した。そのため、格子状補強における引張剛性は、全面補強に比べて全般的に小さく設定されている。表中、試験体名の第 1 項目は N が無補強、S が全面補強、CR が格子状補強を示し、第 2 項目の数字は、引張剛性の小さな順に 1, 2, 3, 4 としている。

図-1 に RC 版の形状寸法と配筋状況を示す。RC 版の寸法は、2,000×2,000×180 mm で、主鉄筋のかぶりは 40 mm である。用いた鉄筋は D16 で、主鉄筋、配筋筋ともに版中央部から 150 mm 間隔で配筋した。なお、RC 版は正方形であり、支持条件も 4 辺支持と方向性がないため、最下端に配置した鉄筋を主鉄筋と称することとした。また、本 RC 版では圧縮側に鉄筋を配置してい

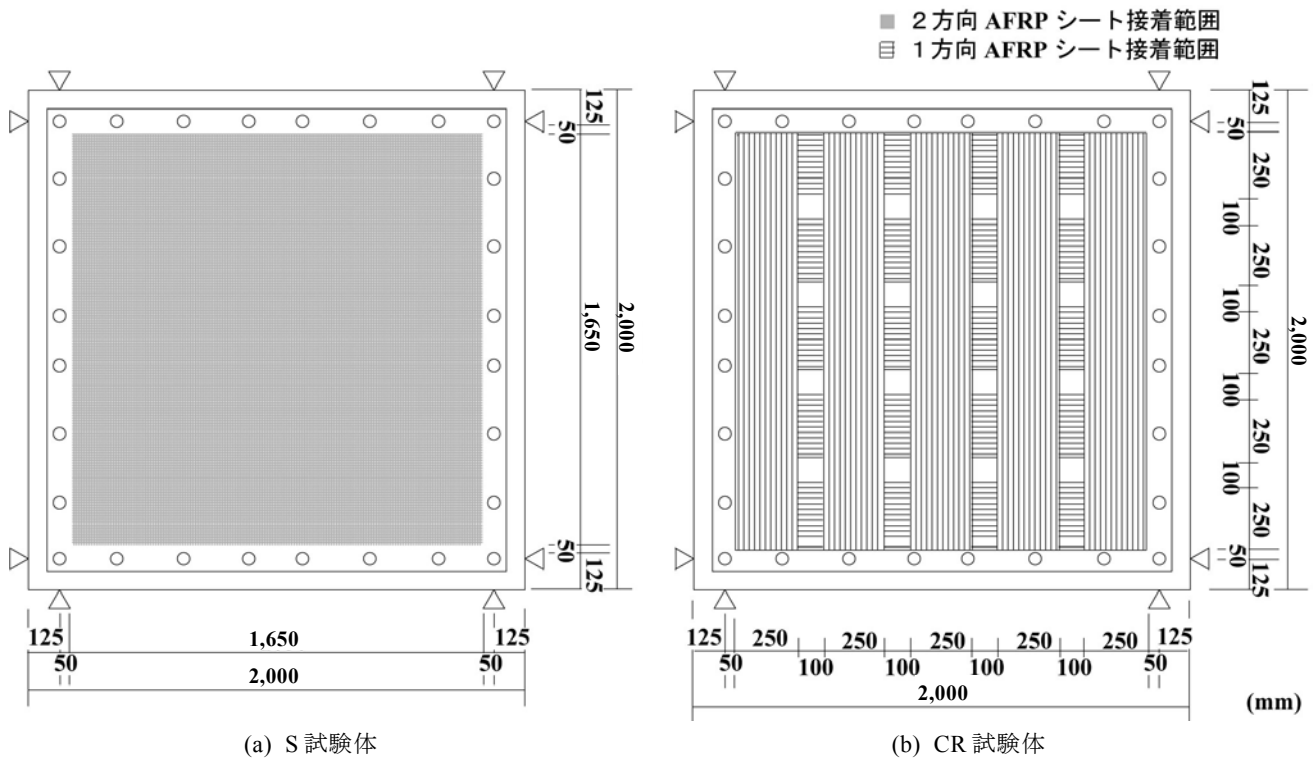


図-2 AFRP 補強概要

ない。鉄筋は、4 辺の外縁に配置した溝型鋼に溶接定着し、定着長を削減している。なお、図中○印は、試験体の浮き上がり防止用ボルトを挿入するための貫通孔を示している。

図-2 に RC 版下面の FRP シート補強概要を示す。S 試験体では、2 方向 AFRP シートを両支点の 50 mm 手前まで貼り付けた。なお、2 層以上貼り付ける場合は、1 層ずつ上記施工を繰り返した。一方、CR 試験体では、始めにシート接着位置を墨出しし、幅 250 mm の 1 方向 AFRP シートを先ず主鉄筋方向（図の左右方向）に版中央部から 350 mm 間隔（隙間 100 mm）にて両支点の 50 mm 手前まで貼り付けた。その後、配力筋方向のシートを貼り付ける前に、当該貼り付け範囲における主鉄筋方向シート上面と版表面までの段差をエポキシ樹脂パテ材を用いて修正した。また、100×100 mm の無補強範囲には、エポキシ樹脂が回らないようにマスキングを施し、その後、配力筋方向のシートを貼り付けている。したがって、格子状補強では、100×100 mm の隙間が合計 16 カ所設けられている。また、シートを 2 層貼り付ける場合は、上記施工を繰り返した。なお、いずれの RC 版もシート接着部のコンクリート表面には、付着性能の向上に有効であるショットブラスト処理（処理深さ 1～2 mm 程度）を施し、プライマーを塗布した後にエポキシ樹脂を用いてシートを接着している。

RC 版の支持条件は 4 辺単純支持で、支持間隔は 1,750

表-2 AFRP シートの力学的特性値

繊維目付量 (g/m ²)	厚さ <i>t</i> (mm)	弾性係数 <i>E</i> (GPa)	引張強度 (GPa)	破断ひずみ ϵ (%)
435/435	0.24/0.24	118	2.06	1.75
415	0.286	118	2.06	1.75
623	0.430			
830	0.572			

mm である。支点部は回転を許容するが浮き上がりを拘束するピン支持に近い構造となっている。載荷板は直径が 60 mm の鋼製厚肉円板とし、RC 版中央部に設置した。なお、載荷板の直径は、押し抜きせん断破壊時の破壊面が支点をよぎらないように選定した。実験時におけるコンクリートの圧縮強度は、 $f'_c = 34.9$ MPa、弾性係数は 25.2 GPa であり、鉄筋の降伏強度は $f_y = 386.4$ MPa であった。表-2 に 2 方向 AFRP シートおよび 1 方向 AFRP シートの力学的特性値を示す。なお、力学的特性値はいずれもカタログ値である。本実験における測定項目は、静荷重測定用ロードセルによる載荷荷重、レーザ式変位計による版中央部変位、鉄筋およびシートに貼り付けたひずみゲージによる鉄筋およびシート各点のひずみである。これらの出力は、連続的にデジタルメモリーに一括収録し、各物理量に変換している。なお、実験終了後には主鉄筋方向の版中央部を切断し、破壊面の観察を行っている。

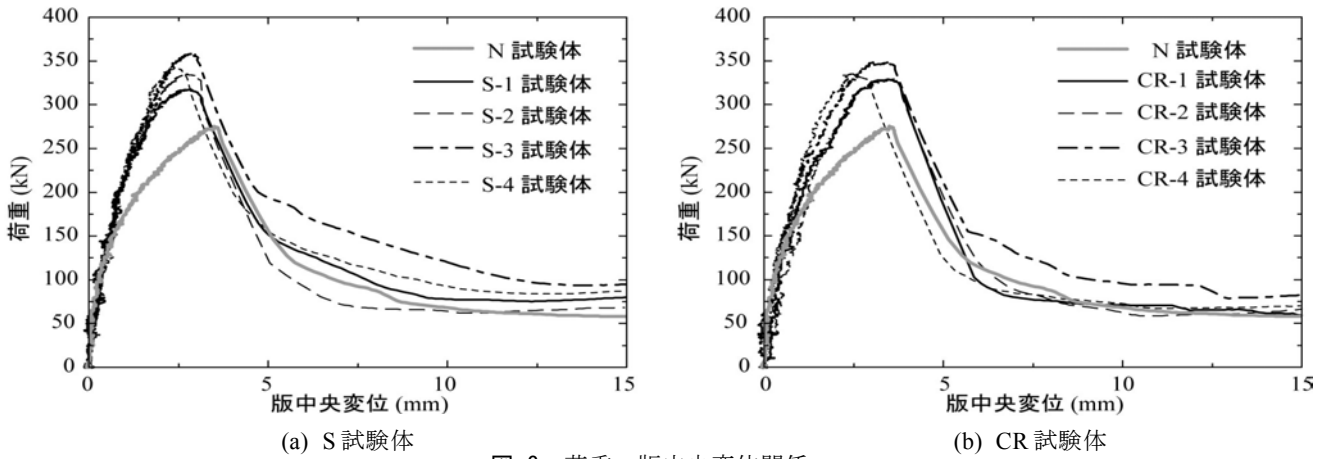


図-3 荷重—版中央変位関係

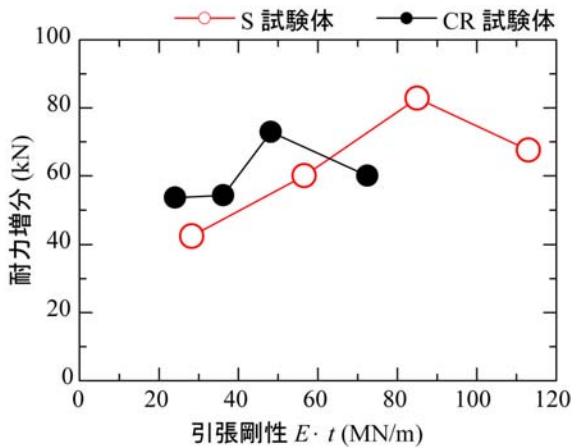


図-4 引張剛性と耐力増分の関係

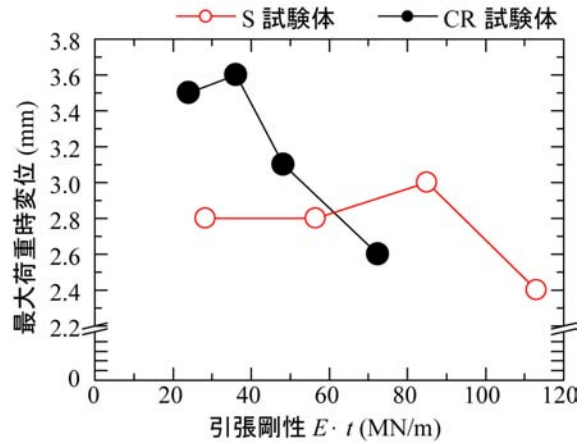


図-5 引張剛性と最大荷重時変位の関係

3. 実験結果および考察

(1) 荷重—変位曲線

図-3 に各試験体の荷重と版中央部変位（以後、変位）の関係を S, CR 試験体ごとに比較して示した。また、表-3 には各試験体の最大荷重（押し抜きせん断耐力）、最大荷重時変位、補強材の単位幅当たりの引張剛性および耐力増分の一覧を示した。ここで、耐力増分とは補強試験体の最大荷重から N 試験体のそれを差し引いた荷重である。

図-3 から、無補強の N 試験体は 170 kN 程度でひび割れが発生して版の曲げ剛性が低下し、変位が増加し始めていることがわかる。その後、3.6 mm 程度の変位で押し抜きせん断破壊に至った。一方、シート補強した S/CR 試験体には、N 試験体のような剛性低下が顕著には見られず、荷重の増加とともに変位が徐々に増大した後、急激に荷重が低下して押し抜きせん断破壊に至っていることがわかる。なお、いずれの補強試験体もシートは破断していないことを確認している。

このように、シート補強を施すことで剛性低下が抑制されるのは、シートを床版下面に接着することでコン

クリートのひび割れの発生および開口が抑制されるためと考えられる。また、いずれの補強方法においても補強材の引張剛性が最も大きい S/CR-4 試験体の最大荷重時変位が最も小さいことがわかる。同時に、S/CR-4 試験体の耐力増分は S/CR-3 試験体のそれよりも小さいことから、補強材の引張剛性 $E \cdot t$ の増加と補強効果、すなわち耐力増分は線形比例関係にないことがわかる。これは、補強材の量や弾性係数、すなわち引張剛性を増加させても補強効果には上限があることを示している。

(2) 引張剛性と耐力増分、最大荷重時変位の関係

図-4 に補強材の引張剛性と耐力増分の関係を示す。図より、引張剛性が 60 MN/m 程度までは、CR 試験体の耐力増分は S 試験体に比べて多少大きく、それ以上の剛性では逆の傾向を示すことがわかる。これは、後述するように引張剛性が比較的小さい場合は、CR 試験体に無補強部分があるため最大荷重時変位が S 試験体に比べて大きくなり、曲げのモードがより卓越してシートの補強効果が大きく出現したためと考えられる。また、前述したように S/CR-4 試験体の耐力増分は S/CR-3 試験体のそれよりも小さく、補強材の引張剛性 $E \cdot t$ の増加

と耐力増分は線形比例関係にないことがわかる。なお、耐力増分の最大値を示す引張剛性は、1 方向シートを格子状に貼り付けた CR 試験体の方が小さく、また、耐力増分の最大値も CR 試験体の方が小さい。

これは、CR 試験体には無補強の領域があること、S 試験体は全面が補強されていることと密接に関連するものと考えられる。すなわち、CR 試験体では、無補強領域においてひび割れの発生や開口が顕在化しやすく、耐力増分や最大荷重時変位に与えるシートの引張剛性の影響が S 試験体に比べて顕著なため、補強効果の上限がより低引張剛性で出現し、同時に耐力増分の最大値も小さくなったものと考えられる。なお、60 MN/m 程度までの引張剛性で補強する場合は、1 方向シート格子貼りの方が補強効果は多少大きく、それ以上の剛性では 2 方向シート全面補強の方が効果的である。以上から、補強の要求性能に対応して両者を選択することが合理的と思われる。このように、押し抜きせん断耐力の向上効果は、補強方法および補強材の引張剛性に影響されることが明らかとなった。

図-5 に引張剛性と最大荷重時変位の関係を示す。図より、いずれの補強方法でも、ある引張剛性以上において、最大荷重時変位が大きく低下する傾向にあることがわかる。また、引張剛性が 60 MN/m 程度までは、CR 試験体の最大荷重時変位が S 試験体のそれよりも大きく、最大荷重時変位の低下も CR 試験体の方が S 試験体に比べてより小さな引張剛性で生じている。ここで、上記引張剛性において CR 試験体の最大荷重時変位が S 試験体のそれに比べて大きいのは、CR 試験体では無補強の領域があるため、その領域内でのひび割れの発生および、ひび割れ幅の開口を抑制できないためと考えられる。また、CR 試験体の変位が S 試験体に比べてより小さな引張剛性で低下するのは、CR 試験体のシート接着面積が S 試験体よりも小さく、シートがより部分剥離しやすいためと推察される。

なお、耐力増分および最大荷重時変位は、ともに引

表-3 各試験体の実測値一覧

試験体名	最大荷重 (kN)	最大荷重時変位 (mm)	引張剛性 $E \cdot t$ (MN/m)	耐力増分 (kN)
N	276.2	3.6	-	-
S-1	318.5	2.8	28.3	42.3
S-2	336.2	2.8	56.6	60.0
S-3	359.0	3.0	85.0	82.8
S-4	343.8	2.4	113.3	67.6
CR-1	329.8	3.5	24.1	53.6
CR-2	330.5	3.6	36.2	54.3
CR-3	349.1	3.1	48.2	72.9
CR-4	336.2	2.6	72.5	60.0

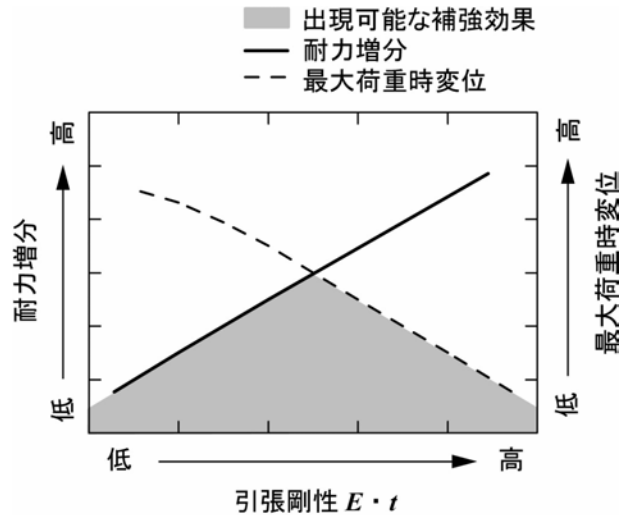


図-6 引張剛性と耐力増分および最大荷重時変位の関係

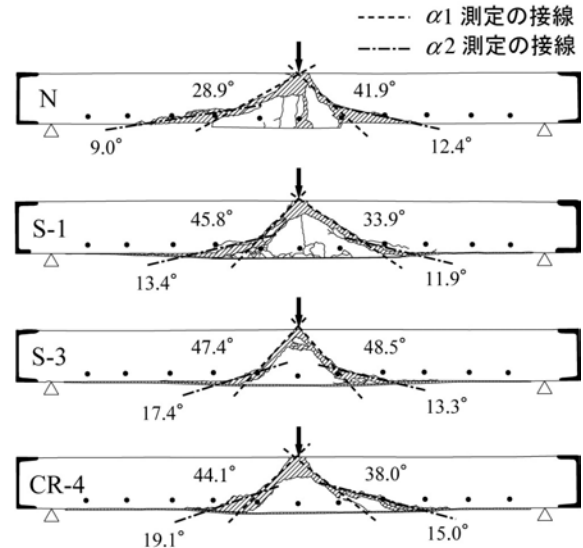


図-7 切断面のひび割れ性状

張剛性がある程度以上で低下する類似の傾向を示すことから、引張剛性と耐力増分およびシートが部分剥離して押し抜きせん断破壊する時の変位量、すなわち最大荷重時変位は密接に関連するものと推察される。

図-6 に上記関係を模式的に示した。図中、左側縦軸は耐力増分、右側縦軸は最大荷重時変位である。なお、図中の耐力増分および最大荷重時変位を示す曲線は、大略の傾向を示す概念的な曲線である。すなわち、耐力増分を右上がり、最大荷重時変位を右下がりとする、両曲線を上限とする領域の重複部分（図中、網掛け部分）が、出現可能な補強効果の領域を示すものと考えられる。

(3) 押し抜きせん断性状

図-7 に主鉄筋方向の版中央部切断面におけるひび割れ性状の一例を示す。図より、版上端から主鉄筋までのひび割れ角度 ($\alpha 1$) とかぶりコンクリートのひび割れ

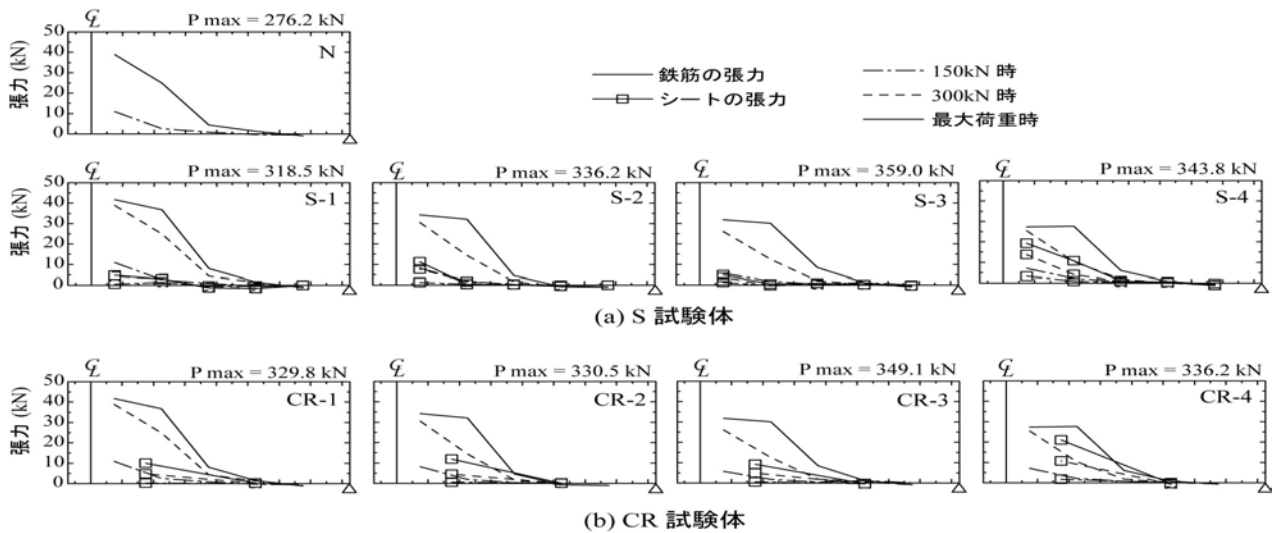


図-8 張力分担性状 (荷重レベル 150, 300kN, 最大荷重時)

角度 ($\alpha 2$) が大きく異なっていることがわかる。各試験体のひび割れ角度を整理して表-4 に示す。なお、表中のひび割れ角度は左右の平均値であり、角度は切断面の写真を基に線形を仮定して測定した。表より、無補強試験体の $\alpha 1$ は 35° 程度と 45° を大きく下回り、補強することで $\alpha 1$ は 45° 程度に近づくことがわかる。これは、既往の研究結果^{4),5)}と良好に対応している。すなわち、曲げ剛性の小さな変形しやすい試験体の $\alpha 1$ は 45° よりも小さく、補強によって版の曲げ剛性が増大し、変位が抑制されることで $\alpha 1$ は大きくなり 45° 程度に近づくものと考えられる。なお、補強方法や補強材の引張剛性が $\alpha 1$ の大きさに与える影響は顕著でなく、大略同等である。一方、 $\alpha 2$ はいずれの試験体でも $\alpha 1$ を大きく下回り、かぶり部において押し抜きせん断面が緩やかに形成され、広がりをもつ傾向にあることがわかる。なお、補強試験体の $\alpha 2$ は CR 試験体で多少大きくなる傾向にあるものの大略同等である。

(4) 張力分担性状

図-8 に各試験体の主鉄筋方向における版中央の鉄筋およびシートの分担張力を示す。張力は、鉄筋およびシートに貼り付けたひずみゲージの値を用いて算出した。

表-4 ひび割れ角度の一覧

試験体名	$\alpha 1$ (度)	$\alpha 2$ (度)
N	35	11
S-1	40	13
S-2	47	13
S-3	48	15
S-4	44	16
CR-1	46	15
CR-2	44	16
CR-3	48	18
CR-4	41	17

なお、鉄筋の張力は 1 本当たり、シートの張力は、鉄筋の配置間隔にあわせて 150 mm 当たりの張力に換算している。

図より、主鉄筋の張力は最大で 40 kN 程度であることがわかる。この値は、鉄筋の降伏時張力の 50 % 程度であることから、補強の有無にかかわらず、いずれの試験体も主鉄筋が降伏せずに押し抜きせん断破壊に至ったことがわかる。N 試験体では、荷重の増加とともに版中央の鉄筋張力が増大し、張力の分担範囲も支点側に拡大する傾向にあることがわかる。

一方、補強試験体の最大荷重時における鉄筋張力は、補強方法の違いによらず、シートの引張剛性の増加に対応して多少減少する傾向にあることがわかる。また、N 試験体の最大荷重時 (276.2 kN) における鉄筋張力と補強試験体の 300 kN 時におけるそれを比較すると、明らかに補強試験体における鉄筋の分担張力は N 試験体の張力よりも小さく、両者の差異は特に引張剛性が大きい場合に顕著である。以上から、シート補強によって鉄筋の分担張力が軽減されること、その度合いは引張剛性の増加に対応して大きくなること、が明らかとなった。これは、シートによる曲げ補強効果が引張剛性に対応して出現することを示すものである。

一方、シートの分担張力は、いずれの試験体も版中央近傍を頂点とする三角形の分布を示している。また、シートの分担張力は、S/CR-4 試験体を除いて、鉄筋の分担張力の半分程度以下と小さい。なお、S/CR-4 試験体のシートの分担張力は、鉄筋の分担張力とほぼ同程度と大きい。前述したように、S/CR-4 試験体の耐力増分は S/CR-3 試験体のそれに比べて小さい。このことと、S/CR-4 試験体でシートの分担張力が特に大きいことは矛盾するものと考えられる。これは、著者らの既往の研

究⁷⁾結果と同様に、RC 梁底面に接着した曲げ補強用シートの部分剥離進展時において、等せん断力区間のシートひずみがひび割れ近傍におけるせん断ずれに起因して大きくなることに対応するものと考えられる。また、S/CR-4 試験体では、シートの引張剛性が大きいために張力を大きく分担して鉄筋張力を軽減する傾向にあり、一方で接着面積は不変であることから、シートはより剥離しやすい状況にあるものと考えられる。

(5) 押し抜きせん断耐力

RC 版の押し抜きせん断耐力評価式として、コンクリート標準示方書式⁸⁾(以後、示方書式)の他に、松井らの提案した式(1)¹⁾(以後、松井式)がある。松井式は示方書式と異なり、かぶりコンクリートのせん断抵抗も考慮した評価式であるため、FRP シートで補強した RC 版の押し抜きせん断耐力評価が可能であるものと考えられる。そこで、式(1)に示す松井式を用いて、本実験で用いた試験体の押し抜きせん断耐力を計算した。

$$P_{sx} = 2B(\tau_{smax} \cdot X_m + \sigma_{tmax} \cdot C_m) \quad (1)$$

ここに、

- P_{sx} : 押し抜きせん断耐力 (N)
- B : 床板の有効幅 (mm)
- τ_{smax} : コンクリートの最大せん断強度 (N/mm²)
- X_m : 主鉄筋断面の中立軸深さ (mm)
- σ_{tmax} : コンクリートの最大引張強度 (N/mm²)
- C_m : 下側主鉄筋のかぶり (mm)

なお、式(1)において、シート補強は曲げ設計による X_m (主鉄筋断面の中立軸深さ) に考慮されるものの、かぶりコンクリートの押し抜きせん断抵抗分である

$\sigma_{tmax} \cdot C_m$ には考慮されない。

一方、著者らは既往の研究^{4),5)}において、示方書式を基にした FRP シート下面補強 RC 版の押し抜きせん断耐力評価式を提案している。すなわち、シート補強によってかぶりコンクリートがより健全となり、押し抜きせん断耐力の向上に寄与するものとして、かぶりコンクリートの押し抜きせん断耐力を計算し、それと示方書式による有効高さ部分の押し抜きせん断耐力を累加する方法である。式(2)に、かぶりコンクリートの押し抜きせん断耐力の評価式を示す。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d \quad (2)$$

$$f_{pcd} = 0.20\sqrt{f'_{cd}} \text{ (N/mm}^2\text{)}, \beta_d = \sqrt[4]{1/d} \text{ (d : m)}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p}, \beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

ここに

- f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度
- u : 載荷面の周長, u_p : 設計断面の周長
- d : かぶり厚さ, $p(=n_f \cdot A_f / (b \cdot d))$: 補強筋比
- A_f : AFRP シートの断面積, b : 幅
- $n_f(=E_f / E_s)$: 弾性係数比 (AFRP シート/鉄筋)

表-5 実測値と計算値との比較

試験体名	押し抜きせん断耐力 (kN)				
	実測値 (i)	松井式 (ii)	(i)/(ii)	旧提案法 (iii)	(i)/(iii)
N	276.2	233.9	1.18	280.3	0.99
S-1	318.5	242.0	1.32	370.8	0.86
S-2	336.2	249.7	1.35	394.3	0.85
S-3	359.0	256.7	1.40	404.7	0.91
S-4	343.8	263.5	1.30	414.5	0.83
CR-1	329.8	243.6	1.35	370.6	0.89
CR-2	330.5	248.9	1.33	391.8	0.84
CR-3	349.1	252.4	1.38	403.6	0.86
CR-4	336.2	260.8	1.29	418.3	0.80

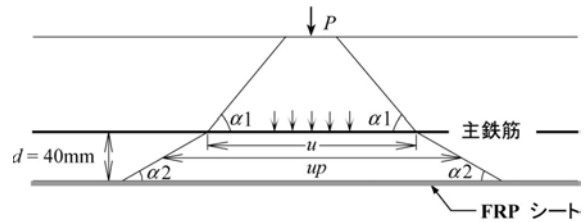


図-9 押し抜きせん断性状のモデル化

かぶりコンクリートの押し抜きせん断耐力は、図-9に示す押し抜きせん断性状のモデル化を参考に、 $\alpha 1 = 45^\circ$ の角度で主鉄筋位置までひび割れが進展した際の周長を載荷面の周長 (u) とし、表-4 に示した $\alpha 2$ の角度でかぶりコンクリートに押し抜きせん断面が形成されるものとして設計断面の周長 (u_p) を求めて評価することとしている。なお、版下面の AFRP シートは、鉄筋との弾性係数比を用いて補強筋比として考慮している。

表-5 に実測値と松井式および旧提案法(式(2)と RC 示方書式の累加)による計算値を取りまとめた。表から明らかなように、松井式は全般的に安全側の評価を与え、実測値/計算値は 1.2~1.4 程度である。また、無補強の N 試験体で実測値と計算値の対応が最も良く、補強した試験体に対してはより安全側の評価を与えていることがわかる。これは、松井式では、補強材の引張剛性が主鉄筋断面の中立軸深さに影響を与えるのみで、補強によるかぶりコンクリートのせん断抵抗の増大は考慮されないためと考えられる。なお、実務的な観点では、松井式で十分安全側の設計が可能と考えられる。

一方、旧提案法は全般的に危険側の評価を与え、実

測値 / 計算値はシート補強した試験体で 0.8~0.9 程度である。既往の研究^{4),5)}から、旧提案法は、比較的曲げ剛性の小さい RC 版 (版厚: 15 cm, 主鉄筋比: 約 0.9 %, コンクリート強度: 16.7 MPa) を AFRP シート補強した場合には、押し抜きせん断耐力を良好に評価できることが明らかになっている。なお、この場合には、補強後も主鉄筋が降伏して押し抜きせん断破壊に至っている。一方、本実験では版厚も厚く、主鉄筋量も多く、用いたコンクリートの圧縮強度も高いことから、より変形しにくく、主鉄筋の降伏を伴わないで押し抜きせん断破壊に至っている。

既往の RC 梁に関する FRP シート曲げ補強実験⁷⁾から、シートの曲げ補強効果は、鉄筋が降伏した後に顕著に出現することが明らかになっている。すなわち、RC 版においても、主鉄筋が降伏する場合と降伏しない場合では、シートの補強効果は大きく異なるものと推察される。本文では、シート補強後の主鉄筋の最大張力が降伏時張力の 40 ~ 50 % 程度であったことから、主鉄筋が降伏しない RC 版での補強効果を降伏時張力との比に対応させて 0.5 として評価することとした。すなわち、式 (2) を式 (3) のように修正する。

$$V_{pcd} = \alpha \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d \quad (3)$$

ここに、 α は版の曲げ剛性などによって変動する補強材の補強効果を示す係数で、主鉄筋が降伏する場合には 1、降伏しない場合には 0.5 とする。

修正した提案式 (3) を用いて計算したかぶりコンクリートの耐力負担と押し抜きせん断耐力の一覧を表-6 に示す。なお、 u_p は表-4 に示した実測値を用いて計算している。表より、かぶりコンクリートの耐力負担の計算値は、ほぼ実測の耐力増分に対応することがわかる。また、有効高さ部分の計算押し抜きせん断耐力に、かぶりコンクリートにおける計算耐力負担を加算した押し抜

表-6 提案式 (3) によるかぶりコンクリートの耐力負担と押し抜きせん断耐力

試験体名	耐力増分			押し抜きせん断耐力		
	実測値 (kN) (i)	計算値 (kN) (ii)	i/ii	実測値 (kN) (iii)	計算値 (kN) (iv)	iii/iv
N	-	-	-	276.2	280.3	0.99
S-1	42.3	45.3	0.93	318.5	325.6	0.98
S-2	60.0	57.0	1.05	336.2	337.3	1.00
S-3	82.8	62.2	1.37	359.0	342.5	1.05
S-4	67.6	67.1	1.01	343.8	347.4	0.99
CR-1	53.6	45.2	1.19	329.8	325.5	1.01
CR-2	54.3	55.8	0.97	330.5	336.1	0.98
CR-3	72.9	61.7	1.18	349.1	342.0	1.02
CR-4	60.0	69.0	0.87	336.2	349.3	0.96

きせん断耐力の計算値は、実測値と比較的精度良く対応していることがわかる。

なお、本提案法では、主鉄筋降伏が有効高さ部分の押し抜きせん断耐力に与える影響は考慮していない。これは、無補強時に主鉄筋が降伏する RC 版でもシート補強によって変形が抑制され、有効高さ部分の押し抜きせん断角度が 45° 近くになるため、主鉄筋降伏の有無はシート補強時には有効高さ部分の押し抜きせん断耐力に大きな影響を与えないものと考えられるからである。

以上から、AFRP シートで補強した RC 版の押し抜きせん断耐力の増分は、補強する RC 版の曲げ剛性などにも依存し、補強後も鉄筋が降伏する場合の方が補強効果は高く、降伏を伴わないで押し抜きせん断破壊する場合には小さくなると考えることは妥当であるものと判断される。

なお、引張剛性が最大で、小さな変位においてシートが部分剥離し、押し抜きせん断破壊に至った S/CR-4 試験体の実測値も本修正式でほぼ評価可能である。ただし、多少危険側の評価を与えていることから、本式を RC 版の剛性や補強材の引張剛性の大きさに関わらず適用可能とするためには更なる改善が必要と思われる。

一方、本式を設計式として使用するためには、シート補強後のかぶりコンクリートにおけるひび割れ角度を定める必要があるが、既往の実験^{4),5)}および本実験結果から、大略 15° 程度と評価することが可能であると思われる。今後は、RC 版の曲げ剛性や補強材の引張剛性を種々変化させた実験を行い、係数 α の定式化や設計式として有すべき安全率などについても併せて検討する予定である。

4. まとめ

本研究では、AFRP シートを下面に接着した RC 版の押し抜きせん断性状を補強材の引張剛性 (弾性係数 × シート厚さ) および補強方法、すなわち、2 方向シートを全面に貼り付ける方法と 1 方向シートを格子状に隙間を設けて貼り付ける方法、の影響に着目して実験的に検討した。実験は 4 辺単純支持条件の下、直径 6 cm の載荷板を版中央に設置して行った。また、FRP シート補強 RC 版の押し抜きせん断耐力の評価式として、松井らによる提案式および著者らの修正提案式を用いて実験結果との対応性を検討した。本研究の範囲内で得られた結論を以下に要約する。

- ①補強材の引張剛性と耐力増分は線形比例関係になく、補強効果には上限がある。これは、押し抜き

せん断破壊時の変位が補強材の引張剛性の増加とともに小さくなるためと考えられる。この引張剛性と耐力増分および最大荷重時変位の関係は図-6のように示され、引張剛性と最大荷重時変位は、出現可能な補強効果に大きな影響を及ぼす因子であることがわかる。

- ②引張剛性が比較的低い領域では 1 方向格子貼り補強が、引張剛性が大きい領域では 2 方向シート全面補強が効果的であり、補強の要求性能に応じて両者を選択するのが合理的である。
- ③シートの引張剛性が大きいほど、鉄筋の分担張力は軽減される。しかし、シートの分担張力はシート剥離の影響を受けるため、耐力増分の大きな試験体で必ずしも大きくはならない。
- ④RC 版主鉄筋の降伏の有無はシートの補強効果に大きな影響を与え、主鉄筋が降伏しない場合はシートの補強効果がより小さく、押し抜きせん断耐力の増分は降伏する場合の半分程度と小さい。そのため、既往の提案式では、押し抜きせん断耐力を過大に評価する傾向にある。
- ⑤松井らの提案式は、実験値を安全側に評価している。特に、補強材の効果がかぶりコンクリートのせん断抵抗に反映されていないため、補強した試験体に対してより安全側の評価を与えている。ただし、設計式として考えると十分に安全で使用可能であるものと判断される。
- ⑥主鉄筋降伏の有無を考慮した著者らの修正提案式は実測値と比較的精度良く対応する。しかし、高引張剛性下において早期にシート剥離が生じて耐力増分が小さくなる場合は、その押し抜きせん断耐力を多少過大に評価する傾向にある。

謝辞：本研究成果は、室蘭工業大学建設システム工学科岸研究室との共同研究によるものであり、適切なるご指導を頂いた岸徳光教授に感謝の意を表します。また、構

造力学研究室の大学院生、学部生諸君には、実験、データ整理などで大変お世話になりました。紙面を借りて御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 森 成道, 若下藤紀, 松井繁之, 西川和廣: 炭素繊維シートによる床版下面補強効果に関する研究, 橋梁と基礎, Vol.25, No.3, pp.25-32, 1995
- 2) 三上 浩, 柑本哲哉, 鍋島益弘, 堀川都志雄: 二方向ケブラー繊維シートで下面補強した損傷床版の疲労耐久性, 第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.83-88, 2002
- 3) 三上 浩, 田村富雄, 角田 敦, 廣瀬清泰, 堀川都志雄: 二方向アラミド繊維シート接着補強床版の疲労耐久性評価の一手法, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.169-174, 2003
- 4) 三上 浩, 岸 徳光, 栗橋祐介, 松岡健一: FRP シートを下面接着した RC 版の押し抜きせん断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.847-852, 2001
- 5) 三上 浩, 岸 徳光, 田口史雄, 松岡健一: 2 方向AFRP シートを下面接着した各種 RC 版の押し抜きせん断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1435-1440, 2002
- 6) 岡田昌澄, 大西弘志, 松井繁之, 小林 朗: 格子配置された炭素繊維シートによる床版補強効果, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.175-180, 2003
- 7) 岸 徳光, 三上 浩, 栗橋祐介: AFRP シートで曲げ補強した RC 梁の曲げ耐荷性状に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.47-64, 2001
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書 (構造性能照査編), 2002

ウェットスクリーニング手法を用いたコンクリートの 品質評価方法に関する検討

Quality Evaluation of Fresh Concrete using the Wet Screening Method

谷口 秀明 HIDEAKI TANIGUCHI
松田 拓 TAKU MATSUDA
樋口 正典 MASANORI HIGUCHI
西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO
藤田 学 MANABU FUJITA

単位水量や凝結時間の測定には、ウェットスクリーニングしたモルタルが使用されるものの、その採取方法の試験値への影響は明らかになっていない。筆者らは、試料の採取過程で発生するモルタルの配合および品質の変化を実験により把握した。また、配合変化を加味した高周波加熱乾燥法を用いることにより、従来よりも高い精度で単位水量の測定が可能であることを確認した。

キーワード：ウェットスクリーニング、単位水量、凝結時間、高周波加熱乾燥法

Mortar processed by the wet screening method is generally used to measure the unit water content or the setting time of fresh concrete. In this study, changes in the mix proportion and quality of mortar caused by the screening process were experimentally verified.

In addition, it was confirmed that the microwave heat dry method provides a highly accurate measurement of the unit water content by considering the proportional changes.

Key Words: Wet Screening, Unit Water Content, Setting Time, Microwave Heat Dry Method

1. はじめに

昨今、コンクリート構造物の品質確保・向上への気運が高まり、フレッシュコンクリートの単位水量の迅速測定に関する研究開発および品質管理・検査への適用が盛んになっている。単位水量試験は、スランプ試験等と同様に生コン工場や現場で行われるので、簡便で汎用性のある方法が望ましい。また、測定精度が実用上支障のない範囲でなければ、品質管理上の混乱を招く恐れがある。現在、様々な測定方法が提案されているものの、同一条件下での測定方法の違いによる測定精度の比較・検討は必ずしも十分とは言えない。

また、単位水量や凝結時間の測定には、ウェットスクリーニングにより採取したモルタル（以下、本文中では WS モルタル、図表では WSM と表現する）が使用される。しかし、単位水量の測定値には、WS モルタルの採取方法が影響しやすいことが報告されており¹⁾、WS モルタルを用いる凝結時間やコンクリートの流動性

の測定にも関係する可能性がある。しかし、試料の採取方法に対する具体的な規定はなく、採取時の品質変化のメカニズムや影響度は必ずしも明らかではないのが現状である。

本研究では、単位水量試験を主な対象とし、まず、代表的な測定法である空気量試験による方法²⁾（エアメータ法）、高周波加熱乾燥法³⁾（電子レンジ法）および静電容量型水分計法⁴⁾（静電容量法）により測定法や試料の違いによる測定値の傾向およびその精度を調べた。次いで、WS 作業を含む採取方法の違いが WS モルタルの品質（流動性、凝結時間、圧縮強度）と配合の変化に及ぼす影響を確認した。その結果を踏まえ、試料採取時のモルタルの品質変化を加味したフレッシュコンクリートの単位水量の測定方法を提案した。

2. 一般的な手法を用いた単位水量の測定値の傾向と測定精度の把握

(1) 実験方法

実験には、表-1 に示すとおり、水と粗骨材の絶対容積を一定とし、水セメント比(W/C)を 22~55%の範囲で変化させたコンクリートを使用した。セメントは同一の銘柄、製造ロットの普通ポルトランドセメントで、W/C が小さいほどスランプ（フロー）が大きくなるように、高性能 AE 減水剤の使用量で調整した。細骨材には川砂（鬼怒川産）、砕砂（栃木県岩舟町産、硬質砂岩）および山砂（千葉県万田野産）、粗骨材には砕石 2005（栃木県葛生町産、記号：A）と砕石 2005（埼玉県両神産、記号：B）を使用し、骨材の影響を確認した。

単位水量の測定方法や補正值は、一般的な方法²⁾、³⁾、⁴⁾に準じた。また、空気量の測定は、現場での汎用性等を考慮して無水法、計算方法も簡易法²⁾とした。容量 50 リットルのパン型ミキサにより、1 バッチ当たり 30 リットルのコンクリートを製造した。練混ぜは、空練り後に水と混和剤を投入してモルタル練り、その後に粗骨材を入れてコンクリート練りとした。粗骨材を投入する前にモルタルを採取し、WS モルタルの測定結果と比較した。

(2) 実験結果

図-1 に示すように、測定方法や試料の種類によって測定される単位水量の値やばらつきが異なる。平均値で見れば、エアメータ法は配合上の値とおおむね一致するものの、電子レンジ法は小さく、反対に静電容量法は大きくなる傾向がある。しかし、試料がモルタルであれば、電子レンジ法の値も配合上の値とおおむね一致し、他の方法よりもばらつきが小さい。静電容量法の測定値やばらつきは電子レンジ法と異なるものの、WS モルタルの値がモルタルの値よりも小さい。すなわち、単位水量が小さく測定されるような現象が WS 作業の中に含まれることを示唆するものである。静電容量法が電子レンジ法と異なり、プラス側に偏在しているのは、WS の影響を考慮した補正が機器の中で処理されているものの、WS の影響度が WS の方法によって異なることが原因であると判断される。全般的な傾向として同じ試料を使用しても測定方法によって測定値は異なり、偏在も生じること、ならびにいずれの方法でも単位水量が配合上の値から±10kg/m³以上異なる可能性があることを念頭に置いて実施する必要がある。

図-2 に示すとおり、W/C の増加に伴い、単位水量の測定値は小さくなる傾向がある。エアメータ法は一部

表-1 コンクリートの配合条件

W/C (%)	s/a (%)	絶対容積(リットル/m ³)				空気量 (%)
		水	セメント	細骨材	粗骨材	
22	39.2	165	238	224	348	2.5
25	42.0		210	252		
30 ~ 55	38.3 ~ 45.3		175 ~ 95	235 ~ 315	380	

	AM-C	MW-M	MW-WSM	EC-M	EC-WSM
平均	-3.9	-5.1	-11.6	24.4	9.2
偏差	8.2	5.9	7.8	9.9	11.8
最大	8.0	8.7	3.6	45.1	33.2
最小	-26.6	-17.3	-23.5	9.5	-12.9
数	25	24	25	18	25

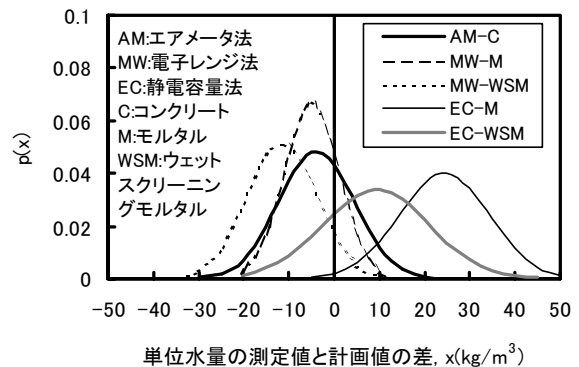


図-1 試験方法および試料の違いによる単位水量の測定値のばらつき

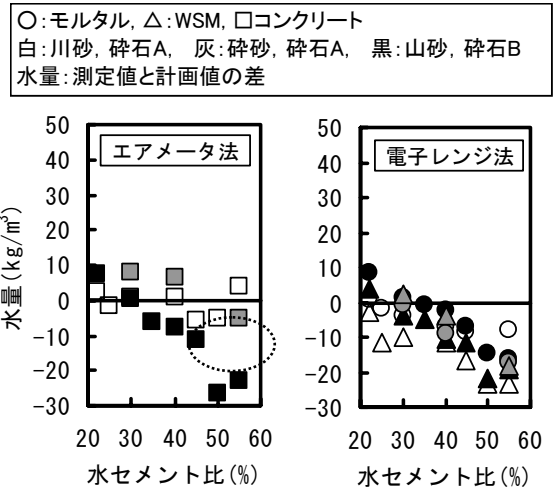


図-2 W/C と単位水量の関係

のデータ（点線）を除けば、電子レンジ法よりもその傾向が小さい。電子レンジ法のモルタルと WS モルタルを比較すれば、WS の影響は骨材の種類によって異なることがわかる。本実験では、単位水量を一定としているので、W/C が大きくなるほど単位セメント（ペースト）量が少なくなる。そのため、付着等の何らかの理由で一定量のペーストが減少した場合には、W/C が大きいほど、単位水量が小さくなる可能性がある。

3. WS モルタルの品質の把握

(1) WS モルタルの品質変化を生じる原因の想定

WS とは、任意のふるい目のふるいを用いてコンクリートをふるい分ける作業である。電子レンジ法等の単位水量試験や凝結試験ではモルタルを試料として使用するため、公称 5mm (JIS Z 8801 の呼び寸法は 4.75mm) ふるいを使用する。単位水量の測定等では、コンクリートから採取した WS モルタルは配合上のモルタルと同一のものであるという前提で計算している場合が多い³⁾。しかし、入念に WS を行っても、写真-1 に示すとおり、ふるいに残った粗骨材はペースト (若干の細骨材を含む) が付着した状態が観察された。図-3 に示すとおり、コンクリート中では、骨材の大きさに関わらず、ペーストが接した状態であり、細骨材のみに付着させた状態をふるい取ることは困難である。また、ペーストの付着は、WS 作業のみならず、練混ぜから試験までの過程で様々な箇所に見られる。そのため、WS モルタルには、その付着状態に応じたペースト量の減少 (細骨材量の増加) を生じている可能性が高い。また、一連の作業は、必ずしも高湿の環境下ではなく、さらには練混ぜ、WS 等におけるエネルギー供給もあって、コンクリートから水分が蒸発する可能性、換言すれば、WS モルタルの W/C がコンクリートの値よりも小さくなる可能性もある。2. で WS モルタルの単位水量が小さくなる結果は、そのような現象が生じていなければ説明できないものであり、これを明らかにすることが、WS モルタルを用いた試験では極めて重要であると判断される。

(2) 実験方法

使用材料および配合を、表-2、表-3 に示す。シリーズ 1 では、W/C を 30, 40, 55%, 碎石の単位絶対容積を 0, 0.2, 0.4m³/m³ としたコンクリート (モルタル) を用いた。ただし、碎石には 5mm を通過するものが 4%含まれるため、配合表では過小分(GI)を細骨材(S)に含めた。空気量は、碎石の絶対容積に合わせ、順に 7.5, 6.0, 4.5%とした。一方、シリーズ 2 は、シリーズ 1 のモルタル配合に対し、W/C を一定としてペースト量を減じた配合 (記号: P), ならびにセメントと細骨材の比率を一定とし、単位水量のみ減じた配合 (記号: W) である。コンクリートの製造方法は 2. の実験と同一である。試料の採取量が多いため、1 バッチ当たり約 40 リットルとした。試料は、あらかじめモルタルを付着させたポリジョッキ (2 リットル) で採取した。WS は、振動ふるいを用いる方法 (T と表記) と棒状バイブレータを



写真-1 ふるいに留まった骨材の状態

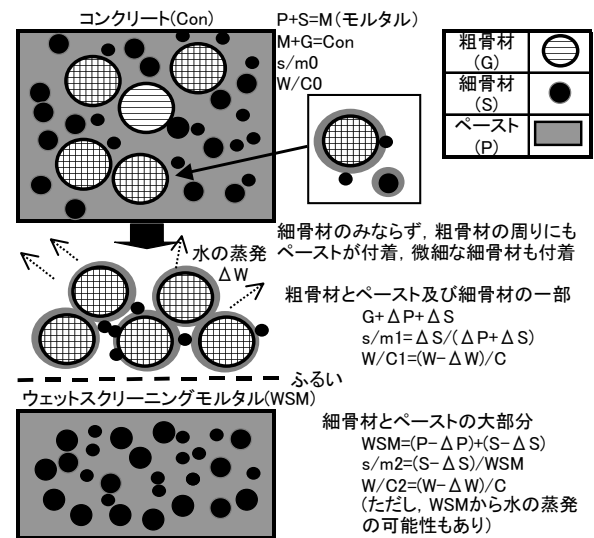


図-3 WS によるモルタルの材料構成比率の変化に対するイメージ

表-2 使用材料

材料名	種類, 物性, 成分	記号
水	水道水	W
セメント	早強ポルトランドセメント (密度3.13g/cm ³ , 比表面積4580cm ² /g)	C
細骨材	鬼怒川産川砂Sr (表乾密度2.56g/cm ³ , 吸水率3.41%, F.M 2.79) と5mmを通過する碎石GI	S
粗骨材	葛生産碎石2005A (硬質砂岩, 密度2.65g/cm ³ , 吸水率0.56%, F.M6.65)	G
混和剤	高性能AE減水剤, ポリカルボン酸エーテル系と架橋ポリマーの複合体	SP
	AE剤, 変性アルキルカルボン酸化合物系陰イオン界面活性剤	AE

用いる方法 (棒 V と表記) を比較した。振動ふるい (WS 用市販品, 振動数 100Hz) の下には受け皿 (208 × 266 × 40 mm) を置き、1 回当たり 2kg のコンクリートに対し、30,120,180 秒間の WS を行った。後者の方法では、大型角形ふるいに入れたコンクリートに棒状バイブレータ (棒径 35mm, 振動数 217Hz) を押しつけ、約

表-3 コンクリートおよびモルタルの配合

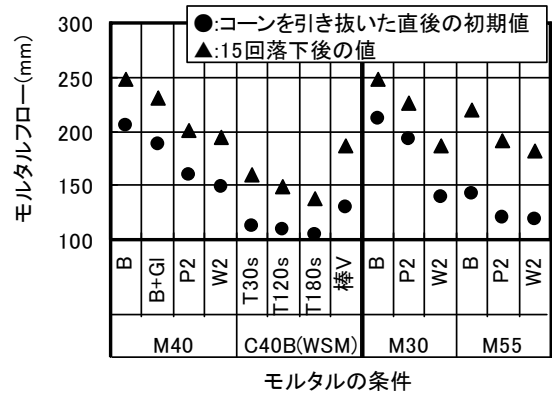
	配合 種別	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				
			W	C	S		G
					Sr	GI	
シリーズ1	M30B	30.0	275	917	914	0	0
	C30A	30.0	220	733	732	21	509
	C30B	30.0	165	550	548	42	1018
	M40B	40.0	275	688	1101	0	0
	C40A	40.0	220	550	881	21	509
	C40B	40.0	165	413	660	42	1018
	M55B	55.0	275	500	1254	0	0
	C55A	55.0	220	400	1004	21	509
	C55B	55.0	165	300	753	42	1018
	C30C	30.0	144	480	660	42	1018
C55C	55.0	188	342	660	42	1018	
シリーズ2	M30P1	30.0	265	883	968	0	0
	M30P2	30.0	255	850	1019	0	0
	M30W1	28.5	265	930	927	0	0
	M30W2	27.1	255	942	940	0	0
	M40P1	40.0	265	663	1147	0	0
	M40P2	40.0	255	638	1193	0	0
	M40W1	38.0	265	698	1116	0	0
	M40W2	36.1	255	707	1129	0	0
	M55P1	55.0	265	482	1295	0	0
	M55P2	55.0	255	464	1336	0	0
M55W1	52.3	265	507	1270	0	0	
M55W2	49.7	255	513	1288	0	0	

10 リットルの WS モルタルを採取した。

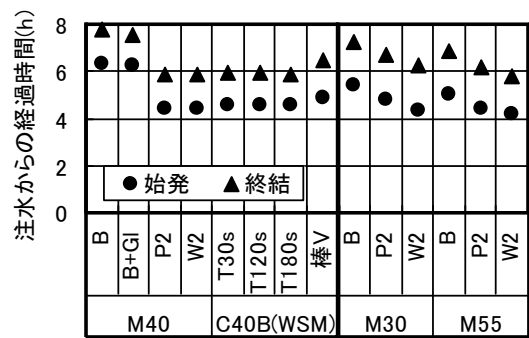
モルタルの性状は、フロー、凝結時間および圧縮強度を確認した。圧縮強度試験にはφ50×100mmの円柱供試体を用い、材齢28日まで標準水中養生を行った。圧縮強度への影響を正確に把握するため、容量1リットルのモルタル用圧力式エアメータで空気量を測定した。また、シリーズ1に対してはWS後のふるいに留まった粗骨材と付着モルタルを採取した。ふるいに残った試料から2.5kg程度を採取し、骨材が流出ないように大きな容器内で試料を水洗いし、セメント分を含んだ水をオーバーフローさせながら徐々に排出した。採取した骨材は、数日間の気中乾燥後、電子レンジ(高周波出力:1800W、電源定格:单相200V)で質量が一定になるまで強制乾燥を行った。乾燥後に細骨材と粗骨材にふるい分け、電子レンジで求めた吸水率で表乾状態の質量に補正してペースト、細骨材および粗骨材の比率を求めた。同様の方法で砂を水洗いした場合の微粒分の減少量や、ペーストの付着により5mmふるいを通過しない川砂と碎石の量(選別は目視による)も考慮した。

(3) 実験結果

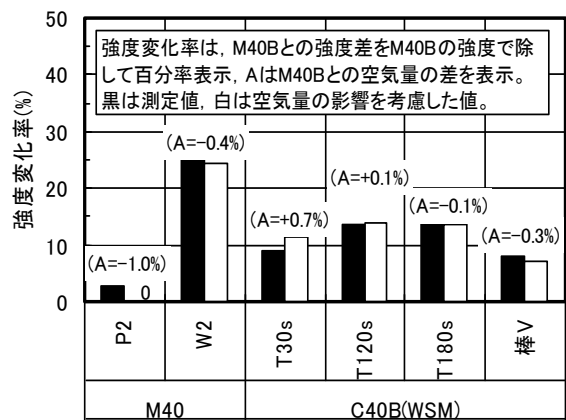
モルタルの品質に関する試験結果を、図-4に示す。フローと凝結時間の図には、参考としてW/C=30,55%のモルタルの結果も示した。圧縮強度の結果は強度



(a) モルタルフロー



(b) 凝結時間



(c) 圧縮強度

図-4 配合の変化およびWS方法の違いがモルタルの性状に及ぼす影響

変化率(M40Bとの圧縮強度の差をM40Bの値で除して百分率で表示)で表した。空気量の変化は±1%以下で小さいが、空気量1%当たりの強度変化率を5%として計算した結果も併記した。

振動ふるいで得たWSモルタルのフローは、配合を変化させたモルタル(P2,W2)と同様に基準配合M40の値よりも低下する傾向があるが、低下量はP2,W2より

表-4 ふるいに残った試料から測定した砂モルタル比および単位水量の変化

WS方法	配合	SP (%)	s/m		W	配合	SP (%)	s/m		W
			付着M	WSM				付着M	WSM	
T180s	C30A	1.0	-0.12	0.01	-3	C40B	1.0	-0.21	0.05	-15
	C30B	1.0	-0.14	0.03	-9	C40B	1.3	-0.21	0.03	-11
	C30B	1.5	-0.14	0.02	-7	C55A	1.0	-0.23	0.01	-4
	C30C	1.0	-0.12	0.04	-10	C55B	1.0	-0.19	0.04	-15
	C40A	1.0	-0.20	0.01	-4	C55C	0.8	-0.25	0.03	-10
T30s	C40B	1.3	-0.03	0.02	-7	測定値と計画値の差 (s/m は砂モルタル比, Wは単位水量)				
T120s	C40B	1.3	-0.18	0.03	-11					
棒V	C40B	1.3	0.02	-0.01	3					

もかなり大きい。また、WS時間が長くなるにしたがい、フローが低下している。碎石の過小分の混入 (B+GI)により、フローが若干低下する傾向があるため、WSモルタルのフロー低下にはその影響も含まれるものと考えられる。凝結時間に関しても、WSモルタルの値はモルタルよりも短くなる傾向があり、振動ふるいの凝結時間は P2,W2 とおおむね一致する。フローおよび凝結時間への影響度は異なるが、WSにより単位ペースト量もしくは単位水量が減少している可能性がある。一方、WSモルタルの強度変化率は、W/Cを36%としたモルタル(W2)よりも小さいものの、WSによる強度増大が明白である。本実験の範囲では、WSによりW/Cが2%程度低下していると判断される。なお、WS方法の違いによる凝結時間の差は小さく、これまで凝結時間試験にWS方法の規定が存在しなかった理由の一つと考えられる。

ふるいに残った試料による砂モルタル比(s/m)と単位水量(W)の測定値を、配合上の値との差で表したものが、表-4である。棒パイプレータを使用した場合を除き、粗骨材に付着したモルタル中のs/mは配合上の値よりも小さい。振動台ふるいによるWSでは時間が長いほど、s/mが大きくなる傾向がある。WSによるs/mの増加量はわずか0.03(棒V以外の平均)程度であるが、その結果から求めた単位水量は、計画値よりも15kg/m³少なくなるものも存在する。この結果と前述のWSモルタルの性状変化により、WS過程で単位ペースト量の減少(s/mの増加)と単位水量の減少(W/Cの低下)を発生していることが明らかになった。なお、本実験では、付着モルタルを使用したWSモルタルを直接使用することで測定精度が向上できる可能性がある。

図-5は、表-4に示したT180sの10試料から集めた細骨材(約1kg)の粒度分布を調べた結果である。ふるいに残る粗骨材には、使用前の細骨材に比べ、0.6mm前後の細砂を多く含むモルタルが付着していることがわかる。しかし、WSモルタル中の細骨材の粒度(推定

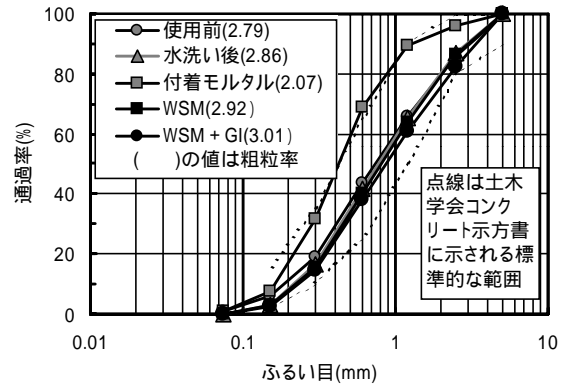


図-5 細骨材の粒度分布

値)はあまり変化しないので、特に粗骨材の過小分の混入がなければ、WSモルタルの性状に大きく影響を及ぼすものではないと考えられる。

4. 単位水量の測定値に対する採取方法の影響

(1) 単位水量の測定方法

3.と同一の電子レンジを使用し、試料の乾燥時間は4分(質量が一定となる時間)とした。単位水量の測定には、筆者らが提案した式(1)を用いた⁵⁾。

$$W = \frac{M_A - M_B}{M_A} (W_0 + C_0 + S_0) + \frac{X}{100} C_0 - \frac{Y}{100} C_0 - \frac{P}{100 + P} S_0 + \frac{Ad_s}{100} Ad \quad (1)$$

ここに、

W:単位水量の測定値(kg/m³)

M_A, M_B:試料の乾燥前後の質量(g)

W₀, C₀, S₀, Ad:配合上の水, セメント, 細骨材および混和剤の単位量(kg/m³)

X:結合水率(%)

Y:セメントの質量減少率(%)

P:細骨材の吸水率(%)

Ad_s:混和剤の固形分率(%)

M_A, M_Bの計算には、使用した紙皿の燃焼等による質量変化を加味した。また、X, Y, Pは本実験で使用した材料を用い、電子レンジにより加熱乾燥して求めた値を代入した。

(2) 練混ぜ量および採取方法がモルタルの単位水量の測定値に及ぼす影響

モルタルの製造量や採取方法(表-5)に着目し、ペーストの付着がモルタルの単位水量の測定値に及ぼす

表-5 試料の採取方法

A	モルタルを付着させたハンドスコップで採取して紙皿に載せる。
B	モルタルを付着させたハンドスコップで採取し、きれいな受け皿に一度入れた後紙皿に載せる。
C1	きれいなハンドスコップで採取し、試料1kgを振動ふるい90秒間で通過、4回分を受け皿(大)に入れた後、紙皿の上に載せる。
C2	C1と同様の方法で採取、ふるいを通過し、4回分を受け皿(小)に入れた後、紙皿に載せる。
D	C1と同様の方法で採取、ふるいを通過し、2回分を受け皿(大)に入れた後、紙皿に載せる。
E	C1と同様の方法で採取、ふるいを通過し、1回分を受け皿(大)に入れた後、紙皿の上に載せる。
F	モルタルを付着させたポリジョッキで採取し、紙皿に入れる。

受け皿の寸法：(大) 251×375×62mm, (小) 208×266×40mm

影響を確認した。パン型ミキサに加え、容量2, 20リットルのホバート式ミキサも使用し、容量の1/2のモルタルを製造した。図-6に示すとおり、20リットルミキサのデータは、シリーズ1の配合のみで必ずしも十分なデータ数ではないものの、練混ぜ量が少量の場合には、単位水量の測定値は小さくなることが明らかになった。また、図-7に示すとおり、試料を入れる物にあらかじめモルタルを付着させない場合や、ふるいを通し、WS作業を行った場合には測定値が小さくなっている。採取方法C1, D, Eのように受け皿の寸法が同一で試料の量を変化させても測定値への影響はほとんど変わらない。容器の寸法を小さくした採取方法C2の平均値は、採取方法Bとほぼ一致する。採取方法Fの値は、多少ばらつきはあるものの、おおむね計画値と一致しており、一連の採取作業の中でペーストが取られない工夫が重要であることがわかる。

(3) WSモルタルを用いた単位水量の測定方法の提案

以上の結果を踏まえ、容器等はモルタルを付けた状態とし、振動ふるいの下には紙皿を直接置いて試料を採取した。コンクリートの採取量は1kgとし、余分な試料はモルタルを付着させたさじで取り除き、試料の量を約400gとした。

WSモルタルを使用し、コンクリートの単位水量の測定を行った結果が、図-8である。図中には、式(1)による計算値とs/m, W/Cの変化を考慮した計算値を併記した。配合C40A等の粗骨材量が少ないコンクリートは、ふるいに試料を入れた後、短時間でWSモルタルを得られ、蒸発による水量変化は小さいものと判断し、W/Cを変更していない。図-8に示すとおり、WSモルタルの配合変化を考慮した単位水量の測定値はおおむね計画値と一致することがわかる。すなわち、モルタル, WSモルタルの結果を総合すれば、試験室レベルでは、練混ぜ量, 試料採取, WS方法の影響を考慮することで、高周波加熱乾燥法による単位水量の測定はおおむね可

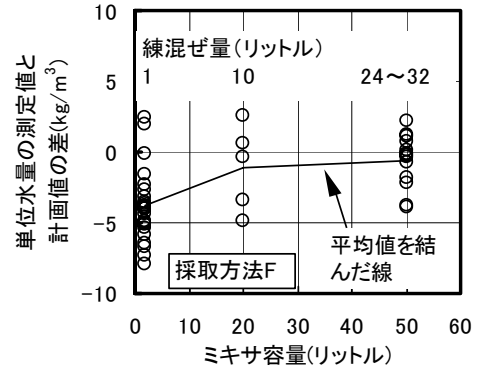


図-6 ミキサの容量およびモルタルの練混ぜ量と単位水量の測定値の関係

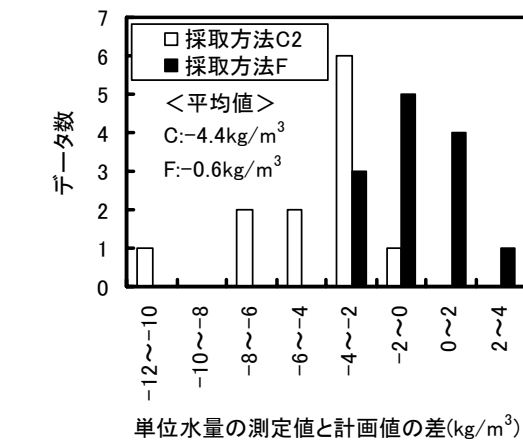
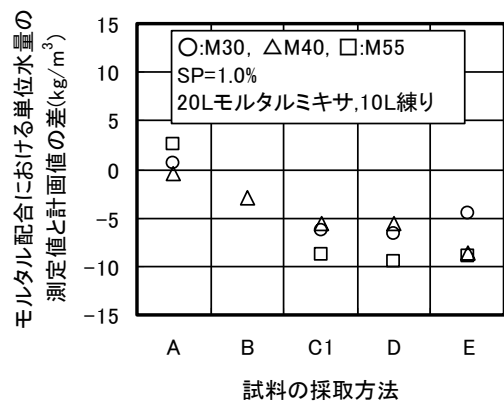


図-7 試料の採取方法と単位水量の測定値の関係

能である。

式(1)の右辺の各補正係数を除けば、第一項は、乾燥前後の質量変化からWSモルタル中の水量を求め、乾燥前WSモルタルの質量とモルタルの単位量の比率で1m³換算を行っている。式の意味合いを具体的に説明すると、以下のとおりである。

a) 水量変化がない場合

WS モルタルは、コンクリート 1m³ 中のモルタルの α 倍を採取することになるので、乾燥前後の質量は式(2),(3)のように表すことができる。

$$M_1 = \alpha(W_0 + C_0 + S_0) \quad (2)$$

$$M_2 = \alpha(C_0 + S_0) \quad (3)$$

式(1)の右辺第一項は、式(4)に示すように計画配合の単位水量 W_0 を求めることができる。

$$\frac{\alpha(W_0 + C_0 + S_0) - \alpha(C_0 + S_0)}{\alpha(W_0 + C_0 + S_0)} (W_0 + C_0 + S_0) = W_0 \quad (4)$$

b) 水量の変化がある場合

例えば、 ΔW の加水があった場合には、式(1)の右辺第一項は、式(5)のように表される。

$$\begin{aligned} & \frac{\alpha(W_0 + \Delta W + C_0 + S_0) - \alpha(C_0 + S_0)}{\alpha(W_0 + \Delta W + C_0 + S_0)} (W_0 + C_0 + S_0) \\ &= \frac{(W_0 + \Delta W)}{(W_0 + \Delta W + C_0 + S_0)} (W_0 + C_0 + S_0) \end{aligned} \quad (5)$$

式(5)の分母と分子のモルタルの単位質量は相殺されないが、 ΔW が過大でない場合にはその差は微小であるため、従来の方法³⁾でも式(6)に示すように水量の変化を求めることができる。ただし、 ΔW が大きい場合には誤差も大きくなることを認識する必要がある。

$$\frac{(W_0 + \Delta W)}{(W_0 + \Delta W + C_0 + S_0)} (W_0 + C_0 + S_0) = W_0 + \Delta W \quad (6)$$

c) 採取過程で WS モルタルの配合が変化した場合

変化後の諸値の添字を 1 (例えば、各単位量は W_1, C_1, S_1) とし、モルタル容積 V_m が変化しないものと仮定すれば、各単位量は WS による変化指標(s/m, W/C)を用いて式(7)~式(12)のように表すことができる。W/C は百分率(%)でなく、比で表した。 ρ_s, ρ_c は、細骨材とセメントの密度を表す。

$$V_m = W_0 + C_0 / \rho_c + S_0 / \rho_s \quad (7)$$

$$V_{S1} = s / m_1 \cdot V_m \quad (8)$$

$$S_1 = \rho_s \cdot V_{S1} = \rho_s \cdot s / m_1 \cdot V_m \quad (9)$$

$$W_1 = \frac{W/C \cdot \rho_c (1 - s/m_1)}{W/C \cdot \rho_c + 1} V_m \quad (10)$$

$$V_{C1} = \frac{(1 - s/m_1)}{W/C \cdot \rho_c + 1} V_m \quad (11)$$

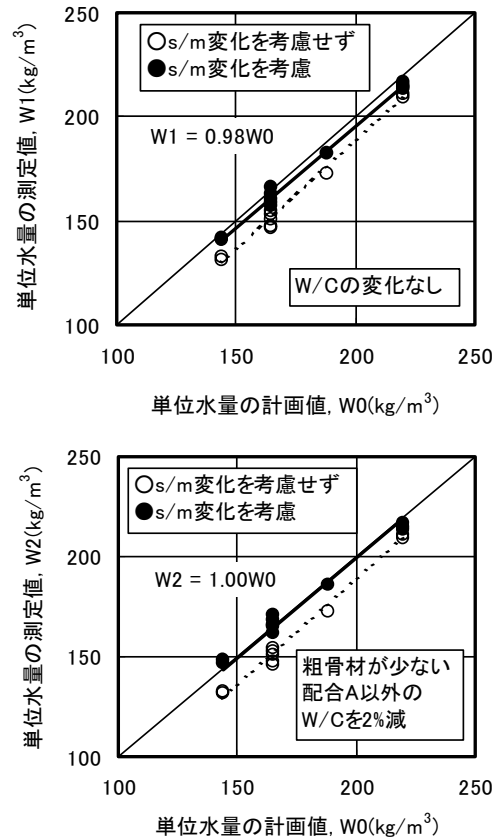


図-8 WS モルタルの品質変化を考慮した単位水量の測定結果

$$C_1 = \rho_c V_{C1} = \frac{(1 - s/m_1)}{W/C \cdot \rho_c + 1} V_m \rho_c \quad (12)$$

WS モルタルが採取段階で配合が変化したコンクリート 1m³ 中のモルタルの β 倍したものとすれば、式(1)の右辺第一項は、式(13)となる。

$$\frac{\beta(W_1 + C_1 + S_1) - \beta(C_1 + S_1)}{\beta(W_1 + C_1 + S_1)} (W_0 + C_0 + S_0) \quad (13)$$

式(13)も式(6)と同様にモルタルの単位質量の変化が小さい場合には、品質変化後の WS モルタルの単位水量 W_1 をおおよそ求めることができるが、本来は式(14)に示すように、WS モルタルの配合変化を加味した単位量を代入すべきである。

$$\frac{\beta(W_1 + C_1 + S_1) - \beta(C_1 + S_1)}{\beta(W_1 + C_1 + S_1)} (W_1 + C_1 + S_1) = W_1 \quad (14)$$

得られる単位水量は、WS モルタル中の水量の 1m³ 換算した値であって、計画配合の単位水量を求めるもの

ではない。よって、計画配合の単位水量を求めるには、配合変化後の諸値を用い、式(15)によって計画値に換算する必要がある。

$$W_0 = \frac{W/C_0(1-s/m_0)(W/C_1 \cdot \rho_c + 1)}{W/C_1(1-s/m_1)(W/C_0 \cdot \rho_c + 1)} W_1 \quad (15)$$

ここで、W/Cに変化がない場合には、

$$W_0 = \frac{1-s/m_0}{1-s/m_1} W_1 \quad (16)$$

と表すことができる。式(1)の右辺の第2項以降に示した補正值についても同様にWSモルタルの配合変化を反映させる必要がある。

表-4に示したとおり、s/mの変化量は3%前後で小さい印象を受けるが、例えば、単位水量 5kg/m^3 の変化はコンクリート 1m^3 に対して0.5%、単位水量に対して2~3%に過ぎない。品質管理への適用に当たっては、単位水量試験が微小な変化量を対象としていることを認識し、厳密性を高めた試料採取・WS方法によってその影響を排除するとともに、実機での品質変動に対する測定値の変化を確認し、試験の適応性と精度を踏まえた適切な管理幅、試験頻度等を設ける必要がある。

5. まとめ

主としてフレッシュコンクリートの単位水量の測定を対象とした、ウェットスクリーニング手法によるコンクリートの品質評価を目的とした実験の範囲で、以下のことが言える。

- ① 従来手法で求めた単位水量の測定値およびそのばらつきは測定方法の違いによって異なるものの、室内で配合どおりの製造を行ったコンクリートを対象としても測定条件を限定しない場合には、単位水量は配合上の値から $\pm 10\text{kg/m}^3$ 以上のばらつきを生じる可能性がある。
- ② 従来の電子レンジ法で測定した単位水量は、配合上の計画値よりも小さくなる傾向があり、特に水

セメント比が大きい場合に顕著である。すなわち、何らかの補正を行わないと、単位水量の過小評価を行い、単位水量が計画値よりも多い状態で製造を続ける恐れがある。

- ③ ウェットスクリーニングにより、モルタル中の単位ペースト量の減少およびW/Cの低下（または単位水量の減少）を生じ、モルタルのフロー、凝結時間および圧縮強度の結果に影響を及ぼす。
- ④ ペースト量の減少に伴う単位水量の変化は、ウェットスクリーニング作業のみならず、ミキサ、採取する容器、器具類へのペーストの付着によっても生じ、その程度が単位水量の測定値に反映される。
- ⑤ 容器等へのペーストの付着を抑制すれば、高周波加熱乾燥法によってモルタルの単位水量はおおむね正確に測定することができる。
- ⑥ ウェットスクリーニングモルタルの配合（砂モルタル比およびW/C）の変化を考慮すれば、コンクリートの単位水量の測定精度を向上させることができる。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：フレッシュコンクリートの単位水量迅速測定および管理システム調査研究委員会報告書，2004.6.
- 2) 土木研究所：エアメータ法による単位水量測定マニュアル.
- 3) ZKT-210：フレッシュコンクリートの単位水量の迅速測定試験方法（高周波加熱法），2002.
- 4) 野沢純，鈴木猛，齋充：高周波容量式水分計と高周波加熱乾燥法の測定精度の検証と比較，フレッシュコンクリートの単位水量迅速測定及び管理システムに関するシンポジウム論文集，日本コンクリート工学協会，pp7-12, 2002.12.
- 5) 松田拓，蓮尾孝一，谷口秀明，西本好克：高周波加熱乾燥法による単位水量の推定に及ぼす各種要因の検討，三井住友建設技術研究所報告，No.2, pp.157-162, 2004.12.

鉄筋の拘束作用により版部材に生じる初期ひび割れに関する 実験的研究

Experimental Study on the Occurrence of Initial Cracking in Concrete Slabs caused by the Restraint Action of Reinforcing Bars

玉置 一清 KAZUKIYO TAMAKI
三加 崇 TAKASHI SANGA
浅井 洋 HIROSHI ASAI
藤田 学 MANABU FUJITA

コンクリート部材の初期ひび割れは、比較的若材齢時の収縮が拘束を受けることによって生じる場合が多いが、その評価手法は明確ではない。本報告は、鉄筋量を変化させた実物大供試体を1年間暴露して、内部に蓄積される引張応力の経時変化を観測した結果をとりまとめたものである。PC部材の鉄筋比1%程度では0.5N/mm²の引張応力程度であるが、鉄筋比7%で配置すると1年足らずで初期ひび割れが生じる結果となった。
キーワード：初期ひび割れ、収縮、鉄筋拘束、若材齢、鉄筋比

The method of evaluating initial cracking caused by contraction of early-aged concrete members and comparative restraint has not been clarified.

This paper describes the results of exposure experiments conducted over a one year period to investigate changes in the tensile stress of full-scale floor slab specimens with varied reinforcement content. Initial cracks were observed by accumulating the tensile stress of 2.5N/mm² in specimens with 7% of the reinforcement ratio, which was a little greater than the PRC members, though a tensile stress of 0.5N/mm² was generated in specimens with 1% of the reinforcement ratio corresponding to PC members.

Key Words: Initial Crack, Contraction, Restraint of Steel Bar, Early aged Concrete, Reinforcement Ratio

1. はじめに

コンクリート部材の初期ひび割れは、凝結過程を含む比較的若材齢時の収縮挙動がなんらかの拘束を受けることによって、コンクリート内部に引張応力が蓄積され、これがある限界（引張強度の50%程度の場合もある）に達したときに生じる。実構造物の設計計算において、外的な拘束に起因するこの種の引張応力については、収縮挙動が明確になりさえすれば、ある程度の検討を実施することが可能になってきたが、コンクリート内部に配置された鉄筋拘束による影響については、その評価手法は未だ明確であるとはいいがたい。従来、PC部材で配置されるような疎な鉄筋量であれば、これら鉄筋拘束による影響は無視できる程度であると考えられてきた。しかし、鉄筋量が富であるPRC部材では、見かけ上は収縮量が小さくなり外部拘束による影響の方は小さくなるが、配置鉄筋がコンクリートの収縮を拘束する反作用とし

て、コンクリート内部に残留する引張応力は大きくなる。ひび割れを許容するPRC部材では、ひび割れの発生確率および発生時期、さらにひび割れ発生後のひび割れ幅を精度よく推定する上で、鉄筋拘束力の評価手法の確立が重要になるものと考えられる。

また、初期ひび割れの発生には施工的な要因が大きいことがよく知られており、コールドジョイントや不十分な打ち継ぎ目など施工の欠陥の存在は、その発生確率を著しく高くするものと誰もが認識している。工事計画では、これら施工的要因を極力排除することが第一の目的ではあるが、設計的には、施工的要因を見込んだ評価手法も、構造物の性能評価を実施する上で準備しておく必要があるものと考えられる。

本報告は、打ち継ぎ目を有する実物大床版模型を、鉄筋比をパラメータとして4体作製し、無応力状態で1年間屋外環境に暴露し、内部に蓄積される引張応力の経時変化を観測した結果をとりまとめたものである。また、

初期ひび割れを研究する上で標準的に実施されてきた JCI 自己収縮試験等も同時に実施し、実物大模型との対比を行った。

2. 実験概要

(1) 供試体および施工方法

図-1、図-2に供試体寸法および鉄筋配置を示す。供試体は、一般的な PC 箱桁から厚さ200mmの床版部材を一部(幅 550mm)切り出したと想定したものである。両側面にはシールを施し、乾燥は上下面からのみとした。

case0 は無筋の供試体で、case1 が一般的な PC 部材を想定して鉄筋径 D13 で鉄筋比 1.2 %、case2 が現行の PRC 部材を想定して鉄筋径 D25 で鉄筋比 4.6% を配置した。case3 は比較用として鉄筋を過剰配置したものであるが、図-3(a) に示す JCI 自己収縮応力試験供試体¹⁾と同じ鉄筋径 D32 で鉄筋比 7.2 % を配置したもので、この供試体を10個束ねたものとして比較することができる。

本実験結果と既往の研究成果との関係を比較するため、標準的に実施されている図-3に示す JCI 自己収縮応力試験体(case4-1, 4-2) および JIS 供試体(case5-1 ~ 5-3)を2回目のコンクリートと同時に作製し、表-1に示す環境下で約1年間暴露を実施している。

また、打ち継ぎ目の影響を把握するため、供試体の半分の 1500mm(1次コンクリート)を打設し、翌日に鉛直打ち継ぎ目を入念にチップング処理し、1週間の材齢差で残りの 1500mm(2次コンクリート)を打設している。

写真-1、写真-2に配筋状況および打ち継ぎ目処理状況を示す。図-4に計測器の配置状況を示す。端部から800mm区間は鉄筋の定着区間とし、その内側の鉄筋ひずみ分布を計測した。一部、コンクリート中心部にもコンクリート埋込みゲージを配置している。

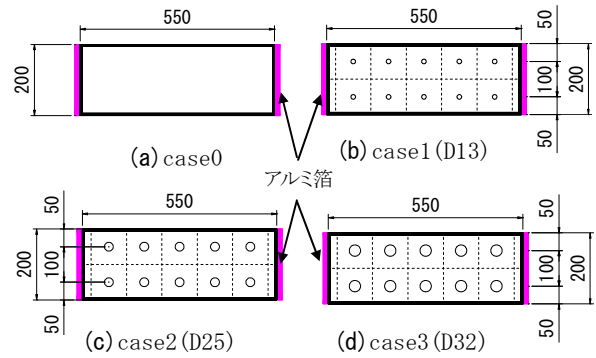
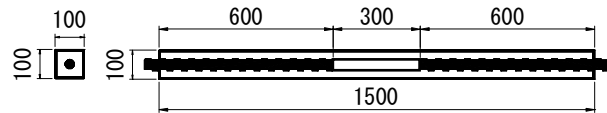
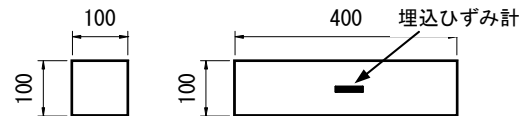


図-2 供試体断面図



(a) JCI 自己収縮応力試験体



(b) JIS 供試体 (JIS A 1129)

図-3 JIS 供試体および JCI 自己収縮応力試験体



写真-1 配筋状況



写真-2 打ち継ぎ目処理

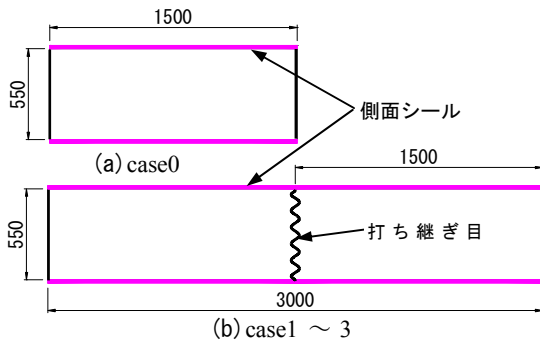


図-1 供試体平面図

表-1 暴露試験環境

試験体	寸法			鉄筋径	鉄筋比	環境	備考	収縮ひずみ	
	幅 (mm)	高さ (mm)	長さ (mm)					自己収縮	乾燥収縮
JCI case4-1	100	100	1500	D32	7.94%	恒温恒湿室	全面シール	○	—
JCI case4-2	—	—	—	—	—	—	—	—	○
JIS case5-1	100	100	400	—	—	恒温恒湿室	全面シール	○	—
JIS case5-2	—	—	—	—	—	—	—	—	○
JIS case5-3	—	—	—	—	—	現場	—	—	○

(2) コンクリートの配合およびコンクリートの品質

表-2に、コンクリートの示方配合を示す。一般的なPC部材を想定して、設計基準強度を40N/mm²とし、早強セメントを使用している。表-3に打設時の品質管理試験結果を示す。図-5～図-7に、テストピースによる強度試験およびヤング係数試験結果を示す。参考までに、単位水量試験を現在推奨されている3つの方法で実施した結果を表-4に示す。スランプは管理値中心付近であったにも関わらず、いずれの試験方法においても単位水量が設計値よりも1割以上多いことを示している。図-5に示す圧縮強度は、比較的若材齢で目標強度を大幅に上回っており、単位水量の過多による強度低下は特に認められない。今後、単位水量試験により品質評価を実施する場合、試験時のサンプリング方法などに課題があるものと考えられる。

(3) 暴露環境および気温、湿度

近年、日照による輻射熱が初期ひび割れの発生に影響を及ぼすとの報告が見られる。しかし、今回の試験では検討要因が複雑となりすぎることから、日照の影響は今後の課題とするものとし、供試体は大型の屋根空間下の日陰に設置した。ただし、側方の防護は設置しておらず、多少の日照および横風時の降雨は経験している。図-8、図-9に、供試体周辺（栃木県河内郡）で観測した気温、湿度を示す。観測期間の平均気温は17.8℃、平均湿度は69.8%であり、一般的に設計計算で想定されているものとはほぼ同程度の環境であった。

3. 実験結果

(1) 計測ひずみの整理方法

コンクリート部材外に配置された拘束鋼部材については、線膨張係数はコンクリートとほぼ同じであるが、熱

表-2 コンクリートの示方配合

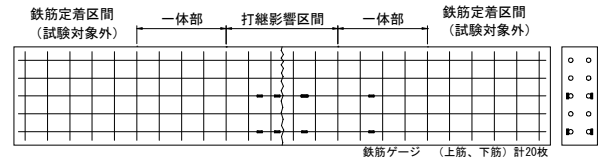
W/C	S/a	スランプ	空気量	セメント種類
39.5%	40.0%	8.0cm	2.0%	早強
単位量(kg/m ³)				混和剤
セメント	水	細骨材	粗骨材	減水剤
400	158	726	1094	

表-3 品質管理試験結果

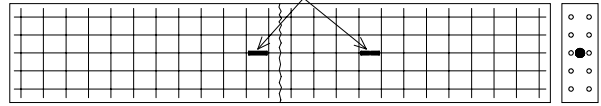
	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)	外気温 (°C)
1次コンクリート	8.5	1.6	12.0	10.0
2次コンクリート	8.5	3.6	14.5	9.5

表-4 単位水量試験結果

	単位水量(kg/m ³)			
	設計値	静電容量法 (kett製)	高周波加熱法 (電子レンジ)	エアメータ法
1次コンクリート		181.8	168.6	175.4
2次コンクリート	158.0	181.4	174.9	165.4



(a) 鉄筋ひずみ計測位置



(b) 埋込みひずみ計設置位置

図-4 計測器配置状況

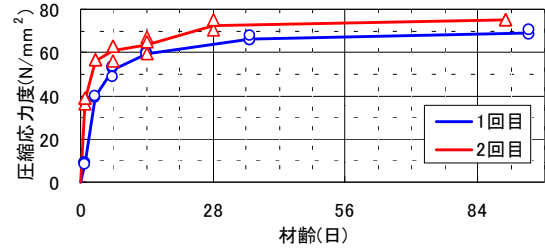


図-5 圧縮強度

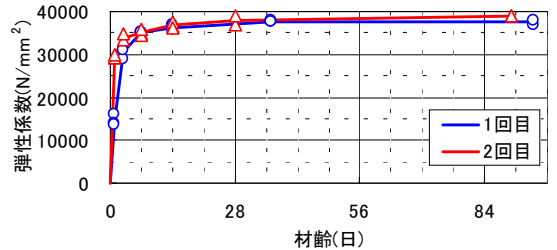


図-6 弾性係数

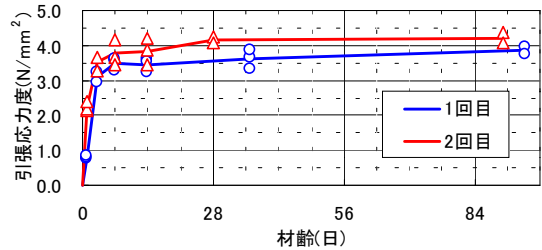


図-7 引張強度

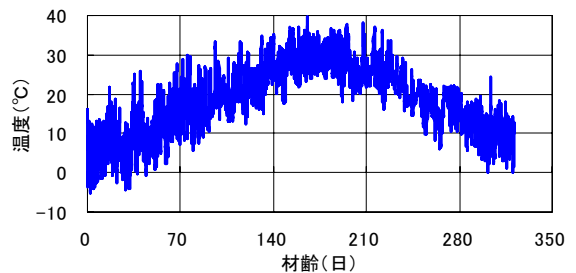


図-8 暴露環境 (温度)

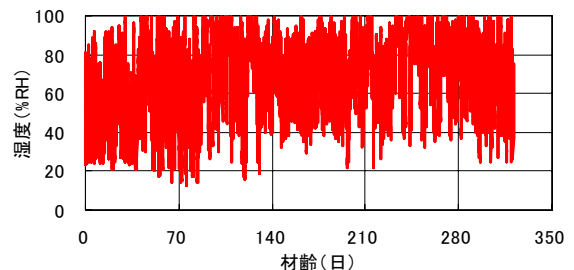


図-9 暴露環境 (湿度)

伝導率の相違により短期間の温度上昇・下降（日気温変化など）にタイムラグが生じ、それが深刻なコンクリート応力発生 の要因となり得る。しかし、コンクリート内部に配置された鉄筋は、ほとんどタイムラグなしにコンクリートと同温度になるものと考えられるため、線膨張ひずみは、コンクリート応力とは無関係のものであると考えることができる。そこで、ひずみのデータ整理では、実ひずみ（ $\epsilon_i + C_b \times \Delta t_i$ ）から線膨張ひずみ（ $\alpha \times \Delta t_i$ ）を控除した式 (1) のものを計測ひずみ ϵ_t として示すものとする。

$$\epsilon_t = \epsilon_i + (C_b - \alpha) \times \Delta t_i \quad (1)$$

ここに、 ϵ_i : 測定ひずみ

C_b : 計器の温度補正係数

α : コンクリートの線膨張係数

Δt_i : 温度変化量

図-10、図-11に、打ち込み直後の水和発熱時と材齢43日後の日気温変化時における線膨張係数を示す。水和発熱時の線膨張係数が見かけ上小さくなるのは、自己収縮の影響によると考えることができる。したがって、材齢43日後の線膨張係数を用いて補正することにより、 ϵ_t は自己収縮を含んだものと考えられることができる。

次に、JIS試験体に比べて寸法の大きい case0 の線膨張係数が見かけ上小さくなるのは、中心部で圧縮方向に働く温度応力ひずみの影響ではないかと考えたが、表面と中心部で温度差はほとんど生じておらず、温度解析の結果とも矛盾した。乾燥収縮の内外ひずみ差によって生じる想定外の応力の存在が考えられ、興味深いテーマではあるが、これを検証するには今回は供試体数も少なく、今後の議論とすることとした。今回は同じコンクリートではあるが、各々の供試体ごとに材齢43日で線膨張係数を算出し、補正を加えるものとした。

また、鉄筋との付着が完全でない凝結開始前のコンクリートひずみも応力とは無関係である。したがって、ひずみの初期値は凝結始発である打ち込み6時間後とした。

(2) 無筋コンクリートの収縮ひずみ

図-12に恒温恒湿室（湿度60%）で測定した JIS 試験体の収縮ひずみ計測値を示す。また、2002年土木学会コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]²⁾（以下、コン示）に示される収縮予測式（解3.2.3式）、圧縮強度 55N/mm²以上で自己収縮の影響を考慮したひずみ予測式（解3.2.6式）、および道路橋示方書³⁾に示される Rusch 式を併せて示す。体積表面比 V/S=22mm となる JIS 供試体はコン示の適用範囲外であるが、計測値は予測値と比較的よく一致している。Rusch 式は実測値に比べ小さ

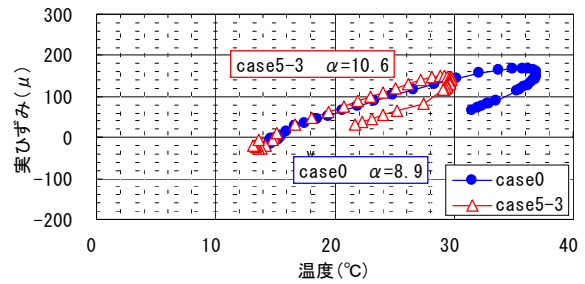


図-10 水和発熱時の温度と実ひずみ

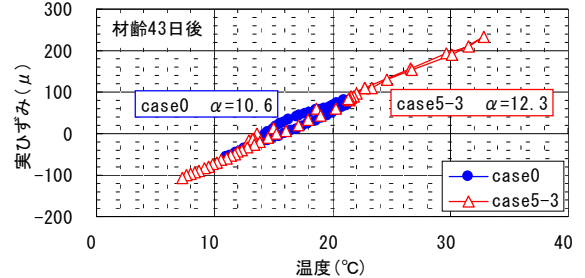


図-11 材齢43日後の温度と実ひずみ

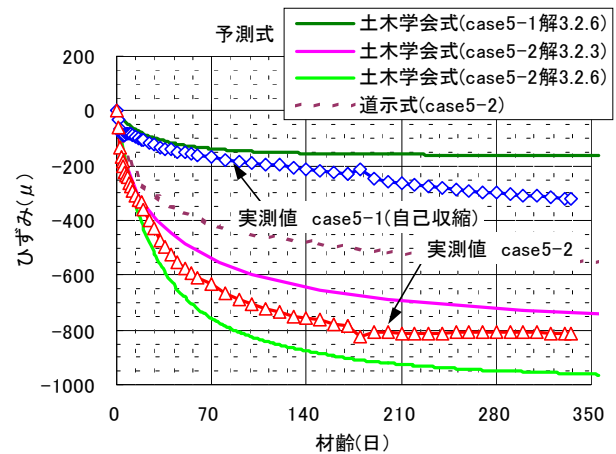


図-12 無筋コンクリートの収縮ひずみ（恒温室）

く、若材齢では設計的に危険側の予測式となっている。図-13、14に現場環境下（平均湿度69.8%）における収縮ひずみの計測値を示す。屋外環境下では、湿度の想定が大きな課題であるが、コン示予測式は無筋コンクリートに関しては比較的精度の高いものであると言える。

(3) 鉄筋コンクリートの収縮ひずみ

図-15に鉄筋比の相違によるコンクリート収縮ひずみ（埋込みひずみ計）の比較を示す。図-16は鉄筋比を横軸として収縮ひずみを整理したものである。材齢が進むにつれ、無筋と鉄筋比1%の差が大きくなっているが、鉄筋を配置したものだけで比較すると、ひずみ値は鉄筋比の増加につれておおむね線形的に小さくなる。この鉄筋拘束による収縮ひずみの低減を考慮することにより、部材外部からの拘束に対して合理的な設計が可能となるが、その反面、次項で示すコンクリート内部に蓄積される引張応力も同時に考慮しなければ大きな矛盾となることに注意が必要である。

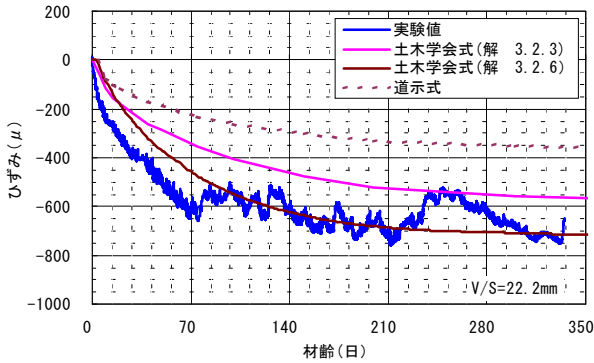


図-13 現場環境下における収縮ひずみ(case5-3)

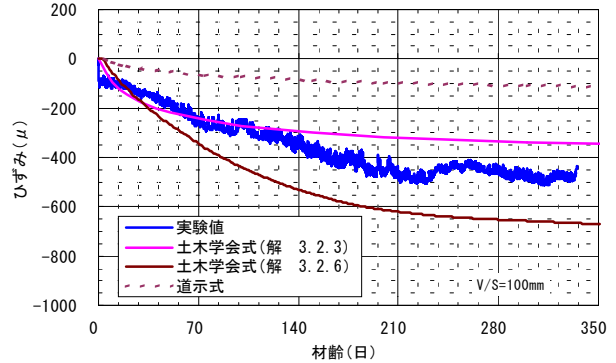


図-14 現場環境下における収縮ひずみ(case0)

(4) 鉄筋拘束により生じるコンクリート引張応力

コンクリートの若材齢時応力を計測する方法として、①有効応力計による方法、②コンクリートひずみから有効ヤング係数(クリープの近似解法)を用いて算出するコン示[施工編]⁴⁾の方法、③鉄筋圧縮力(ひずみ)を測定し、コンクリート引張力との釣合い条件から算定する方法の3つが考えられる。現時点では決定的なものではなく、初期ひび割れ研究の大きな課題の一つであるが、ここでは、一つの目安として、③の鉄筋ひずみから釣合い条件にて算定した応力を用いて検証を試みる。

図-17に鉄筋比を変化させた実物大床版模型を1年間暴露したコンクリート応力経時履歴を示す。鉄筋比

7.9%のcase3では、材齢220日からコンクリート応力の低下が生じている。この時点のひずみ計測データを見ると、コンクリートと鉄筋の付着破壊が生じ始めていることがわかり、引張軟化の初期段階である微細なひび割れ状態が試験体全域に広がっていることが想定される。微細ひび割れの発生時応力 2.2N/mm^2 は、テストピースによる割裂強度 4N/mm^2 の約55%程度である。鉄筋比

4.9%のcase2には、次項で示す打ち継ぎ目以外には微細なひび割れも認められなかったが、残留引張応力は約 2.0N/mm^2 弱で、その後、わずかな荷重載荷によっても即ひび割れが生じる状態であると考えられる。case1のように鉄筋比1%程度であれば、収縮ひずみの低減率は大きい、それによりコンクリート内部に蓄積される引張応力は 0.5N/mm^2 であり、従来から考えられていたとおり鉄筋拘束の影響はほとんど無視できる程度であると考えられる。

図-18に図-3(a)で示したJCI自己収縮ひび割れ試験供試体を本試験体と同時に製作し、シーンを施さないで恒温室(温度 20°C 、湿度60%一定)で暴露したものと、case3を比較したものを示す。鉄筋比は同程度であるが、乾燥表面積の相違により、JCI試験体の方が収縮ひずみが卓越し、材齢50日で 0.1mm 程度の可視ひび割れが生じた。このときのコンクリート応力度は 2.6N/mm^2 で、テストピースによる割裂強度の65%であった。一般

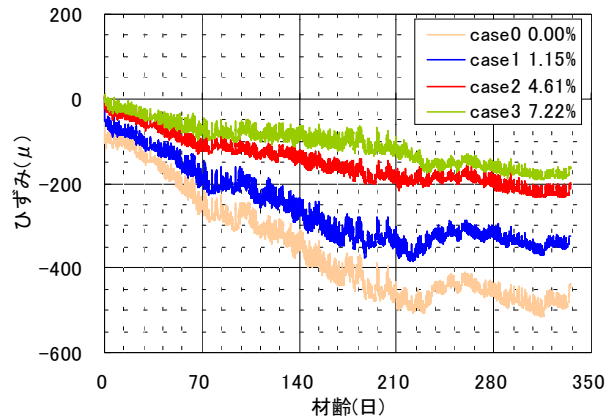


図-15 コンクリートひずみの経時変化

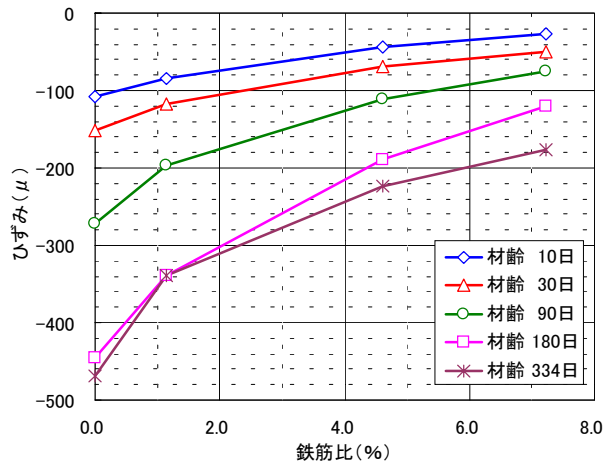


図-16 鉄筋比の違いとコンクリートひずみ

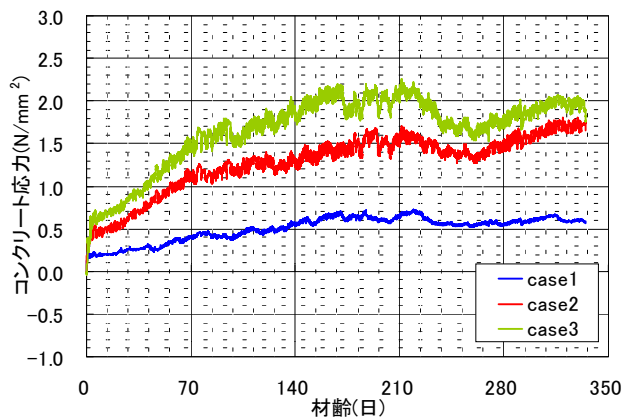


図-17 鉄筋ひずみから算定したコンクリート応力

に、外力に対するひび割れ発生は、引張強度に寸法効果の影響を考慮したものとして理解されているが、収縮によるひび割れの場合、小さな部材であっても引張強度の40~90%の範囲で生じていることが報告されている⁵⁾。その要因として、極めて緩慢なひずみ速度の影響、断面内での不均一な収縮による影響などが報告されているが、いまだ完全に解明されているとは言い難いのが現状である。既往の研究報告や今回の実験結果から工学的に判断すると、割裂強度の50%程度の引張応力が蓄積される鉄筋比5%以上では、初期ひび割れ発生の確率は非常に高いものと考えねばならない。

(5) 打ち継ぎ目の影響

図-19~図-21に、材齢ごとの鉄筋ひずみ(=コンクリートひずみ)分布の変化を示す。case1では打ち継ぎ目部でのひずみ変化は見られなかった。すなわち、打ち継ぎ目が初期ひび割れに対する弱点とはならず連続性を維持していることがわかる。case2では30日程度から打ち継ぎ目近傍でひずみが解放され始め、緩やかにひび割れが進行したことがわかる。材齢180日で目視でも確認できる目開きとなった。case3では材齢10日の時点で既に鉄筋ひずみが解放され、0.1mm程度の目開きとなったが、その後は特に進行せず、ひび割れ幅は収束したようである。

このように、打ち継ぎ目は、現行規準に従い入念に施工をしても、初期ひび割れに対して弱点となる可能性が高く、これらの影響を考慮した性能照査手法の確立が必要であると考えられる。

4. まとめ

本研究において鉄筋比と拘束応力および初期ひび割れとの関係について、得られた知見を以下に示す。

- 1) 無筋コンクリートの収縮ひずみについては、屋外環境下では、湿度の設定に課題はあるが、土木学会コン式により比較的精度よく予測できることを確認した。
- 2) 鉄筋を配置することにより収縮ひずみは低減され、その低減率は鉄筋比とおおむね線形関係を示す。
- 3) 乾燥収縮を鉄筋が拘束することによる影響は、鉄筋比1%程度であれば無視できる程度であると考えられるが、鉄筋比5%以上になると打ち継ぎ目には早期にひび割れが発生し、部材全体に引張強度の50%程度の引張応力が蓄積される結果となった。

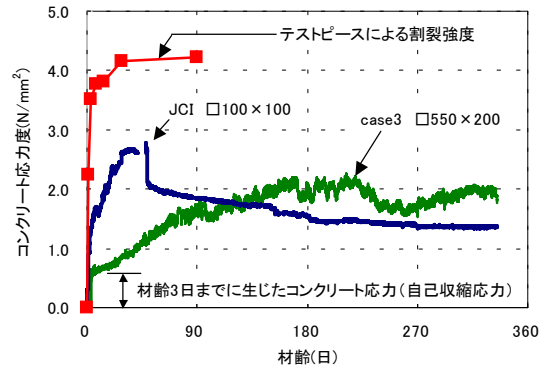


図-18 JCI 自己収縮試験と case3 の比較

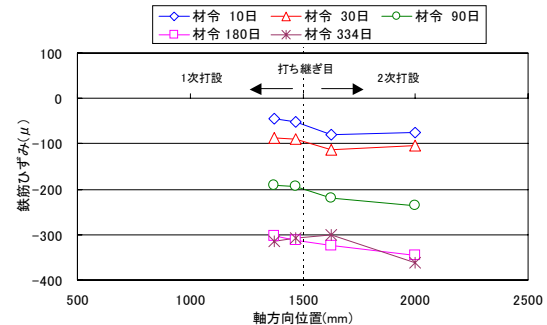


図-19 鉄筋ひずみ分布(case1)

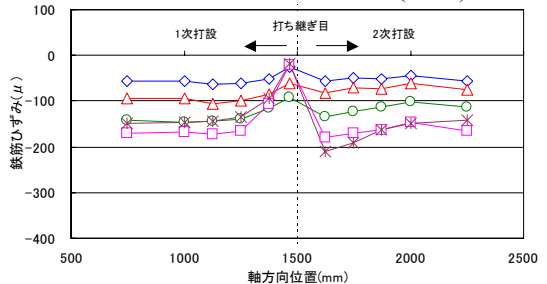


図-20 鉄筋ひずみ分布(case2)

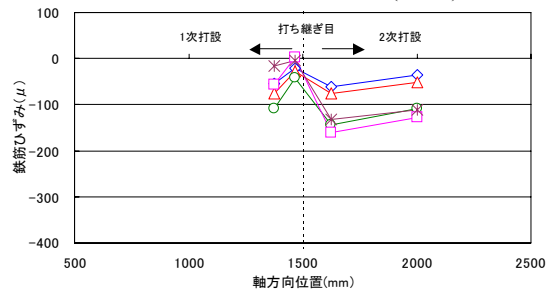


図-21 鉄筋ひずみ分布(case3)

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの自己収縮研究委員会報告書， pp.58-60， 2002.9
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]， pp.30-33， 2002.3
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IIIコンクリート橋編)・同解説，pp.32-36， 2002.3
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [施工編]， pp.52-53， 2002.3
- 5) 関田 徹志：ひび割れ発生条件， コンクリート工学， Vol.43, No.5, pp.60-65， 2005.5

コンクリート補剛蝶型鋼板ウェブのせん断耐力に関する実験的研究

Experimental Study on the Shear Strength of Butterfly Shaped Steel Webs Stiffened with Concrete

高木 康宏 YASUHIRO TAKAKI

浅井 洋 HIROSHI ASAI

PC 設計部 中積 健一 KEN-ICHI NAKATSUMI

PC 設計部 片 健一 KEN-ICHI KATA

蝶型鋼板をウェブに用いるバタフライウェブ橋の実用化に向けて、ウェブ切り出しモデルによるせん断実験を行った。その結果、圧縮力を負担する部分をコンクリートで補剛することにより座屈が抑制され、耐力が向上することを検証した。また、そのせん断耐力を非線形 FEM 解析により評価できることを示した。

キーワード：PC 鋼複合構造橋，蝶型鋼板ウェブ，コンクリート補剛，せん断耐力，座屈

The authors are promoting the development of a new type of PC-Steel composite bridge with the steel plate webs in a butterfly shape. In order to confirm the effect on the stiffness of the web reinforced with concrete, a number of shear experiments on large-scale web models were carried out. These experiments confirmed that the concrete cast in the compression zone of the steel web shared the compression stress, there was a reduction in the tendency of the plate to buckle, and the shear strength of the web was improved. Furthermore, it was confirmed that the shear properties of the webs could be evaluated with a nonlinear FEM analysis.

Key Words : PC-Steel Composite Bridge, Butterfly Shaped Steel Web, Stiffening Concrete, Shear Strength, Buckling

1. はじめに

近年、PC 橋分野において、鋼とコンクリートの異種材料を組み合わせた複合構造橋梁の施工実績が増大している。複合構造とすることにより、各材料の利点を活かすことができ、軽量化といったより合理的な構造形式となることから、より経済的な橋梁建設を可能としている¹⁾。特に、施工実績が多い複合構造橋梁としては、新開橋²⁾をはじめとする波形鋼板ウェブを使用した PC 箱桁橋が挙げられる。

複合構造の製作、施工上の課題として、鋼板加工技術や架設時の溶接などが挙げられるが、これらに関して、製作の簡略化および施工の省力化を行うことによって、さらなる建設費の削減が可能になると考えられる。そこで、建設費の削減を図るため、鋼板加工の簡略化および施工の省力化に着目して、蝶型鋼板をウェブに用いる「バタフライウェブ橋」が考案された³⁾。本橋は、鋼板の加工を極力低減し、架設時の鋼板溶接を不要とした新しい鋼コンクリート複合構造である。

今回考案されたような鋼板をウェブに用いる構造の場合、設計上の課題の一つとして鋼板のせん断座屈耐力が挙げられる。これは、本構造においても実用化に向けて

解決すべき課題であるため、せん断実験によってその破壊形態、耐力およびその耐力の評価方法を検討しておく必要がある。そこで、本稿では、まず、「バタフライウェブ橋」の構造およびその実用化に向けての課題を整理し、次に蝶型鋼板ウェブ切り出しモデルを用いたせん断耐力

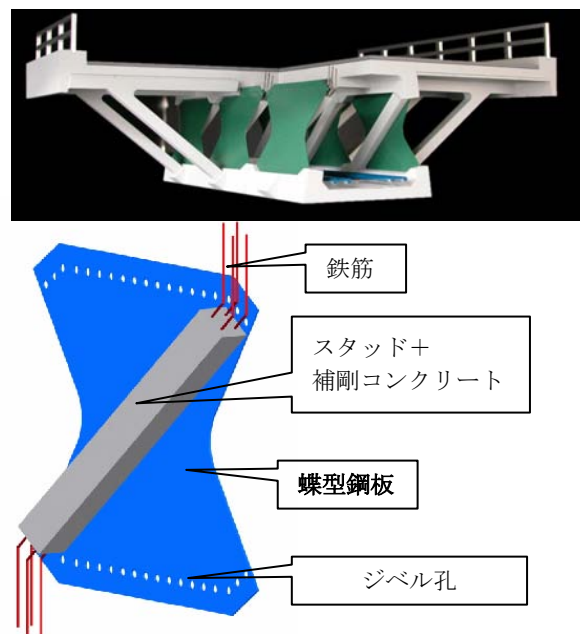


図-1 バタフライウェブ橋の構造

確認実験および非線形 FEM 解析によって確認した破壊形態とそのせん断耐力について報告するものである。

2. バタフライウェブ橋の構造および課題

図-1 に示すように、バタフライウェブは蝶型に切断した鋼板と斜め方向の補剛コンクリートを一体化させた構造である。以下にその構造について整理する。

- ① ウェブ部材となる鋼板を連続化せずにパネルごとに独立させる。
- ② せん断力により鋼板面内に発生する圧縮力と引張力の方向を限定させ、ダブルワーレントラス構造に類似した挙動を示す。両者の作用力に対して負担が少ない部分を切断することにより、鋼板形状を蝶型としている。
- ③ 圧縮力作用方向にスタッドを配置してコンクリート斜材と一体化させ補剛することにより、座屈などによる鋼板の面外変形を抑制し、耐力を向上させる。床版と補剛コンクリートは鉄筋によって一体化させる。
- ④ 鋼板の折り曲げ加工および架設時の溶接作業が不要となる。また、バタフライウェブと床版との接合は、パーフォボンドリブとし、鋼板上下縁に孔を設けるのみであり、作業が簡略化される。鋼板加工の簡素化および形状の単純化はその後の製作精度管理の簡素化にもつながる。

一方、本構造には実用化に向けて、以下のような解決すべき設計上の課題があると考えられる。

- ① 鋼板と補剛コンクリートの一体性の確保およびせん断耐力：バタフライウェブ自体の設計手法を確

立するために、鋼板と補剛コンクリートの一体性、補剛によるせん断耐力の向上を確認するとともに、そのせん断耐力の算定方法を確立する必要がある。

- ② 各パネル間の接合部における床版コンクリートせん断耐力：ウェブ部材が不連続であるため、各パネル間のコンクリート床版のみがせん断力を負担することになる。特に、補剛コンクリートがウェブ片面配置のため、補剛コンクリートからの圧縮力が床版に偏心して作用することで複雑な応力状態となるうえに、終局荷重作用時には圧縮側の床版のみがせん断力を負担することになる。

以上のように、二つの設計上の課題が挙げられるが、今回、課題①の鋼板と補剛コンクリートの一体性の確保およびせん断耐力を確認する目的で、ウェブ切り出しモデルを用いた要素実験を実施した。

3. 実験概要

(1) 実験対象

供試体の計画を行うに当たり、まず、図-2 に示すように蝶型鋼板ウェブを用いた支間長 40m 程度の PC 箱桁橋を想定した。実験では、実橋規模モデルの中で最大せん断力が作用するバタフライウェブ部の断面を検討断面とした。実橋における鋼板の鋼種は SM490、厚さは 16mm とした。

(2) 供試体

図-3 に示すように鋼板 1 パネル分を供試体とした。供試体は想定橋梁の 1/2 縮尺モデルである。本実験では、補剛コンクリート（斜材）の有無および方向による比較

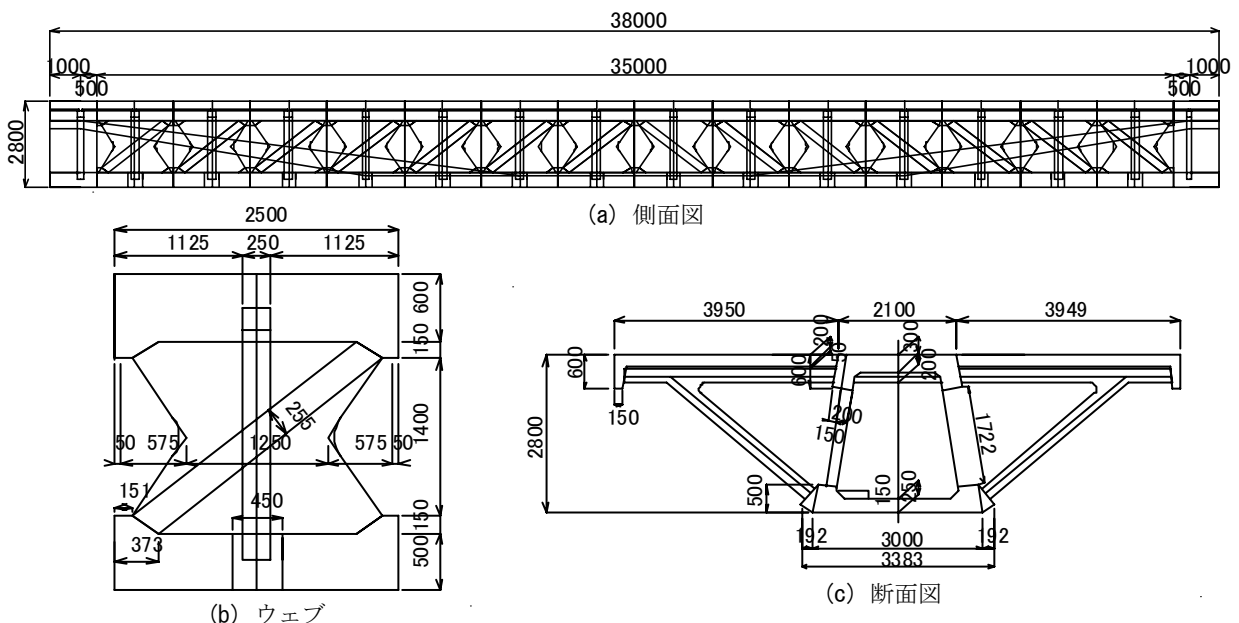


図-2 実験対象とした実橋モデル

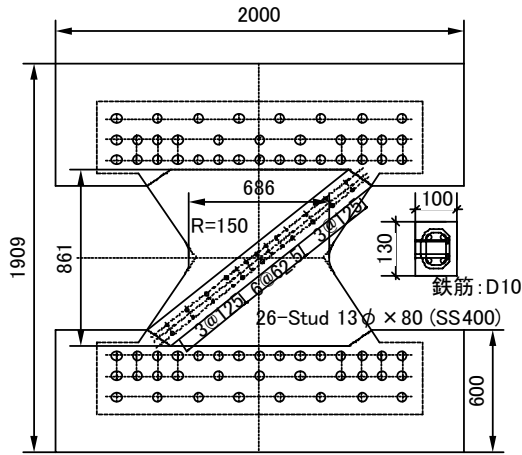


図-3 供試体寸法 (case2)

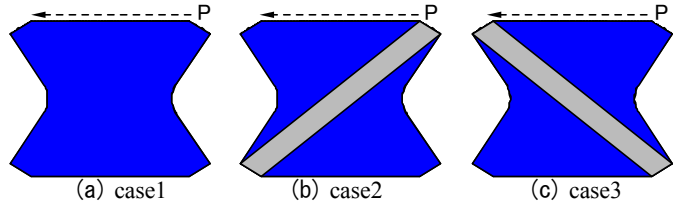


図-4 供試体

表-1 コンクリートの材料試験結果

case	斜材方向	部位	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
1	なし	床版	56.9	2.95	31.0
2	圧縮力 作用方向	床版	50.7	2.78	28.9
		斜材	75.8	3.31	33.9
3	引張力 作用方向	床版	58.2	3.25	32.9
		斜材	80.4	3.60	35.9

表-2 鋼材の材料試験結果

	鋼種 記号	厚・径 mm	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
蝶型鋼板	SS400	8	285	449	213
斜材鉄筋	SD345	10	387	529	188
床版鉄筋	SD345	16	398	588	189
	SD345	19	391	550	186

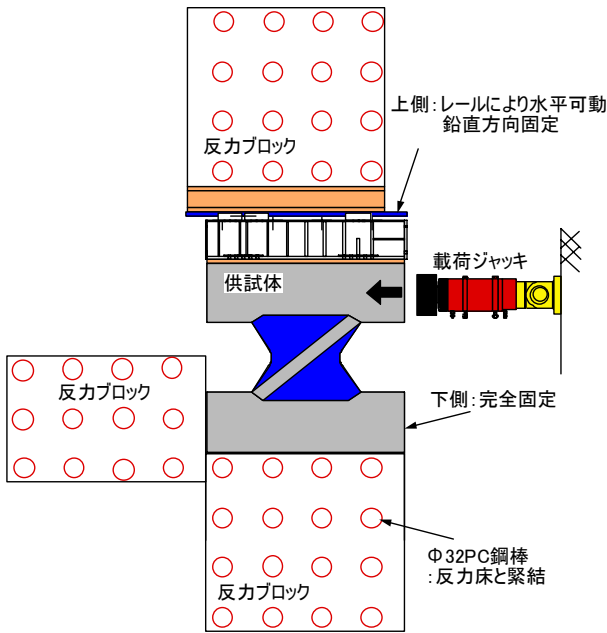


図-5 実験方法

実験を行い、補剛コンクリートのせん断耐力の向上と座屈等の面外変形抑制に対する効果について確認することを目的とした。

図-4 に示すように、供試体は case1 として鋼板のみの供試体、case2 として斜材方向を圧縮力作用方向とした供試体、case3 として斜材方向を引張力作用方向とした試験体である。蝶型形状の加工に関して、FEM 解析により中央部縁端に発生する局部応力をできるだけ小さくなるように決定し、鋼板中央部の縦横比 b/h を $686/861=0.80$ とした。斜材断面を $130\text{mm} \times 100\text{mm}$ とし、スタッドは斜材上下 1/4 区間で 1.6%、中央部で 2.9% とした。また、斜材軸方向鉄筋比を 2.2%、帯鉄筋比を斜材上下 1/4 で 0.15%、中央部で 0.20% 配置した。また、図-5 に示すように供試体の周辺に反カブロックを設置し、供試体上下端とも面外方向および鉛直方向を固定した。上側床版にはレールにより橋軸方向のみ可動とした。荷重ジャッキを用いて

供試体上側床版を水平に荷重した。

本実験では鋼板の挙動について確認するため、床版が鋼板破壊時まで剛体として挙動するように対象実橋より剛性を大きく設定した。表-1 にコンクリートの材料試験結果を、表-2 に鋼材の材料試験結果を示す。

4. 実験結果

図-5 に荷重-水平変位の関係、図-6 に面外方向変位、図-7 に鋼板ひずみを示す。面外方向変位は供試体のうち最大となる点を、鋼板ひずみは面外変形最大点と面内せん断力が最大となる鋼板中央の値である。鋼板降伏ひずみは $1,460\mu$ である。

鋼板のみの case1 では、約 800kN から荷重一定のまま水平変位のみが増大した。面外方向変位に関して、300kN ~ 400kN で勾配が変化し始め、400kN ~ 600kN において①位置では写真-1 で下側に、②位置ではその反対側に急激に変形しており、座屈が生じていると考えられる。また、図-8 より①位置では約 600kN で、その後約 800kN で③位置が降伏に至った。そのため、それ以降の荷重の増大はなく、変位のみ増大したと言える。このように、斜材を配置しない場合には、①および②位置において座

屈が生じ、鋼板の降伏は鋼板中央より①、②位置が先行していると考えられる。最終的に case1 の最大荷重は 866kN であった。

case2 では、圧縮力作用方向に斜材を有することにより、載荷方向の水平変位が抑制されていることが確認される。また、面外変位に関して case1 とは大きく異なり、最大荷重に至るまで微小なままであった。さらに、鋼板の降伏順序も case1 と異なり、③位置が約 1,000kN 時に、その後、①位置が約 1,400kN 時であった。最終的に、鋼板が降伏することにより、水平変位に非線形挙動が確認されはじめ、1,657kN 時に斜材の一部が圧縮破壊することで荷重が低下した。最大荷重は case1 と比較して約 1.9 倍にまで達した。この時点において、補剛コンクリートは鋼板から剥離していなかった。以上のことから、圧縮力作用方向に一体性が確保された補剛コンクリートを配置することにより、鋼板の面外変位および座屈を抑制し、耐力を向上させることが可能であることが確認された。

引張力作用方向に斜材を有する case3 の水平変位は、case1 とほぼ同等であり、変位の抑制効果はわずかであった。また、面外方向変位は、600~800kN まで微小であったが、①と③位置が約 800kN で同時に降伏することによ

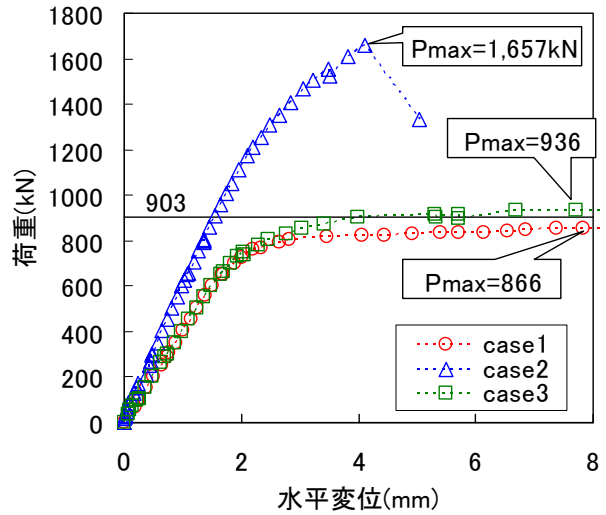


図-6 荷重-水平変位関係

り急激に増大し、case1 と同様に座屈に至った。最終的に最大荷重は 936kN に達し、case2 と比較して補剛効果は小さかったものの、case1 の最大荷重に対する増加率は 1.08 倍とわずかながら増大した。

ここで、座屈が生じなければ、鋼材のせん断降伏強度 τ_y は鋼材の降伏強度 σ_y から式(1)⁴⁾のように表される。

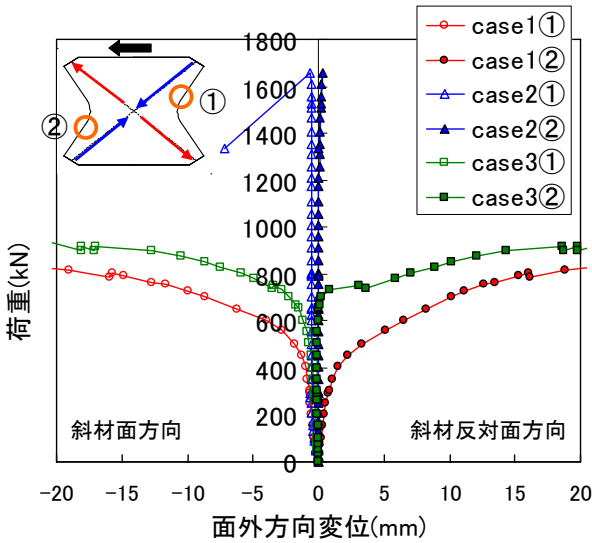


図-7 荷重-面外方向変位関係

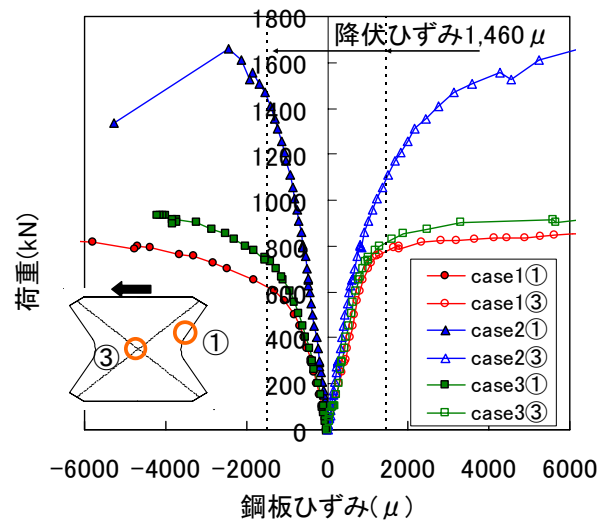


図-8 荷重-鋼板ひずみ関係

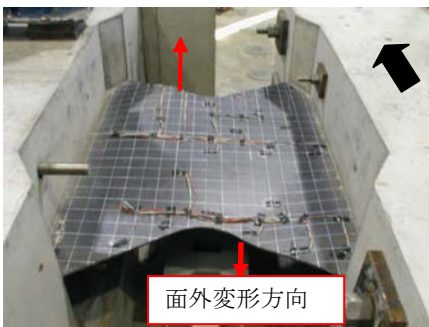


写真-1 case1 終局時状況

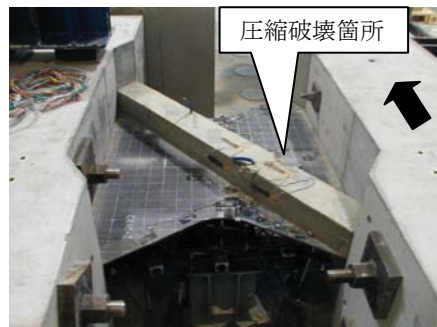


写真-2 case2 終局時状況



写真-3 case3 終局時状況

$$\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} \quad (1)$$

また、その時の荷重は板厚 t 、鋼板中央部の最小幅 w を用いて次式で表される。

$$P_y = \tau_y \cdot t \cdot w \quad (2)$$

よって、本鋼板がせん断降伏に達する時の荷重は、 $285(\text{N}/\text{mm}^2) / \sqrt{3} \times 8\text{mm} \times 686\text{mm} = 903\text{kN}$ と算出される。実験結果より、case1 は座屈が生じているためこの値を下回ったものと考えられる。一方、case2 では 903kN 時には鋼板の降伏が生じておらず、鋼板が幅方向全域にわたり降伏する荷重はこの値を上回った。補剛コンクリートによって面外方向変位を抑制し、また、圧縮側の抵抗断面が大きくなることで、鋼板の座屈が抑制され、この値を大きく上回っていると判断できる。また、case3 では、座屈を完全に抑制することができなかつたものの、斜材軸方向鉄筋が引張力に対して抵抗し、また、補剛コンクリートによる変形の拘束により、わずかであるが荷重が増大してせん断降伏耐力の計算値を上回っている。

以上より、圧縮力作用方向をコンクリートで補剛された蝶型鋼板は、鋼板端部の降伏が中央部に先行して生じることなく、せん断応力が最も大きくなる鋼板中央部から降伏が進行し、せん断耐力の向上を図ることが可能であることが確認された。また、引張力作用方向においても、せん断耐力の向上は確認され、その耐力は座屈による影響を考慮せず鋼板の最小幅部の寸法と降伏応力度を用いて算出した値 ($\sigma_y / \sqrt{3} \times$ 厚さ \times 最小幅 $= 903\text{kN}$) を多少上回ることが確認された。

5. 解析概要

(1) 解析モデル

図-9 に解析モデル、図-10, 11 にコンクリートおよび鋼材の材料構成則を示す。解析モデルは、鋼板と補剛コンクリートのみモデル化し、上縁は水平方向を可動、下縁は完全固定とした。鋼板を曲面シェル要素、コンクリートはソリッド要素、斜材軸方向鉄筋はトラス要素でモデル化した。コンクリートと鋼板は完全剛結とした。初期不整を初期変形量として面外方向に与え、その値は道路橋示方書 II⁵⁾に基づき、部材精度の許容誤差である $h/250 = 861/250 = 3\text{mm}$ とした。コンクリート材料のモデル化には材料試験結果を使用した。コンクリートの一軸圧縮モデルは圧縮強度到達時のひずみを -0.003 、それ以降は -0.008 まで直線軟化とした。一軸引張モデルは引張強度まで直線的に増加させ、ひび割れ発生後は指数関数的に軟化する曲線を使用した。鋼板および鉄筋は、完全弾塑性モデルとした。本解析では DIANA (Ver.8.1)⁶⁾ を使

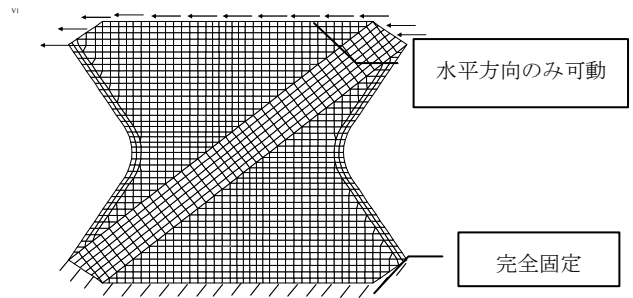


図-9 非線形解析モデル

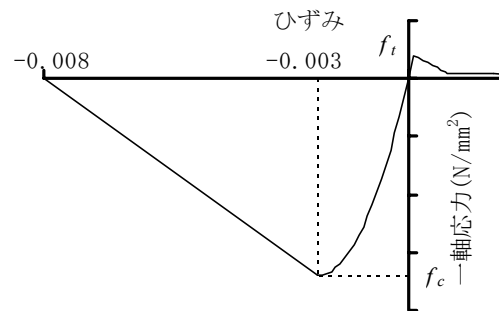


図-10 コンクリートの応力-ひずみ関係

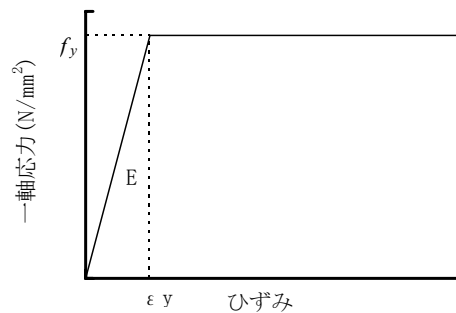


図-11 鋼材の応力-ひずみ関係

用した。

(2) 解析結果

図-12 に荷重-水平変位比較、また、代表例として図-13 に case2 の最大荷重時における変形図を示す。変形図では実際の変形量の 50 倍としている。解析値は初期勾配が実験値と比較して大きいものの、最大荷重の実験値/解析値については case1 が $866\text{kN}/848\text{kN} = 1.02$ 、case2 が $1657\text{kN}/1631\text{kN} = 1.01$ 、case3 が $936\text{kN}/983\text{kN} = 0.95$ と良く一致する結果となった。変形挙動に関しては、最大荷重時近傍については評価できているものの、初期勾配が実験値より大きくなっていった。水平変位が異なるのは、解析モデルの拘束条件が水平変位以外を固定していたのに対し、実験では 2 本のレールにてこれを再現したが、この部分での回転発生など、拘束状態に差異が生じたためと考えられる。

ここで、表-3 に示すように、case2 の破壊形態および

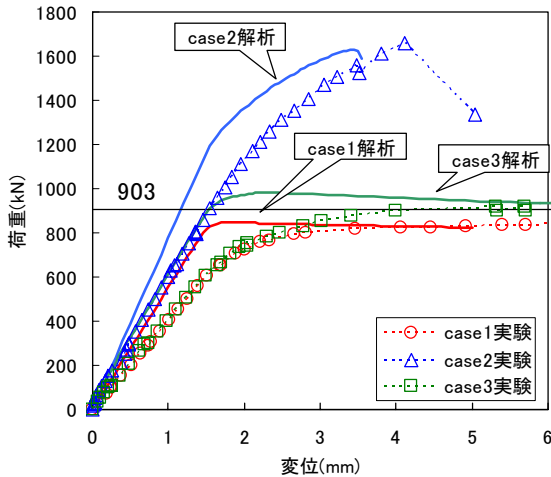


図-12 荷重-水平変位比較

表-3 case2 解析

No.	圧縮強度 N/mm ²	最大荷重 kN	No.1 最大 荷重比	備考
1	75.8	1632	1.00	材料試験値
2	50	1434	0.88	—
3	30	1255	0.77	—

補剛コンクリートの圧縮強度が耐力に与える影響を確認するため、その圧縮強度をパラメーターとした追加解析を行った。図-14 に荷重-水平変位関係を示す。これより、圧縮強度が小さくなるほど、最大荷重が顕著に低下することから、最終破壊形態は補剛コンクリートの圧縮破壊であることが類推される。

以上より、本実験で検討した蝶型鋼板の耐力は非線形 FEM 解析により評価可能であると考えられる。また、設計断面力に応じて補剛コンクリートの部材寸法や設計基準強度、鋼板厚を適切に設定することにより、鋼板の降伏後にコンクリートの圧縮破壊が生じて終局となるように設計することが可能であると考えられる。

6. まとめ

本実験より、コンクリートで補剛された蝶型鋼板に関して得られた知見を以下に示す。

- ①斜材を配置しない鋼板のみの場合は、鋼板中央部の降伏に先んじて、鋼板中心付近縁端が面外方向に大きく変位し、座屈により破壊に至った。
- ②圧縮力作用方向をコンクリートで補剛することにより座屈が抑制され、耐力が向上する。そのせん断耐力は、鋼板の降伏応力度、最小幅、厚みを用いて算出した値 ($\sigma_y/\sqrt{3} \times \text{厚さ} \times \text{最小幅}$) を上回る。

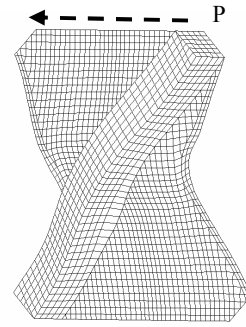


図-13 変形図 (case2)

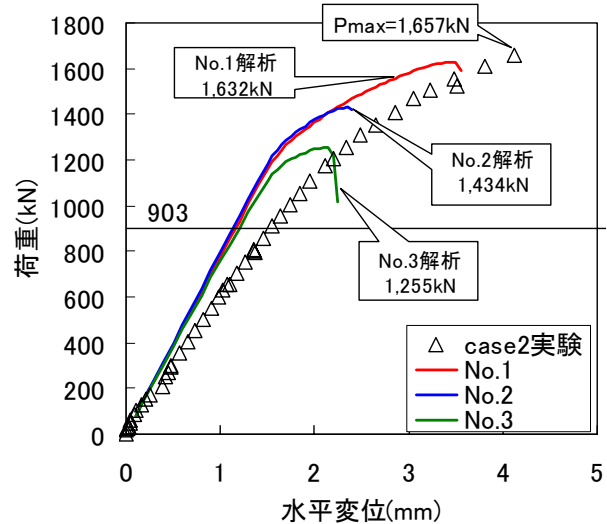


図-14 荷重-水平変位比較

- ③本実験で検討した蝶型鋼板の耐荷挙動は、非線形 FEM 解析を実施することにより評価可能である。
- ④設計断面力に応じて補剛コンクリートの部材寸法や設計基準強度、鋼板厚を適切に設定することにより、鋼板の降伏後にコンクリートの圧縮破壊が生じて終局となるように設計することが可能である。

参考文献

- 1)プレストレストコンクリート技術協会：複合橋設計施工基準 (案), 1999.12
- 2)吉田茂他：新開橋の設計方法, 土木学会第 47 回年次学術講演概要集, 第 5 部, pp778-779, 1992
- 3)片健一他：新しいウェブ形式を有する複合橋に関する研究, 第 13 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.413-416, 2004.10
- 4)土木学会：鋼・コンクリート複合構造の理論と設計, 1999
- 5)日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編, 2002.3
- 6)TNO Building and Construction Research : DIANA Ver.8.1

土の分散特性および吸着特性の評価に関する基礎的研究

Study on the Hydrodynamic Dispersion and Adsorption Characteristics of Soil

高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI

中田 雅夫 MASAO NAKATA

山本 陽一 YOICHI YAMAMOTO

本研究では、地下水における汚染物質の分散特性および吸着特性を評価することを目的とし、汚染物質に塩水および六価クロムを用いたカラム試験を実施した。対象として砂およびシルト質土に着目し、今回は主に密度の違いが分散特性や吸着特性に与える影響について示した。

キーワード：カラム試験，分散，吸着，重金属，地下水汚染

To evaluate the hydrodynamic dispersion and adsorption characteristics of pollutants in groundwater, a series of column tests were conducted using salt water and hexavalent chromium as pollutants. Each characteristic by difference of the soil density was clarified based on the test results using sandy soil and silty soil.

Key Words: Column Test, Hydrodynamic Dispersion, Adsorption, Heavy Metal, Ground Water Pollution

1. はじめに

わが国における土壌・地下水汚染は、カドミウム汚染米によって注目された、いわゆる、農用地土壌汚染に端を発している。その後、市街地の土壌汚染問題の先駆けとして 1975 年に顕在化した東京都六価クロム鉍滓事件¹⁾に端を発し、近年では、工場跡地などの再開発に伴い、重金属や揮発性有機塩素化合物などの有害物質による市街地周辺地域における土壌・地下水汚染が顕在化している。また、重金属含有製品の大量消費・大量廃棄がもたらすごみ焼却場や廃棄物埋立地による重金属汚染も問題となっている。これら汚染原因の重金属としては、鉛、砒素、水銀、カドミウムおよび六価クロムが挙げられ、揮発性有機塩素化合物には、トリクロロエチレンやテトラクロロエチレンが挙げられる。

このような土壌・地下水汚染は、水を経由して人の健康や自然環境へ悪影響を及ぼすものであり、浄化のために早急な対応が望まれている。また、国土の狭いわが国では、汚染された工場跡地を有効利用するためにも、汚染土壌の浄化対策が必要であると考えられる。

汚染土壌の修復、浄化対策を講じる上で、地盤内における汚染物質の挙動を把握することが重要となる。そのための手法の一つに移流分散解析がある。本解析手法は、重金属、農薬、亜硝酸性窒素、塩水および水に溶解

した有機塩素系化合物など、環境基準に定められたほとんどの有害物質の水溶性汚染挙動に対応が可能である。移流分散解析における水溶性汚染の基礎方程式は、式(1)²⁾に示すように移流項（右辺第 2 項：地下水実流速による移行）、拡散分散項（右辺第 1 項：溶質濃度拡散と流体力学的分散の効果）および遅延項（左辺：吸脱着現象の蓄積による物質移行の遅れ効果）の大きく 3 項から構成されている。その他、原子崩壊や化学的な分解による物質の消失を表す減衰項、および移行過程における物質の湧き出しや吸い出しを表す源泉項を考慮することも可能である。なお、分散特性を表す拡散分散項は、溶質濃度拡散と流体力学的分散とから成る。建設実務で問題となる実流速の場合には、溶質濃度拡散は無視できるほど小さく、拡散分散項は流体力学的分散係数 D と考えて良いとされる³⁾。

$$R\theta\rho\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i}(\theta\rho D_{ij}\frac{\partial c}{\partial x_j}) - \theta\rho v_i\frac{\partial c}{\partial x_i} - R\theta\rho\lambda c - Q_c \quad (1)$$

ここに、 R ：遅延係数、 θ ：体積含水率、 ρ ：流体密度 [ML^{-3}]、 D_{ij} ：分散テンソル [L^2T^{-1}]、 c ：濃度（正規化濃度、比濃度）、 v_i ：間隙内流速 [LT^{-1}]、 λ ：減衰定数 [T^{-1}]、 Q_c ：源泉項（解析領域内での湧き出し、吸い出し） [ML^3T^{-1}]、および t ：時間 [T]である。

移流分散解析により汚染物質の影響を予測する場合、式(1)からも理解されるように、その解析精度を高めるためには、土の分散特性や吸着特性の評価を精度良く行うことが重要である。

そこで本研究では、砂およびシルト質土の2種類の試料を対象とし、トレーサに塩水および六価クロムを用いたカラム試験を実施し、土の種類や密度が分散特性および吸着特性に与える影響について検討した。なお、分散特性としては流体力学的分散に着目するため、試験条件上、溶質濃度拡散現象の影響が生じにくい比較的透水性の良い材料を対象とした。

2. カラム試験の概要

(1) 試験装置

図-1 にカラム試験装置の構成、写真-1 にその全景を示す。本装置は、上部・下部トレーサ槽、上部・下部淡水槽、ポンプ、流入管、排水管およびカラムから構成されており、その通水機構は定水位透水試験機と同様である。すなわち、下部トレーサ・淡水槽の溶液または水をポンプにより流入管を通じて越流口を有した上部トレーサ・淡水槽へ送り、越流口から溶液または水を排出することにより上部トレーサ・淡水槽の水位を一定に保持する機構となっている。なお、越流した溶液または水は、排水管を通じて下部トレーサ・淡水槽に戻る。カラムは写真-2 に示すようにアクリル製であり、その寸法は内径30mm、長さ300mmである。

(2) 試料およびトレーサ

試料は、浜岡砂 ($\rho_s=2.692\text{g/cm}^3$, $e_{\max}=0.881$, $e_{\min}=0.570$) とシルト質土である。シルト質土の物理特性を表-1 に示す。トレーサには、非吸着性トレーサとして塩水 (濃度: 500mg/l), 吸着性トレーサとして六価クロム (濃度: 0.5mg/l) を用いた。トレーサ溶液は、これらを脱気水に所定の濃度になるよう溶解させ作成した。カラム供試体から流出した溶液の濃度計測は、塩水は電気伝導度により、六価クロムは分光光度法で行った。

(3) 試験方法と試験結果の整理方法

カラム供試体は、まず乾燥状態の試料を所定の乾燥密度となるようカラム内に充填した。次に、真空ポンプを用いてカラム内を真空状態にした後、脱気精製水をカラム下端から通水させて飽和供試体を作成した。試験は、まず上部淡水槽から水をカラム上端から下端方向に通水し、定常状態となるよう十分な時間放置した。その後、トレーサ溶液を同一方向にて通水し、任意の時間間隔で

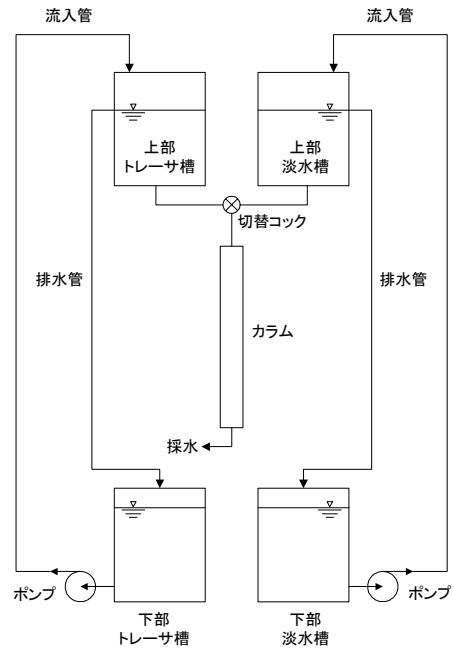


図-1 カラム試験装置の構成



写真-1 カラム試験装置の全景



写真-2 カラム

カラム下端からの溶出水をサンプリングした。

ここで、前述した、式(1)の減衰項や源泉項を無視し、密度一定、体積含水率を均一かつ一定とし、一次元で表すと式(2)が得られる。さらに、上流側の境界濃度を一定と仮定すれば、式(2)は解析的に解くことが可能であり、式(3)が得られる。

$$R \frac{\partial c}{\partial t} = D_y \left(\frac{\partial^2 c}{\partial x_j^2} \right) - v_i \frac{\partial c}{\partial x_i} \quad (2)$$

$$\frac{c}{c_0} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \frac{Rx-vt}{2\sqrt{DRt}} + \frac{1}{2} \exp \frac{vx}{D} \operatorname{erfc} \frac{Rx+vt}{2\sqrt{DRt}} \quad (3)$$

ここに、 c :濃度、 c_0 :境界濃度 ($x=0$ における) および x :境界線からの距離である。

分散係数 D および遅延係数 R の評価に関しては、カラム下端から採取した溶液の比濃度 c/c_0 とトレーサ注入開始後の経過時間 t の関係をグラフにプロットし、これを式(3)と比較することにより両パラメータを同定する。塩水の場合、吸着を無視することから遅延係数 $R=1$ として分散係数 D を同定した。なお、吸着性トレーサとして六価クロム溶液を用いた場合は、トレーサに塩水を使用して得られた分散係数 D を用いて遅延係数 R を同定した。また、カラム中の間隙内流速 v は、比濃度 $(c/c_0)=0.5$ に達した時間と供試体長さから算出した。縦分散長 α_L は式(4)から求めた。

$$D = \alpha_L v \quad (4)$$

(4) 試験ケース

試験ケースは、表-2 に示すように浜岡砂に関しては相対密度 D_r を 70%, 80% および 95% の 3 ケースとし、それぞれに塩水および六価クロム両トレーサを用いて実施した。なお、動水勾配は、トレーサに塩水を用いた場合のみ $i=0.5$ および 1.45 とし、六価クロムを用いたケースについては $i=1.45$ とした。一方、シルト質土については、乾燥密度 ρ_d を 0.703g/cm^3 , 0.758g/cm^3 とし、トレーサには塩水を用いた。なお、このときの動水勾配は $i=1.45$ とした。

3. 試験結果および考察

図-2、図-3 に、代表的なケースとして CASE5 および CASE11 における溶液の比濃度の時刻歴 (以下、破過曲線) を示す。なお、図には、式(3)を用いて同定した結果もそれぞれ示している。表-3 に分散係数 D および遅

表-1 シルト質土の物理的特性

含水比	(%)	85.13
土粒子密度	(g/cm^3)	2.74
塑性限界	(%)	125.6
液性限界	(%)	144.6
塑性指数		19
最適含水比	(%)	92.58
最大乾燥密度	(g/cm^3)	0.79
礫分 (2~75 mm)		3.31
砂分 (0.075~2 mm)		12.42
細粒分 (0.075 未満)		82.27

表-2 試験ケース

CASE	試料	トレーサ	動水勾配	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$
1	浜岡砂	塩水	0.5	1.619($D_r=70\%$)
2				1.650($D_r=80\%$)
3				1.699($D_r=95\%$)
4			1.45	1.619($D_r=70\%$)
5				1.650($D_r=80\%$)
6				1.699($D_r=95\%$)
7		六価クロム	1.45	1.619($D_r=70\%$)
8				1.650($D_r=80\%$)
9				1.699($D_r=95\%$)
10	シルト質土	塩水	1.45	0.703
11				0.758

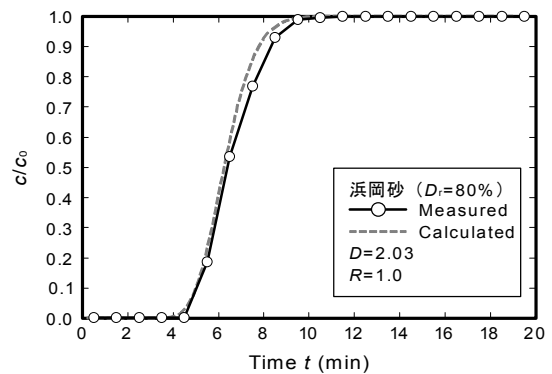


図-2 破過曲線 (CASE5)

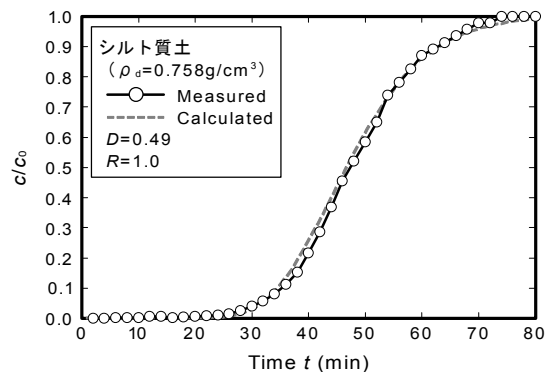


図-3 破過曲線 (CASE11)

遅延係数 R の同定結果を示す。

図-4 は、トレーサとして塩水を用いた CASE1, CASE6 および CASE10, CASE11 における間隙内流速 v と分散係数 D との関係を示したものである。分散係数 D は、間隙内流速 v の増加に伴い大きくなり、図中破線で示す式(4)の関係が成り立つことがわかる。また、式(4)の関係から求められる縦分散長 α_L に着目すると、浜岡砂よりも細粒分を多く含むシルト質土の縦分散長 α_L の方が大きい。細粒分が多くなるとカラム内試料の間隙構造が複雑になり、カラム内の浸透が不均一になって、流れの速い部分と遅い部分の差が大きくなることに起因するものと考えられる⁴⁾。

図-5 に浜岡砂に関して相対密度 D_r と縦分散長 α_L との関係を示す。縦分散長 α_L は密度の増大に伴い減少することがわかる。この関係は、CASE10 と CASE11 の結果からシルト質土についても同様の傾向が認められる。なお、縦分散長は試験スケールに依存し、おおむね移行距離の 1/10 程度の値になることが示されている⁵⁾。本試験結果から得られた浜岡砂の縦分散長 α_L の値は 0.2 ~ 0.7cm であり、今回用いたカラムとほぼ等しいカラムスケールを用い、砂を試料とした既往の研究結果⁶⁾ 0.1 ~ 2cm と整合するものである。

図-6 は浜岡砂に関して相対密度 D_r と遅延係数 R の関係を示したものである。いずれの相対密度 D_r においても遅延係数は 1 程度であり、六価クロムの浜岡砂への吸着性は認められない結果となった。しかしながら、試料に砂を用い、トレーサ、カラムサイズ、間隙内流速などが本研究とほぼ等しく、六価クロムの濃度を 10mg/l という条件下で行われた既往の研究結果⁵⁾では、遅延係数 $R=3\sim5$ という結果が得られている。このことから、本研究においてほとんど吸着が認められなかったのは、六価クロムの濃度の影響によるものと考えられる。

4. まとめ

砂およびシルト質土の2種類の土に着目し、トレーサに塩水および六価クロムを用いたカラム試験を実施して土の種類や密度が分散特性および吸着特性に与える影響について検討した。

本研究により得られた主な結論は以下のとおりである。

- ① 浜岡砂およびシルト質土について、分散係数 D は間隙内流速 v の増加に伴い増大する。
- ② 縦分散長 α_L は、細粒分の多い土の方が大きな値となる。これは、土の骨格構造の影響により、土中の浸透が不均一になることによるものと考えら

表-3 分散係数 D および遅延係数 R の同定結果

CASE	D (cm^2/min)	R
1	1.11	1
2	0.45	1
3	0.25	1
4	3.02	1
5	2.03	1
6	1.06	1
7	3.02	1.01
8	2.03	1.03
9	1.06	1.03
10	2.95	1
11	0.49	1

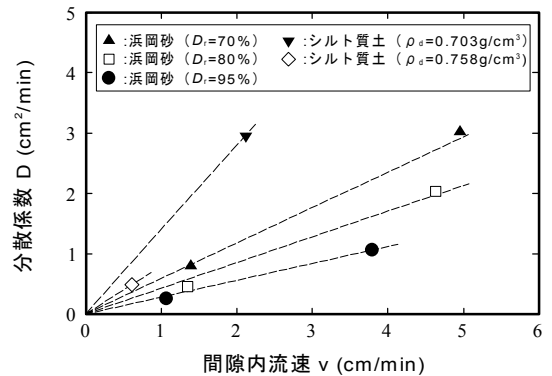


図-4 間隙内流速と分散係数の関係

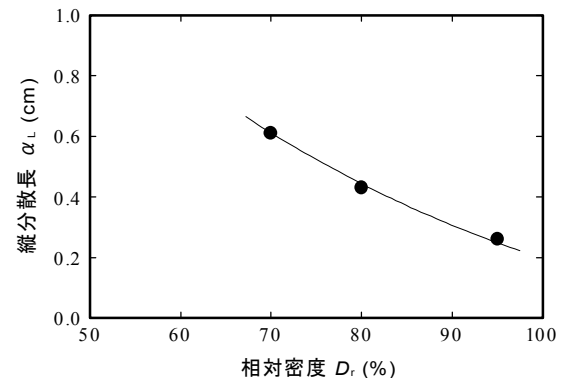


図-5 相対密度と縦分散長の関係

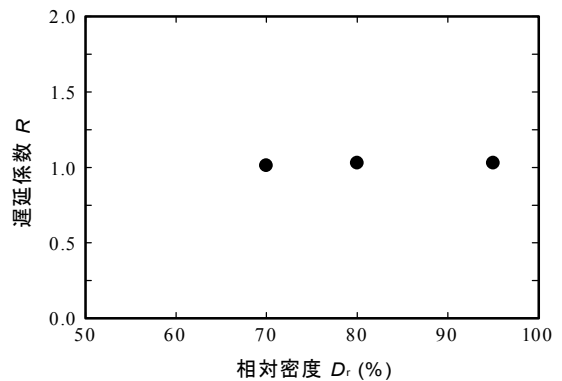


図-6 相対密度と吸着係数の関係

れる。

- ③ 縦分散長 α_L は、密度の増加に伴い減少する。
- ④ 今回の試験においては、砂への六価クロムの吸着はほとんど認められなかったため、相対密度の違いによる影響は確認されなかった。
- ⑤ 本研究のカラムスケールでの縦分散長 α_L が、既往の研究の値と整合することを確認した。

今後は、土やトレーサの種類、およびトレーサ濃度の違いが分散特性や吸着特性に与える影響について検討する予定である。さらに、拘束圧が制御可能な三軸セルを有するカラム試験を実施し、分散特性や吸着特性に与える拘束圧の影響についても研究を進める予定である。

謝辞：本報告のカラム試験は、宇都宮大学との共同研究として実施したものです。ご指導戴いた宇都宮大学、今泉繁良教授に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 六価クロムによる土壌汚染対策専門委員会編：六価クロム鉍滓による土壌汚染対策報告書，東京都公害局，pp.1～376，1977.
- 2) 西垣 誠，菱谷智幸，橋本 学，河野伊一郎：飽和・不飽和領域における物質移動を伴う密度依存地下水流の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集，No.511/Ⅲ-30，pp.135-144，1995.
- 3) 小橋秀俊：地盤汚染の形態分類とその対策の評価手法に関する基礎的研究，土木研究所報告，第 202 号，pp.51-111
- 4) 青木一男，西田拓二，上村貴也，日置和昭：カラム試験における有効間隙率の間隙内流速依存性について，第 6 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集，pp.143-148
- 5) Gelhar, L.W.: Stochastic subsurface hydrology from theory to application, Water Resources Research, Vol.22, No.9, pp.135-145, 1986.
- 6) 独立行政法人土木研究所：建設工事で遭遇する地盤汚染マニュアル，2004.

最終処分場におけるベントナイト混合土の品質保証技術 に関する研究

Quality Assurance Techniques for Bentonite Mixture Soil Liner at Final Disposal Sites

戸村 豪治 GOJI TOMURA

中田 雅夫 MASAO NAKATA

喜多 治之 HARUYUKI KITA

土木設計部 黒島 一郎 ICHIRO KUROSHIMA

最終処分場の遮水工は、埋立処分された廃棄物や浸出水が処分場外に漏洩することがないように機能することが重要であり、近年では遮水シートとベントナイト混合土の組み合わせによる複合的な遮水工の施工が増加している。このため、施工後のベントナイト混合土層の均一性を評価する手法や、原位置透水係数を早期に求める手法が望まれている。本稿ではこれらの評価手法に関する幾つかの新しい試験方法と、その妥当性に関する検討結果について報告する。

キーワード：最終処分場，ベントナイト，原位置試験，透水試験

High quality control work at the final disposal site is essential to prevent reclaimed waste and seepage water from leaking outside of the boundary. In recognition of this there has been a recent trend in the use of composite structures combining bentonite mixture soil liners and geo-membrane sheets as seepage control works. Good quality of the bentonite mixture soil demands minimal permeability and uniformity throughout, and therefore it is essential to establish methods of evaluating uniformity and in-situ permeability of the soil liner immediately after construction. In this paper, new evaluation techniques are proposed, and the verification results of the site execution are described.

Key Words: Final Disposal Site, Bentonite, In-situ Test, Permeability Test

1. はじめに

近年、管理型最終処分場では、浸出水による地下水汚染防止を目的として、遮水シートとベントナイト混合土による複合遮水構造を用いる事例が増加している。ベントナイト混合土の母材は、環境上、できるかぎり現地発生土を用いることが望ましいが、その場合、母材のばらつきを考慮したうえで適切な品質管理を行って現位置における難透水性とその均一性を確保することが重要となる。

現在、ベントナイト混合土の品質管理法としては、室内試験によってあらかじめ設定されたベントナイト添加率や含水比、密度の管理基準値を基に、混練時にベントナイトの定量試験を行うほか、施工時にはブロックサンプリングによる透水係数の確認が行われている。しかし、これらの方法は結果が得られるまでに時間がかかり、試験数量も限られるため、施工後のベントナイト混合土

の均一性を面的に評価する手法や、原位置で早期に透水係数を求める手法が望まれている。

今回、筆者らは宮崎最終処分場工事において、ベントナイト混合土の試験施工を実施して混合土の均一性と原位置透水係数の評価に関する幾つかの試験を試み、メチレンブルー試験結果やブロックサンプリングによって得られた試料の室内透水試験結果との比較を行った。本稿ではこれらの結果とその妥当性に関する検討結果について報告する。

2. 本工事の概要

品質確認試験用のための試験施工は、宮崎県廃棄物総合処理センター（仮称）整備事業の一つとして宮崎県宮崎市大瀬町に建設されている管理型最終処分場の中で実施した。本事業で整備する主要な施設は廃棄物の中間処理施設（リサイクルプラザ、焼却溶融施設）および管理

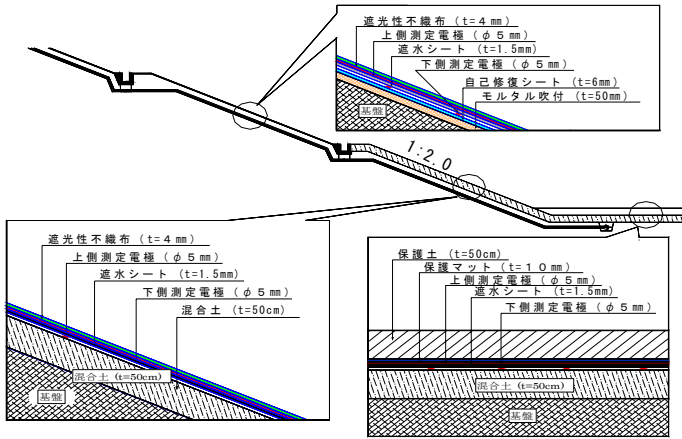


図-1 宮崎最終処分場の遮水工の構造

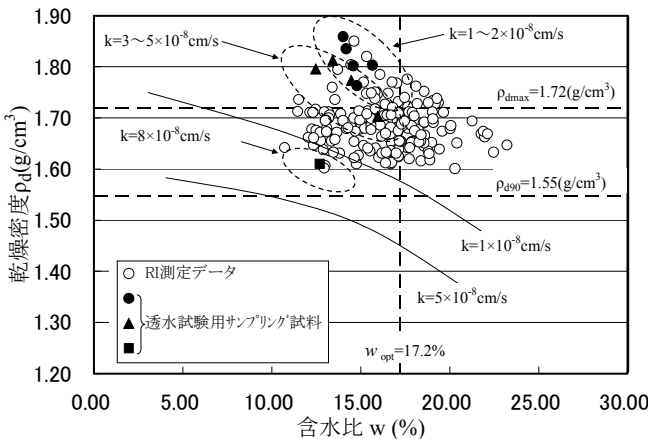


図-2 含水比と乾燥密度の相関図

型最終処分場とその関連施設である。

(1) 処分場の遮水構造

処分場の遮水構造には、遮水シートとベントナイト混合土による複合遮水構造が採用されており、遮水層の仕様は透水係数が $1 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 以下となっている。また、ベントナイト混合土の母材は、環境対策上、土砂等の搬出入を極力避ける意味で現地発生土を使用することが義務づけられている。遮水工構造の断面図を図-1に、本工事における混合土の配合と母材の物性値を表-1、表-2に示す。

(2) 本工事における混合土の品質管理結果

図-2に本施工で実施された混合土のRI試験によって得られた177点の含水比と乾燥密度の関係を示す。図には、施工後に原位置より切り出して採取した計10個のサンプリング試料の透水試験の結果と試験時の含水比、乾燥密度を併せて記している。混合土の施工では、底盤部に比べてのり面部の方が締固め効果が上がりにくいといえるが、試料の透水試験結果をみると、のり面採取試

表-1 混合土の配合

配合	母材	Usal 層砂
	ベントナイト	スーパークレイ 8%*
締固め特性	最大乾燥密度 $\rho_{dmax} (\text{g/cm}^3)$	1.72
	最適含水比 $w_{opt} (\%)$	17.2

*添加率は母材に対する乾燥重量比

表-2 混合土母材の物性値

試料名	母材 (Usal 層砂)	
土粒子の密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$	2.645	
自然含水比 $w_n (\%)$	12.9	
粒度	礫分 (%)	1
	砂分 (%)	75
	シルト分 (%)	18
	粘土分 (%)	6
	均等係数 U_c	10.7
	曲率係数 U_c'	3.86
	最大粒径 (mm)	4.75
	50%粒径 $D_{50}(\text{mm})$	0.126
20%粒径 $D_{20}(\text{mm})$	0.00375	
液性限界 $w_L (\%)$	NP	
塑性限界 $w_p (\%)$	NP	
塑性指数 $I_p (\%)$	NP	
コンシステンシー指数 I_c	NP	

料 ($D_{c93\%}$, $w=12.5\%$)でも $8 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$ と基準値を満足する値が得られている。また、その他の試料ではすべて $1 \sim 5 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$ となっており、管理基準値である $1 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ より十分に小さい値となった。

3. 試験施工の概要

試験施工は、本工事における処分場底盤部の一画で行った。図-3に示すように、約 $6\text{m} \times 16\text{m}$ の範囲に、ベントナイト添加率を 0%, 6%, 8%, 10%, 転圧作業量を 10t 級振動ローラで 2 回転圧, 6 回転圧と変えた 8 区画を設けた。ヤードの施工では、最初に基盤層の転圧を行った後、現場透水試験用に排水層として C-40 砕石と不織布を敷きつめた。その上に混合プラント(SRP-1200)を用いて製造した各配合の混合土をバックホウにて所定の位置に敷き均した後、振動ローラで長手方向に一度に転圧を行った。層厚は 50cm とし、本施工と同様に 25cm ずつの 2 層に分けて施工を行った。

試験用の区画はヤードの端部および区画境の 1m 程度を避けた中央部の $2\text{m} \times 3\text{m}$ とした。実施した試験項目の一覧を表-3に示す。

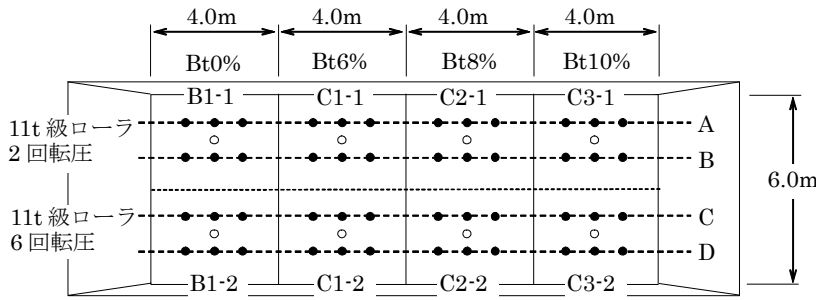


図-3 密度含水比測定位置

表-3 試験項目

試験箇所	試験項目	試験方法	試験数量
混練プラント採取試料	ベントナイト添加率	メチレンブルー吸着法 (ろ紙)	母材 3 試料、各配合混練中 3 回
	含水比	ファンネル粘性測定法	1 回につき 2 試料計 21 試料
原位置採取試料	ベントナイト添加率	メチレンブルー吸着法 (ろ紙)	各配合毎に 1 回計 4 回
	含水比	メチレンブルー吸着法 (比色計)	
原位置試験	ベントナイト添加率	誘電率計測	6 回転圧箇所各 6 点、計 24 箇所
	密度	POSAM (近赤外線スペクトル)	-
	含水比	RI 法	1 層目：各ケース 3 箇所、1 箇所 2 回
		砂置換法	1 層目：各ケース 6 箇所、1 箇所 4 回
	透水係数	定水位現場透水試験 (側壁開放型)	6 回転圧箇所、各配合 1 箇所 計 4 箇所
定水位現場透水試験 (側壁止水型)			
変水位現場透水試験 (鉛直浸透型)			
原位置サンプリング試料	サンプリング試料の室内透水試験	6 回転圧箇所、各配合 1 箇所 1 本につき上、中、下の 3 試料採取	

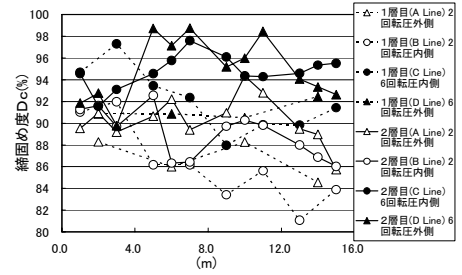


図-4 締固め度測定結果

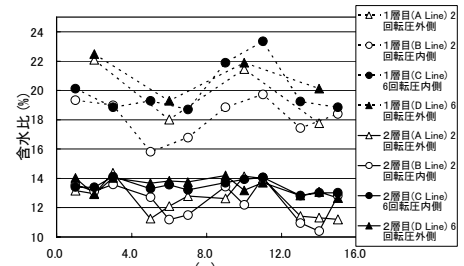


図-5 含水比測定結果

表-4 各層の締固め度，含水比平均値

回転回数	層	締固め度 Dc (%)	含水比 w (%)
2 回	1 層目	86.4	18.7
	2 層目	89.7	12.5
6 回	1 層目	91.8	20.3
	2 層目	94.8	13.5
本工事 (6 回以上)	平均	97.9	16.3

4. 密度および含水比

試験施工ヤードの品質確認のために、1 層ごとに所定の転圧を行った後、RI 法 (1 層目各区画 3 点、2 層目各区画 6 点) および砂置換法 (1,2 層目とも各区画 1 点) によって密度および含水比を測定した。測定位置を図-2 に示す。また、各層の締固め度を図-4 に、含水比を図-5 に、層ごとの平均値を表-4 に示す。本工事では転圧回数 6 回以上を基準としており、締固め度の平均値も 98% 程度であるが、今回の試験施工では同じ転圧回数での締固め度がやや小さい値となっている。これは、添加率を変えた各区画が混ざらないようにキャタピラ等による敷き均し作業を行っていないためと考えられる。また、図-5 をみると、1 層目の含水比が 2 層目と比べてやや大きくなっているが、これは施工日によってストックヤードの母材の含水比が多少変動しているためである。

5. 混練プラントより採取した混合土のベントナイト添加率

各配合の混合土について、混練プラントの稼働時間を変えて始、中、終の 3 回に分けて採取し、それぞれメ

チレンブルー試験およびファンネル粘性試験を実施した。メチレンブルー試験の結果を図-6 に示す。混練プラントで製造された混合土は 8% および 10% 設定時にやや高い添加率となった試料があるものの、それ以外はほぼ設定どおりの添加率となった。

次に、ファンネル粘性試験とメチレンブルー試験の比較結果を図-7 に示す。ここでは自由水のしきい値を明確にするために縦軸をファンネル粘度の逆数としている。ファンネル粘性試験は、本工事でも日常管理手法として用いられているが、あらかじめ作成した検量線との相関性が高いことがわかる。添加率が 10% を超える試料に関し、ばらつきが大きくなっているが、これはファンネル粘性が 30 秒以上と測定に適した範囲を超えているためである。実際に 10% 以上の配合となる場合は試料採取量を減じ、検量線を作成し直すことで対応が可能である。

6. 比色計を用いたメチレンブルー吸着量の測定

メチレンブルー試験は、ベントナイトが他の粘土と比較して陽イオン交換容量、表面積、分散度が大きいことを利用し、メチレンブルー色素の吸着量を測定するも

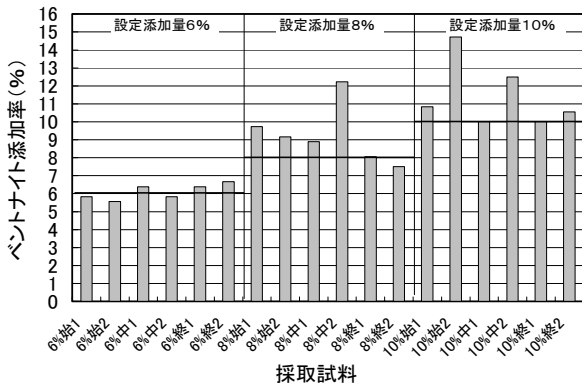


図-6 プラント採取試料のメチレンブルー試験結果

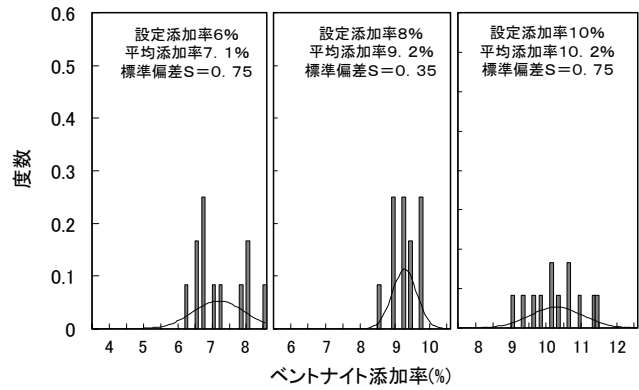


図-9 原位置試料のメチレンブルー試験結果

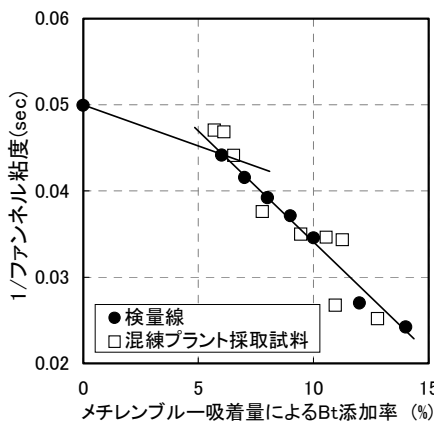


図-7 ファンネル粘性試験結果

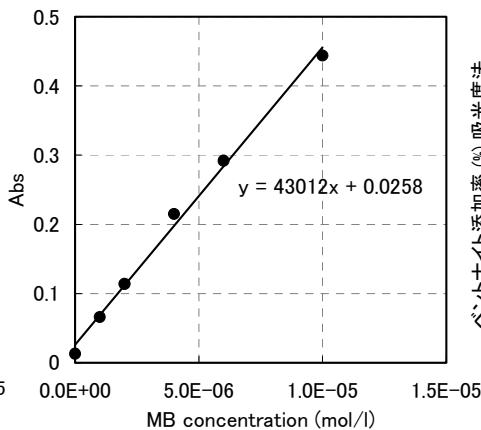


図-8 メチレンブルー濃度と吸光度

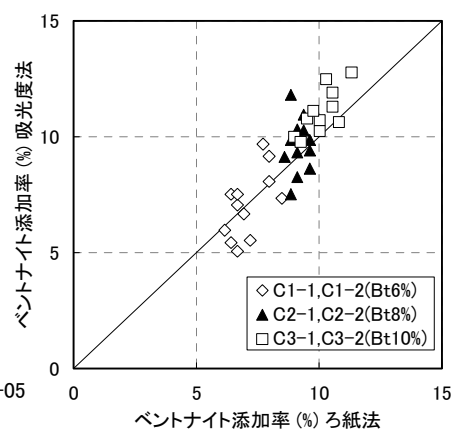


図-10 ろ紙法と吸光度法の比較

のであり、ベントナイトの主成分であるモンモリロナイトの定量法として確立された方法である。しかし、この方法は目視による判定を含んでおり個人差が生じやすいという欠点があった。そこで、今回この欠点を補うため簡易型の比色計を用いて、過剰となったメチレンブルー色素の量を判定する方法を試みた。試験方法は、メチレンブルー溶液を加えるまでの手順は従来法と全く同様である。今回は、メチレンブルー溶液を予想される消費量10~40mlに対して50ml加えて試験を行った。その後30秒間スターラーで攪拌し、溶液100μlを分取して蒸留水で500倍に希釈した後、0.5μmのフィルターで固層を取り除いてる液の吸光度を測定した。吸光度の測定波長はメチレンブルー単量体の波長の最大吸収ピークである660nmとしている。図-8にメチレンブルー濃度と660nmの波長での吸光度(Abs)の関係を示す。図-8に示すように溶液中のメチレンブルー濃度と吸光度は線形の相関を示しており、これによってモンモリロナイトが吸着しきれない過剰量のメチレンブルーの量を求め飽和吸着量を算出した。なお、滴定の終点判定の精度を上げる目的で、メチレンブルーの飽和吸着点を吸光度計で測定する方法自体は Brindley ら¹⁾が行っており、今回は

この方法を参考としている。

試験については、試験施工ヤードの各区画の表面から採取した試料を用いて行った。採取位置は図-3に示したRI測定箇所と同位置で2層目に各区画6点ずつである。各試料のメチレンブルー試験によるベントナイト添加率の測定結果を図-9に、同じ試料によるろ紙法と吸光度法での添加率測定結果の比較を図-10に示す。図-9では採取位置による添加率のばらつきがみられるが、この測定結果には母材自体のメチレンブルー吸着量のばらつきのほか、試験による誤差等もある程度含まれているものと考えられる。図-10をみると、両試験法には相関性が認められるものの、ろ紙法による測定結果を基準とした場合、吸光度法による測定結果には、数%程度のばらつきが見られる。

今回、吸光度法による測定では滴定の作業を省力化するために、予想されるメチレンブルー消費量に対して過剰量を加え1回で測定する方法を用いた。そのため濃度によって吸光度との相関性に違いがみられた。また、スターラーによる攪拌時間の違い等も試験結果に大きな影響を与えている。本方法の実用化に当たっては今後、さらに試験方法を改良することが必要であると考え

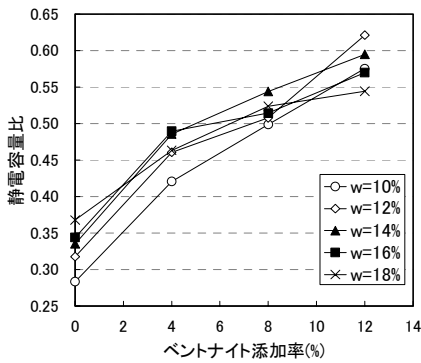


図-11 添加率と誘電率 (Dc95%)

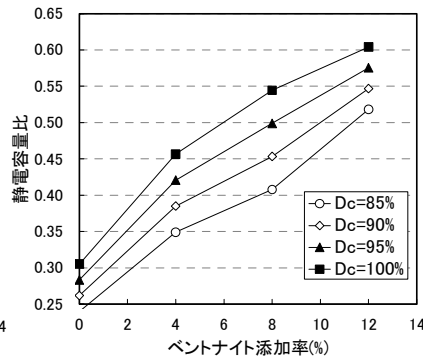


図-12 添加率と誘電率(w=10%)

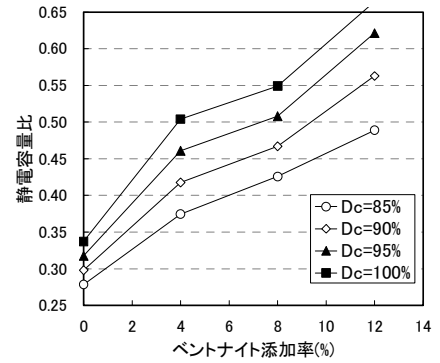


図-13 添加率と誘電率(w=12%)



写真-1 誘電率測定

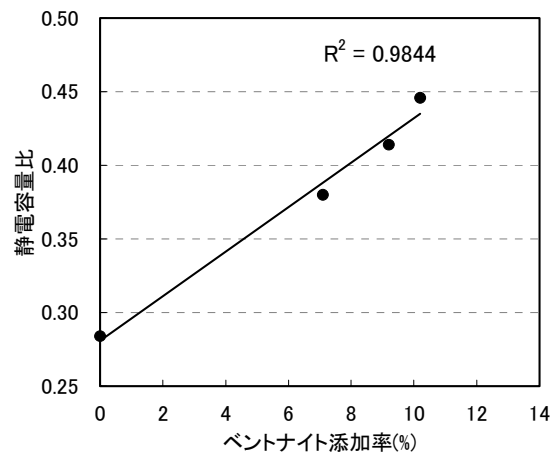


図-14 添加率と誘電率 (試験施工ヤード)

7. 誘電率によるベントナイト添加率の原位置測定

混合土に対するベントナイト添加率の管理は、通常、混練プラントで製造された試料に対して日常管理として実施しているが、施工されたベントナイト混合土に対する原位置での均一性評価は行っていない。しかし、ベントナイト混合土の目的は難透水性が遮水層全体として均一に確保されることであり、施工後の混合土に対する面的な品質管理も重要であると考え。そのため、今回、混合土の混合状態を施工後に原位置で簡易かつ迅速に測定する方法として、誘電率によってベントナイト量を定量する方法を試みた。

土の誘電率は、土中の水分量のほか、密度や温度、含まれる鉱物の種類によって異なる。本方法は、誘電率測定方式の水分計を使用して、通常の砂とベントナイトの主成分であるモンモリロナイトの誘電率が同じ含水状態においても差があることを利用し、混合土地盤の表面誘電率を測定することによって混合土中に含まれるベントナイト量の定量を行うものである。原位置測定状況を写真-1に示す。

最初に、施工中の混合土と同じ材料を使用して、ベ

ントナイト添加率および含水比(w)、締固め度(Dc)を変化させた試料をφ10cmのモールド中に作成し、静電容量で誘電率を測定する方式の簡易型土壤水分計を用いて表面誘電率の室内測定を行った。図-11～13に測定結果を示す。試験は1試料に対し8回の測定を行ってその平均を計測値としている。図で縦軸の静電容量比は水分計に設定されている静電容量の範囲に対する測定値の比を表している。

これによると、混合土の表面誘電率は含水比や試料の乾燥密度だけでなく、試料のベントナイト添加率とも高い相関性があることがわかる。したがって、あらかじめ室内試験によって含水比および締固め度を変えた検量線を作成し、現地においてRI法等による密度、含水比測定と同時に本測定を行うことによって、ベントナイト添加率を算出することができるものと考え。

次に、試験施工ヤードにおいて実施した誘電率の計測結果を図-14に示す。本来、RI測定箇所において計測を行い、同位置で採取した試料のメチレンブルー試験より得られたベントナイト添加率との相関を求めるべきであるが、誘電率測定時とRI測定時の施工ヤードの表面乾燥状態に違いが見られたことと、それぞれの試験法

に誤差を含むため、今回は添加率ごとのヤードにおける誘電率測定値の平均値とベントナイト添加率の相関のみを求めた。測定はすべて2層目の6回転圧箇所を実施し、RI法による密度の測定箇所の周辺で1点につき10回の計測を行った。したがって図中の点は60回の計測の平均値を表している。測定時の含水比および締固め度はそれぞれ $w=10\sim 14\%$ 、 $D_c=85\sim 100\%$ の範囲でばらつきがあるが、平均値はベントナイト添加率との高い相関性が認められる。本測定法の問題点として混合土の含水比が高くなると計測不能もしくは精度が極端に悪くなることが挙げられるが、実際の施工では混合土の含水比は最適含水比付近になるように常時管理されているほか、シート敷設前には表面の含水比がほぼ一定となっており、極端に高い含水状態で測定を行うことはない。また、本測定は1点当たりの計測時間が数秒と極く短時間であるため、一度に多くの測定を実施することが可能である。したがって今回の測定のようにあらかじめ検量線を作成したうえで、原位置において多くの計測を行い、その平均値をとることによってベントナイト添加率の定量化が可能であるものとする。

8. 現場透水試験

施工されたベントナイト混合土の透水係数の確認方法としては、現在、主に定期的にサンプリングした試料を用いた室内透水試験が実施されている。具体的に宮崎最終処分場では、 $2,000\text{m}^3$ ごとに転圧後の混合土のサンプリングを実施して透水係数を求めている。しかし、この方法は結果が出るまでに時間がかかるため、これらの試験は主に施工後の品質確認を目的としたものとなり、日常の施工管理には直接反映されていない。したがって、短時間で原位置の透水係数を測定できればより緻密な品質管理が行えるものとする。

ベントナイト混合土の現場透水試験を行う場合、従来の方法を用いた場合の問題点として、時間がかかりすぎるもののほか、締固めた地盤の異方性の問題などが挙げられる。一方、不飽和地盤の鉛直方向の透水係数の原位置測定方法としては、Green-Amptモデルを用いる方法や西垣ら²⁾が提案した原位置での変水位透水試験方法等があるが、ベントナイト混合土地盤ではベントナイトの膨潤によって透水係数が時間依存性を持つことやサクシオン測定の実験の困難さなどが指摘されている³⁾。そこで、最初にベントナイトの添加率や初期含水比の異なる混合土についてケーシングを用いた簡易型透水試験器による室内試験を行い、その適用性について検討した。

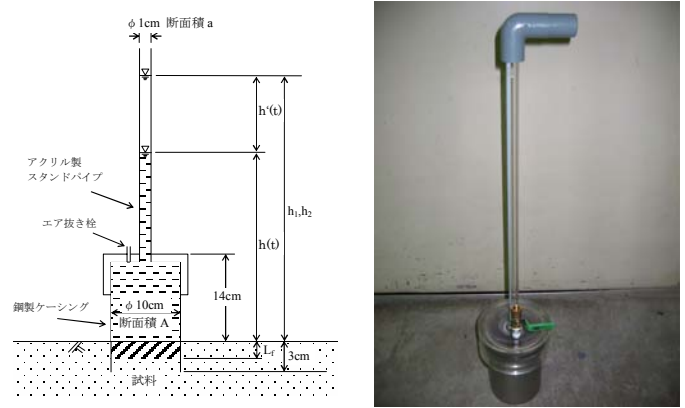


図-15 現位置変水位透水試験 写真-2 簡易現場透水試験器

(1) 室内試験による簡易型透水試験の検討

a) 使用材料

室内試験は試験施工に用いたものと同じ材料を用いて行った。試料の配合を表-1に示す。

b) 試験方法

試験装置を写真-2、試験の模式図を図-15に示す。供試体は、あらかじめ含水比を調整した試料を所定の密度となるように静的締固めにより作成した。最初に鋼製ケーシングをハンマーにて地盤中に3cm程度打ち込み、その後スタンドパイプを設置して注水し速やかに測定を開始する。測定時間は24時間程度を目安とした。

c) 結果の整理

不飽和土の透水係数とその変化は初期含水比とサクシオンに依存するが、Green-Amptモデルでは地盤のサクシオンが常に一定であると仮定しており、時間経過に伴う浸潤領域の増加とともにサクシオンの影響が減少して重力の影響が卓越するため、この勾配を求めることによって地盤の飽和透水係数を得ることができる。これについて西垣らは以下の方法を公表している⁴⁾。

図-15に示す鉛直方向の浸透のGreen-Amptモデルは次式で表せる。

$$v = k \frac{H_0 + H_f + L_f}{L_f} \quad (1)$$

ここに、 v :浸透流速(cm/sec)

k :透水係数(cm/sec)

H_0 :地表面の圧力水頭(cm)

H_f :浸潤前線のサクシオン水頭(cm)

L_f :浸潤領域の長さ(cm)

図-1より、 $H_0 = h(t)$, $v = \frac{a}{A} \frac{dh'(t)}{dt}$, $L_f = \frac{ah'(t)}{A\beta}$

β :有効間隙率

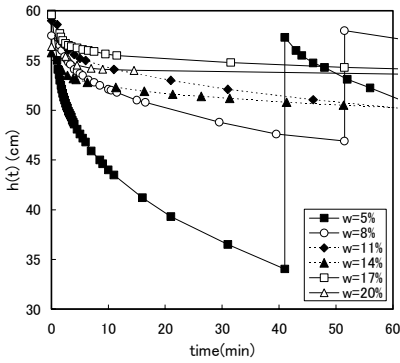


図-16 t~h(t)関係の例(Bt8%)

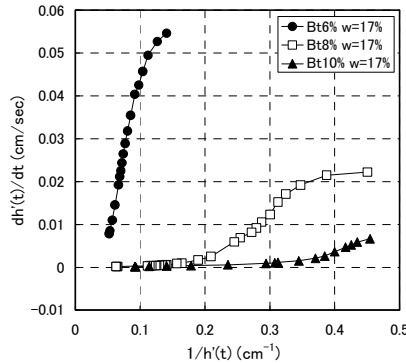


図-17 1/h'(t)~dh'(t)/dt 関係の例 (w=17%)

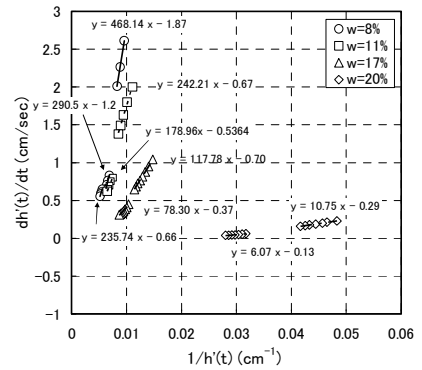


図-18 試験結果(Bt0%)

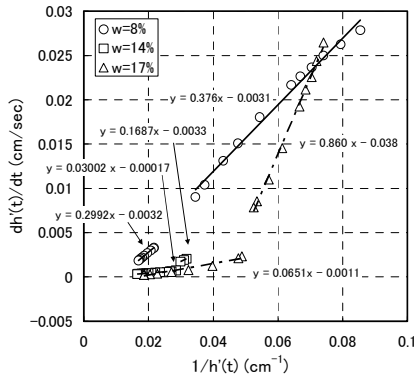


図-19 試験結果(Bt6%)

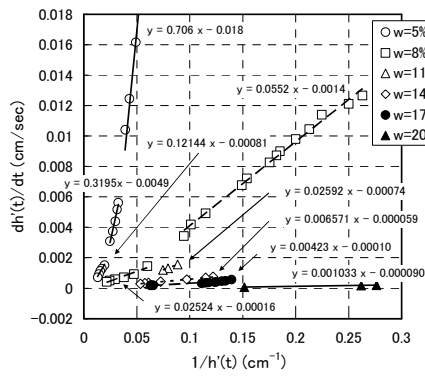


図-20 試験結果(Bt8%)

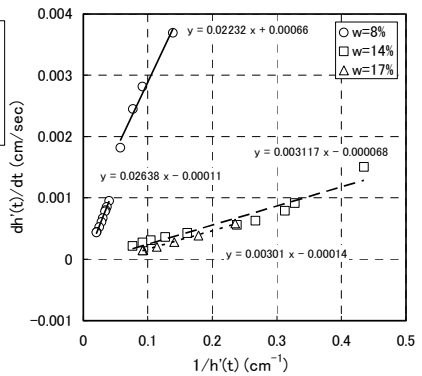


図-21 試験結果(Bt10%)

表-5 試験結果

$$\begin{aligned} \frac{dh'(t)}{dt} &= \frac{A}{a} k \frac{h(t) + H_f + L_f}{L_f} \\ &= \frac{A^2 \beta}{a^2} k \frac{h_1 - h'(t) + H_f}{h'(t)} + \frac{A}{a} k \\ &= \frac{A^2 \beta}{a^2} k \frac{h_1 + H_f}{h'(t_0)} + \frac{A}{a} k \left(1 - \frac{A\beta}{a}\right) \end{aligned} \quad (2)$$

ここで dh(t)/dt と 1/h'(t) の関係をプロットすると y 切片が $\frac{A}{a} k \left(1 - \frac{A\beta}{a}\right)$ となる直線が得られる。

この方法では試験中に水位を変化させることにより、直線の傾きを変え、k の他、 β 、 H_f を求めることができるが、今回は、あらかじめ室内試験により得られた β の値を用いて k および H_f を求めた。

d) 試験結果

図-16 に試験開始時から 60 分後までの h(t) の経時変化の例を、図-17 に dh(t)/dt と 1/h'(t) 関係の一例を示す。図-17 をみると、時間経過とともに式(2)の傾きが変化しており、Green-Ampt モデルの仮定が必ずしも満足されていないことがわかる。これは H_f あるいは k が時間とともに変化していることを表しており、拘束を受けない地表面付近のベントナイトの吸水による膨潤過程の影

Bt 添加率 (%)	初期含水比 w(%)	Hf (cm)	k(cm/sec)	k(cm/sec) (室内試験)
0	8	116	2.4×10^{-4}	-
	11	137	2.3×10^{-4}	-
	17	44	2.6×10^{-4}	6.7×10^{-4}
	20	-43	1.3×10^{-4}	-
6	8	3	1.1×10^{-6}	-
	14	76	8.9×10^{-8}	-
	17	-22	7.7×10^{-7}	1.2×10^{-7}
8	5	46	2.5×10^{-7}	7.2×10^{-8}
	8	83	5.7×10^{-8}	5.2×10^{-8}
	11	-25	2.1×10^{-8}	6.3×10^{-8}
	14	50	3.2×10^{-8}	-
	17	-20	9.8×10^{-8}	2.1×10^{-8}
10	8	104	3.8×10^{-8}	-
	14	-16	3.6×10^{-8}	-
	17	-39	9.7×10^{-8}	1.5×10^{-8}

響が大きいものと考えられる。図-18~21 に式(2)のプロット結果をベントナイト添加率ごとに示す。図に示すように、式(2)がほぼ直線とみなせるまでの水位低下量(浸透量)は、ベントナイトの添加率や初期含水比によって異なっている。今後、地盤の条件に合わせた適正な測定時間あるいは浸透量を求める必要があるが、今回は約 5 時間経過後から 24 時間程度までの計測値を用いて k および H_f を求めた。得られた試験結果を表-5 に示す。

表には同配合の別試料の室内透水試験結果を記入している。両者を比較すると、本試験法によって得られた透水係数は室内透水試験の結果と近い値となっていることがわかる。

また、表には式(2)より求めた H_f も記入した。サクシオンメータを用いて別に求めた地盤のサクシオンは 100~400cm であり、 H_f はこれらの値と比べて非常に小さい値となり、また、高含水比の試料では計算上 H_f が負の値となるケースもみられた。 H_f は本来正の値となるはずであり、今後の検討課題とする。

(2) 試験施工ヤードにおける現場透水試験

試験施工ヤードでの透水試験は、ペントナイト添加率の異なるヤードで3種類の現場透水試験を実施するほか、サンプリングした試料の室内透水試験を実施して各試験法の有効性について検討を行った。

実施した3種類の現場透水試験の試験条件の模式図を図-22に、試験状況を写真-3に示す。

a) A法 (側壁開放型)

図でA法(側壁開放型)はJGS 1316-2003に準じた方法であり、今回の試験ではφ20cm×h20cmの試験孔を使用した。透水係数の計算式は境界条件によって異なるが、今回は試験期間を約1日としており、境界条件の影響はほとんどないと考えられることと、B法による試験結果との整合性を図るため式(3)を用いた。

$$k_h = \frac{Q}{2\pi L^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{L}{r_0} \right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r_0}{L} \right)^2} + \frac{r_0}{L} \right] \quad (3)$$

Q: 全注入流量

b) B法 (側壁止水型)

B法(側壁止水型)はA法による試験終了後に同じ孔を使用して行った。試験孔にφ14cmの塩ビ管(VP管)をセットし、ASTM D6391-99(2ステージ法)を参考に塩ビ管と地盤の隙間に高膨潤性の粒状ペントナイトを1cm程度詰め、突き固めと注水による膨潤を繰り返して供試体の上部まで側壁を止水した。その後ペントナイトを半日以上膨潤させて試験を開始した。B法における透水係数の計算式は式(3)と同様にピット中心軸上の点湧源からの放射流を仮定した式(4)を用いた。式(4)は式(3)において点湧源がピット最下端のみであると仮定した式である。

$$k = \frac{Q}{4\pi L r_0} \quad (4)$$

c) C法 (鉛直浸透型)

C法は前述の室内試験と同様の方法を用いて24時間

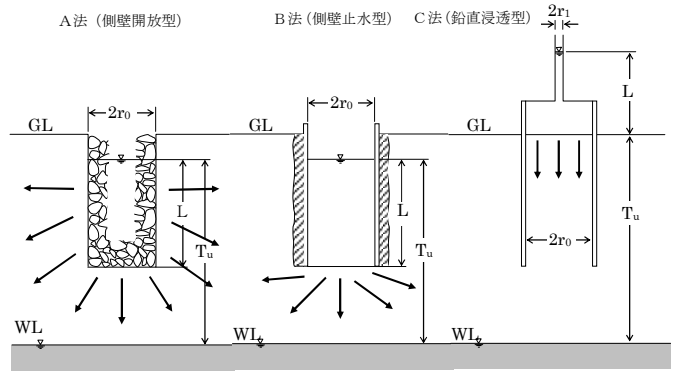


図-22 実施した現場透水試験条件



写真-3 現場透水試験状況

の測定を行った。

d) 水平方向透水係数の推定

A法とC法の結果より水平方向の透水係数 k_h を以下に示す方法⁵⁾で算出した。

等方性土中の三次元浸透流の基本方程式は以下のとおりである。

$$k_i \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} \right) = 0 \quad (5)$$

ここに、 k_i : 等方性土中の透水係数

Φ : 流れのポテンシャル

一方、水平(x,y)方向透水係数 k_h 、鉛直(z)方向透水係数 k_v をもつ異方性土中の三次元浸透流の基本方程式は以下のとおりである。

$$k_h \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + k_h \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + k_v \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (6)$$

いま、上述の異方性土中の浸透流に対して以下の座標変換を考える。

$$\left. \begin{aligned} x' &= \frac{x}{m}, y' = \frac{y}{m}, z' = z \\ m &= \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式(7)を式(6)に代入すると以下ようになる。

$$k_i \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y'^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z'^2} \right) = 0 \quad (8)$$

以上より、異方性土中の浸透流も水平方向のものを m で除することにより、等方性土中の浸透流と同じ式で表せることが示された。

いま、ここで示した変換則を式(8)に適用すると次式が得られる。

$$k_h = \frac{Q}{2\pi L^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{mL}{r_0} \right) - \sqrt{1 + \left(\frac{r_0}{mL} \right)^2} + \frac{r_0}{mL} \right] \quad (9)$$

e) 試験結果

表-6 に試験施工ヤードからサンプリングした試料の試験結果を示す。また、試料のサンプリング状況を写真-4 に示す。表-6 をみると、それぞれの試料の含水比や乾燥密度にはばらつきがあり、ベントナイト添加率による透水係数の違いもほとんど確認できない。しかし、サンプリング試料の採取高さによる違いでは1層目、あるいは2層目と比べて、中部の層境を含む試料の透水係数がやや低くなっている。これは、1層目と2層目の層境にベントナイトによる止水層ができたためと考えられる。

図-23 に各試験法によって得られた試験施工ヤードの区画ごとの透水係数と本施工箇所における透水係数の値を、サンプリング試料の室内透水試験の結果と併せて示す。

それぞれの試験法による値を比較すると、A法で得られた透水係数は水平方向の値に大きな影響を受けていることがわかる。またB法で得られた値についてもA法よりは小さいものの同様の傾向が認められる。また、これらの異方性は、本施工箇所と比べて試験施工ヤードでより卓越した傾向を示している。これは、試験施工ヤードでは添加率の異なる区画を連続して造成するために、転圧前の敷き均しの際にブルドーザ等のキャタピラによる練り返しを行わずに、各層でバックホウによる上部からの転圧のみで一度に成型を行ったためと考えられる。このため、母材に含まれる粘土塊や砂礫が十分にほぐれず、締固め度を大きくしても水平方向への水みちが残ったものと思われる。このことは、特に現地発生土のように不均一な粒径を含む材料を用いて混合土の施工を行う際に、キャタピラやタンピングローラなどで混合土の練り返しを行ってから転圧を行うことが、水みちのない均一な遮水層を作るために重要であることを示唆している。

また、試験施工箇所と同様に、本施工箇所でもA法で得られた値はサンプリング試料に比べて大きな透水係

表-6 サンプリング試料の試験結果

採取位置		含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)	透水係数 (cm/s)
B1-2 (Bt 0%)	上部	24.1	1.610	1.0E-05
	中部	11.5	1.757	5.0E-06
	下部	15.7	1.362	4.0E-05
C1-2 (Bt 6%)	上部	11.2	1.601	1.8E-07
	中部	19.2	1.560	8.7E-08
	下部	11.9	1.708	1.5E-07
C2-2 (Bt 8%)	上部	6.7	1.692	1.0E-07
	中部	14.0	1.630	5.9E-08
	下部	14.0	1.714	7.2E-08
C3-2 (Bt 10%)	上部	12.2	1.563	8.0E-08
	中部	15.4	1.584	5.1E-08
	下部	14.4	1.653	5.2E-08



写真-4 試料のサンプリング

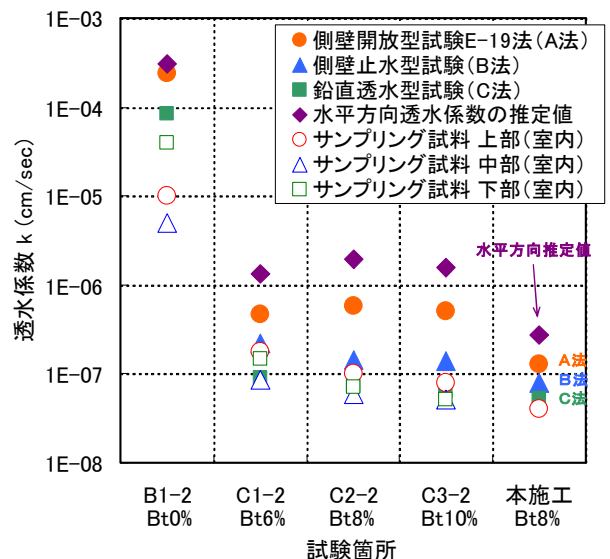


図-23 現場透水試験結果

数となっている。もともとA法による計測では定常状態となるまでの時間が地盤の透水係数に比例するため、理論的に $1.0 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 以下の地盤では数日で定常状態に至っているとはいえ、この方法で短時間に 10^{-8}cm/sec オーダーの透水係数を求めることは非常に困難

であると考えられる。ただ、C法においても、ほぼ24時間の計測の中で得られた値には、室内試験の場合と同様に時間依存性がみられた。これは、室内試験で明らかになったように、ベントナイト混合土はベントナイト自体の膨潤過程によってその初期含水比が通常の不飽和土以上に浸潤過程に大きな影響を及ぼすためと考えられる。

9. ケロシンによるベントナイト混合土の透水試験

ベントナイト混合土は含まれるベントナイトが水との相互作用によって膨潤し間隙を埋めることによって透水係数が変化する。ケロシン等の非極性流体を用いて短時間で現場透水試験を行うことを目的として、ベントナイト添加率と締固め度および初期含水比による透水係数の違いを室内試験によって調べた。

供試体はあらかじめ設定含水比に調整された試料を12時間以上おいた後、設定密度となるように静的締固め法により剛壁モールドに詰めて作成した。試験結果を図-24に示す。これによると、ケロシンによる透水係数はベントナイト添加率よりも含水比と密度が大きく影響していることがわかる。これは、ケロシンなどの非極性流体ではベントナイトの膨潤が阻害されるため、ベントナイトがあらかじめ膨潤した後の間隙比のみによって透水係数が決まるためと考えられる。

10. まとめ

主に宮崎最終処分場で幾つかの新しい品質確認試験を実施し、以下のような結果が得られた。

- ①誘電率によるベントナイト定量については均一性の評価手法として有効であることが確認された。今後は様々な種類の母材やベントナイトを用いた場合のデータが必要と考える。
- ②比色計を用いたメチレンブルー試験については、濃度による吸光度とメチレンブルー吸着量の相関性に違いがみられたことや、スターラーによる攪拌時間の違いも試験結果に影響を与えることから、実用化に当たっては、さらに試験方法を改良することが必要である。
- ③ベントナイト混合土は、施工法によって水平方向と鉛直方向の透水係数に大きな差(10~20倍)が出るため鉛直方向の透水係数を測定することが必要である。
- ④Green-Amptモデルに基づく簡易型現場透水試験によって得られた透水係数は室内透水試験の結果と近い値となり、短時間で鉛直方向の透水係数を測

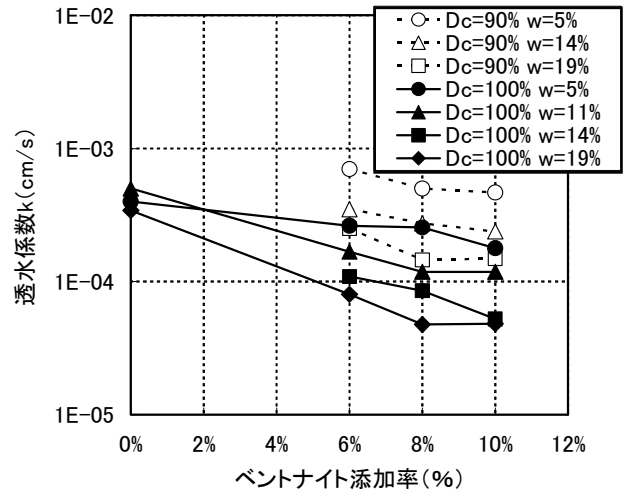


図-24 ケロシンを用いた透水試験結果

定する方法として有効である。ただし、ベントナイト自体の膨潤過程によってその初期含水比が通常の不飽和土以上に浸潤過程に大きな影響を及ぼす。そのため測定値には時間依存性がみられ、今後さらなる研究が必要である。

本稿で述べたこれらの試験は幾つかの課題もあるが、特に、原位置の測定では簡便な試験法で多くのデータを得ることも意味のあることであると考えており、今後も研究を継続していきたいと考えている。

参考文献

- 1) Phan Thi Hang and G.W. Brindley: Methylene blue absorption by clay minerals. Determination of surface areas and cation exchange capacities (Clay-organic studies XVIII). Clays and Clay Minerals, 1970.
- 2) 西垣誠, 竹下祐二, 織田敦史: 現位置における不飽和土の透水係数の測定法, 第26回土質研究発表会講演集, 1991.
- 3) 西垣誠他: 不飽和土原位置浸透特性試験の実施例, 第17回土質工学研究発表会
- 4) Waste Containment Facilities Guidance for Construction Quality Assurance and Quality Control of Liner and Cover System by David E. Daniel and Robert M. Koerner, American Society of Civil Engineers, 1995.
- 5) 松本徳久他: フィルダムコア材の異方性透水係数の現位置測定, 土木技術資料 28-10(1986).
- 6) ASTM: Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter, 2001 ASTM D5084-90, 1990.
- 7) ASTM: Standard Test Method for Field Measurement

of Hydraulic Conductivity Limits of Porous Materials Using Two Stages of Infiltration from a Borehole, ASTM D6391-99.

- 8) (社)地盤工学会：締め固めた地盤の透水試験方法
地盤工学会基準, JGS1316-1995.
- 9) 星野寛, 佐藤道明, 水野克己, 岡田朋子, 本郷隆夫, 藤原照幸：最終処分場におけるベントナイト混合土の製造と施工事例, 平成 14 年度施工技術報告会, 最近の建設技術と施工事例, (社)日本建設機械化協会関西支部
- 10) 土居洋一, 須川智久, 黒島一郎, 戸村豪治, 今泉繁良, 飯塚正樹：限界添加率に基づくベントナイト混合土の配合設計と現場施工実験, 第 5 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.89-94, 2003.

液状化地盤中の杭挙動に関するオンライン地震応答実験

On Line Pseudo-Dynamic Response Test concerning the Behavior of Pile Foundations in Liquefied Ground

山本 陽一 YOICHI YAMAMOTO
高橋 直樹 NAOKI TAKAHASHI
三上 博 HIROSHI MIKAMI

液状化地盤中における杭基礎の挙動を精度良く評価することを目的とし、杭・構造物-地盤連成系の質点系モデルにオンライン地震応答実験を導入した。本報告では、まず、システムの概要について示した後に、杭基礎に対する液状化模型振動台実験に対するシミュレーションを実施し、液状化地盤中の杭の応答に関して実験結果との比較から、システムの適用性について考察する。

キーワード：オンライン地震応答実験、液状化、杭基礎、質点系モデル

An on-line pseudo-dynamic response test combined with a lumped mass model analysis which represented the coupling behavior of ground, piles and overlying structures was conducted to study the behavior of piled foundations in liquefied ground. An overview of this simulation system and also the relationship between the results of the simulation and the results obtained from tests utilizing a shaking table test of a piled foundation are described. The applicability of the system is subsequently discussed based on a comparison of the pile responses.

Key Words: Pseudo-Dynamic Test, Liquefaction, Pile Foundation, Spring-Mass Model

1. はじめに

液状化時の杭基礎挙動に関してはまだ不明な点が多く、杭・構造物-地盤連成系における動的相互作用を精度良く評価し、設計に反映させることが重要な課題となっている。

杭・構造物系と地盤の動的相互作用を評価する手法の一つに Penzien ら¹⁾のモデル（以下、Penzien モデル）を代表とする質点系モデルがある。1960年代以降、このモデルを基礎とした研究が多くなされていくが、その中で河村²⁾は Penzien モデルにおける有効質量が実体のない捉え難いものであるとの認識に立ち、周辺地盤を実態のあるせん断土柱とするという新たなモデルを提案³⁾した。このモデルは、「格子モデル」の杭近傍地盤部分を杭1列系に集約していることから「集約型モデル」と呼ばれ、地震観測による妥当性の確認⁴⁾とともに、解析事例⁵⁾が示されている（以下、修正 Penzien モデル）。1980年代以降、Penzien 型モデルを用いた杭基礎の動的挙動に及ぼす液状化の影響に関する研究^{6),7)}が着目されるようになり、森ら^{8),9),10)}は Penzien 型モデルでは分離されていた自由地盤系と杭・構造物系を一体とした新たな

なモデルを提案している。

本研究では、液状化地盤中における杭基礎の挙動を精度良く評価することを目的とし、修正 Penzien モデルにオンライン地震応答実験を導入した。本報告では、まず、システムの概要について示し、次に杭基礎模型振動台実験のシミュレーション結果から、システムの適用性について考察する。

2. 模型振動台実験の概要

図-1 に模型振動台実験での計測器の配置および振動台の断面図を示す。実験は、幅 1.2m×奥行き 0.8m×高さ 1.0m のせん断土槽を用いて重力場で行っている^{11),12)}。模型地盤は、相対密度 $D_r=80\%$ の非液状化層である下層部と、 $D_r=30\%$ の液状化層である上層部からなる。地盤試料には浜岡砂（ $\rho_s=2.699\text{g/cm}^3$ ， $e_{max}=0.933$ ， $e_{min}=0.593$ ）を用いた。杭基礎模型は、3×3 計 9 本の杭頭をフーチングに剛結させ、その先端部は土槽底面とピン結合とした。

計測は、地盤の挙動を把握するために地盤中に加速度計と間隙水圧計を、杭の挙動を把握するために杭に加

速度計とひずみゲージを設置して行った。また、上部構造物とせん断枠の挙動を確認するために、加速度計とレーザー変位計を設置した。

3. オンライン地震応答実験の概要

(1) オンライン地震応答実験の概念

オンライン地震応答実験の概念を図-2 に示す。本手法は日下部ら¹³⁾により開発されたものであり、そのアルゴリズムは次のとおりである。まず、解析対象地盤を質点系にモデル化し、基盤面から地震動を入力する。次にコンピュータにより質点系の振動方程式を解き、各質点の応答変位を求める。そして、得られた変位に相当するせん断ひずみをコンピュータ制御により供試体に与え、そのとき自動計測された復元力を用いて次のステップの応答変位を計算する。すなわち、本手法はこれらの過程を地震動が継続する間繰り返すことにより、時々刻々に変化する地盤の非線形な復元力を要素実験の供試体から直接求め、それをオンラインで応答解析に結びつけて地震時の地盤の挙動をシミュレートするものである。

なお、要素実験部分には日下部ら¹⁴⁾により試作された簡易直接せん断試験機を用いた。また、多層からなる地盤のすべてをオンライン実験することは、システムが高価になるばかりでなく作業も煩雑化する。そこで、本実験では液状化や大変形が予想され数値モデル化が困難な地盤要素部分の復元力を要素実験で求め、その他の部分は修正 Ramberg-Osgood (以下、修正 R-O) モデルで復元力を求めるサブストラクチャ法を採用した。

(2) 杭・構造物 - 地盤連成系オンライン地震応答実験

図-3 に、修正 Penzien モデルにオンライン地震応答実験を組み込んだ連成系モデルを示す。本モデルは、図-1 に示した模型振動台実験を、1g 場における井合の相似側¹⁵⁾を適用し実物大に合わせてモデル化したものである。

液状化層である S3 層～S5 層の復元力は、自由地盤系 A_f および付加地盤系 A_a 共に、相対密度 $D_r=30\%$ の供試体を用いた要素試験により実測した。なお、試料には模型振動台実験と同一の浜岡砂を用いた。一方、S6 層～S7 層の復元力は修正 R-O モデルにより算定した。修正 R-O モデルの解析パラメータは、 $\alpha=2.451$ 、 $\beta=2.293$ であり、初期せん断剛性 G_0 は、Meyerhof¹⁶⁾が示した D_r と N 値との関係から所定の D_r に対応した N 値を求め、その N 値を用いて $G_0=98 (144N^{0.68})$ (kPa) として算定¹⁷⁾した。杭は簡略化するために群杭を1本の集約杭とし、集約杭の耐力は模型振動台実験における単杭の単純和と

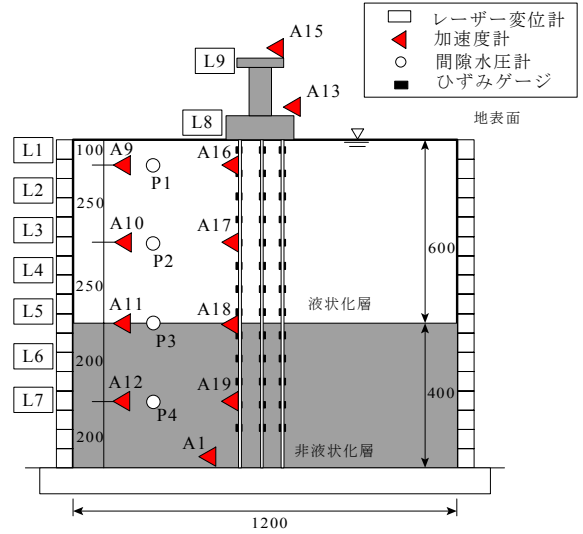


図-1 模型振動台実験の概要

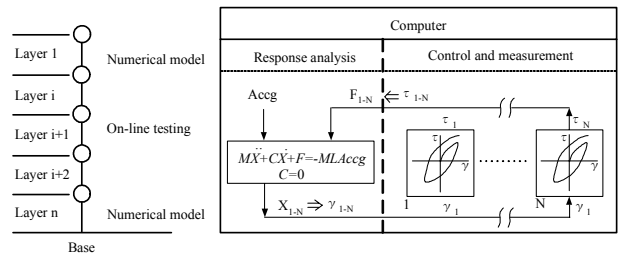


図-2 オンライン地震応答実験の概念

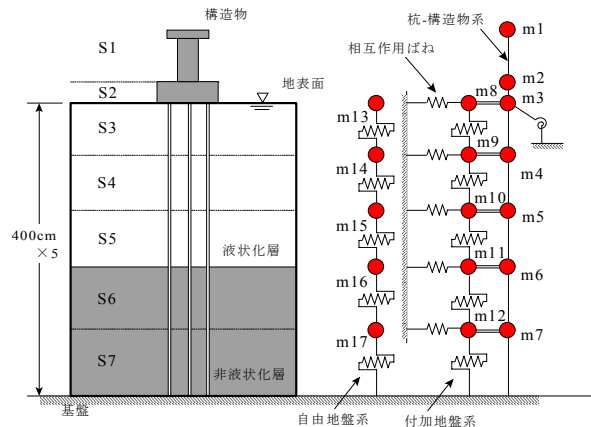


図-3 連成系オンライン地震応答実験モデル

して与えた。また、構造物とともに曲げせん断系としてビーム要素でモデル化し、材料特性は線形とした。

初期相互作用ばね K_{i0} は、建築基礎構造設計指針¹⁸⁾に準じて算出した。また、せん断中の相互作用ばね K_i は、液状化による地盤剛性の低減を考慮し、自由地盤系 A_f における過剰間隙水圧比 u/σ'_v を用い、式 (1) により逐次変化させた。

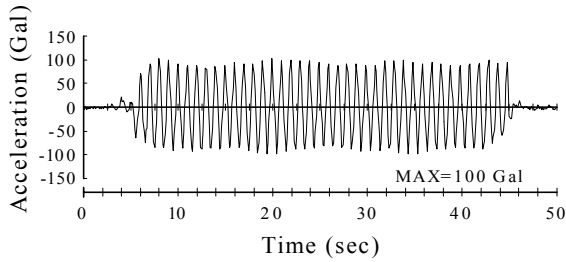


図-4 入力波

各質点の質量は、自由地盤系 A_f ・付加地盤系 A_a ・杭・構造物系 A_s いずれも 1×1 の単位断面積当たりの質量を集中質量法により決定した。付加地盤の質量に関しては現在様々な知見⁴⁾が得られているが、本研究では、 $A_s = 1$ に対して A_a の断面積を種々に変化させて実験を行った結果、 $A_a = 30$ までは結果に大きな違いが見られなかったこと、また $A_a = 30$ 以上とした場合、過剰に杭系に質量が付加されることを考慮し、付加地盤系 A_a は他系と同様に $A_a = 1$ とした。

実験手順は、まずオンライン地震応答実験により自由地盤系 A_f の実験を行い、次に杭・構造物系 A_s のオンライン地震応答実験を行った。その際、自由地盤系 A_f で得られた応答変位を付加地盤系 A_a との相対変位とし相互作用ばね K_i により外力として入力地震動に加え杭・構造物系 A_s に作用させた。

入力波は、図-4 に示す模型振動台実験で使用された最大加速度 100Gal、周波数 1Hz の正弦波である。加振はこれを 40 波とした。

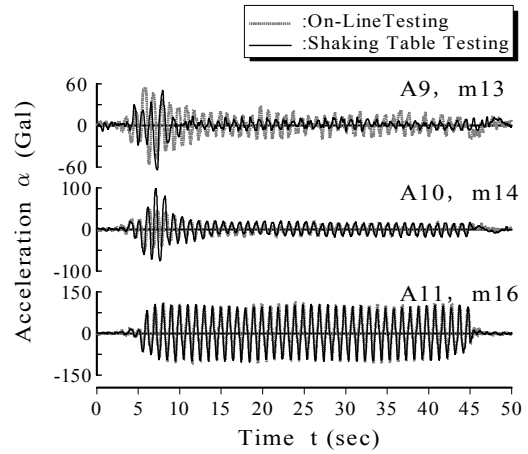
$$K_i = K_{i0} \left(1 - \frac{u}{\sigma'_c} \right)^{0.5} \quad (1)$$

- ここに、 K_i : 相互作用ばね (kN)
- K_{i0} : 初期相互作用ばね (kN)
- σ'_c : 平均有効拘束圧 (kPa)
- u : 過剰間隙水圧 (kPa)

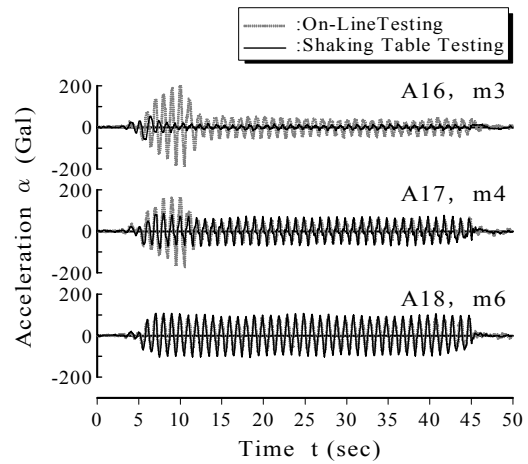
4. 実験結果

図-5 は、自由地盤および杭における応答加速度の時刻歴を模型振動台実験と連成系オンライン実験のそれぞれ同深度で比較したものである。

自由地盤の結果に関して、模型振動台実験の上層部における波形 (A9 および A10) は、振動に伴って減衰して長周期化していることが認められる。これは、液状化により地盤の剛性が著しく低下し、上層への地震動の伝播が抑制されたためである。一方、層境界位置の A11 の波形にはそのような減衰傾向は認められない。連成系



(a) 自由地盤



(b) 杭

図-5 応答加速度の時刻歴

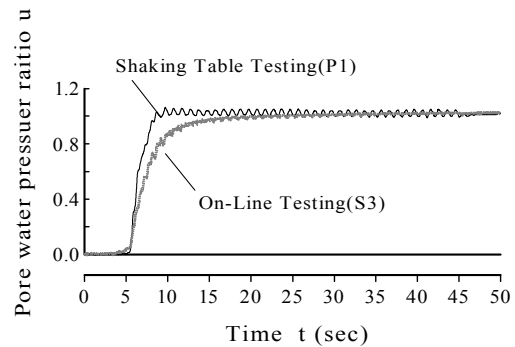


図-6 過剰間隙水圧比の時刻歴

オンライン実験の m13 および m14 における結果も波形が振動に伴って減衰しており、模型振動台実験結果と良い一致を示している。また、A11 と m16 との波形の比較からも、連成系オンライン実験結果と模型振動台実験結果との対応は非常に良いと言える。

杭に関して、連成系オンライン実験における m3 の波形は 5sec~12sec 付近で応答が著しく大きくなっている

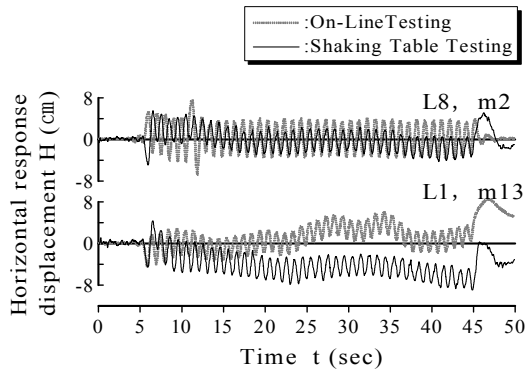


図-7 水平変位の時刻歴

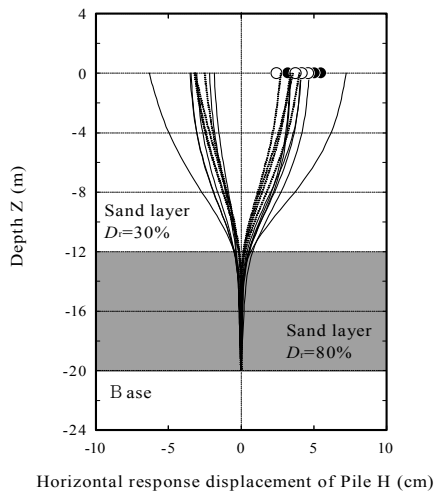


図-8 杭水平変位の時刻歴

のに対して、模型振動台実験の A16 の波形にはその傾向が認められない。これは、図-6 に示す過剰間隙水圧比の時刻歴から、模型振動台実験における P1 位置では加振後 7sec 程度で過剰間隙水圧比が 1.0 に達しているのに対し、連成系オンライン実験における S3 層は 12sec 付近で 1.0 に達しており、7sec~12sec 間の地盤剛性が模型振動台実験と比較して高いことに起因するものと推察される。すなわち、連成系オンライン実験における相互作用は、自由地盤系における過剰間隙水圧を用いて低減させているため、間隙水圧の発生過程の相違が杭系における応答の違いを生んだものと考えられる。ただし、12sec 以降ではいずれの深度においても両波形は良く一致している。

図-7 にフーチング部 (L8, m2) と地表 (L1, m13) の水平変位の時刻歴を示す。フーチング部の結果をみると、連成系オンライン実験の結果は 12sec 付近で一時的に変位が若干大きくなっているものの、変形量は模型振動台実験の結果と同程度であることがわかる。また、地表変位は両結果ともゼロ線から互いに逆にシフトしてい

るが、いずれの結果も変位量は同程度であることから、両者の対応は良いと考えられる。

図-8 は連成系オンライン実験における杭の変形量の深度分布を示したものである。図中に示す実線は加振から自由地盤系での液状化層の過剰間隙水圧比が 1.0 になるまでを、破線は液状化後の値を示す。また、●は模型振動台実験における上層部が液状化に至るまで、○は液状化後の杭頭変位量を示したものである。模型振動台実験と連成系オンライン実験のいずれの結果も、杭の変形量は過剰間隙水圧の上昇に伴って増大し、過剰間隙水圧比が 1.0 となる付近で最大となり、その後徐々に減少して定常状態に至るといった傾向となった。

5. まとめ

液状化地盤中における杭基礎の挙動を精度良く評価することを目的とし、杭・構造物-地盤連成系の質点系モデルにオンライン地震応答実験を導入した。

杭基礎模型振動台実験のシミュレーションを実施した結果、杭の応答加速度と変位の時刻歴変化の比較から、本システムの結果は模型振動台実験のそれに良く対応しており、システムの適用性が確認された。

謝辞：本報告の振動台実験は、三井住友建設（株）、（株）フジタおよび山口大学地盤地震工学研究所の共同研究として実施したものです。ご指導戴いた山口大学兵動正幸教授ならびに三浦房紀教授、共同研究メンバーである（株）フジタ 岸下崇裕主任研究員の諸氏に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Penzien, J., Scheffey, C.F. and Parmelee, R.A.: Seismic Analysis of Bridges Long Piles, J. of the Eng. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol.90, No.EM3, pp.223-254, 1964.
- 2) 河村壯一：埋立層上 RC 建物の振動論，東京大学工学部学位論文，p.385, 1974.
- 3) 梅村 魁，大澤 胖，河村壯一：軟弱地盤に建つ杭支持建物の地震動観測，関東地震 50 周年記念地震工学シンポジウム論文集，pp.125-132,1973.
- 4) 河村壯一：埋立軟弱地盤に建つ杭支持建物の地震動観測と解析（その 7）Penzien 型モデルと集約型モデル，日本建築学会大会学術講演概要集，pp.415-416, 1975.
- 5) 高木政美，河村壯一：3-(5)修正 Penzien 型モデルによる解析，構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，日本建築学会，pp.87-88,1985.

- 6) Kagawa, T. and Kraft, L.M.J.: Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.4, pp.19-36, 1980.
- 7) 森尾敏, 安倍勇, 兵動正幸, 山内豊聡: 液状化過程における地盤および杭・構造物系の応答解析, *土と基礎*, Vol.29, No.9, pp.19-26, 1981.
- 8) 森伸一郎, 滝本幸夫, 武藤正人, 戸早孝幸, 池田隆明: 地盤-構造物連成系に対する有効応力液状化解析の適用性, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.801-806, 1990.
- 9) Mori, S., Ikeda, T., Takimoto, Y., Muto, M. and Takayuki, T.: Influence of soil liquefaction on dynamic response of structure on pile foundation, *Proc. of 10th WCEE*, pp.1777-1780, 1992.
- 10) 森伸一郎: 杭基礎構造物に対する質点ばね系モデルの提案とその実被害への適用, *応用力学論文集*, Vol.3, pp.609-620, 2000.
- 11) 岸下崇裕, 山本陽一, 高橋直樹, 兵動正幸, 三浦房紀: 液状化地盤中の杭挙動について (その1: 模型振動台実験と考察), *地盤工学研究発表会概要集*, pp.1855-1856, 2002.
- 12) 山本陽一, 岸下崇裕, 高橋直樹, 兵動正幸, 三浦房紀: 液状化地盤中の杭挙動について (その2: 有効応力解析によるシミュレーション), *地盤工学研究発表会概要集*, pp.1857-1858, 2002.
- 13) 日下部伸, 森尾敏, 有本勝二: オンライン地震応答実験による2層系砂質地盤の液状化挙動, *土質工学会論文報告集*, Vol.30, No.3, pp.174-184, 1990.
- 14) 日下部伸, 森尾敏, 岡林巧, 藤井照久, 兵動正幸: 簡易単純せん断試験装置の試作と種々の液状化試験への適用, *土木学会論文集*, No.617/III-46, pp.299-304, 1999.
- 15) 井合進: 1g場での地盤-構造物-流体系の模型振動実験の相似側, *港湾技術研究所報告*, 第27巻, 第3巻, 1988.
- 16) Meyerhof, G.G.: Discussion of Session 1, *Proc. 4th ICSMFE*, Vol.3, p.10, 1957.
- 17) Imai, T. and Tonouchi, K.: Correlation of N value with S wave velocity and shear Modulus, *Proc., 2nd ESOPT*, pp.57-72, 1982.
- 18) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針

細径鋼材を用いた簡易的な基礎工法の開発

The Development of a Simple Foundation System using Steel Bars

黒川 幸彦 YUKIHIKO KUROKAWA

喜多 治之 HARUYUKI KITA

三上 博 HIROSHI MIKAMI

土木環境部 土居 洋一 YOUICHI DOI

筆者らは軟弱地盤上に設置する仮設構造物を対象として簡易的な基礎工法を考案した。本工法は細径の鋼材を地中に数本打設し、その頭部をコンクリートの台座で連結した構造で、バックホウなどの汎用建設機械で容易に構築および撤去が可能であることが特長である。ほぼ実物大の基礎モデルを地盤に設置して載荷試験を実施し、本基礎構造が十分な支持力を有することを確認した。

キーワード：軟弱地盤、仮設構造物、基礎構造、載荷試験

The authors have developed a simple foundation system for temporary or minor structures on soft ground. This system consists of a concrete base and steel bars driven into the ground, and can be constructed or demolished simply with a backhoe after utilization. Load tests conducted on large-scale model footings constructed on soft ground confirmed that this system works sufficiently to act as the foundations for temporary or minor structures.

Key Words: Soft Ground, Temporary Structure, Foundation, Load Test

1. はじめに

工事用プラント設備などの仮設構造物を民地を借地して設置する場合、工事完了後設備を撤去し、事前の状態に復旧して土地を返却する必要がある。基礎として杭を打設した場合はこれも撤去しなければならない。筆者らはこうした場合を対象として、バックホウなどの汎用建設機械で構築および撤去が可能で簡易的な基礎工法を考案した。鉄筋棒や等辺山形鋼などの細径の鋼材を杭として地中に打設し、その頭部をコンクリートの台座で連結したものを、必要に応じて構造物の下に数箇所配置する方法である。構造概要を図-1に示す。

本基礎工法は軟弱地盤上に設置する小規模な仮設構造物で数年程度以内の短期間に撤去する場合を対象とし、不同沈下あるいは支持力不足により何らかの対策が必要な時に用いる。対策工として地盤改良や杭基礎を設置する場合に比較して経済的な工法であり、特に撤去が必要な時に有効な工法である。また、汎用建設機械で容易に設置・撤去できることを前提条件としているため、使用する細径鋼材は径 50mm 以下、かつ長さ 4 m 以下、頭部の台座コンクリートは約 1.0m² 以下という構造上の制約

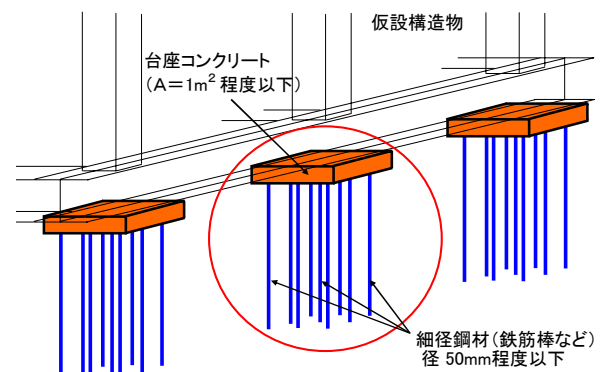


図-1 構造概要

を設けている。

細径鋼材を杭として用いる工法には、削孔後に鉄筋などを挿入しグラウト注入して築造する小口径削孔杭、いわゆるマイクロパイル工法や、細径鋼管を戸建て住宅の基礎補強に用いる LES-P 工法などがある。本工法は汎用建設機械で施工可能であること、また、撤去しやすさを主眼に細径杭群をユニットとして築造し、一括して撤去可能とした点が従来の工法と異なる。

小口径杭を用いた場合は補強土工法のように杭基礎でなく複合地盤として扱うことが多いが、本基礎構造は杭

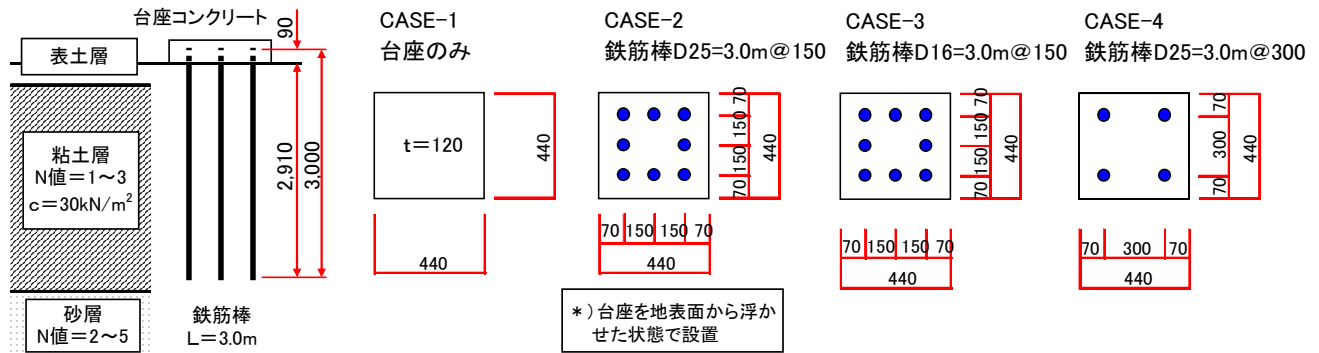


図-2 基礎モデルの構造および地層構成

と基礎スラブの両者の支持力を考慮したパイルド・ラフト基礎としての支持力特性を持つと考えられる。LES-P工法はパイルド・ラフト基礎の考え方に基づく地盤補強工法のひとつで、詳細な報告¹⁾²⁾がある。その中で、載荷試験を実施して杭と基礎スラブの荷重分担率、沈下挙動や支持力特性を明らかにした上で、長期許容支持力度の推定算出方法が提案されている。しかし、地盤条件や杭の仕様などが異なれば支持力特性も異なること、基礎形式としてはパイルド・ラフト基礎と若干異なるため、本基礎構造の支持力特性を確認する必要があった。

本稿では、支持力特性と施工性確認のために、ほぼ実物大の基礎モデルを地盤に設置して実施した載荷試験の結果と、支持力の算出方法、杭部材の配置など本基礎工法の基本的な仕様について検討した結果を報告する。

2. 載荷試験

(1) 載荷試験の概要

載荷試験は、2004年6月に三井住友建設(株)技術研究所小山研究所構内において、ほぼ実物大の基礎モデルを地盤上に設置して行った。地盤は表土、粘土層、砂層から成る地盤で、表土層をはぎ取ってGL-1.0m~4.0m付近にある粘土層(N値1~3、粘着力 $c = 30\text{kN/m}^2$)を支持層として基礎モデルを設置した。基礎モデルの構造および地層構成を図-2に示す。基礎モデルは鉄筋棒(ネジテッコン、 $L = 3.0\text{m}$)をバックホウで1本ずつ所定の高さまで打設した後、その頭部に現場打ちコンクリートで台座を製作した。台座には補強用の鉄筋を配置し、鉄筋棒の頭部には抜出し防止用の座金を取り付けた。

基礎モデルは杭部材(鉄筋棒)の径、本数をパラメータとして4ケース設置した。CASE-1は直接基礎形式で台座のみの基準モデルである。CASE-2は台座を地表面から約3cm浮かせた状態で設置し、杭部材のみの場合の挙動と、台座が地表面に接地した後の台座と杭部材両者



写真-1 載荷試験状況

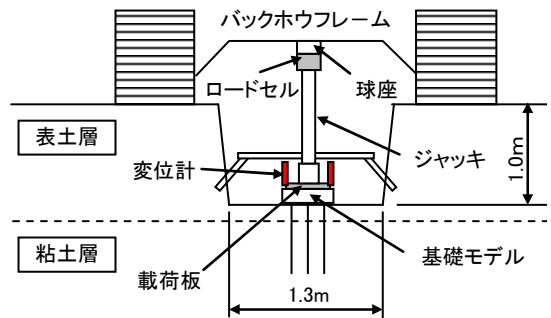


図-3 載荷試験方法

の複合した挙動を確認できるモデルとした。CASE-3およびCASE-4は杭部材径、本数を変えたモデルである。

載荷試験に用いた反力装置は 0.7m^3 級のバックホウで最大90kNまで載荷できる条件とし、ロードセルをジャッキ上部に1箇所、変位計を台座上に4箇所設置して荷重および沈下量について計測を行った(写真-1、図-3参照)。また、台座上には剛な載荷板($t = 22\text{mm}$)を設置し、台座の変形を生じない条件で載荷を行った。

載荷方法は地盤工学会「地盤の平板載荷試験方法」、「杭の鉛直載荷試験方法」に準じて1サイクルの段階的載荷方法(載荷方法A)とした。1ステップ当たりの増加荷重は10kNを標準として段階的に載荷し、極限支持力状態に達したことを確認した時点で載荷を終了した。

(2) 結果および考察

載荷試験の結果から、台座のみ (CASE-1) の極限支持力は $Q_u = 41\text{kN}$ で、杭部材を組み合わせた場合は

$Q_u = 53 \sim 87\text{kN}$, 最大で CASE-1 の 2 倍程度の極限支持力を持つことが確認できた (極限支持力は $\log p$ -S 曲線において沈下量 44mm , 載荷幅の 10% 沈下した時点で判断)。また、極限支持力は、CASE-2 > CASE-3 >

CASE-4 となって想定通りの結果であった。荷重-沈下量の関係を図-4 に示す。今回の試験では台座と杭部材の荷重分担率は明確ではないが、CASE-2 の結果から極限支持力状態で比較すると杭部材 69% , 台座 31% という荷重分担率となった。全般に本基礎は杭部材が極限支持力に達するまで沈下量はわずかであるが、それ以降、荷重増加につれて沈下量が急増しはじめ、基礎全体が極限支持力状態に達するという挙動を示した。

CASE-2 における、杭突出部が地盤に貫入する間に載荷重の変動はほとんどないという結果から、杭部材の極限支持力は一定と考えられる。図-5 は、杭部材が極限支持力に達した直後までの荷重-沈下量関係を、杭 1 本当たりの荷重に置き換えて示したものである。図中に摩擦杭としての極限支持力計算値を示したが、実測値との誤差は 10% 以内であった。沈下量が杭径の 10% に相当する荷重と、荷重-沈下量曲線が沈下軸にほぼ平行とみなされる荷重のうち小さい方が杭の極限支持力とみなされるが、杭の極限支持力時の沈下量は約 2 ~ 4mm で杭径の 10% 程度であったことから、小口径杭の場合両者はほぼ同じとしてよいと考えられる。

図-6 は杭部材が極限支持力に達した後の荷重-沈下量関係を取り出し、初期値を設定し直してプロットしたものである。荷重初期値は、各ケースで杭が極限支持力に達したときの沈下量に対応する CASE-1 の荷重値である。図に示すように、杭部材の径・本数に関わりなく荷重-沈下量曲線は各ケースともほぼ一致しており、杭部材が極限支持力に達するまでの状態 (荷重の大部分を杭部材が負担する) と、それ以降の状態 (荷重増分は台座のみが負担する) に区分して支持力特性を考慮してよいと考えられる。

(3) 施工性の確認

今回の載荷試験は支持力特性の確認に加えて、施工性を確認することを目的として行った。すなわち、バックホウによる細径杭部材の打設効率と基礎の撤去効率を確認することである。

杭部材の打設は簡易なガイド定規を設置して杭下端の位置決めをした後、鉛直性を確認しながらバックホウで 1 本ずつ押し込む形で行った。表土層を抜けると数 10 秒

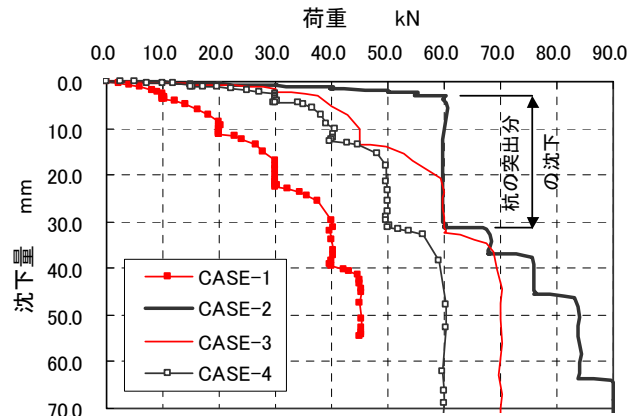


図-4 荷重-沈下量の関係

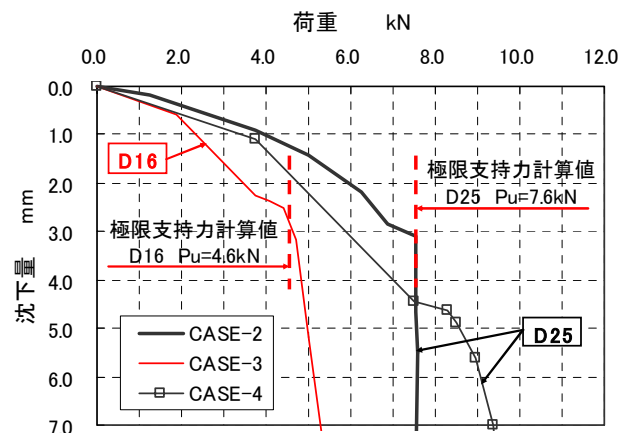


図-5 杭部材 1 本当たりの荷重-沈下量の関係

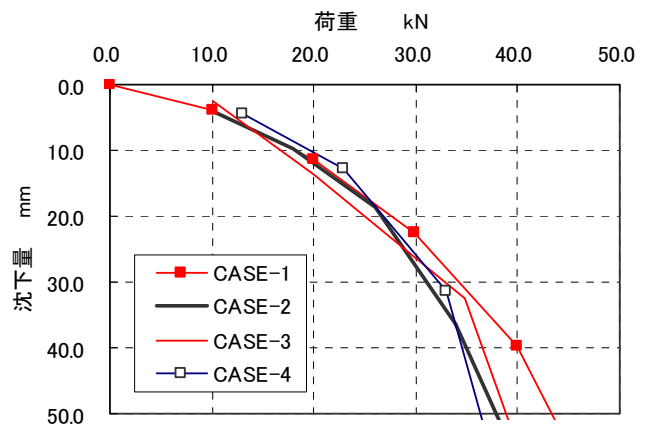


図-6 杭降伏以降の荷重-沈下量の関係

で杭部材の打設は完了し、ごく短時間で所定の深さまで打込むことが可能であった。また、打込み位置の誤差は 2cm 程度以内に収まっており、問題ない精度を確保できた。基礎の撤去も容易で、バックホウにより台座と杭を一体のまま引き抜くことが可能であった。撤去時バックホウバケットの爪を台座の下に差し込み梃子の要領で台座を引き起こすと、後はごく容易に杭全体を引き抜くこ

とができた。杭部材の剛性が小さいために、台座を引き起こした際に杭が変形して地盤と杭部材との間に間隙を生じ、摩擦抵抗が減少することによって容易に引き抜けたものと考えられる。写真-2、3に杭部材の打設状況と基礎の撤去状況を示す。

3. 基礎の支持力および構造仕様について

載荷試験の結果から、本基礎構造の場合、杭部材が極限支持力に達するまでは荷重の大部分を負担し、以降の荷重増分は台座が負担するものと考えられる。そこで、本基礎構造の極限支持力を、杭部材極限支持力+台座極限支持力 $\times\alpha$ (α ; 低減率)と評価することとした。ここに、低減率 α は杭部材が極限支持力に達するまでに台座に作用する荷重を、台座の極限支持力から控除したものと台座の極限支持力との比率である(図-7参照)。

CASE-1,2の結果から、低減率 α の値は約0.66であったが、他の条件では α の値も異なると考えられるのでさらなる検討が必要である。

施工性を考慮して各部材の仕様に制約を設けているため、本基礎の支持力を算出する際、台座1箇所当たりの支持力は50~100kN程度が目安となろう。杭部材の配置は構造物下面の形状を考慮する必要があるが、基本的には偶数本を均等に配置すればよい。また、細径杭の支持力計算の際には周面摩擦抵抗のみ考慮し先端支持力を無視してよいが、杭部材は摩擦杭として扱うため、支持層が浅い場合には支持層のやや上で杭部材先端を打ち止める必要がある。

構造面では、撤去時に全体を一括して引き抜く際の台座と杭の分離を防ぐ必要があり、杭頭部を連結しておくなど補強が必要と考えられる。

4. おわりに

軟弱地盤においてほぼ実物大の基礎モデルを設置して載荷試験を実施した結果、本基礎構造においては杭部材の支持力と台座の支持力の両者を考慮した形で、直接基礎形式に比べて2倍程度以上の支持力を確保できることが確認できた。この試験結果に基づき支持力の算出方法や構造仕様の設定方法を検討した。また、基礎モデル設置・撤去時の状況から施工性の良さ、特に撤去の容易さを確認することができた。今後は適用条件をさらに検討し、実物件への適用を図りたい。

なお、本基礎工法はスミコンセルテック(株)、住友金属鉱山(株)、三井住友建設(株)の3社共同で実施している経済産業省の「産業技術実用化開発事業費補助金(有害



写真-2 杭部材打設状況



写真-3 基礎撤去状況

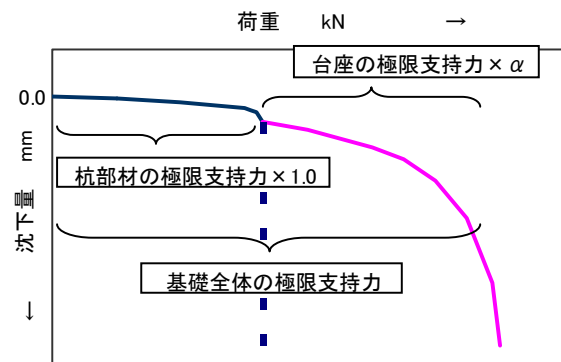


図-7 極限支持力の負担区分

廃棄物等汚染土壌修復技術実用化支援事業)補助事業」の一環として開発を進めたものである。

参考文献

- 1) 若宮善雄, 榎並昭, 真島正人, 長尾俊昌: 細径鋼管により地盤補強した基礎の沈下挙動とその予測法(第1報 基礎の沈下挙動と補強地盤の支持力特性), 日本建築学会構造系論文集, 第455号, 1994年1月
- 2) 若宮善雄, 榎並昭, 真島正人, 長尾俊昌: 細径鋼管により地盤補強した基礎の沈下挙動とその予測法(第2報 沈下予測法の提案), 日本建築学会構造系論文集, 第460号, 1994年6月

免震改修工事の柱軸力受替え工法に関する実験的研究

Experimental Study on the Bypass Method of Axial Column Force in Base Isolation Retrofitting Work

江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

建築技術部 大塚 繁 SHIGERU OTSUKA

最大 16,000kN の高軸力柱を有する地上 10 階建て建物の免震改修工事が行われた。柱切断時の軸力受替え工事においては高い安全性が求められ、既存柱の柱頭部に打設した被覆コンクリート部を 2 方向の PC 鋼棒で圧着し、上部構造の補強と油圧ジャッキの反力部としての利用を図る柱軸力受替え工法が採用された。本工法の安全性を検証するために実施した構造実験の結果、反力部は設計荷重の約 2 倍まで無損傷を保ち、本工法の有効性を確認した。

キーワード：免震改修，柱，軸力，圧着，PC 鋼棒

Base isolation retrofitting work was undertaken on a 10-story building with a high axial force of 16,000kN in its columns. It was necessary to ensure a high degree of safety for the period that the columns were cut for substitution of the axial force. The clad concrete used for the reinforcement of the upper structure was cast at the capital of the columns and press-jointed with orthogonal PC tendons. These were used concurrently as the reaction blocks for hydraulic jacking. As a result of performance experiments to prove the effectiveness of this approach, it was confirmed that reaction blocks are capable of supporting approximately twice their design load.

Key Words: Base Isolation Retrofit, Column, Axial Force, Press Joint, Tendon

1. はじめに

本工事は、既存建物の 1 階部分の柱を切断し、免震部材を設置する中間層免震改修工事である。建物は、鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 造で柱スパンが比較的大きいことから、長期軸力は最大で 16,000kN あり、これまでの免震改修工事の中でも柱軸力の大きい部類に属する。したがって、柱切断時には、柱軸力を一旦仮受けし、免震部材を設置した後再び戻すという一連の作業において高い安全性が求められた。また、将来の免震部材の交換にも配慮した工法を計画する必要がある。そこで、本工事では改修後も建物の補強部材となる梁を新設し、梁が既存柱に取り付く部分に打設された被覆コンクリート部を PC 鋼棒で圧着し、これを油圧ジャッキの反力部として利用する柱軸力受替え工法が採用された。

本報では柱軸力受替え工法の概要について述べ、油圧

ジャッキの反力部の圧着性能を検証し、本工法の有効性を確認するために行った柱上部反力部性能確認実験と隅柱基礎反力部性能確認実験の結果について報告する。

2. 柱軸力受替え工法の概要

表-1 に建物の概要を、図-1 に免震層平面図を示す。本建物は地下 1 階、地上 10 階の SRC 造の官庁施設であり、免震改修工事は 1 階部分で行う。改修工事期間中は 2 階以上の事務室で執務を継続して行えることが施工条件の一つである。本建物の特徴は、2 階床が厚さ 300mm のボイドスラブで梁がないこと、柱一本当たりの軸力が大きいこと、柱の断面形状が意匠性を考慮した特殊な多角形形状であることなどであり、これらが柱軸力受替え工法を選定するうえでの重要な検討項目となった。

柱切断時の軸力受替え工法には、仮設材を用いて支持

する方法^{1),2),3)}や、柱周りにジャッキ受け用の躯体を別途設ける方法^{4),5)}等がある。本工事では図-1、図-2に示すように、改修後の免震層上梁に当たるプレストレストコンクリート補強梁（以下 PG 梁）を新設し、その両端部に位置する既存柱周りの被覆コンクリート部分を油圧ジャッキの反力部として利用する柱軸力受替え工法が採用された。本工法では、既存柱から被覆コンクリートへの柱軸力の伝達を、プレストレスによる圧着で生じる摩擦力に期待している。この工法では、将来の免震部材の交換も可能となる。

図-3に柱種類別の軸力受替え概要図を示す。各柱の最大軸力は、外柱（A,D通り2,3,4柱，1,5 通り B,C 柱）で10,000kN，中柱（B,C通り2,3,4柱）で16,000kN，隅柱（1,5 通り A,D 柱）で8,000kN の高軸力であり、かつ既存柱の断面形状は多角形断面であることから、柱軸力受替え時においては既存柱と被覆コンクリート間の摩擦力を十分に確保する必要がある。そこで、既存柱の摩擦面にはびしょん仕上げによる目粗し処理を行い、被覆コンクリート部は、同図(1)(2)に示すように直交2方向に配置した PC 鋼棒による緊張を行い、両者の一体性を高めている。なお、PG 梁はスパン全長にわたって PC 鋼棒による緊張を行うが、柱軸力受替え時の既存柱への圧着をより確実なものとするために、既存柱周りの被覆コンクリート部の緊張を先行して行き、梁中央部の緊張は軸力受替え工事終了後に行うこととした。油圧ジャッキは容量が5,000kN のものを使用し、既存柱を挟んで対面する位置に2基ずつ配置した。このジャッキ位置直下の地下1階には、厚さ700~800mmの RC 袖壁が既設されているため、ジャッキ設置部の補強は行っていない。

隅柱の軸力受替え工事は、地下躯体の外壁面に油圧ジャッキを設置する反力部がないため、図-3(3)に示すように反力基礎を新設して行った。反力基礎部の応力伝達機構は、打継ぎ部に設けたシアキーおよびアンカー筋によりせん断力を伝達させ、引張域となる上部を PC 鋼棒で緊結させることにより曲げモーメントを伝達させるとともに打ち継ぎ面の目開きの防止を図るというものである。アンカー筋は、シアキー破壊後の急激な破壊を防止することを意図したものである。

表-1 建物概要

用途	1F：駐車場，2F以上：事務室
階数	地下1階，地上10階，塔屋2階
構造	SRC造（純ラーメン架構）
基礎	べた基礎
竣工年	昭和49年

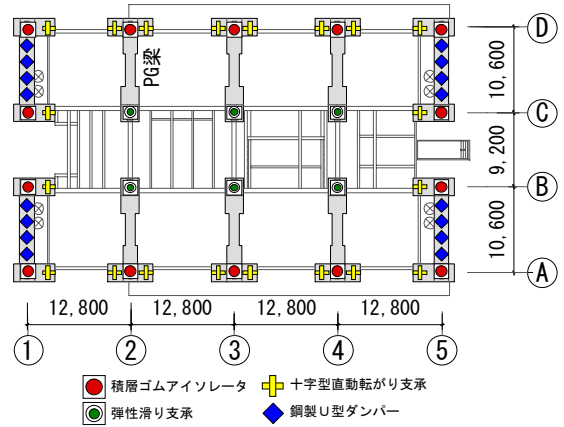


図-1 免震層平面図 (1F)

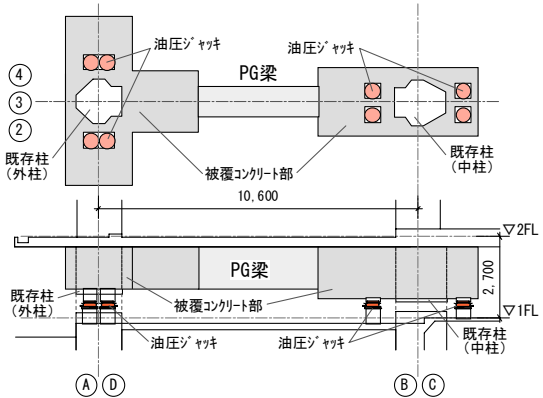


図-2 新設 PG 梁

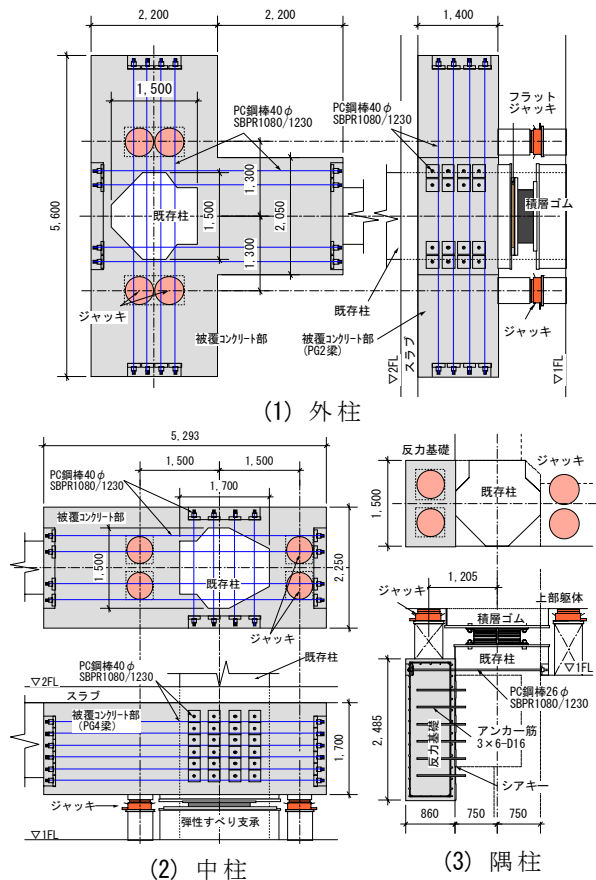


図-3 柱軸力受替え概要図

3. 柱上部反力部性能確認実験

(1) 実験計画

a) 試験体

試験体は表-2に示す 1/2 縮尺の 4 体である。表-3に実躯体と試験体の対応を示す。C2 試験体は外柱の、C3 試験体は中柱の既存柱と被覆コンクリートを対象としたものであり、形状、配筋量、プレストレス量等の諸量はいずれも実躯体に対応している。C3a 試験体は、プレストレス量の違いを検討するために、C3 試験体のプレストレス量を 1/2 とした試験体である。C3b 試験体は、既存柱形状の影響を検討するために、既存柱の断面形状を C3a 試験体の多角形断面を外接する長方形としたものである。図-4に C2, C3 および C3a の試験体図を示す。C3b 試験体は、既存柱形状が異なるのみで配筋量等は C3a 試験体と同様である。各試験体ともまず既存柱を製作し、接合面となる柱表面を電動びしゃん工具を用いて目粗し処理し、被覆コンクリート部を後打ちした。写真-1に目粗し処理の状況を示す。

被覆コンクリートの強度の発現を確認した後、2方向に配置した PC 鋼棒によりプレストレスを導入し、既存柱と被覆コンクリートとの一体化を図った。表-4に使用材料の試験結果を示す。

b) 加力および計測方法

図-5に加力方法を、写真-2に加力状況を示す。加力方法は、実施工時のジャッキに見たてた反力ブロック上に試験体を設置し、既存柱部分を鉛直荷重装置（最大荷重 24,000kN）により加力する方法である。加力ルールは、図-6に示すように柱軸力受替え時の設計荷重 N_d

(C2 : $N_d=2,500\text{kN}$, C3,C3a,C3b : $N_d=4,000\text{kN}$) まで加力した後、 N_d の 0.5 倍の荷重まで除荷し、その後最大荷重まで再載荷する方法とした。ここで、本実験では、実験装置等の能力を考慮して N_d の 4 倍、または既存柱下部の鉛直変位が 2.5mm 程度となる荷重を載荷荷重の上限の目安とした。

計測項目は、鉛直荷重、PC 鋼棒の緊張力、既存柱と被覆コンクリート部の相対変形、試験体下部の鉛直変形および PC 鋼棒と主筋のひずみである。図-4にひずみゲージ貼付位置と PC 鋼棒のロードセルの位置を示す。



写真-1 目粗し処理 (びしゃん仕上げ)

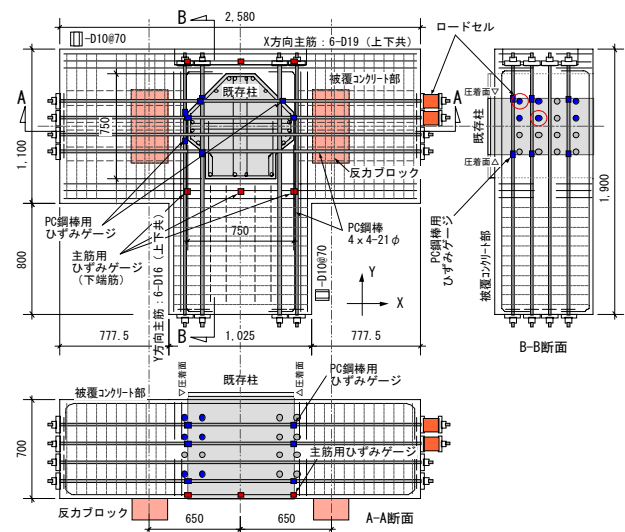
表-2 試験体一覧

試験体記号	C2	C3	C3a	C3b
対象	外柱(実仕様)	中柱(実仕様)	C3比較用	
縮尺率	1/2			
設計プレストレス力(設定値)	3,672kN	5,508kN	設計量×0.5	
既存柱形状			C3に同じ	
X方向主筋	6-D16(上下共)			
Y方向主筋	6-D19(上下共)	-		
せん断補強筋	4-D10@70			
PC鋼棒	16-21φ(XY共)	24-21φ(XY共)		

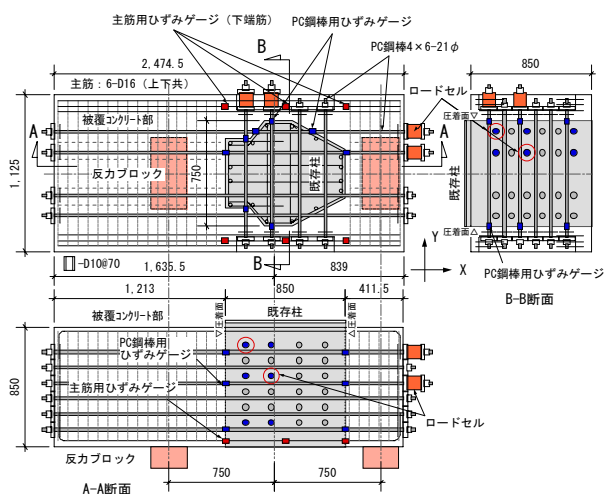
表-3 実躯体と C2,C3 試験体の対応

試験体	項目	記号	方向	単位	実躯体	試験体	比(試/実)
C2	設計荷重*	N_d	-	kN	10,000	2,500	1/4.00
	主筋の引張鉄筋比	p_t	X	%	0.27	0.26	1/1.04
	せん断補強筋比	p_w	X	%	0.36	0.37	1/0.97
	定着完了時プレストレス力	P_o	X,Y	kN/1本	1,081	270.3	1/4.00
	設計プレストレス力**	P_c	X,Y	kN/1本	919	229.7	1/4.00
C3	設計荷重*	N_d	-	kN	16,000	4,000	1/4.00
	主筋の引張鉄筋比	p_t	X	%	0.14	0.14	1/1.00
	せん断補強筋比	p_w	X	%	0.35	0.36	1/0.97
	定着完了時プレストレス力	P_o	X,Y	kN/1本	1,081	270.3	1/4.00
	設計プレストレス力**	P_c	X,Y	kN/1本	919	229.7	1/4.00

*柱軸力受替え時の荷重、**有効プレストレス力： $P_c=0.85 \times P_o$



(1) C2 試験体



(2) C3,C3a 試験体

図-4 試験体図 (C2, C3, C3a 試験体)

c) プレストレスの導入と経過

図-7に PC 鋼棒の緊張手順を示す。プレストレス力の導入は、X方向、Y方向の順序とし、長いほうの PC 鋼棒から行った。また、各方向の緊張順序は、中央部の PC 鋼棒から開始し、左回りに順次外側の PC 鋼棒を緊張することとした。

図-8に C2 試験体における各 PC 鋼棒の緊張時から加力前までのプレストレス力の推移を示す。PC 鋼棒の緊張完了後の平均プレストレス力は、X方向で260kN、Y方向で254kNであったが、その後減退し、加力前（116時間後）の平均プレストレス力はX方向で253kN、Y方向で244kNであった。プレストレス力の減退率はX方向で平均 2.6%、Y方向で平均 3.6% となり、PC 鋼棒の長さが小さいY方向の減退率の方がX方向より大きめの値となった。表-5にプレストレス力の減退率の一覧を示す。C3 試験体も C2 試験体と同様の傾向が得られている。加力実験開始前における各試験体のプレストレス力は、設計時の PC 鋼棒1本当たりの有効プレストレス力（目標値 229.7kN）に対してやや大きめの値となった。

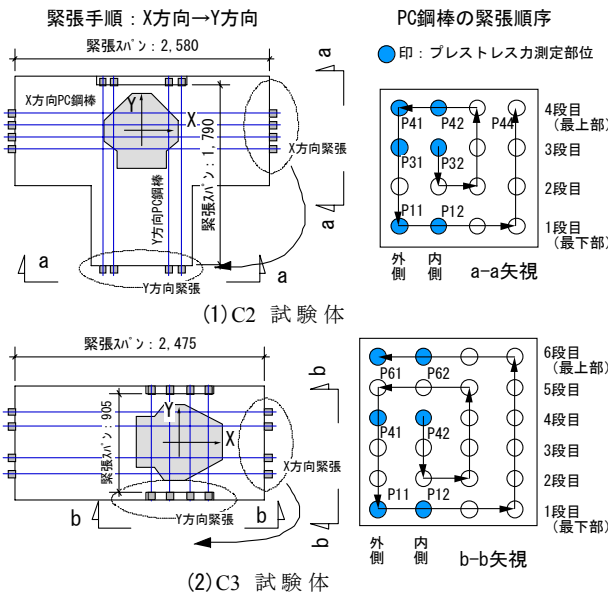


図-7 緊張手順 (C2, C3 試験体)

表-4 材料試験結果

対象	試験体	既存柱部			被覆コンクリート部		
		圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
コンクリート	C2	37.0	3.1	28,100	43.1	3.0	22,800
	C3	38.0	2.9	28,700	43.9	3.4	23,300
	C3a	38.0	-	-	43.8	-	-
	C3b	39.0	3.1	29,200	44.2	3.6	23,700
対象	径	種別	降伏応力度 N/mm ²	降伏ひずみ μ	弾性係数 N/mm ²	使用部位	
鉄筋	D19	SD345	338	1,919	176,000	主筋 (C2:X方向)	
	D16	SD345	353	1,978	179,000	主筋 (共通)	
	D10	SD295A	358	1,985	180,000	せん断補強筋 (共通)	
PC鋼棒	21φ	C種1号	1,287	6,627	205,000	緊張材 (共通)	

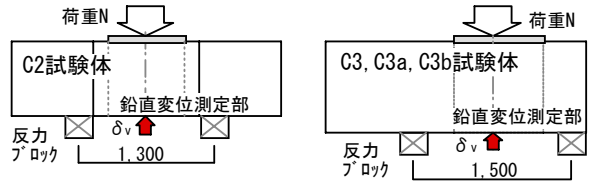


図-5 加力方法

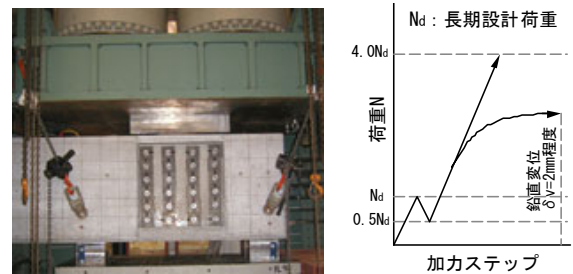


写真-2 加力状況 (C3 試験体)

図-6 加力ルール

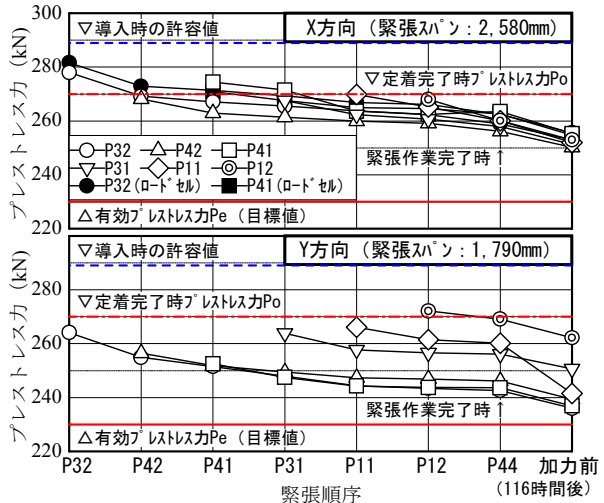


図-8 プレストレス力の推移 (C2 試験体)

表-5 プレストレス力の減退率の一覧

試験体	縮付け方向	測定位置	記号	緊張作業完了時 kN	加力前 kN	減退率 %	試験体	縮付け方向	測定位置	記号	緊張作業完了時 kN	加力前 kN	減退率 %		
C2 放置時間 116hour	EW方向 緊張スパン 2,580mm	外側	4段目 (ロードセル値)	P41	263	255	3.00	C3 放置時間 188hour	EW方向 緊張スパン 2,475mm	外側	6段目 (ロードセル値)	P61	276	271	2.03
			P41LC	262	256	2.33	P61LC				263	259	1.64		
			3段目	P31	258	251	2.52				P41	272	254	6.56	
		内側	4段目	P11	259	252	2.78			内側	1段目	P11	277	268	3.50
			4段目	P42	256	250	2.38				6段目	P62	276	262	5.00
			3段目	P32	259	253	2.36				4段目	P42	265	258	2.75
	NS方向 緊張スパン 1,790mm	外側	4段目 (ロードセル値)	P32LC	262	255	2.82		外側	6段目 (ロードセル値)	P42LC	256	249	2.50	
			1段目	P12	259	253	2.47			1段目	P12	269	252	6.51	
			平均値		260	253	2.58			平均値		269	259	3.81	
		内側	4段目	P41	244	237	2.79		内側	6段目 (ロードセル値)	P61	263	247	5.86	
			3段目	P31	254	251	1.42			P61LC	265	245	4.26		
			1段目	P11	262	242	7.65			4段目	P41	260	-	-	
内側	4段目	P42	247	239	3.04	内側	1段目	P11	264	250	5.42				
	3段目	P32	243	236	3.04		6段目	P62	242	224	7.35				
	1段目	P12	272	262	3.64		4段目	P42	258	243	6.04				
平均値		254	244	3.60	平均値		238	233	2.35						
											251	237	5.51		
											254	240	5.26		

(2) 実験結果

a) 最終ひび割れ状況

写真-3に実験結果の最終ひび割れ状況を示す。C2試験体の加力時には曲げひび割れのみ確認され、せん断ひび割れの発生は見られなかった。C3,C3a,C3b試験体は曲げひび割れとせん断ひび割れがそれぞれ発生した。C3試験体に比べて、C3a,C3b試験体では曲げひび割れが多数発生しており、プレストレス量の違いによる影響が見られる。また、C3a試験体よりも最大荷重の大きなC3,C3b試験体の斜めひび割れは、C3a試験体と比較して急角度になっている。各試験体のひび割れは除荷後には閉じ、プレストレス部材特有の性状を示した。

b) 既存柱下部の鉛直変位

図-9に荷重と鉛直変位の関係を示す。鉛直変位 δ_v は既存柱下部中央と支持点間の相対変位であり、荷重 N_d は柱軸力受替え時の設計荷重である。

C2試験体では、 $2.0N_d$ 程度の荷重で曲げひび割れが生じて剛性が低下し、その後 $4.0N_d$ の最終荷重まで直線的に荷重が上昇した。この時点での下端主筋のひずみ度は降伏ひずみの58% ($0.58 \epsilon_{sy}$)であり、その後も荷重は上昇するものと判断される。C3試験体もC2試験体と同様の傾向を示し、 $4.0N_d$ の最終荷重とほぼ同時に主筋が降伏した。除荷後の残留変形は、両試験体とも0.3mm程度で微小であり、プレストレス部材特有の性状を示した。

一方、C3a,C3b試験体は、プレストレス量がC3試験体の1/2であることから、 $1.5N_d$ 程度の荷重で曲げひび割れが生じて剛性が低下し、その後2.5mm程度の最終変位まで荷重は漸増した。最終変位に至るまでに主筋は降伏し、主筋降伏時の荷重は、C3a試験体が $3.2N_d$ 、C3b試験体が $3.6N_d$ であった。また、多角形断面柱のC3a試験体の方が長方形断面柱のC3b試験体に比べて、ひび割れ以降、同一変形量での荷重が小さくなっている。これは、多角形断面柱と長方形断面柱とでは、柱圧着面の曲げ圧縮域での有効支圧幅が異なることによるものと考えられる。

c) 圧着部でのすべり変位

図-10に荷重と既存柱圧着部におけるすべり変位の関係を示す。すべり変位 δ_s は、加力芯上の既存柱と被覆コンクリート間の相対変位であり、図には柱上部と下部のすべり変位 (δ_{su} , δ_{sd})を示している。各試験体とも柱下部のすべり変位 δ_{sd} は最終荷重までほとんど生じていない。これに対して、柱上部のすべり変位 δ_{su} は、C2試験体では顕著なせん断ひび割れが生じていないことから、最終荷重まで非常に小さいが、C3,C3a,C3b試験体ではせん断ひび割れ発生後に増大している。ただし、この

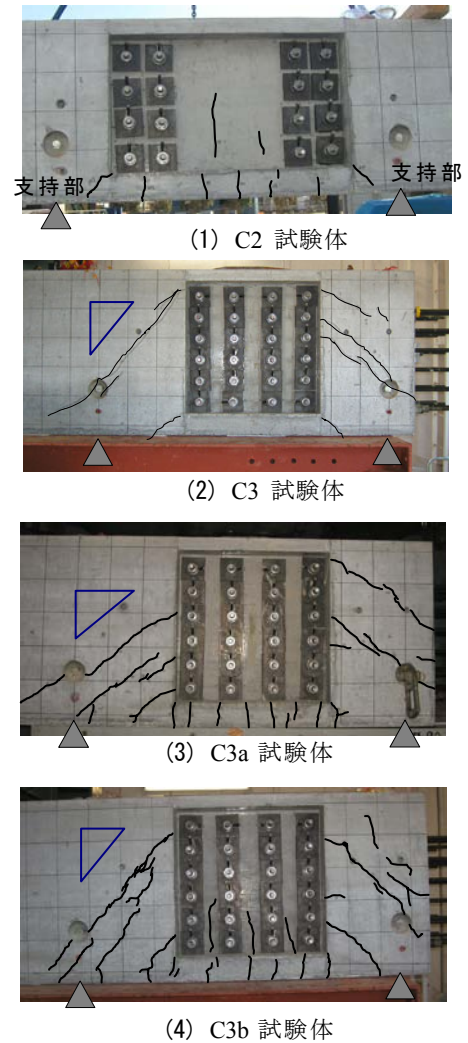


写真-3 最終ひび割れ状況

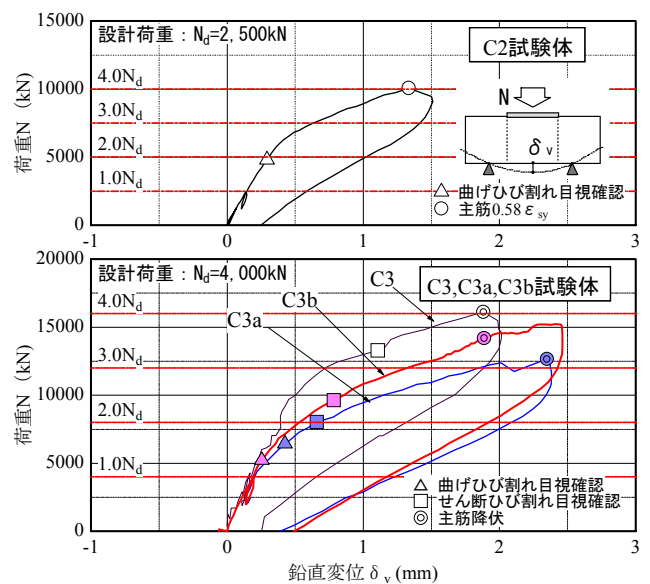


図-9 荷重-鉛直変位関係

変位は、せん断ひび割れの進展によって生じた局部的な変形であり、圧着面全体でのすべり変位とは異なるものとする。

表-6に、変位の測定結果をまとめて示す。各試験体の設計荷重時における鉛直変位およびすべり変位は0.2mm以下で非常に小さく、かつプレストレスの大小や既存柱の形状による大きな差異は見受けられない。

d) PC鋼棒のひずみ

図-11に、支持点間方向(X方向)のPC鋼棒および鉄筋のひずみ(加力開始からの増分値)分布を示す。

ひずみ増分値は、各試験体とも断面内でほぼ直線的に分布している。また、主筋降伏荷重 N_{sy} 時(C2試験体は $0.58 \epsilon_{sy}$ 時)においては、すべてのPC鋼棒に引張力が付加されている。このとき、最下段のPC鋼棒のひずみの絶対量は、降伏ひずみに対して、C2,C3試験体では $0.75 \sim 0.8$ 、C3a,C3b試験体では $0.55 \sim 0.6$ であった。

図-12に、支持点間直交方向(Y方向)のPC鋼棒のひずみと荷重の関係を示す。荷重の増加とともに上段のPC鋼棒のひずみ(▲△印)は引張方向に進展し、下段のPC鋼棒のひずみ(▼▽印)は圧縮方向に移行する傾向を示す。特に上段のPC鋼棒のひずみは、ひび割れ発生後に引張側に顕著に大きくなっている。このことより、Y方向のPC鋼棒には、ひび割れ発生後の曲げ圧縮域コンクリートのはらみ出しを拘束し、被覆コンクリート部の耐力低下を抑制する効果のあることがわかる。

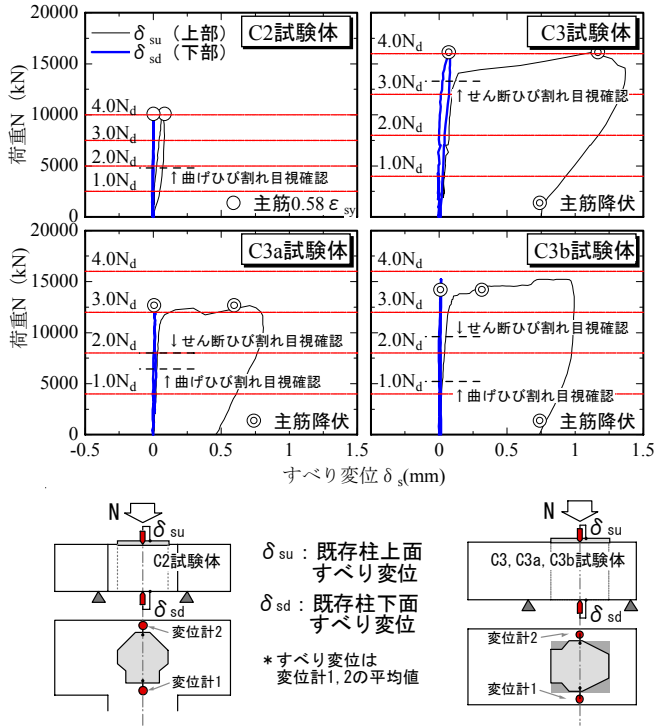


図-10 荷重-すべり変位関係

表-6 変位測定結果一覧

試験体	設計荷重 N_d 時			主筋降伏 N_{sy} 時		
	荷重 N (kN)	鉛直変位 δ_v (mm)	すべり変位 δ_{sd} (mm)	荷重 N (kN)	鉛直変位 δ_v (mm)	すべり変位 δ_{sd} (mm)
C2	2,500	0.14	0.00	10,100*	1.33	0.00
C3		0.17	0.00	16,100	1.88	0.07
C3a	4,000	0.20	0.01	12,700	2.35	0.01
C3b		0.19	0.00	14,200	1.89	0.01

*C2試験体は主筋降伏ひずみ ϵ_{sy} の58%時の荷重 N ($0.58 \epsilon_{sy}$)

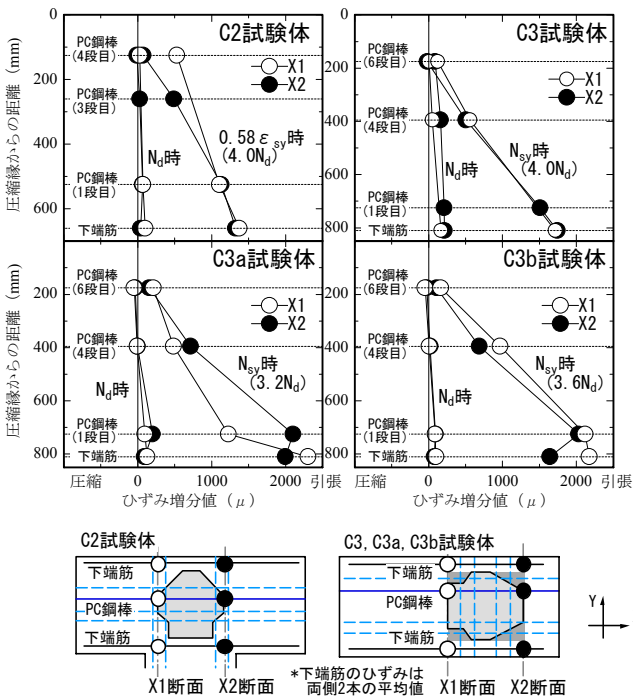


図-11 同一断面内のX方向鋼材のひずみ分布

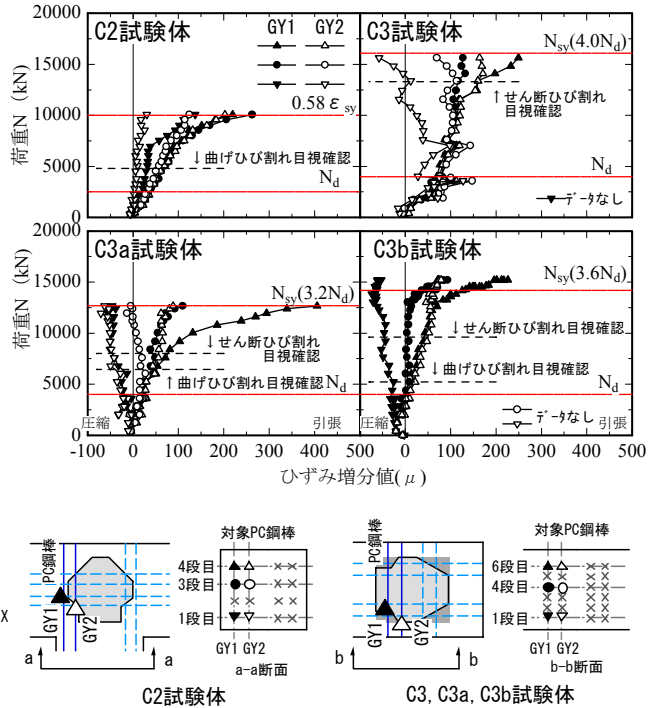


図-12 Y方向PC鋼棒のひずみと荷重の関係

(3) 各種強度の検討

表-7に各種強度の一覧を示す。同表の計算値は、表-8に示す既往の強度計算式^{6),7),8)}から求めた各試験体の部材強度を加力時の荷重に換算したものである。計算式のパラメータとなるコンクリートの圧縮・割裂強度および弾性係数は、材料試験結果による値を使用した。

図-13に各種計算強度と実験値の比較を示す。同図はC3試験体に対する計算値を実験で得られた荷重-鉛直変位関係図に示したものである。C3試験体のせん断ひび割れの目視確認値(□印)は、計算値の1.8倍となった。加力時における曲げひび割れの発生は未確認であったが、曲線の勾配が明らかに変わる荷重が10,000kN程度であることから、曲げひび割れはこの付近で発生したものと考えられる。この場合の曲げひび割れ荷重は計算値の2倍程度に相当する。主筋の曲げ降伏荷重の実験値は、計算値に対して1.4倍程度の余裕がある。圧着強度荷重の計算値は、圧着面の摩擦係数を1.0とし、式(1)~式(3)を用いて計算した。試験体の各方向における圧着応力度算定時の有効幅 W_{px} , W_{py} の設定は図-14に示す手法によった。

$$N_p = \mu(\sigma_{px} \cdot A_{cx} + \sigma_{py} \cdot A_{cy}) \quad (1)$$

$$\sigma_{px} = \frac{\sum P_{ex}}{D \cdot W_{px}} \quad (2)$$

$$\sigma_{py} = \frac{\sum P_{ey}}{D \cdot W_{py}} \quad (3)$$

ここで、 N_p : 圧着強度荷重
 μ : 圧着面の摩擦係数
 σ_{px} , σ_{py} : $\sum P_{ex}$ および $\sum P_{ey}$ による圧着応力度
 A_{cx} , A_{cy} : 既存柱のX方向およびY方向圧着面の水平投影面積
 $\sum P_{ex}$, $\sum P_{ey}$: 加力開始前のX方向およびY方向のPC鋼棒のプレストレス力(実験値)の総和
 D : 部材の全せい
 W_{px} , W_{py} : 圧着応力度算定時のX方向およびY方向有効幅

圧着強度荷重の計算値は長期設計荷重の3.6倍程度になった。本実験では圧着強度の確認はできなかったが、本試験体は設計荷重の約4倍の最大荷重に達しても圧着面でのすべり破壊は生じておらず、実際の圧着強度はこれよりもさらに高いものであると考えられる。

表-7に示した計算値に対する実験値の比率は、1.27~1.90であり、各計算式は安全側の評価となった。

表-7 各種強度一覧

種類	項目	C2	C3	C3a	C3b
曲げひび割れ強度荷重	計算値(kN)	3,757	5,170	3,376	3,733
	実験目視(kN)	4,800	-	6,400	5,200
	比(実/計)	1.28	-	1.90	1.39
せん断ひび割れ強度荷重	計算値(kN)	5,110	7,397	6,314	6,610
	実験目視(kN)	-	13,300	8,000	9,700
	比(実/計)	-	1.80	1.27	1.47
主筋曲げ降伏荷重	計算値(kN)	7,981	11,216	7,846	8,515
	実験値(kN)	-	16,100	12,700	14,200
	比(実/計)	-	1.44	1.62	1.67
圧着強度荷重(kN)	計算値(kN)	11,620	14,638	7,377	8,659
	実験値(kN)	-	-	-	-

表-8 各種部材強度の計算式

<p>・曲げひび割れモーメント</p> $M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \cdot D / 6 \quad \text{文献6 (8.5)式}$ <p>σ_B: コンクリートの圧縮強度(N/mm²), Z_e: 等価断面係数 N: 軸方向力(本検討では加力前のプレストレス力), D: 曲げ材の全せい</p>
<p>・せん断ひび割れ強度</p> $V_c = \phi \left(\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_0} \right) b \cdot D / \kappa \quad \text{文献7 (6.2.1)式}$ <p>ϕ: 耐力係数(=1), b: 梁幅, κ: 形状係数(=1.5) $\sigma_t = 0.33 \sqrt{\sigma_B}$: コンクリートの引張強度(N/mm²) (本検討では割裂強度) σ_0: 作用応力度(N/mm²) (本検討では加力前のプレストレス力による圧縮応力度)</p>
<p>・主筋曲げ降伏モーメント</p> $M = a_t \cdot \sigma_t \cdot 0.8d + \eta \cdot P(d_p - 0.2d) \quad \text{文献8 (1.1.14)式}$ <p>a_t: 引張鉄筋断面積, σ_t: 引張鉄筋応力度(本検討では降伏応力度) d: 曲げ材の鉄筋に関する有効せい $\eta \cdot P$: 有効プレストレス力(本検討では加力前のプレストレス力) d_p: 曲げ材の圧縮縁から引張側にあるPC鋼材(重心)までの距離</p>

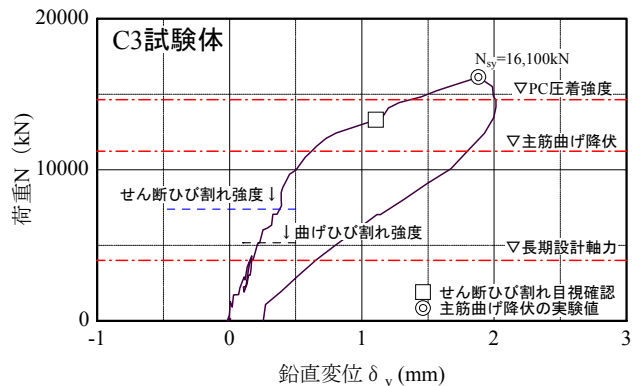


図-13 各種計算強度と実験値の比較 (C3試験体)

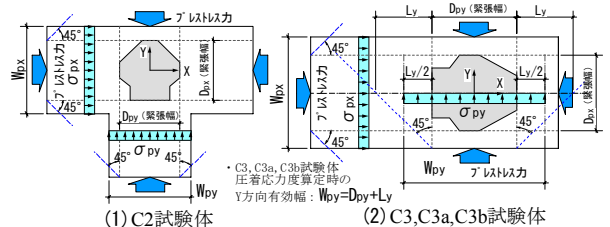


図-14 圧着応力度算定時の有効幅の設定

(4) まとめ

本実験結果より以下の所見を得た。

- ① 実仕様を模擬したC2,C3試験体は、設計荷重の2倍程度までひび割れのない無損傷の状態を示しており、本荷重受替工法の安全性が確認された。
- ② ジャッキ反力部の被覆コンクリート部は、設計荷重

の4倍の荷重に対しても圧着面でのすべり破壊は生じなかった。

- ③支持点間直行方向 (Y方向) の PC 鋼棒は、下段ではひずみの変化が少ないこと、上段では引張ひずみが増加して曲げ圧縮域のコンクリートを拘束することが確認された。
- ④多角形断面柱と長方形断面柱の試験体では、ひび割れ発生まではほぼ同様の性状を示したが、その後の剛性および最大荷重は前者が後者を下回った。
- ⑤既往の強度計算式から求めた部材強度荷重は、実験値を安全側に評価した。

4. 隅柱基礎反力部性能確認実験

(1) 実験計画

a) 試験体

図-15に試験体のモデル化図を示す。試験体の形状は、既存躯体を見たてた柱の左右に後打ちの反力基礎を配置する対称形とした。試験体の種類は表-9に示す 1/5縮尺の3体である。C1試験体は実施工を模擬した標準試験体である。C1a試験体はPC鋼棒のプレストレスをほとんど与えず、打ち継ぎ部の目開き状態を確認する試験体である。C1b試験体はあと施工アンカー筋の有無による終局状態の相違を確認する試験体である。なお、シアキーは縮尺率に合わせて形状を設定した。表-10に実躯体と試験体の対応を示す。

図-16にC1,C1aの試験体図を示す。C1b試験体は打ち継ぎ面のアンカー筋がないだけで、配筋状態やPC鋼棒の本数およびシアキーの形状等は、C1,C1a試験体と同じである。各試験体ともまず打ち継ぎ面にシアキーやあと施工アンカーを施した既存躯体部分を製作し、反力基礎の後打ちを行った。反力基礎のコンクリートの強度発現を確認した後、左右の反力基礎の上部を貫通するPC鋼棒に、表-9に示すプレストレスの導入を行った。C1a試験体のプレストレス導入量はC1試験体の0.1倍程度を目安とした。表-11に使用材料の試験結果を示す。

b) 加力および計測方法

図-15に加力方法を、写真-4に加力状況を示す。実施工時のジャッキを見たてた反力ブロックを左右の反力基礎A,B上に設置し、鉛直荷重装置(最大荷重3,000kN)により加力した。加力ルールは柱軸力受替え時の設計荷重 N_d ($8,000\text{kN} \times 1/2 \times 1/5^2 = 160\text{kN}$) まで加力した後、 N_d の0.5倍の荷重まで除荷し、その後最大荷重まで再荷重する方法とした。

図-16にひずみゲージ貼付位置を、図-17に変位計の設置位置を示す。計測項目は、鉛直荷重、PC鋼棒の緊

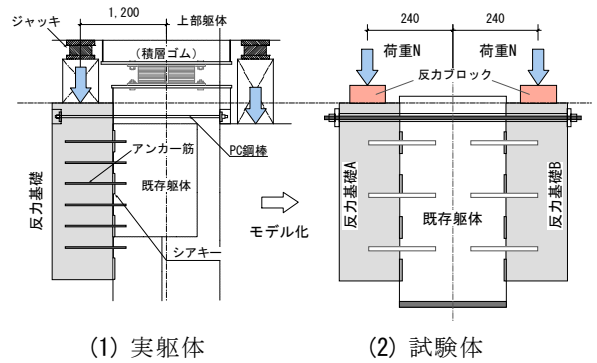


図-15 試験体のモデル化図と加力方法

表-9 試験体一覧

試験体記号	C1	C1a	C1b
対象	隅柱 (実仕様)	C1比較用	
縮尺率	1/5		
設計プレストレス (設定値)	設計量	設計量×0.1	設計量
PC鋼棒	40kN	4kN	40kN
アンカー筋	3-9.2φ		なし
シアキー	幅300mm、深さ6mm、総長さ240mm		

表-10 実躯体と C1 試験体の対応

試験体	項目	記号	単位	実躯体	試験体	比 (試/実)
C1	設計荷重	N_d	kN	4,000*	160	1/25.00
	シアキー幅	w_i	mm	1,500	300	1/5.00
	シアキー高さ(深さ)	x_i	mm	30	6	1/5.00
	シアキー長さ	a_i	mm	1,200	240	1/5.00
	シアキー総数	n	-	4	4	1/1.00
	アンカー筋総断面積	$\sum a_i$	mm ²	3,582	639	1/5.61
	設計プレストレス	P_e	kN/1本	333	13.3	1/25.00

*柱軸力受替え時の反力基礎の負担荷重 (8,000kN×1/2)

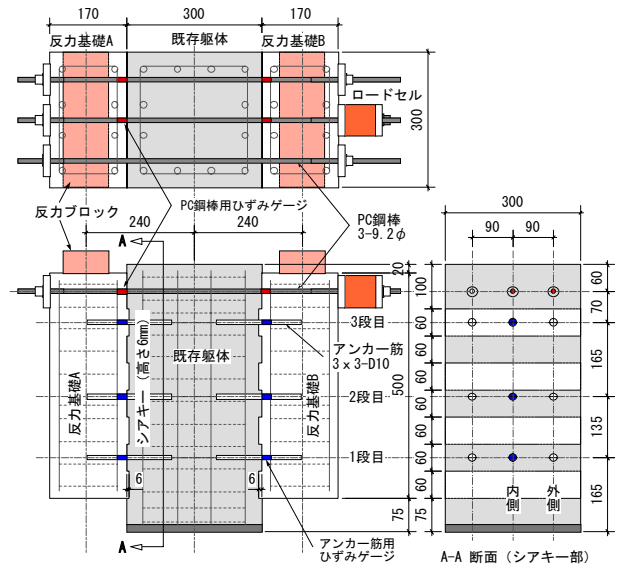
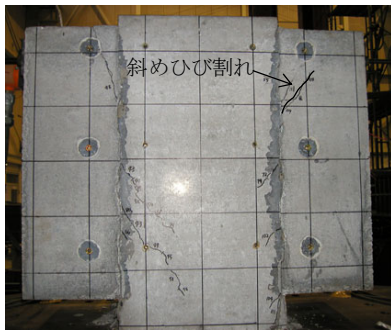


図-16 試験体図 (C1, C1a 試験体)

表-11 材料試験結果

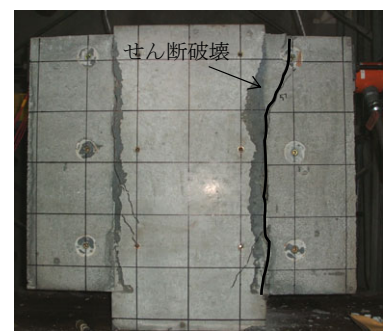
対象	試験体	既存柱部			反力基礎部		
		圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
コンクリート	C1	39.2	-	29,200	45.3	-	-
	C1a	38.3	3.2	28,300	47.6	3.3	23,600
	C1b	38.0	2.9	28,700	43.9	3.4	23,300
対象	径	種別	降伏応力度 N/mm ²	降伏ひずみ μ	弾性係数 N/mm ²	使用部位	
アンカー筋	D10	SD295A	341	2,199	190,000	(C1,C1aのみ)	
PC鋼棒	9.2φ	C種1号	1,315	7,033	208,000	緊張材 (共通)	



(1) C1 試験体



(2) C1a 試験体



(3) C1b 試験体

写真-5 最終ひび割れ状況

張力，打ち継ぎ面の鉛直すべり変位（DV-1～6）と目開き変位（DH-1～6）および PC 鋼棒とアンカー筋のひずみである。

(2) 実験結果

すべての試験体の最終破壊は右側の反力基礎 B の打ち継ぎ面に生じた。したがって，以下では反力基礎 B の計測結果について示す。

a) 最終ひび割れ状況と破壊状況

最終ひび割れ状況を写真-5に示す。各試験体とも基礎上部に斜めひび割れが生じ，シアキーのせん断破壊に至った。C1a 試験体はプレストレス量が小さいため，打ち継ぎ面の上下にわたって目開きが進行した。C1b 試験体はアンカー筋がないため，シアキーの破壊と同時に脆性的なせん断破壊が生じた。

b) 打ち継ぎ面の鉛直すべり変位

各試験体の荷重-鉛直すべり関係の比較を図-18に示す。すべり変位は上部の打ち継ぎ面の値（DV-1）である。各試験体の最大荷重はほぼ同じであるが，すべり出し荷重と破壊性状に違いが見られた。C1 試験体のひび割れは，約 $1.3N_d$ ，C1a,C1b 試験体は約 $1.8N_d$ で目視により確認した。すべり出し荷重の大きさは C1（約 $2.5N_d$ ）,C1b（約 $2.0N_d$ ）,C1a（約 $1.0N_d$ ）の順序となり，プレストレス力が設計量相当で打ち継ぎ面にアンカー筋のある C1 試験体が最も大きく，プレストレス力が設計量 $\times 0.1$ 相当である C1a 試験体が最も小さくなった。C1,C1a試験体に使用したアンカー筋は，耐力向上にはほとんど寄与しないが，シアキー破壊後の急激な荷重低下の防止に対して有効であった。シアキー破壊後も $2.5 \sim 3.0N_d$ 程度の荷重を保持した。

c) 打ち継ぎ面の目開き変位

各試験体の荷重-目開き関係の比較を図-19に示す。目開き変位は，既存躯体と反力基礎間の上部打ち継ぎ面に生じた水平相対変位（DH-1）である。目開き荷重の大きさは，C1b（約 $2.0N_d$ ）,C1（約 $1.2N_d$ ）,C1a（約



写真-4 加力状況

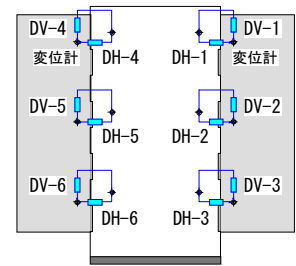


図-17 変位計配置図

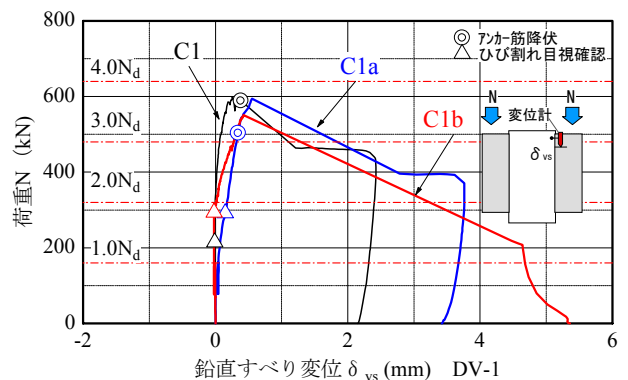


図-18 荷重-鉛直すべり変位関係

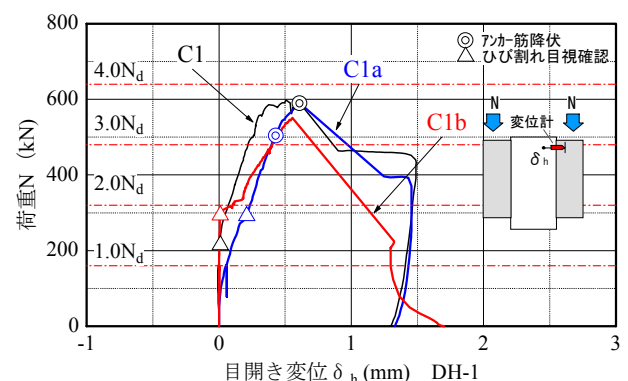


図-19 荷重-目開き変位関係

$0.7N_d$) の順序となり，プレストレス力が小さい C1a 試験体の目開きが最も低い荷重で生じた。C1b 試験体はアンカー筋が未使用であるため，ひび割れ発生後の目開き変位の増加の割合が大きくなった。最大荷重時の目開き変位は，各試験体とも $0.6 \sim 0.7\text{mm}$ 程度であった。

d) PC鋼棒のひずみ

各試験体の PC 鋼棒のひずみ（加力開始からの増分値）と荷重の関係を図-20 に示す。各試験体とも荷重の増加に伴って PC 鋼棒のひずみも増加しており、すべり変位や目開き変位の抑制に PC 鋼棒が寄与していることがわかる。その傾向はひび割れ発生後に顕著である。

C1 と C1b 試験体のプレストレスは設計量相当で同一であるが、ひび割れ発生後は C1b のひずみ増加量が大きくなり、プレストレスが小さい C1a とほぼ同じになった。C1b はアンカー筋がないため、ひび割れ発生後の PC 鋼棒の応力負担が大きくなったためと考えられる。

表-12 に変位測定結果の一覧を示す。設計荷重時における各試験体のすべり変位や目開き変位はほとんど零に等しいが、プレストレスが小さい C1a 試験体にわずかな変位が生じた。最大荷重時においても C1a の変位量が他の試験体をやや上回った。

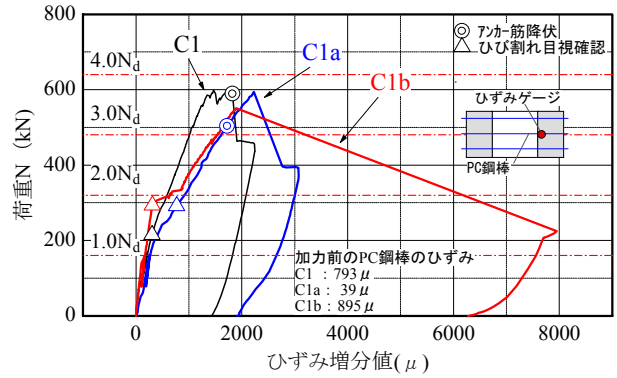


図-20 PC 鋼棒のひずみと荷重の関係

表-12 変位測定結果一覧

試験体	設計荷重 N_d 時			最大荷重 N_{max} 時		
	荷重 N(kN)	すべり変位 δ_{vs} (mm)	目開き変位 δ_h (mm)	荷重 N(kN)	すべり変位 δ_{vs} (mm)	目開き変位 δ_h (mm)
C1	159	0.00	0.02	598	0.26	0.62
C1a	162	0.04	0.06	594	0.55	0.68
C1b	159	0.00	0.00	551	0.42	0.62

表-13 各種強度一覧

種類	項目	C1	C1a	C1b
シアキーの支圧強度荷重	計算値(kN)	282	276	274
	実験最大値(kN)	598	594	551
	比(実/計)	2.12	2.15	2.01
シアキーのせん断強度荷重	計算値(kN)	225	223	222
	実験最大値(kN)	598	594	551
	比(実/計)	2.65	2.67	2.48
アンカー筋のせん断強度荷重	計算値(kN)	448	436	-
	実験値(kN)	463	394	-
	比(実/計)	1.03	0.90	-

(3) 各種強度の検討

表-13 に各種強度の一覧を示す。同表の計算値は、表-14 に示す既往の強度計算式^{9),10)}から求めた各試験体の部材強度を加力時の荷重に換算したものである。計算式のパラメータとなるコンクリートの圧縮強度および弾性係数は、材料試験結果による値を使用した。

図-21 に各種計算強度と実験値の比較を示す。同図は C1 試験体に対する計算値を実験で得られた荷重-鉛直すべり変位関係図に示したものである。C1 試験体のシアキー破壊時の最大荷重は、シアキーの支圧強度荷重の計算値に対して 2 倍程度、せん断強度荷重の計算値に対しては 2.5 倍程度の余裕があり、計算式は安全側の評価となった。アンカー筋のせん断強度荷重の計算値は、PC 鋼棒の断面積も考慮したものであり、計算値はシアキー破壊後のアンカー筋のせん断抵抗荷重とほぼ一致した。

表-13 に示した計算値に対する実験値の比率は、0.90 ~ 2.67 であり、各計算式はほぼ安全側の評価となった。

表-14 各種部材強度の計算式

・シアキーの支圧強度

$$Q_{sk1} = \alpha \cdot \sigma_B \sum_{i=1}^n w_i \cdot X_i \quad \text{文献9 解式(3)(4)}$$

α : 支圧耐力係数(=1), w_i : シアキーの接触面積
 X_i : シアキーの高さ(深さ), σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

・シアキーのせん断強度

$$Q_{sk2} = 0.5 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot \sum_{i=1}^n a_i \cdot w_i \quad \text{文献9 解式(5)(6)}$$

a_i : シアキーの付け根部長さ

・頭付きアンカーボルトのせん断耐力

$$q_a = \phi_{s1} \left(0.5 \cdot a \cdot \sqrt{F_C \cdot E_C} \right) \quad \text{文献10 (4)式}$$

ϕ_{s1} : 低減係数(=1.0), a : アンカーボルトの軸断面積
 F_C : コンクリートの設計基準強度(kgf/cm²) (本検討では σ_B)
 E_C : コンクリートのヤング係数(kgf/cm²)

(4) まとめ

本実験結果より、以下の所見を得た。

- ①実仕様を模擬した C1 試験体の載荷実験の結果、シアキーの破壊強度の実験値は、設計式による計算値の約 2 ~ 2.5 倍となり、本設計が終局耐力に対する十分な安全性を有していることが確認された。
- ②アンカー筋を配置することにより、シアキー破壊後の急激な破壊を防止することができることが明らかとなった。

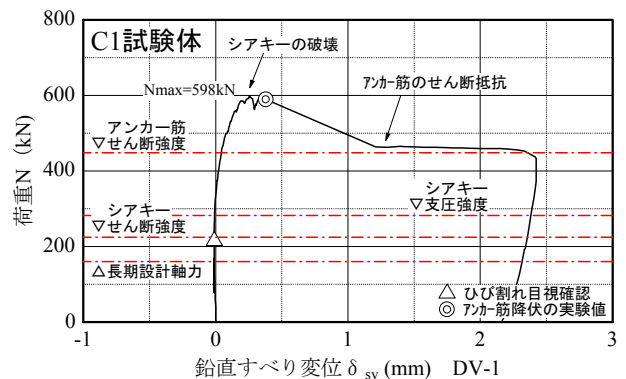


図-21 各種計算強度と実験値の比較 (C1 試験体)

5. むすび

実施工で採用する柱軸力受替え工法における油圧ジャッキ反力部の圧着性能を検証することを目的とし、「柱上部反力部性能確認実験」および「隅柱基礎反力部性能確認実験」を実施した。その結果、本柱軸力受替え工法の有効性を確認した。

謝辞：本実験の実施に当たっては、本改修工事の設計者である（株）日建設計構造設計室の小野潤一郎主管ならびに木村征也氏から多大なるご指導を賜りました。実験計画に関しては、筑波大学名誉教授園部泰寿博士に貴重なご助言を賜りました。また、本研究の遂行に当たり、当社構造設計部、免制震技術部、静岡支店建築部の関係各位にご協力をいただきました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 河井ほか：免震レトロフィット技術に関する研究，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅱ， pp.619-620， 1997.9
- 2) 東ほか：複合型免震レトロフィット構法の開発，その6 柱へ積層ゴム支承を設置する工事の管理，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.425-426， 2000.9
- 3) 有居ほか：中間階免震改修工法の柱軸力受け替え工法の開発，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.781-782， 2001.9
- 4) 増田ほか：免震レトロフィット工事における仮受け工法に関する実験的研究，その1 工法の概要と実験計画，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.681-682， 2004.8
- 5) 鶴谷ほか：免震レトロフィット工事における仮受け工法に関する実験的研究，その2 実験計画と考察，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ， pp.683-684， 2004.8
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， p.54， 1999
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説， p.140， 1999
- 8) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種PC）構造設計・施工指針・同解説， p.109， 1999
- 9) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート造構造設計指針（案）・同解説（2002）， p.65， 2002
- 10) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説， p.192， 1986

柱梁接合部内に機械式継手を用いた RC 造架構の加力実験

Loading Tests of RC Frames arranged Mechanical Splices within Beam-Column Joint

新上 浩 HIROSHI SHINJO

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

建築技術部 平野 秀和 HIDEKAZU HIRANO

構造設計部 貫洞 覚 SATORU KANDO

柱梁接合部内で機械式継手を用いて梁主筋を接合する十字形試験体の水平加力実験を実施し、梁主筋を通し配筋とする在来工法の試験体との構造性能を比較した。その結果、本工法は想定している変形領域においては在来工法とほぼ同等の構造性能を有し、大変形領域においては機械式継手の形状によって構造性能が異なることが確認された。

キーワード：柱梁接合部，プレキャスト，機械式継手，付着

The structural performance of RC frames in which beam reinforcing bars were connected by mechanical splices within the beam-column joint, was compared by a series of loading tests to conventional frames which use continuous re-bars in the joint. Through these tests it was confirmed that the performance of mechanical splices was almost equal to the conventional method in the designed range of the deformation, and depended on the shape of the mechanical splice in the range of large deformation.

Key Words: Beam-Column Joint, Precast, Mechanical Splice, Bond

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物では、高い品質を確保し、施工の省力化・短工期化を図るために、柱・梁部材のプレキャスト（以下、PCa）化による施工が積極的に進められている。昨今の建設現場では、様々なPCa工法の中でPCa化率の高い工法として、柱梁接合部内で機械式継手を用いて梁主筋を接合し、柱梁接合部のコンクリートを現場打設する工法が多く採用されている。

この工法に用いる機械式継手としては、既存の種々の継手が考えられるが、設計、施工上、以下のような問題点が指摘されている。まず、ねじ式カプラー継手の場合には、継手形状が比較的小さいために、梁主筋の付着性状への影響は小さいと考えられるものの、PCa部材の製作に高い精度が要求される。また、下端筋のカプラー継手の締付け作業にスペースが必要となるため、柱のフルPCa化が困難であり、梁受けの支保工の設置、柱頭の型枠工事が不可欠になる。他方、これらの問題が解決される継手方式であるねじピッチ合わせが不要なねじ式カプ

ラー継手、あるいはモルタル充填式のスリーブ継手の場合には、継手形状が比較的大きいため設計上の問題点が生じている。すなわち、継手部の付着性状が明らかではないことから、継手部の付着力を見込まないとした場合には、主筋の付着長さの確保が困難になり、このような継手の使用部位が大きく制限されるという問題である。しかしながら、継手部では、接合される鉄筋に比べ外径が大きいことによる継手端部の支圧力、また表面積が大きく、継手表面には微細な凹凸があることによる付着力が期待でき、これらの抵抗要素が見かけの付着力として存在すると思われる。

そこで本報では、柱梁接合部内にこれらの機械式継手を用いたRC造架構の構造性能を検証することを目的として実施した十字形架構の構造性能実験について報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体

表-1に各試験体の諸元を、図-1に試験体形状（No.2試

表-1 各試験体の諸元

		No.1	No.2	No.3	No.4
柱	断面 Bc×Dc (mm)	450×450			
	Fc (N/mm ²)	54			
	主筋	12-D19 (SD490)			
	帯筋	4-UHD6@50 (SHD685)			
接合部	帯筋	3×4-UHD6 (SHD685)		2×4-UHD10 (SHD685)	
	主筋接合方法*	通し配筋	C継手	S継手	C継手
	継手外径×長さ (mm)	---	29×180	49×285	29×180
	継手長/接合部せい	---	0.40	0.63	0.40
梁	断面 b×D _b (mm)	326×370			
	Fc (N/mm ²)	54			
	主筋	上端筋	4-D19 (SD490)	4-D19+4-D19 (SD685)	
		下端筋	4-D19 (SD490)	4-D19+4-D19 (SD685)	
肋筋	4-UHD6@75 (SHD685)		4-UHD10@50 (SHD685)		
想定破壊形式	梁曲げ降伏先行型			柱梁接合部せん断破壊先行型	

※C継手 : ねじピッチ合わせが不要なカプラー継手
S継手 : グラウト充填式スリーブ継手

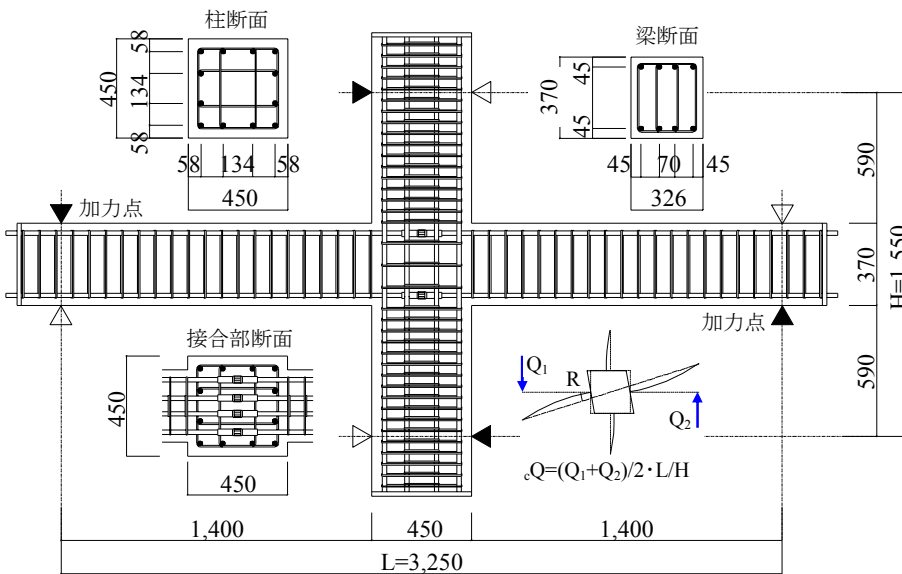


図-1 試験体形状 (No.2)

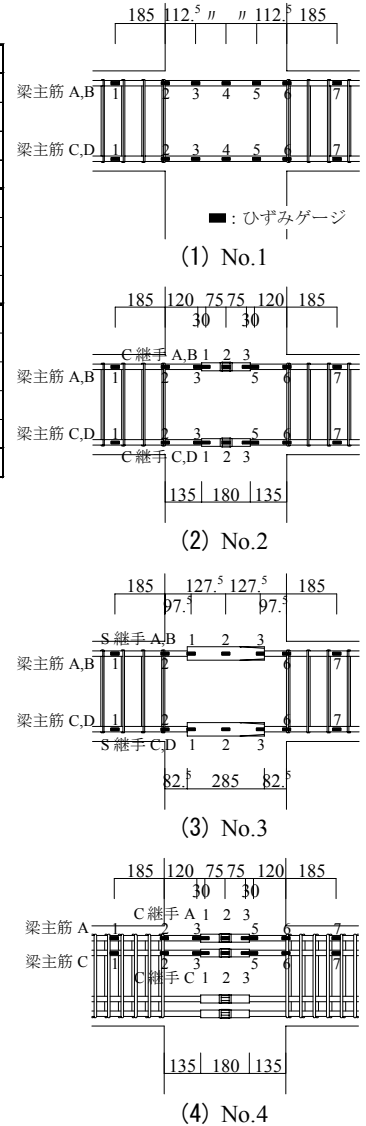


図-2 柱梁接合部内の配筋状況とひずみの計測位置

験体) を、図-2に各試験体の柱梁接合部内梁主筋の配筋状況とひずみの計測位置を示す。

試験体は、縮尺率約 1/2 の同形状の十字形架構 4 体からなり、No.1は、梁主筋を通し配筋とした試験体、No.2～4は、柱梁接合部内に機械式継手を用いて梁主筋を接合した試験体である。

使用した機械式継手は、No.2、No.4はねじピッチ合わせが不要なカプラーにグラウト材を注入する方式の継手(以下、C継手)、No.3はスリーブと鉄筋の隙間にグラウト材を充填する方式の継手(以下、S継手)である。鉄筋径に対する継手外径の比は、前者は1.53、後者は2.58であり、柱のせいに対する継手長さの比は、前者は0.40、後者は0.63である。

各試験体の破壊モードは、RC 規準の梁の曲げ耐力¹⁾および靱性保証型指針の柱梁接合部のせん断耐力²⁾の計算値を基に、No.1～3は梁曲げ降伏先行型、No.4はコン

表-2 使用材料の試験結果

鉄筋径・種別	降伏点強度 σ_y [N/mm ²]	引張強度 σ_t [N/mm ²]	ヤング係数 E_s [N/mm ²]	降伏ひずみ ϵ_y [×10 ⁻⁶]	使用部位
D19 (SD490)	530	701	2.01×10 ⁵	2729	柱主筋(No.1~4) 梁主筋(No.1~3)
D19 (SD685)	715	901	1.96×10 ⁵	3917	梁主筋(No.4)
UHD6 (SHD685)	696*	924	1.93×10 ⁵	5646*	柱帯筋, 梁肋筋, 柱梁接合部帯筋(No.1~3)
UHD10 (SHD685)	784	969	2.15×10 ⁵	3782	柱帯筋, 梁肋筋, 柱梁接合部帯筋(No.4)
Fc54	No.1	61.4	3.57	0.198	3.52
	No.2	61.7	3.61	0.215	4.19
	No.3	62.6	3.60	0.209	3.88
	No.4	37.1	2.78	0.173	2.84

※ 0.2%オフセット時

クリート強度、梁主筋強度および本数を調整し、柱梁接合部せん断破壊先行型となるように計画した。

試験体の製作は、あらかじめ各機械式継手によって接合した梁主筋を配筋し、柱と梁のコンクリートを一体で打設した。表-2に使用材料の試験結果を示す。

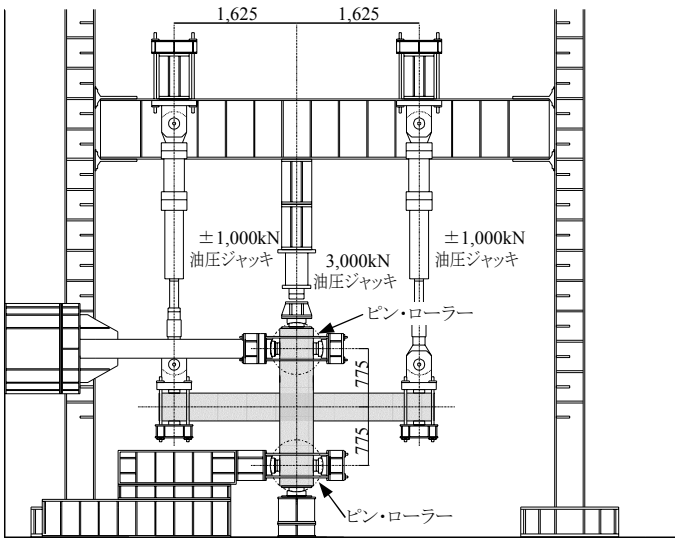


図-3 加力装置図

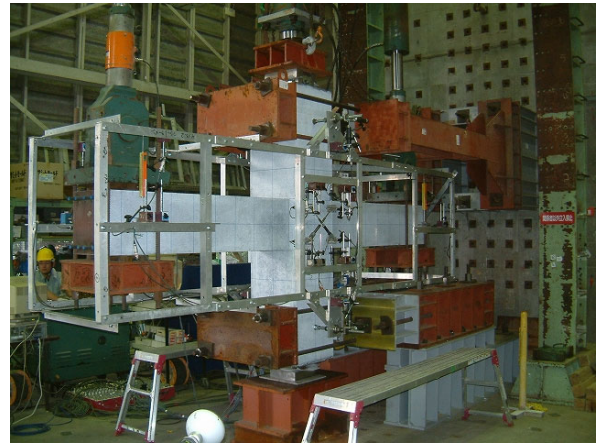


写真-1 加力状況

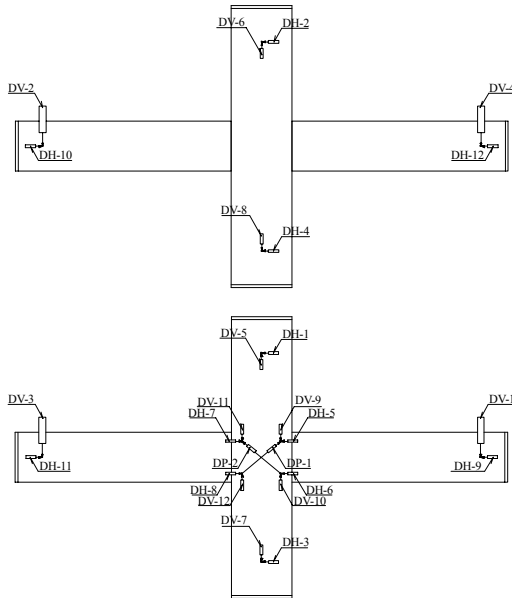


図-4 変位の計測位置

(2) 加力方法

図-3に加力装置図を、写真-1に加力状況を示す。

加力は、試験体の上下柱の反曲点位置をピン・ローラー一支持とし、柱上部の油圧ジャッキ（圧縮型：最大荷重3,000kN，ストローク200mm）により長期軸力相当の一定軸力（ $N = 0.2 \sigma_B \cdot Bc \cdot Dc$ ）を作用させるとともに、逆対称変形状態となるように、左右の両梁端部に設置した油圧ジャッキ（両動型：最大荷重±1,000kN，ストローク600mm）により、上下方向に正負交番漸増繰返し加力する方法とした。

各試験体の加力履歴は以下のとおりである。No.1は変形角 $R = \pm 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20$ rad を各1サイクルとし、No.2～4は変形角 $R = \pm 1/400$ rad で1サイクル加力後、 $R = \pm 1/200, 1/100, 1/67, 1/50$ rad までは各

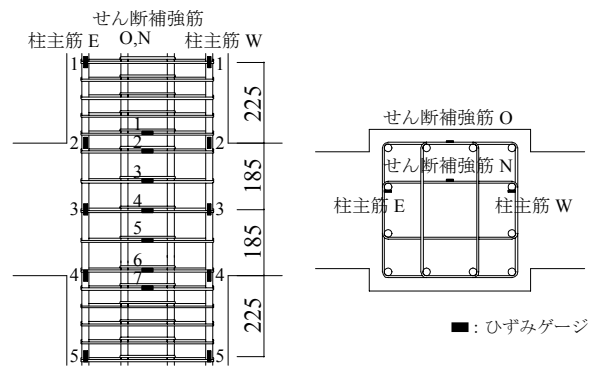


図-5 ひずみの計測位置

2サイクル，以降 $R = \pm 1/33, 1/25, 1/20$ rad は各1サイクルを基本とした。

(3) 計測方法

図-4に変位の計測位置を、図-5に各試験体共通のひずみの計測位置を示す。変位の計測にはひずみゲージ式変位計を用い、梁端加力位置，柱上下のピン・ローラー位置，柱梁接合部の4隅の水平・鉛直変位と，柱梁接合部の対角方向の変位を計測した。ひずみの計測は，柱主筋および柱のせん断補強筋については図-5に示す位置，柱梁接合部内の梁主筋については図-2に示す位置に貼付したひずみゲージによって行った。

3. 実験結果および考察

(1) 破壊状況および荷重－変形曲線

図-6に柱のせん断力 Q と変形角 R との関係を示す。各試験体とも $R = 1/400$ rad までに梁に曲げひび割れが発生した。梁の曲げ降伏先行型のNo.1～3は，梁主筋が降伏するおよそ $R = 1/125$ rad までは同様な履歴形状を示した。降伏時荷重は，梁の曲げ耐力の計算値¹⁾ (267kN) とほぼ一致している。

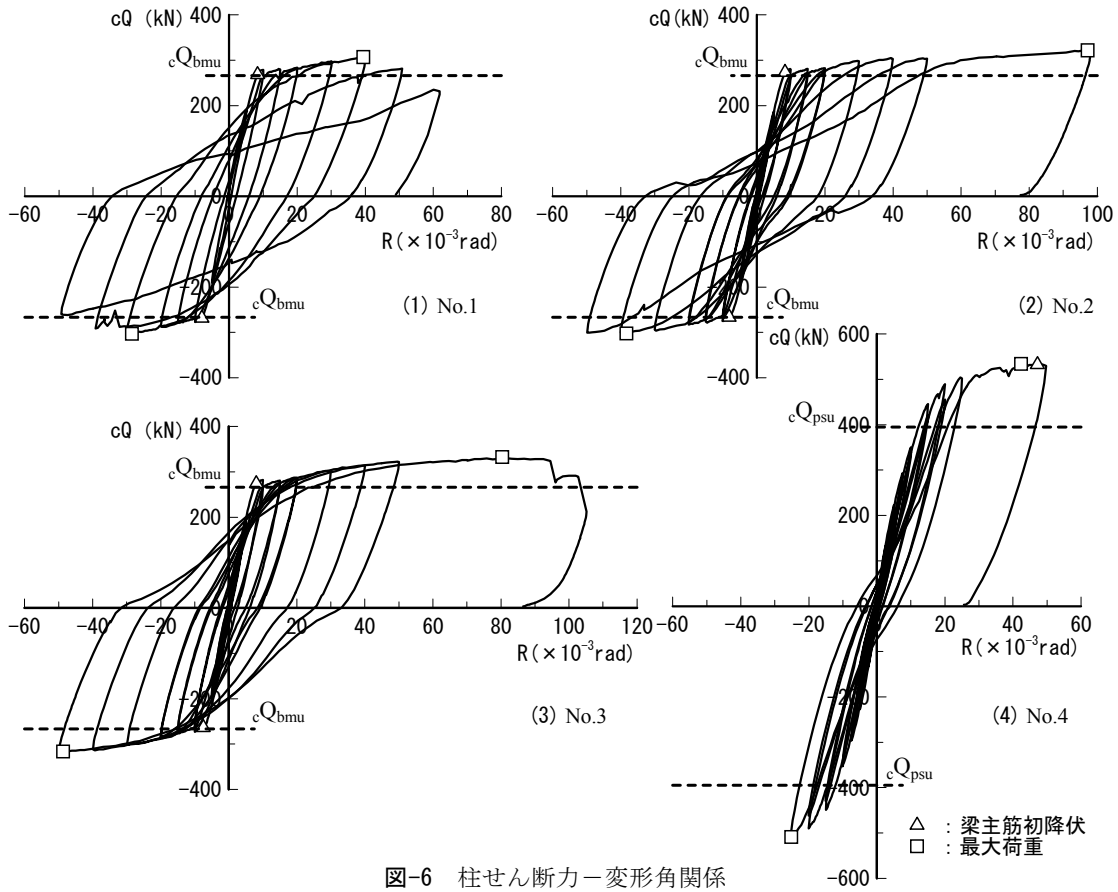


図-6 柱せん断力-変形角関係

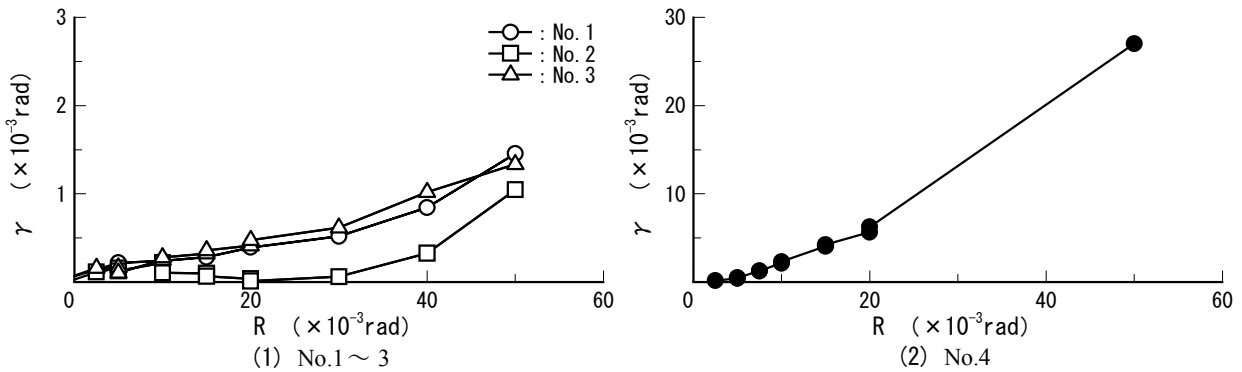


図-7 柱梁接合部せん断変形角の推移

梁主筋降伏後の履歴形状についてみると、継手を用いていないNo.1は、 $R=1/25$ radで最大荷重（307kN）に達し、それ以降の加力で緩やかな荷重低下を起したが、紡錘型の履歴形状を示した。C継手（継手長/柱せい=0.40）を用いたNo.2は、 $R=1/50$ radまではNo.1とほぼ同じ性状を示したものの、 $R=+1/33$ radの除荷時において逆S字状の履歴形状を示し、 $R=1/20$ radで顕著となった。しかし荷重（322kN）は最終変形 $R=1/10$ radまで低下しなかった。S継手（継手長/柱せい=0.63）を用いたNo.3は、大変形領域においても紡錘形の履歴性状を示し、 $R=1/12$ radで最大荷重（332kN）に至った。

接合部せん断破壊先行型のNo.4は接合部のせん断耐力

の計算値²⁾（395kN）を上回った後、 $R=1/50$ rad以降の加力において接合部せん断ひび割れが拡大した。それとともに、荷重の上昇が小さくなり、 $R=1/25$ radで最大荷重（534kN）に達し、直後に梁主筋が降伏して $R=1/20$ radで加力を終了した。

図-7に柱梁接合部せん断変形角 γ の推移を示す。梁の曲げ降伏先行型のNo.1~3は、変形角 R の大部分を梁の変形が占めるため、柱梁接合部でのせん断変形は非常に小さい。3体とも梁主筋の降伏までは、ほぼ同じ傾向を示したが、No.2は主筋降伏後の $R=1/100$ rad以降に γ が一度小さくなり、 $R=1/50$ rad以降に再び大きくなった。

柱梁接合部のせん断破壊先行型のNo.4は、 R の増加と

ともに γ が増加し、 $R=1/20\text{rad}$ 時において $\gamma = 1/42\text{rad}$ と非常に大きくなっており、 $R=1/22\text{rad}$ 時に梁主筋の降伏はみられるものの、破壊形式としては柱梁接合部のせん断破壊とみなされる。

(2) 耐力の実験値と計算値

表-3に柱荷重に換算した耐力の実験値と計算値との対応を示す。No.1～3の最大荷重 cQ_{max} は、梁の曲げ耐力の計算値 $cQ_{\text{bmu}}^{(1)}$ に対する比率で1.15～1.25であり、よい対応を示している。また、No.4の cQ_{max} は、柱梁接合部のせん断耐力の計算値 $cQ_{\text{psu}}^{(2)}$ の1.35倍となった。

(3) 等価粘性減衰定数

図-8にNo.1～3の等価粘性減衰定数 h_{eq} を示す。同図には、復元力特性モデルにおける除荷時剛性を、降伏時剛性の $1/\sqrt{\mu}$ とした時の定常ループにおける h_{eq} である式(1)の関係も併せて記した。式(1)は、建設省告示第1457号の $m h_{\text{ei}}$ 式を0.8で除した関係に相当する。

$$h_{\text{eq}} = \frac{I}{\pi} \left(I - \frac{I}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (1)$$

ここに、

μ : 梁主筋の降伏時変形角を基点とした塑性率

No.1とNo.3の h_{eq} は、各変形角でほぼ同程度の値である。No.2の h_{eq} は、 $R=1/50\text{rad}$ まではNo.1とNo.3とほぼ同程度で、それ以降の変形角では小さい。これは、柱梁接合部の梁主筋の付着劣化による逆S字状の履歴形状の発生状況と対応している。ただし、大変形時においても式(1)の関係を上回っている。

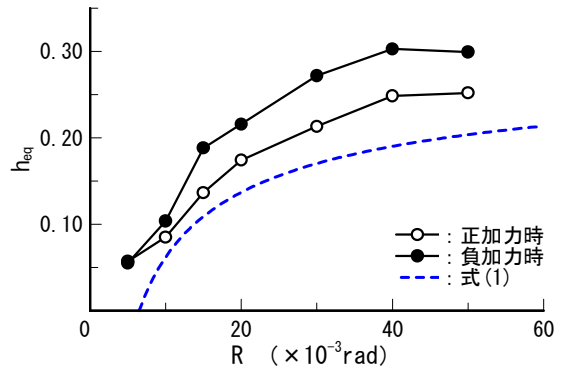
(4) 梁主筋のひずみ性状

図-9に正加力時の梁主筋（継手を含む）のひずみ分布を示す。継手を用いたNo.2、No.3の鉄筋部のひずみ分布は、主筋降伏までは通し配筋のNo.1とほぼ同じ傾向を示した。主筋降伏後No.2は、引張側鉄筋部分ではひずみの進展が大きくなり、圧縮側鉄筋部分の継手端位置では、負加力時の残留ひずみによって、ひずみが正值（引張）に移行している。これは、No.1では比較的大きな変形角においても梁主筋の付着力が柱梁接合部内全長にわたって作用しているのに対して、No.2では鉄筋部分にひずみが集中し、付着劣化が比較的早期に発生することによるものであると思われる。ただし先に述べたとおり、大変形時においても荷重低下が生じないのは、継手端部の支圧などによる抵抗によるものであると思われる。

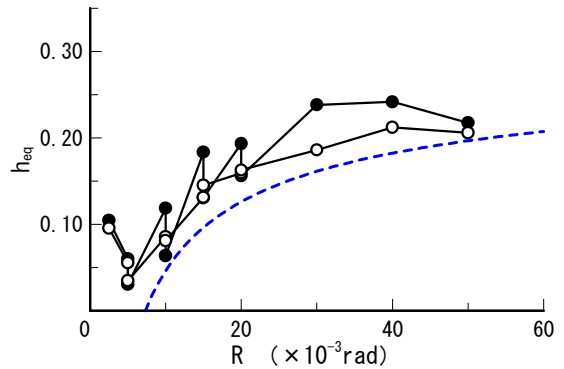
一方No.3は、No.2より継手部が長く鉄筋部分は短い

表-3 耐力の実験値と計算値

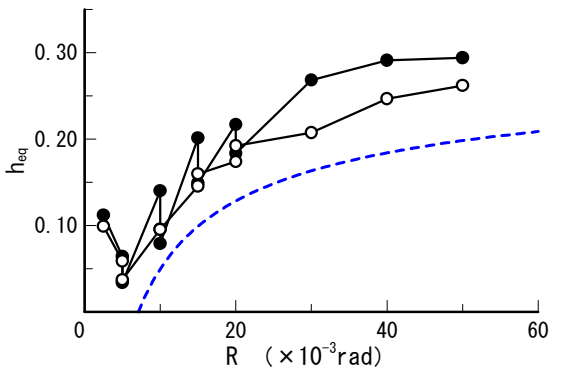
試験体名	実験値	計算値			
	最大荷重	梁曲げ耐力		柱梁接合部せん断耐力	
	cQ_{max} [kN]	cQ_{bmu} [kN]	$\frac{cQ_{\text{max}}}{cQ_{\text{bmu}}}$	cQ_{psu} [kN]	$\frac{cQ_{\text{max}}}{cQ_{\text{psu}}}$
No.1	307	267	1.15	594	—
No.2	322	267	1.21	597	—
No.3	332	267	1.25	603	—
No.4	534	658	—	395	1.35



(1) No.1



(2) No.2



(3) No.3

図-8 等価粘性減衰定数

梁端のひずみの進展はNo.2のように顕著ではない。これはNo.3のようなねじ部のないスリーブ継手の場合には、スリーブ内の鉄筋のひずみも進展し、No.2のような梁端にひずみが集中する状況が緩和されることによるものと考えられる。

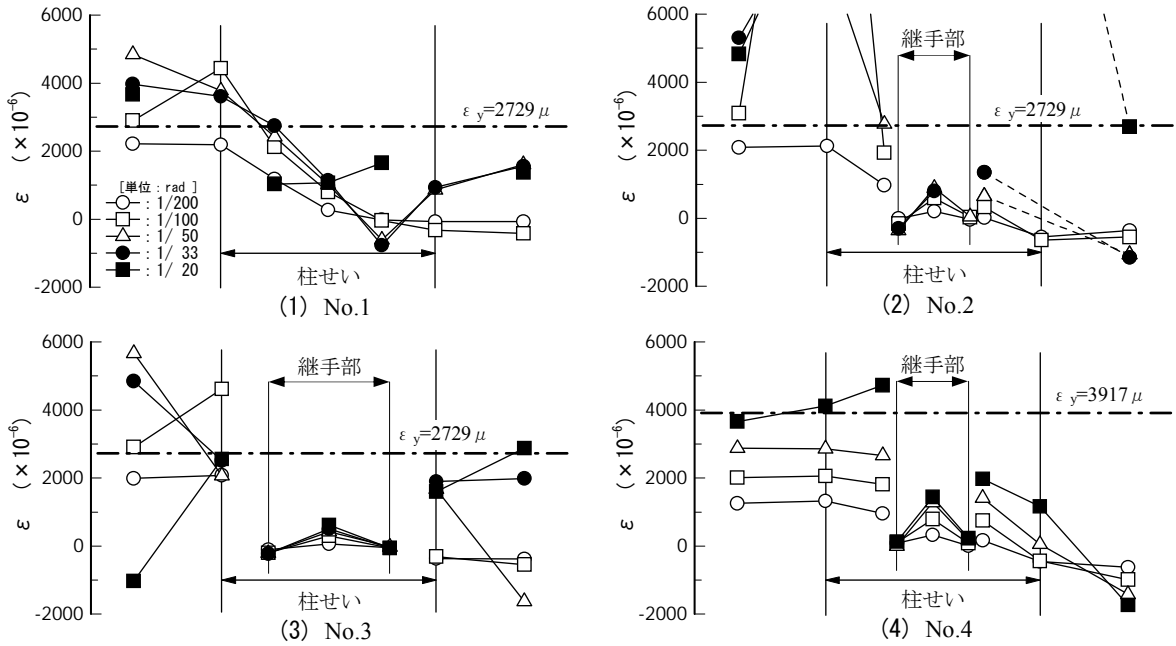


図-9 梁主筋のひずみ分布

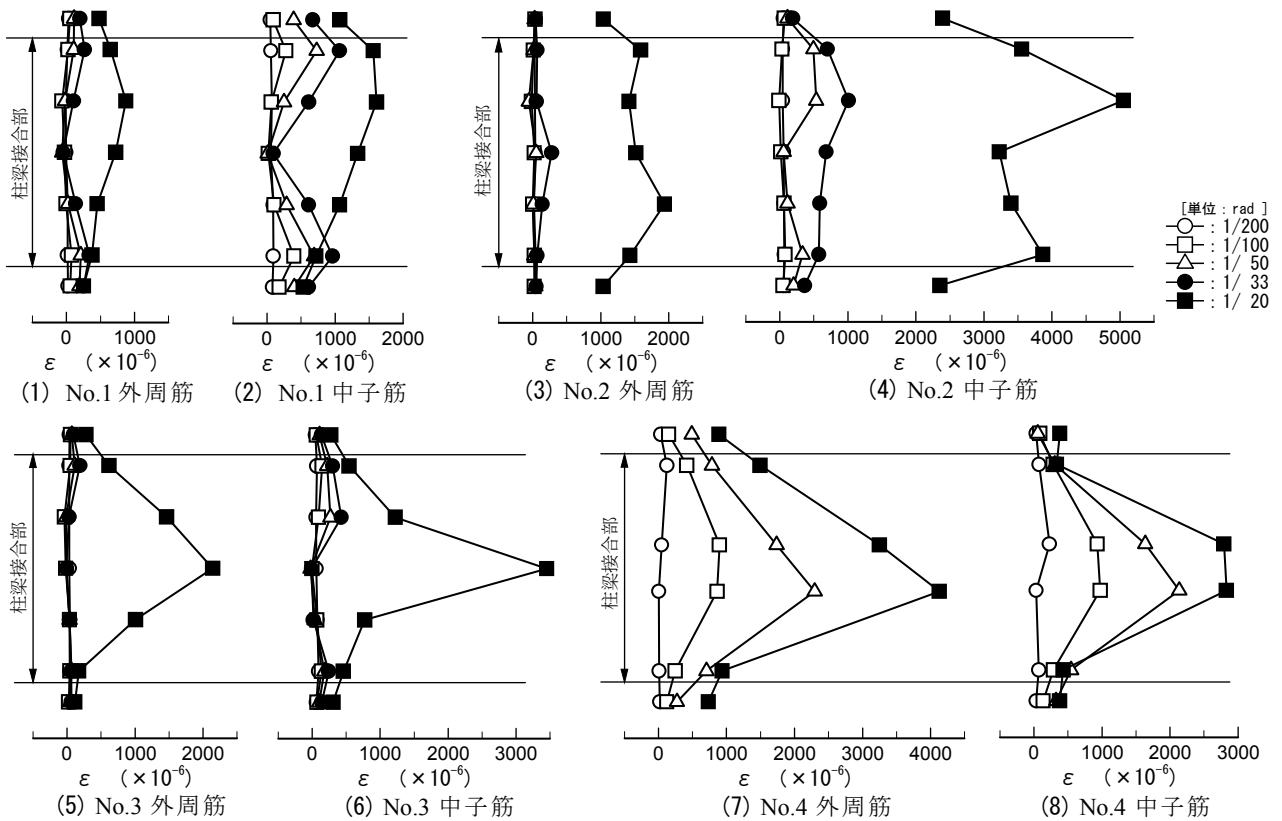


図-10 柱のせん断補強筋のひずみ分布

No.2～4の継手部分の引張側端部では、引張主筋の降伏後、ひずみが負（圧縮）となる現象がみられる。負の値が変形角とともに大きくなっていることから、これは継手端部の支圧抵抗に起因するものと思われる。

(5) 柱せん断補強筋のひずみ性状

図-10に正加力時の柱せん断補強筋のひずみ分布を示す。すべての試験体で、変形角Rが大きくなるとともにせん断補強筋のひずみが大きくなっていることがわかる。

梁降伏先行型のNo.1～3では、柱梁接合部のせん断余

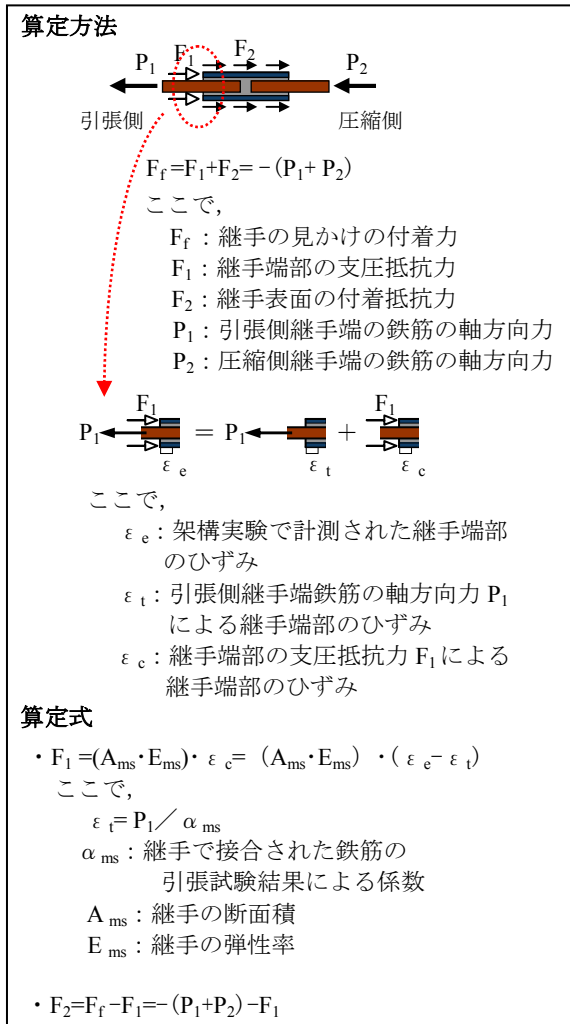


図-11 支圧抵抗力と付着抵抗力の分離方法

裕度が大きいため、 $R=1/33\text{rad}$ まではいずれも小さなひずみである。その後、柱梁接合部のせん断ひび割れが進展した $R=1/20\text{rad}$ においてひずみが急激に大きくなっている。

柱梁接合部せん断破壊先行型のNo.4では、小変形時から R の増大とともに、せん断補強筋のひずみが大きくなっている。しかし、いずれの位置においても、せん断補強筋は降伏に至らなかった。

継手の有無によるせん断補強筋のひずみへの影響については、特に認められなかった。

(6) 機械式継手の支圧抵抗力と付着抵抗力

C継手の見かけの付着力 F_r は、継手端部の支圧抵抗力 F_1 と継手表面の付着抵抗力 F_2 によるものと考え^{3),4)}、架構実験で計測された継手および継手端部の鉄筋のひずみをもとに両者の算出を試みた。

図-11に F_1 および F_2 の分離方法を示す。 F_1 と F_2 の和からなる F_r は、継手両端に作用する鉄筋の軸方向力 P_1 、 P_2 の差に等しい。

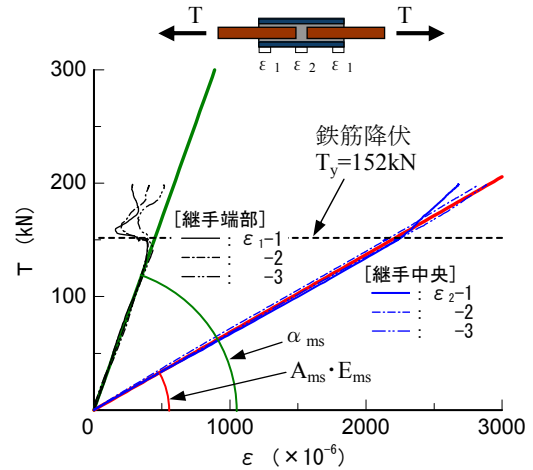


図-12 継手で接合された鉄筋の引張試験結果

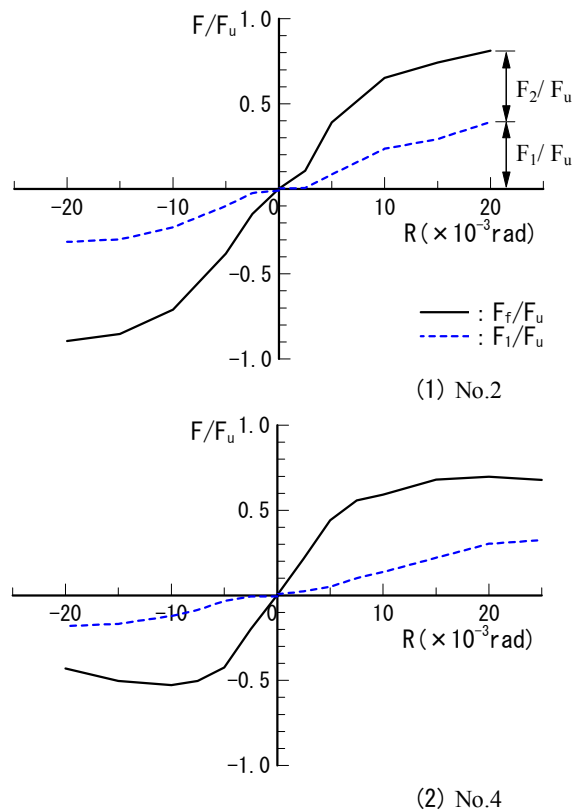


図-13 指標値と変形角の関係

$$F_r = F_1 + F_2 = -(P_1 + P_2) \tag{2}$$

ここで、 F_r は継手両端の鉄筋のひずみに弾性係数を乗じて求まる P_1 、 P_2 から算出可能であり、 F_1 を以下の手順で求めれば、 F_2 は F_r から F_1 を減じることで算出できる。

架構実験における引張側継手端部のひずみ ϵ_e には、 P_1 によるひずみ ϵ_t と F_1 によるひずみ ϵ_c が含まれていると考えられる。

$$\epsilon_e = \epsilon_t + \epsilon_c \tag{3}$$

そこで、鉄筋を継手で接合した試験片の引張試験を別途行い、まず P_1 と ϵ_t の関係を評価した。図-12に3本

の試験片の引張試験結果を示す。同図より得られた、継手端部のひずみ ε_1 に対する鉄筋の引張力 T の係数 α_{ms} を用いると ε_1 は (4) 式で表される。

$$\varepsilon_1 = P_1 / \alpha_{ms} \quad (4)$$

ε_1 が求めれば一方の ε_c は (3) 式より算出できる。この ε_c は F_1 によって生じる継手部のひずみであるから、継手の弾性係数を E_{ms} 、断面積を A_{ms} とすれば (5) 式の関係が成り立つ。

$$F_1 = (A_{ms} \cdot E_{ms}) \cdot \varepsilon_c \quad (5)$$

ここで、 $A_{ms} \cdot E_{ms}$ は、図-12に示すように、継手母材のみで全引張力を伝達している継手中央のひずみ ε_2 に対する T の勾配から得られる。

以上の一連の算定は、以下の仮定のもとに行っていることになる。

- ①引張試験時と同様の応力伝達が、架構実験時の継手内においても生じている。
- ②継手単体の圧縮時の弾性率は引張時と同じである。
- ③継手端部の面積は継手の断面積に等しい。

図-13は上記の算出法で求めたNo.2とNo.4の F_f 、 F_1 および F_2 を、コンクリート強度差による影響を取り除くために、付着耐力 F_u で基準化した指標値と変形角 R の関係を示したものである。ここで、付着耐力 F_u は梁主筋の柱梁接合部内での付着強度 τ_u の計算値²⁾から求めた。

$R=1/400\text{rad}$ 以下の小さな変形角においては、 F_f の大半は F_2 によるものであり、損傷が始まる $R=1/200\text{rad}$ 以降に、 F_1 が徐々に大きくなっている。 $R=1/100\text{rad}$ 以降で、 F_2 はほぼ一定値となり、 F_f に占める F_1 の割合が大きくなる。

No.4の F_f 、 F_1 は、正加力時の $R=1/50\text{rad}$ 以降において増加が緩やかになり、また負加力時の $R=1/100\text{rad}$ 以降において緩やかに減少している。これは柱梁接合部のせん断ひび割れが拡大した影響によるものと考えられ、継手の見かけの付着力は柱梁接合部の損傷度と関係があることが推測される。

上述の結果では、指標値 F_f/F_u は、 $R=+1/100\text{rad}$ において $F_f/F_u=0.59 \sim 0.65$ 、 $R=+1/50\text{rad}$ において $F_f/F_u=0.70 \sim 0.80$ となる。このとき、 F_2 を継手の周長と長さで除した継手表面の付着応力度 τ_2 と付着強度 τ_u の比は、 $R=+1/100\text{rad}$ において $\tau_2/\tau_u=0.27 \sim 0.30$ 、 $R=+1/50\text{rad}$ において $\tau_2/\tau_u=0.26 \sim 0.27$ となる。これは、既往の要素実験による結果⁴⁾と、ほぼ一致している。

また、 F_1 を継手端部での支圧面積で除した支圧応力度 σ_{br} とコンクリートの圧縮強度 σ_B の比は、 $R=+1/100\text{rad}$ において $\sigma_{br}/\sigma_B=0.64 \sim 0.99$ 、 $R=+1/50\text{rad}$ において $\sigma_{br}/\sigma_B=2.20 \sim 2.40$ となる。

ただし、No.2とNo.4では、鉄筋の降伏・非降伏、柱梁接合部の損傷度合いに違いがあるため、C継手の見かけ

の付着力については、引き続き検討する必要がある。

4. まとめ

柱梁接合部内に機械式継手を用いた工法の構造性能を確認することを目的として実施した、十字形架構の構造実験の結果を報告した。結果をまとめると、以下のとおりである。

- ①柱梁接合部内に機械式継手を用いた架構は、変形角 $R=1/33\text{rad}$ までは通し配筋の架構とほぼ同等の構造性能を有し、大変形領域においても通し配筋の架構にみられた荷重低下は生じなかった。また、耐力は既往の評価式によって評価可能である。
- ②外径、長さ等、形状の異なる機械式継手を用いた架構の構造性能は、変形角 $R=1/33\text{rad}$ 以上の大変形領域において差異がみられる。
- ③ねじピッチ合わせが不要なカプラーにグラウト材を注入する方式の継手部分が占める見かけの付着力は、異形鉄筋の付着耐力の計算値に対して、変形角 $R=1/100\text{rad}$ において60～65%程度、 $R=1/50\text{rad}$ において70～80%程度であった。ただし、見かけの付着力は、柱梁接合部の損傷度の影響を受ける。
- ④上述③の見かけの付着力を、継手表面の付着抵抗力と継手端部の支圧抵抗力に分離した結果、付着抵抗力は頭打ちとなるが、支圧抵抗力は変形角の増大とともに大きくなっていることが確認された。

謝辞：本実験を行うに当たり、筑波大学名誉教授園部泰寿博士より貴重なご意見をいただきました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説1999, 1999
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 3) 又刈克英, 阿瀬正明, 南 宏一：スプラインスリーブ継手を含んだ鉄筋の付着性状に関する実験的研究(その1), 日本建築学会大会講演学術梗概集(関東), pp.133-134, 2001
- 4) 山元雄亮, 杉崎一哉, 阿瀬正明, 杉山智昭, 中野克彦, 松崎育弘：鉄筋コンクリート部材に定着されたモルタル充填式継手金物の定着性能に関する実験的研究(その1, その2), 日本建築学会大会講演学術梗概集(北海道), pp.35-38, 2004

CFT 柱と RC 梁からなるハイブリッド架構の実験的研究

Experimental Study of Hybrid Structures Composed of CFT-Column and RC Beams

田野 健治 KENJI TANO
江頭 寛 HIROSHI EGASHIRA
小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA
山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

本報告は、架構の剛性を確保するために梁を RC 造とし、柱断面の縮小を図るために柱をコンクリート充填鋼管（CFT）構造とした混合構造に関するものである。この新しい混合構造の実現性を検討することを目的として十字型架構実験を行った。その結果、梁端部の損傷は少なく、また、柱梁接合部内にナットを設けることで履歴性状の改善が可能であることが分かった。

キーワード：コンクリート充填鋼管柱、鉄筋コンクリート梁、混合構造、ナット、履歴性状

This report describes the new Hybrid Structures that are composed of CFT (Concrete Filled steel Tube) columns to reduce the section area and the R/C beams to improve rigidity. To verify the feasibility of this new structure, a series of loading tests were executed on the frames. The results confirmed that damage in the column connection part of the beams was minor, and hysteresis properties were improved by installing nuts to the main reinforcing bars within the beam-column joint.

Key Words: Concrete Filled Steel Tube Column, RC Beam, Hybrid Structure, Nut, Hysteresis Properties

1. はじめに

近年、建築物はより高層化かつ大スパン化の傾向にあり、建物重量を支持する柱断面は、以前にも増して大きなものとなっている。しかし、柱断面の増大は、意匠計画上の制約となることが多く、可能なかぎり小さな断面とすることが求められている。

柱断面を小さく抑え、かつ、高軸力の支持が可能な構造方式の一つとして、コンクリート充填鋼管構造（以下：CFT造）^{1),2)}がある。しかし、CFT造は一般的に梁を鉄骨造とすること、柱梁接合部にダイアフラムを設ける必要があることなどから、コストが増加する傾向にある。また、鉄骨梁を用いた架構は、鉄筋コンクリート造（以下：RC造）の梁を用いた場合に比べて剛性が低く、風揺れなどの居住性の面で性能が劣る。

このような観点から、コストを低減しつつ架構の剛性を高めて居住性を確保するために梁を RC 造とし、柱断面の縮小を図るために柱を CFT 造とした混合構造の開発を行うこととした。

本構造で想定される技術的課題は、①CFT柱断面が RC 柱断面に比べて小さくなることから、柱梁接合部内

の梁主筋の付着劣化に伴う履歴性状の悪化を改善する必要があること、② RC 梁のせん断力を CFT 柱に伝達する際にコンクリートと鉄骨間の摩擦力が十分に期待できないことから、明確なせん断伝達機構を設ける必要があることである。

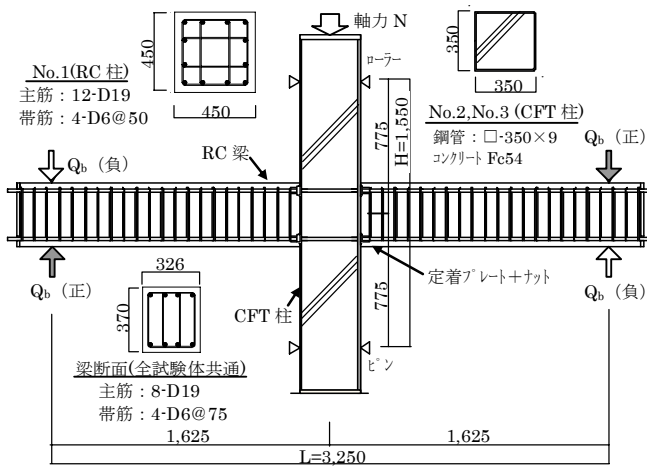
本報告では、この新たな混合構造の実現性を検討することを目的として、まず本構造の基本性状を把握するために行った十字形架構実験の結果を報告する。

2. 実験概要

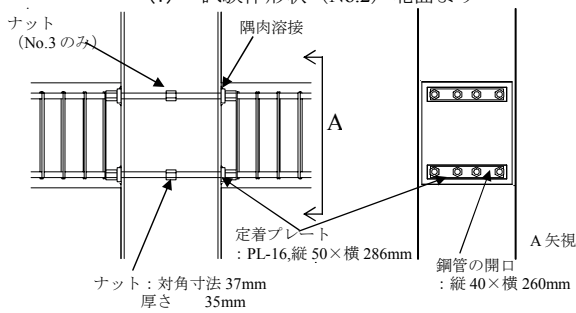
(1) 試験体

図-1に試験体図を示す。試験体は約 1/2 縮尺の 3 体であり、No.1は柱、梁ともに RC 造の試験体、No.2,3は梁をNo.1と同断面の RC 造とし、柱を CFT 造とした混合構造の試験体である。

No.2,3の梁主筋は、図-1(2)に示すように鋼管に設けた開口を貫通させ、鋼管の左右外側でプレート（以下：定着プレート）を介して、ナットで止めている。No.3は、さらに柱梁接合部内の梁主筋の中央部にもナットを設けて、付着劣化に伴う梁主筋の抜け出しの抑制効果を



(1) 試験体形状 (No.2) 北面より



(2) 柱梁接合部拡大図 (No.3)

図-1 試験体図



写真-1 加力状況写真 (南面)

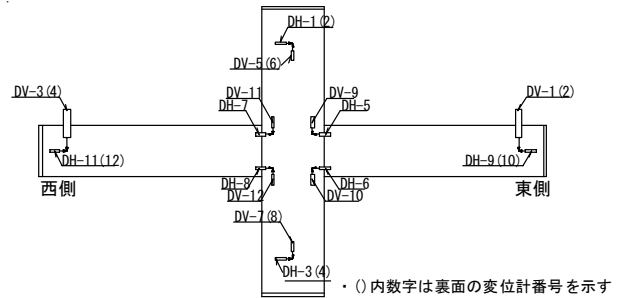


図-2 変位計測位置図 (南面)

ねらっている。

また、梁せん断力を柱に伝達させる機構としては、定着プレートを鋼管に溶接し、シアキーとして機能させることとした。

表-1に使用材料の試験結果を示す。

(2) 加力および計測方法

写真-1に加力状況写真を、図-2に変位計測位置図を示す。加力方法は、上・下柱の反曲点位置をピン・ローラー支持し、梁加力位置の油圧ジャッキで載荷する方法である。柱軸力Nは定軸力とし、全試験体で共通(2,430kN)であり、軸力比はNo.1で0.2(=N/(σ_B・B・D))、σ_B:コンクリート圧縮強度 B:柱幅 D:柱せい)、No.2,3では0.35である。加力は、梁の変形角 R_b(=両側の梁加力位置の変位/スパンL)で制御する漸増繰返し載荷とした。なお、No.1とNo.2,3は実験時期が異なるため、加力回数も異なっている。

3. 実験結果

(1) ひび割れ状況

図-3に柱梁接合部周辺の最終ひび割れ状況を示す。No.2,3の柱梁接合部のひび割れは加力後に鋼管を除去して確認したものである。

表-1 材料試験結果

(コンクリート)					
試験体	材令日	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	単位容積重量 kg/m ³
No.1	48	61	3.5	3.57*10 ⁴	2,338
No.2,3	18	57	4.4	3.30*10 ⁴	2,352

(鋼材)							
試験体	部位	種類	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	降伏歪み μ(×10 ⁻⁵)	伸び %
No.1~3	梁・柱 主筋	D19(SD490)	530	701	2.01*10 ⁵	2,729	17.4
No.1	フープ スターラップ	D6(SHD685)	696	924	1.92*10 ⁵	5,700*	11.9
No.2,3	スターラップ	D6(SHD685)	710	915	1.90*10 ⁵	5,767*	11.8
	鋼管	t=9.0(SS400)	329	450	2.05*10 ⁵	2,091	39.9

※0.2%オフセット法

RC造のNo.1と混合構造のNo.2,3のひび割れ状況を比較すると、梁および柱梁接合部のコンクリートの損傷状況は大きく異なっていることが分かる。

梁に注目すると、RC造のNo.1は、加力の繰返しとともに、梁材軸方向の柱際より梁せい程度の区間(以下:梁ヒンジゾーン)での損傷が顕著に観察された。これに対して、混合構造のNo.2,3では、梁ヒンジゾーンでのコンクリートの損傷は比較的軽微であった。これは、後述するように、梁の曲げ引張域では鋼管とRC梁の境界位置に変形が集中し、ひび割れが分散しないことによるものと思われる。

一方、柱梁接合部についても、No.1では接合部の隅角部においてコンクリートの欠損、ひび割れが見られるものの、No.2,3ではほとんど損傷は認められない。

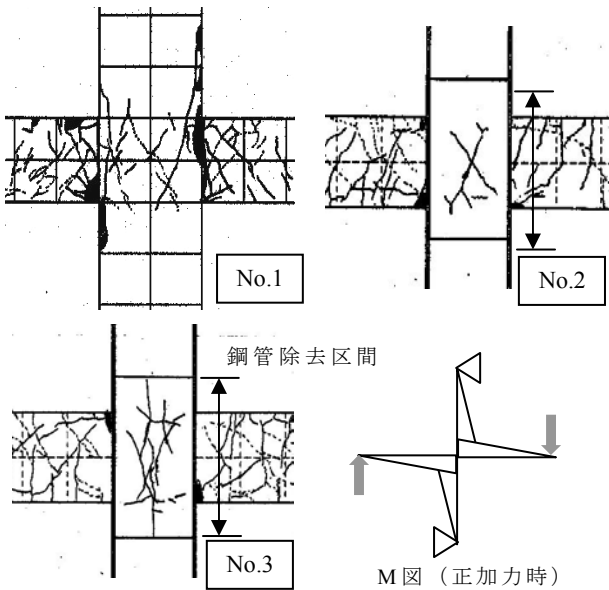


図-3 接合部周辺の最終ひびわれ状況

以上より、No.2,3では梁の曲げ圧縮域とこれに相対する柱梁接合部のコンクリートの損傷が軽微であることから、梁の曲げ耐力が低下せず、後述するように大変形においても荷重は低下しなかったものと思われる。

柱梁接合部内のナットの有無でのひび割れ状況を比較すると、ナットのあるNo.3ではナットの無いNo.2には見られない縦ひび割れが発生している。このひび割れは、柱梁接合部内の梁主筋の付着劣化が進行するにつれて現れるナットの支圧抵抗に起因するものと推測され、接合部内の応力状態がナットの有無により異なることを示している。

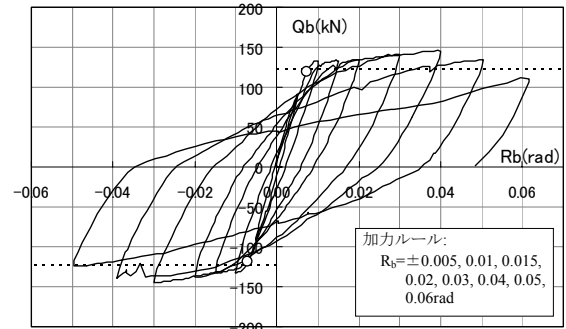
(2) 荷重-変形角関係と等価粘性減衰定数 (heq)

図-4に梁せん断力 Qb と変形角 Rb の関係を示す。

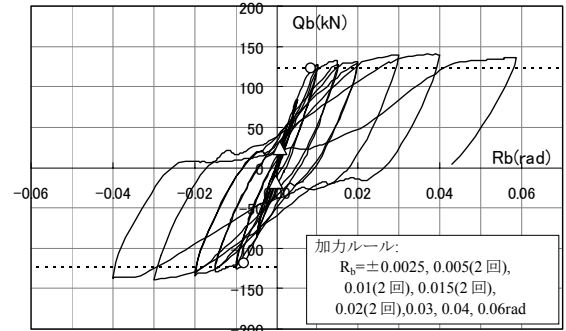
RC造のNo.1の荷重-変形角関係は、全体をとおして安定した紡錘形の履歴形状を示しているが、変形角 Rb が 0.04rad以降では、徐々に荷重が低下している。これは、梁ヒンジゾーンでのコンクリートの圧壊によるものである。

混合構造のNo.2では、変形角 Rb が 0.015radまではRC造のNo.1と同様な履歴形状を示すが、それ以降は、徐々に逆S字形の履歴形状が顕著になってくる。これは、後述する(4)節の梁主筋のひずみ分布から明らかのように、梁主筋の付着劣化が進行することによるものである。しかしながら、荷重の低下は大変形時においても見られなかった。

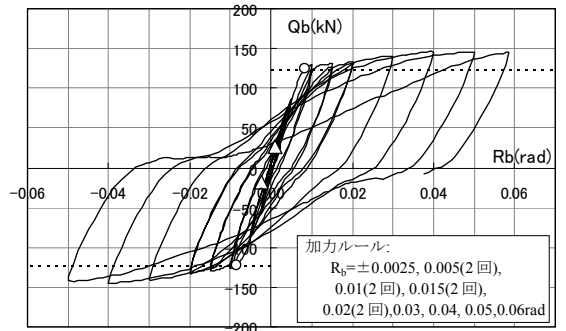
柱梁接合部内にもナットを設けたNo.3では、変形角 Rb が 0.03radまではRC造のNo.1とほぼ同様であり、大変形時の荷重低下もみられず、No.2に比べて履歴形状は



(1) No. 1 (RC 試験体)



(2) No. 2 (混合構造試験体)



(3) No. 3 (混合構造試験体: 中央ナットあり)

(凡例)

△	: 曲げひび割
○	: 曲げ降伏
-----	: 梁曲げ降伏 (計算値)

図-4 荷重-変形角関係

良好となっている。

図-5に荷重-変形角関係から求めた等価粘性減衰定数 heq と変形角 Rb の関係を示す。図中には式 (1) による計算値を併記した。

$$heq = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (1)$$

ここに、

μ : 梁主筋降伏時の変形を基点とした塑性率

式 (1) は復元力特性モデルにおける徐荷時剛性を降伏時剛性の $1/\sqrt{\mu}$ とした時の定常ループにおける heq である。

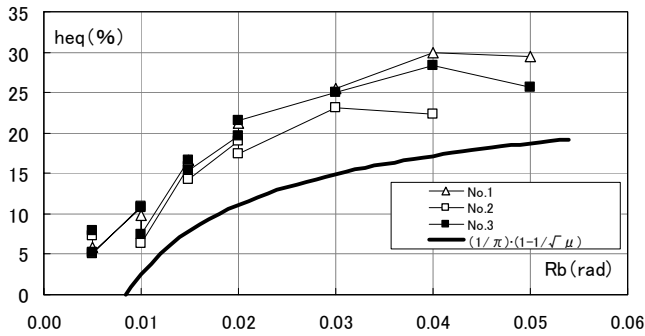


図-5 等価粘性減衰定数の比較

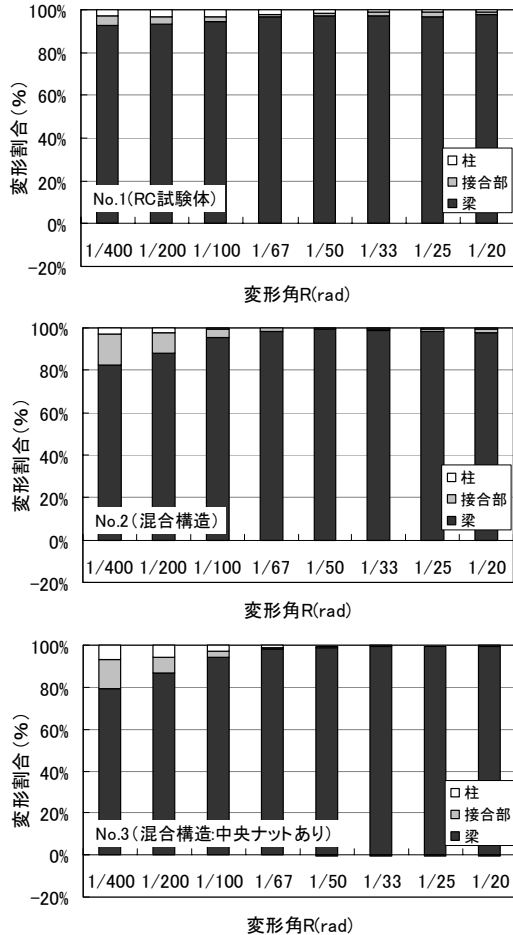
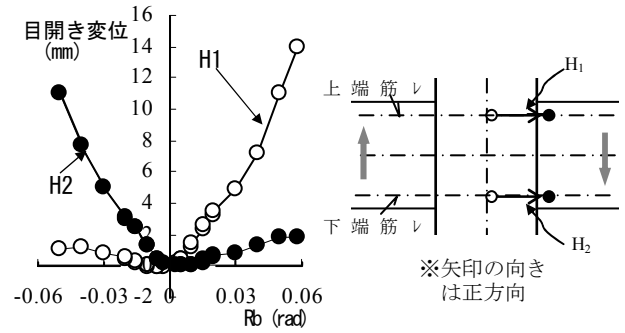


図-6 各部の変形割合

すべての試験体は、梁の変形角 R_b が 0.02rad までは、ほぼ同様な値を示すが、その後の変形では、混合構造の No.2 (中央ナットなし) は、他の2体の試験体と比べてやや小さな heq を示す。これは、前述した履歴形状の変化の状況と対応している。

一方、混合構造 No.3 (中央ナットあり) では、変形角 $R_b = 0.02\text{rad}$ 以降においても、RC造の No.1 とほぼ同様な値を示している。このことは、柱断面が小さく、柱梁接合部内の梁主筋の付着劣化が進行しやすい本混合構造においても、接合部内にナットを設けることにより梁主筋の抜け出しが抑制され、履歴性状を改善させることが可



(1) 目開き変位 (2) 変位計測位置および記号

図-7 梁危険断面位置での目開き変位の推移

能であることを示している。

(3) 各部の変形割合

図-6に柱、梁および柱梁接合部の変形割合を示す。ここで、梁の変形割合には梁主筋の接合部および梁からの抜け出しによる変形が含まれている。

変形角 R_b が $1/400 \sim 1/67\text{rad}$ の範囲では、RC造の No.1では、混合構造の No.2,3 と比べて梁の変形割合が大きい ($R_b = 1/400$ 時の梁変形割合: No.1=93%, No.2,3=約80%)。これは、RC造の No.1は柱断面が大きく、梁剛性に対する柱および接合部の剛性(剛性比)が、混合構造の No.2,3 と比べて大きいことによる。

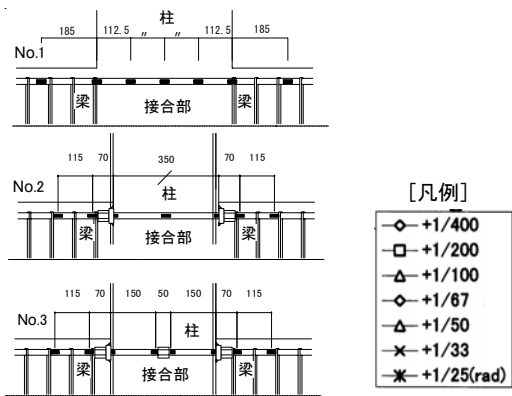
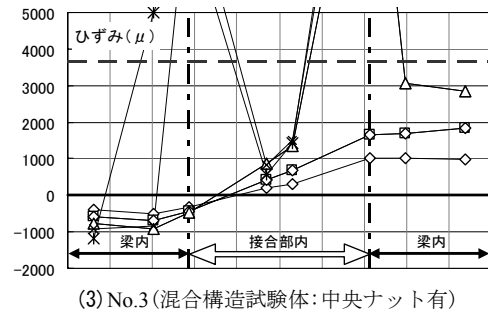
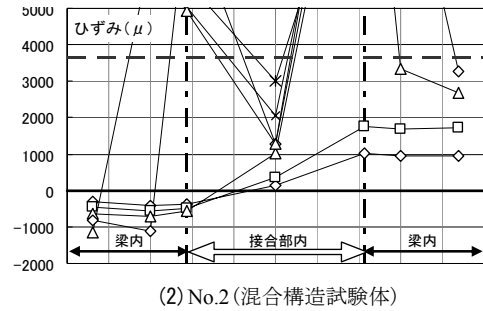
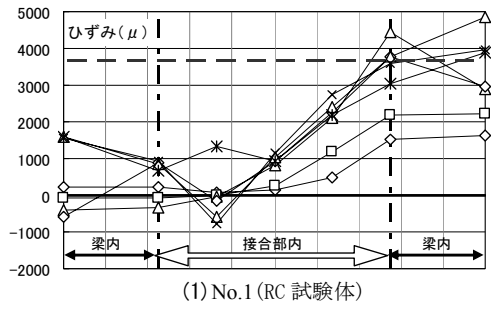
変形角 R_b が $1/50 \sim 1/20\text{rad}$ の範囲では、RC造の No.1では、柱および接合部の変形割合はわずかに残るものの、混合構造の No.2,3 のほとんどの変形割合は梁変形が占めるようになる。これは、ひび割れ状況でも述べたように、No.2,3では、鋼管とRC梁の境界位置に変形が集中して(接合部および梁からの抜け出し変位が大きい)、梁変形が増大することによるものである。このことは、図-7に示す混合構造 No.3の梁端の目開き変位の推移からもうかがえる。目開き変位は変形角 $R_b = 0.02\text{rad}$ 時で約 4mm であり、 0.03rad 以降ではさらに増加の割合が大きくなっている。

(4) 梁主筋のひずみ分布と梁危険断面のひずみの推移

図-8に接合部近傍における正載荷時の梁主筋のひずみ分布を示す。なお、図の右側が引張り域内の主筋、図の左側が圧縮域内の主筋を示している。

梁危険断面近傍のひずみについては、RC造の No.1では局所的に集中することなく分布しているのに対して、混合構造の No.2,3では、梁危険断面位置にひずみが集中している。この現象は、一体成形のRC造と分割成形の混合構造のそれぞれの特徴を良く表している。

次に、接合部中央付近の主筋のひずみについて、混合構造の No.2,3 を比較する。接合部中央にナットのない



(ゲージ位置図)

図-8 梁主筋のひずみ分布

No.2では変計角 R_b の増加とともにひずみも大きくなっているが、ナットのあるNo.3では変形角 $R_b=0.01\text{rad}$ 以降、ひずみは進展していない。No.2の現象は接合部内の梁主筋の付着劣化が進行していることを示しており、No.3の現象はナットの支圧抵抗の効果が現れていることを示している。

図-9は梁危険断面位置に着目して主筋のひずみの推移を示したものである。RC造のNo.1の梁端のひずみは、 $R_b=0.01\text{rad}$ 近傍で最大値(約 $8,000\mu$)を示し、その後は徐々に小さくなる傾向を示す。これは、図-8に示したよ

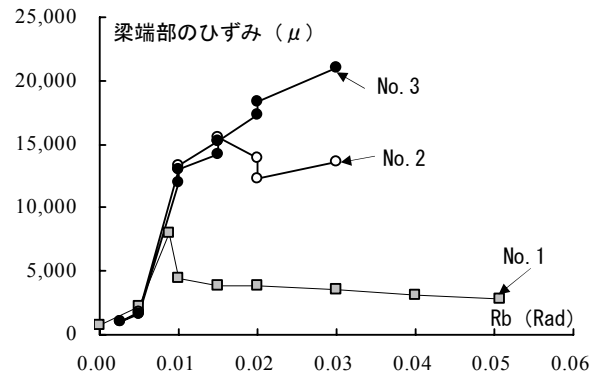


図-9 梁危険断面位置での主筋のひずみの推移

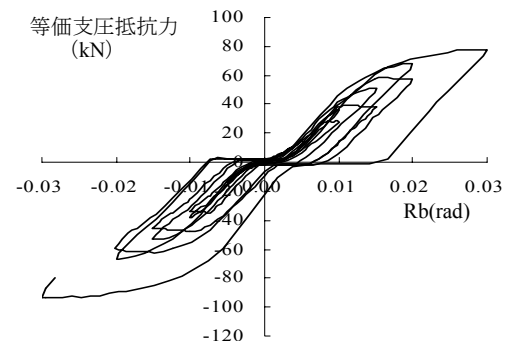


図-10 ナットの等価支圧抵抗と変形角の関係 (No.3)

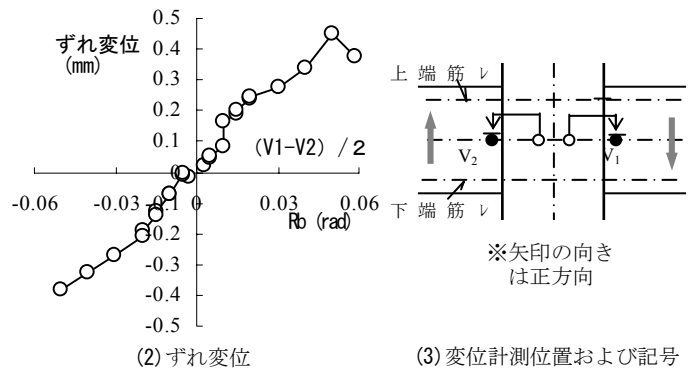


図-11 梁危険断面位置でのずれ変位

うに、ひずみが梁内の広範囲に進展していくことに対応している。混合構造のNo.2では、 $R_b=0.015\text{rad}$ 時に最大値(約 $15,000\mu$)に達し、それ以降、やや減少気味となる。中央にナットのあるNo.3では、No.2のようなひずみの減少は見られず、変形角 R_b が大きくなるのに伴って増大している。

(5) 柱梁接合部中央のナットの支圧抵抗力

これまでに混合構造 No.2,3の実験結果から、柱梁接合部にナットを設けることにより履歴性状が改善されることを示した。この効果は、梁主筋の付着劣化が進行して現れるナットの支圧抵抗によるものと考えられる。

図-10は、ナットの等価支圧抵抗力をナット両側のひずみ（未降伏）から算出し、変形角 R_b との関係で示したものである。ナットの支圧抵抗力は変形角 R_b の増大とともに大きくなり最大で 93kN となっている。これをナットの支圧面積で除すと支圧応力度は約 126N/mm^2 ($2.2\sigma_B$) となっている。

(6) 梁端部の鉛直方向ずれ変位

図-11にNo.3試験体の梁端部の鉛直方向のずれ変形を示す。ずれ変形は、変形角 R_b が大きくなると直線的に大きくなっているが、最大でも 0.5mm 程度 ($R_b=0.05\text{rad}$ 時) で非常に小さい。これは、鋼管に溶接した定着プレートがシアキーとして有効に機能したことを示している。

4. まとめ

コストを低減しかつ架構の剛性を高めて居住性能を確保するために梁を RC 造とし、柱断面の縮小を図るために柱を CFT 造とした混合構造について十字形架構を対象に実施した加力実験結果を報告した。結果をまとめると以下のとおりである。

- ①混合構造は純 RC 造に比べて、梁ヒンジゾーンでのコンクリートの損傷は少なく、大変形時においても荷重の低下は見られなかった。
- ②接合部内の梁主筋にナットを設けない混合構造では、接合部内の梁主筋の付着劣化により、逆 S 字形の履歴形状が現れるが、ナットを設けることで付着劣化に伴う梁主筋の抜け出しが改善され、純 RC 造と同等な履歴性状が得られることが分かった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針,1997
- 2) 社団法人 新都市ハンジング協会：コンクリート充填鋼管（CFT）造技術基準・同解説の運用および計算例等,2003

鋼管が内蔵された RC 柱の中心圧縮実験

Axial Compression Behavior of RC Columns with Built-in Steel Tubes

田野 健治 KENJI TANO

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

本報は、RC 柱に鋼管を内蔵した合成構造の柱の中心圧縮実験結果を報告するものである。本構造は、超高層建物の下層階のような高軸力下の RC 柱について、そのコアコンクリートの拘束とせん断補強を図ることを目的としたものである。実験の結果、鋼管の幅厚比や鋼管内外のコンクリート強度の組合せによって最大荷重およびその後の荷重低下の割合が異なることが確認された。

キーワード：合成構造、充填鋼管コンクリート、柱、圧縮実験

A series of uniaxial compression tests were conducted on composite columns which comprise a steel tube being built into an RC Column. These composite columns have been applied to the lower floors in high-rise buildings, and an effect of confining the core concrete and an increase in the shear strength of the column under high axial forces are expected. From the experimental results, it was confirmed that both the maximum load and the level of decreasing load after the peak were influenced by the depth-thickness ratio of the steel tube and the hoop reinforcement ratio of integument concrete.

Key Words: Composite Structure, Concrete Filled Steel Tube, Column, Compression Test

表-1 試験体一覧

1. はじめに

建築物の高層化・大スパン化が進められており、下層階の柱はより高軸力となり断面が大きくなる傾向にある。柱の断面寸法の増大は、居室空間を狭くするばかりでなく、柱部材の短柱化を助長し、構造性能に悪影響を及ぼす。よって、より断面の小さな柱部材が求められている。

本研究は、このような観点から高軸力下の柱のコアコンクリートの拘束とせん断補強を目的とし、RC 柱内に内法階高分の鋼管を内蔵した合成構造の柱の構造性能に関するものである。

本報では、まずこの構造の基本性状を把握することを目的として実施した、中心圧縮実験の概要と実験結果を報告する。

No.	シリーズ名	鋼管厚 (D/t) mm	外殻部		帯筋比 pw (@mm) %	実験結果		
			外殻部 N/mm ²	鋼管内 N/mm ²		最大荷重 kN	軸縮み率 %	
1	幅厚比 (NES-55)	2.3(61)	60	120	1.06(30)	3788	0.70	
2		3.2(44)				4036	0.76	
3		4.5(31)				4340	0.86	
4	コンクリート強度 (NES-55)	3.2(44)	60	60	1.06(30)	3046	1.02	
5				100		3849	0.98	
6				150		4143	0.97	
7				100		3980	0.68	
8				100		4120	0.93	
9			120	150		4363	0.88	
10	フープ筋比 (NES-55)	3.2(44)	60	120	0.71(45)	3387	0.88	
11	CFT中押し (NES-55)	-	-	120	-	1999	0.51	
12						23(61)	2438	0.70
13						3.2(44)	2700	1.00
14						4.5(31)	2303	1.04
15						3.2(44)	2719	0.98
16	外殻部PCa	-	60	120 ^{※1}	1.06(30)	3396	0.60	
17			100	100 ^{※1}		3667	0.53	
18			100	150 ^{※1}		3644	0.79	
19			120	150 ^{※1}		3574	0.95	
20	高強度鋼管 (STKR490)	4.5(31)	60	120	1.06(30)	3854	0.89	
21			-	-	-	2583	0.73	

※1: 鋼管が存在した場合の、CFT部内のコンクリート強度に相当

2. 実験概要

(1) 試験体

表-1 に試験体一覧を、図-1 に試験体図を示す。試験体は縮尺約 1/5 の総数 21 体であり、表-1 に示す

6 シリーズの実験パラメータにより試験体を構成した。No.1~No.10 および No.20 は、柱せい 200mm、柱幅 200mm の正方形断面の柱内に、外径 139.8mm の鋼管が内蔵された合成構造の試験体（以下、鋼管内蔵 RC 試験体）である。

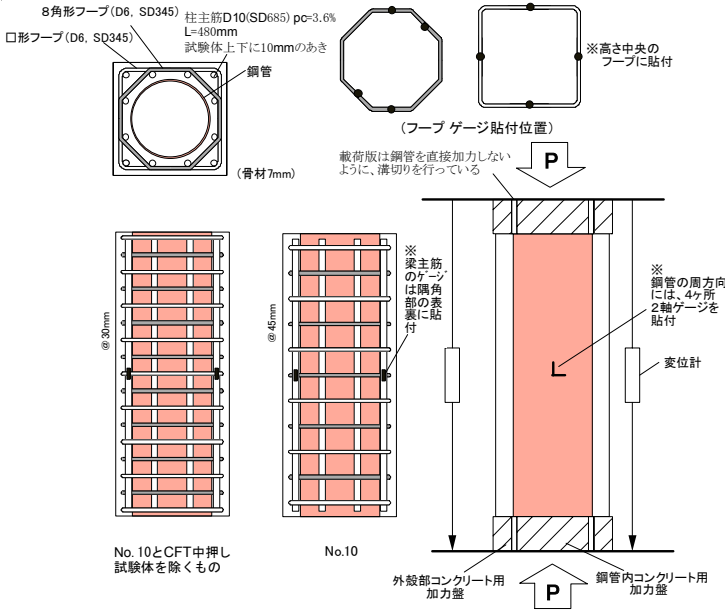


図-1 試験体および加力・計測方法の概要

No.1~No.3 は鋼管の幅厚比を, No.4~No.9 は鋼管の内外のコンクリート強度を, No.3, No.20 は鋼管の強度を各々パラメータとした試験体である。また, 比較検討用として, No.11~No.15, No.21 は柱内部の充填鋼管コンクリート部のみの試験体 (以下, CFT 試験体) とし, No.16~No.19 は鋼管を設けずに柱のコア部と外殻部のコンクリート強度の組合せを変えた試験体 (以下, 外殻 PCa 試験体) とした。

使用した鋼管は, 降伏強度が 550N/mm² 級 (NES-55) および 490N/mm² (STKR490) 級のものであり, 幅厚比 D/t は 61, 44, 31 の 3 種類とした。鋼管の内外のコンクリートは, 圧縮強度を 60, 100, 120, 150N/mm² の 3 種類の組合せとし, 外殻部コンクリートの帯筋比は 1.06%, 0.71% の 2 種類とした。

試験体の製作については, 鋼管を内型枠とし主筋, 帯筋を配した外殻部のコンクリートを先に打設し, その後, 鋼管内のコンクリートを打設した。鋼管のない No.16~No.19 についても内型枠を設けて同様の手順で製作した。主筋は, コンクリートの上下端面より各々 1cm 短くした。コンクリートに使用した粗骨材の最大寸法は 7mm とした。使用材料の材料試験結果を表-2 に示す。

(2) 加力および計測方法

図-1 に加力方法の概要を示す。加力は, 油圧ジャッキ (最大容量 10,000kN) による一方向単調載荷とした。試験体の上下の載荷盤は, 鋼管内コンクリート加力用の円盤と外殻部コンクリート加力用の四角形盤に分け,

表-2 材料試験結果

(1) コンクリート

部位	種類	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	ポアソン比
外殻部 (薄肉含)	60	58	4.3	3.24*10 ⁴	0.204
	100	99	4.9	3.99*10 ⁴	0.211
	120	127	5.4	4.32*10 ⁴	0.225
鋼管内	60	61	4.0	3.28*10 ⁴	0.213
	100	103	5.7	4.00*10 ⁴	0.216
	120	119	5.7	4.08*10 ⁴	0.223
	150	144	6.6	4.39*10 ⁴	0.223

(2) 鋼材

部位	種類	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	降伏歪み $\mu (\times 10^{-6})$	伸び %
フープ 8角形フープ	D6 (SD345)	406	549	1.94*10 ⁵	2367	19.5
主筋	D10 (UHD685)	799	987	2.14*10 ⁵	3877	14.6
	t=2.3 (NES-55)	466	564	2.04*10 ⁵	4314	26.4
	t=3.2 (NES-55)	469	572	2.14*10 ⁵	4207	25.4
	t=4.5 (NES-55)	450	595	2.14*10 ⁵	4106	26.7
鋼管	t=4.5 (STKR490)	527	637	2.30*10 ⁵	4322	25.2

鋼管を直接加力しないようにした。CFT 試験体でも同様に, 鋼管内部のコンクリート部のみを加力した。計測項目は, 載荷荷重, 試験体の軸縮み, および図-1 に示す位置の主筋, 帯筋, 鋼管のひずみである。ここで, 軸縮みは, 各柱面の 4 箇所に設置したひずみゲージ式変位計により測定した上下の載荷盤間の平均鉛直変形である。

3. 実験結果

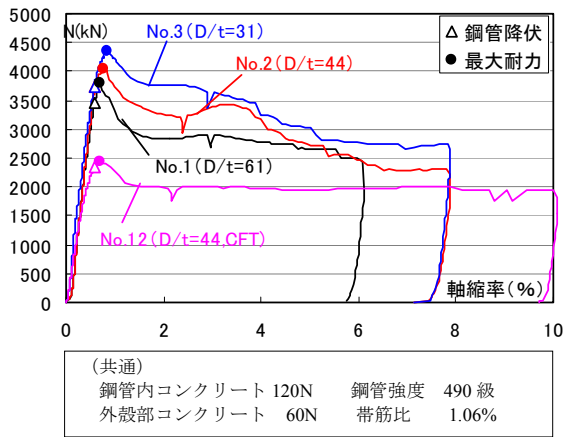
(1) 荷重-軸変形関係

a) 破壊経過概要

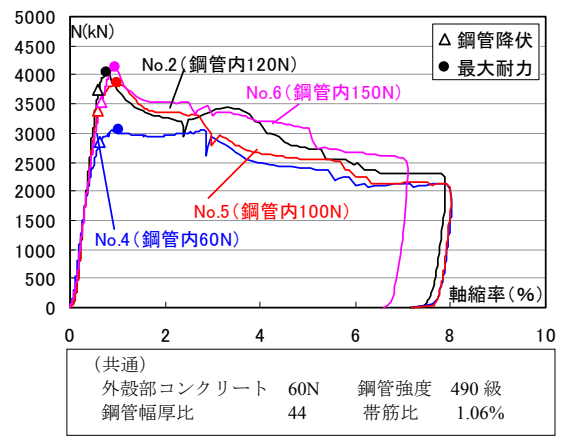
鋼管内蔵 RC 試験体 (No.1~No.10, No.20) は, 軸縮率 (ϵ_v =軸縮み/材長) が 0.11~0.26% で上下端のコンクリートに縦ひび割れが発生し, 軸縮率が 0.51~0.66% で柱主筋と鋼管がほぼ同時期に降伏した直後に鋼管の局部座屈によって最大荷重 (ϵ_v =0.68~1.02% 時) に達した。最大荷重以後は荷重が急激に低下するが, 軸縮率が 3~4% 程度で一旦荷重を保持し, その後, 再び荷重が低下するという性状を示した。この 2 度目の荷重低下は, 被覆コンクリート部の破壊によるものであった。

b) 鋼管の幅厚比の影響

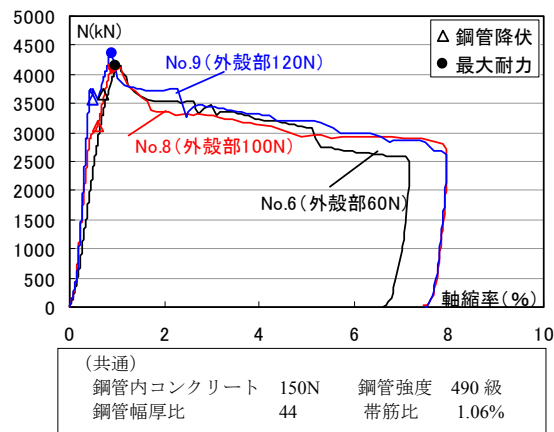
図-2 (1) に鋼管の幅厚比の異なる No.1~No.3 の荷重-軸縮率関係を, CFT 試験体 No.12 と比較して示す。No.1~No.3 を見ると幅厚比が小さいほど, 最大荷重および最大荷重時の軸縮率は大きくなるとともに, 最大荷重後の荷重低下の割合が小さくなっている。軸縮率が約 5% 以上の大変形時の荷重は, CFT 試験体 No.12 の最大荷重と同程度になっており, 載荷荷重の大部分を柱内部の CFT 構造部が負担していることがわかる。



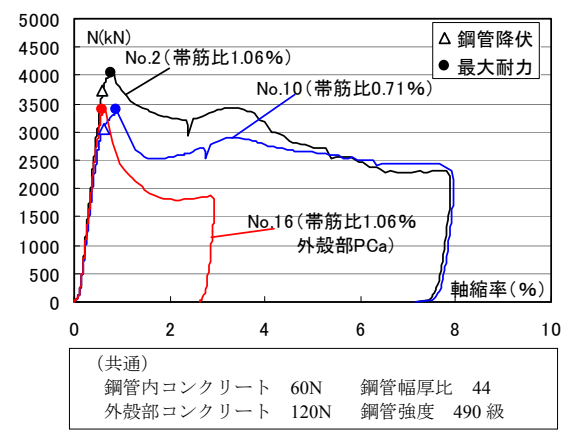
(1) 幅厚比, CFT の比較



(2) 鋼管内コンクリート強度の比較



(3) 外殻部コンクリート強度の比較



(4) 帯筋比, 外殻 PCa の比較

図-2 荷重と軸縮率の関係

c) 鋼管内のコンクリート強度の影響

図-2(2)に外殻部のコンクリート強度が 60 N/mm^2 で、鋼管内のコンクリート強度が $60 \sim 150 \text{ N/mm}^2$ の試験体 (No.2, No.4, No.5, No.6) の荷重-軸縮率関係を示す。鋼管内のコンクリート強度が 60 N/mm^2 の No.4 では最大荷重は小さいものの、軸縮率が 3%程度までは荷重の低下は小さく安定した性状を示している。これに対し、No.2, No.5, No.6 ($100, 120, 150 \text{ N/mm}^2$) では、鋼管内のコンクリート強度が大きい試験体でも、最大荷重はあまり大きくならずその差異は比較的小さい。また、最大荷重後の荷重低下は No.4 よりも大きくなっている。これは、鋼管内の高強度コンクリートに対して鋼管の幅厚比が大きいことにより、鋼管の座屈で最大荷重に至ったためであり、高強度コンクリートを用いる場合の幅厚比の設定について検討する必要があると考える。

d) 外殻部のコンクリート強度の影響

図-2(3)に、鋼管内のコンクリート強度が 150 N/mm^2 で、外殻部のコンクリート強度が $60 \sim 120 \text{ N/mm}^2$ の試験体 (No.6, No.8, No.9) の荷重-軸縮率関係を示す。コン

クリート強度が大きい試験体ほど初期剛性が高くなっているが、最大荷重は同程度であり、外殻部のコンクリート強度の影響はあまり見られない。

e) 鋼管および帯筋による拘束の影響

図-2(4)に、外殻部の帯筋比が異なる No.2, No.10 の荷重-軸縮率関係を、鋼管のない外殻 PCa 試験体の No.16 と比較して示す。帯筋比が 1.06% の No.2 は、帯筋比が 0.71% の No.10 に比べて最大荷重が大きく、その後の荷重低下の割合が小さくなっている。これは、帯筋比の小さな No.10 では主筋の座屈が早めに生じたためである。

鋼管内蔵 RC 試験体 No.2 と外殻 PCa 試験体 No.16 を比較すると、No.16 は最大荷重に至るまでは No.2 とほぼ同様の関係を示すが、最大荷重は No.2 に比べて小さく、最大荷重後の荷重の低下が著しい。なお、両者間の最大荷重の差は、ほぼ鋼管の軸降伏耐力と一致している。

(2) 軸縮率と鋼管の応力度比

図-3に軸縮率と鋼管の応力度比を示す。縦軸の応力度比は、鋼管のひずみから求めた周方向応力度 $s \sigma_h$ および

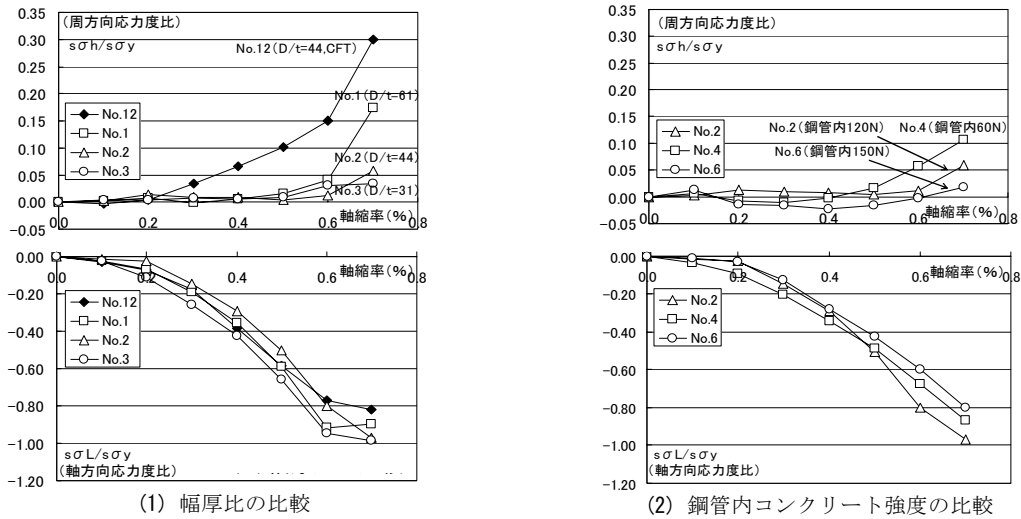


図-3 軸縮みと鋼管の応力度比

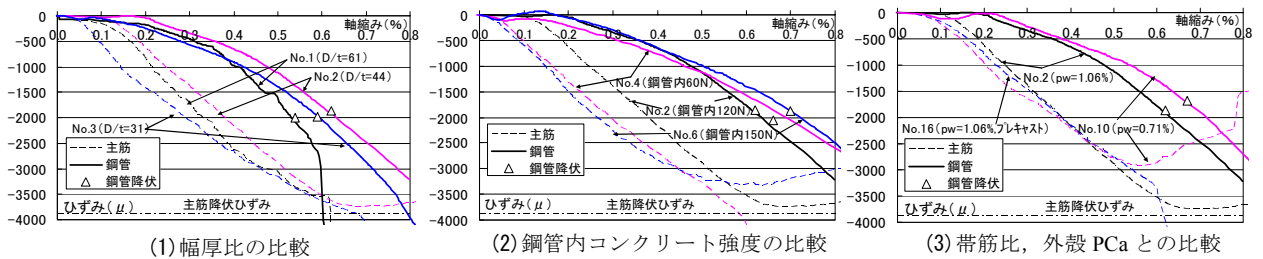


図-4 軸縮率と主筋、鋼管の軸方向ひずみ

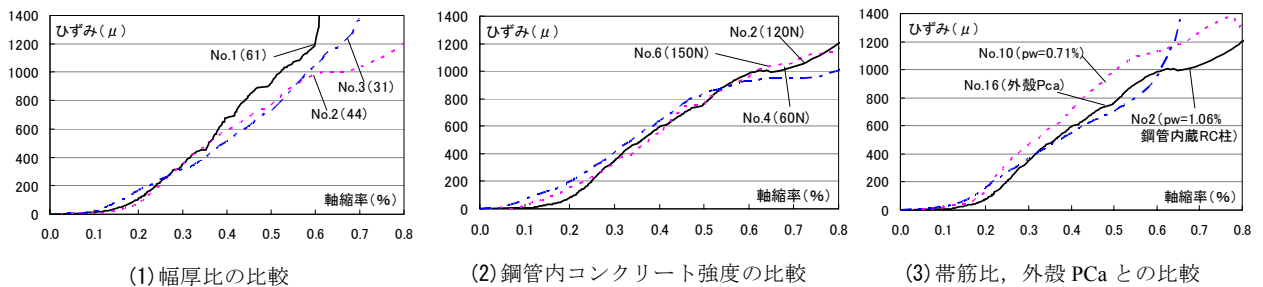


図-5 軸縮率と帯筋のひずみ

軸方向応力度 $s\sigma_L$ を、鋼管の一軸降伏応力度 $s\sigma_y$ で除した値である。なお、鋼管の降伏はミーゼスの降伏条件により判定し、降伏以降の応力は塑性流れ理論により求めた。CFT 試験体の No.12 は、軸縮率 0.2% 付近より周方向応力が大きくなっており、コンクリートの体積膨張が始まっていることがわかる。一方、鋼管内蔵 RC 試験体の No.2 の周方向応力度は、鋼管が降伏する軸縮率 0.5% 以降で増大している。この鋼管降伏以降の周方向応力度比は、鋼管の幅厚比が大きく、鋼管内のコンクリート強度が小さいほど大きな値を示している。

鋼管の軸方向応力度比は、試験体による大きな差異は認められず、鋼管の降伏する 0.6% 付近までは軸変形の増加に伴い増加し、その後一定の値となった。

(3) 鋼管および主筋、帯筋のひずみ

図-4 に軸縮率と主筋および鋼管のひずみの関係を示す。主筋のひずみは、帯筋比が小さく主筋が座屈した No.10 を除き、降伏までは軸変形の増加とともに直線的に大きくなっている。主筋が降伏する軸縮率時(0.6% 付近)の鋼管のひずみは、主筋のひずみの 50% 程度となっている。

図-5 に軸縮率と帯筋のひずみの関係を示す。帯筋のひずみは柱端部に縦ひび割れが生じた軸縮率 0.1~0.2% から増加し始め、No.10 (帯筋比 0.71%) を除き、ほぼ同様な性状を示している。No.10 の帯筋は、小変形時より、主筋の面外方向のはらみ出しを抑える効果を果たしていたものと思われる。

4. まとめ

RC 柱内に鋼管が内蔵された合成構造の柱について、基本性状の把握を目的とし中心圧縮実験を実施した。結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 本合成構造の柱は、外殻部のコンクリートの破壊後、最終的には内部の CFT 構造部で鉛直荷重を負担する。
- ② 柱に内蔵された鋼管の幅厚比が小さいほど最大荷重が大きく、その後の荷重低下の割合は小さい。
- ③ 鋼管内外のコンクリート強度が 60N/mm^2 で、幅厚比が 44 の試験体では、最大荷重後の荷重低下の少ない良好な性状を示した。しかし、鋼管内のコンクリート強度が 100N/mm^2 以上の場合には、幅厚比をさらに小さくする必要があると思われる。

地下鉄振動の地盤・建物内振動伝搬特性に関する研究

Vibration Propagation within Ground and Structures adjacent to Subways

山岸 邦彰 KUNIAKI YAMAGISHI
 谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI
 岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO
 原田 浩之 HIROYUKI HARADA

建物における固体伝搬音の予測精度向上を目的として、地下鉄軌道近傍に建つ3棟の建物の振動測定を行った。測定結果から、地下鉄通過中の加振源特性はラインソースと看做せること、建物と地下鉄軌道の相対的位置により基礎の入力損失の傾向が異なること、建物内振動の減衰は少ないことなどが分かった。また、多質点系応答解析により建物内の振動伝搬特性を模擬できる可能性のあることが分かった。

キーワード：振動伝搬，固体伝搬音，地下鉄，入力損失，多質点系応答解析

In order to improve the prediction capability of structure born sound in buildings, vibration measurements on three buildings located near to subway tracks were carried out. The results showed that an operating subway was considered to be a line source for vibration. The input loss in the building foundations was affected by the relative position of the building to the subway tracks. The vibration reduction within buildings was generally small. The results also demonstrated that numerical analyses of the MDOF system could explain the vibration propagation characteristics within a building.

Key Words: Vibration Propagation, Structure Born Sound, Subway, Input Loss, MDOF System Analysis

1. はじめに

居住性能の向上に対する要求が高まる傾向にある中で、それらの要求に応えられる技術が求められている。地下鉄走行に伴い発生する固体伝搬音（以下、固体音）の低減もそのような要求の一つである。近年の顕著な傾向である居住の都心回帰、さらなる地下鉄網の整備などにより固体音が問題となる場面が増加してきており、固体音対策が重要な技術的課題となってきた。特に固体音に対しては事後対策が困難なことから、企画・設計段階においてその影響を予測し、事前に適切な対策を施すことが重要となる。

前報¹⁾では、固体音の予測と免震構法の固体音低減に対する有効性の確認を目的として、実測を通じて鉄道軌道（高架軌道）近傍に建つ免震建物および周辺地盤における波動伝搬特性や基礎による入力損失、などの傾向を見た。本報では、地下鉄走行に伴う振動に着目し、固体伝搬音の予測精度の向上を目的として3棟の建物で行った振動測定の結果について報告するとともに、建物内の

振動伝搬特性について解析による評価の可能性を確認することを目的として、多質点系応答解析による測定結果の検証を行った。また3棟の建物のうち1建物は免震構法を採用した建物であり、免震構法による固体音低減効果について確認する。

2. 対象建物および測定概要

表-1 に測定対象建物と特性把握のための測定項目を示す。建物用途は、建物 A, B は共同住宅であり、建物 C は事務所である。敷地や建物の制約から建物 C については地盤の振動伝搬および入力損失の各特性を把握するための測定をしていない。

表-1 対象建物と特性把握のための測定項目

対象建物	用途	特性把握のための測定項目		
		地盤波動伝搬	入力損失	建物波動伝搬
A	共同住宅	○	○	○
B	共同住宅	○	○	○
C	事務所	—	—	○

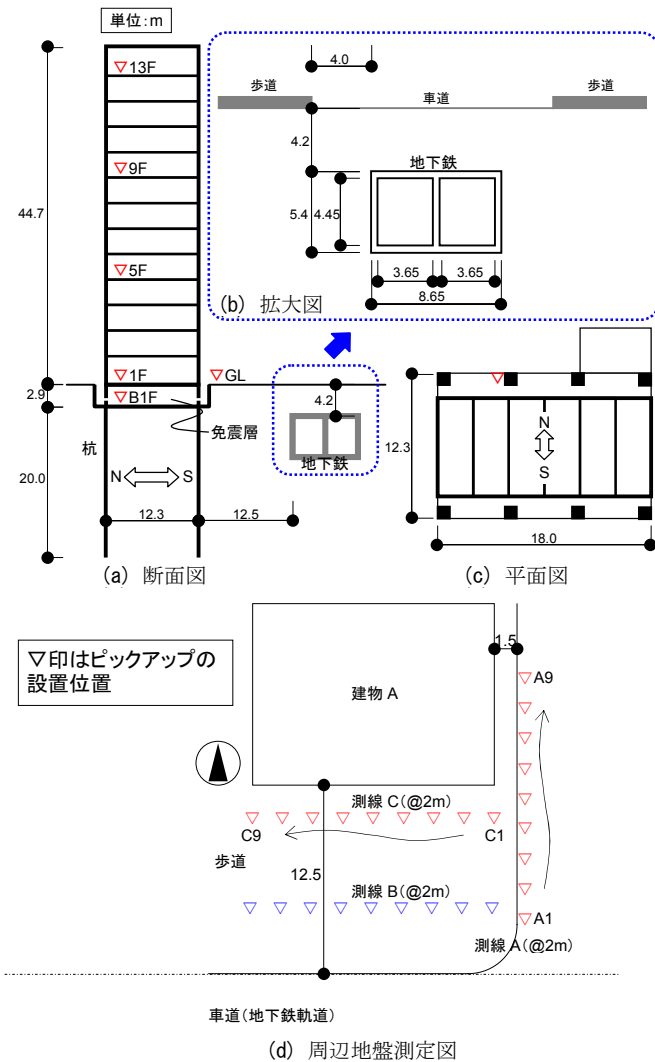


図-1 建物 A および周辺地盤と地下鉄に関する概要図

(1) 建物 A における振動測定結果

a) 測定概要

図-1 に建物 A および周辺地盤と地下鉄に関する概要図を示す。建物から水平に 12.5m、道路面から 4.2m の深さの位置に函体がある。函体は、高さ 5.4m、幅 8.65m、厚さ 0.45m の断面形状を有する 2 連のケーソンである。建物は約 18m×12m (3×1 スパン) のほぼ長方形をした 13 階建の共同住宅である。構造種別は免震構法 (天然ゴム系積層ゴム+鋼材ダンパー+鉛ダンパー) を採用した RC 造であり、基礎は杭基礎である。測定には周波数範囲が 2~100Hz である 3 成分加速度計 (JEP-6A3, ㈱アカシ製) を用いた。同図にピックアップの配置を示す。ピックアップはスラブや梁の振動の影響が少なくなるように柱または免震部材の近傍に設置した。ピックアップの設置位置は他の 2 建物についても同様である。データはサンプリング周波数 500Hz, A/D 変換は 16bit で収録した。なお、地上道路は片側 2 車線の比較的交通量の多い幹線

表-2 建物 A 付近の推定された S 波速度構造

層番号	深度 (m)	層厚 (m)	S 波速度 (m/s)
1	-0.92	0.92	175
2	-1.94	1.02	266
3	-2.88	0.94	118
4	-5.62	2.74	177
5	-10.57	4.95	254
6	-18.03	7.46	423
7	—	—	850

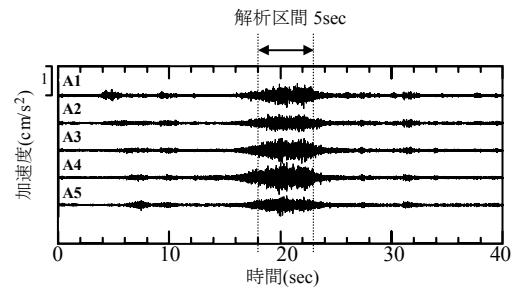


図-2 地下鉄の地盤振動波形例(建物 A;UD 成分)

道路であるが、自動車走行によるノイズの少ないデータがいくつか得られた。本報ではそれらのデータについてのみ分析を行った。

b) 地盤構造調査結果

本測定地点において表面波探査法 (SWS 法) を用いた地盤構造調査を実施した。表面波探査法とは、地表を打撃して発生する Rayleigh 波を、直線上に並べたピックアップで測定し、Rayleigh 波分散特性を満足する S 波の速度構造をインバージョン解析により推定する地盤調査法である。表面波探査は測線 B で行った。表-2 に SWS 法による S 波速度構造の推定結果を示す。建物 A の周辺地盤の S 波速度分布は、深さ GL-10.57m までは 118~266m/s の比較的遅い層で構成されているが、それ以深では 400m/s 以上の比較的速い層となっている。

c) 地盤の波動伝搬特性

地盤振動の測定は、地下鉄走行方向に対して直交 (測線 A) および平行 (測線 C) となる 2 測線で実施した。

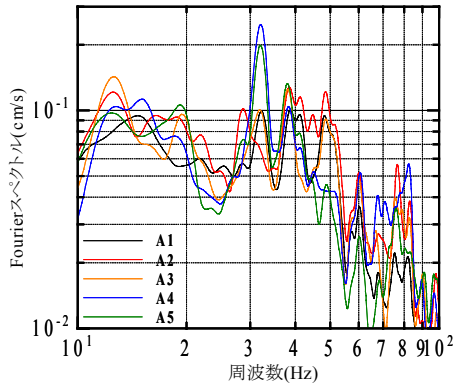


図-3 測線 A (A1~A5) における Fourier スペクトル

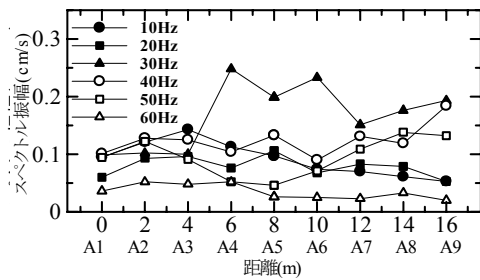


図-4 測線 A の距離減衰特性(建物 A)

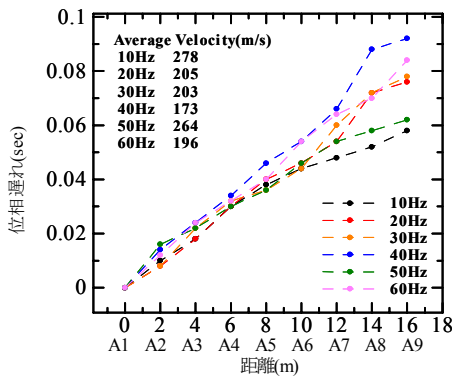


図-5 測線 A の各周波数における走時曲線(建物 A)

測線 A における測定波形例を図-2 に示す。図に見られるように地下鉄走行に伴う振動は、継続時間が 10 秒以下の紡錘形を示す部分である。以下の検討 (他の建物を含む) においてはこの紡錘形部分の UD 成分について解析的検討を行うこととする。

図-3 に測線 A の A1~A5 における Fourier スペクトル (波形の紡錘形部分の 5 秒間) を示す。Fourier スペクトルはバンド幅 3Hz で平滑化処理を行っている。13, 32, 38, 48, 60Hz 付近にスペクトルのピークが見られる。図-4 に 10~60Hz (@10Hz) の周波数におけるスペクトル振幅の距離減衰特性を示す。距離が遠くなるに従いスペクトル振幅が低減する周波数成分も見られるが、測定位置や周波数によりばらつきが見られ、顕著な距離減衰は見られない。

図-5 に各ピーク周波数を中心周波数とする狭帯域パ

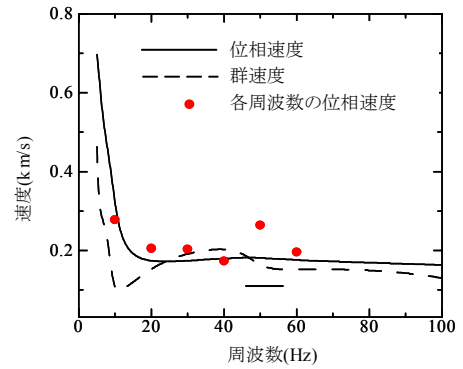


図-6 実測による位相速度と理論 Rayleigh 波分散曲線

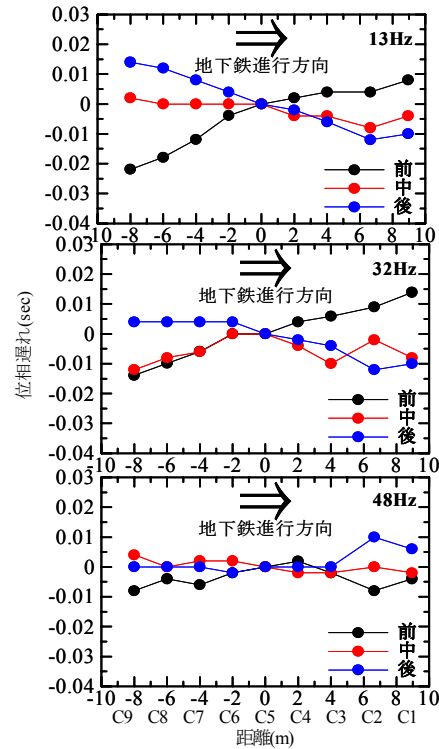


図-7 測線 C における位相遅れ(建物 A)

ンドパスフィルターを施した波形から求めた走時曲線、図-6 にこの走時曲線の近似直線から求めた各周波数成分の位相速度 (プロット) と表-2 に示した S 波速度構造に基づく理論 Rayleigh 波分散曲線 (実線: 位相速度, 点線: 群速度) をそれぞれ示す。測定から求めた位相速度は Rayleigh 波分散曲線に調和的であるとともに、地下鉄振動の卓越する周波数帯域では位相速度に顕著な差が見られないことが分かる。

次に、地下鉄走行と波動の位相特性の関係を調べるため、地下鉄に平行な測線 (測線 C) において観測された波形の紡錘形の中心部分の時刻 (中), その前の時刻 (前) およびその後の時刻 (後) に着目し、各測点における波動の位相遅れを求めた。図-7 に中心周波数 13, 32, 48Hz の測線 C における位相遅れを示す。13, 32Hz においては時刻 (前) および時刻 (後) では地下鉄の進行方向と測

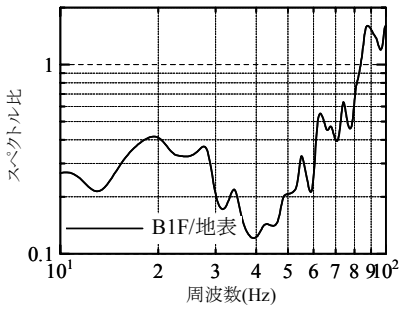


図-8 Fourier スペクトル比(建物 A; B1F/地表)

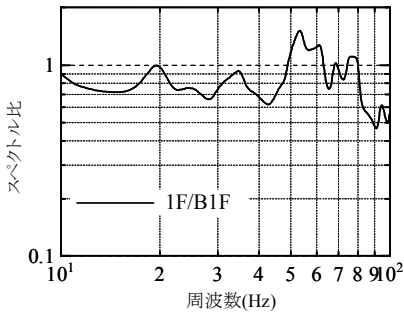


図-9 Fourier スペクトル比(建物 A; 1F/B1F)

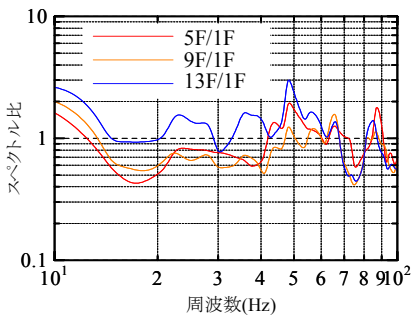


図-10 Fourier スペクトル比(建物 A; 各階/1F)

点の位置関係に起因すると見られる位相遅れが生じているが、時刻(中)ではややばらつきはあるものの顕著な位相遅れは見られない。ただし 48Hz の比較的高振動数になると時刻(前),(中),(後)のいずれにおいても明確な位相遅れが確認されなかった。以上のことから、少なくとも地下鉄が至近距離を通過中に発生する波動は近似的に平面波として扱ってもよいことが推察される。

d) 基礎の入力損失特性

図-8に地表面に対する基礎の Fourier スペクトル比(以下、スペクトル比)を示す。スペクトル比は同一条件で測定されたデータから算定した Fourier スペクトル比のアンサンブル平均とした。10Hz 付近で 0.3 程度、40Hz 付近で最小値を示し、これより高周波数側では再び 1 に近づく。一般に、基礎内においては幾何学的相互作用により周波数が大きくなるとともに振動が低減することは良く知られている。図-8においても 40Hz 程度までは同様の傾向が見られる。ただし、高周波数側でスペクトル

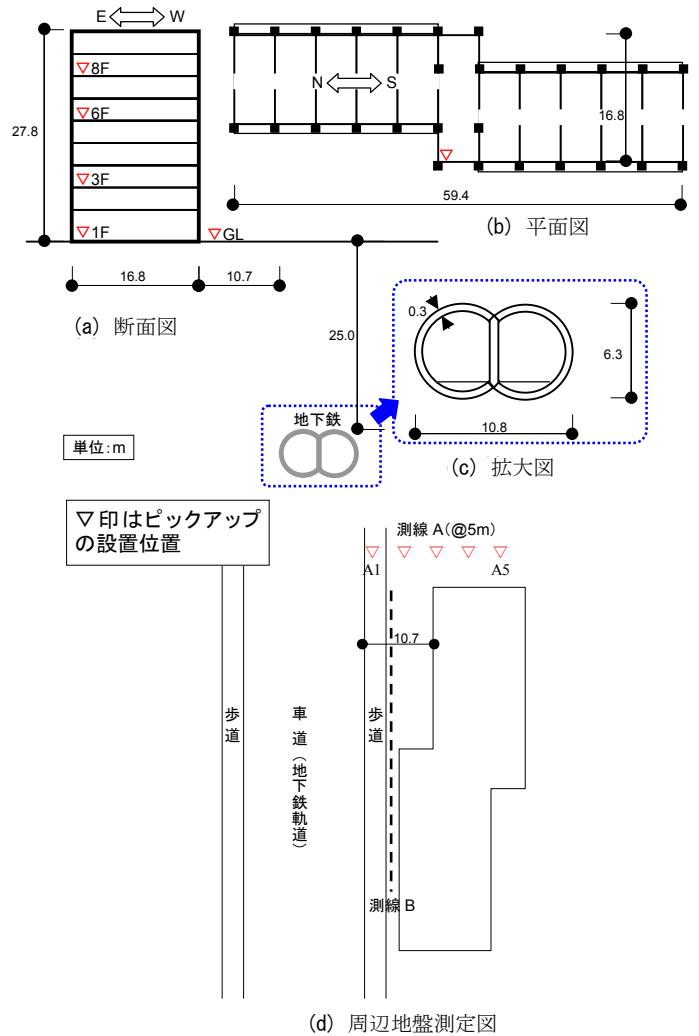


図-11 建物 B および周辺地盤と地下鉄に関する概要図

ル比が大きくなることについては、建物の部材振動あるいは外部騒音による建物の振動などが原因と考えられるが、詳細は今後の研究課題としたい。

e) 免震層による上下動の低減効果

図-9に免震層の伝達特性として B1F に対する 1F のスペクトル比を示す。スペクトル比は、50Hz 付近までは 0.8 程度、50Hz~80Hz でやや増幅するものの、80Hz 以降は再び小さくなるなど、ある種の周波数特性を有するようであるが、全体としては約 0.8 程度の値を示している。このことから、免震層の上下動に対する振動低減効果は若干認められるものの、免震層に対して顕著な上下動低減効果は認められない。これは前報¹⁾で示したように、免震層による上下動の低減効果は上部構造を含めた振動系全体で考える必要があり、上部構造の階数が多くなるほど(上下1次モードの固有振動数が小さくなるほど)、また免震装置の鉛直剛性が大きくなるほど低減効果は小さくなる。建物 A の免震装置の詳細な諸元は不明であるが、総階数は 13 階と比較的階数が多いため、顕

表-3 建物 B 付近の推定された S 波速度構造

層番号	深度 (m)	層厚 (m)	S 波速度 (m/s)
1	-0.85	0.85	295
2	-3.28	2.43	397
3	-5.12	1.84	494
4	-7.53	2.41	255
5	-11.64	4.11	199
6	-18.65	7.01	512
7	—	—	952

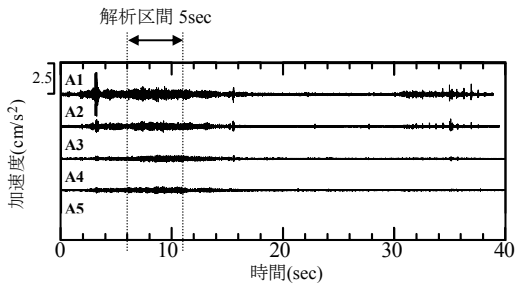


図-12 地下鉄の地盤振動波形例(建物 B;UD 成分)

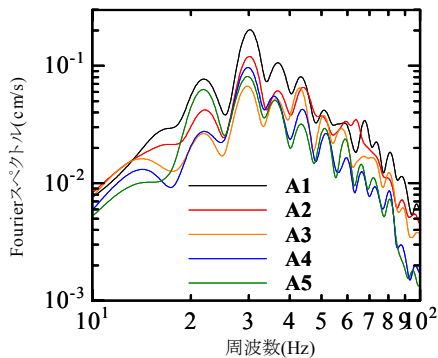


図-13 測線 A の Fourier スペクトル(建物 B)

著な上下動の低減効果が見られなかったものと推察される。

f) 建物内における振動伝搬特性

図-10 に 1F に対する 5, 9, 13F のスペクトル比を示す。振動モードに起因する凹凸はあるものの、ほぼ 1 付近に分布することが注目される。すなわち、地盤から基礎を介して建物に入射した高周波振動は、建物内ではほとんど減衰することなしに建物全体に伝播し、床や壁を振動させていると考えられる。このことから、建物 A においては建物内における振動低減効果はあまり期待できないことが分かる。

(2) 建物 B における振動測定結果

a) 測定概要

図-11 に建物 B および周辺地盤と地下鉄に関する概要

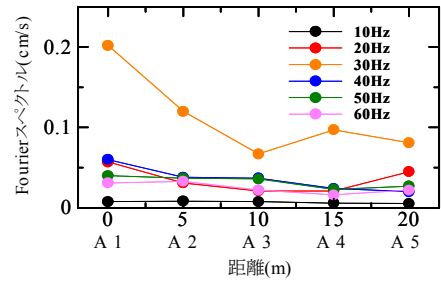


図-14 測線 A の距離減衰特性(建物 B)

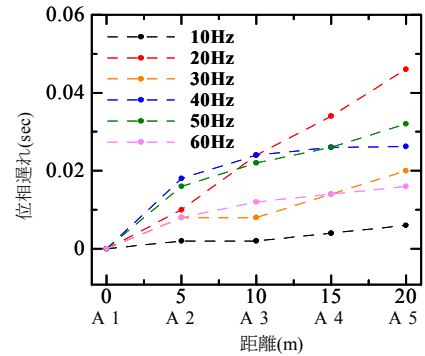


図-15 測線 A の各周波数における走時曲線(建物 B)

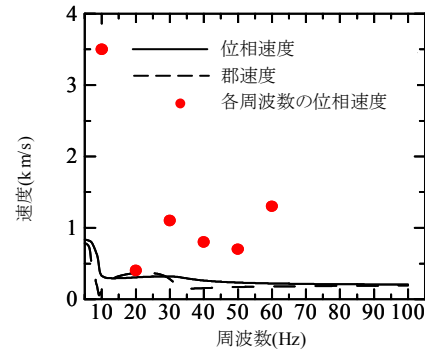


図-16 実測による位相速度と理論 Rayleigh 波分散曲線

図を示す。建物から水平に 10.7m, 路面から 25.0m の深さの位置に函体がある。函体は、高さ 6.3m, 幅 10.8m, 厚さ 0.3m のシールドトンネルである。建物は長方形を一部雁行させた約 59m×17m の平面を有する 9 階建の寮である。構造種別は SRC 造 (充腹) であり、基礎は直接基礎である。測定および波形の分析方法は建物 A において使用した測定システムおよび分析方法を用いた。

b) 速度構造調査結果

表-3 に測線 B において SWS 法によって算定した S 波速度構造の推定結果を示す。建物 B の周辺地盤の S 波速度分布は、約 200m/s から 950m/s と変化に富んだ分布をしているが、比較的 S 波速度の大きい構造となっている。

c) 地盤の波動伝搬特性

地盤振動の測定は、地下鉄走行方向に直交する測線 (測線 A) で実施した。測線 A における測定波形例を図

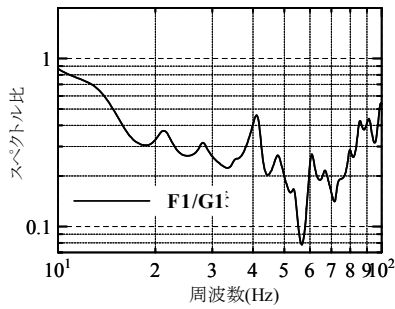


図-17 Fourier スペクトル比(建物 B; 1F/地表)

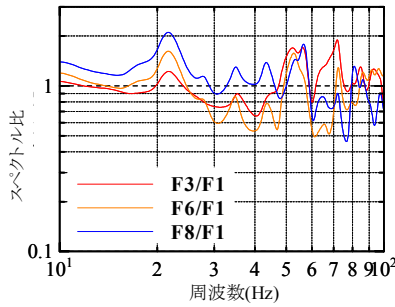


図-18 Fourier スペクトル比(建物 B; 各階/1F)

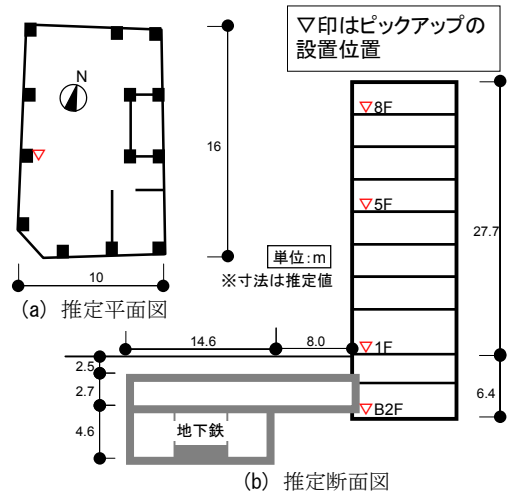


図-19 建物 C と地下鉄に関する概要図

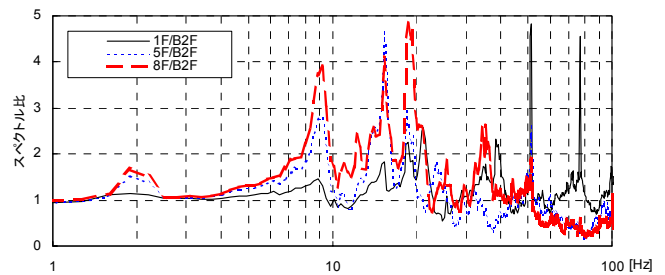


図-20 建物 C と Fourier スペクトル比(各階/B2F)

-12 に示す。図-13 に測線 A の A1~A5 における Fourier スペクトル (波形の紡錘形部分の 5 秒間) を示す。30Hz 付近にスペクトルのピークが見られる。図-14 に 10~60Hz (@10Hz) のピーク周波数におけるスペクトル振幅の距離減衰特性を示す。30Hz のスペクトル振幅は距離が遠くなるに従い最初は顕著に低減するが、その後低減は見られない。他の周波数についてはばらつきはあるものの距離に伴う振幅の低減は顕著に見られない。

図-15 に 10~60Hz (@10Hz) の各ピーク周波数を中心周波数とする狭帯域バンドパスフィルターを施した波形から求めた走時曲線、図-16 にこの走時曲線の近似直線から求めた各周波数成分の位相速度 (プロット) と表-3 に示した S 波速度構造に基づく理論 Rayleigh 波分散曲線 (実線: 位相速度, 点線: 群速度) を示す。位相速度は Rayleigh 波分散曲線に比べて大きく、その多くが約 1000m/s 付近に分布している。この速度は表面波が卓越している建物 A 付近の周辺地盤の 5 倍以上の位相速度である。したがって、建物 B における地盤振動は表面波より実体波が優勢であると推測される。これは、建物 B 付近を通過する地下鉄軌道の深度が深いため、表面波が生成されにくいことに起因しており、地下深部で発生した地下鉄振動は非常に小さな入射角 (ほぼ鉛直) で地表に

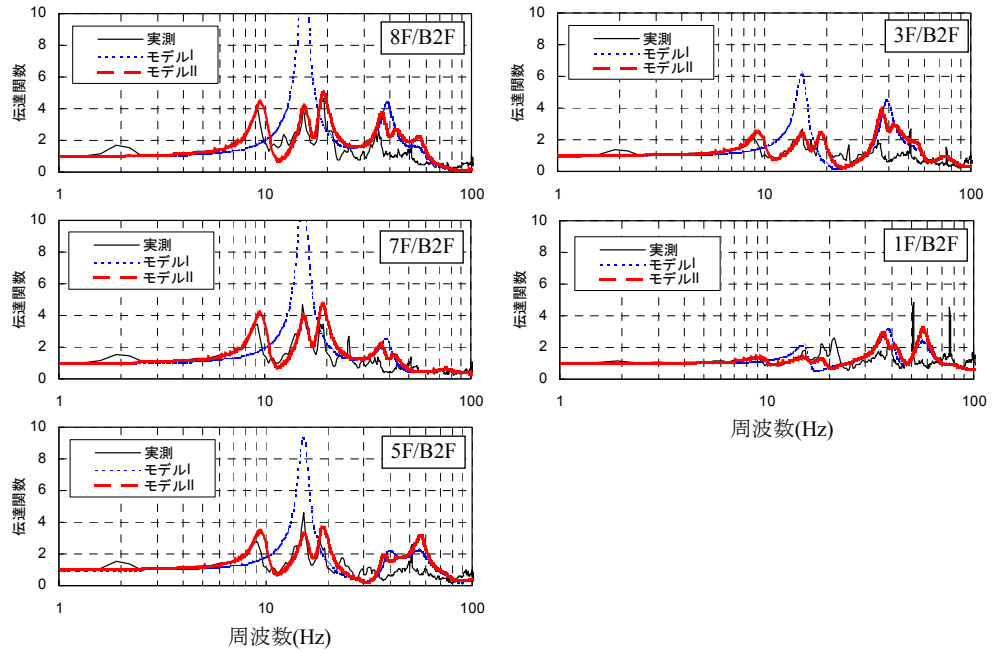
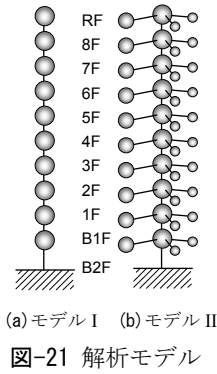
達するため、見かけの位相速度が大きくなっていると考えられる。

d) 基礎の入力損失特性

図-17 に地表面に対する基礎のスペクトル比を示す。スペクトル比は 10Hz 付近から 1 以下となり、60Hz 付近で最小値となり、これより高周波振動では再び大きくなる。建物 A の周辺地盤と比較すると、高振動数側のスペクトル比の増大を除けば建物 B の方が入力損失の効果が小さい。これは、建物 A の周辺地盤では表面波が卓越しているのに対し、建物 B の周辺地盤では実体波が卓越していることに起因していると考えられる。すなわち、波動の位相遅れと基礎長さとの相対関係から入力損失の程度が決まると仮定すると、見かけの位相遅れが大きい表面波が卓越する場合よりも、見かけの位相遅れの小さい実体波が卓越する場合の方が、入力損失が小さいと考えられる。ただし、建物 B の周辺地盤においても高周波数側で再び入力損失が小さくなる傾向が見られ、今後その原因を究明する必要があると考えている。

e) 建物内における振動伝搬特性

図-18 に 1F に対する 3F, 6F, 8F のスペクトル比を示す。凹凸があるものの、高周波数領域においてどの階に対しても平均的に 1 程度以上となっている。建物 A と同様に



建物内における振動の減衰は小さいと考えられる。

(3) 建物 C における振動測定結果

a) 測定概要

図-19 に建物 C と地下鉄函体に関する諸図を示す。なお竣工は昭和初期であり、建物と地下鉄に関する図面がないため、寸法は一部の実測値から推定した。建物は約 $16\text{m} \times 10\text{m}$ のほぼ長方形をした 8 階建の事務所である。構造種別は SRC 造（非充腹）であり、基礎形式は未確認であるが基礎深度・地盤状況から直接基礎と推定される。対象建物は測定後間もなく解体され現在は存在しない。測定には周波数範囲が DC~100Hz である 1 成分加速度計（VM-5122, IMV 製）を用いた。同図にピックアップの配置を示す。データはサンプリング周波数 1kHz, A/D 変換は 16bit で収録した。

b) 測定結果

図-20 に B2F に対する各階（1F, 5F, 8F）の Fourier スペクトル比（UD 成分）を示す。スペクトル比は前述した 2 建物における分析と同様に各測定結果のアンサンブル平均とした。ここでは後の解析との関連を見るために、Fourier スペクトルに対してバンド幅 0.5Hz の平滑化処理を行った。約 50Hz より低周波数側ではおおむね 1 を上回っているが、高周波数側では 5F, 8F において 0.5 程度の比較的フラットな値となっており、建物 A, B とは若干異なった高振動数側で伝達特性が小さい傾向を示している。このことは、戸境壁や間仕切壁など平面計

画上様々な区画の多い住宅系の建物 A,B に対して、建物 C はほとんど区画がなく、高振動数側で共振するような部材が少ないことが影響しているものと思われる。

3. 質点系応答解析による振動伝搬特性の検討

質点系モデルによる高周波数領域の振動特性の予測可能性を検討する。ここでは建物 C を対象とする。図-21 に解析モデルを示す。解析モデルは各階の中心に柱梁とスラブの一部の質量を柱の鉛直ばねを介して連結したモデル（モデル I）と、さらにそれらの各質点からスラブ振動を模擬する等価ばねを介して 1,2 次有効質量を接続したモデル（モデル II）とする。図面がないため質量およびばね定数の各値は推定した部材寸法から換算し、測定結果を参考に若干修正した値を使用した。減衰定数はモード別減衰で与え、1 次, 2 次および 3 次以降の振動モードに対してそれぞれ 0.05, 0.07, 0.10 とした。図-22 に B2F に対する各階の伝達関数を実測と解析とを比較して示す。約 30Hz 以下の低周波数領域における伝達関数を見ると、モデル I よりモデル II の方が実測と整合している。ただし、40Hz 付近ではピーク振動数はおおむね整合しているが、モデル I, II とも実測結果より大きな評価となっている。このことからモデル II のように建物の各部材の振動特性を適切に評価することができれば、質点系モデルによって 100Hz 程度までの振動特性を評価することが可能と考えられる。共同住宅である建物

A, B に対する解析との整合性については今後の検討課題としたい。

4. まとめ

地下鉄軌道近傍に建つ3棟の建物で行った振動測定の結果、以下のような結論が得られた。

- ① 地下鉄通過時における振動の位相遅れは各振動数に対してほぼ同一であり、地下鉄走行に伴う加振源はラインソースと看做すことができると考えられる。
- ② 各周波数成分の位相速度から、地上付近を通過する地下鉄から発生される波動は表面波を主とするが、地表から比較的深い位置を通過する地下鉄から発生される波動は実体波が主である。
- ③ 位相遅れの大きい表面波を受ける基礎のほうが、見かけの位相遅れの小さい実体波を受ける基礎よりも入力損失が大きいものと考えられる。
- ④ 最下層に対する各階の Fourier スペクトル比は、振動モードによる凹凸はあるものの、共同住宅（建物 A, B）よりも事務所建物（建物 C）のほうが高振動数領域において小さい傾向を示す。

- ⑤ 建物全体および各部の振動特性を適切に評価した質点系モデルは、高周波数領域においても伝搬特性を評価できる可能性がある。
- ⑥ 今回測定した免震建物（RC造13階建て）における免震層の上下動に対する振動低減効果は顕著でない。

謝辞：本論文の作成に当たり、名古屋大学澤田義博教授、福井工業大学野路利幸教授、(株)NTT データ大橋哲朗氏（当時名古屋大学大学院修士課程）には、多大なるご指導とご教示を頂くだけでなく、振動測定に関するデータ提供をして頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 山岸邦彰, 岩本毅, 谷垣正治, 原田浩之, 嶋田泰：鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性, 三井住友建設技術研究所報告書, No.2, pp.135-144, 2004.
- 2) 澤田義博, 大橋哲朗, 山岸邦彰, 野路利幸：地下鉄走向に伴う振動の地盤・構造物への伝達特性について, 第112回物理探査学会講演概要集, (投稿中)
- 3) 大橋哲朗：地下鉄走向に伴う振動の地盤・構造物への伝達特性に関する研究, 修士論文, 2005.

コンクリートの非破壊圧縮強度推定法の開発

—構造体コンクリートへの適用に関する検討—

Development of Nondestructive Inspection Method for Estimating Concrete Strength — Study of the Application to Concrete in Structures —

立見 栄司 EIJI TATSUMI

衝撃弾性波の伝播速度を用いた非破壊圧縮強度推定法を構造体コンクリートに適用する場合、その弾性波速度を適切に測定するため、弾性波速度測定に影響を及ぼす要因について検討する必要がある。本報告では、構造体コンクリートを模擬した2種類の試験体に関する実験により、弾性波速度の内部特性および鉄筋の弾性波速度がコンクリート表面で測定された弾性波速度に及ぼす影響を明らかにした。

キーワード： 構造体コンクリート、非破壊検査、衝撃弾性波、弾性波速度、圧縮強度、鉄筋

In a case to apply the proposed nondestructive inspection method to concrete in structures, it is essential to evaluate the elastic wave velocity appropriately by existence of some influence factors to the measurement velocity. This paper described experiments conducted on two kinds of specimen modeling concrete structures and clarified the influence of internal velocity distribution and existence of reinforcements, on the elastic wave velocity measured at the surface of concrete.

Key Words: Concrete in Structures, Nondestructive Inspection, Impact-Elastic Wave, Elastic Wave Velocity, Compressive Strength, Reinforcement

1. はじめに

筆者はコンクリートの圧縮強度を従来の反発度法や超音波法^{1),2)}とは異なる衝撃弾性波の伝播速度（弾性波速度）から推定する方法、いわゆる「衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法」³⁾を開発した。この方法は、強度を測定する部位に振動検出器を当て、その近傍をハンマーで軽く叩くだけの極めて簡便な方法で圧縮強度が推定できることを特徴としている。

すでに現場展開を意図した試作機を作製し、場所打ちコンクリート杭の杭頭強度確認⁴⁾を中心に、施工中の構造体コンクリート（壁・スラブ・梁）の強度推定など、施工時の強度管理に適用した結果、高い実用性を確認した。

本方法は、コンクリート表面で弾性波速度を測定し、弾性波速度と圧縮強度との関係を用いて強度を推定しているため、弾性波速度に影響を及ぼす要因が推定精度の低下や誤差を招く可能性がある。そこで、推定精度の向

上および適用範囲を把握する観点から、既往の研究⁵⁾において、コンクリートの使用材料、調合および養生方法など、コンクリートの構成要素が弾性波速度と圧縮強度との相関関係に及ぼす影響について検討した。その結果、普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートの場合、粗骨材の量や種類などが一般的な調合の範囲（圧縮強度が20~70N/mm²）であれば、その構成要素が弾性波速度と圧縮強度との関係に及ぼす影響は比較的小さいことを確認し、これらの検討結果を基に標準的なコンクリートに対する圧縮強度推定式を設定した。

一方、コンクリートの含水率が超音波速度（音速）に影響を及ぼすことは多くの研究^{6),7)}から知られているが、衝撃弾性波に関する系統的な研究はあまり見られないため、昨年度は含水率が弾性波速度に及ぼす影響について検討⁸⁾した。そして、既報⁵⁾で設定した圧縮強度推定式が含水率を考慮した強度推定式に拡張できる可能性を明らかにした。

さらに、本方法を構造体コンクリートの強度推定に適用する場合、その内部と表面（表層）の弾性波速度が異なること、また、コンクリート中の鉄筋が弾性波速度に影響を及ぼす⁹⁾ことなどの特性を把握する必要がある。

本報告では、構造体コンクリートの弾性波速度を適切に測定することを目的に、構造体コンクリートを模擬した試験体を用いた実験により、弾性波速度の内部特性および鉄筋の弾性波速度がコンクリート表面で測定された弾性波速度に及ぼす影響等を検討する。

2. 実験概要

(1) 実験の目的および実験項目

構造体コンクリートの弾性波速度は、表層部と内部とは異なり、一般的には内部が速い。これにはコンクリートの型枠、打設方法、養生方法、発熱および乾燥などの要因が考えられる。また、弾性波速度はコンクリートより鋼材の方が速いため、鉄筋コンクリートの場合、鉄筋近傍の弾性波速度は鋼材の影響を受けて見掛けの速度として速くなる可能性がある。弾性波速度測定方法において、図-1に示すように、コンクリート表面に設置した二つのセンサーにより、その延長線上を打撃して発生させた衝撃弾性波の位相速度を測定する場合、コンクリートと鉄筋の相対的な弾性波の速度差により、鉄筋を通してセンサーに到達する経路（経路C）がコンクリート表面を伝播する経路（経路A）よりも時間的に短いとき、測定された弾性波速度は、見掛け上、実際より速くなる。

本研究で対象とする圧縮強度推定法は、コンクリートの弾性波速度を測定し、弾性波速度と圧縮強度との相関関係から圧縮強度を算出している。このため、測定した弾性波速度が構造体コンクリート本来のものとは異なる場合、推定圧縮強度の精度に影響を及ぼすことになる。本強度推定法を構造体コンクリートに適用する際に、あらかじめ弾性波速度測定に関する問題点を検討すること

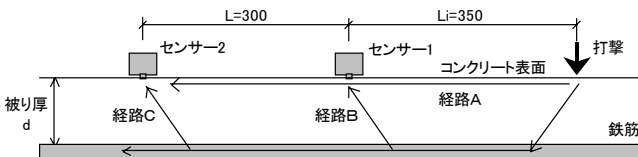


図-1 弾性波速度測定方法および弾性波の伝播経路模式図

表-1 実験概要

実験シリーズ	実験項目
実験(1) 構造体コンクリートの弾性波速度特性	(1) コア供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係
	(2) 模擬試験体表面の弾性波速度
	(3) 模擬試験体の弾性波速度分布
	(4) コア供試体と模擬試験体の弾性波速度の関係
実験(2) コンクリート中の鉄筋が弾性波速度に及ぼす影響	(1) 水セメント比の異なるコンクリートに対する鉄筋の影響
	(2) 鉄筋径がコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響
	(3) かぶり厚さがコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響
	(4) 測定角度がコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響

は、推定精度向上の観点から非常に重要であると考えられる。

そこで、本報告では2種類の実験を計画した。表-1に実験概要を示す。実験(1)は構造体コンクリートの弾性波速度特性を把握するものである。ここでは、構造体模擬試験体(1,000W×700D×300H)により、コンクリート表面で測定した弾性波速度と試験体から採取したコア供試体の弾性波速度を比較した。実験項目は、コア供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係、模擬試験体表面の弾性波速度、模擬試験体の弾性波速度分布およびコア供試体と模擬試験体の弾性波速度の関係とした。次に、実験(2)はコンクリート中の鉄筋が弾性波速度に及ぼす影響を把握するものである。鉄筋が弾性波速度に影響を及ぼす因子として、水セメント比、鉄筋径、かぶり厚さおよび測定角度が考えられる。測定角度とは弾性波速度測定の測線と鉄筋との成す角度である。水セメント比、鉄筋径およびかぶり厚さを変えた鉄筋コンクリート壁の試験体を作製し、弾性波速度分布を測定した。実験項目は、水セメント比の異なるコンクリートに対する鉄筋の影響、鉄筋径がコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響、かぶり厚さがコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響および測定角度がコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響とした。

各実験の試験体は、水セメント比が40、50および60%の3種類とし、打設後5日目に型枠脱型され、実験室内で気中養生された。実験(1)の測定は材齢7、14、28および56日に行い、実験(2)は材齢8週に行った。

(2) 使用材料および調合

コンクリートは生コンプラント製である。使用材料を表-2に、コンクリートの調合および実測スランプ、空気量を表-3に示す。セメントは普通ポルトランドセメントを、細骨材は茨城県稲敷郡産の陸砂および栃木県栃木市産の砕砂を等率混合で、粗骨材は栃木県安蘇郡産の砕石を使用した。粗骨材は硬質砂岩で、最大寸法は20mm、かさ容積は0.60m³/m³とし、目標スランプは18cmおよび目標空気量は4.5%とした。

表-2 使用材料

主材料	種類・性質
セメント	普通ポルトランドセメント(密度3.16g/cm ³ 、比表面積3,280cm ² /g)
細骨材	茨城県稲敷郡産・陸砂(表乾密度2.58,粗粒率2.20)、 栃木県栃木市産・砕砂(表乾密度2.62,粗粒率3.10)、50:50混合
粗骨材	栃木県安蘇郡産・砕石(表乾密度2.67g/cm ³ 、実積率60.0%)

表-3 コンクリートの調合および実測スランプ、空気量

水セメント比 (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				実測スランプ(cm)	実測空気量(%)
		W	C	S	G		
40	42.5	190	475	679	943	20.5	5.8
50	45.0	182	364	770	967	18.5	4.1
60	47.3	180	300	837	956	17.0	4.5

コンクリート供試体は、φ100×200mmの円柱供試体を用い、水セメント比および測定材齢ごとに3体ずつ作製し、標準養生を行った。

(3) 弾性波速度の測定方法

円柱供試体の弾性波速度 V_p は、既報⁵⁾と同様に、衝撃弾性波の多重反射波を測定し、スペクトル解析により、反射波の1次振動数 f_1 および供試体の長さ L から式(1)により算出した。この方法は、インパクトエコー法¹⁰⁾として一般的であり、円柱供試体のように形状が単純で整った部材において、比較的安定した測定結果が得られる。

$$V_p = 2L \cdot f_1 \quad (1)$$

試験体の弾性波速度測定方法は、位相法¹¹⁾と透過法を用いた。位相法は、図-1に示すように、コンクリート表面に設置した二つのセンサーにより、その延長線上を打撃して発生させた衝撃弾性波の位相速度を測定する方法であり、試験体表面の弾性波速度測定に用いた。他方、透過法は、センサーを内蔵したハンマー（インパルスハンマー）でコンクリート表面を打撃し、弾性波が構造体内部を透過して反対面に到達したときの位相速度を測定する方法である。この方法も位相法の一つであるが、超音波測定法で用いられる透過法に似ているので、透過法と呼ばれている。透過法は、構造体内部を伝播する弾性波速度を測定できるので、奥行き寸法が既知の場合は、有効な測定方法である。

3. 構造体コンクリートの弾性波速度特性

(1) 構造体模擬試験体および弾性波速度測定部位

この実験シリーズは、構造体コンクリートの弾性波速度特性を把握するものである。図-2に構造体模擬試験体概要図を示す。試験体は無筋で3体作製した。寸法は長辺方向1,000mm、短辺方向700mmおよび高さ300mm、水セメント比は40、50および60%である。弾性波速度測

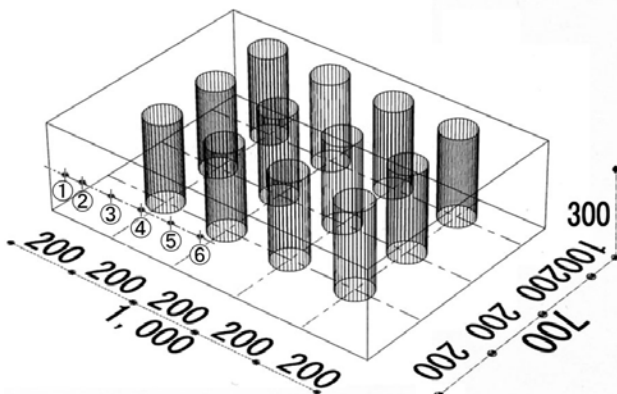


図-2 構造体模擬試験体概要図

定は材齢7、14、28および56日に実施した。コア供試体は、図-2のように、φ100のボーリングマシンで採取されたコアのコンクリート打設面を切除され、φ100×200mmに端面成型されたもので、材齢ごとに3本採取された。

位相法による試験体表面の弾性波速度測定は、長辺方向の1,000×300mmの面（側面）で行った。透過法による試験体内部の弾性波速度測定は700mmの透過距離を持つ短辺方向で行い、測定点は、図-2の①～⑥で示すように、長辺方向の側面の端部から中央までを100mm間隔（端部のみ50mm間隔）とした位置である。

(2) コア供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係

標準養生による円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係を図-3に示す。比較のために、既報⁵⁾で設定した圧縮強度推定式を図中に示す。各凡例記号の点は左から材齢7、14、28および56日を示している。円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係は、材齢7日および14日は圧縮強度推定式に載っていないが、材齢28日および56日は非常によく載っていた。この傾向は普通ポルトランドセメントの特性とは異なり、むしろ高炉セメントB種の弾性波速度と圧縮強度との関係⁵⁾に類似している。

円柱供試体およびコア供試体の弾性波速度と圧縮強度

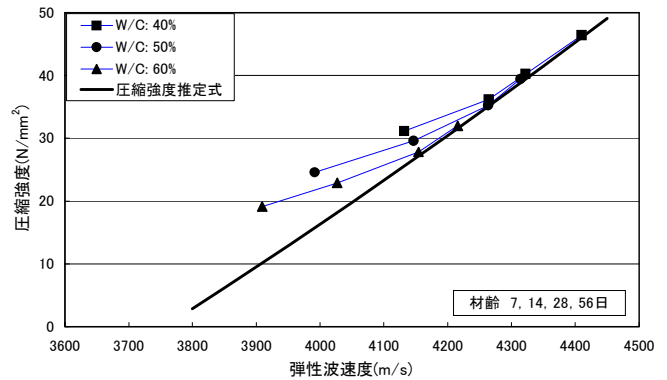


図-3 円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係

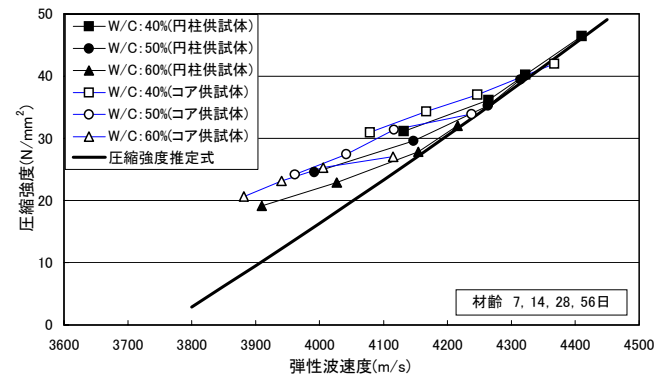


図-4 円柱供試体およびコア供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係

との関係を比較して図-4に示す。同一強度に対する弾性波速度は、全般的にコア供試体が円柱供試体より遅い傾向が見られるものの、両者とも圧縮強度との相関関係は比較的良好に一致していた。これにより、構造体コンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係は、標準養生による円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係にほぼ一致していることが確認された。

(3) 模擬試験体表面の弾性波速度

材齢7, 14, 28および56日において、構造体模擬試験体の長辺方向の側面で、図-5に打撃方法を示すように、打撃面の違いによる2種類の位相法による実験を実施した。打撃面の違いによる弾性波速度の比較を図-6に示す。横軸に示す直交面打撃の弾性波速度とは、センサーの延長線上の測定面と直交する側面を打撃すること(打撃A)、すなわち、粗密波の進行方向に打撃することにより測定した位相速度である。他方、縦軸に示す同一面打撃の弾性波速度とは、センサーの延長線上の測定面を打撃すること(打撃B)により測定した位相速度である。この結果、両者はほぼ一致しており、測定に適した打撃方法が

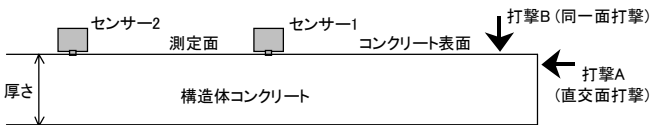


図-5 位相法の打撃方法

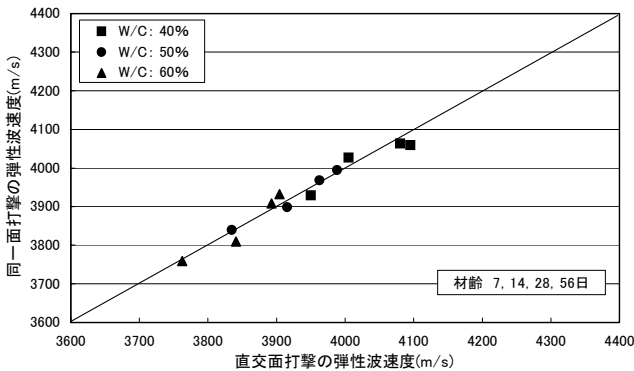


図-6 打撃面の違いによる弾性波速度の比較

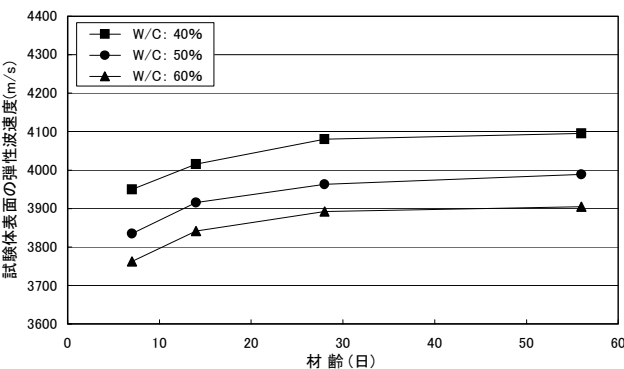


図-7 試験体表面の弾性波速度の材齢変化

可能であることが確認された。

試験体表面の弾性波速度の材齢変化を図-7に示す。試験体表面の弾性波速度は、材齢28日までは顕著な増加が見られたが、その後56日までは、円柱供試体の弾性波速度の増加量に比較してわずかな増加に留まった。これは、加齢とともに試験体表面から乾燥が進み、含水率の減少が弾性波速度の成長に影響を及ぼしたものと考えられる。

(4) 模擬試験体の弾性波速度分布

材齢7, 14, 28および56日において、構造体模擬試験体の短辺方向で透過法により、試験体内部の弾性波速度分布を測定した。一例として、材齢14日における模擬試験体内部の弾性波速度分布を図-8に示す。試験体内部の弾性波速度の分布は、水セメント比に関係なく、端部の5cmは遅くなる傾向があるものの、大きな変動・バラツキはなく、ほぼ一定値を示していた。

試験体内部と端部の弾性波速度の比較を図-9に示す。ここで、試験体内部とは端部から10~50cmの部位を、試験体端部とは端部の5cmの部位をいう。試験体内部の弾性波速度は、内部5測点の平均値である。試験体内部と端部の弾性波速度を比較すると、水セメント比に拘らず、試験体内部が若干速い傾向が見られた。また、加齢に伴う弾性波速度の増加は、試験体端部に比べ、試験体内部に顕著な傾向が見られ、その差は水セメント比が大きいほど顕著であった。この傾向は試験体表面の弾性波速度

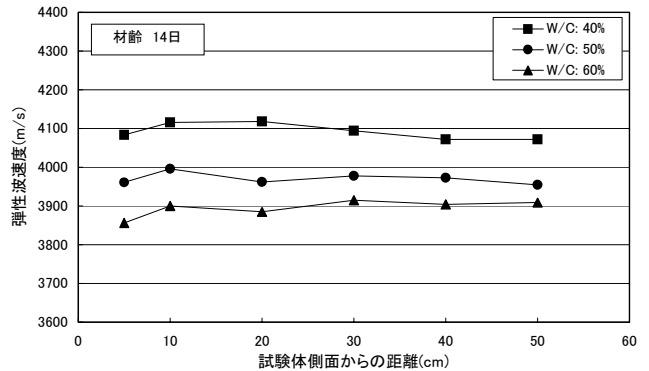


図-8 模擬試験体内部の弾性波速度分布

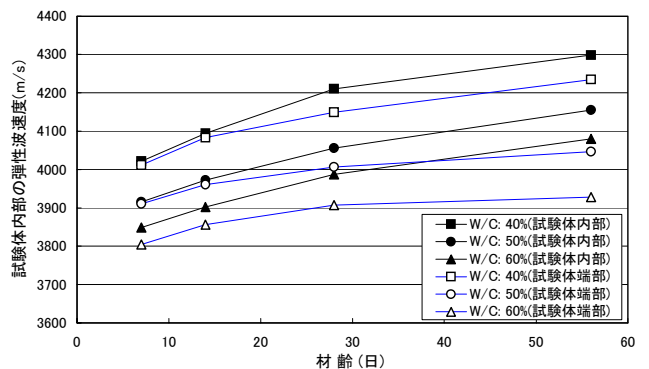


図-9 試験体内部と端部の弾性波速度の比較

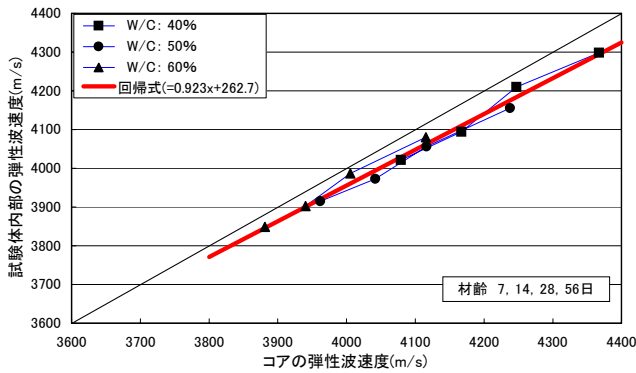


図-10 試験体内部とコア供試体の弾性波速度の比較

の材齢変化（図-7）にも共通する含水率の影響であると考えられる。すなわち、水セメント比が大きいコンクリートほど、緻密性が低いため、表層部の含水率の低下量が大きくなり、弾性波速度に及ぼす含水率の影響が大きく現れたためであると思われる。

(5) コア供試体と模擬試験体の弾性波速度の関係

試験体内部とコア供試体の弾性波速度の比較を図-10に示す。試験体内部とコア供試体の弾性波速度は、コア供試体がわずかに速い傾向が見られるものの、水セメント比、材齢に拘らず、ほとんど一致していた。図中の太い直線は回帰式であり、凡例に直線の式を示す。回帰式より算出した試験体内部とコア供試体の弾性波速度の差は約1.5%であるが、強い相関性が認められた。これにより、透過法でコンクリート内部の弾性波速度を高精度で測定できること、この結果、構造体コンクリートの強度推定が可能であることが確認された。

他方、試験体表面とコア供試体の弾性波速度の比較を図-11に示す。試験体表面とコア供試体の弾性波速度は、水セメント比および28日以下の材齢に対して依存性がなく、強い相関性が見られた。しかしながら、各凡例記号右端の材齢56日の場合、試験体表面の弾性波速度は、(3)節で述べたように増加量が小さいため、材齢依存性が見られた。図中の太い直線は材齢28日までの相関関係から求めた回帰式である。この回帰式から算出した試験体表面の弾性波速度はコア供試体より約3.5%遅くなった。この結果、コンクリート表面で測定した弾性波速度から推定した強度は、構造体コンクリートの強度より低い可能性がある。したがって、適切な推定を行うためには、実験データを蓄積することにより、強度補正を施す必要があるものと考えられる。

(6) まとめ

3章では、構造体模擬試験体の表面で測定した試験体内部の弾性波速度およびコア供試体の弾性波速度等を比較

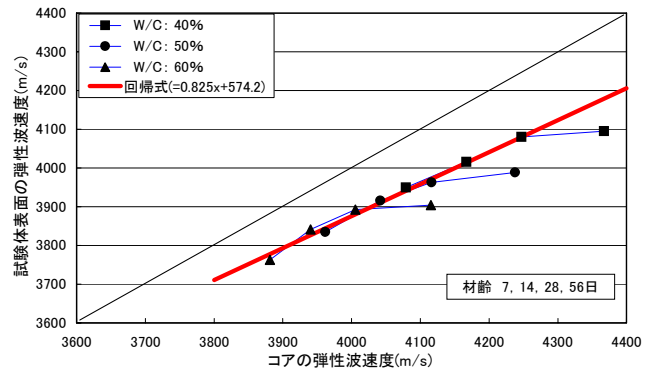


図-11 試験体表面とコア供試体の弾性波速度の比較

検討し、以下のことを明らかにした。

- ① 円柱供試体およびコア供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係は比較的よく一致していた。これにより、構造体コンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係は、標準養生による円柱供試体の弾性波速度と圧縮強度との関係にほぼ一致することが確認された。
- ② 試験体表面の弾性波速度測定において、打撃面を直交面および同一面とした2種類の位相法を実施した。直交面打撃の弾性波速度と同一面打撃の弾性波速度はほぼ一致しており、測定に適した打撃方法が可能であることが確認された。
- ③ 試験体表面の弾性波速度は、材齢28日までは顕著な増加が見られたが、その後56日までは、円柱供試体の弾性波速度の増加量に比較してわずかな増加に留まった。これは、加齢とともに試験体表面から乾燥が進み、含水率の減少が弾性波速度の成長に影響を及ぼしたものと考えられる。
- ④ 試験体の短辺方向で透過法により弾性波速度分布を測定した。試験体内部と端部の弾性波速度を比較すると、水セメント比に拘らず、試験体内部が若干速い傾向が見られた。また、加齢に伴う弾性波速度の増加は、試験体端部に比べ、試験体内部が大きい傾向が見られた。
- ⑤ 試験体内部とコア供試体の弾性波速度は、水セメント比、材齢に拘らず、ほぼ一致していた。これにより、透過法でコンクリート内部の弾性波速度を測定できること、この結果、構造体コンクリートの適切な強度推定が可能であることが確認された。
- ⑥ 試験体表面とコア供試体の弾性波速度は、水セメント比および28日以下の材齢に対して依存性がなく、強い相関性が見られたが、材齢56日では、材齢依存性が見られた。試験体表面の弾性波速度はコア供試体に比べて遅くなる傾向があるため、コンクリート表面で測定した弾性波速度から推定した強度は、実際より低く評価される可能性がある。

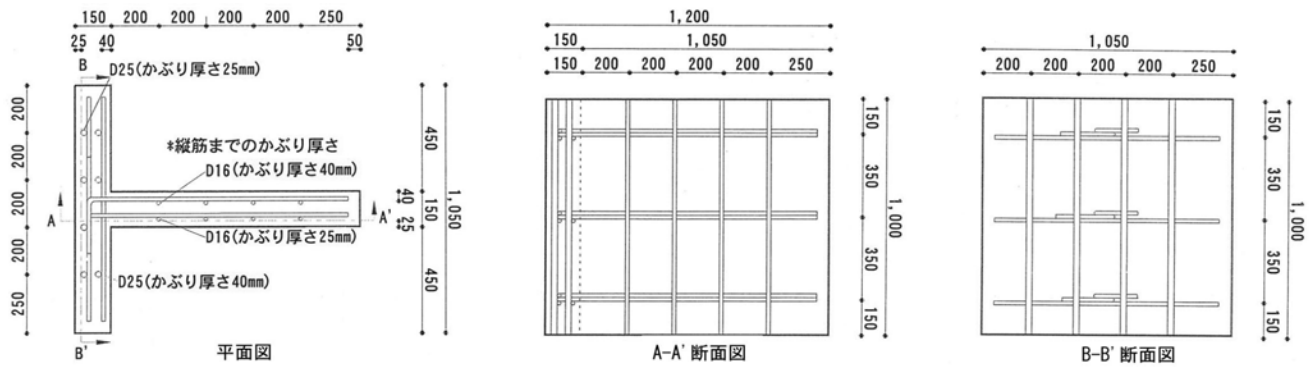


図-12 鉄筋コンクリート壁試験体概要図

表-4 実験項目に対する影響因子および水準

実験項目	影響因子			測定角度(度)
	水セメント比(%)	鉄筋径(mm)	かぶり厚さ(mm)	
(1)水セメント比の異なるコンクリートに対する鉄筋の影響	40,50,60	16	25	0
		25	25,40	
(2)鉄筋径がコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響	50	16,25	25	0
(3)かぶり厚さがコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響	50	25	25,40	0
(4)測定角度がコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響	50	25	25	0,30,45

4. コンクリート中の鉄筋が弾性波速度に及ぼす影響

(1) 実験項目および試験体概要

鉄筋の弾性波速度がコンクリート表面で測定した弾性波速度に影響を及ぼす因子には、前述したように、水セメント比、鉄筋径、かぶり厚さおよび測定角度がある。これらの因子が弾性波速度に及ぼす影響を明らかにするため、表-4 に実験項目に対する影響因子および水準を示す。それぞれの影響因子と水準は、水セメント比が 40, 50 および 60%, 鉄筋径が D16 および D25, かぶり厚さが 25 および 40mm, 測定角度が 0, 30 および 45 度である。

鉄筋コンクリート壁試験体概要図を図-12 に示す。試験体は、自立させるため、D16 で配筋された壁 (A-A'断面) と D25 で配筋された壁 (B-B'断面) とが T 型平面を成している。それぞれの壁はダブル配筋とし、かぶり厚さは一方が 25mm, 他方が 40mm である。測定の対象とした鉄筋は縦筋で、200mm 間隔に配筋した。試験体数は水セメント比ごとの 3 体とした。コンクリートは生コンプラント製であり、使用材料、調合等は 2 章の(2)節に示す。試験体は、打設後 5 日目に脱型され、実験室内において気中養生された。弾性波速度測定は材齢 8 週に行った。

(2) 水セメント比の異なるコンクリートに対する鉄筋の影響

水セメント比の異なる試験体の弾性波速度分布を図-13~図-15 に示す。図-13 は鉄筋径 D25, かぶり厚さ 25mm の弾性波速度分布であり、図-14 は鉄筋径 D25, かぶり厚さ 40mm の弾性波速度分布である。また、図-15 は鉄筋径 D16, かぶり厚さ 25mm の弾性波速度分布であ

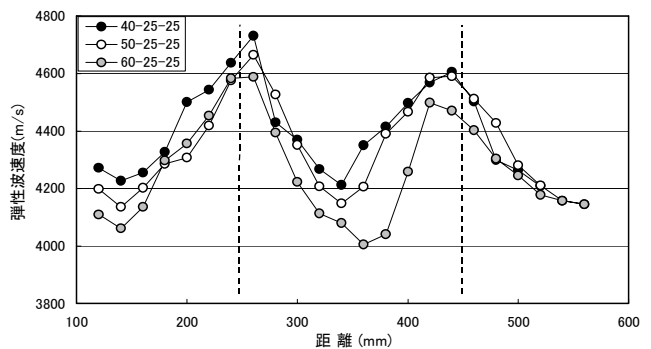


図-13 鉄筋径 D25, かぶり厚さ 25mm の弾性波速度分布

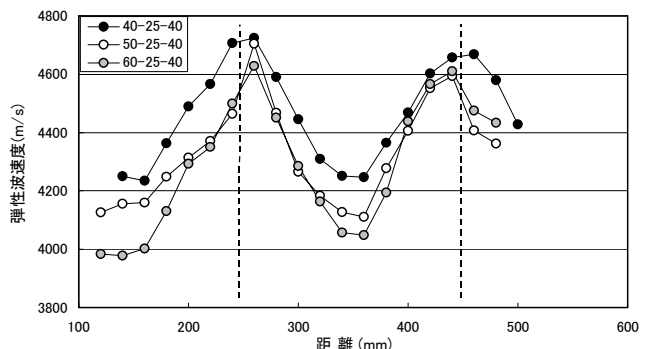


図-14 鉄筋 D25, かぶり厚さ 40mm の弾性波速度分布

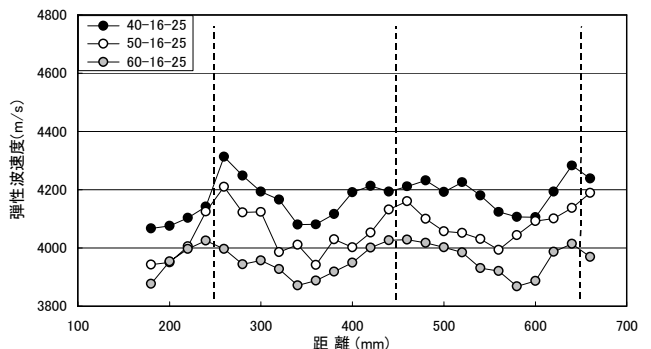


図-15 鉄筋 D16, かぶり厚さ 25mm の弾性波速度分布

る。各図の横軸は試験体壁面に無かい右端からの距離を示し、縦軸は 20mm 間隔で測定した測定角度 0 度の弾性波速度である。凡例は水セメント比-鉄筋径-かぶり厚さを示す。いずれの水セメント比の場合にも、弾性波速度に山と谷の変動が見られ¹⁰⁾、山部は破線で示す鉄筋位

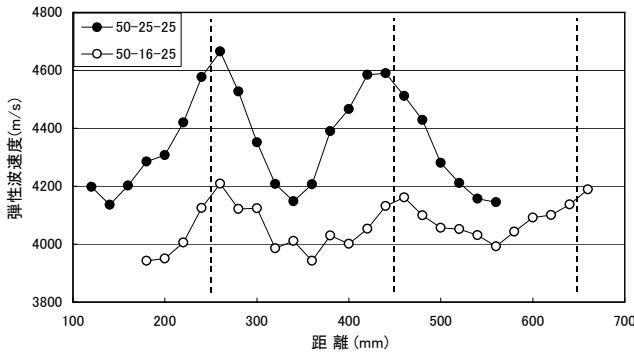


図-16 鉄筋径の違いによるコンクリートの弾性波速度分布

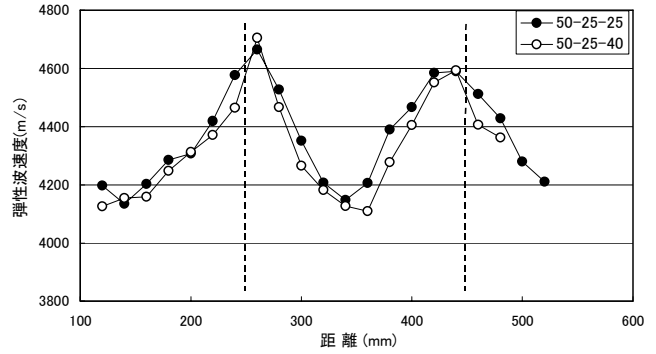


図-17 かぶり厚さの違いによるコンクリートの弾性波速度分布

表-5 試験体の上下間で測定した弾性波速度

水セメント比 (%)	弾性波速度(m/s)			
	鉄筋を伝播する速度		コンクリートを伝播する速度	
	D25	D16	D25	D16
40	4753	4361	4161 (4187)	4019 (4000)
50	4744	4298	4108 (4147)	3936 (3929)
60	4682	4218	4012 (4078)	3850 (3849)

()は計算値

置に、谷部はその中間に対応していた。これにより、山部は鉄筋の影響により速度が速く測定され、谷部は本来のコンクリートの弾性波速度か、それに近い速度であると考えられる。また、水セメント比が小さいコンクリートほど、弾性波速度の変動全体が速い値を示した。D16は弾性波速度の変動が小さいので、D25(図-13)に着目すると、水セメント比が40%と60%の弾性波速度の差は、鉄筋直近より中間の方が大きい傾向が見られた。このことは、水セメント比が大きいコンクリートほど、弾性波速度が遅いので、鉄筋の影響を受けて見掛けの弾性波速度が増加する割合が高くなると考えられる。

(3) 鉄筋径がコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響

水セメント比 50%について、鉄筋径の違いによるコンクリートの弾性波速度分布を図-16 に示す。D16 と D25 による壁の弾性波速度分布に大きな相違が見られ、D16 の場合には速度の変動が小さかった。鉄筋の影響を受けなければ、弾性波速度分布の谷部ではD16とD25の弾性波速度は一致すると思われるが、本試験体の場合は一致しなかった。これは、現実の配筋間隔を想定して200mmとしたことで、D25 の場合には鉄筋中間のコンクリートにおいても鉄筋の影響を受けたものと推測される。このことを説明するため、試験体の上下間で鉄筋および鉄筋中間のコンクリートの弾性波速度を透過法により測定した。表-5 に試験体の上下間で測定した弾性波速度を示す。この結果においても、D16 と D25 の鉄筋中間のコンクリートを伝播する速度は異なり、弾性波速度分布の谷部の速度(図-16)とほぼ対応している。

さらに、参考文献¹⁰⁾に記載されている鉄筋を伝播経路とした最短時間を算出する式から計算した速度値を表-5

で比較した。このとき、鉄筋の伝播速度には表-5 に示す鉄筋を伝播する速度を用い、コンクリートの伝播速度には D16 で測定したコンクリートを伝播する速度を用いた。この結果、D16 および D25 とともにコンクリートを伝播する速度の計算値は測定値とほぼ一致した。すなわち、D16 の場合、コンクリートの弾性波速度として仮定した値とこれを用いた計算値とが一致した。これにより、D16 の中間点では、鉄筋の影響が現れるか否かの境界にあったと推測される。なお、D25 の場合、測定値が計算値より若干遅い理由は、コンクリートを直接伝播した弾性波より鉄筋を迂回した弾性波のセンサーへの到達時間がわずかに早いので、それぞれの波頭が僅差で重なり、弾性波の立ち上り時間の算定に誤差が生じたためと思われる。

以上の結果から、鉄筋が弾性波速度に及ぼす影響は鉄筋径に依存し、比較的細径の鉄筋では影響が小さいことが確認された。これは、コンクリートの拘束により、鉄筋を伝播する弾性波速度が周囲の弾性波速度の影響を受けるので、細い鉄筋ほど相対的にコンクリートの影響が大きくなり、鉄筋の見掛けの弾性波速度が遅くなるため、コンクリートへの影響が小さくなると考えられる。

(4) かぶり厚さがコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響

水セメント比 50%、鉄筋径 D25 について、かぶり厚さの違いによるコンクリートの弾性波速度分布を図-17 に示す。かぶり厚さ 25mm、40mm とともに弾性波速度分布は非常に類似しており、本試験体では、異なるかぶり厚さによる弾性波速度の明瞭な相違は見られなかった。この理由として、図-1 に示す弾性波の伝播経路模式図において、衝撃弾性波のセンサーへの到達時間が経路 A よりも経路 B および経路 C の方が早い場合、センサー間の伝播時間差は経路(C-B)に要する時間となり、結局、弾性波が鉄筋中をセンサー間隔(L)だけ伝播するのに要する時間となるためであると考えられる。ちなみに、表-5 に示す水セメント比 50%の鉄筋を伝播する速度である 4744m/s と図-17 に示す弾性波速度分布のピーク値である 4705m/s とはほぼ一致していた。

(5) 測定角度がコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響

測定角度の違いによるコンクリートの弾性波速度分布を図-18に示す。写真-1に測定角度が45度の測定状況を示す。測定角度が大きくなるに従い、鉄筋の影響による弾性波速度の変動は小さくなった。これは、鉄筋と速度測定の測線との成す角度が大きくなると、鉄筋を伝播する弾性波の経路よりもコンクリートを直接伝播する経路A(図-1)が最短時間になるためであると考えられる。測定角度が45度の場合、図-18の谷部の弾性波速度4029m/sは、測定角度0度の谷部の速度4136m/sより107m/s遅くなり、鉄筋の影響を受けていないと考えられるD16のコンクリートを伝播する速度3936m/sに近づく傾向が見られた。これにより、45度の測定角度により鉄筋の影響をかなり排除できるものと思われる。

(6) まとめ

4章では、鉄筋コンクリート壁の試験体により、鉄筋の弾性波速度がコンクリート表面で測定した弾性波速度に及ぼす影響を検討し、以下のことを明らかにした。

- ①鉄筋コンクリート壁の弾性波速度分布に山と谷の変動が見られ、山部は鉄筋位置に、谷部はその中間に対応していた。これにより、鉄筋の弾性波速度はコンクリート表面で測定した弾性波速度に影響を及ぼすことが確認された。
- ②水セメント比が大きく、相対的に弾性波速度が遅いコンクリートほど、鉄筋の影響を受けて見掛けの弾性波速度が増加する傾向が見られた。
- ③鉄筋が弾性波速度に及ぼす影響は鉄筋径に依存するため、比較的細径の鉄筋では影響が小さい。
- ④本実験では、かぶり厚さを25mmおよび40mmとしたが、弾性波速度分布に明瞭な相違は見られなかった。本測定法では、コンクリート表面より鉄筋中を伝播する方が、弾性波がセンサーに到達する時間が早い場合、かぶり厚さは無関係になるためであると考えられる。
- ⑤測定角度が大きくなるに従い、鉄筋の影響による弾性波速度の変動は小さくなった。測定角度が45度の谷部の弾性波速度は鉄筋の影響が比較的小さいと考えられる。

5. おわりに

本報告では、構造体コンクリートの弾性波速度を適切に測定することを目的に、構造体コンクリートを模擬した2種類の試験体を用いた実験により、コンクリート表面で測定された弾性波速度の内部特性、および鉄筋の弾

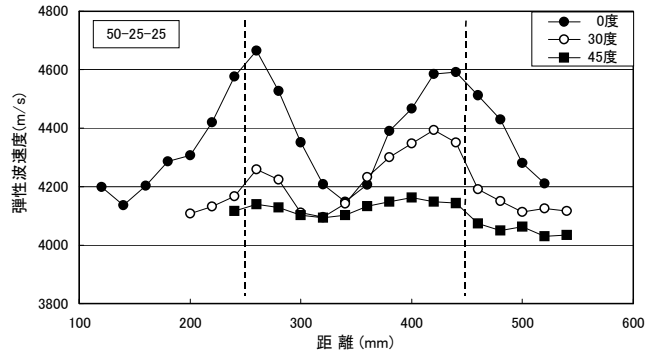


図-18 測定角度の違いによるコンクリートの弾性波速度分布



写真-1 測定角度が45度の測定状況

性波速度がコンクリートの弾性波速度に及ぼす影響を検討した。

コンクリート表面で測定された弾性波速度の内部特性に関しては、透過法により測定した弾性波速度が試験体から採取したコア供試体の弾性波速度とほぼ一致したことから、透過法がコンクリート内部の弾性波速度測定に有効であり、この結果、構造体コンクリートの適切な強度推定が可能であることが確認された。また、試験体表面の弾性波速度は、材齢56日で材齢依存性が見られたこと、および試験体内部の弾性波速度より若干遅い傾向があることが確認された。このため、コンクリート表面の弾性波速度から推定された強度は実際より低く評価される可能性がある。

一方、鉄筋の弾性波速度がコンクリート表面で測定した弾性波速度に及ぼす影響に関しては、鉄筋コンクリート壁の弾性波速度分布に山と谷の変動が見られ、鉄筋がコンクリートの弾性波速度に影響を及ぼすこと、および最も影響が大きい因子は鉄筋径であることが確認された。しかしながら、弾性波速度の測定角度を大きくすると鉄筋の影響は減少し、測定角度が45度の場合には鉄筋の影響が比較的小さくなった。したがって、45度の測定角度により鉄筋の影響をかなり排除できるものと思われる。

今後は、構造体コンクリートの表面と内部の弾性波速

度の違い、および鉄筋の弾性波速度に及ぼす影響を低減するため、速度補正係数の検討および弾性波速度測定法の改良などの課題に取り組む必要があるものとする。

pp.15-21, 2005.1

謝辞：本研究において、ものづくり大学建設技能工芸学科中田善久助教授および河谷史郎教授のご指導を賜り、また、埼玉建興株式会社権田武士氏には実験にご協力頂きました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 十代田知三, 野崎喜嗣, 小林幸一：実大モデルによる超音波法, 反発度法および複合法の検討－非破壊試験による構造体コンクリートの強度推定法, 日本建築学会構造系論文報告集, No.428, pp.1-9, 1991.10
- 2) 森濱和正, 吉荒俊克, 太田資郎：非破壊試験による圧縮強度の推定, 非破壊検査, 50(7), pp.440-445, 2001.7
- 3) 立見栄司, 辻定和, 蓮尾孝一：衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-1, pp.985-986, 2002.8
- 4) 立見栄司：コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発 試作機による杭頭強度確認への適用, 三井建設技術研究報告, Vol.27, 2002
- 5) 立見栄司, 中田善久, 河谷史郎：コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発 コンクリートの構成材料が弾性波速度に及ぼす影響, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.1, 2003
- 6) ヴォラプッタポーン コンキット, 十代田知三：条件の異なるコンクリートの音速と動弾性係数との関係－非破壊試験による構造体コンクリートの品質検査法の総合的検討(その2)－, 日本建築学会構造系論文集, No.527, pp.15-19, 2000.1
- 7) 森濱和正：コンクリートの音速に及ぼす含水率の影響, 第58回セメント技術大会講演要旨, pp.100-101, 2004
- 8) 立見栄司：コンクリートの非破壊圧縮強度測定法の開発 コンクリートの含水率が弾性波速度に及ぼす影響, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.2, 2004
- 9) 尼崎省二：コンクリートの弾性波速度に及ぼす鋼材の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.1491-1496, 2002
- 10) Mary Sansalone and Nicholas J. Carino : Impact-Echo Method, Concrete International, Vol.10, No.4, pp.38-46, 1988.4
- 11) 立見栄司, 中田善久, 河谷史郎：衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定法に関する研究－コンクリートの使用材料および調合の違いが弾性波速度に及ぼす影響－, 日本建築学会構造系論文報告集, No.587,

直動転がり免震支承 (CLB) の摩擦特性に関する実験的研究 — 傾斜・捻れによる摩擦係数の変化について —

Experimental Study on Friction Characteristics of Cross Linear Bearings (CLB) - Variation in Coefficient of Friction under Inclination or Torsion Conditions -

原田 浩之 HIROYUKI HARADA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

免制震技術部 木田 英範 HIDENORI KIDA

直動転がり免震支承 (CLB) は、リニアガイドを利用した低摩擦の支承材であり、基本的な摩擦特性はすでに明らかにされている。しかし、地震動や暴風などにより CLB が取り付く部材に傾斜や捻れが生じた場合の摩擦特性については、十分に検討されていない。そこで筆者らは、CLB の上下フランジプレート間に相対的な傾斜や捻れを強制的に与えた状態で圧縮せん断実験を行い、摩擦係数の変化について検討した。その結果、傾斜や捻れによる摩擦係数の変化を定量的に評価することができた。

キーワード：免震，転がり支承，リニアガイド，摩擦係数，変化率

The friction ability of the CLB has already been clarified under the usual conditions, but has not yet been verified under conditions in which the flange plates are inclined or twisted. A series of compression-shear tests were executed to clarify the performance of the CLB under inclined or twisted conditions. By undertaking these tests, variations in the coefficient of friction relating to inclination and twist were evaluated quantitatively.

Key Words: Base Isolation, Rolling Isolator, Linear Motion Guide, Coefficient of Friction, Variation Rate

1. はじめに

免震構造の適用範囲の拡大や免震性能の高性能化，あるいは設計自由度の拡大を目指し，様々な免震部材が開発・実用化されている。筆者らも，戸建て住宅のような軽量建築物や高層マンションなどの塔状建築物の免震化，もしくは免震周期の超長周期化を目指し，直動転がり免震支承 (Cross Linear Bearing : 以下 CLB)¹⁾ を開発し実用化した。

しかし，実用化に至るまでの初期の研究開発では，地震動や暴風などにより，CLB が取り付く部材 (梁や基礎など) に傾斜や捻れが生じた場合の摩擦特性の変化については十分に検討できておらず，その定量的評価は以降の研究課題として取り残されていた。

本報は，CLB の上下フランジプレート間に相対的な傾斜や捻れを強制的に与えた状態で圧縮せん断実験を行い，傾斜や捻れによる摩擦特性の変化についてパラメトリックに検討した結果を報告するものである。

2. CLB (Cross Linear Bearing)

CLB は単体では 1 方向にしか稼動しないリニアガイドを応力緩和用のゴムシムを介して直角に配置し，平面上のどの方向にも低摩擦で稼動できるようにした免震支承である。図-1 に示すように，+ 型・キ型・井型の 3 タイプがあり，キ型は + 型 2 基を，井型は + 型 4 基を一つの支承に集約している。

3. 実験概要

実験は二つに大別でき，一つは CLB の上下フランジプレート間に相対的な傾斜を与えた状態で圧縮せん断を行うもの (以下，与傾斜摩擦実験)，もう一つは相対的な捻れを与えた状態で圧縮せん断を行うもの (以下，与捻れ摩擦実験) である。

(1) 試験体

表-1 に試験体の諸元を示す。試験体は + 型・キ型・井型の各タイプ 1 種類ずつとし，タイプ間相互の比較が

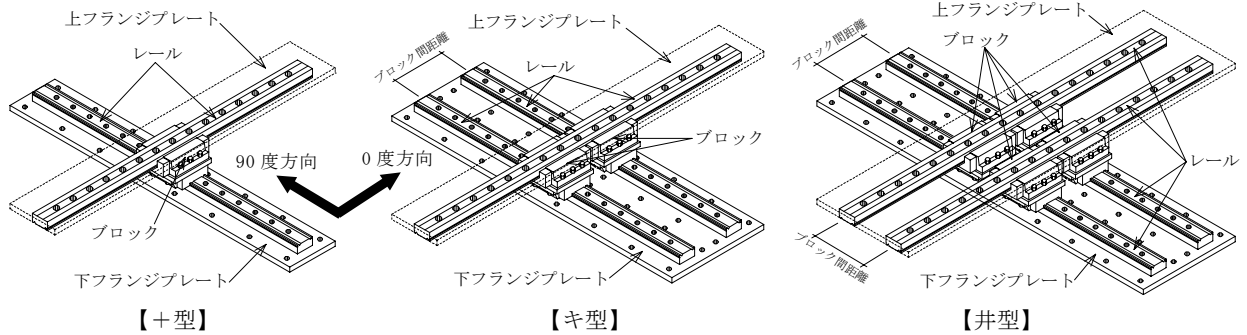


図-1 CLBの構成

表-1 試験体の諸元

タイプ	+型	キ型	井型
基本型番	CLB250	CLB500T	CLB1000F
長期許容荷重 P_0 (kN)	2450	4900	9800
限界荷重 (kN)	圧縮 P_{cr}	8185	16370
引張 P_{cr}	1420	2845	5690
静定格荷重 (kN)	圧縮 P_0	2450	4900
引張 P_0	1670	3340	6680
基準剛性 (kN/mm)	圧縮 k_0	3590	7180
引張 k_1	360	720	1440
静的許容モーメント (kN・m)	23	117	239
全高さ (mm)	448	533	538
ブロック[平面寸法] (mm)	330×419		
ブロック間距離 (mm)	---	437	
レール幅 (mm)	130		
フランジプレート	幅 (mm)	465	465[上],905[下]
厚さ (mm)	40	60[上],55[下]	60

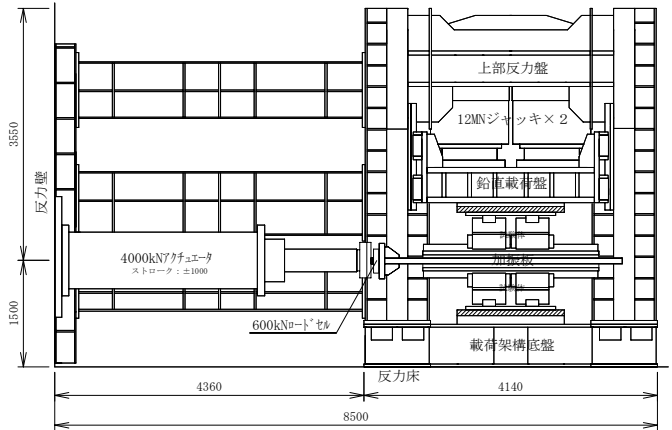


図-2 実験の全体図

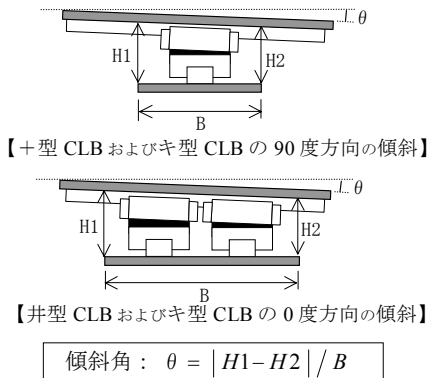


図-3 傾斜と傾斜角の説明図

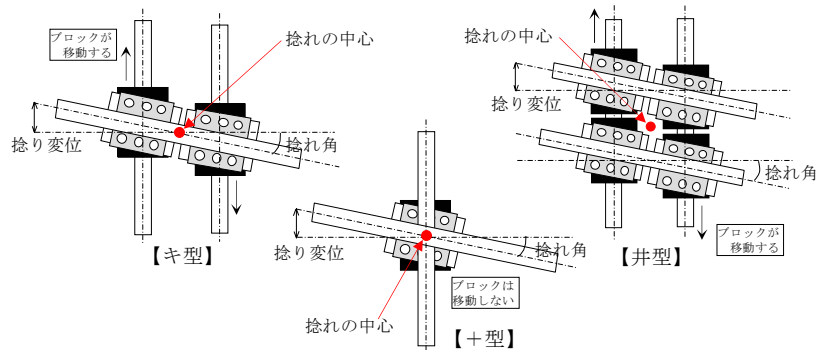


図-4 捻れと捻れ角の説明図

容易に行えるように同型番のリニアガイドを使用したものを選定した。

(2) 試験機と計測項目

図-2に実験の全体図を示す。実験は同一型番の試験体2基をアクチュエータに接続された加振板の上下に固定し、鉛直荷重を載荷した後に水平方向に正弦波加振するという手順で行った。

与傾斜摩擦実験では、図-2中に斜線で示した試験体の上部および下部の平板プレートを傾斜プレートに交換することにより、上下フランジプレート間に相対的な傾斜(図-3参照)を与えた。傾斜の程度は、鉛直荷重載荷後に実測した上下フランジプレート間の相対的な傾斜角

(以下、傾斜角)を用いて評価した。

与捻転摩擦実験では、鉛直荷重を載荷する前に図-2中に斜線で示した2枚のプレートを反対方向に捻り、CLBの上下フランジプレート間に相対的な捻れ(図-4参照)を与えた。捻れの程度は、上下フランジプレート間の相対的な捻れ角(以下、捻れ角)および捻りモーメントの実測値を用いて評価した。

計測項目は、水平加振を行う際には水平荷重・水平変位・鉛直荷重・鉛直変位(参考値)の4項目とし、鉛直載荷を行う際には鉛直荷重と鉛直変位の2項目とした。また、与捻転摩擦実験においてフランジプレートを捻る際の計測項目は、捻り変位(図-4参照)と捻り荷重とした。図-5に変位計の取り付け位置を示す。

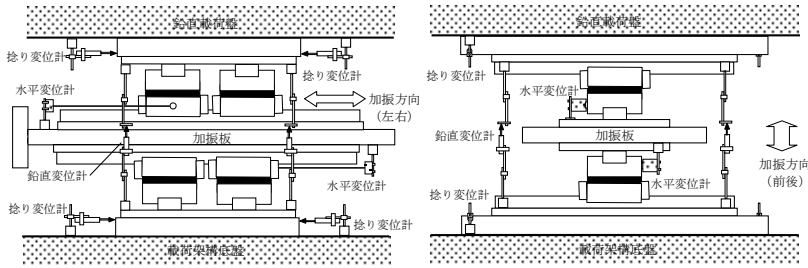


図-5 変位計の取り付け位置(キ型CLBの場合)

表-2 実験パラメータ

鉛直荷重		長期許容荷重 (P_0)				
傾斜角 (rad)	0, 0.003 ^{註)} , 0.005, 0.007					
捻れ角 (rad)	0, 0.012, 0.017, 0.022 ^{註)}					
加振条件	方向	0度または90度方向(レールに平行な方向)				
	波形	正弦波				
	振動数 (Hz)	0.036	0.018	0.012	0.009	0.007
	振幅 (mm)	200	400	600	800 ^{註)}	1000 ^{註)}
回数 (回)	3 または 4					

^{註)}一部の試験で実施しない場合あり

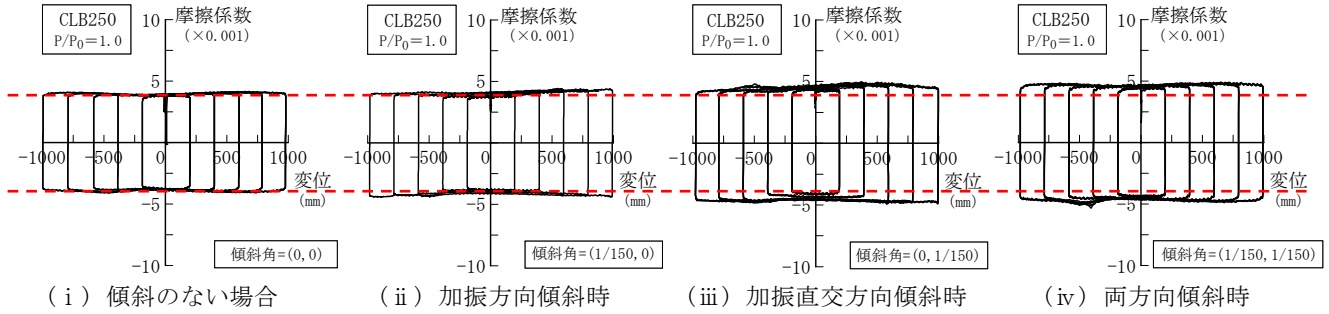


図-6 +型CLB (CLB250) の履歴ループ [0.007rad 傾斜時]

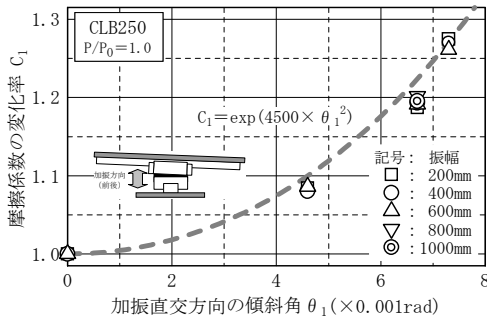


図-7 加振直交方向の傾斜角と摩擦係数の変化率との関係 (CLB250)

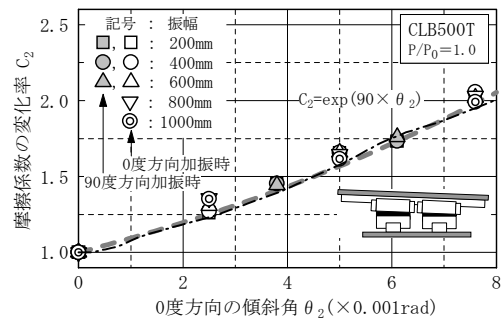


図-8 0度方向の傾斜角と摩擦係数の変化率との関係 (CLB500T)

(3) 実験パラメータ

表-2に実験パラメータの一覧を示す。鉛直荷重は各試験体の長期許容荷重とし、傾斜角は0.007rad、捻れ角は0.017radを基準に各4段階を設定した。また、水平方向の加振波形は正弦波、加振振幅は±200～±1000mm (200mmピッチ)とし、加振振動数は最大速度が45mm/sになるように設定した。

4. 実験結果

(1) 与傾斜摩擦実験

a) +型CLB (CLB250)

図-6に傾斜角0.007radにおける摩擦係数の履歴ループを示す。加振方向に傾斜を与えた場合、摩擦係数はほとんど変化しておらず、加振方向の傾斜による摩擦係数の変化は、工学的には無視できる程度であるといえる。一方、加振直交方向に傾斜を与えた場合、摩擦係数は2割程度大きくなっており、両方向に傾斜を与えた場合とほぼ等しくなっている。よって、+型CLBの傾斜による摩

擦係数の変化は、加振直交方向の傾斜角に支配されているといえる。

図-7に加振直交方向の傾斜角 θ_1 と摩擦係数の変化率 C_1 との関係を示す。摩擦係数は傾斜角 θ_1 の増大と共に大きくなる傾向を示しており、その変化率 C_1 を指数関数で帰すと図中に破線で示した次式となる。

$$C_1 = \exp(4500 \times \theta_1^2) \quad (1)$$

式(1)は+型CLBが加振直交方向に傾斜した時の摩擦係数の変化率を与える実験式であるが、CLBの構造上、キ型CLBが90度方向(図-1参照)に傾斜した時の摩擦係数の変化率も式(1)で与えられるとして問題ないとする。

現時点での式(1)の適用範囲は、実験でその整合性が確認されている傾斜角0.007radまでであり、それ以上の傾斜が生じる場合には更なる検討が必要となる。しかし、標準的な免震建築物について、大地震時における免震支承の傾斜角を試算したところ、RC造で0.002rad、S造でも0.003rad未満であったため、CLBの傾斜角が0.007radを超える可能性は極めて低いと考える。

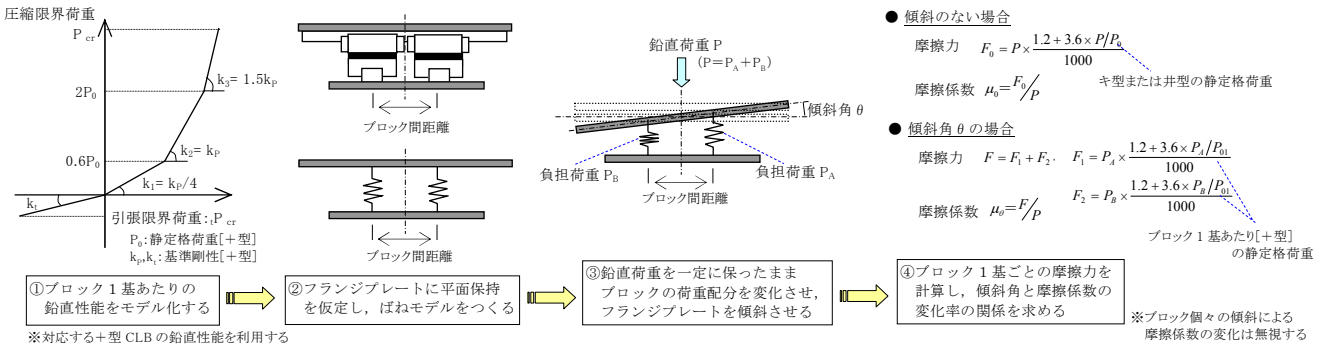
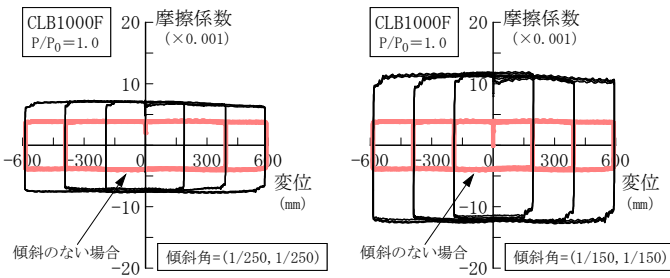


図-9 キ型CLBの0度方向傾斜時における摩擦係数の計算方法



(i) 0.004rad 傾斜時 (ii) 0.007rad 傾斜時
 図-10 井型CLB(CLB1000F)の履歴ループ

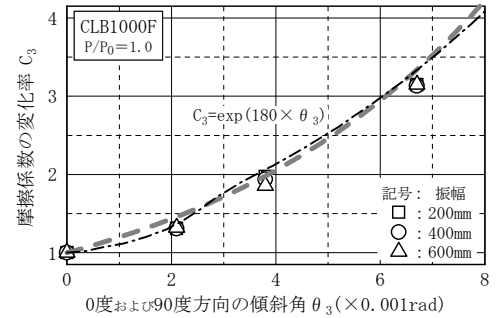


図-11 0度および90度方向の傾斜角と摩擦係数の変化率との関係(CLB1000F)

b) キ型CLB (CLB500T)

図-8に0度方向の傾斜角 θ_2 と摩擦係数の変化率 C_2 との関係を示す。図中、各プロットは実験結果であり、一点鎖線は図-9に示す方法で求めた摩擦係数の変化率の計算値である。実験結果と計算値はよく一致しており、図-9に示した計算方法の妥当性が確認できる。ここで、簡単のために計算値を指数関数で近似すると図中に破線で示した次式が得られる。

$$C_2 = \exp(90 \times \theta_2) \quad (2)$$

式(2)は、キ型CLBが0度方向に傾斜した時の摩擦係数の変化率を与える式であるが、CLBの構造上、井型CLBが0度または90度のいずれか片方向のみに傾斜した時の摩擦係数の変化率も式(2)で与えられるとして問題ないとする。式(2)によれば、0.004rad、0.007radの傾斜による摩擦係数の変化はそれぞれ+43%、+88%となり非常に大きく感じられるが、実際は摩擦係数0.005が0.007~0.009に変わる程度の変化であるため、免震建築物の地震応答性状に与える影響は小さいと考える。

c) 井型CLB (CLB1000F)

図-10に0度および90度の両方向に同じ傾斜を与えた時の摩擦係数の履歴ループを示す。摩擦係数は傾斜のない場合に比べ、0.004radの傾斜で2倍、0.007radの傾斜で3倍程度にまで大きくなっているが、摩擦係数の値は0.007radの傾斜時でも0.013と十分に小さく、履歴ループの形状も良好である。よって、CLBは直交する2方向に

0.007radの傾斜が同時に生じた場合でも、所要の性能を保持しているといえる。ちなみに、直交する2方向の傾斜角がそれぞれ θ_x 、 θ_y である場合、最大傾斜角 θ_{max} は式(3)で与えられるため、直交する2方向に0.007radの傾斜を同時に生じるということは、45度方向に0.010radの傾斜を生じることと同値となる。

$$\theta_{max} = \theta_x \times \cos\left(\tan^{-1} \frac{\theta_y}{\theta_x}\right) + \theta_y \times \sin\left(\tan^{-1} \frac{\theta_y}{\theta_x}\right) \quad (3)$$

図-11に0度および90度の両方向に等しい傾斜角を与えたときの傾斜角 θ_3 と摩擦係数の変化率 C_3 との関係を示す。図中、各プロットは実験結果、一点鎖線は前項と同様の方法により求めた変化率の計算値、破線は計算値を指数関数で近似した次式である。

$$C_3 = \exp(180 \times \theta_3) \quad (4)$$

実験結果と計算値の近似式はよく一定しており、井型CLBが0度および90度の両方向に同じだけ傾斜した際の摩擦係数の変化率は、式(4)で与えられることがわかる。

(2) 与捻転摩擦実験

a) +型CLB (CLB250)

図-12に捻れを与えた際の摩擦係数の履歴ループを、図-13に捻れ角と摩擦係数との変化率の関係を示す。

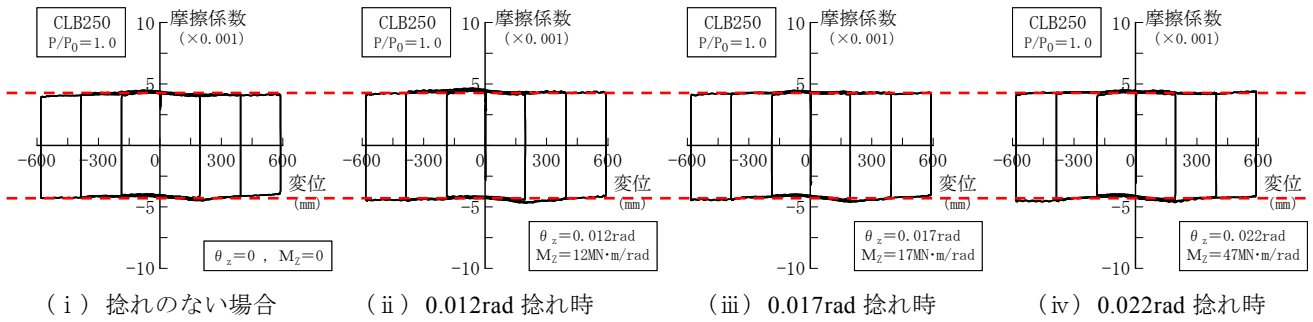


図-12 +型CLB (CLB250) の履歴ループ

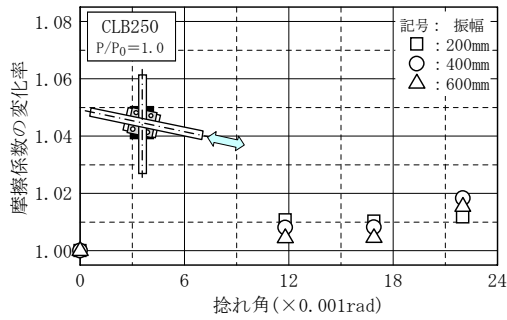


図-13 捻れ角と摩擦係数の変化率との関係 (CLB250)

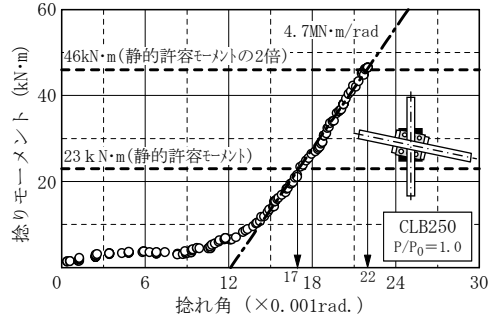
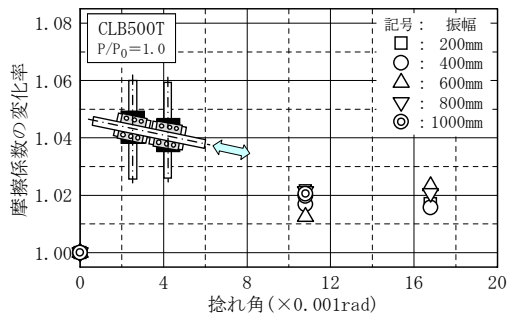
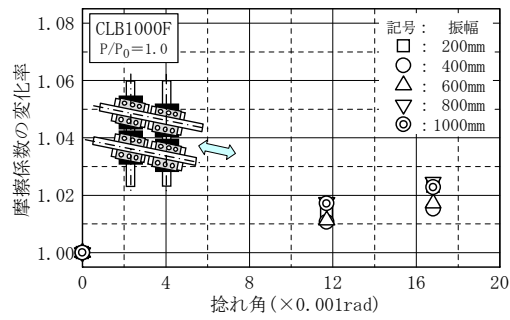


図-14 捻れ角と捻りモーメントとの関係 (CLB250)

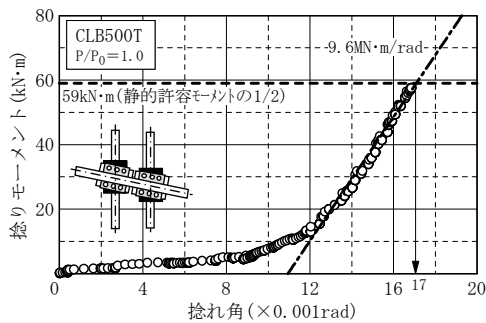


(i) キ型CLB (CLB500T)

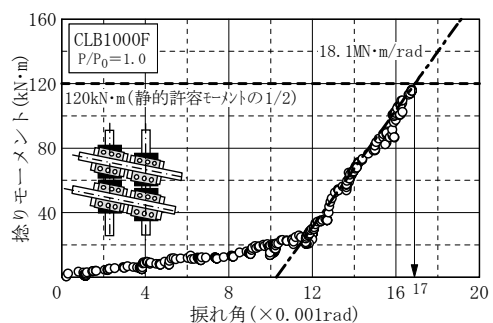


(ii) 井型CLB (CLB1000F)

図-15 捻れ角と摩擦係数の変化率との関係



(i) キ型CLB (CLB500T)



(ii) 井型CLB (CLB1000F)

図-16 捻れ角と捻りモーメントとの関係

捻れ角が0.022rad (捻りモーメント46kN・m) 以下の範囲では、履歴ループに大きな変化は認められず、摩擦係数の数値的な変化も+2%以下であるため、捻れによる摩擦係数の変化は工学的には無視できると考える。

図-14に捻れ角と捻りモーメントとの関係を示す。捻りモーメントは捻れ角0.017radでリニアガイドの静的許容モーメント (ブロック内のボールに長期許容圧縮荷重

載荷時と同じ接触応力を作用させるモーメント) と等しくなり、捻れ角0.022radでその2倍になっている。したがって、鉛直荷重 (圧縮) と同じ考え方¹⁾をすれば、+型CLBの捻れ角の許容値は長期で0.017rad、短期で0.022radになる。なお、CLBに生じる長期的な捻れとしては、設置誤差によるものや、地震や暴風等により免震層が変形した後の残留変形によるものなどが考えられる。

b) キ型CLB (CLB500T)・井型CLB (CLB1000F)

図-15に捻れ角と摩擦係数の変化率との関係を示す。捻れによる摩擦係数の変化は、捻れ角が0.017radまでの範囲では、キ型・井型CLBの場合も+型CLBと同様に非常に小さく、工学的には無視できる程度であるといえる。

図-16に捻れ角と捻りモーメントとの関係を示す。キ型・井型CLBでは、捻りモーメントがブロックの移動を誘発する(図-4参照)ため、捻れ角が等しい場合には、リニアガイドの静的許容モーメントに対する捻りモーメントの比(以下、モーメント比)は、+型CLBよりも小さくなっている。たとえば、0.017radの捻れを生じさせるモーメント比は+型CLBでは1.0であるのに対し、キ型・井型CLBでは0.5になっている。

したがって、本質的にはキ型・井型CLBの方が+型CLBよりも大きな捻れを許容できると考えるが、現在、摩擦特性が確認できている範囲は捻れ角0.017radまでであるため、実際の使用は捻れ角0.017rad以下に留めるのが穏当であると考え。なお、数種の免震建築物について大地震時における免震支承の捻れ角を試算した結果、大きな偏芯(偏芯率3%)を与えた場合でも捻れ角は0.003rad程度にしかならなかったため、捻れ角が0.017radを超える可能性は極めて低いと考える。

ここで、参考までに、図-16中に示した捻れ剛性より、モーメント比が1.0および2.0になる捻れ角を求めると、それぞれ0.023rad, 0.027radになる。

5. まとめ

3タイプ(+型・キ型・井型)の直動転がり免震支承(CLB)について、上下フランジプレート間の相対的な傾斜や捻れが摩擦特性に及ぼす影響について検討した。

得られた知見は以下のとおりである。

- ①+型CLBの加振方向の傾斜による摩擦係数の変化は、傾斜角が0.007rad以下の範囲では、工学的には無視できる程度に十分小さい。
- ②+型CLBの加振直交方向の傾斜およびキ型CLBの90度方向の傾斜による摩擦係数の変化率は、傾斜角の2乗の関数で評価できる。
- ③キ型CLBの0度方向の傾斜および井型CLBの任意方向の傾斜による摩擦係数の変化率は、傾斜時に各ブロックが負担する鉛直荷重を、ブロック1基あたりの鉛直剛性から推定することにより、十分な精度で決定できる。また、それらの変化率は、指数関数を用いて簡略表現できる。
- ④捻れによる摩擦係数の変化は、捻れ角が0.017rad以下の範囲では+3%以下であり、工学的には無視できる程度である。

参考文献

- 1) 原田浩之, 鈴木亨, 浅野幸一郎: リニアガイドを用いた転がり免震支承(CLB)に関する実験的研究, 構造工学論文集Vol.50B, pp.539-552, 2004.3
- 2) 原田浩之, 鈴木亨, 古橋剛: 直動転がり免震支承(CLB)の極限摩擦特性 - 取り付け部材の回転による摩擦係数の変化について -, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2005.9
- 3) 鈴木良二, 田中久也, 村尾秀己: 直動転がり支承免震装置(CLB)の実験検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2005.9
- 4) 日本免震構造協会: 免震材料認定に伴う実大試験資料調査に基づく積層ゴムの限界性能とすべり・転がり支承の摩擦特性の現状, 2003.8

粘性ダンパーを用いた RC 高架橋の振動台実験

Shaking Table Tests of a Reinforced Concrete Viaduct with Viscous Dampers

	中南 滋樹	SHIGEKI NAKAMINAMI
	鈴木 亨	TORU SUZUKI
	谷垣 正治	MASAHARU TANIGAKI
免制震技術部	木田 英範	HIDENORI KIDA
設計統括部	古橋 剛	TAKESHI FURUHASHI
土木技術部	中井 裕司	HIROSHI NAKAI

高架橋の耐震補強法としては、柱に鋼板や繊維シートを巻き立てて靱性の向上を図る方法が一般的であるが、大地震時には残留変形が生じるなどの問題がある。粘性ダンパーによる補強法は、地震エネルギーをダンパーに負担させるため、地震後は補修なしに構造物の機能を保持させることが可能である。本報では、建築構造物の免制震ダンパーとして実績のある粘性ダンパーを用いた 1 層 1 スパンの模型 RC 高架橋の振動台実験を実施した。その結果、 8m/s^2 相当の地震波入力に対して、ダンパーなしでは構造物は降伏に至り、柱の固有振動数は初期値の約 40% まで低下するのに対し、ダンパーありでは構造物の応答はほぼ弾性域内(ダンパーなしの約 1/8 の変位低減効果)であったため、構造物の損傷を軽微に抑えることができた。

キーワード: 粘性ダンパー, ラーメン高架橋, 振動台実験, 耐震補強, 制震

In order to demonstrate the effectiveness of 'Rotary Damping Tube' viscous dampers on seismic retrofit for a reinforced concrete viaduct, a series of shaking table tests were conducted on a model structure with a single story and single span. The results indicated that where dampers were not used the structure yielded under an input motion of 8m/s^2 in maximum acceleration and demonstrated a decrease in natural period of the structure up to 40% of the initial value. Where dampers were used the maximum displacement of the structure was about 1/8 of that without dampers and the displacement was maintained within the elastic region. The effectiveness of dampers for mitigation of damage during strong earthquake motion was therefore confirmed.

Key Words: Viscous Damper, Viaduct, Shaking Table Test, Seismic Retrofit, Seismic Response Control

1. はじめに

コンクリート構造物の耐震補強法としては、柱に鋼板や繊維シートを巻き立てて靱性の向上を図る方法が一般的である。しかし、高架橋等にこの工法を適用する場合、柱全数・全周にわたって補強しなければならないこと、大地震時には残留変形が生じることなどの問題がある。粘性ダンパーによる耐震補強は、ダンパーの設置箇所が限定できる、応答変形そのものを抑制するため残留変形が小さくなる、減衰量の設定により構造物の損傷度を制御することができる、地震後にも補修なしに構造物の機能を保持できるなどの特長を有する。

本工法は、ラーメン高架橋等の層間や橋梁の桁と橋脚あるいは橋台に、調整鋼管を介して粘性ダンパーを設置し耐震補強とするものである。粘性ダンパーに速度増幅機構を有するものを使用することにより、微小変形から



写真-1 模型実験状況

表-1 主架構の諸元

項目	諸元	単位	備考
柱高さ	2,400	mm	
柱断面形状	320×320	mm	
上スラブ形状	3,000×3,000×800	mm	
フーチング形状	3,500×3,500×500	mm	
軸方向応力度	1.1	N/mm ²	
コンクリート	呼び強度24	N/mm ²	圧縮強度25.2N/mm ²
主筋	SD345 D13	—	降伏強度401N/mm ²
帯筋	SD345 D10	—	
帯筋間隔(1)	50	mm	帯筋比0.89%
帯筋間隔(2)	100	mm	帯筋比0.45%
軸方向鉄筋比	1.48%(12@D13)	—	かぶり25mm
上部重量	441.3	kN	
総重量	591.3	kN	

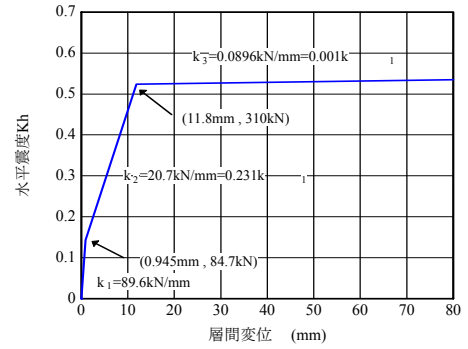


図-2 主架構の復元力特性

表-2 粘性ダンパーの諸元

諸元	記号	単位	RDT30
設計仕様	軸方向減衰力	P_n	kN 300
	軸方向速度	V_{max}	m/sec 0.15
	粘性体温度	T	°C 20
増幅部	リード	L_d	mm 42
	軸有効径	D_{SS}	mm 53
	受圧面積	A_p	mm ² 8560
減衰部	外筒外径	D_o	mm 185
	粘性体粘度	μ_{25}	cSt 300,000
設置角度	θ	$\cos\theta=0.65$	
全長(中立設置時)	L	mm	1,482

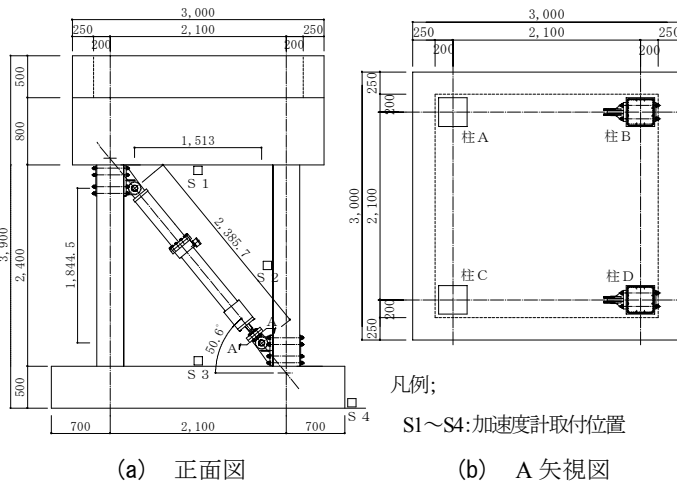


図-1 試験体概要図

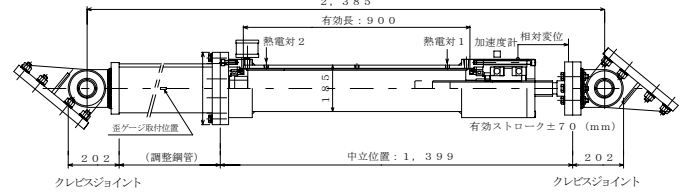


図-3 粘性ダンパー(RDT30)概要図

大きな減衰効果が期待できるものである。

本報では、本工法の制震補強効果を確認することを目的として行った1層1スパンの模型試験体の振動台実験について報告する。

2. 試験体

(1) 主架構

主架構の試験体は、実際の新幹線で用いられているラーメン高架橋の約1/2.5の大きさとした。写真-1に模型実験状況を、表-1に主架構の諸元を、図-1に試験体概要図を示す。図-2に材料諸元より得られた主架構の復元力特性¹⁾を示す。なお、水平震度Khとは、主架構に作用するせん断力を総重量で除したものである。試験体は、曲げ破壊先行型とし、曲げ降伏時の等価固有周期は0.304秒とした。柱の軸方向応力度は実物と同様に $\sigma=1.1\text{N/mm}^2$ とし、試験体スラブ上におもり(鋼材)を設置することにより調整した。

(2) 粘性ダンパー

粘性ダンパーには、増幅機構付き減衰装置「減衰こま」

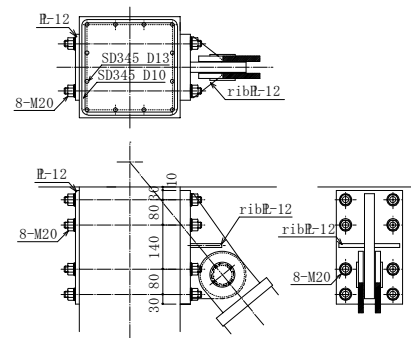
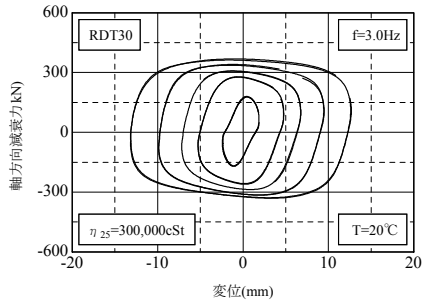


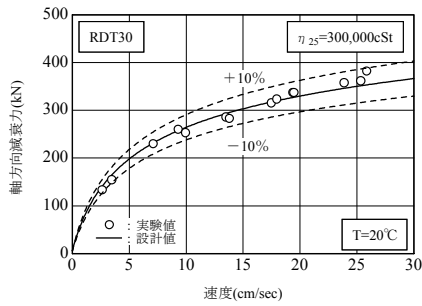
図-4 ダンパーと構造体との取り付け



写真-2 単体試験状況



(a) 履歴特性



(b) 速度依存性

図-5 粘性ダンパー(RDT30)の減衰性能

(以下、RDT)^{2),3)} を使用した。表-2 に粘性ダンパーの諸元を、図-3 に概要図を示す。本装置は、構造物に生じる層間速度を滑りねじにより回転運動に変換し、円周方向の速度を増幅させる機構を有している。粘性抵抗力は、その増幅された速度に、充填された粘性体(シリコンオイル 300,000cSt)に作用させることにより発生する。

ダンパー量の選定は、事前の応答解析結果より主架構が降伏点以下になるように粘性体温度 20°C、速度 0.15m/s で減衰力 300kN の性能を有するもの 2 基とした。図-4 にダンパーと構造物との取り付けを示す。加振方向の 2 構面に調整鋼管を介して斜め(設置角度 50.6°)に設置した。構造物への取り付けは、あらかじめ柱に埋設したシース管を介して高力ボルトによる摩擦接合とした。クレビスなどを含む取付鋼管の軸方向剛性は 8,640kN/cm(水平方向剛性 3,475kN/cm)である。

写真-2 にダンパーの単体試験状況を示す。単体試験は、3,000kN ダイナミックアクチュエータが取り付けられた門型フレーム内に試験体を設置し、変位制御による動的加振を行った。入力波形は正弦波、振動数は 2.3Hz とした。図-5 に履歴特性および速度依存性を示す。粘性減衰力は、速度のべき乗に依存する特性を有している。図中の設計値と実験値とはおおむね一致している。

3. 実験概要

(1) 振動台実験

振動台実験は、振動台(テーブルサイズ: 5×5m, 搭載

表-3 実験ケース

実験ケース	CASE1		CASE2		CASE3	
	1-1	1-2	2-1	2-2	3-1	3-2
入力波の種類	正弦波		地震波			
入力波の特性	2~10Hz		スペクトルII-G1地震波			
目標最大入力加速度(m/s ²)	0.02~0.03		4	4	8	8
粘性ダンパー	なし	あり	なし	あり	なし	あり

表-4 加速度計の計測位置

項目	計測方法	記号*1	備考
天端	2成分	S1	水平2方向1箇所
柱中間	加振方向	S2	中間および減衰装置取付部
ブーチング	2成分	S3	水平2方向, 鉛直方向
振動台	2成分	S4	水平2方向

*1: 加速度計取付位置図-1参照

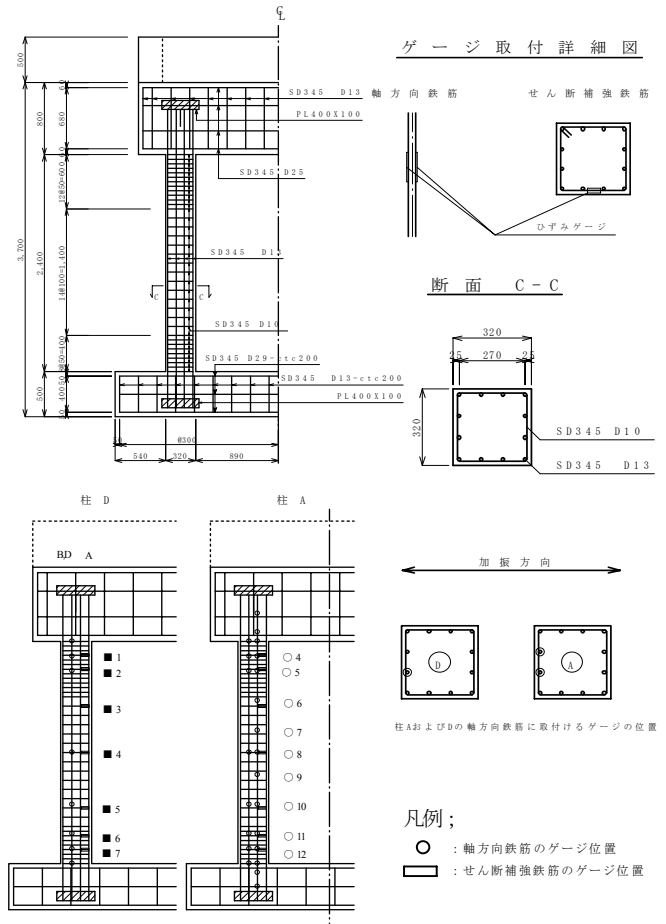


図-6 鉄筋ひずみの計測位置

重量: 定格 600kN, 最大 800kN, 最大変位: 正負 500mm, 最大速度: 正負 1.5m/s, 最大加速度: 正負 1G(600kN 搭載時)上に試験体を設置し、加速度入力による一方向加振を行った。表-3 に実験ケースを示す。試験は、正弦波入力によるスイープ試験(CASE1)と、2段階の入力レベルによる地震波入力試験(CASE2,CASE3)で、「ダンパーあり」と「ダンパーなし」の 4 ケースの計 6 ケースを実施

した。試験順序は、ダンパーありを実施した後、主架構が損傷していないことを確認した後、ダンパーなし試験を実施した。

(2) 非破壊試験

振動台試験の各段階における主架構の健全度を判定するために衝撃振動試験を行った。この試験は30kg程度の質量を持つ重錘で構造物の柱を打撃し、その応答から固有振動数を求めるものである。計測箇所は柱Aとし、柱の振動数の変化により主架構の劣化具合を判定した。

4. 計測項目

主架構に関する計測項目は、振動加速度、振動速度、振動変位および鉄筋ひずみとした。加速度計は表-4および図-1(a)に示す位置に、天端の絶対変位はレーザー変位計で、鉄筋のひずみは図-6に示す位置にゲージを取り付け計測した。測定点は、柱の軸方向鉄筋の定着状況を把握するためにフーチングおよびスラブとの定着部に、また、柱の損傷状況を把握するために柱上下端から1/2D, 1D, 2D(D:柱断面高さ)および柱中心部に設置した。柱の帯筋についても柱と同様とした。

粘性ダンパーに関する計測項目は、装置の相対変位、粘性体温度、調整鋼管のひずみ、クレビス変位(図-3参照)とした。なお、調整鋼管のひずみは、事前に荷重と歪みの関係をキャリブレーションしており、粘性ダンパーの軸方向減衰力の算定に用いた。

5. 入力地震動

入力地震動は、鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)⁴⁾に規定するレベル2地震動のG1地盤の表層面地震動の原波を使用した(最大加速度7.49m/s², 継続時間は約30秒)。ここで、レベル2とは断層近傍の地震動を想定したもので、既往の観測記録および断層破壊過程を考慮した方法により位相特性をモデル化し、弾性加速度応答スペクトルに適合させたものである。G1地盤とは耐震設計上の基盤面が地表に表われている地盤のことをいう。入力地震動加速度波形を図-7に、減衰h=5%の加速度・速度応答スペクトルを図-8に示す。

6. 実験結果

(1) スイープ試験結果

主架構の固有振動数およびダンパー効果を確認するために、表-3中の実験CASE1としてスイープ試験を行った。

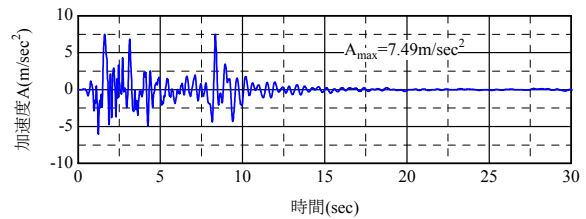
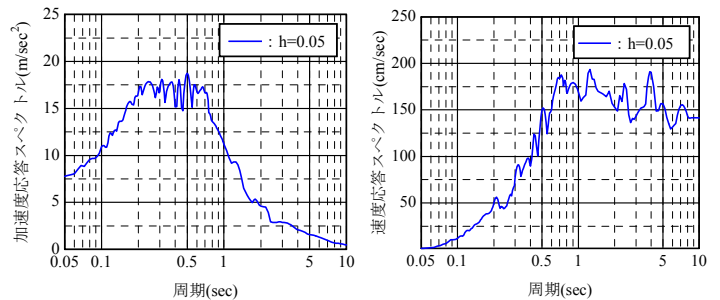


図-7 入力地震動加速度波形(スペクトルⅡ-G1地盤)



(a) 加速度応答スペクトル (b) 速度応答スペクトル

図-8 応答スペクトル(h=5%)

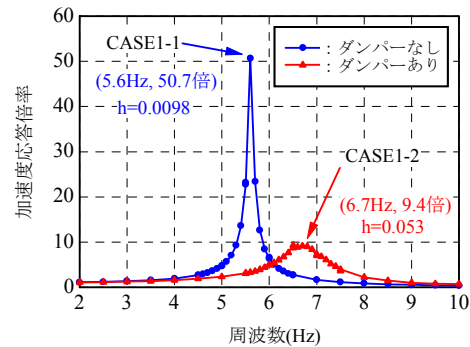


図-9 周波数-加速度応答倍率関係

各振動数(2Hz~10Hz)における入力振幅は、0.02~0.03m/s²である。図-9に周波数と加速度応答倍率(=天井面の応答加速度/入力加速度)との関係を示す。ダンパーなしの共振周波数は5.6Hz, 加速度応答倍率は50.7倍, 減衰定数は0.0098であった。また、ダンパーありの共振周波数は6.7Hz, 加速度応答倍率は9.1倍, 減衰定数は0.053であった。ダンパーを設置することで固有振動数はやや増加したが、加速度応答倍率は約1/5に減少した。

(2) 地震波入力試験結果

鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)⁴⁾に規定するレベル2地震動のG1地盤の地表面地震動を用いたときのCASE2とCASE3の各応答値の最大値を表-5に示す。

a) 時刻歴波形

図-10に天井面の加速度、層間速度、層間変位の時刻歴(CASE3)を示す。層間速度および層間変位は加速度計の記録より求めたもので基線補正を行っている。入力波の最大加速度はダンパーあり・なしで若干異なるが、同

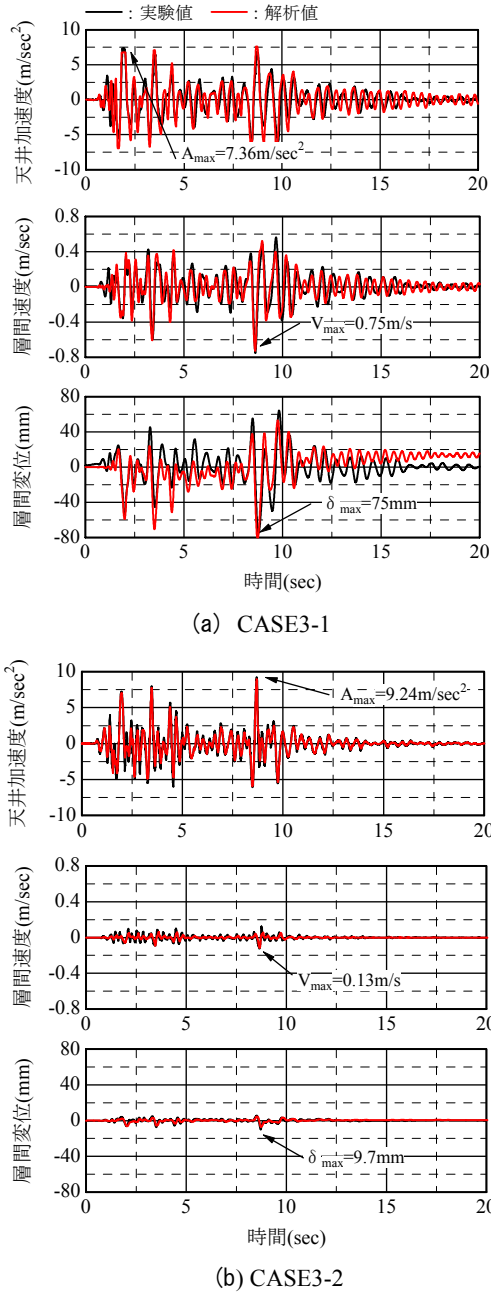


図-10 天井加速度・層間速度・層間変位時刻歴

じレベルの入力があったものとして考察を行った。ダンパーを設置することにより、天井面加速度の若干の増加が見られたが、最大層間変位は、 $4m/s^2$ 加振ではダンパーなしの場合が $18mm$ (塑性率 1.53)であるのに対し、ダンパーありの場合は、 $3.1mm$ (塑性率 0.26)にとどまった。 $8m/s^2$ 加振では、ダンパーなしの場合最大変形が $75mm$ (塑性率 6.36)にまで達したが、ダンパーありの場合は $9.7mm$ (塑性率 0.82)にとどまり、また、同様に最大層間速度も CASE2-2 で 0.29, CASE3-2 で 0.17 の低減効果があった。

b) 履歴および応答特性

図-11 に実験ケースごとのコンクリート構造物全体の層間変位とせん断力の関係を示す。せん断力は、基礎の

表-5 各応答値の最大値

試験ケース	単位	CASE2		CASE3	
		2-1	2-2	3-1	3-2
入力波の種類	—	地震波			
目標入力加速度	m/s^2	4	4	8	8
粘性ダンパー	—	なし	あり	なし	あり
入力波最大加速度	m/s^2	3.39	4.51	8.54	7.94
天井面の応答最大加速度	m/s^2	6.85	5.03	7.36 (7.60)	9.24 (8.97)
天井面の応答倍率	—	2.02	1.11	0.86	1.16
等価減衰定数	—	0.056	0.223	0.224	0.461
最大層間速度	m/s	0.23	0.067	0.75 (0.73)	0.13 (0.12)
最大層間変位	mm	18.0	3.1	75.0 (81.7)	9.7 (7.1)
累積吸収エネルギー	kJ	6.6	2.4	105.4 (106.4)	14.3 (16.3)

※()内は解析値。

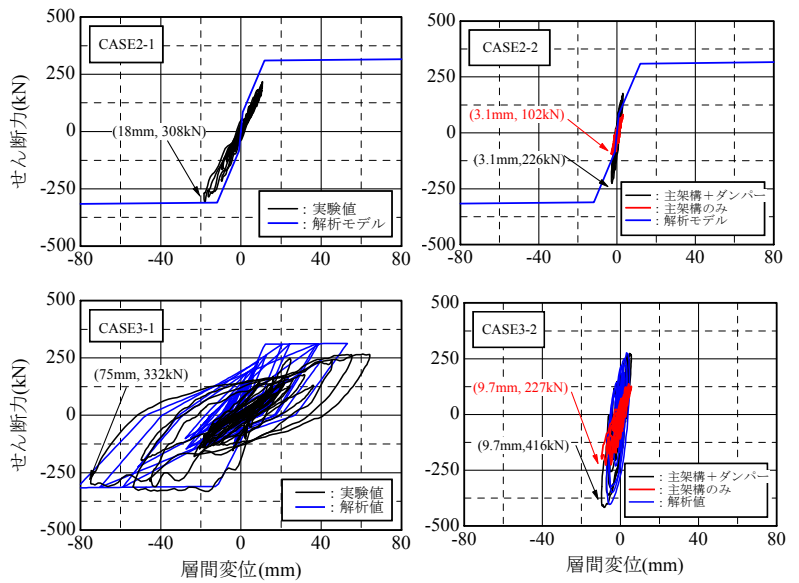


図-11 層間変位—せん断力関係



(a) 柱上端

(b) 柱下端

写真-3 柱の損傷状況

入力加速度に層間加速度を加えた値に構造体の質量を乗じて求めた。

ダンパーなしの CASE2-1 では、主架構は第二折れ点($\delta = 11mm$)付近で応答している。また、CASE3-1 では第三折れ点($\delta = 68mm$)を超え、柱の上下端には曲げひび割れやコンクリートの圧壊等の損傷(写真-3)が見られた。ダンパーありでは、CASE2-2, CASE3-2 とも主架構は第二折れ点以内に収まっていた。このときの等価減衰 h_s は CASE2-2 で 22.3%, CASE3-2 で 46.1%であった。等価減

表-6 軸方向鉄筋の測定最大ひずみ

ゲージ NO	実験ケース							
	CASE2				CASE3			
	2-1		2-2		3-1		3-2	
	柱A	柱D	柱A	柱D	柱A	柱D	柱A	柱D
■1	75	31	311	254	35	11	133	65
■2	51	78	63	260	20	20	57	380
■3	38	40	53	201	8	17	51	79
■4	54	40	91	67	18	14	82	68
■5	162	66	332	86	15	9	220	66
■6	81	-	200	-	21	-	97	-
■7	65	58	351	293	46	25	73	127

表-7 せん断補強鉄筋の測定最大ひずみ

ゲージ NO	実験ケース											
	CASE2						CASE3					
	2-1		2-2		3-1		3-2		3-2		3-2	
	A	B	D	A	B	D	A	B	D	A	B	D
○3	1,001	1,267	854	3,101	3,171	3,169	286	381	235	3,111	3,109	1,825
○4	684	757	802	3,164	3,162	3,177	155	193	287	1,978	2,210	1,499
○5	1,076	946	382	3,172	3,167	1,955	328	287	181	1,976	2,100	1,303
○6	1,162	1,083	228	1,562	3,170	1,099	153	153	120	1,258	1,130	327
○7	204	210	105	428	456	164	82	81	56	169	169	164
○8	150	151	88	119	3,153	101	58	60	23	101	100	73
○9	105	109	124	3,177	107	352	36	41	39	107	112	118
○10	147	151	-	433	3,174	-	50	49	-	209	337	-
○11	213	204	-	3,100	1,384	-	100	96	-	869	857	-
○12	293	231	543	2,093	2,213	3,109	104	111	102	1,198	1,366	2,924
○13	802	970	2,454	3,167	3,170	3,101	374	442	579	1,776	2,018	3,166

衰定数は、平均等価減衰 $hs(\text{substitute damping})^5$ として求めた。なお、レーザー変位計による加振終了後の天端の残留変形は、CASE2-1, 2-2, 3-2 では 1mm 以下、CASE3-1 では約 10mm であった。

表-6 に軸方向鉄筋の測定最大ひずみを、表-7 にせん断補強鉄筋の最大ひずみを示す。CASE2-1 では軸方向鉄筋の一部は降伏に至り、CASE2-2 では鉄筋のひずみが約 3000 μ まで達していた。CASE3-1 では鉄筋の降伏は確認できず、CASE3-2 においても最大ひずみを約 2500 μ 程度に抑えることができた。

図-12 に粘性ダンパーの減衰特性を示す。なお、水平方向減衰力および水平方向変位は、軸方向の成分を水平方向置換 ($\cos \theta = 0.65$) したものである。ダンパーの最大水平変位は CASE2-2 で 2.5mm、CASE3-2 で 8.2mm であった。また、ダンパーの応答速度は CASE2-2 で 0.022m/s、CASE3-2 で 0.06m/s であった。

図-13 に層間速度および層間変位(CASE3)のフーリエスペクトル(Parzen バンド幅 0.4Hz)を示す。ダンパーあり・なしでの応答特性を比較すると、すべての周波数領域でダンパーによる低減効果があることが分かる。

c) 累積吸収エネルギー量

図-14 に主架構とダンパー等の累積吸収エネルギー時刻歴を示す。主架構とダンパーの累積吸収エネルギーの算出は、主架構の層間変位とせん断力、ダンパーの相対変位と鋼管のひずみより求めた。両者の差分を接合部の摩擦などのその他の要素とした。ダンパーなしの CASE2-1 で 6.6kJ、CASE3-1 で 105.4kJ で全累積吸収エネルギーを主架構造物が負担しているのに対して、ダンパーありの場合は全エネルギーの CASE2-2 で約 67%、

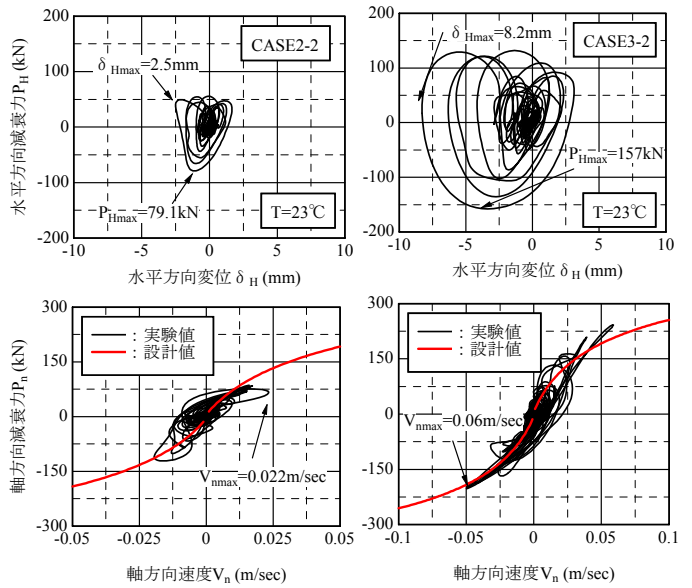


図-12 粘性ダンパーの減衰特性(1 基分)

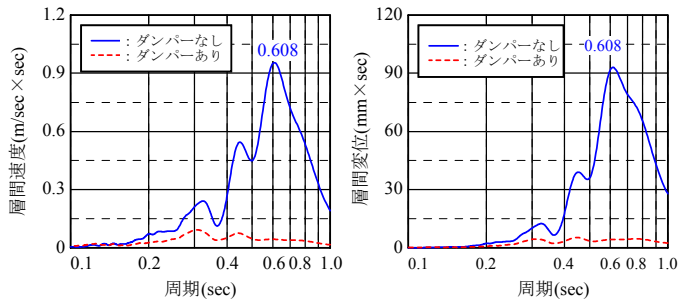


図-13 フーリエスペクトル(CASE3)

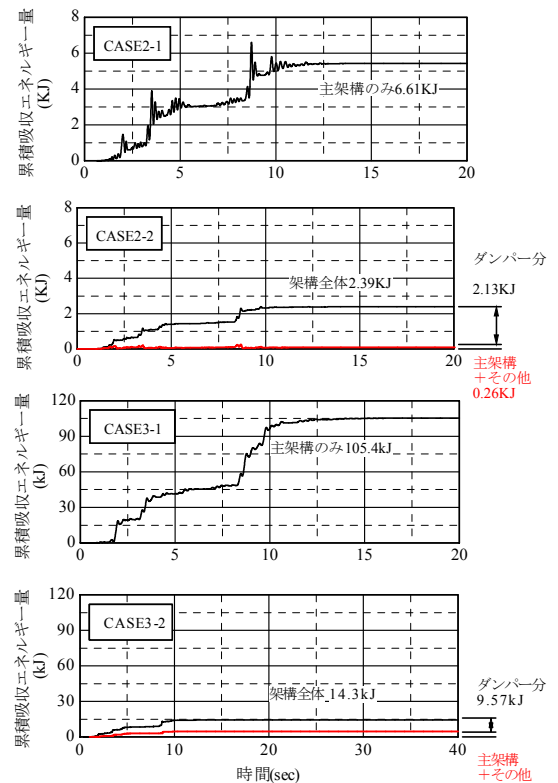


図-14 累積吸収エネルギー量

表-8 柱の固有振動数

試験ケース	項目	ダンパーあり	ダンパーなし
	初期値	169Hz(1.00)	162Hz(1.00)
CASE2	4m/s ² 加振後	166Hz(0.98)	134Hz(0.83)
CASE3	8m/s ² 加振後	165Hz(0.98)	64Hz(0.40)

※()内の数値は初期値を1.00とした時の割合を示す。

表-9 耐震補強効果比較

諸元	単位	補強なし	補強方法	
			粘性ダンパー	ブレース補強
天井面の最大応答加速度	m/sec ²	6.99	8.08	20.25
層間速度	m/sec	0.78	0.10	0.35
層間変位	mm	132.5	7.80	7.88
せん断力	全せん断力	kN	320.8	370.4
	主架構負担分	kN	320.8	226.1
	補強材負担分	kN	—	239.0
累積吸収エネルギー量	全吸収量	kJ	159.0	16.4
	主架構負担分	kJ	159.0	1.26
	補強材負担分	kJ	—	15.1

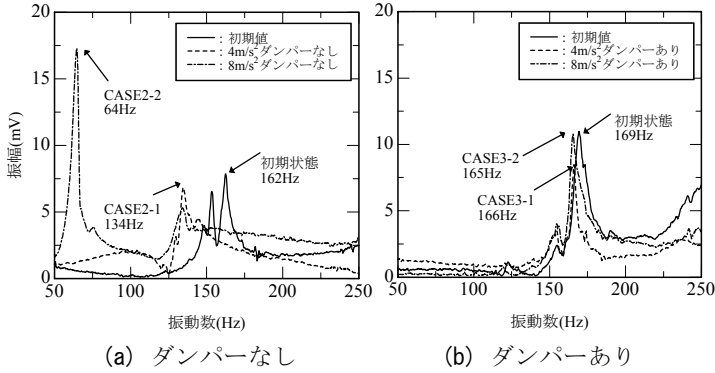


図-15 衝撃振動試験結果

CASE3-2 で約 89%をダンパーが負担しているため、構造物の応答はほぼ弾性域内で、軽微な損傷に抑えることができた。

(3) 非破壊検査結果

表-8 および図-15 に衝撃振動試験による柱の振動数を示す。衝撃時の柱の固有振動数は CASE2-1 加振後には約 83%まで低下し、CASE3-1 の加振後には健全な柱(初期値)の約 40%まで低下していた。ダンパーを設置した場合は、CASE2-2 加振後および CASE3-2 加振後ともに初期値に比べ約 98%とほとんど低下していなかった。これは、CASE2-2、CASE3-2 ともに最大変形が降伏変位以内であり、加振中にひび割れ等が生じていたとしても加振後にはほぼ弾性状態に戻っていたためと考えられる。

7. 地震応答解析および耐震補強効果比較

地震応答解析モデルは、1 質点等価せん断型モデルとし、主架構の復元力特性はトリリニア型、履歴則は武田モデル(図-2 参照)とした。入力地震動は、各実験ケースのフーチング部の加速度とした。減衰は、瞬間剛性比例型で 1 次に対して 2%とした。粘性ダンパーのモデルは図-5(b)中に示すモデルとした。解析値は、図-10 および図-11 に併記している。実験値と解析値はおおむね一致している。

ここで、この解析モデルを用い、粘性ダンパー補強と同等の変位低減効果のあるブレース(B)補強の解析を行い、補強なしと粘性ダンパー(V)補強との耐震補強効果の比較を行った。入力地震動は、図-7 に示す原波形そのも

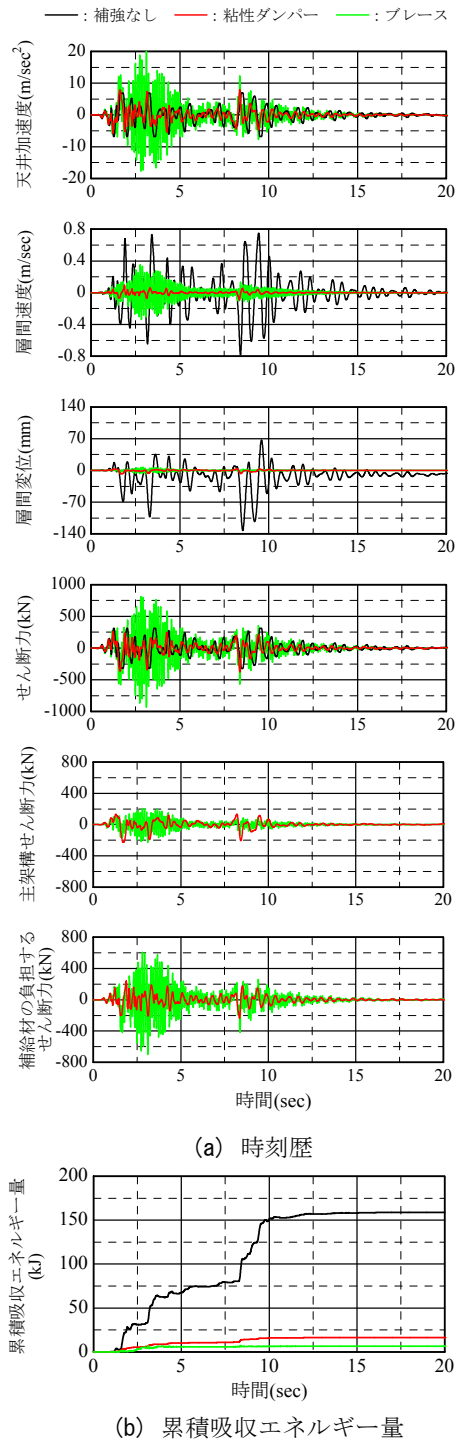


図-16.1 耐震補強効果比較(解析値)

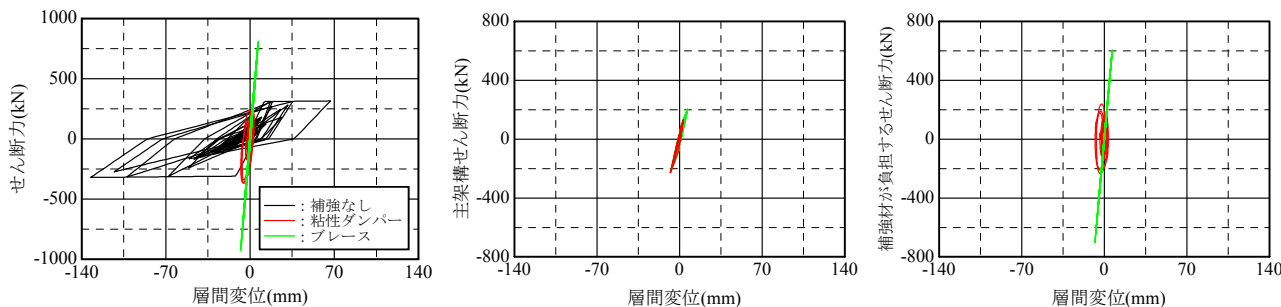


図-16.2 耐震補強効果比較(解析値)

のを入力した。ブレースの水平剛性は、主架構の初期剛性相当である 890kN/cm とした。表-9 および図-16.1～図-16.2 に解析結果による耐震補強効果比較を示す。

V 補強に対して B 補強にすると、天井面の最大加速度応答は約 2.5 倍、速度応答は約 3.5 倍となっている。また、架構の全せん断力は、補強なしに対して、V 補強ではほとんど変化が見られないが、B 補強では約 3 倍となっている。B 補強ではこのせん断力の分力が、ブレースの取り付けられる柱や接合部に作用することになる。このとき、最大せん断力は、最大応答変位時に生じる。一方、V 補強では、最大応答速度時に最大減衰力となるため、主架構の負担するせん断力をほとんど増加せずに地震エネルギーを吸収することができる。本解析の場合、粘性ダンパーの負担する累積吸収エネルギー量は、全体の約 9 割であった。

8. まとめ

粘性ダンパーを用いた 1 層 1 スパンの模型試験体の振動台実験の結果、以下の事項を確認できた。

- ・ スイープ試験より、小振幅時にも制震効果があることがわかった。
- ・ 4m/s^2 加振では、ダンパーなしの場合最大変形が 18mm(塑性率 1.53)であったが、ダンパーありの場合は 3.1mm(塑性率 0.26)にとどまった。
- ・ 8m/s^2 加振では、ダンパーなしの場合最大変形が 75mm(塑性率 6.36)にまで達したが、ダンパーありの場合は 9.7mm(塑性率 0.82)にとどまり、試験体設計時に想定したダンパー量が妥当であったことが検証された。
- ・ 8m/s^2 加振後、柱の固有振動数を測定したところ、ダンパーなしでは初期値の 40%まで低下したが、ダンパーありではほとんど低下が見られなかった。
- ・ 本工法と同等の変位低減効果のあるブレースで補強すると、粘性ダンパー補強に対して、天井面の最大

加速度応答は約 2.5 倍、速度応答は約 3.5 倍、主架構の負担するエネルギーは約 5 倍となることがわかった。

謝辞：本実験は、(株)ジェイアール総研エンジニアリング、三協オイルレス工業(株)、三井住友建設(株)との共同研究プロジェクトで実施されたものです。特に(株)ジェイアール総研エンジニアリングの西村昭彦様には多大なるご指導・ご鞭撻をいただきました。ここに深く感謝の意を示します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,1988
- 2) 中南滋樹, 古橋 剛, 鈴木 亨, 加瀬良二, 高塚 健, 稲田達彦：滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発(その1 装置概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2004.9
- 3) 高塚 健, 古橋 剛, 鈴木 亨, 中南滋樹, 加瀬良二, 稲田達彦：滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発(その2 基本性能), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2004.9
- 4) 土木学会：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 1999.10
- 5) 柴田明徳：最新耐震構造解析, 森北出版株式会社, 1999.3

慣性質量要素を有する粘性減衰装置の開発

Development of Viscous Damping Device with Inertia Mass Element

中南 滋樹 SHIGEKI NAKAMINAMI

鈴木 亨 TORU SUZUKI

免制震技術部 木田 英範 HIDENORI KIDA

設計統括部 古橋 剛 TAKESHI FURUHASHI

(株)免制震デバイス 田中 久也 HISAYA TANAKA

近年、構造物に慣性質量要素を与えることにより、振動系の周期や振動モードを制御して応答を制御しようとする研究が注目されている。しかしながら、この応答制御法の実用化には至っていないのが現状である。これまでに筆者らは、増幅機構付き減衰装置「減衰こま」の開発の中で、本装置に副次的な慣性質量効果があることを確認しており、積極的にこの効果を利用する応答制御法の実用化を進めている。ここでは、本装置の慣性質量要素の評価式を導くとともに、本装置を組み込んだ構造物の応答性状の検討を行った。また、実機レベルの動的試験を行い、本装置が慣性質量要素として十分な性能を有することを確認した。

キーワード：応答制御、慣性質量、粘性ダンパー、増幅機構、ボールねじ

Studies on the response control system of structures by giving inertia mass elements have become attractive although practical applications have not yet been undertaken. The Authors point out that the ‘RDT’ amplification mechanism damping device has a secondary effect of inertia mass. The authors have also been studying the practical application of a response control system that positively uses this effect. In this paper, the proposed equations evaluating this system and the response performances of the structures are shown. In addition, from the dynamic excitation tests of an actual device, it was confirmed that this device could be evaluated by the proposed equation, and is able to work effectively as an inertia mass element.

Key Words: Response Control, Inertia Mass, Viscous Damping Devices, Amplification Mechanism, Ball Screw

1. はじめに

構造物の応答は外乱に対して、振動方程式の相対加速度に関する質量項を調整するか、相対速度に関する粘性減衰項を調整するか、あるいは相対変位に関する剛性項を調整することによって制御できる。剛性項や粘性減衰項を調整する装置としては様々な装置が提案され、実用化されている。一方、相対加速度に関する質量項を調整して、構造物の応答を制御しようとする研究^{1)~5)}の中には、いくつかの機構の提案がなされているが、実用化には至っていないのが現状である。その理由は、この応答制御法によると、一般的に大きな質量を必要とし、その質量を重量により対処するためには膨大な重量が必要となるためである。

これまでに筆者らは、増幅機構付き減衰装置「減衰こま」⁶⁾の開発で、本装置に副次的な慣性質量効果がある

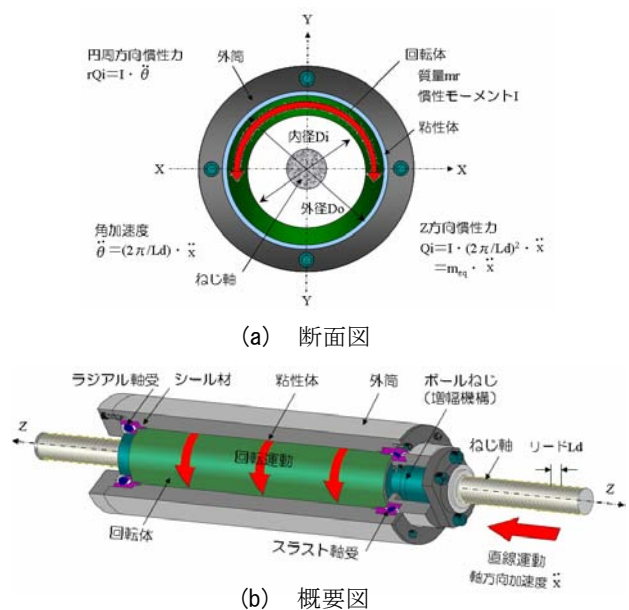


図-1 慣性質量要素を有する粘性減衰装置

ことを確認している。本装置は、装置のもつ回転体の質量を、増幅機構により数千倍にもすることが可能であり、積極的にこの機構を利用することにより、この応答制御法の実用化の可能性を示している。

本報では、本装置の慣性質量要素の評価式を導くとともに、本装置を組み込んだ構造物の応答性状の特徴を考察した。また、本装置の評価式の整合性を確認することを目的とした実機レベルの動的試験について報告する。

2. 装置の概要

図-1に装置の概要を示す。本装置は、ボールねじを用いて直線運動を回転運動に変換する機構(増幅機構)を有しており、増幅機構の原理として、ねじとナットの関係(図-2)を利用している。ナットは、ねじ山1リード L_d で1回転する。これは、ねじが1リードで、ナット外周が $2\pi R$ (R :ナット外周半径)で進むことを意味しており、ナットの外周速度は、軸方向速度 \dot{x} に対して $2\pi R/L_d$ 倍(= S :速度増幅率)増幅されることとなる。また、軸方向加速度 \ddot{x} も回転(角)加速度 $\ddot{\theta}$ に変換される。角加速度 $\ddot{\theta}$ は、1リードで1回転(2π ラジアン)であるから、角加速度 $\ddot{\theta}$ は軸方向加速度 \ddot{x} の $2\pi/L_d$ 倍となる。この増幅された角加速度 $\ddot{\theta}$ を、回転体の質量 m_r に作用させることによって、回転慣性モーメントを生じさせる。ここで得られた回転慣性モーメントは、直線運動への再変換過程においてさらに $2\pi/L_d$ 倍されて軸方向慣性力 Q_i となる。

ここで、トルク T 、角加速度 $\ddot{\theta}$ 、回転体の慣性モーメント I の間には、式(1)の関係がある。

$$T = I \cdot \frac{d^2\theta}{dt^2} = I \cdot \ddot{\theta} \quad (1)$$

また、軸方向加速度 \ddot{x} と角加速度 $\ddot{\theta}$ の関係は、式(2)で表される。

$$\ddot{\theta} = \frac{2\pi}{L_d} \cdot \ddot{x} \quad (2)$$

したがって、トルク T と軸方向加速度 \ddot{x} との関係は、式(2)を式(1)に代入して式(3)を得る。

$$T = \frac{2\pi}{L_d} \cdot I \cdot \ddot{x} \quad (3)$$

このトルク T が作用した時の軸方向慣性力 Q_i は、式(4)となる。

$$Q_i = T \cdot \frac{2\pi}{L_d} = \left(\frac{2\pi}{L_d} \right)^2 \cdot I \cdot \ddot{x} \quad (4)$$

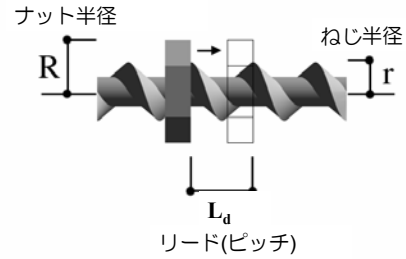


図-2 ねじとナットの関係

$$= \left(\frac{2\pi}{L_d} \right)^2 \cdot \frac{m_r (D_o^2 + D_i^2)}{8} \cdot \ddot{x}$$

ここに、 m_r :回転体質量 D_i :回転体内径 D_o :回転体外径

式(4)中、式(5)および式(6)で表されるものをそれぞれ等価質量 m_{eq} 、質量増幅率 β と呼ぶこととする。

$$m_{eq} = \left(\frac{2\pi}{L_d} \right)^2 \cdot I \quad (5)$$

$$\beta = \left(\frac{2\pi}{L_d} \right)^2 \cdot \frac{(D_o^2 + D_i^2)}{8} = \frac{m_{eq}}{m_r} \quad (6)$$

これらの関係式より、元の回転体の質量 m_r は、軸方向慣性力 Q_i を発生させる際、質量増幅率 β 倍されることが分かる。この β の設定は、ねじのリード L_d 、回転体の内径 D_i および外径 D_o を調整することにより容易にできる。過去の研究^{6),7)}において、この β 値は m_r に対して、数百倍になっていることを確認している。このことは1トンの重量の回転体を設置すれば、数百トンの重量を与えたのと同じ効果を発揮することを意味している。

一方、粘性抵抗力は、 S 倍に増幅された速度を粘性体(ジメチルシリコンオイル)に作用させることによって発生する。ここで得られた粘性抵抗力は、直線運動への再変換過程においてさらに S 倍され軸方向力となる。

ここで、円周方向に作用するせん断応力 τ は、粘度を $\eta(V,t)$ 、せん断歪速度を $\dot{\gamma}$ とすると式(7)で表される。

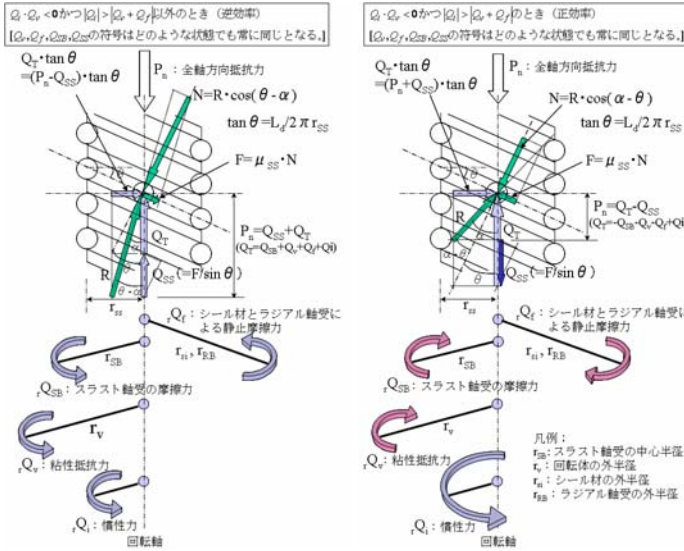
$$\tau = \eta(V,t) \cdot \dot{\gamma} \quad (7)$$

式(7)にせん断面積 A_e を掛けた円周方向の粘性抵抗力 Q_v と軸方向粘性抵抗力 Q_v との関係は、式(8)で表される。

$$Q_v = S \cdot r \cdot Q_v = S \cdot \eta(V,t) \cdot \dot{\gamma} \cdot A_e \quad (8)$$

せん断歪速度 $\dot{\gamma}$ を速度増幅率 S とせん断隙間 d_y で表すと、結局、軸方向粘性抵抗力 Q_v は式(9)となる。

$$Q_v = S \cdot \eta(V,t) \cdot \frac{S \cdot \dot{x}}{d_y} \cdot A_e \quad (9)$$



(a) 逆効率の場合 (b) 正効率の場合
図-4 ねじ面での力の釣り合い

$$= S^2 \cdot \eta(V, t) \cdot \frac{\dot{x}}{d_y} \cdot A_e$$

さらに、直線運動への再変換過程において、軸方向慣性力 Q_i と軸方向粘性抵抗力 Q_v は、ねじとスラスト軸受の摩擦を受ける。本装置の全軸方向抵抗力 P_n は、 Q_v と Q_i を加えたものにこの摩擦分を掛け合わせたものとなる。この摩擦分の係数は、ねじ面での力の釣り合い(図-4)より導かれる。ねじは発生する慣性力 Q_i が粘性抵抗力 Q_v とシール材やラジアル軸受の静摩擦力 Q_f の合計よりも大きい場合(かつ $Q_i \cdot Q_v < 0$)、回転運動を直線運動に変換し(正効率)、それ以外の場合は、直線運動を回転運動に変換する(逆効率)。そのため、効率の状態により、全軸方向抵抗力 P_n は、式(10)または式(11)となる。

$$P_n = \lambda_1 \cdot (Q_v + Q_i + Q_f) \quad (\text{逆効率の場合}) \quad (10)$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{1 - \frac{\mu_{SS} \cdot \left(\frac{1}{\tan \theta} + \tan \theta \right)}{1 + \mu_{SS} \cdot \tan \theta} - \mu_{SB} \cdot S_{SB}}$$

$$P_n = \lambda_2 \cdot (Q_v + Q_i + Q_f) \quad (\text{正効率の場合}) \quad (11)$$

$$\lambda_2 = \frac{1}{1 + \frac{\mu_{SS} \cdot \left(\frac{1}{\tan \theta} + \tan \theta \right)}{1 - \mu_{SS} \cdot \tan \theta} + \mu_{SB} \cdot S_{SB}}$$

ここに、 P_n : 全軸方向抵抗力 λ_1 : 等価摩擦係数(逆効率時)
 λ_2 : 等価摩擦係数(正効率時) Q_v : 軸方向粘性抵抗力
 Q_i : 軸方向慣性力 μ_{SS} : ねじの摩擦係数 μ_{SB} : スラスト軸受の摩擦係数 $\tan \theta$: リード角 S_{SB} : スラスト軸受の増幅率

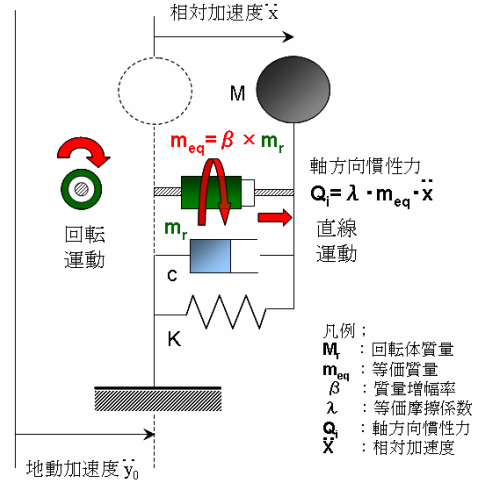


図-5 本装置を組み込んだ1質点振動系

3. 本装置を組み込んだ1質点系の応答

付加質量のない質量 M 、バネ定数 k 、粘性減衰係数 c をもつ1質点系の振動方程式は、 \ddot{y}_0 を地盤から構造物に入力する外乱の加速度とし、質量 M と地盤との相対変位を x 、相対速度を \dot{x} 、相対加速度を \ddot{x} とすると、式(12)で表される。

$$\ddot{x} + 2h_0\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 x = -\ddot{y}_0 \quad (12)$$

ここに、

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{M}}, \quad 2h_0\omega_0 = \frac{c}{M}$$

一般に、地震による応答を小さくするには固有円振動数 ω_0 を小さくするか(免震化)、 h_0 を大きくするとよい。 ω_0 を小さくするには k を小さくするか、 M を大きくする必要がある。しかし、 M を大きくする場合、それを支持する部材の鉛直支持強度を大きくしなければならず、これは k を大きくすることになる。したがって、自重の増加を抑え、質量のみを増加させることが必要となる。

式(12)において質量 M は、絶対加速度を受けて慣性力となるが、絶対加速度ではなく、本装置のように相対加速度 \ddot{x} を受けて慣性力となる質量 $\lambda \cdot m_{eq}$ (λ_1, λ_2 を λ とする)を振動系に組み込む(図-5)と式(13)となる。回転体を含む装置自体の質量は等価質量 m_{eq} に対して非常に小さいため無視できるものとして扱った。

$$\ddot{x} + 2h_1\omega_1\dot{x} + \omega_1^2 x = -\frac{M}{M + \lambda \cdot m_{eq}} \cdot \ddot{y}_0 \quad (13)$$

ここに、

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{k}{M + \lambda \cdot m_{eq}}} \quad 2h_1\omega_1 = \frac{c}{M + \lambda \cdot m_{eq}}$$

式(12)と式(13)を比較して分かるように、相対加速度 \ddot{x} を受けて慣性力となる質量 $\lambda \cdot m_{eq}$ が付与される場合、以下のことが分かる。

①固有円振動数 ω_0 は ω_1 に変化する。つまり、 ω_0 は

$$\omega_0 \times \sqrt{\frac{M}{M + \lambda \cdot m_{eq}}} \text{ に減少する。したがって、周期}$$

$$T_0 = 2\pi\sqrt{\frac{M}{k}} \text{ は、 } T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{M + \lambda \cdot m_{eq}}{k}} \text{ に伸長する。}$$

②減衰項 $2h_0\omega_0$ は $2h_1\omega_1$ に変化する。つまり、

$$\frac{M}{M + \lambda \cdot m_{eq}} \text{ 倍に減少する。}$$

③系への入力加速度は $\frac{M}{M + \lambda \cdot m_{eq}}$ 倍に減少する。

つまり、相対加速度 \ddot{x} を受けて慣性力となる質量を付加することは、周期の伸長と振動系への入力加速度の低減を計れるメリットがある反面、減衰項が減少することが分かる。この減少分の粘性減衰は、本装置のもつ粘性減衰を利用することによって補うことができる。

ここで、付加質量のある場合の絶対加速度応答倍率を導く。式(13)において $\lambda=1$ 、構造物の主質量 M と等価質量 m_{eq} との比を質量比 $\alpha (=m_{eq}/M)$ として、複素形の調和地動加速度 $\ddot{y}_0 = a_0 \cdot e^{ipt}$ に対する特解を $x=c \cdot e^{ipt}$ として相対加速度 \ddot{x} を求めると式(14)となる。

$$\ddot{x} = \left(\frac{1}{1 + \alpha} \cdot \frac{-a_0 p^4}{\omega_1^2 - p^2 + 2h\omega_1 i} \right) \cdot e^{ipt} \quad (14)$$

一方、絶対加速度 $\ddot{Y} = \ddot{x} + \ddot{y}_0$ は式(15)で表される。

$$\ddot{Y} = \left(\frac{1}{1 + \alpha} \cdot \frac{-a_0 p^4}{\omega_1^2 - p^2 + 2h\omega_1 i} \right) \cdot e^{ipt} + \ddot{y}_0 \quad (15)$$

したがって、絶対加速度倍率は式(16)となる。

$$\frac{\ddot{Y}}{\ddot{y}_0} = \sqrt{\frac{\left\{ 1 - \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha} \right) \cdot \left(\frac{p}{\omega_1} \right)^2 \right\}^2 + \left\{ 2h \cdot \left(\frac{p}{\omega_1} \right) \right\}^2}{\left\{ 1 - \left(\frac{p}{\omega_1} \right)^2 \right\}^2 + \left\{ 2h \cdot \left(\frac{p}{\omega_1} \right) \right\}^2}} \cdot e^{-i(\varphi_1 - \varphi_2)} \quad (16)$$

ここに、

$$\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{2h \cdot \left(\frac{p}{\omega_1} \right)}{1 - \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha} \right) \cdot \left(\frac{p}{\omega_1} \right)^2}, \quad \varphi_2 = \tan^{-1} \frac{2h \cdot \left(\frac{p}{\omega_1} \right)}{1 - \left(\frac{p}{\omega_1} \right)^2}$$

式(16)において、質量比を $\alpha=0.1 \sim 10$ に、減衰定数を $h=0 \sim 0.3$ に変化させたときの加速度応答倍率を図-6に示

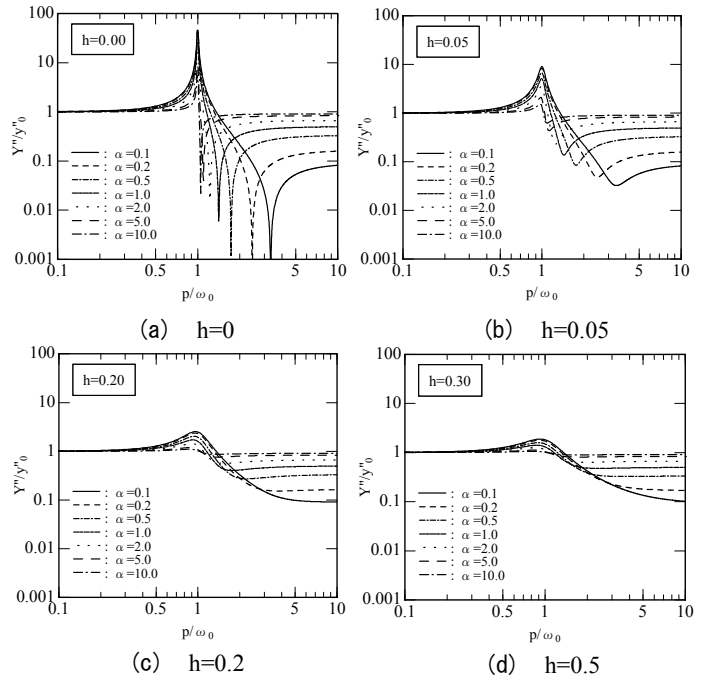


図-6 調和振動に対する絶対加速度応答倍率

す。付加質量のないときは、固有周期を伸ばしていくと絶対加速度応答は0に近づくのに対し、質量比 α を増加させると絶対加速度応答は1に近づく。減衰 h を増やすと、共振点での応答倍率が低下する反面、最小応答倍率の値が上昇することが分かる。また、 $h=0$ で、絶対加速度を0にするためには式(16)の分子を0にすればよく、これらを満たす等価質量 m_{eq} を導くと $m_{eq}=k/p^2$ を得る。これは系のバネ定数 k を外乱の固有円振動数 p の2乗で割った値であり、調和振動を受ける1質点系構造物は、 $m_{eq}=k/p^2$ を付与することにより、絶対加速度を0にすることができることを示唆している。

4. 本装置を組み込んだ多質点系の応答

付加質量のない多質点系の振動方程式は式(17)で、相対加速度 \ddot{x} を受け慣性力となる質量 λm_{eq} を有する振動方程式は式(18)となる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_0 \quad (17)$$

$$([M] + [\lambda m_{eq}])\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_0 \quad (18)$$

ここで、 $[Mm] = [M] + [\lambda m_{eq}]$ とすると、式(18)は式(19)となる。なお、本装置は層間に等価質量を配置するため、付加質量マトリクス $[\lambda m_{eq}]$ は、剛性マトリクス $[k]$ と同じ形の3重対角マトリクスとなっている。

$$[Mm]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -[Mm]\{\eta\}\ddot{y}_0 \quad (19)$$

表-1 試験体諸元

諸元	記号	単位	TYPE1	TYPE2	TYPE3	TYPE4	TYPE5
慣性質量要素	回転体質量	m_r	$\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$	0.409	1.202	0.583	
	等価質量	m_{eq}	$\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$	19.9	998	484	
	質量増幅率	β	—	48.6	830.5		
	慣性モーメント	I	$\text{kN} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$	0.000002	0.0163	0.0079	
粘性減衰要素	粘性抵抗力	Q_v	kN	—	1,300	900	1,000, 1,300
	軸方向速度	V	m/s	—	0.15	0.15	0.15, 0.15
	粘性体温度	t	$^{\circ}\text{C}$	—	20	20	20, 20
	速度増幅率	S	—	9.1	40.2		
摩擦要素	逆効率	λ_1	—	1.29	1.46		
	正効率	λ_2	—	0.82	0.76		
ねじ軸外径	D_B	mm	20	140			
リード	L_d	mm	20	25			
回転体外径	D_o	mm	58	320			
回転体内径	D_i	mm	24	0(ねじ軸の稼動部分以外)			
有効長さ	L_e	mm	130	1,900	863		
せん断隙間	d_v	mm	2.5	2.5			
粘性体粘度	η_{25}	cSt	—	10,000	20,000	30,000	60,000

ここに、 $\{\eta\} = [Mm]^{-1}[M]\{1\}$ (入力低減係数) (20)

式(20)より、

$$\begin{aligned} [M]\{1\} &= [Mm]\{\eta\} = ([M] + [\lambda m_{eq}])\{\eta\} \\ [M]\{1 - \eta\} &= [\lambda m_{eq}]\{\eta\} \end{aligned} \quad (21)$$

式(21)において、 λm_{eq} を m として最上階 n 階、中間 i 階、1階での釣合いを求めると、式(22)~式(24)となる。

$$M_n(1 - \eta_n) = m_n(\eta_n - \eta_{n-1}) \quad (22)$$

$$M_i(1 - \eta_i) = -m_{i+1}(\eta_{i+1} - \eta_i) + m_i(\eta_i - \eta_{i-1}) \quad (23)$$

$$M_1(1 - \eta_1) = -m_2(\eta_2 - \eta_1) + m_1\eta_1 \quad (24)$$

式(22)~式(24)より、各階への付加質量 m_n, m_i, m_1 は、入力低減に応じて式(25)~式(27)で表される。

$$m_n = \frac{M_n(1 - \eta_n)}{\eta_n - \eta_{n-1}} \quad (25)$$

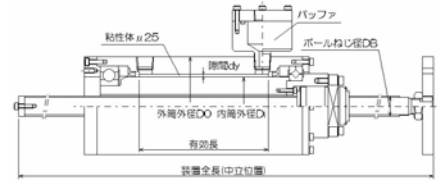
$$m_i = \frac{\sum_{k=i}^n M_k(1 - \eta_k)}{\eta_i - \eta_{i-1}} \quad (26)$$

$$m_1 = \frac{\sum_{k=1}^n M_k(1 - \eta_k)}{\eta_1} \quad (27)$$

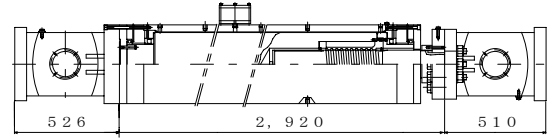
以上より、付加質量が正の値かつ η が 1 以下の条件は、 $1 \geq \eta_i$ かつ $\eta_i > \eta_{i-1}$ となる。付加質量はその階より上の本体質量の線形和となることが分かる。

5. 単体動的加振試験

軸方向慣性力 Q_i および軸方向粘性抵抗力 Q_v の評価式の整合性を検証するため、表-1 に示す 5 タイプの単体試験を実施した。図-7 に試験体概要図を示す。TYPE1 は粘性体の充填されていない小型タイプであり、TYPE2~5



(a) TYPE1



(b) TYPE2~5

図-7 試験体概要図

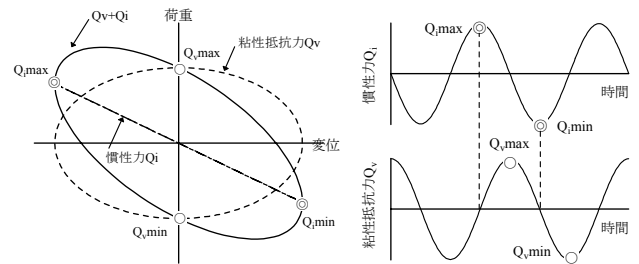


図-8 履歴特性概念図

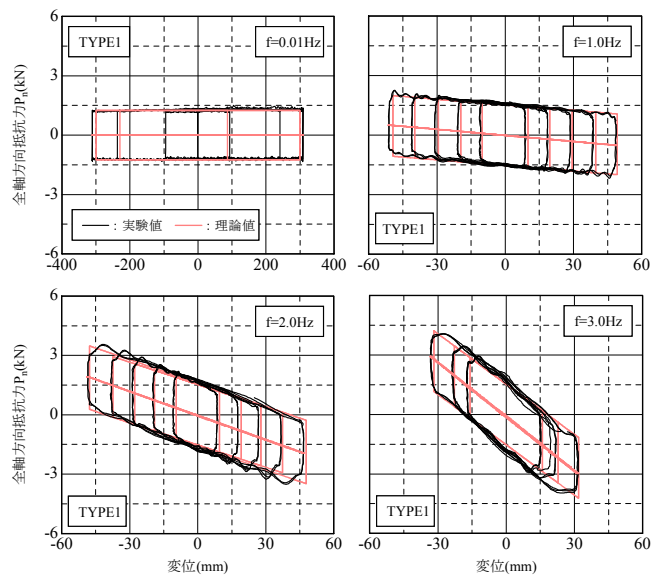
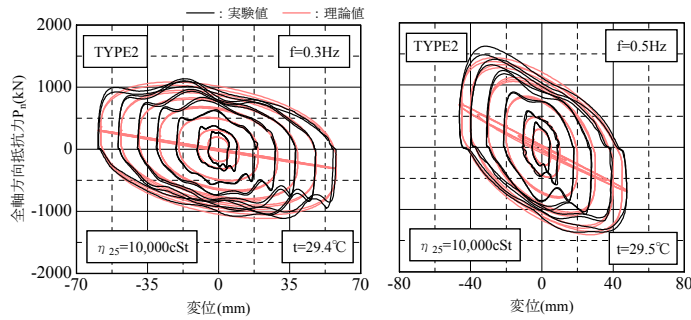
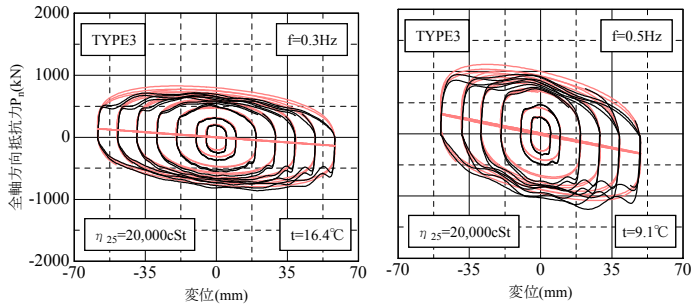


図-9 履歴ループ(TYPE1(粘性体なし))

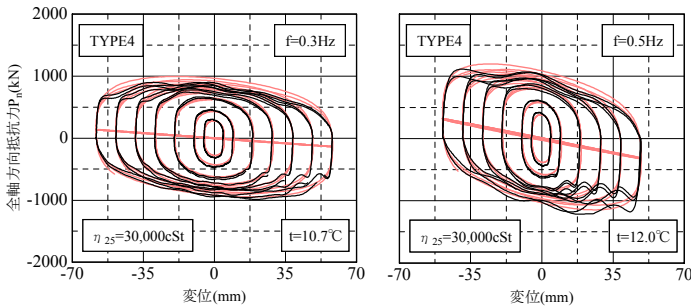
は粘性体の充填された実機相当のタイプである。TYPE1 の質量増幅率 β は 48.6 倍とした。TYPE2 の β は 830 倍、粘性体粘度 η_{25} は 10,000cSt、等価質量 m_{eq} は 998 $\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$ とした。TYPE3~5 の m_{eq} は、TYPE2 の約 50% になるように、TYPE2 試験体の回転体部分を切断(有効長 1,900→863)し、484 $\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$ とした。また、 η_{25} は TYPE3 で 20,000cSt、TYPE4 で 30,000cSt、TYPE5 で 6,000cSt とした。図-8 に履歴特性の概念図(λ と Q_f は無視)を示す。 Q_i と Q_v の最大値は、位相が $\pi/2$ ずれて発生するため、両者を足し合わせた履歴ループは、左肩上がりの形状となる。



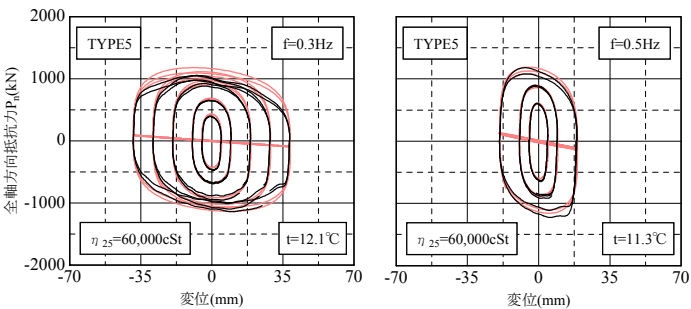
(a) TYPE2



(b) TYPE3

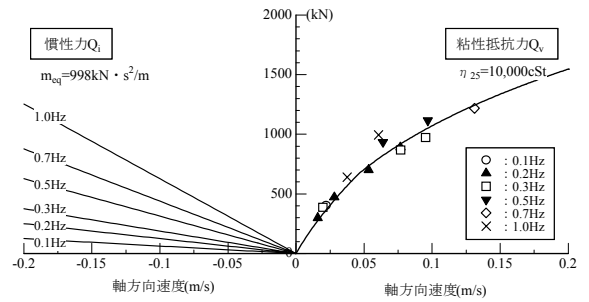


(c) TYPE4

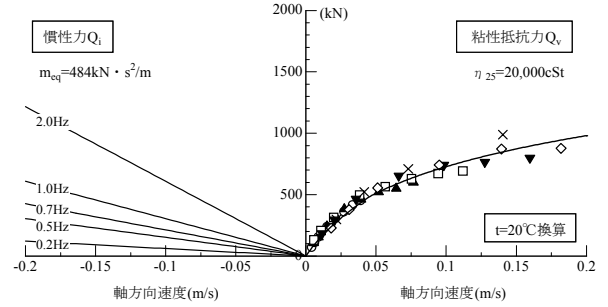


(d) TYPE5

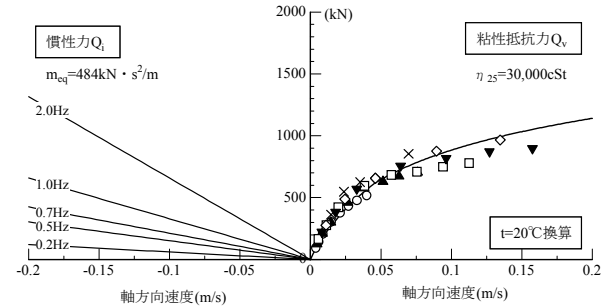
図-10 履歴ループ



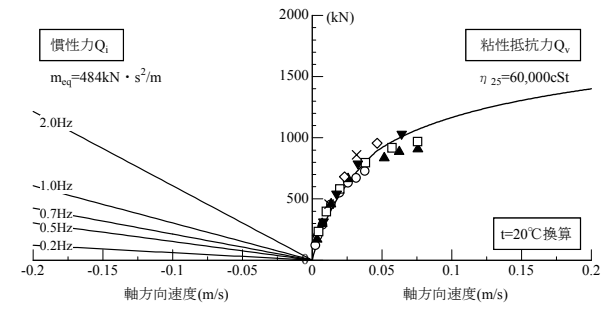
(a) TYPE2



(b) TYPE3



(c) TYPE4



(d) TYPE5

図-11 慣性力と粘性抵抗力

TYPE1 の試験は 50kN ダイナミックアクチュエータ (ACT) が取り付けられた門型フレーム内に試験体を設置し、変位制御による動的加振を行った。入力波形は前後テーパ付きの正弦波とし、振動数 1, 2, 3Hz, 最大速度 0.65m/s, 最大加速度 12.4m/s² の範囲で試験を行った。図-9 に履歴ループおよび等価摩擦係数 λ の影響を含む慣性力 Qi の理論値を示す。装置の静摩擦力は 1.25kN であった。高振動数になるにつれ、履歴形状が左肩上がりになっているのが分かる。速度が減速する領域において、慣性力が摩擦力を上回る部分では、正効率となっている。

TYPE3~5 の試験は 3,000kNACT を使用し、振動数 0.1~1Hz, 最大速度 0.17m/s, 最大加速度 0.79m/s² の範囲で行った。図-10 に振動数 0.3Hz と 0.5Hz の履歴ループ(定常サイクル部分)を、図-11 に各タイプの慣性力(左図)と粘性抵抗力(右図)と速度の関係を示す。右図のプロットは実験の Y 切片荷重を示しており、図中の曲線は式(9)で与えられる理論値を示している。履歴は図-8 で示したように慣性力と粘性抵抗力を足し合わせた形状となっている。慣性力の割合は等価質量と振動数が大きくなるほど、粘性抵抗力の割合は高粘度の材料を使用するほど大

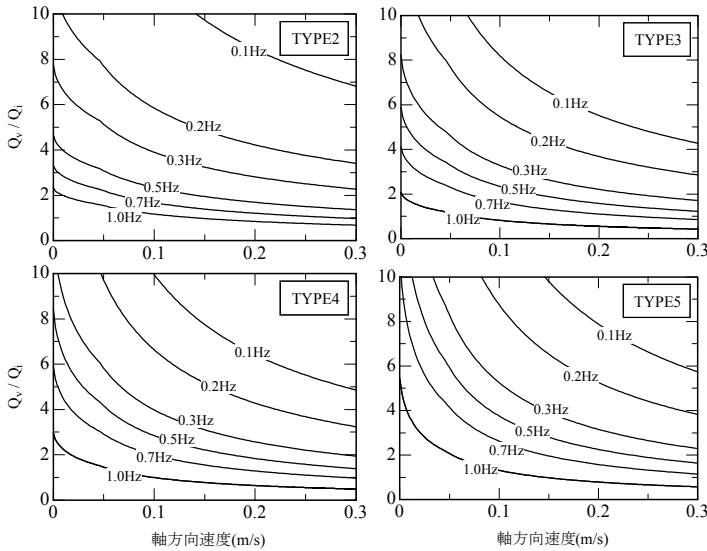


図-12 粘性抵抗力 Q_v と慣性力 Q_i との比

きくなることが分かる。本試験体の場合、粘性抵抗力と慣性力との比率(Q_v/Q_i) (図-12)は、振動数 0.5Hz、速度 0.15m/s 時には、TYPE1 で 1.95,TYPE2 で 1.87, TYPE3 で 2.22, TYPE4 で 2.80 の比率となっている。また、 Q_v をせん断面積で割った単位減衰力と軸方向速度の関係(図-13)より、高粘度になるにつれ初期の勾配が上がり、非線形性が強くなっている。このことは、粘度の高い材料を使用したほうが、微小変形時において高いエネルギー吸収効果を期待できることを意味している。

6. 装置の軸剛性の評価

設計段階において、装置の減衰効果を適切に評価するためには、ブレースなどの付帯架構同様、装置本体の軸剛性の評価が重要となる。ここでは、本装置の軸剛性を把握するため、3,000kNACT による圧縮・引張試験(写真-1)を行った。試験体は TYPE2 とし、試験体の回転体を平行ピンで拘束した。

試験は、ねじ軸位置の異なる 4 箇所(中立, 中立+55mm 伸び, 中立+80mm 伸び, 中立-100mm 縮み)において、圧縮方向で 2,000kN、引張方向で 1,500kN までの(同パラメータで 2 回)計 14 回の試験を行った。図-14 に計測項目および入力サイクルを示す。入力は変位入力とし、最大荷重到達後、最大荷重の 1/2 の点まで除荷し、再度最大荷重まで上昇させ、原点に戻すサイクルとした。

図-15 に装置変位と荷重の関係を示す。表-2 に実験値と理論値との比較を示す。実験値の割線剛性と接線剛性は、1 回目と 2 回目の平均値とした。理論値の算出は、圧縮・引張時それぞれで軸力を伝達する部材(表-3)の軸剛性を直列に接続して評価した。図-16 に個々の部材の軸剛性の理論値を示す。ボールナットおよびスラスト軸受は軸

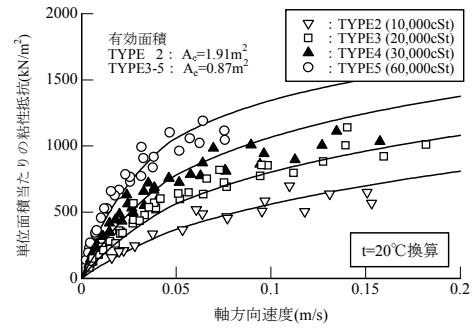


図-13 単位減衰力と軸方向速度との関係



写真-1 圧縮・引張試験状況(TYPE2)

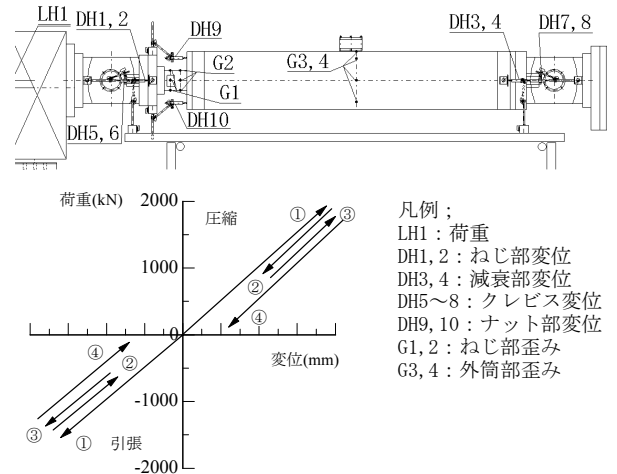


図-14 計測項目および入力サイクル

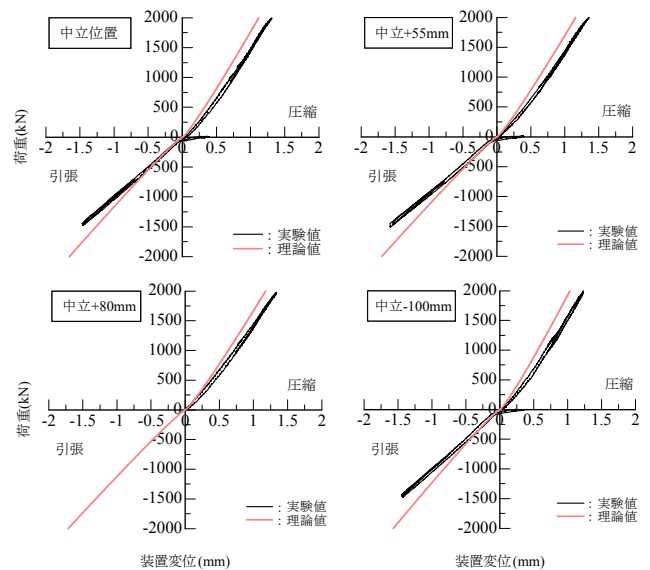


図-15 装置変位と荷重の関係

力の大きさに依存して剛性が変化する特性をもっている。ねじ軸の剛性算出に必要なねじ軸の長さは、ナット中心位置からねじ軸端部までの長さとした。図-17に軸剛性の理論値を示す。実験値に対する理論値の比率は、割線剛性で0.82~0.85、接線剛性で0.83~1.03であり、おおむね一致している。このことより、本装置の軸剛性は対象とするバネを直列に配置することにより評価できることが分かった。

7. まとめ

慣性質量要素を有する本装置の理論的考察および実験結果より、以下の知見が得られた。

- ①ねじ面での力の釣り合いにより、本装置の軸方向慣性力の評価式を導いた。
- ②本装置の回転体の質量 m_r は、軸方向加速度が作用すると、質量増幅率 β 倍された質量となる。
- ③本装置のように相対加速度 \ddot{x} を受けて慣性力となる質量を構造物に付与することは、周期の伸長と振動系への入力加速度の低減を図れる、減衰項が減少することが分かった。この減少する減衰分は、本装置のもつ粘性減衰を減少分上げることによって補うことが可能である。
- ④調和振動を受ける1質点系構造物は付加質量 $m_{eq} = k/p^2$ を与えることにより絶対加速度を0にすることができる。
- ⑤多質点系に本装置を組み込む場合の入力低減効果に応じた各階の付加質量の関係式を導いた。
- ⑥実機レベルの装置単体試験により、慣性質量要素の評価式の妥当性を確認した。
- ⑦本装置の軸剛性は対象とするバネを直列に配置することにより評価できることが分かった。
- ⑧本装置を使って以下のような用途が考えられる。1) 外乱が調和振動数を持つ機械などの防振 2) 免震構造の周期と減衰付与 3) 制震建物の周期調整と減衰の付与 4) 固有周期の異なる建物間の連結制震

謝辞：本試験を実施するに当たり、(株)エヌ・ティ・ティ・ファシリティーズの斉藤賢二様には多大なるご指導・ご鞭撻をいただきました。ここに、深く感謝の意を示します。

参考文献

1) 石丸辰治：構造物の地震応答制御概論，「応用シリーズ2 建築構造物の設計力学と制御動力学」，日本建築学会，pp.199~202，1994.11

表-2 実験値と理論値との比較

ねじ軸位置	ねじ軸 ナット中心位置 までの長さ(mm)	加力方向	割線剛性			接線剛性	
			①実験値	②理論値	①/②	③理論値	③/②
			kN/mm	kN/mm		kN/mm	
中立	533	圧縮	1462	1782	0.82	1830	1.03
		引張	1002	1183	0.85	1008	0.85
中立+55mm 伸び	588	圧縮	1428	1720	0.83	1741	1.01
		引張	953	1155	0.83	960	0.83
中立+80mm 伸び	613	圧縮	1444	1694	0.85	1704	1.01
		引張	—	—	—	—	—
中立-100mm 縮み	433	圧縮	1559	1906	0.82	1902	1.00
		引張	1010	1236	0.82	1025	0.83

表-3 圧縮・引張時に剛性を考慮する部材

加力方向	剛性を考慮する部材							
	ねじ軸	ボールナット	スラスト軸受	内筒	外筒	軸受ホルダA	軸受ホルダB	ボルト
圧縮時	○	○	○	○	—	—	○	—
引張時	○	○	○	—	○	○	—	○

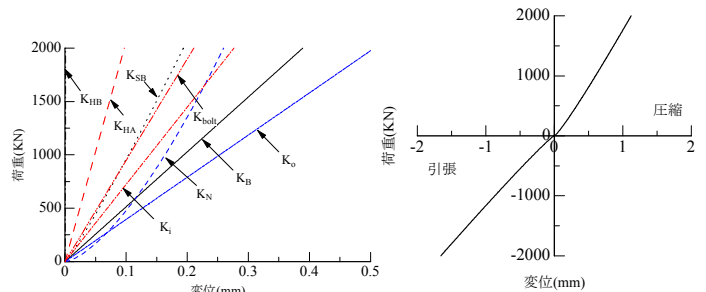


図-16 各部材の剛性(理論値) 図-17 軸剛性の理論値

2) 奥村敦史：振動遮断接続機構，「早稲田大学技術シリーズ」，NO.TLO2000-02，2000.3

3) 古橋 剛・石丸辰治：慣性接続要素によるモード分離 慣性接続要素による応答制御に関する研究(その1)，日本建築学会構造系論文集，第576号，55-62，2004.2

4) Kenji SAITO et al： APPLICATION OF ROTARY INERTIA TO DISPLACEMENT REDUCTION FOR VIBRATION CONTROL SYSTEM，13th World Conference on Earthquake Engineering，2004.8

5) 斉藤賢二他：慣性質量要素を利用した粘性ダンパーによる構造骨組の応答制御，パッシブ制振構造シンポジウム2004，東京工業大学 建築物理研究センター，2004.11

6) 黒田英二他：増幅機構付き減衰装置の開発(その1~その7)，日本建築学会大会学術講演梗概集,1997.8~2000.9

7) 中南滋樹他：増幅機構付き減衰装置の高速度領域における評価(その1~その3)，日本建築学会大会学術講演梗概集,2003.9

錫プラグ入り積層ゴム免震装置（SnRB）の開発

Development of a Tin Rubber Bearing Isolator (SnRB)

鈴木 亨 TORU SUZUKI

原田 浩之 HIROYUKI HARADA

免制震技術部 光阪 勇治 YUJI MITSUSAKA

(株) 免制震デバイス 田中 久也 HISAYA TANAKA

錫をエネルギー吸収材料として使用した「錫プラグ入り積層ゴム免震支承(SnRB)」を開発した。錫素材は、延性・繰り返し性能・常温再結晶性に優れ、鉛と同等あるいはそれ以上の特性を持つ。実機試験結果より、その基本性能は鉛プラグ入り積層ゴムと同程度であり、さらに、高速加振試験・連続加振試験においても良好な結果を得た。また、装置の復元力特性はバイリニア型として評価できることがわかった。

キーワード：免震支承，錫プラグ，エネルギー吸収材料，連続加振，復元力特性

A “Tin Rubber Bearing Isolator” (SnRB) which uses tin as an energy absorption material has been developed. Tin has excellent ductility, repetition and re-crystallization performance under normal temperatures and shows equal or higher performance compared to lead. Loading tests on the actual isolator confirmed that the SnRB has the same basic performance as an LRB “Lead Rubber Bearing Isolator”. In addition, the SnRB demonstrated excellent performance in high-speed and long-term cyclic loading tests on half-model isolators. Moreover, it was clarified that hysteresis characteristic of the SnRB could be evaluated by the Bi-Linear model.

Key Words: Base Isolation, Tin Plug, Energy Absorption Material, Continuous Test, Hysteresis Characteristics

1. はじめに

減衰機能一体型積層ゴムとしては、従来鉛プラグ入り積層ゴムが使用されてきた。これは、鉛を振動エネルギー吸収材料として用いた場合、常温再結晶するため塑性変形による疲労が蓄積しないという特性があり、また延性に優れることから大変形にも追従可能となるためである。しかしながら近年、環境意識の高まりから各工業分野で非鉛化が進んでおり、建築分野でも非鉛製品の実用化が必要と考えられる。従来、非鉄金属においては鉛のみの特性が評価されてきたが、他の金属で同等の特性を確認できれば、エネルギー吸収材料として使用できるものと考えられる。

本報では、鉛以外の金属について、その機械特性からエネルギー吸収材料として使用可能かどうか評価を行い、その結果に基づいて開発した、錫（すず）プラグ入り積層ゴムの基本性能について報告する。

2. 非鉛金属の機械特性

容易に入手可能なアルミニウム・錫・亜鉛を用いて単軸引張り試験・単軸疲労試験を実施し、その機械特性からエネルギー吸収材料として使用可能かどうかを評価する。

(1) 単軸引張り試験

図-1に単軸引張り試験体の形状および寸法を示す。

試験は、恒温室内で20℃に保持した状態で、10mm/minの定速度にて加力した。図-2に本試験で得られた応力-ひずみ曲線を示す。鉛・錫・アルミニウムについては20%以上の伸びを示したが、亜鉛については2%で破断した。亜鉛は、結晶構造が六方稠密格子であるため、滑り面が少なく他の金属より延性が劣ると考える。一方、鉛・錫・アルミニウムの結晶構造は面心立方格子であり、格子の滑り面が大きいために延性に優れると考える。

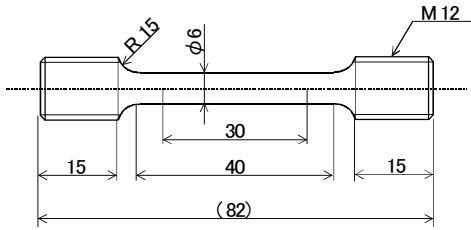


図-1 単軸引張試験体

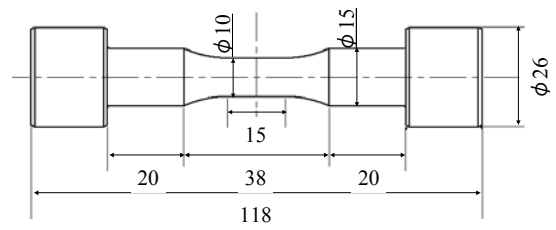


図-3 単軸疲労試験体

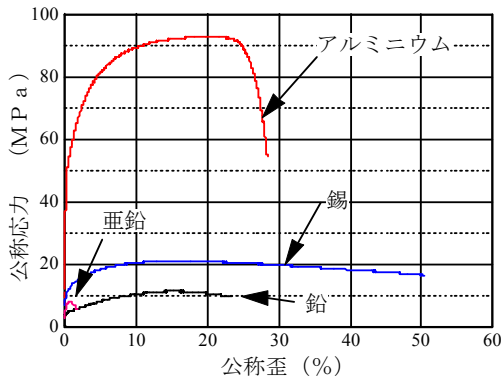


図-2 応力-ひずみ曲線

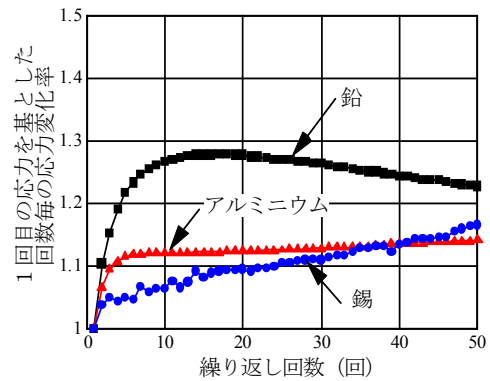


図-7 応力変化率

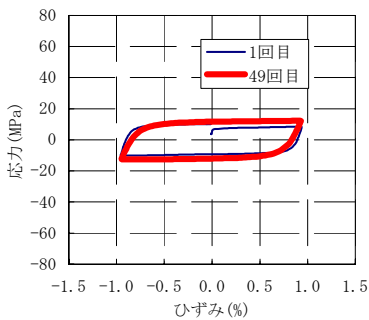


図-4 鉛の履歴曲線

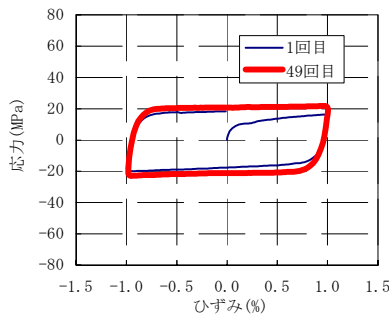


図-5 錫の履歴曲線

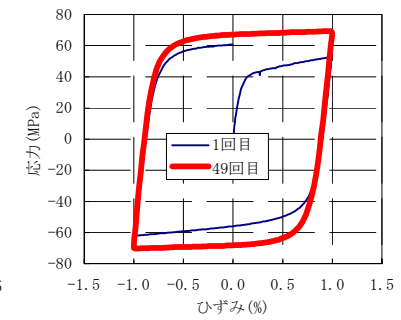


図-6 アルミニウムの履歴曲線

表-1 鉛・錫・アルミニウムの
切片応力・剛性値・弾性限界ひずみ

項目	鉛	錫	アルミニウム
切片応力(MPa)*	12.9	19.2	61.3
剛性値(GPa)	17.6	51.9	61.0
弾性限界歪($\times 10^{-4}$)	7.33	3.70	10.0

*1回目の歪み0点応力の平均値

表-2 各金属の熱物性値(20°C)

項目	単位	鉛	錫	アルミニウム	亜鉛
熱伝導率	W/m°C	35.1	64.9	204	113
比熱	J/°C・kg	129	226	932	385
再結晶温度	°C	~0°C	0~25°C	150~200°C	15~50°C

(2) 単軸疲労試験

図-3に単軸疲労試験体の形状および寸法を示す。

試験体は「単軸引張試験」において優れた延性が確認された鉛・錫・アルミニウムとした。試験は、恒温室にて20°Cに保持した試験体を周波数1.0Hzで、 $\pm 1.0\%$ のひずみを50回与え、履歴特性の変化を把握することとした。図4~6に各々の履歴曲線を示す。いずれの試験体も剛塑性型の履歴形状を示し、2次剛性は極めて小さい。1回目のひずみ0点応力の正負絶対値の平均値(=切片応力)とひずみ反転後の除荷剛性(=剛性値)、およびこれから求めた弾性限界ひずみ(切片応力/剛性値)は表-1に示すとおりである。図-7に、繰返し回数と1回目の切片応力を基準とした繰返し回数毎の応力変化率の

関係を示す。鉛は、加工硬化によって応力が上昇し、15回目は1回目よりも28%程度上昇しているが、これ以降は応力が低下する傾向を示した。一方、錫・アルミニウムは50回の繰返しとともに応力が上昇した。表-2の鉛・錫・アルミニウムの熱物性値¹⁾に示すように、鉛は比熱および熱伝導率が他に比べ低いために塑性変形部で発生した熱が周囲に拡散せず、その温度上昇によって軟化したと考えられる。一方、錫やアルミニウムは熱が周囲に拡散されやすく、温度上昇は少なかったと考えられる。本試験から、最も繰返し性能が安定していたのはアルミニウムであった。

(3) 常温再結晶試験

単軸引張り試験前後における試験体(20°C)の断面

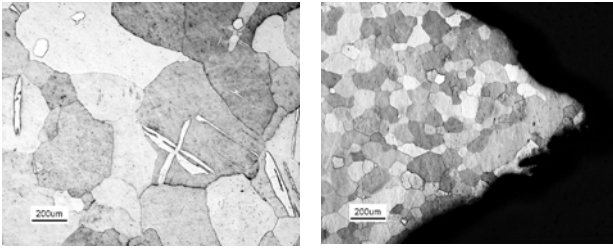


図-8 試験前の断面組織 図-9 試験2日後の断面組織

表-3 各金属の評価

	延性	繰り返し安定性	常温再結晶能力
錫	◎	○	◎
アルミニウム	○	◎	×
亜鉛	×	—	○

表-4 試験体仕様

サイズ	φ 800	φ 900	φ 1000
ゴム材料	天然ゴム G=0.39N/mm ²		
プラグ材料	錫		
ゴム外径D(mm)	800	900	1,000
プラグ径d(mm)	160	180	200
ゴム1層厚さtr(mm)	6	7	8
ゴム層数n	33	29	27
ゴム総高さntr(mm)	198	197	203
ゴム部受圧面積A _r (mm ²)	482,549	610,726	753,982
プラグ断面積A _d (mm ²)	20,106	25,447	31,416
1次形状係数S ₁	32.0	31.8	32.0
2次形状係数S ₂	4.0	4.6	4.9
数量	3	2	1

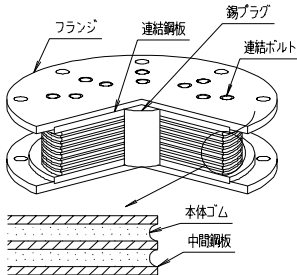


図-10 試験体構造

組織観察を行った。図-8に錫材料の試験前断面組織を、図-9に試験2日後の断面組織を示す。再結晶が起こらない場合、結晶粒は軸方向に伸ばされた形状となるが、再結晶が起こると結晶粒は小さくほぼ円形の形状となる²⁾。図-8,9より、試験前の錫結晶粒と比較して試験後の錫結晶粒は、粒径は小さくなり形状も円形に近くなっており、常温において再結晶していることが確認できる。アルミニウムの場合、再結晶温度が150~200℃と高く、常温での再結晶は不可能であると考えられる。

以上より、各金属を総合的に評価した結果を表-3に示す。これより、延性・繰り返し安定性・再結晶能力に優れた錫をエネルギー吸収材料として使用することとし、錫プラグ入り積層ゴムの基本性能試験を行った。

表-5 試験機仕様

項目	仕様
鉛直最大荷重	25MN
鉛直最大ストローク	500mm
水平最大荷重	±6MN
水平最大ストローク	±600mm

表-6 基本条件面圧σ₀

サイズ	φ 800	φ 900	φ 1000
σ ₀ (N/mm ²)	10	12.5	15

表-7 圧縮せん断試験基本条件

試験面圧	せん断ひずみ(%)							
	±25	±50	±100	±150	±200	±250	±300	±400
0.5σ ₀			○					
σ ₀	○	○	○	○	○	○	○	○
2.0σ ₀			○					

表-8 各特性値の評価方法

項目	評価方法
鉛直剛性	試験面圧相当の鉛直荷重を載荷し、荷重振幅±30%を3サイクル加力した時の3回目の履歴特性の最大変位値と最大荷重値の交点とその各最小値の交点を結んだ直線の傾きを算出した。
2次剛性 (せん断弾性率)	試験面圧相当の鉛直荷重を載荷し、試験せん断ひずみの加力を速度5mm/secの三角波で4サイクル行い、3回目の履歴特性の最大加振変位(±δ _{max})の9割の範囲(±0.9δ _{max})の測定値を直線回帰した勾配K _{2UP} とK _{2LO} の平均値を二次剛性K ₂ とした。(図-11参照) せん断弾性率Gは以下の式より算出した。 $G = K_2 \cdot ntr / A_r$
切片荷重 (せん断降伏応力)	試験面圧相当の鉛直荷重を載荷し、試験せん断ひずみの加力を速度5mm/secの三角波で4サイクル行い、3回目の履歴特性の荷重軸切片の上下平均値を切片荷重Q _d とした。(図-11参照) せん断降伏応力τ _d は以下の式より算出した。 $\tau_d = Q_d / A_d$

3. 実大サイズ試験体の基本性能評価

(1) 試験体

試験体仕様を表-4に、構造を図-10に示す。

試験体形状は実用サイズを考慮して、ゴム外径φ800~φ1,000、ゴム総高さ約200mmとした。また錫プラグ径はゴム外径の20%とした。

(2) 試験方法と各特性値の評価方法

試験は表-5に示す試験機を用いて行い、所定の軸力を鉛直方向に載荷した状態で水平方向にせん断力を加え、荷重-変形関係を記録することとした。各試験体における基準面圧σ₀を表-6に示す。

試験は、基準面圧(σ₀)下においてせん断ひずみ：±25%~±400%を与える基本試験と、面圧依存性を確認するため試験面圧を0.5σ₀および2.0σ₀として100%のせん断ひずみを与える面圧依存性確認試験とした。試験

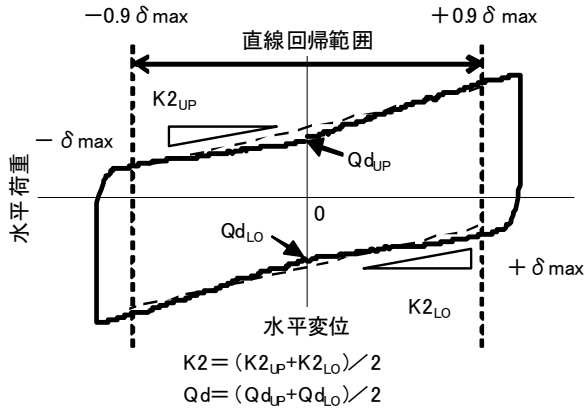


図-11 2次剛性および切片荷重の算出方法

表-9 基本性能試験結果

項目	φ 800-1	φ 800-2	φ 800-3	φ 900-1	φ 900-2	φ 1000-1
鉛直剛性 ($\times 10^3$ kN/m)	3,691	3,550	3,412	4,295	4,447	5,329
二次剛性 ($\times 10^3$ kN/m)	1.00	1.01	1.02	1.21	1.32	1.52
せん断弾性率 (N/mm ²)	0.410	0.416	0.418	0.390	0.426	0.408
切片荷重 (kN)	167	194	185	288	308	388
降伏応力 (N/mm ²)	8.3	9.7	9.2	11.3	12.1	12.3

条件を表-7 に示す。

評価項目は、鉛直剛性・2次剛性・切片荷重とした。

各特性値の評価方法を表-8 に示す。

なお、圧縮せん断試験時の水平荷重～水平変位関係(履歴特性)は変位 0mm 付近の荷重が低下する形状を示している(図-11 参照)。そこで、2次剛性は正負荷重各々について±0.9δmax 部分の曲線部分を直線回帰し、その値の平均値とした。また切片荷重は実測された履歴特性の、正負切片荷重値の絶対値の平均とした。

(3) 試験結果

基本性能試験結果を表-9に示す。またφ900-1試験体の試験実施時の履歴特性を図-12および図-13に示す。

せん断弾性率は約0.4N/mm²、せん断降伏応力は10.5 N/mm²±20%程度であった。

面圧σ₀での2次剛性と切片荷重のせん断ひずみ依存性を図-14および図-15に示す。各測定値はせん断ひずみ±100%における測定値で基準化している。

2次剛性はせん断ひずみの増加とともに低下する傾向を示し、その変化率の基準値はφ800で、せん断ひずみ=[50%/100%]において1.22以下、[200%/100%]において0.79以上となっている。また、切片荷重の変化率の基準値は、φ800で、せん断ひずみ=[50%/100%]において0.90以上、[200%/100%]において1.13以下となっている。

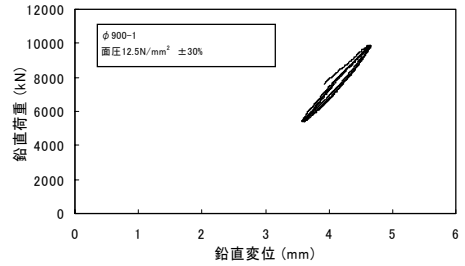


図-12 圧縮試験時履歴特性

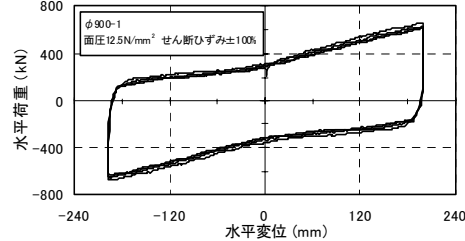


図-13 圧縮せん断試験時履歴特性

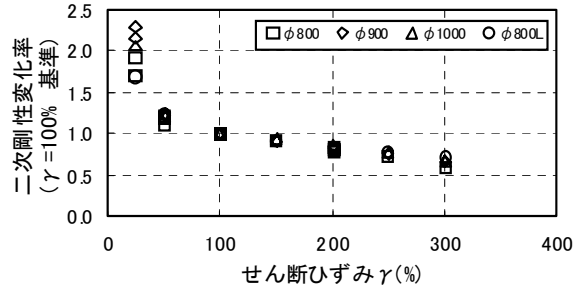


図-14 2次剛性のせん断ひずみ依存性

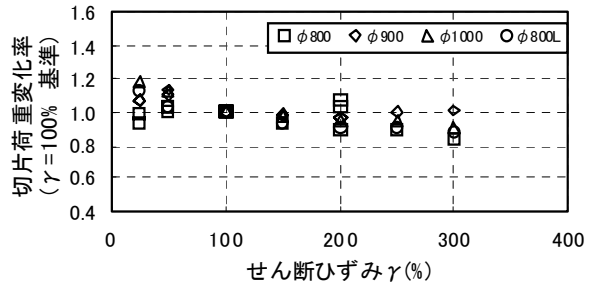


図-15 切片荷重のせん断ひずみ依存性

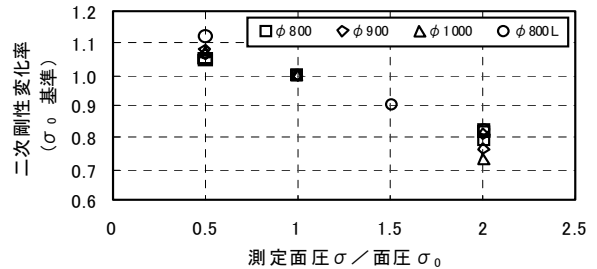


図-16 2次剛性の面圧依存性

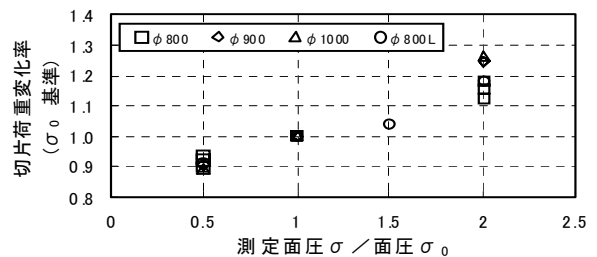


図-17 切片荷重の面圧依存性

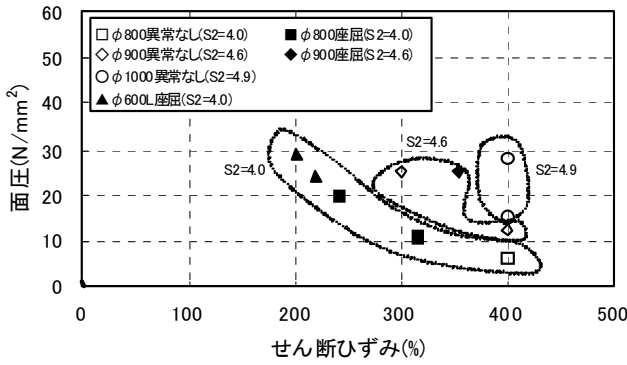


図-18 座屈限界性能

表-10 比較用鉛プラグ入り積層ゴム仕様

名称	φ 600L	φ 800L	φ 900L
ゴム材料	天然ゴム G=0.39N/mm ²		
プラグ材料	鉛		
ゴム外径D(mm)	600	800	900
プラグ径d(mm)	120	160	180
ゴム1層厚さtr(mm)	4.5	6.0	6.8
ゴム層数n	33	33	29
ゴム総高さntr(mm)	148.5	198.0	197.2
ゴム部受圧面積A _g (mm ²)	271,434	482,549	610,726
プラグ断面積A _d (mm ²)	11,310	20,106	25,447
1次形状係数S ₁	32.0	32.0	31.8
2次形状係数S ₂	4.0	4.0	4.6

表-11 試験体諸元

試験体	総高さ	mm	174.5
	有効面積	mm ²	70686
積層ゴム	直径	mm	300
	全高	mm	130.5
	有効高さ	mm	98.5
	ゴム層	mm	2.25
		層数	
	せん断弾性率	N/mm ²	0.4
錫プラグ	直径	mm	30
	有効面積	mm ²	707
フランジ PL	直径	mm	520
	厚さ	mm	26

同様にせん断ひずみ±100%における2次剛性と切片荷重の面圧依存性を図-16および図-17に示す。各測定値は面圧σ₀での測定値で基準化している。2次剛性は面圧の増加とともに低下するのに対し、切片荷重は面圧の増加とともに上昇する傾向を示し、2次剛性の面圧依存性の基準値はφ800で0.80(面圧比:2)~1.05(面圧比:0.5)程度、切片荷重の面圧依存性の基準値はφ800で0.89(面圧比:0.5)~1.16(面圧比:2)程度である。

各サイズ試験体の座屈性状について面圧とひずみの関係で整理したものを図-18に示す。2次形状係数(S2)=4.0の試験体では、低面圧時にはせん断ひずみ=400%でも座屈しないが、面圧が高くなるに従い、せん断ひずみ=200~300%で座屈している。一方、S2が最も大きいφ1000試験体では、面圧=28N/mm²、せん断ひずみ=400%でも座屈していない。

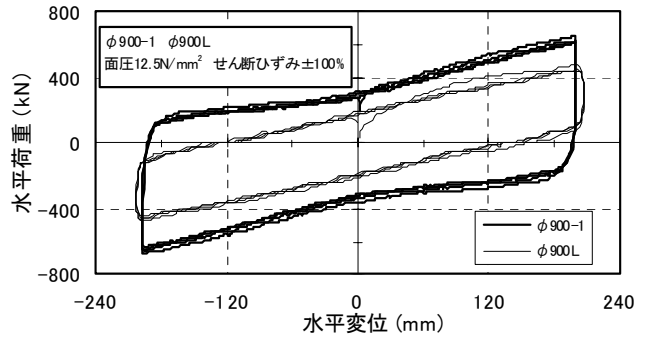


図-19 履歴特性比較

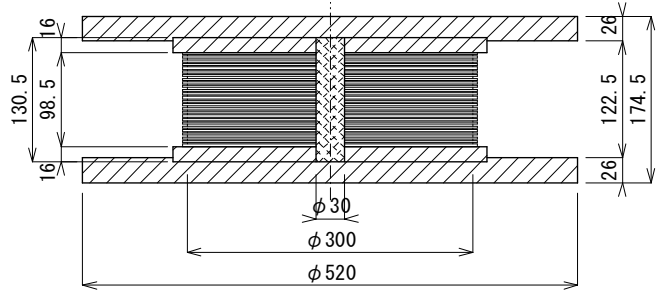


図-20 試験体

(4) 鉛プラグ入り積層ゴムとの比較

今回の試験結果について、表-10に示す鉛プラグ入り積層ゴム試験体との比較を行った。鉛プラグ入り積層ゴムφ600Lは、錫プラグ入り積層ゴムφ800と同一の形状係数を有している。またφ800およびφ900は同サイズの錫プラグ入り積層ゴムと同一形状である。

錫プラグ入り積層ゴムφ900-1と鉛プラグ入り積層ゴムφ900Lの履歴特性の比較を図-19に示す。φ900L試験体の切片荷重が180kNであるのに対し、φ900-1試験体の切片荷重は1.6倍の288kNであった。また、φ900Lの初期降伏荷重が繰り返し加力時切片荷重の5割程度(90kN)であるのに対し、φ900-1の初期降伏荷重は繰り返し加力時切片荷重の約9割(259kN)であった。したがって、錫プラグ入り積層ゴムの初期せん断降伏応力は、鉛プラグ入り積層ゴムの初期せん断降伏応力の約3倍となっている。

鉛プラグ入り積層ゴムφ800Lのひずみ依存性および面圧依存性の比較を図-14~図-17中に示す。錫プラグ入り積層ゴムと鉛プラグ入り積層ゴムの各依存性はいずれも顕著な違いは認められない。また、鉛プラグ入り積層ゴムφ600Lの座屈限界性能を図-18中に示す。座屈の発生についてはほぼ錫プラグ入り積層ゴムと同傾向を示している。

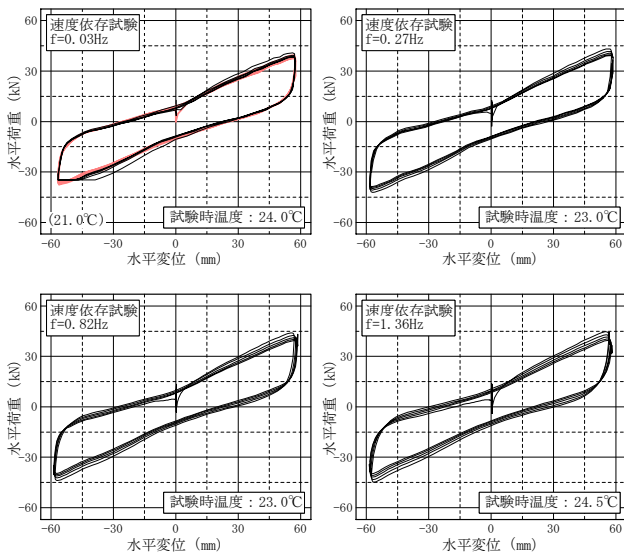


図-21 高速加振試験の履歴履歴ループ

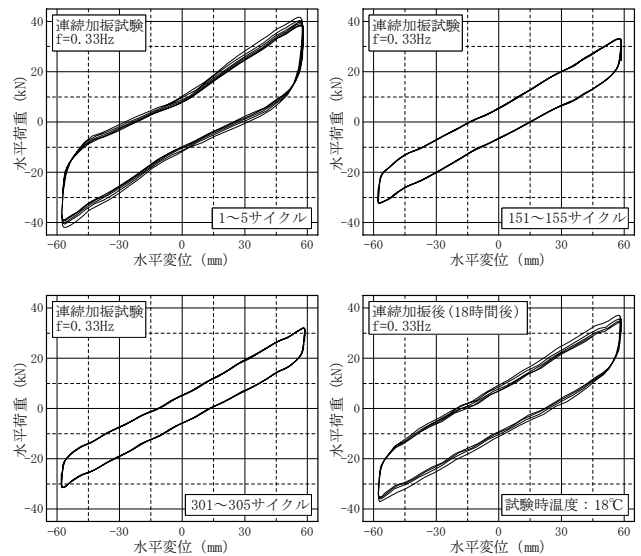


図-23 連続加振試験の履歴履歴ループ

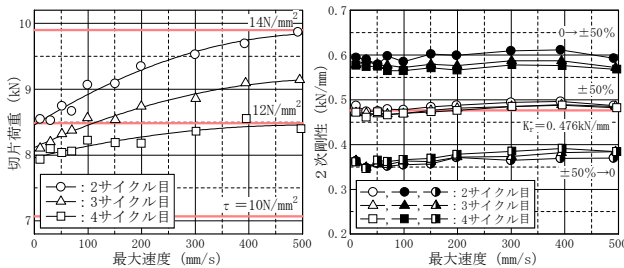


図-22 切片荷重, 2次剛性の特性値の変化

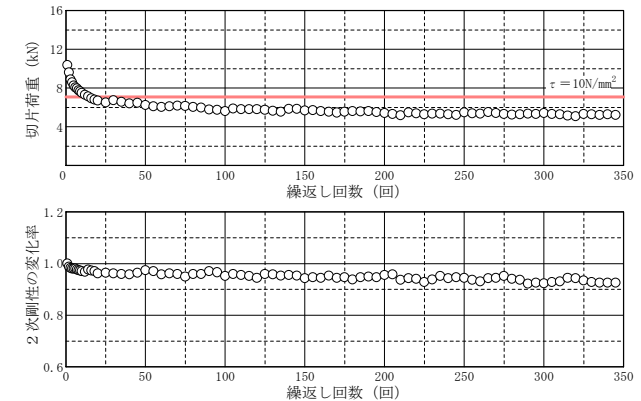


図-24 各サイクル時の切片荷重および2次剛性の変化率

4. 高速加振・連続加振試験

(1) 試験体および試験概要

試験体諸元を図-20, 表-11に示す。試験機は鉛直方向3MNジャッキ, 水平方向50kNアクチュエータを使用した。

高速加振試験では, 鉛直荷重 $1,060\text{kN}(15\text{N/mm}^2)$ にて, 加振条件 $0.03\sim 1.36\text{Hz}$ 正弦波, $\pm 58.5\text{mm}(\gamma=100\%)$, 加振速度 $11\sim 500\text{mm/sec}$ の各5サイクルの試験を行った。

連続加振試験では, 鉛直荷重 $1,060\text{kN}(15\text{N/mm}^2)$ にて, 加振条件 0.33Hz 正弦波, $\pm 58.5\text{mm}(\gamma=100\%)$, 350サイクルの試験を行った。

高速加振試験, 連続加振試験の順に試験を行っている。

(2) 高速加振試験結果

図-21に各速度(加振振動数 $f=0.03, 0.27, 0.82, 1.36\text{Hz}$)における履歴ループを, 図-22に各速度における切片荷重, 2次剛性の特性値の変化を示す。2次剛性の速度依存性を表すグラフ内で, $[0\rightarrow\pm 50\%]$ は蝶型の履歴ループのうち変位 0mm から $\pm 50\%$ までの剛性を表し, $[\pm 50\%\rightarrow\pm 0]$ は変位が $\pm 50\%$ から 0mm に戻るときの剛性を表している。また, $[\pm 50\%]$ は変位 $\pm 50\%$ の平均剛性を表してい

る。各々の履歴ループの形状は, 速度の変化に対してほぼ同様な特性を示している。切片荷重は速度の上昇に伴い上昇する傾向にあり, 図-23より, $V=5\text{mm/s}$ における切片荷重(Qd_5)に対する $V=400\text{mm/s}$ 時の切片荷重(Qd_{400})の比を求めると,

$$Qd_{400} = 1.235 \times Qd_5 \quad (1)$$

となる。

なお, 2次剛性の速度依存性は認められなかった。

(3) 連続加振試験結果

図-23に初期サイクル時, 150サイクル時, 終了時(350サイクル時), 終了後18時間経過時の履歴曲線を示す。

サイクル数が増えるに従い切片荷重が低下し, ループ面積が小さくなる傾向にあるが, 350サイクル終了時においても, 開始時と同様に十分なエネルギー吸収能力を備えた履歴ループを描いた。また, 初期サイクル時でのループ形状は蝶型傾向を示すが, 20サイクルを越えるサイクル回数においてその傾向は小さくなっている。鉛直支持能力も試験開始時と同様に保持しており, 錫プラグの繰り返し加振に対する耐久性が確認できた。

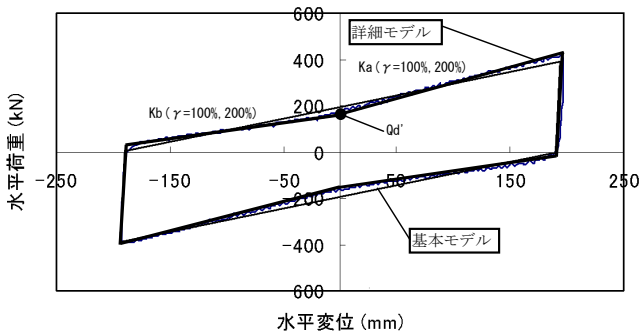


図-26 履歴ループと詳細モデル

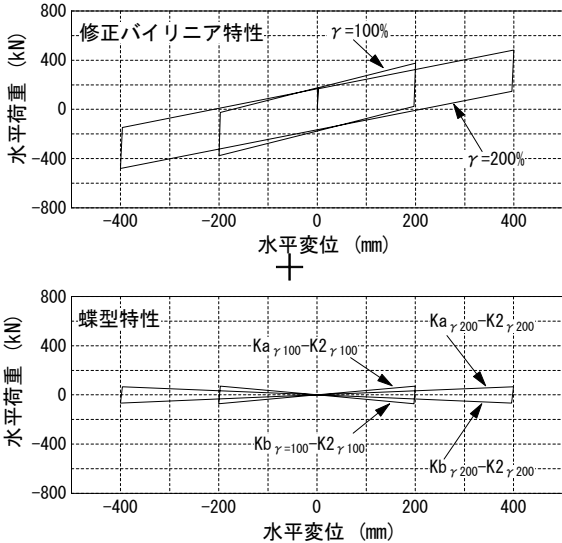


図-26 修正バイリニア特性と蝶型復元力特性

試験終了後18時間後の再試験では、連続試験開始時と同様な履歴ループを描いている。また、切片荷重については、試験開始時の切片荷重以下ではあるが、350サイクル終了時の切片荷重と比較して大きくなっている。これは、錫プラグが時間の経過とともに再結晶したためと考えられる。

図-24に各サイクル時の切片荷重、2次剛性の変化率を示す。切片荷重は、試験開始後20サイクルまで低下傾向が顕著に現れており、その後終了時の350サイクルまでの低下傾向は緩やかである。2次剛性については、サイクル数による変化は小さかった。

5. 復元力特性のモデル化

(1) 蝶型復元力のモデル化

図-25に、800φ試験体の試験履歴ループとバイリニアに設定した基本モデル、および蝶型の復元力に設定した詳細モデルを示す。

基本モデルについては、ゴムのせん断弾性係数率に基づいた2次剛性とループ面積を等値と設定した切片荷重によるバイリニア特性で表現している。

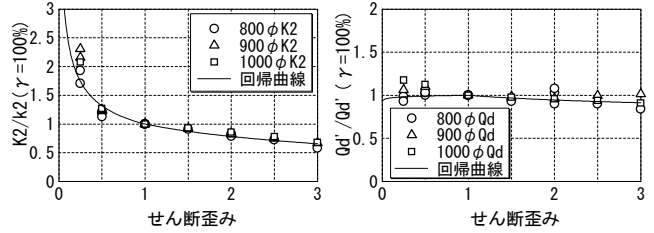


図-27 2次剛性と切片荷重ひずみ依存性

表-12 蝶型復元力の特徴値

	$\gamma = 100\%$	$\gamma = 200\%$
K2	各基準値	修正バイリニア式
K1	各基準値	—
Qd	各基準値	—
Ka	$1.49 \cdot K2$	$0.99 \cdot K2$
Kb	$0.73 \cdot K2$	$0.63 \cdot K2$
Qd'	$0.82 \cdot Qd$	修正バイリニア式

蝶型復元力については、図-26に示すように、修正バイリニア特性と蝶型部分の剛性(Ka, Kb)との並列バネで表現している。

修正バイリニア特性については、試験における各ひずみ時の2次剛性、切片荷重からひずみ依存式を設定した。図-14, 15に示した2次剛性と切片荷重のひずみ依存特性をもとに作成した各ひずみ時の特性値の回帰式を以下に示す。また、回帰結果を図-28に示す。

2次剛性

$$\gamma < 1.0$$

$$K2(\gamma) = (0.997 \times \gamma^{-0.403}) K2(\gamma_{100}) \quad (2)$$

$$\gamma \geq 1.0$$

$$K2(\gamma) = (1.0 + (-0.313) \ln(\gamma)) K2(\gamma_{100}) \quad (3)$$

切片荷重

$$\gamma < 1.0$$

$$Qd'(\gamma) = (1.0 + 0.013 \ln(\gamma)) Qd'(\gamma_{100}) \quad (4)$$

$$\gamma \geq 1.0$$

$$Qd'(\gamma) = (1.0 + (-0.079) \ln(\gamma)) Qd'(\gamma_{100}) \quad (5)$$

蝶型部分の剛性については、せん断ひずみ $\gamma=100\%$ 時と200%時の蝶型部分の剛性で代表している。蝶型部分の剛性は、ひずみが大きくなると小さくなり、ひずみが大きいと蝶型が目立たなくなる傾向にある。 $\gamma=100\%$ と200%で規定しているため、設定したせん断ひずみと免震建物の最大せん断ひずみを確認して、最適なKa, Kbを与えることとする。

表-12に蝶型復元力の特徴値を示す。

図-28に試験ループと蝶型+修正バイリニア履歴特性を示す。各ひずみ時の試験ループと蝶型復元力の対応が良好に示されている。

(2) 応答比較

実免震建物の諸元を用いて、基本モデルと詳細モデル

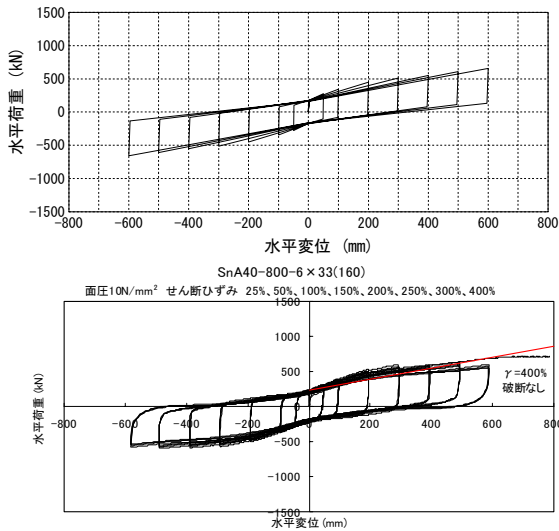


図-28 試験ループと蝶型+修正バイリニア履歴特性

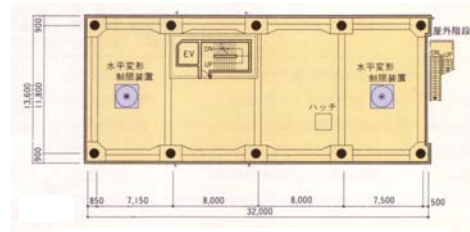
による応答比較を行った。検討に用いた建物は地上7階建てのRC造事務所ビルであり、延べ床面積は3,142m²、軒高は24.6mである。上部の建物重量は、 $\Sigma W = 37,093\text{kN}$ 、免震装置の平均面圧は7.6N/mm²である。

図-29に免震層平面図、建物諸元を、図-30に応答結果を示す。図-30には、基本モデルと詳細モデルについて、最大応答加速度、変位、層せん断力係数、免震層の履歴ループを示した。既往波と模擬波の地表面最大速度 $V_{max} = 75\text{cm/s}$ の入力で、そのときの最大歪みは約200%である。基本モデルと詳細モデルの応答は、ほとんど同一で両者のモデル化の違いは数%であり、免震クリアランスの余裕分、設計用せん断力の余裕分に納まる範囲と考えられる。 $\gamma = 100\%$ 時の応答比較についても両者は良い対応を示した。

6. まとめ

鉛プラグに替わるエネルギー吸収材料として錫を使用した積層ゴム免震装置を開発し、その基本性能を確認した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 錫は延性・繰り返し履歴・常温再結晶性のいずれにおいても鉛と同等あるいはそれ以上の特性を持ち、エネルギー吸収材料として使用可能である。
- ② 錫プラグ入り積層ゴムの2次剛性および切片荷重のひずみ・面圧依存性は、いずれも鉛プラグ入り積層ゴムと同程度である。
- ③ 錫プラグ入り積層ゴムの限界性能は、鉛プラグ入り積層ゴムと同程度である。
- ④ 同径の錫プラグを使用した場合、鉛プラグ入り積層ゴムの約1.6倍の切片荷重が得られる。
- ⑤ 錫プラグ入り積層ゴムは、高速度加振試験・連続加



モデル	層条件	剛性(kN/cm)			耐力(kN)		
		K1	K2	K3	Q1	Q2	
RF	重量 5160 階高 320	10610	4707	2197	1608	4737	
7F	4844	14073	4138	1275	3883	8032	
6F	4923	20820	5060	3030	4080	8090	
5F	5011	23742	5943	3099	4776	9218	
4F	5119	320	36196	13082	3521	12739	
3F	5217	320	46935	18760	3824	6051	15171
2F	6914	195	2628	265		2295	
M2F	5629						
BS	total 42718	168370	23389	422	19653	54681	

図-29 免震装置配置図と建物諸元

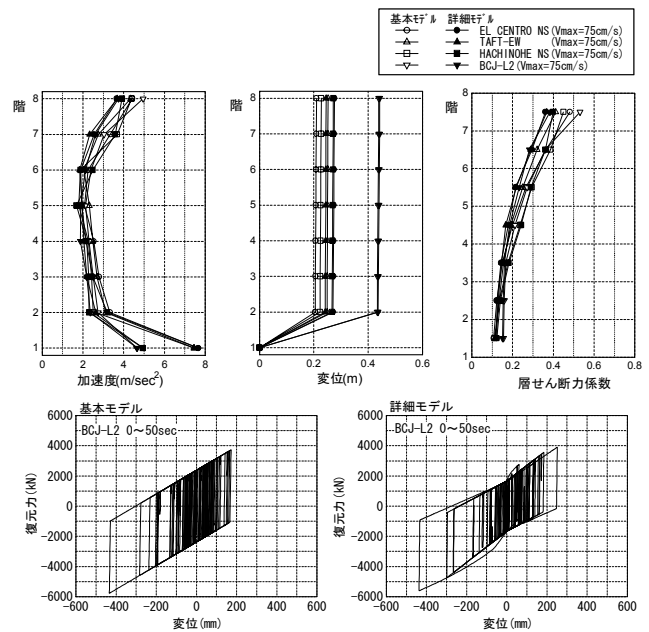


図-30 最大応答値および免震層の履歴ループ

振試験においても良好な性能を発揮する。

- ⑥ 錫プラグ入り積層ゴムの復元力特性は、バイリニアとして評価することができる。

なお、本研究は、(株)免制震デバイス、住友金属鉱山(株)、昭和電線電纜(株)、新日本製鐵(株)による共同研究として実施したものである。

参考文献

- 1) 久保 亮五 他編：理化学事典，岩波書店，1964
- 2) 木原諄二 他編：金属の百科事典，丸善，1999

超高強度コンクリートの自己収縮低減に関する検討

－膨張材がコンクリート性状に与える影響－

A Study on the Decrease of Self-Shrinkage in Super-High-Strength Concrete - The Influence of Expansive Additive on Concrete Properties -

西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

松田 拓 TAKU MATSUDA

河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

設計基準強度が 100N/mm^2 を超える超高強度コンクリートでは、単位結合材量が多く、かつシリカフェームの影響により自己収縮が大きくなることが知られている。このため、自己収縮低減対策として膨張材を使用した時のフレッシュ性状および強度発現に与える影響を検討した。さらに、 20°C 養生および温度履歴を与えたときの自己収縮ひずみを測定した。この結果、膨張材を添加することにより、若干の強度低下を起こすが、良好な収縮低減効果を示すことが確認された。また、温度履歴を与えた場合には 20°C 養生より、硬化初期に膨張量が大きくなることを確認した。さらに、単位膨張材量を 30kg/m^3 以上とした場合は、遅れ膨張を示す可能性があることが明らかとなった。

キーワード：超高強度、自己収縮、低熱ポルトランドセメント、シリカフェーム

In super high-strength concrete exceeding 100N/mm^2 , large self-shrinkage is generated. In this study, the influence of expansive additive added as counter measures for self-shrinkage on the fresh properties and strength development of concrete were measured. The results confirmed the following; the addition of expansive additive significantly decreased levels of shrinkage with little loss of strength. The influence of the expansive additive was greater under high temperature curing than curing at 20°C . In addition, when the level of expansive additive exceeded 30kg/m^3 or more, it was observed that delayed expansion could be generated.

Key Words: Super-High-Strength, Self-Shrinkage, Low-Heat Portland Cement, Silica Fume

1. はじめに

近年、都心部における超高層集合住宅など、建築分野で設計基準強度が 100N/mm^2 を超える超高強度コンクリートの適用例が増加しつつある。このような超高強度コンクリートは、所要の強度を確保するために水結合材比を小さくする必要があり、多量の結合材が使用される。また、結合材は低熱系のポルトランドセメントとシリカフェームを併用するケースが多い。

一般に、コンクリートは水結合材比が小さい（単位結合材量が多い）ほど自己収縮ひずみが卓越する傾向があり、混和材料としてシリカフェームを使用するとさらに自己収縮ひずみは増大すると言われている¹⁾²⁾。また、コンクリートの自己収縮ひずみは、硬化初期の温度履歴

の影響を受けることも指摘されているため¹⁾、水和発熱の大きな超高強度コンクリートでは、初期高温履歴を受ける場合の自己収縮ひずみ特性を把握することが重要となる。

高強度コンクリートの自己収縮低減方法として、セメント種類の検討や膨張材や収縮低減剤の使用など、これまでも様々な検討がなされている³⁾⁴⁾⁵⁾。しかし、これらの検討は、圧縮強度が 100N/mm^2 程度以下のコンクリートに対して行われており、 120N/mm^2 を超える水結合材比が 20% 以下の超高強度コンクリートに対して十分な検討はまだなされていない。

本研究では、結合材として低熱ポルトランドセメントおよびシリカフェームを使用した超高強度コンクリートを対象として、膨張材を混入した場合のフレッシュ性

状、強度発現性および収縮低減効果について確認した。さらに、柱部材の中心温度を想定した温度履歴下における自己収縮ひずみについても確認して、超高強度コンクリートの自己収縮低減方法に関する検討を行った。

2. 試験概要

(1) 試験シリーズと試験水準

実験はシリーズI～IVのステップで実施した。シリーズIでは、膨張材がフレッシュ性状および圧縮強度に与える影響について検討し、シリーズIIでは、20℃養生での自己収縮ひずみについて検討し、シリーズIIIでは実構造物を想定した温度履歴条件下での自己収縮ひずみについて検討した。さらにシリーズIVでは水結合材比の範囲を拡大し、強度発現と自己収縮ひずみを確認した。水結合材比と膨張材添加量との組み合わせならびに確認項目を表-1に示す。

(2) 使用材料および調査

使用材料を表-2に、基本調査を表-3に示す。結合材は、水結合材比25%では低熱ポルトランドセメントと膨張材との組み合わせとし、25%未満ではさらに単位結合材量(LC+SF+Ex)の内割り10%分のシリカフュームを混合した。膨張材は低添加型膨張材を使用し、添加量は単位結合材量の内割り15～30kg/m³とした。化学混和剤は、シリカフュームを混合しない場合はSP1を、混合する場合はSP2を使用した。シリカフュームの混合方法は、シリーズI～IIIではあらかじめ約50%の濃度のシリカフュームスラリーを準備し、C、Ex、SおよびGを空練り後にWならびにSPと同時に投入し、シリーズIVでは粉体のシリカフュームをC、Exと同時に投入して空練した後にWとSPを投入した。単位水量は、シリーズI～IIIの水結合材比25%では145kg/m³、水結合材比16%では160kg/m³とし、シリーズIVではすべて150kg/m³に統一した。

(3) 温度履歴パターン

温度履歴は、筆者らが事前に行った模擬柱試験体の中心温度をモデル化した温度とし、L25では1)打込み温度：20℃、2)前置き：4Hr、3)昇温：14Hr (20→50℃)、4)保持：20Hr (50℃)、5)降温：82Hr (50→20℃)とした。また、LSF16では1)打込み温度：20℃、2)前置き：4Hr、3)昇温：14Hr (20→50℃)、4)保持：6Hr (50℃)、5)降温：84Hr (50→20℃)とし、その後20℃一定で所定材齢まで静置した。その温度履歴を図-1に示す。

表-1 水結合材比と膨張材添加量との組み合わせ

水結合材比 (%)	膨張材添加量 (kg/m ³)				
	0	15	20	25	30
25	●	○	◎	●	●
20	○		○		
16	●	○	◎	●	●
14	◎	◎	◎	◎	
12	○		○		

○：フレッシュ性状および圧縮強度
◎：20℃一定時の自己収縮
●：20℃および初期高温履歴 自己収縮

表-2 使用材料

材 料	記号	諸 物 性
低熱ポルトランドセメント	LC	密度 3.24g/cm ³ 、比表面積 3310cm ² /g
シリカフューム	SF	密度 2.26g/cm ³ 、比表面積 22.5m ² /g
低添加型膨張材	Ex	エトリンガイト-石灰複合系、密度 3.05g/cm ³
細骨材	S	千葉県万田野産山砂、密度 2.63g/cm ³ 、FM6.53
粗骨材	G	茨城県岩瀬産砕石、密度 2.65g/cm ³ 、FM6.76
混和剤	SP1	ポリカルボン酸塩系高性能AE減水剤
	SP2	ポリカルボン酸塩系高性能減水剤

表-3 基本調査

シリーズ	調査記号	W/B (%)	単位容積質量 (kg/m ³)					
			W	C	SF	Ex	S	G
I II III	L25	25.0	165	660	0	0	758	856
	L25Ex15	25.0	165	645	0	15	758	856
	L25Ex20	25.0	165	640	0	20	757	856
	L25Ex25	25.0	165	635	0	25	757	856
	L25Ex30	25.0	165	630	0	30	757	856
	LSF16	16.0	145	816	91	0	595	840
	LSF16Ex15	16.0	145	801	91	15	594	840
	LSF16Ex20	16.0	145	796	91	20	594	840
	LSF16Ex25	16.0	145	791	91	25	594	840
	LSF16Ex30	16.0	145	786	91	30	593	840
IV	LSF20	20.0	150	675	75	0	658	888
	LSF20Ex20	20.0	150	655	75	20	657	888
	LSF16	16.0	150	844	94	0	499	888
	LSF16Ex20	16.0	150	824	94	20	498	888
	LSF14	14.0	150	964	107	0	386	888
	LSF14Ex15	14.0	150	949	107	15	385	888
	LSF14Ex20	14.0	150	944	107	20	385	888
	LSF14Ex25	14.0	150	939	107	25	385	888
	LSF12	12.0	150	1125	125	0	235	888
	LSF12Ex20	12.0	150	1105	125	20	234	888

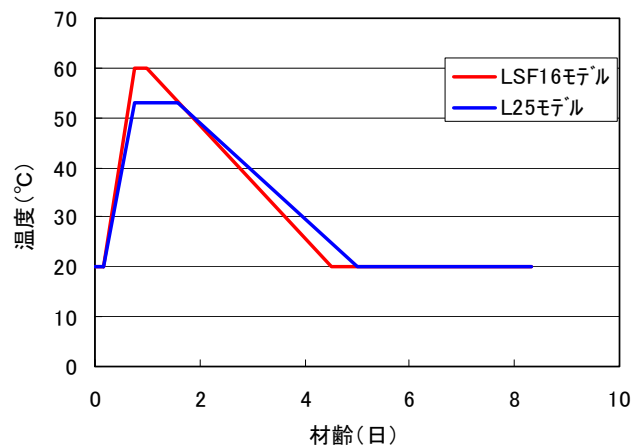


図-1 温度履歴

(4) 自己収縮ひずみ測定

自己収縮ひずみの測定は、文献1)に準拠して、100×100×400mmの型枠中心部に熱電対を備えた低弾性の埋込型ひずみゲージを埋め込んで測定した。基点は20℃養

生の場合は20℃における凝結始発時間とし、温度履歴供試体では打設直後と定めた。20℃養生の条件では凝結始発時間で型枠を緩め、また温度履歴供試体ではコンクリートと型枠の間に緩衝材を配置し、自由膨張を阻害しないようにした。また、JISA 6202 付属書 2 (参考) 拘束膨張および収縮試験方法 (B法) による試験も行った。

3. 試験結果

(1) フレッシュ性状

試験シリーズ I ~ III ではスランプフロー値が 65 ± 5 cm の範囲内、シリーズ IV ではスランプフロー値が 70 ± 5 cm の範囲内のデータを用いてフレッシュ性状の評価を行った。膨張材添加時における高性能減水剤の使用量を、無添加のコンクリート (以下、プレーンコンクリート) の使用量に対する比として整理した結果を図-2 に示す。この結果、シリカフュームを混入していない L25 では、膨張材を添加することで混和剤使用量がわずかに減少する傾向がみられた。しかし、シリカフュームを混入した LSF16 および LSF14 では、膨張材の添加量に応じて、同一スランプフローを得るのに必要な高性能減水剤の使用量が増加していく傾向にある。

次に、膨張材添加量とスランプフロー 50cm 到達時間 (以下、50cm 到達時間) との関係を図-3 に示す。L25 では、膨張材を添加しても 50cm 到達時間はプレーンコンクリートとほとんど変化がない。一方、LSF16 や LSF14 では、膨張材を添加すると 50cm 到達時間は遅くなる傾向がみられるが、添加量と 50cm 到達時間については不明瞭であった。

L25 では、膨張材を添加してもフレッシュ性状の変化はほとんど確認できなかったが、LSF シリーズでは混和剤使用量の増加や粘性の増大が確認できた。

(2) 圧縮強度

シリーズ IV における結合材水比と標準養生供試体強度との関係を図-4 に示す。圧縮強度は材齢 28 日までは順調に増加しているが、それ以降の長期材齢での強度増加は小さく、材齢 56 日 ~ 91 日では、圧縮強度の増加はほとんど認められなかった。結合材水比と圧縮強度の関係として、水結合材比 14% までは、どの材齢でも結合材水比と圧縮強度の間に直線関係が成立しているが、水結合材比 12% で得られた強度は 14% とほとんど変わっていない。また、今回の実験の範囲では、圧縮強度は 190 N/mm^2 で頭打ちとなっており、骨材強度の限界に到達していると推察される。

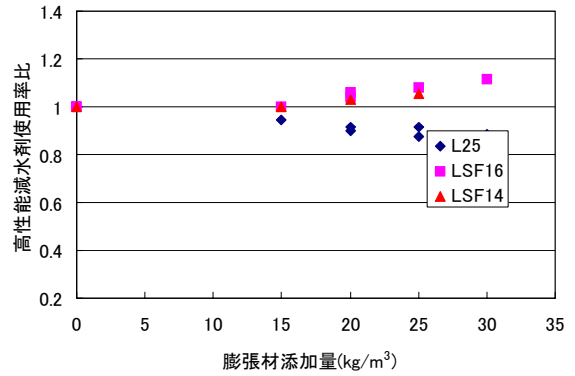


図-2 高性能減水剤使用量

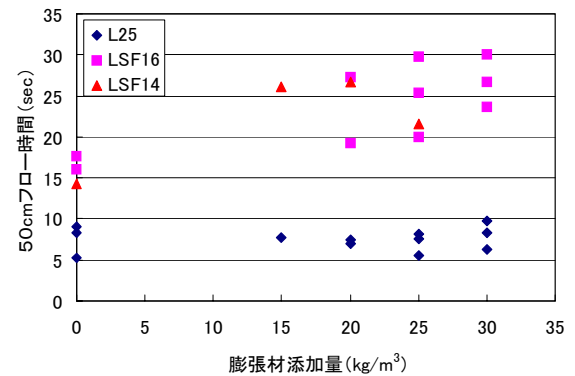


図-3 スランプフロー 50cm 到達時間

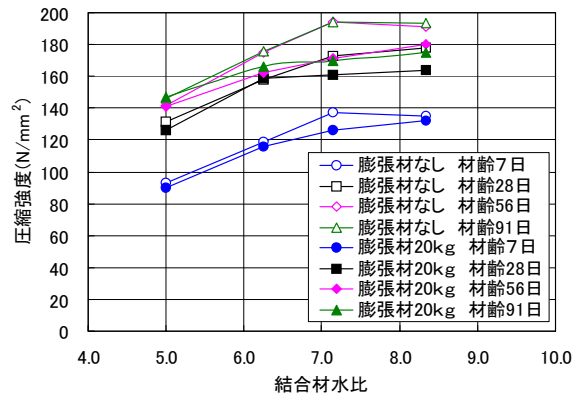


図-4 結合材水比と圧縮強度

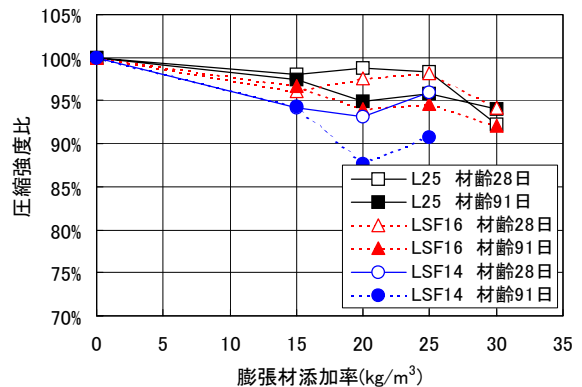


図-5 圧縮強度比

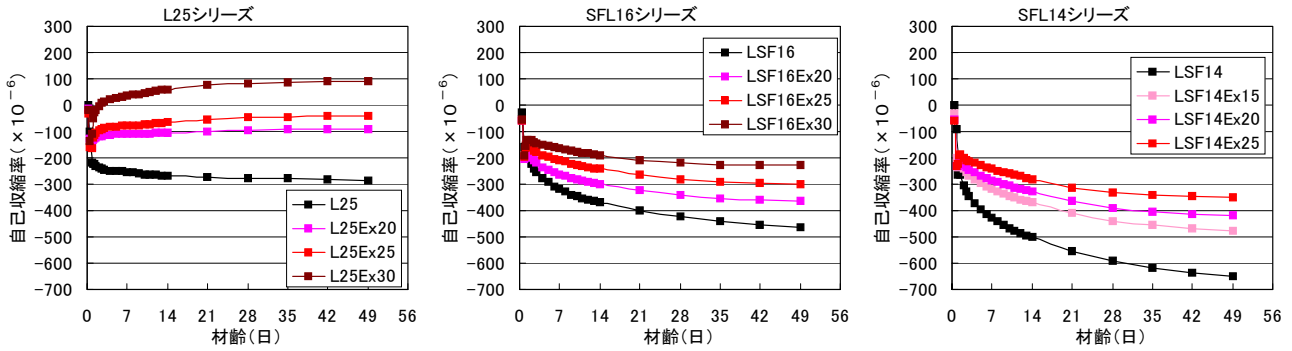


図-6 自己収縮ひずみ測定結果

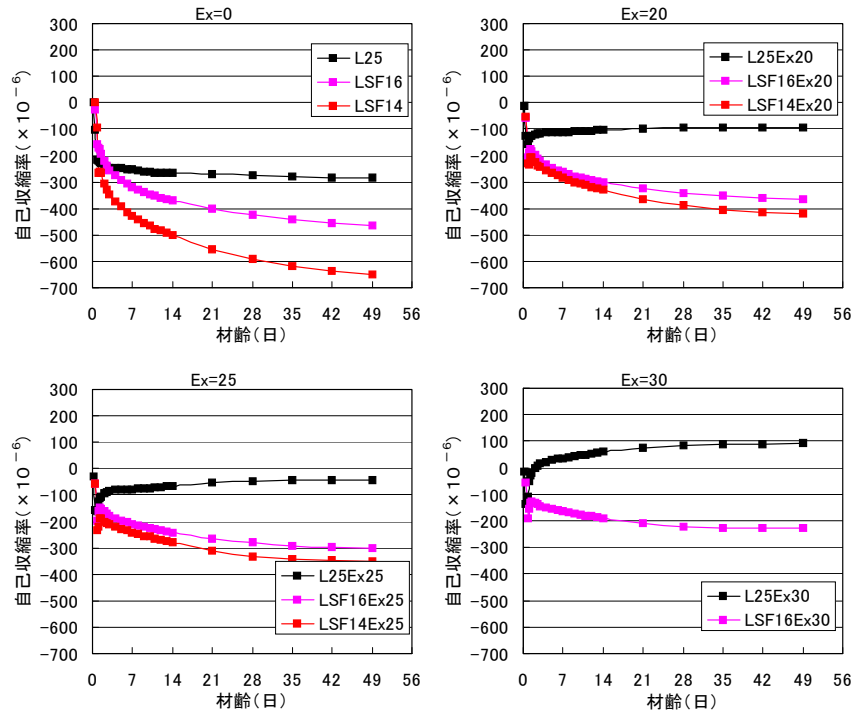


図-7 膨張材添加量と自己収縮ひずみ

プレーンコンクリートの強度を基準としたときの膨張材を添加したコンクリートの圧縮強度比を、膨張材添加量で整理した結果を図-5に示す。全体的に膨張材を添加したコンクリートの圧縮強度はその添加量に応じて強度が低下していく傾向がみられた。低下率は水結合材比により若干異なるものの、おおむね5%程度であった。

(3) 20℃養生での自己収縮

20℃養生での、自己収縮ひずみ測定結果を水結合材比ごとに図-6に示す。自己収縮ひずみは、L25では比較的速やかに進行し、材齢21日頃にはほぼ収束値まで到達しているのに対し、LSF16やLSF14では長期にわたって進行し、材齢49日でも収束する様子はみられない。膨張材の効果を検討すると、いずれのコンクリートであっても膨張材の添加量に応じて自己収縮が低減されていくことを確認できた。また、L25で膨張材を添加した場合は、

ごく初期における急激な収縮の進行の後は膨張する傾向を示し、添加量を30kg/m³とした場合は材齢3日以降は膨張側で推移した。

自己収縮ひずみを膨張材添加量で整理した結果を図-7に示す。膨張材の有無や膨張材の添加量にかかわらず、自己収縮ひずみはL25、LSF16、LSF14の順に大きくなり、水結合材比の低下に伴い収縮量は増大していくことを確認できる。今回の実験では、LSF16とLSF14との自己収縮ひずみの差は、プレーンコンクリートでは200×10⁻⁶程度あったが、膨張材を添加したコンクリートでは50×10⁻⁶程度にまで減少し、LSF14では膨張材を添加することによる自己収縮低減効果がより顕著にみられた。

(4) モデル温度履歴下での自己収縮

モデル温度履歴下における自己収縮ひずみの測定結果を図-8に示す。図中には、温度上昇による膨張を含むひ

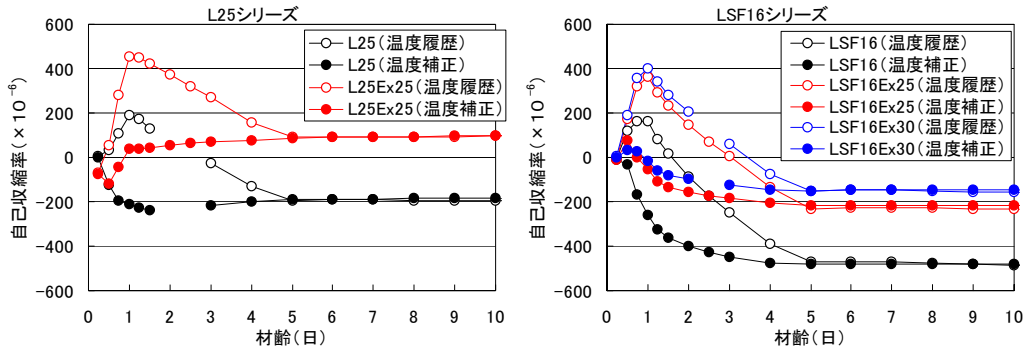


図-8 モデル温度履歴下のひずみ測定結果

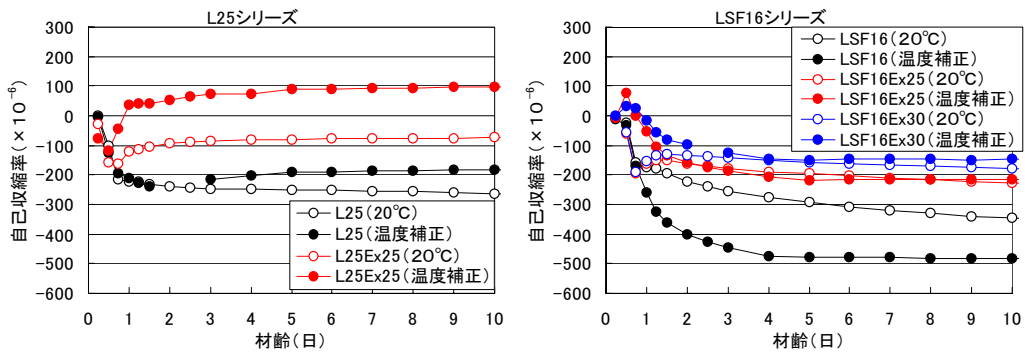


図-9 自己収縮ひずみの進行

ひずみ量の実測値と、コンクリートの線膨張係数を $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ と仮定して膨張量を補正した値、すなわち自己収縮ひずみを示している。モデル温度履歴では初期にコンクリート温度が上昇しているため、初期材齢でのひずみ実測値は膨張側にあるが、温度補正を行い自己収縮ひずみを算出すると、自己収縮が進行している。なお、自己収縮ひずみはL25シリーズでは材齢1日で、LSF16シリーズであっても材齢4日まではほぼ収束値に到達している。なお、材齢5日以降は 20°C で養生しているため、実測値と補正值が一致している。

20°C 養生での自己収縮ひずみ測定値とモデル温度履歴を与えたときの補正自己収縮ひずみの算出結果を図-9に示す。L25シリーズでは、プレーンコンクリートは温度履歴の影響はあまりなくひずみの履歴はほぼ一致しているが、膨張材添加コンクリートではモデル温度履歴の初期膨張量が大きいため、 20°C 養生と異なり膨張側で推移している。LSF16シリーズでは、プレーンコンクリートはモデル温度履歴養生の自己収縮ひずみが急激に進行し、 20°C 封かん養生の自己収縮ひずみが徐々に追いついていく結果となった。一方、膨張材添加コンクリートではモデル温度履歴を与えるとごく初期にはわずかに膨張側を推移するが急激に収縮し、材齢5日あたりにおける自己収縮ひずみは 20°C 養生とほぼ同値となる。しかし、

温度履歴を与えた場合はその後の変化がごくわずかであるため、自己収縮が少しずつ進行していく 20°C 養生のほうが自己収縮ひずみが増加していく様子がみられた。

(5) 長期測定結果

自己収縮ひずみの長期測定結果を図-10に示す。L25では、プレーンコンクリートの 20°C 養生のみ長期材齢まで収縮が進行していくが、その他のコンクリートや養生条件では材齢30日程度で長さ変化はほぼ収束している。材齢91日で温度履歴による自己収縮ひずみ量の差を比較すると、モデル温度履歴は 20°C 養生に比べ、プレーンコンクリートで 200×10^{-6} 程度、膨張材 $25\text{kg}/\text{m}^3$ 添加では 300×10^{-6} 程度自己収縮ひずみが少ない。

LSF16では 20°C 養生の自己収縮ひずみは長期にわたり緩やかに進行し、特にプレーンコンクリートで顕著となっている。この中で、膨張材を $30\text{kg}/\text{m}^3$ 添加したコンクリートでは材齢60日頃には自己収縮が収束し、その後は逆に膨張を始めるという遅れ膨張現象を示した。モデル温度履歴を与えた場合、初期の自己収縮ひずみは大きくなるがその後の収縮量は少なく、遅れ膨張を示したLSF16Ex30を除いて、長期材齢では 20°C 養生の自己収縮ひずみと比べて同等以下となる傾向が確認できた。

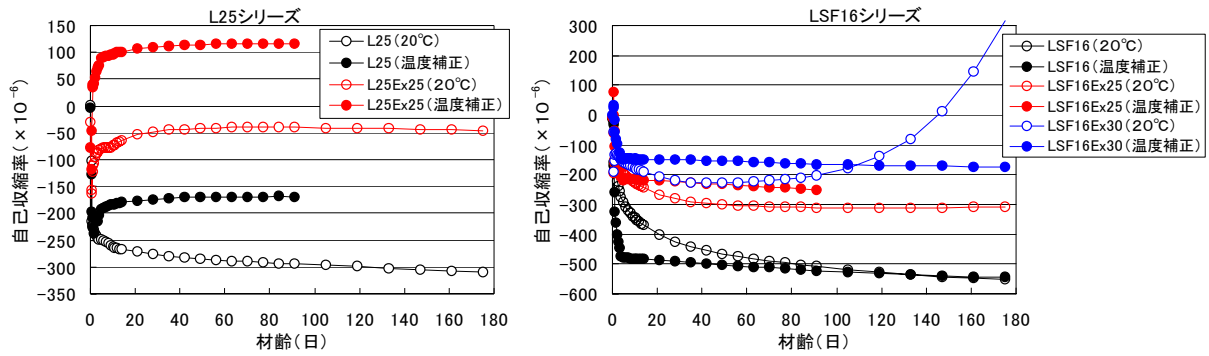


図-10 長期測定結果

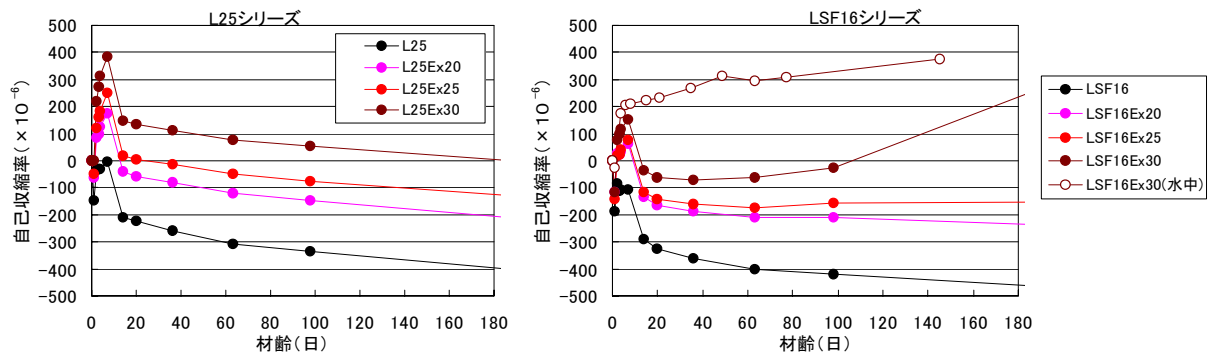


図-11 B法による試験結果

(6) B法による試験結果

B法による試験結果を図-11に示す。材齢7日まで標準養生をしているため、膨張材添加コンクリートでは初期に膨張するが、その後に乾燥を与えると収縮側に移行する。この中で、LSF16Ex30では乾燥を与えても材齢100日以降になると遅れ膨張の傾向が確認できた。

確認された。

謝辞：本研究は、住友大阪セメント（株）との共同研究として行われたもので、実験の実施やデータのとりまとめに際して、鈴木康範氏、上原伸郎氏、嶋毅氏には多大なご尽力をいただきました。ここに謝意を表します。

4. まとめ

- 本論で得られた知見を以下にまとめる。
- ① 膨張材を添加した場合、L25ではフレッシュ性状に与える影響はほとんど確認できなかったが、LSF16やLSF14では膨張材を添加することで、化学混和剤の使用量の増加とコンクリート粘性の増加が認められた。
 - ② 膨張材を添加することで、いずれの結合材でも若干の強度低下が認められたが、添加量に応じて自己収縮の低減効果も認められた。
 - ③ 自己収縮はL25では比較的早期に収束するが、LSFシリーズでは長期においても徐々に自己収縮が進行した。
 - ④ 初期高温履歴を受けると、若材齢で急激に自己収縮が進行するが、長期的な収縮量は小さい。
 - ⑤ LSF16で膨張材を 30kg/m³ 添加すると遅れ膨張が

参考文献

- 1) (社)日本コンクリート工学協会：自己収縮研究委員会報告書，1996.11
- 2) 寺澤貴裕ほか：シリカフェュームを用いた高強度コンクリートの収縮特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.25, No.1, pp.431-436, 2003
- 3) 田沢栄一ほか：自己収縮に及ぼすセメントの化学組成の影響，セメントコンクリート論文集，No.47, pp.528-533, 1993
- 4) 近松竜一ほか：高強度・高流動コンクリートの低収縮化に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.19, No.1, pp.169-174, 1997
- 5) 谷村 充ほか：高強度コンクリートの収縮低減化に関する一検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.2, pp.991-996, 2000

初期に温度履歴を受けたコンクリートの 若材齢強度の評価手法に関する検討

Evaluation Methods of Concrete Strength Cured under High Temperature in Early Age

松田 拓 TAKU MATSUDA

西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

首都圏住宅建設事業部 蓮尾 孝一 KOICHI HASUO

河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

建築躯体施工で採用されるシステム施工では、コンクリートの初期強度発現を適切に評価して品質管理を行い、施工サイクルを確保する必要がある。本報では、コンクリートの種々の養生温度条件下での初期強度発現を室内試験により検討し、その強度発現の評価手法を提案した。また、セメント組成化合物が強度発現に及ぼす影響に関して考察した。

キーワード：品質管理、強度発現、初期強度、積算温度

In modern building works undertaken with systematic construction methods, the evaluation of the initial strength development of concrete is important for securing the construction cycle.

The influence of curing temperature on the initial strength development of concrete was studied in laboratory tests. Following on from these tests, methods for evaluating the initial strength development of concrete cured under several heat conditions have been proposed in this paper. In addition, the influence of the cement composition on strength development is also discussed.

Key Words: Quality Control, Strength Development, Compressive Strength in Early Age, Maturity

1. はじめに

最近の建築躯体の施工は、大型型枠によるシステム化工法や、サイトPCa工法による部材製造等が取り入れられ、品質確保と施工速度の向上が図られている。こうした施工方法では、コンクリートの打設から脱型および部材の取付けまでのサイクルを、躯体の品質が確保される範囲で短縮し、かつ打設温度や気象条件によらず一定とすることが求められる。

初期のコンクリート必要強度を確保するためには、コンクリートの材料や調合および養生方法に関する事前検討が不可欠となる。対策のひとつとして、型枠を断熱しコンクリートの自己発熱による強度増進を期待する方法や加熱養生が採用されることもあり、コンクリートの初期強度発現に及ぼす養生温度条件の影響を適切に評価した品質管理手法が求められる。

様々な養生温度条件下でのコンクリートの初期強度発現の評価手法に関しては、これまでも多くの報告がなされているが¹⁾、初期のコンクリートの水和反応による自己発熱や加熱養生による温度履歴を受けたケースの評価に関する報告は少ない。

既報²⁾では、普通ポルトランドセメントを中心とした室内試験により、初期の温度履歴を模擬した養生温度条件

が、コンクリートの初期強度発現に及ぼす影響を検討し、積算温度方式によるコンクリートの初期強度発現の評価手法を検討した。

本報では、既報の結果に低熱系セメントによるコンクリートでの実験結果を追加し、①種々のコンクリートの一定養生温度条件下での初期強度発現の積算温度方式による評価手法を提案し、さらに、②初期に温度履歴を受けた場合の同手法の適用性を検討した。また、セメント種類ごとの初期強度発現特性に関して、セメントの組成化合物の比率に着目し考察した。

2. 実験方法

表-1～表-4に、実験の要因と水準、使用材料、セメントの組成化合物の比率およびコンクリート調合を示す。調合は普通ポルトランドセメント(以下、Nセメント)でW/C=25, 30, 35, 40, 45, 50%の6種類、中庸熱ポルトランドセメント(以下、Mセメント)および低熱ポルトランドセメント(以下、Lセメント)で30, 40, 50%の3種類の計12調合とした。

コンクリートの練り混ぜは、容量50lのパン型強制練りミキサを用い、各調合、養生条件別にバッチを分け、1バッチの練り混ぜ量は、40～50lとした。練り混ぜ時間は、W/C=45, 50%ではコンクリート練り60秒、その他の調合ではモ

表-1 実験の要因と水準

セメント	W/C (%)	養生温度条件					
		一定温度			#10PCa模擬		
		10℃	20℃	30℃	A	B	C
N	25	○	○		○	○	○
	30	○	○		○	○	○
	35	○	○	○	○	○	○
	40	○	○	○	○	○	○
	45	○	○	○	○	○	○
L	30	○	○		○	○	○
	40	○	○		○	○	○
	50	○	○		○	○	○
M	30	○	○		○	○	○
	40	○	○		○	○	○
	50	○	○		○	○	○

表-3 セメント組成化合物の比率

セメント	(質量比:%)			
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
普通	55	19	10	9
中庸熱	42	37	3	10
低熱	28	53	2	10

ルタル練り30~60秒+コンクリート練り60~180秒とした。コンクリートの練り混ぜ後フレッシュコンクリートの性状を測定し、圧縮試験用供試体(φ100×200mm)を採取した。

コンクリートの養生温度条件は、表-1に示す6種類である。一定温度条件による養生は10,20,30℃一定温度の3条件とした。初期の温度履歴は、現場でのPCa製造を想定し、以下のようにモデル化した。

- A: 冬期施工時の加熱養生
- B: 冬期施工時の自然養生(自己発熱)
- C: 標準期施工時の普通コンクリートの加熱養生, もしくは高強度コンクリートの自然養生(自己発熱)

図-1に各養生温度条件の養生温度履歴を示す。

すべてのコンクリート供試体は、各養生温度条件に制御された養生槽内にて封かん状態で養生し、材齢72時間以降は、20℃一定温度条件で封かん養生した。コンクリートの温度履歴は、別途作製した圧縮試験用と同一の供試体の中心に設置した熱電対により測定した。圧縮強度の試験材齢は、10℃および30℃一定温度養生条件で18, 24, 48, 72時間の4材齢, 20℃一定温度養生で18, 24, 48, 72時間, 7, 28日の6材齢, 初期温度履歴を受ける養生条件で18, 42, 72時間, 7, 28日の5材齢である。また各バッチ間の相違を確認するために、標準養生供試体による圧縮強度試験(材齢7, 28日)を行った。

3. 実験結果および考察

(1) 圧縮強度

各コンクリートの標準養生圧縮強度試験結果を表-5に示す。同一調合でバッチ間に若干の差が見られるのは、練り上がりコンクリート温度や空気量等の影響と考えられる。コンクリート種類ごとの、養生温度条件別の材齢と、封かん養生供試体の圧縮強度および標準養生供試体の圧縮強度の関係を図-2に示す。圧縮強度はそれぞれ供試体3体(一部2体)の平均値である。材齢は注水時刻を起点とした。各コンク

表-2 使用材料

材料	記号	種類	品質
セメント	N	普通ポルトランド	密度:3.15g/cm ³ , 比表面積3310cm ² /g
	L	低熱ポルトランド	密度:3.24g/cm ³ , 比表面積3350cm ² /g
	M	中庸熱ポルトランド	密度:3.21g/cm ³ , 比表面積3260cm ² /g
細骨材	S	鬼怒川産 川砂	表乾密度:2.58g/cm ³ , 吸水率:2.09%, FM:2.47
粗骨材	G	葛生町産 碎石	表乾密度:2.67g/cm ³ , 吸水率:0.97%, FM:6.47
混和剤	Ad ₁	AE減水剤	リグニンスルホン酸系
	Ad _{2,3}	高性能AE減水剤	ポリカルボン酸系

表-4 コンクリート調合

調合記号	セメント	W/C (%)	S/a (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤 Ad ₁ , Ad ₂ , Ad ₃ * (C×%)
				W	C	S	G	
N25	N	25.0	45.0	170	680	684	858	1.20~1.30
N30	N	30.0	48.2	170	567	777	858	1.45~1.70
N35	N	35.0	49.5	175	500	819	858	1.00~1.85
N40	N	40.0	47.2	175	438	780	897	0.75~1.25
N45	N	45.0	48.4	175	389	820	897	0.65~0.85
N50	N	50.0	43.8	180	360	747	983	0.31~0.50
L30	L	30.0	48.6	170	567	790	858	1.15~1.40
L40	L	40.0	47.5	175	437.5	790	897	0.80
L50	L	50.0	49.0	180	360	839	897	0.19
M30	M	30.0	48.5	170	567	786	858	1.20~1.60
M40	M	40.0	47.4	175	437.5	787	897	0.8
M50	M	50.0	44.0	180	360	753	983	0.25~0.31

*: Ad₁はN50、Ad₃はN25、Ad₂はその他の調合に使用。

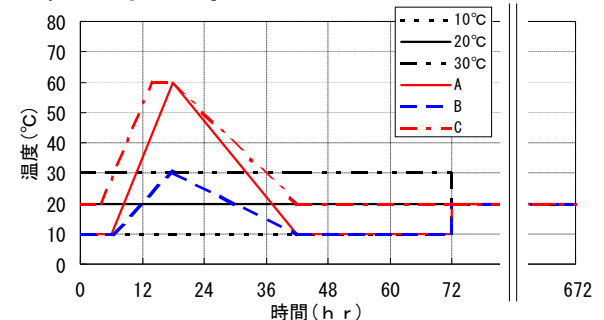


図-1 養生温度履歴

リートとも養生温度条件によって強度発現性状が異なり、特に初期材齢での養生温度条件の影響が顕著である。同一調合でバッチ間の標準養生強度に若干の差が見られるのは、練り上がりコンクリート温度や空気量等の影響と考えられる。N50~30のシリーズで、材齢28日時点における養生温度条件Cの強度が、他の養生温度条件の強度と比較して低くなる傾向にあった。

(2) 一定養生温度条件での圧縮強度発現特性の評価

図-3は、一定養生温度条件の試験シリーズに関して、積算温度(M)と標準養生7日に対する圧縮強度比(σ_{RT})の関係を示している。Mは、式(1)により求めた。Mの起点時刻は、凝結始発時刻とする報告³⁾もあるが、初期に温度履歴を受けるケースの凝結時間の評価の点で、実施工の品質管理での実用性を考慮し、注水時刻とした。また、温度の起点は既報¹⁾と同様に0℃とした。

$$M = \Sigma (\theta \cdot T) \quad (1)$$

ここに、M: 積算温度(℃・Hr), T: 時間(Hr), θ : コンクリート温度(℃),

σ_{RT} は、レディミクストコンクリート工場で品質管理として一般的に用いられている標準養生材齢7日を基準として式(2)より求めた。

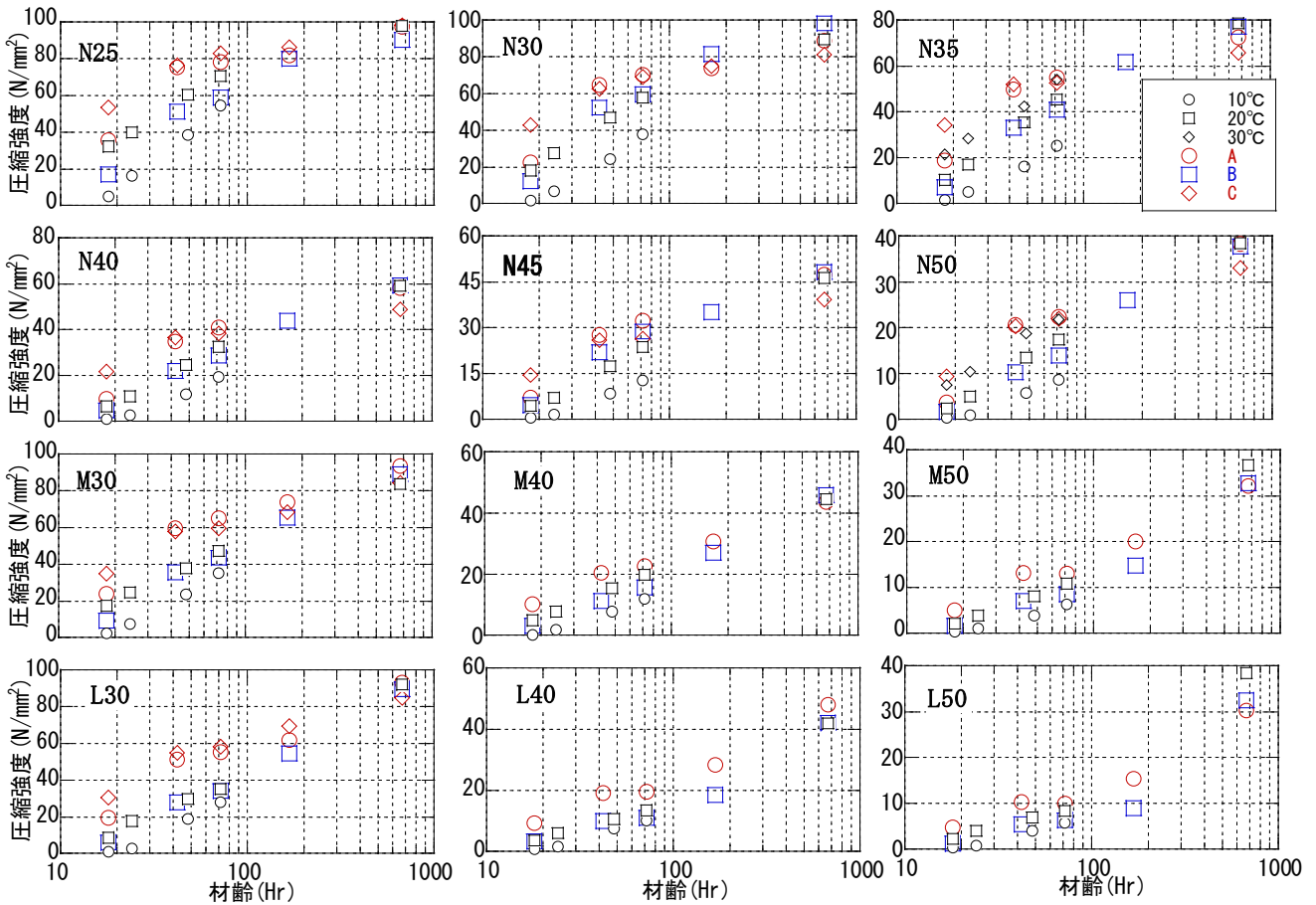


図-2 養生条件, 材齢と封かん養生圧縮強度の関係

$$\sigma_{RT} = (\sigma / \sigma_7) \times 100 \quad (2)$$

ここに、 σ_{RT} :圧縮強度比(%), σ :各材齢で測定した圧縮強度(N/mm²), σ_7 :同バッチの標準養生7日強度(N/mm²)

図中の曲線は、Mと σ_{RT} の関係を示すゴースタル関数⁹⁾で回帰したものである。ただし係数cについては、後述するように強度発生積算温度に相当するため、各試験ケースの3,360°C・Hr(20°C, 材齢7日)以下の初期材齢のデータを式(3)により回帰して求め、その他の係数については、前述より求めた係数c, および全データより回帰し求めている。

$$\sigma_{RT} = (M-c) / \{a+b \cdot (M-c)\} \quad (3)$$

ここにa, b, c:回帰曲線における係数

それぞれの回帰で求められた曲線式の係数および相関係数を表-6に示す。いずれのコンクリートに関しても、Mと σ_{RT} には高い相関関係が見られた。

式(3)の係数aの逆数は、強度増進速度を表し、係数bの逆数は材齢7日以降の強度増進を表す。係数cは、強度が発生するMに相当する。図-4は、係数a, b, cとW/Cの関係を示したものである。係数aとbに関しては、セメントごとに傾向が異なるものの、W/Cと強い相関があり、それぞれ式(4)～式(9)で表された。

Nセメント:

$$a = 0.30032 \cdot (W/C) - 2.0836 \quad (R=0.982) \quad (4)$$

$$b = -9.7922 \times 10^{-5} \cdot (W/C) + 0.011442 \quad (R=0.966) \quad (5)$$

表-5 標準養生供試体の圧縮強度試験結果

単位: N/mm²

養生温度条件	調査記号	圧縮強度		調査記号	圧縮強度		調査記号	圧縮強度				
		7day	28day		7day	28day		7day	28day			
10°C	N25	89.0	108	N40	49.3	66.5	M30	69.8	97.5	L30	55.6	97.6
		87.7	104		49.4	65.1		65.7	94.9		54.2	99.8
		-	-		44.6	61.7		-	-		-	-
		A	86.0		105	51.0		64.8	72.7		107	58.6
20°C	N30	83.2	98.4	N45	52.1	65.9	M40	71.7	93.8	L40	60.0	89.5
		89.3	97.2		48.4	63.6		63.7	90.0		58.2	95.3
		73.4	90.9		40.5	55.0		27.3	50.2		19.2	47.6
		78.0	97.7		33.4	49.2		28.3	50.5		18.2	45.9
30°C	N50	-	-	M50	36.6	50.8	L50	-	-	-	-	
		A	82.9		101	42.0		57.7	24.7	47.5	18.9	49.9
		B	85.0		97.7	40.9		56.9	27.3	49.9	17.7	43.5
		C	80.9		94.9	35.9		51.6	-	-	-	-
10°C	N35	59.8	78.3	N50	23.2	36.8	M50	14.1	31.4	L50	10.0	31.3
		64.0	85.7		27.9	44.3		15.7	35.7		11.4	36.8
		64.3	83.5		29.8	45.2		-	-		-	-
		A	67.5		82.7	31.1		45.6	12.3		29.8	8.28
20°C	N40	68.6	86.6	M50	29.7	41.4	L50	13.0	28.9	L50	8.56	26.8
		67.4	88.2		30.3	42.5		-	-		-	-

Mセメント:

$$a = 0.24300 \cdot (W/C) + 1.2148 \quad (R=0.998) \quad (6)$$

$$b = -0.00016619 \cdot (W/C) + 0.01178 \quad (R=0.979) \quad (7)$$

Lセメント:

$$a = 0.09701 \cdot (W/C) + 6.7499 \quad (R=0.999) \quad (8)$$

$$b = -0.00018561 \cdot (W/C) + 0.011264 \quad (R=0.992) \quad (9)$$

いずれのセメントを使用したコンクリートも、W/Cが大きくなると強度の増進速度が小さくなり、材齢7日以降の強

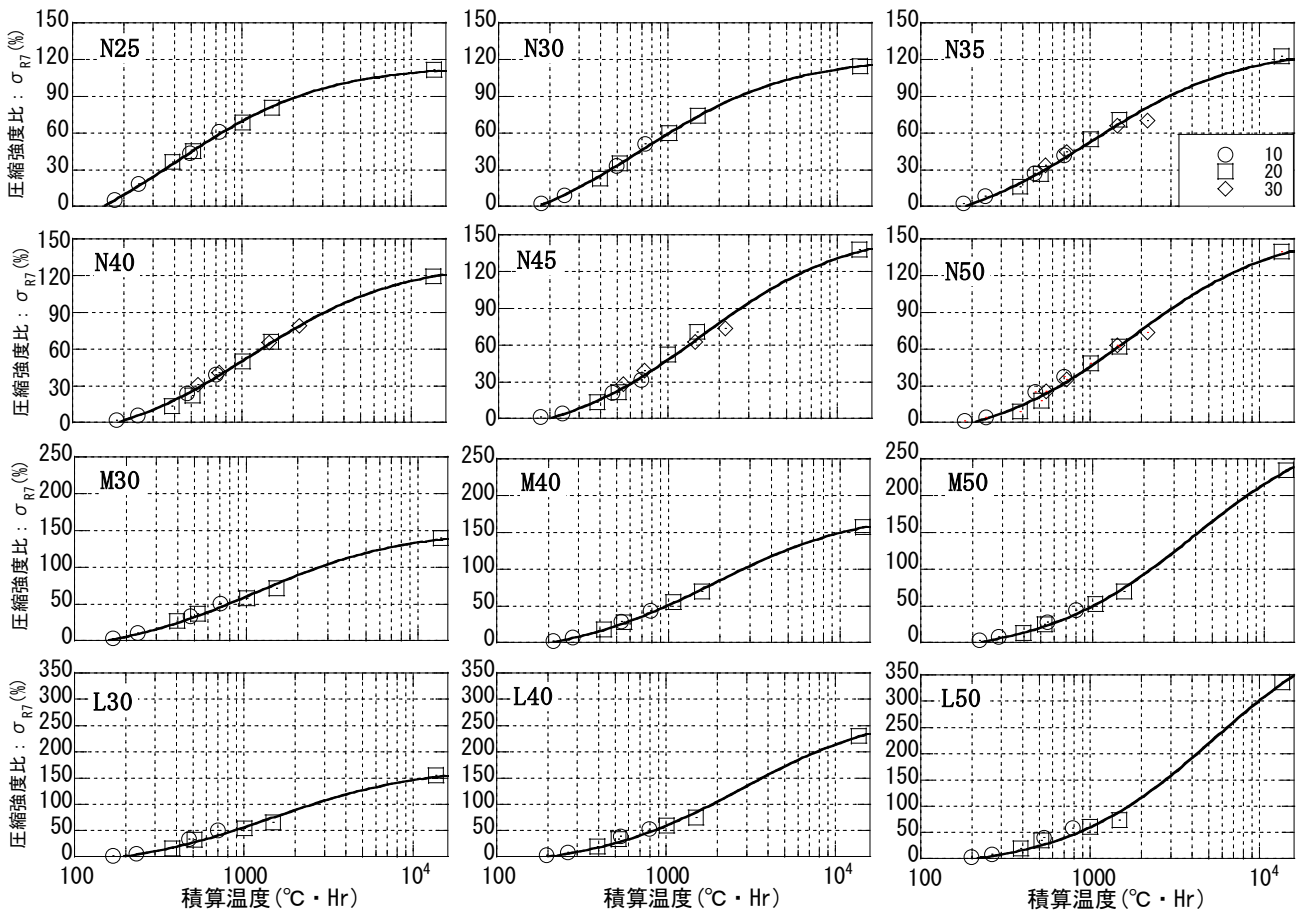


図-3 積算温度と圧縮強度比の関係(養生温度一定条件)

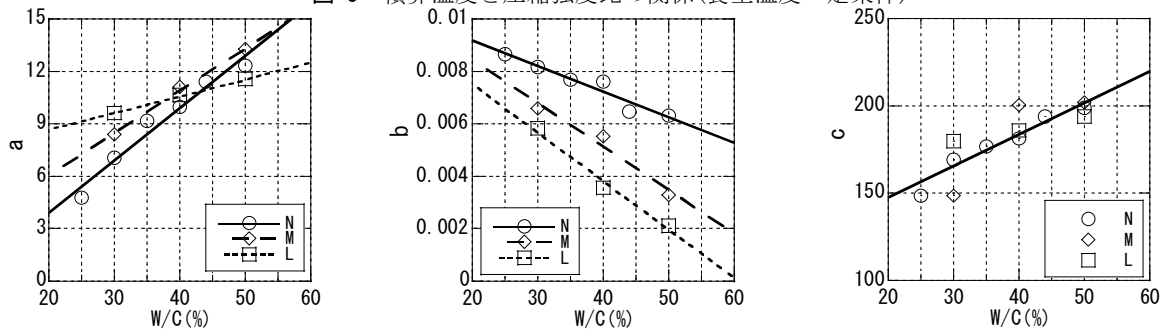


図-4 水セメント比と回帰式係数の関係

度増進は大きくなる傾向にある。また、発熱量の少ないセメントほど、材齢7日以降の強度増進が大きくなった。

係数cに関しては、他の係数と比較してややばらつきが大きい。強度の発生点には練り上がり時の温度や混和剤の種類、添加量による影響が他の係数に比べ大きいためと考えられる。すべてのセメント種類のデータを回帰し、式(10)を得た。

$$c = 1.8222 \cdot (W/C) + 111.15 \quad (R=0.865) \quad (10)$$

(3) 圧縮強度の評価

コンクリートのセメント種類、W/Cおよび式(4)～式(10)より、式(3)の係数を求め、標準養生材齢7日の圧縮強度を用いることにより、式(2)より、任意の積算温度におけるコンクリートの圧縮強度の評価が可能となる。

表-6 回帰式係数および相関係数

調査記号	a	1/a	b	1/b	c	R
N25	4.779	0.209	8.660E-03	115.5	148.62	0.995
N30	7.053	0.142	8.180E-03	122.3	169.14	0.992
N35	9.177	0.109	7.702E-03	129.8	176.67	0.986
N40	9.986	0.100	7.602E-03	131.5	181.18	0.991
N45	11.426	0.088	6.456E-03	154.9	193.95	0.987
N50	12.348	0.081	6.315E-03	158.3	198.98	0.990
M30	8.421	0.119	6.593E-03	151.7	148.65	0.996
M40	11.103	0.090	5.534E-03	180.7	200.53	0.999
M50	13.281	0.075	3.269E-03	305.9	201.87	0.999
L30	9.643	0.104	5.834E-03	171.4	179.86	0.991
L40	10.665	0.094	3.566E-03	280.5	186.08	0.996
L50	11.583	0.086	2.122E-03	471.4	193.82	0.996

図-5は一定温度条件の試験結果の実測値と推定値を比較したものである。Nシリーズは、N25～35とN40～50に分けて表示した。図中には推定値/実測値±20%の線を破線で示している。推定値と実測には強い相関があり、一定温度条件での圧縮強度の発現を精度良く評価できた。

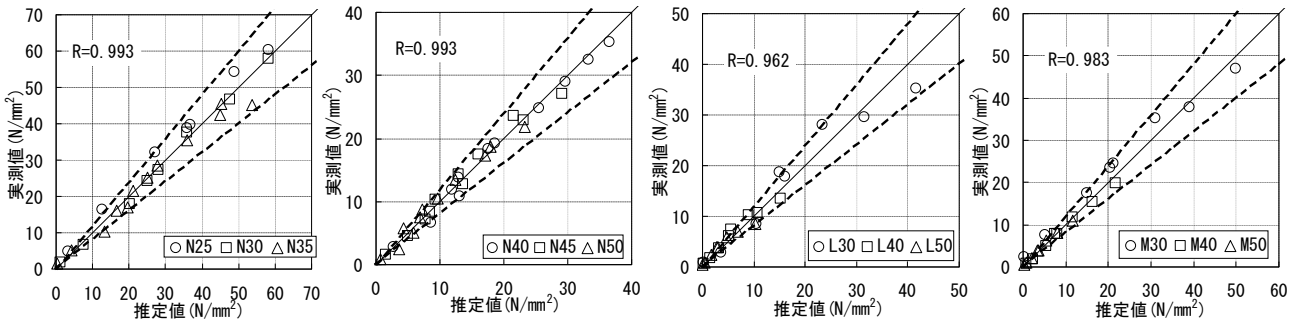


図-5 圧縮強度の実測値と推定値の関係

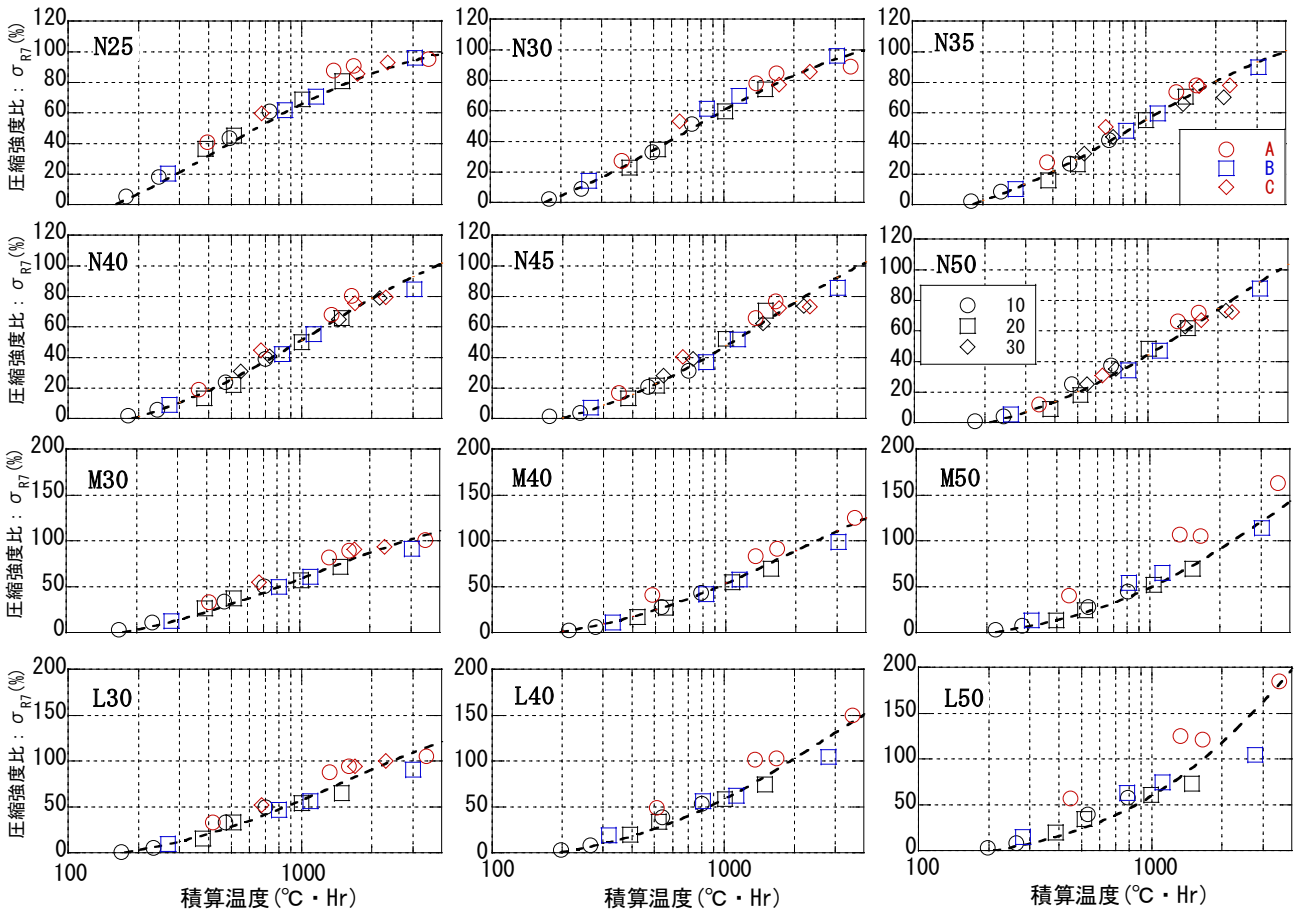


図-6 積算温度と圧縮強度比の関係(初期に温度履歴を受けたケースを追記)

(4) 初期に温度履歴を受けたコンクリートの強度発現

図-6は、(2)で示した σ_{R7} とMの関係(図-3)に、初期に温度履歴を与えた試験ケースの結果を追記したものを、3,360°C・Hr(20°C, 材齢7日)の範囲で図示したものである。図中の破線は、式(3)より求めた σ_{R7} の評価式を表す。M, Lセメントに関して、最高温度60°Cの履歴を受けた養生温度条件A, Cの実測値が推定値よりも大きくなるものがあったが、初期に温度履歴を受けたケースの試験結果と一定温度条件の試験結果はおおむね同等の傾向にあった。

図-7は(3)で示した圧縮強度の推定値-実測値関係(図-5)に、初期温度履歴を与えた試験ケースの結果を追記したものである。M, Lセメントに関して、最高温度60°Cの履歴を受けた養生温度条件A, Cの実測値が推定値よりも大きくなるものがあったが、初期に温度履歴を受けたコンクリート

の初期強度発現に関しても、提案手法を適用することにより、おおむね±20%で評価可能なことを確認した。

(5) セメント種類ごとの強度発現特性

式(3)における係数a, bに関して、セメント種類ごとの組成化合物の比率に着目し、検討した。

図-8は、一定温度条件での試験結果より得られた係数aおよびbについて、エーライト水比(C_3S/W)および水セメント比とピーライト分の積($W/C \cdot C_2S$)との関係を図示したものである。いずれのセメントによる試験結果も、①エーライト成分の増加に伴い、1/aは増大し、1/bは減少すること、②ピーライト成分の増加に伴い、1/aは減少し、1/bは増大すること、が示された。これらの中で、1/aと $W/C \cdot C_2S$ の関係には、セメントごとの傾向が確認されるが、すべてのセメントによる

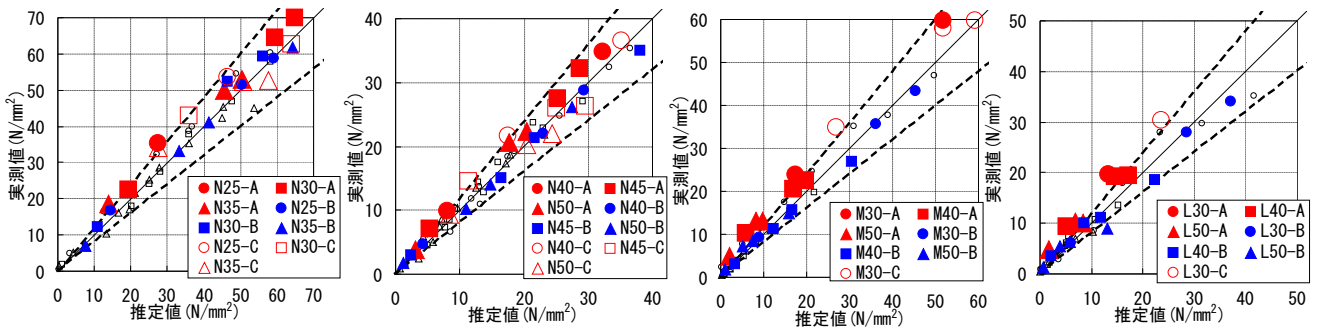


図-7 圧縮強度の実測値と推定値の関係

(初期に温度履歴を受けたケースを追記)

結果をそれぞれ回帰したところ、式(11)～式(14)を得た。

$$1/a = -0.069486 / (C_3S/W - 2.6297) + 0.048408 \quad (R=0.964) \quad (11)$$

$$1/a = -0.10404 \log(W/C \cdot C_2S) + 0.0090523 \quad (R=0.660) \quad (12)$$

$$1/b = 82.921 / (C_3S/W - 0.35602) + 63.156 \quad (R=0.968) \quad (13)$$

$$1/b = 83.329 \times \exp(6.0214 \times W/C \cdot C_2S) \quad (R=0.971) \quad (14)$$

ここに、W/C:水セメント比、 C_3S/W :エアライト水比、W:単位水量(kg/m³)、 C_3S :セメント中のエアライト質量比、 C_2S :セメント中のビーライト質量比、

一般的に、セメント組成化合物のうち、エアライト(C_3S)は材齢初期での強度発現に、ビーライト(C_2S)は長期材齢の強度増進への寄与がそれぞれ大きいとされているが、今回の実験の範囲(材齢28日)で評価した場合は、7日以降の強度増進についてはどちらも強い相関があった。

以上より、セメント組成化合物を考慮した指標を適用しセメント種類の影響を一般化することにより、積算温度と強度発現の関係を推定できる可能性があると考えられる。

4. まとめ

本検討により得られた知見をまとめる。

- ①コンクリートの初期強度発現性状は、養生温度条件によって異なり、特に初期材齢段階での影響が大きい。
- ②一定温度で養生された同一のセメントによるコンクリートの初期強度発現は、注水時刻および0℃を基準とした積算温度とゴール関数により±20%の範囲で評価できる。
- ③提案手法は、初期に温度履歴を受けたコンクリートの初期強度発現も同様に評価できる。
- ④提案手法は、レディミクストコンクリート工場の品質管理データを利用することにより、出荷工場別に初期強度の発現を事前に試験することなく評価できる。
- ⑤コンクリートの初期強度発現特性は、セメント種類ご

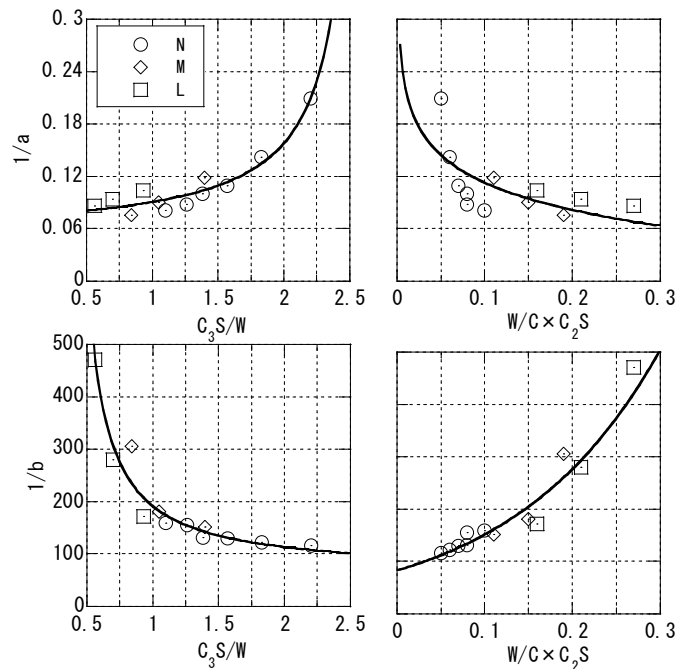


図-8 セメント組成化合物を考慮した指標と回帰式係数の関係

と異なるが、セメント組成化合物を考慮した指標を適用することにより、評価可能となる可能性がある。

参考文献

- 1)笠井芳夫:コンクリートの初期強度に関する研究,セメント技術年報,第16回,pp.255-259,1962
- 2)蓮尾孝一,西本好克,松田拓,河上浩司:積算温度方式による若材齢強度の推定法-主に普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートの検討-,三井住友建設技術研究所報告, No.2, pp.145-150, 2004.12.
- 3)中川好正,橋爪進,西田朗,木村博:ポルトランドセメントを用いたコンクリートの初期強度予測,コンクリート工学年次論文集,第18回,pp.507-512,1996
- 4)土木学会:コンクリート標準示方書「施工編」,2002.3

高強度セメント硬化体の強度発現と微細構造に関する実験研究

Experimental Study on Strength Development and Microstructure of High-Strength Cement Matrix

河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

西本 好克 YOSHIKATSU NISHIMOTO

松田 拓 TAKU MATSUDA

普通ポルトランドセメント、低熱ポルトランドセメントおよび低熱ポルトランドセメント+シリカフェュームを結合材としたモルタルを練り混ぜ、20℃一定と最高温度を60℃まで加熱した封かん供試体の強度確認と化学分析を行った。その結果、加熱養生では若材齢強度は20℃一定養生より高いが、強度増加量は小さかった。化学分析の結果、セメント単体を使用したときは強度増加に伴い細孔量が減少した。一方、シリカフェュームを混入すると、強度の増加に伴い細孔量の減少と卓越細孔径の極小化がみられた。

キーワード：高強度モルタル、圧縮強度、細孔径分布、養生、シリカフェューム

A series of tests and chemical analysis were conducted to evaluate the strength development and microstructure of high-strength cement matrix. These tests utilized specimens made with three different kinds of binder, which were cured by sealed curing of 20℃ constant and 60℃ in the highest temperature. The results indicated that the strength at an early age of the specimen heated to 60℃ was higher than one heated to a constant 20℃, however the strength increase in the heated specimen was smaller. Additional observations were that while in the specimen that used cement alone, the amount of pore decreased in line with increasing strength, in the specimen mixed with silica-fume, the decrease in the amount of pore and also the minimization of excellence pore size were observed in line with increases in strength.

Key Words: High-Strength Mortar, Compressive Strength, Pore Size Distribution, Curing, Silica-Fume

1. はじめに

近年、高強度コンクリートの研究対象は設計基準強度（以下、 F_c とする） 100N/mm^2 以上に到達している。これまで、 $F_c60\text{N/mm}^2$ 級の高強度コンクリートは、比較的断面の大きい構造体に打設すると初期高温履歴を受けて長期強度が阻害されると認識されてきた。 $F_c100\text{N/mm}^2$ 以上のいわゆる超高強度コンクリートでも初期高温履歴を受けるが、シリカフェュームなどを混合した結合材を用いた場合、材齢91日程度までの構造体コンクリートは、標準養生や20℃封かん養生と同等以上の強度が得られたという報告がみられる^{1),2)}。

しかし、多くの報告は超高強度コンクリートにおいて構造体コンクリートが高強度化したという現象の確認にとどまっており、高強度化の現象を内部組織と関係づけた報告はまだ少ない^{3),4)}。たとえば陣内らは文献3)において総細孔量と強度とを検討し、普通ポルトランドセメント（普通セメント：記号N）や低熱ポルトランドセ

メント（低熱セメント：L）の場合、20℃水中養生では若材齢での卓越細孔径は比較的大きく、後の水とで埋まりやすいため高強度化すると考察している。一方、普通ポルトランドセメントとシリカフェュームならびにスラグ石膏を混合した特殊結合材の場合、加熱供試体の若材齢における総細孔量と卓越細孔径は、標準養生91日より小さくなったと報告している。また、菅原らは文献4)において、低熱セメントとシリカフェューム（SF）のプレミックス結合材で試験を行い、低水結合材比領域では高温履歴を受けると20℃養生より高強度化することを確認し、細孔径や水酸化カルシウム量などの分析結果から、高温によりシリカフェュームが活性化した可能性を報告している。

今回、筆者らは結合材として低熱セメントとシリカフェュームを練混ぜ時に混合した結合材でモルタルを練り混ぜ、マトリックス部分における圧縮強度の確認と内部組織の分析を行い、温度履歴の影響についての検討を行った。本報ではその結果を報告する。

表-1 要因と水準

要因	水準
結合材種類と水結合材比	普通ポルトランドセメント (N) : 36.7, 28.1%
	低熱ポルトランドセメント (L) : 36.7, 28.1, 25%
	L+シリカフェーム (LSF) : 30.0, 25.0, 20.0, 16.7, 14.3%
養生と試験材齢	標準養生 : 28, 91日
	20℃封かん養生 : 3, 7, 28, 91, 182日
	60℃加熱10時間保持(封かん) : 3, 7, 28, 91日
	60℃加熱52時間保持(封かん) : 3, 7, 28, 91日
内部組織分析項目	細孔径分布, 水酸化カルシウム量

表-2 使用材料

種類	名称	記号	諸物性
セメント	普通ポルトランドセメント	N	密度 3.15g/cm ³ 比表面積 3.330cm ² /g
	低熱ポルトランドセメント	L	密度 3.24g/cm ³ 比表面積 3.280cm ² /g C ₂ S 56%
混和材	シリカフェーム	SF	密度 2.20g/cm ³ 比表面積 22.0m ² /g SiO ₂ 97%
細骨材	珪砂 (八草・陣屋混合)	S	密度 2.66g/cm ³ SiO ₂ 91.7~98.2% lg. loss 0.2%
混和剤	超高強度コンクリート用高性能減水剤	SP	ポリカルボン酸系

表-3 調合

記号	W/B (%)	質量比 (セメント : 1.0)				混和剤 B×%	空気量 (%)
		W	C	SF	S		
N36	36.7	0.37	1.0	0	2.31	1.00	5.8
N28	28.1	0.28	1.0	0	1.60	1.20	1.8
L36	36.7	0.37	1.0	0	2.34	0.90	2.8
L28	28.1	0.28	1.0	0	1.63	1.10	4.0
L25	25.0	0.25	1.0	0	1.22	1.20	2.5
LSF30	30.0	0.33	1.0	0.11	2.00	1.40	2.7
LSF25	25.0	0.28	1.0	0.11	1.52	1.60	2.0
LSF20	20.0	0.22	1.0	0.11	1.03	1.80	1.7
LSF16	16.7	0.19	1.0	0.11	0.70	2.00	2.3
LSF14	14.3	0.16	1.0	0.11	0.47	2.20	2.4

表-4 化学分析との対応

		試験内容と試験材齢							
		細孔径分布				水酸化カルシウム			
		3日	7日	28日	91日	3日	7日	28日	91日
N28	20℃封			○				○	
	60℃70h								
L28	20℃封	○	○	○	○	○	○	○	○
	60℃70h	○	○		○	○	○		○
LSF25	20℃封					○	○	○	○
	60℃70h					○	○		○
LSF16	標準養生				○				○
	20℃封		○	○	○		○	○	○
	60℃70h	○	○		○	○	○		○

2. 実験方法

(1) 要因と水準

実験の要因と水準を表-1に示す。結合材は、低熱セメントとシリカフェームを質量比で 9:1 で混合した LSF のほか、普通セメントと低熱セメントを加えた 3 種類とした。養生は標準養生、20℃封かんおよび加熱養生とした。内部組織の分析は細孔径分布と水酸化カルシウム量の確認を行った。

加熱養生の設定温度履歴の概要を図-1に示す。加熱養生とは、封かん供試体に打設 4 時間後から18時間後までに60℃まで上昇させ (昇温速度 2.86℃ /hr) , 28時間後あるいは70時間後から100mm厚の発泡スチロール製養生箱で温度を降下させた後、20℃で養生する方法である。温度履歴は熱電対をセットしたダミー供試体で測定した。内部組織の分析は細孔径分布と水酸化カルシウム量の確認を行った。

(2) モルタル

使用材料を表-2に、セメント質量に対する比で表した調合を表-3に示す。以後、調合記号は結合材の種類と水結合材比の整数部分との組み合わせで示す。今回、内部組織の分析を行う上では、セメントペーストを用いるの

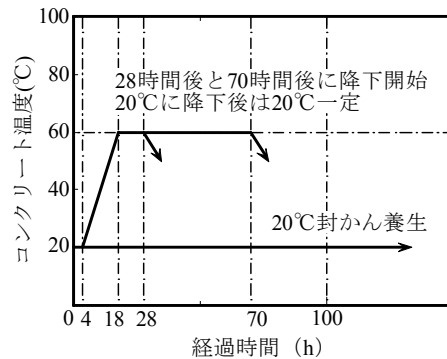


図-1 加熱養生の設定温度履歴

が望ましいと考えられたが、骨材との界面がなくなり破壊性状がコンクリートと異なる可能性が考えられたのでモルタルを採用した。ただし、細骨材は化学分析への影響を小さくするという観点から、十分な強度発現を確認した上で、吸水率が低く品質が安定している珪砂とし、粒度の違う 3 種類を混合して使用した。調合は、同じ水結合材比に対応するコンクリートから粗骨材を取り除いた状態で、質量比を固定した値を採用した。なお、供試体はφ 50mm, H100mmの円柱供試体とした。

(3) 内部組織分析の概要

今回、一部の供試体では内部組織の分析を行った。加

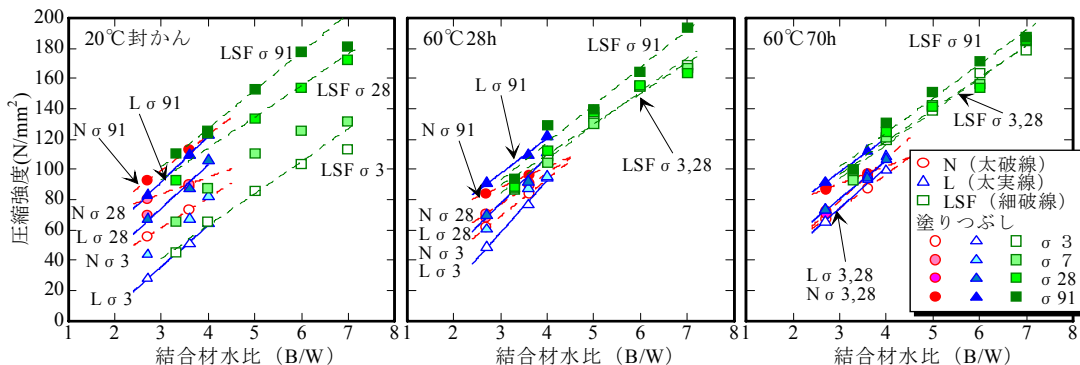


図-3 結合材水比と圧縮強度

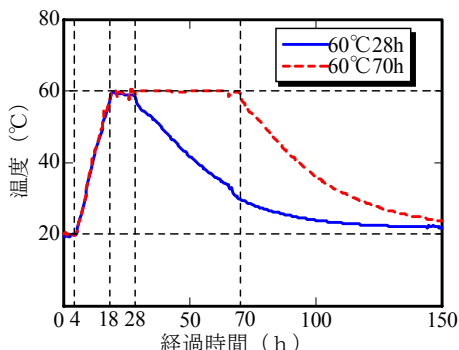


図-2 温度履歴

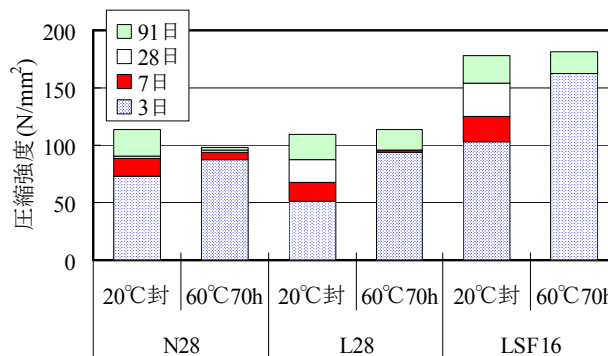


図-4 強度発現

熱養生供試体については70時間後まで加熱したものを分析に供した。分析内容と供試体種類との対応を表-4に示す。本論において報告する分析内容とその手法について、概要を以下に示す⁵⁾。

a) 細孔径分布

アセトンに浸せきして水和を停止させた後 D- 乾燥を行い、恒量になった試料を用いて水銀圧入式ポロシメータにより計測した。測定範囲は平均直径 0.0043 ~ 250 μm の範囲である。

b) 水酸化カルシウム量

試料20~ 30mg 程度を計り取り、熱重量-示差熱分析 (TG-DTA) により 450 °C 付近の吸熱ピークから水酸化カルシウム生成量を測定し、結合材量に対する生成率を算出した。

3. 実験結果

モルタルの空気量を表-3中に示す。空気量はおおむね 2% 前後であり、また、分離もなくフレッシュ性状は良好であった。加熱供試体の温度測定結果を図-2に示す。供試体内部に図-1に示した想定温度履歴に近い履歴を与えることができた。

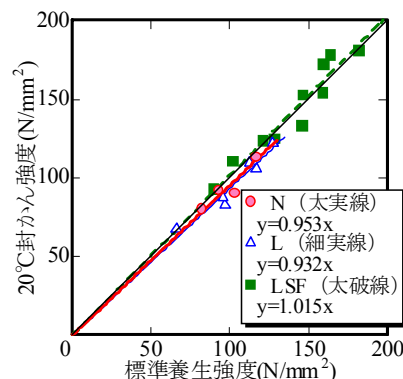


図-5 強度比較 (モルタル)

(1) 圧縮強度

20°C 封かん養生と加熱養生供試体における結合材水比と圧縮強度との関係を、温度履歴別に図-3に、強度発現の例を図-4に示す。結合材の種類や温度履歴によらず、結合材水比と圧縮強度の間にはおおむね直線関係が成立している。20°C 封かん養生では材齢に伴い強度が増加するが、LSF では若材齢から B/W6.0 と 7.0 の強度差が小さく、強度の頭打ち傾向がみられた。加熱供試体は若材齢から強度発現が顕著で、長期材齢での強度増加量は20°C 封かん養生と比べ小さい。LSF では加熱時間によらず材齢 3 日での強度発現が顕著となる。加熱時間で得られた

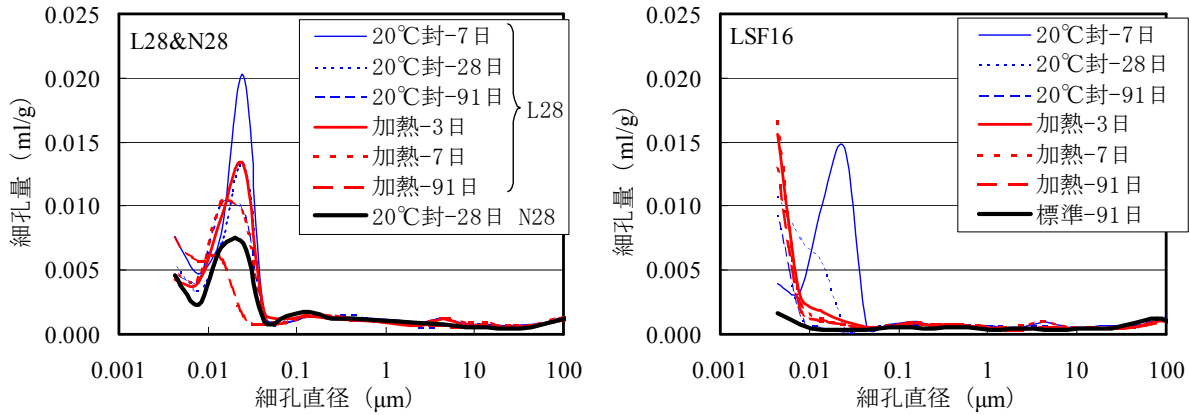


図-6 細孔径分布

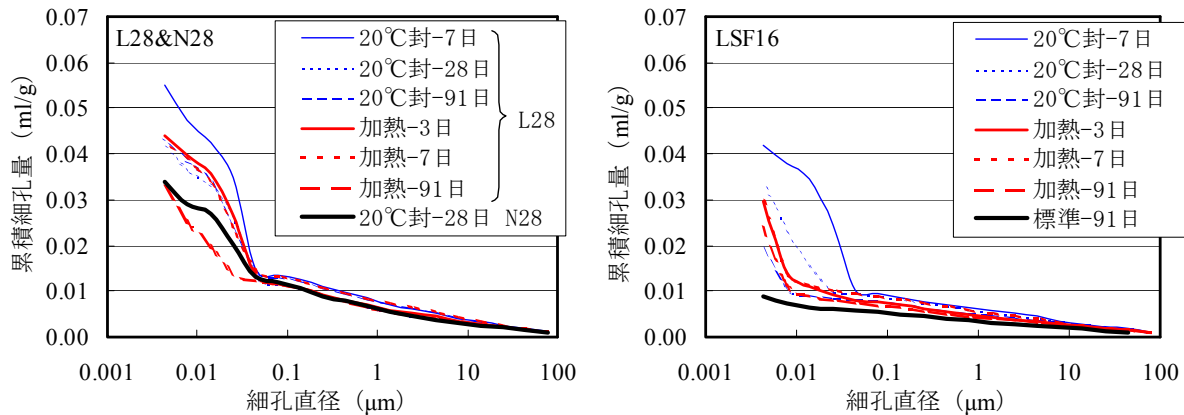


図-7 累積細孔径分布

強度の関係を比較すると全体的に70時間のほうが強度が高い傾向がみられた。

図-4に示した供試体を例に検討を行うと、普通セメントでは、加熱養生供試体では若材齢での強度発現はやや大きい、その後の強度増加量は小さいため、材齢91日では20℃封かんのほうが強度は高くなった。低熱セメントの場合、加熱養生供試体では若材齢での強度発現が非常に顕著である。また、長期的にもある程度の強度増加がみられ、材齢91日でも20℃封かん強度と同等の強度が得られた。LSFの場合、加熱養生供試体では3日間での強度発現が非常に顕著で、以降の強度増加量は小さい。しかし、LSFでも材齢91日強度は20℃封かんとはほぼ同等であった。

標準養生と20℃封かん養生の材齢28、91日強度の関係を図-5に示す。セメント単体の場合、20℃封かん養生の強度は標準養生に比べ普通セメントで5%程度、低熱セメントでは7%程度低い、LSFでは両者の強度はほぼ1:1となった。LSFのみ20℃封かん養生と標準養生の強度差が小さいことから、シリカフェームを混入したことが強度差の減少に影響したと考えられる。

(2) 内部組織の分析結果

主な検討は低熱セメントとLSFについて行う。

a) 細孔径分布

表-4に示した調査について、細孔径分布の測定結果を図-6に示す。N28とL28では、直径0.010～0.020 μm付近に卓越細孔径が確認できる。また、L28について材齢との関係を見ると、材齢に伴い卓越細孔径は若干小さくなるが、卓越細孔径での細孔量の減少がより顕著である。細孔径分布の形状と圧縮強度との比較をみると、加熱養生材齢3日と20℃封かん材齢28日では細孔径分布はほぼ等しい。図-4をみると両者は強度もほぼ等しく、同一の調査では細孔径分布と強度で良い対応がみられた。一方、結合材種類の影響を20℃封かん養生を例に検討すると、N28とL28の28日強度は同等(図-4)であるが、ピークでの細孔量はL28のほうが多く、セメントの組成により細孔量と強度の関係が異なると推測される。

LSF16について、加熱養生を行った場合は材齢3日から91日まで細孔径分布に大きな変化はない。若材齢の時点でピーク径は0.010 μm以下とすでに組織の緻密化が相当進行しており、長期材齢まで強度増加量が小さいことと対応していると考えられる。一方、20℃封かん養生

の材齢7日では、N28やL28と同じ直径 $0.015 \mu\text{m}$ 付近で卓越しているが、細孔量は同一材齢のL28より少ない。材齢28日では先述のピークは消失し $0.010 \mu\text{m}$ 以下で卓越するようになり、材齢91日になると細孔径分布は加熱養生とほぼ同様となった。シリカフェームのポズラン反応は、 20°C 環境下では材齢7日以降の組織の形成に大きな影響を与えると考えられる。また、標準養生についても材齢91日の細孔量は極めて少ない。

続いて、 $0.0043 \sim 78.1 \mu\text{m}$ の範囲で大きい空隙からの細孔量を積算した累積細孔量を図-7に示す。結合材種類や材齢によらず、 $1.0 \mu\text{m}$ 以上の細孔量に大きな違いはない。累積細孔量に大きな差が生じるのは $0.020 \mu\text{m}$ 付近以下であることを確認できる。また、L28やN28とLSF16では $0.005 \mu\text{m}$ 付近までの累積総細孔量がほとんど同じであっても、LSFのほうがより小さい細孔径での増加が顕著となっており、細孔径分布が異なっていることが確認できた。

累積細孔量と強度との関係を調べ、それぞれ得られた回帰式の寄与率を結合材別に整理した結果を図-8に示す。検討対象は $60\text{N}/\text{mm}^2$ 以上となるが、LSFや低熱セメントそれぞれの回帰式に関して、どちらも $0.014 \mu\text{m}$ 付近で寄与率が急激に大きくなる。寄与率の結果より低熱セメントについては $0.014 \sim 0.020 \mu\text{m}$ 程度、LSFでは $0.010 \mu\text{m}$ 程度以上の累積細孔量が、強度に対して大きな影響を及ぼしていることを確認できた。

続いて、寄与率が高かった $0.014 \mu\text{m}$ 以上の累積細孔量と圧縮強度との関係を回帰線とともに図-9に示す。回帰線の傾きは近くなったが、LSFのほうが同一累積細孔量の時に得られる強度はより高くなっている。この理由として、シリカフェームの有無により生成する水和物が異なり、シリカフェームを混入したときの水和物の強度そのものが高いということが考えられるが、詳細な検討については今後の課題としたい。

b) 水和酸化カルシウム量

セメントの水和反応に伴い水和酸化カルシウムが生成されるが、シリカフェームなどのポズランは水和酸化カルシウムや水と反応し、水和物を生成する。上述の理由から、水和酸化カルシウムの量はセメントの水和度やシリカフェームの反応度の指標となると考えられる。水和酸化カルシウム量の結合材量に対する比を表-5に示す。

L28の 20°C 封かん養生では、材齢に伴い水和酸化カルシウム量が増加し、セメントの水和反応の進行を裏付けている。一方、加熱養生をみると若材齢では比較的大きい但其後の増加量は少なく、初期高温履歴による水和の加速と、長期的な強度増加が小さくなることに対応していると考えられる。また、N28とL28では 20°C 封かん28

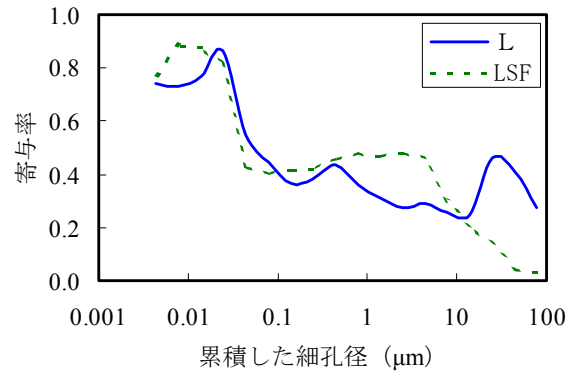


図-8 回帰式寄与率

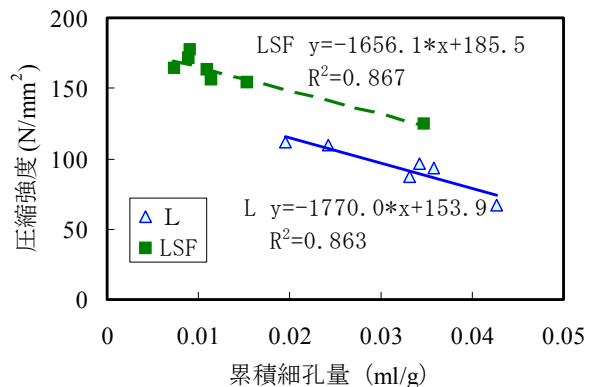


図-9 累積細孔量と圧縮強度との関係の例

表-5 水酸化カルシウム量と結合材量の比

	養生条件	水酸化カルシウム量/結合材量 (%)			
		3日	7日	28日	91日
N28	20°C 封	-	-	4.7	-
L28	20°C 封	-	2.8	3.2	3.9
	60°C 70h	3.0	3.0	-	3.1
LSF25	20°C 封	-	1.7	1.5	0.7
	60°C 70h	0.1	0.1	-	0.0
LSF16	標準養生	-	-	-	0.0
	20°C 封	-	1.5	1.2	0.0
	60°C 70h	0.1	0.1	-	0.0

日強度はほぼ同程度となったが、水和酸化カルシウムの生成量は異なっている。これは C_3S と C_2S では水和による水和酸化カルシウム生成量が異なることと、セメント中の C_3S と C_2S の組成が異なるためと考えられる。

LSF25やLSF16の水酸化カルシウム量をみると、 20°C 封かん養生では材齢に伴い減少し、ポズラン反応により水和酸化カルシウムが消費されていることを裏付けた。一方、加熱した場合は材齢3日以降の水酸化カルシウム量はほぼ0%である。セメントの水和により生じた水和酸化カルシウムが、すぐさまシリカフェームの反応により消費され高強度化したと考えられる。LSF16の材齢91日では、養生方法によらず水和酸化カルシウム量はほぼ0%で一致した。

4. シリカフュームの効果に関する考察

20℃環境下では、比較的速いセメントの水和反応で生じた水酸化カルシウムを、シリカフュームが緩やかなポズラン反応により消費していく。また、0.014 μm付近の細孔径ピークの消失は、シリカフュームのマイクロファイラー効果により緻密化した結果と考えられる。すなわち、シリカフュームのポズラン反応は材齢7日以降の組織形成や強度発現に大きな影響を与えると推察される。一方、加熱養生を行った場合は、本来緩やかに進行するポズラン反応が高温履歴により加速し、若材齢から緻密化、高強度化したと考えられる。

シリカフュームの有無により標準養生と20℃封かん養生の強度差の有無がみられた理由として、緻密化すると外部からの水の供給やマトリクス内の水分移動が困難になること、また、自由水と未水和セメントや未反応シリカフュームとの接点が少なくなり水和反応の進行の差が小さくなることが考えられる。

5. まとめ

モルタル供試体を用いマトリクス部分の強度発現と内部組織について検討を行った結果、以下の知見が得られた。

- ① 初期高温履歴を与えた場合、すべての結合材で材齢3日までの初期強度発現は著しくなったが、その後の強度増加量は小さい。
- ② 低熱セメント+シリカフューム（LSF）を結合材とした場合、材齢91日では加熱養生、標準養生、20℃封かん養生の強度は一致していた。また、細孔径分布、水酸化カルシウム量についてもほぼ一致し、強度の一致を裏付けた。
- ③ 標準養生と20℃封かん養生の強度を比較すると、セメント単体（N，L）では標準養生の方が強度は高くなったが、シリカフュームを混入した結合材ではほぼ同等となった。
- ④ 材齢と細孔径分布との関係を検討すると、低熱セメント（L）では材齢に伴うピーク径での細孔量の減少が顕著だが、シリカフュームを混入した結合材（LSF）では、材齢に伴ってピーク径自体が小さくなった。
- ⑤ LSFと低熱セメントでは0.014 μm以上の累積細孔量と圧縮強度とに高い相関がみられた。

本研究は、限られた条件下での検討である。温度条件と強度発現の加速化の現象については、その臨界温度な

ど不明な点を多く残しており今後の課題としたい。

謝辞：本研究の実施に当たり、宇都宮大学 榎田佳寛教授、住友大阪セメント（株）鈴木康範氏、上原伸郎氏、（株）NMBの菅俣匠氏に貴重なアドバイスを頂きました。また、（株）中研コンサルタントの近藤英彦氏には分析作業に関してご尽力いただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 河上浩司, 榎田佳寛, 西本好克, 蓮尾孝一: 結合材種類の異なる高強度コンクリートの強度発現性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第576号, pp.23-29, 2004.2
- 2) 陣内 浩, ほか: 設計基準強度 150N/mm² クラスの高強度コンクリートによる実大 RC 柱の施工性と構造体強度発現性状, 日本建築学会技術報告集, No.17, pp.1-5, 2003.6
- 3) 陣内 浩, 黒岩秀介, 早川光敬: 初期に高温履歴を受ける高強度セメント硬化体の強度発現性状と微細構造, 日本建築学会構造系論文集, 第542号, pp.39-46, 2001.4
- 4) 菅俣 匠, 杉山知己, 梅沢健一, 岡沢 智: セメント-シリカフューム系結合材の水和反応と強度発現性の関係に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.1287-1292, 2004.7
- 5) 日本コンクリート工学協会: コンクリートの試験・分析マニュアル, 2000.5
- 6) P.Kumar Mehta, Paulo J.M.Monteiro : コンクリート工学 微視構造と材料特性, 技報堂出版, 1998
- 7) 河上浩司, 西本好克, 榎田佳寛: 高強度コンクリートの強度発現に及ぼすコンクリート中の水分に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.1, p.1317-1322, 2004.7

床衝撃音の衝撃源に関する一考察

Study on Impact Source of Floor Impact Sound

岩本 毅 TAKESHI IWAMOTO

嶋田 泰 YASUSHI SHIMADA

赤尾 伸一 SHIN-ICHI AKAO

集合住宅で多く用いられる防音木質床の床衝撃音低減量について、衝撃源の観点から実験と考察を行った。乾式二重床の軽量床衝撃音は衝撃力と床衝撃音レベルにある程度線形性が見られるものの、直貼床においては衝撃源の質量、形状の床衝撃音低減量に対する影響が大きく、非線形であることが確認された。また重量床衝撃音に関しては二重床の挙動を時変系のモデルとして扱う必要があることがわかった。

キーワード：床衝撃音、防音木質床、衝撃源、一質点系モデル

Soundproofed wooden floors are widely applied to multiple dwelling houses. The authors carried out a series of experiments and studies to evaluate reductions in floor impact sound with regard to the characteristics of impact source and floor type, and the following points were clarified. Against direct pasted flooring, reductions of the sound from a light weight impact source greatly depended on the shape and mass of the impact source, whilst that against a double floor system showed linearity. To analyze a standard heavy impact source applied to a double floor system, it is acknowledged that the use of a time-varying model to express behavior of a double floor is required.

Key words: Floor Impact Sound, Soundproofing Wooden Floor, Impact Source, Single Mass System

1. はじめに

集合住宅においてはさまざまな衝撃性の生活音が発生しているが、居住者からの指摘率として依然高いのが床衝撃音系の生活音である。重量床衝撃音についてはスラブ厚の増加で、また、軽量床衝撃音については床仕上げ材による改善などで性能向上がされてきているが、一方、居住者の意識レベルも上昇してきており「いたちごっこ」の感は免れない。

多くの集合住宅では床仕上げ材として防音木質床を用いている。これは直貼床と二重床に大別できる。直貼床は合板にスリットを数多く入れ、緩衝材を裏打ちしている。一方、二重床は脚元に防振ゴムを取り付けた支持脚によってそれぞれ床衝撃音遮断性能を向上させている。

しかしながらこの種の床材は防振材の非線形性や上部構造の分割振動などの影響により単純な質点系とはならないので、衝撃源（衝撃力）によって床衝撃音低減量が変化する可能性がある。

本稿ではこの床衝撃音低減量について軽量衝撃音に対しては衝撃源としてゴルフボールや鋼球を利用した場合の直貼床と二重床の実験結果を示す。

重量衝撃音に対しては、単純な1質点系のばねマスモ

デルを用いて、加振源や質点系の質量ひいては固有周波数を変化させ、乾式二重床の重量床衝撃音低減量について基礎的検討を行った。

2. 軽量衝撃源に関する検討

(1) 音源にゴルフボールを用いた場合の床衝撃音レベル

住宅内において床に落下する可能性のあるすべてのものが衝撃源として考えられるが、衝撃源の一例としてゴ

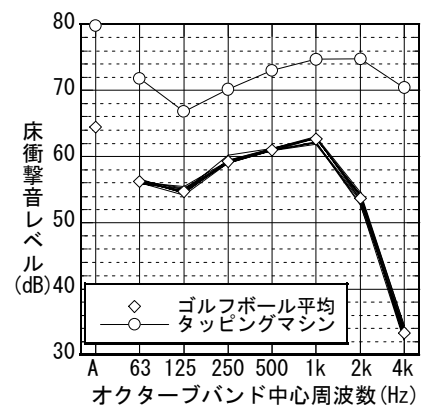


図-1 ゴルフボールの衝撃力の再現性

ゴルフボールを用いた場合の床衝撃音レベルについての検討を行った。

衝撃源として使用するためには衝撃源の衝撃力の再現性が重要になる。そこで、160mm スラブ上に 60cm の高さから落下させた場合の床衝撃音レベル (10 回重ね書き) とタッピングマシンでの床衝撃音レベルを比較して図-1 に示す。再現性は極めて高いことがわかる。

(2) タッピングマシンとゴルフボールの比較

直貼床と二重床におけるゴルフボールの床衝撃音レベル (動特性 Fast の最大値, $L_{A,Fmax}$) とタッピングマシンによる床衝撃音レベル (等価騒音レベル, L_{Aeq}) との対応を見た。床衝撃音の測定は、当所の床衝撃音実験施設や実建物で行い、スラブは 160~200mm の均質スラブ (ハーフ PC スラブを含む) および 250~260mm のボイドスラブである。測定対象はすべて木質系の防音タイプで直貼床 17 体、二重床 9 体の計 26 体である。結果を図-2 に示す。直貼床と二重床で明らかにグループ分けされていることがわかる。タッピングマシンによる軽量床衝撃音レベルが等しい床であっても、直貼床と二重床相互では 10dB 以上二重床の床衝撃音レベルが小さい。また、各床タイプではタッピングマシンの床衝撃音レベルとゴルフボールの床衝撃音レベルには正の相関がある。

タッピングマシンの床衝撃音レベル (dBA 値) がほぼ等しい床を選び、周波数特性を見たものの一例を図-3 に示す。二重床と比較して直貼床は中音域においてゴルフボールで床衝撃音レベルが大きい。

(3) 衝撃力の違いが軽量床衝撃音に与える影響

a) 実験計画

落下物の衝撃力を変化させた場合の床衝撃音レベルに与える影響を検討した。

実験は当所所有の床衝撃音実験施設 (W=7,200 D=4,000 H=2,000, スラブ厚 160mm) を使用し、二重床 (カタログ性能で L_{ir-L} -40 相当) と直貼床 (同 L_{ir-L} -45 相当) を 1,800 × 1,800mm の大きさでそれぞれ敷設した。二重床については床下の空気を拘束するようにベニヤ板で周囲を塞いでいる。各床の断面図を図-4 に示す。

測定方法に関しては、各衝撃音の $L_{A,Fmax}$ を床衝撃音レベルとし、タッピングマシンについても同様に単発の落下衝撃による $L_{A,Fmax}$ とした。

衝撃源としてはゴルフボール (45.2g) に加え、80.2g (以下 80g 球) と 1076.5g (1kg 球, 重量はいずれも実測値) の鋼球を使用した。落下高さについては 1cm から倍距離ごとに最大で 128cm (ゴルフボールの場合, 80g 球, 1kg 球はそれぞれ 64cm, 32cm) まで変化させ、その床衝

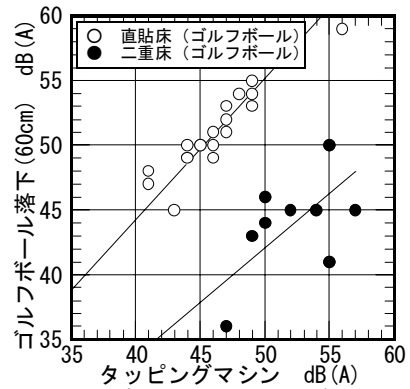


図-2 ゴルフボールとタッピングマシンの比較

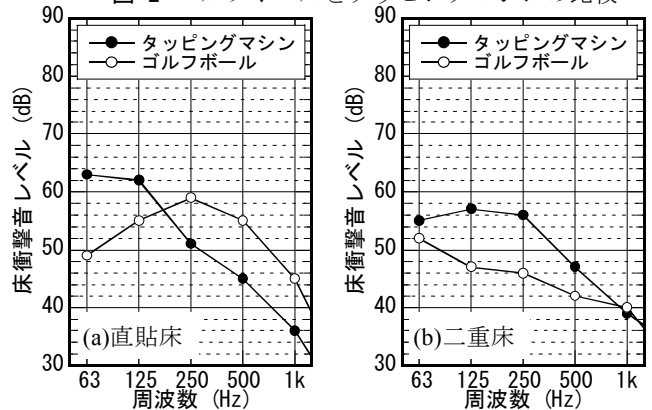


図-3 直貼床と二重床の床衝撃音レベル

表-1 衝撃源の諸元

衝撃源	曲率半径 (mm)	重量 (g)	落下高さ (cm)
タッピングマシン	500	500	4
ゴルフボール	21.4	45.2	1,2,4,8,16,32,64,128
80g 球(鋼製)	13.5	80.2	1,2,4,8,16,32,64
1kg 球(鋼製)	31.8	1,076.5	1,2,4,8,16,32

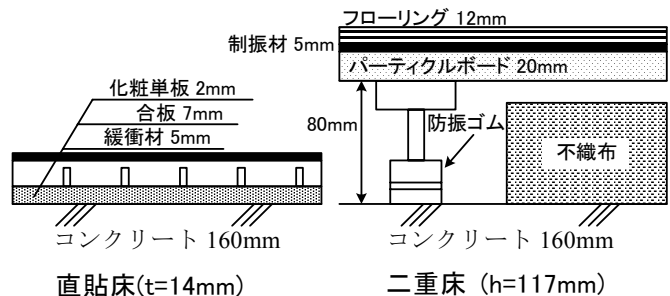


図-4 床断面仕様

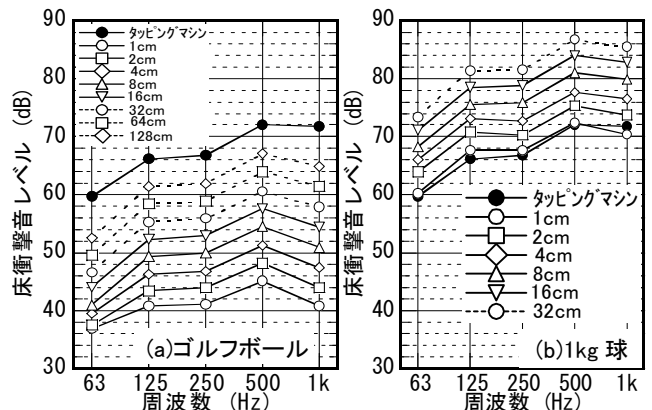


図-5 コンクリート素面における床衝撃音レベル

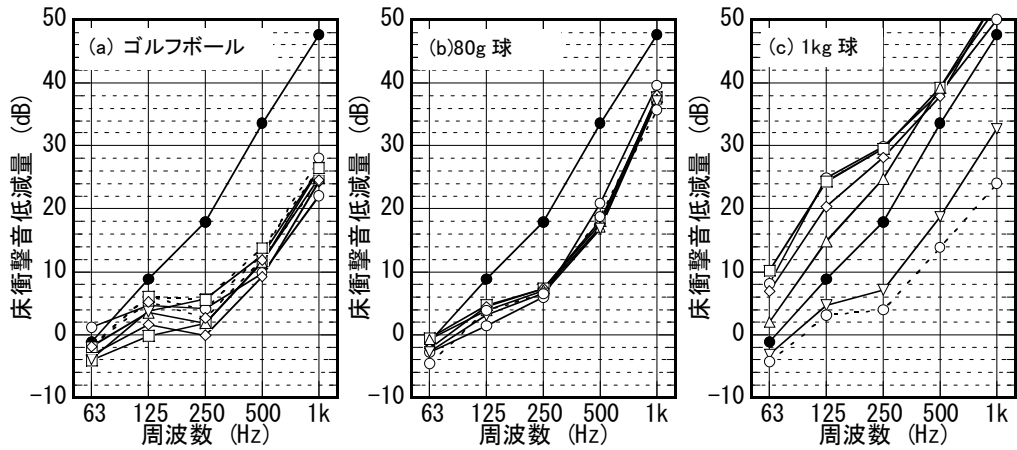


図-6 直貼床の床衝撃音低減量

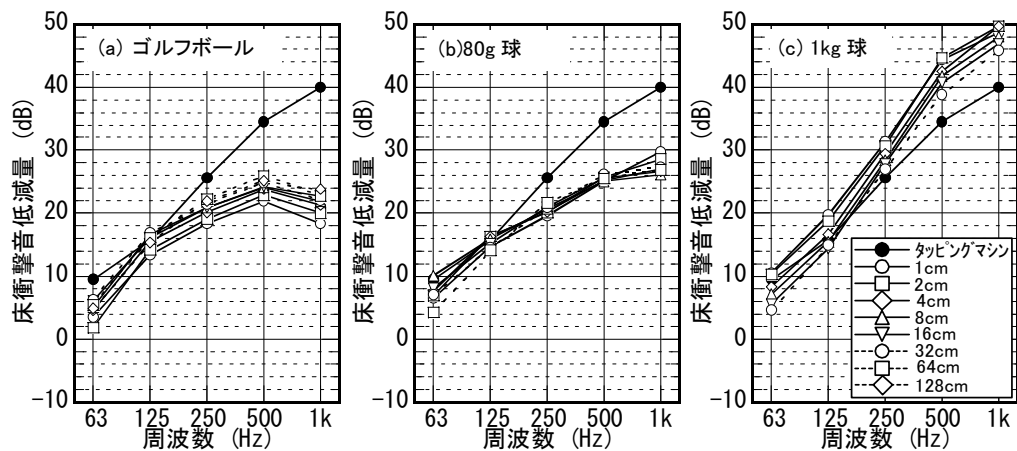


図-7 二重床の床衝撃音低減量

表-2 直貼床の上部合板の有効質量と衝撃源との質量比

衝撃源	質量 A(g)	板の有効質量 B(g)	質量比 A/B
80g 球	80.2	10.5	7.6
1kg 球	1,076.5	24.3	44.4
タッピングマシン	500.0	10.6	47.2

衝撃レベルおよび低減量を測定した。衝撃源の諸元を表-1に示す。

b) 床衝撃音レベルと低減量

衝撃力の特徴を正弦半波とした場合、中心周波数を f_m (Hz)とする 1 オクターブバンド幅の単位時間当たりの衝撃力の実効値 F_{rms} (N)は式(1)および式(2)による¹⁾。

$$F_{rms}^2 = \frac{M^2 V^2 (1 + \mu)^2}{2\sqrt{2}} f_m \quad (1)$$

$$20 \log F_{rms} = 20 \log MV(1 + \mu) + 10 \log f_m - 4.5 \quad (2)$$

ここで M : 質量(kg)

V : 落下速度(m/s)

μ : 反発係数

f_m : オクターブバンド中心周波数(Hz)

したがって、落下高さが倍になった場合、衝撃力は倍、すなわち 3dB ずつ増加する。

図-5 にコンクリート素面における各衝撃源の床衝撃音レベルの一例を示す。いずれの衝撃源に対しても倍の落下高さではほぼ 3dB の上昇となっており、床衝撃音レベルの増加と衝撃力の増加は等しい関係が得られている。

また、衝撃源相互についても 1kg 球の 1cm 落下とタッピングマシン (500g, 4cm) の衝撃力はほぼ等しく、床衝撃音レベルについてもよく一致している。

図-6, 7 に各床衝撃源の床衝撃音低減量 (ΔL)を示す。ゴルフボールや 80g 球といった質量が小さい場合には、直貼床は落下高さの変化によってその改善量に大きな差はない。したがって床衝撃音レベルと落下高さにはある程度の線形性を有している。一方直貼床の 1kg 球においては、衝撃力が小さければタッピングマシンによる低減

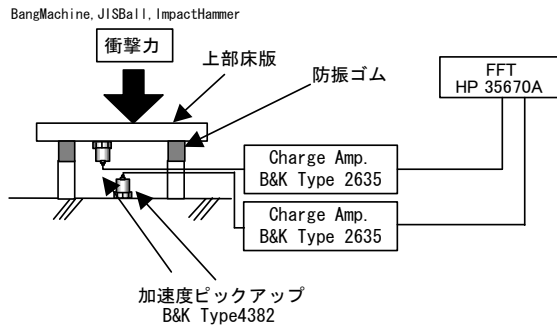


図-8 測定ブロック図

量以上の低減が得られているが、落下高さが高くなるにつれ床衝撃音低減量は大幅に低下している。これは、1kg 球の曲率半径が小さいために表面材が曲げ変形を起こし、このときに落下高さが低ければ下部の緩衝層で十分受け止められるが、高くなるにつれて衝撃力に緩衝層が耐えられなくなり底打ちしてしまっているものと考えられる。また、コンクリート素面における衝撃力が計算上ほぼ等しい 1kg 球の 1cm 落下とタッピングマシンでは、床衝撃音レベル低減量が大きく異なる。このように直貼床では衝撃源の形状や質量が ΔL に与える影響が大きい。

ゴルフボールや 80g 球といった軽い衝撃源の ΔL がタッピングマシンの ΔL と比較して極めて小さい。この原因については今後の検討課題としたいが、一つの理由として以下の推論を行った。

衝撃源が衝突した時の上部合板の曲げ波の波長 (λ_b) から求められる板の有効質量 (m_{eff}) は式(3)および式(4)で計算される¹⁾。

$$m_{eff} = (\lambda_b / \pi)^2 h \rho \tag{3}$$

$$\lambda_b = (\pi c_l h / \sqrt{3} f)^{1/2} \tag{4}$$

ここで h : 板の厚さ(m)

ρ : 密度(kg/m³)

c_l : 縦波の伝搬速度(m/s)

f : 衝撃周波数(Hz)

落下高さをタッピングマシンと同じ 4cm として上部合板の密度を 600kg/m³、ヤング率を 6×10⁹ N/m²、厚さをひとまず 7mm とする。式(3)から求めた有効質量から見た衝撃源の質量比は表-2 に示すとおりとなる。80g 球とタッピングマシンでは質量比で 6 倍以上の差が見られる。したがって、タッピングマシンなどの比較的重い衝撃源は緩衝材の緩衝効果のみで扱える領域に近いが、80g 球の場合は衝撃源の質量が小さく上部合板がある程度剛性を持った板として作用し、結果的に緩衝材の空気層を含めた見かけのばね定数 (k_{eff}) が大きくなっているのではないかと考える。

表-3 検討した床モデル

記号	上部床	ばね	固有振動数 f _n (Hz)	ばね定数 (N/m)
a	パーティクルボード PB(1.35kg)	A	70	2.6e5
b	"	B	98	5.1e5
c	"	C	340	6.2e6
d	"	D	100	5.3e5
e	鉄板(25kg)	A	18	3.2e5
f	"	B	25	6.2e5
g	"	C	90	8.0e6
h	"	D	26	6.7e5

表-4 衝撃源

	衝撃源	質量	衝撃周波数	衝撃力最大値
1	バングマシン	7.3kg	24Hz	4,000N
2	ゴムボール	2.5kg	25Hz	1,600N
3	インパルスハンマー	1.1kg	250Hz	4,000N

3. 重量床衝撃源に関する検討

コンクリートスラブ上に設置した乾式二重床の重量床衝撃音低減量については、防振ゴムの非線形性、空気層のばねと周辺隙間²⁾³⁾、上部床とスラブの曲げ振動連成⁴⁾等の問題があつて、一義的に求めることが極めて困難である。そのためもあつて、軽量衝撃源については JIS A 1440 として低減量の測定方法が規格化されているが、重量衝撃源については未だ検討段階である。

ここでは、数多くの要因について検討する必要のある重量床衝撃音の低減量について、最も単純な 1 質点系のばねマスモデルを用いて、加振源の衝撃周波数と力積、上部床の質量とばねひいては固有周波数を変化させその応答から検討を行った。

(1) 実験計画

測定ブロック図を図-8 に示す。上部の床板は 4 本の支持脚で固定された 300mm 角のパーティクルボード (1.35kg) と鉄板(25kg)の二種類とした。また支持脚の間隔は 200mm とした。実験を行ったスラブは 330mm 厚のボイドスラブ上で、スラブ全体の固有周波数 (実測値) は 37Hz、ボイド部分における固有周波数は 1,250Hz となっている。また、パーティクルボードの 1 次の曲げ振動が生じる周波数はおおよそ 650Hz である。したがって、数百 Hz までは上部床を 1 質点系とみなせ、また、ボイドスラ

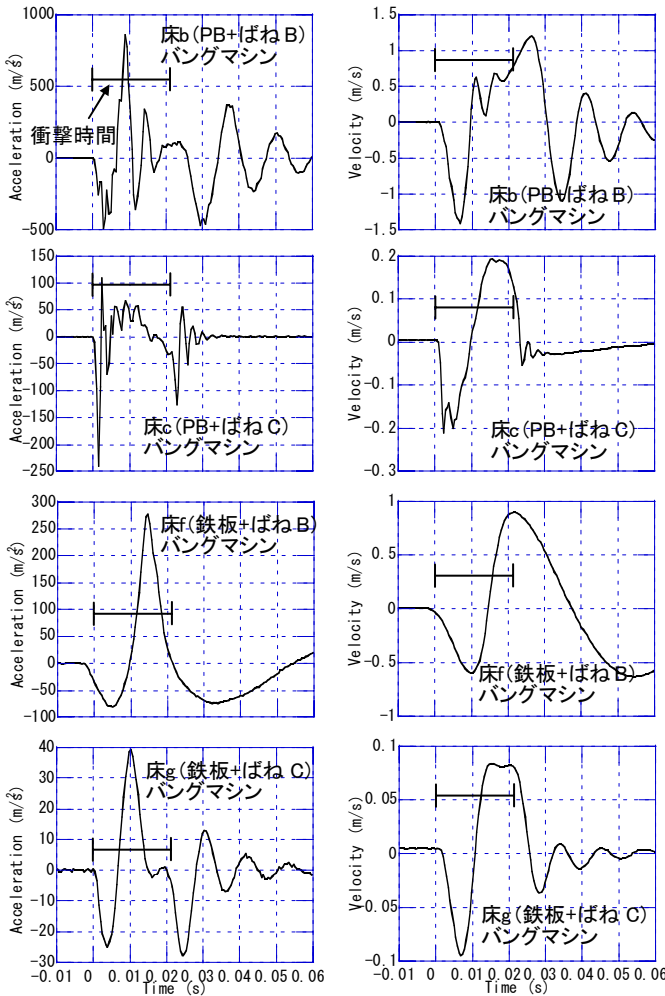


図-9 上部床加速度

図-10 上部床速度

のインピーダンスが十分に大きいので連成振動の影響もないものとする。

ばねについては4種類の防振ゴム(ゴムA~D)とした。このうちゴムBおよびDはばね定数はほとんど変わらないが、ゴムDのほうが許容荷重が大きい。これらの上部床板と4種類の防振ゴムの組み合わせで計8タイプの床構成とした。

加振源としてはバングマシン(衝撃力特性(I)), ゴムボール(衝撃力特性(II)) およびインパルスハンマー(PCB086C20 (RED))とした。この組み合わせをまとめて表-3, 4に示す。動的ばね定数(k)は各床モデルの固有周波数(f_n)から式(5)により算出した。

$$k = Mf_n^2 4\pi^2 \tag{5}$$

ここで M : 質量(kg)

f_n : 固有周波数(Hz)

実験は、圧電型加速度ピックアップ(B&K Type4382)の出力を一旦チャージアンプ(B&K Type2635)で積分し

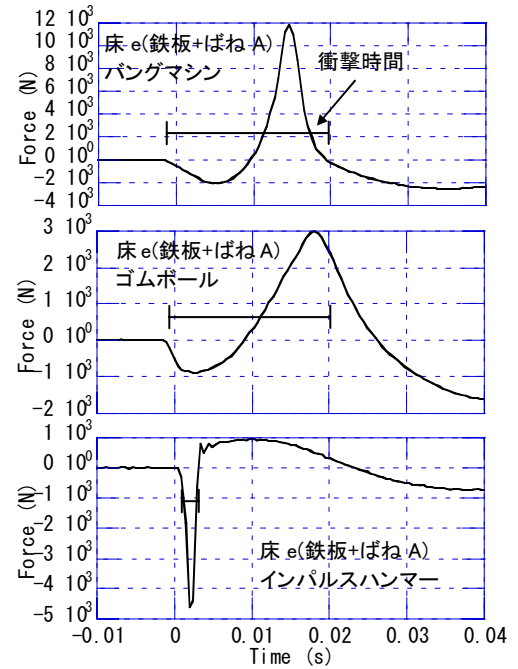


図-11 上部床の加速度と変位から求めた加振力

速度波形としてFFT(HP 35670A)に取り込んだ。その後時間軸上で微分、積分し加速度、変位を求めた。またインパルスハンマーは同時に衝撃力を測定し、各打撃で発生する衝撃力のばらつきを補正した。

また、各床モデルにおいてバングマシンとゴムボールの反発係数を衝撃源の跳ね返り高さからもとめた。さらに、力センサーを用いてバングマシンとゴムボールの剛体衝撃時の衝撃力特性も測定した。

(2) 上部床の応答結果

図-9にバングマシンによる上部床の加速度応答の一例を示す。PBはパーティクルボードを表す。同図中にバングマシンの衝撃時間の範囲を示す。上部床の固有周波数が衝撃周波数よりも十分高いモデル(パーティクルボード全種、鉄板+ゴムC)では、タイヤやボールが接触して強制加振が生じている間にも各床の固有周波数の影響が現れている。このことは速度波形(図-10)にも現れており、比較的初期の段階で速度の向きが逆転している。

これに対して、上部床の固有周波数が衝撃周波数に近いもの(床f(鉄板+ばねB)など)では、衝撃時間内において上部床の加速度応答に衝撃方向とは逆向き鋭いピークがあることから、強い反力を受けていることがわかる。速度波形においても同様に衝撃時間以降の波形がほぼ自由振動に近い挙動であるのに対して、衝撃時間内では複雑に変形している。

衝撃源の衝撃力(F)から見た力の釣り合いは、上部

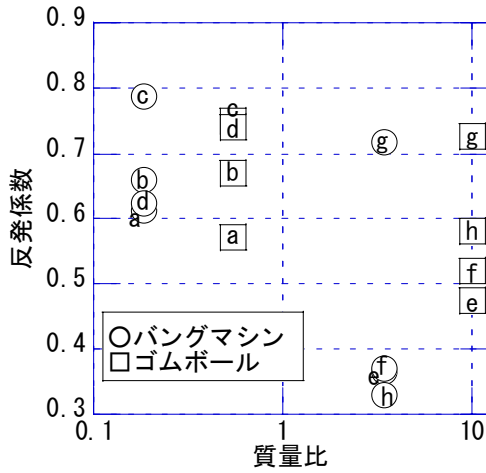


図-12 質量比と反発係数

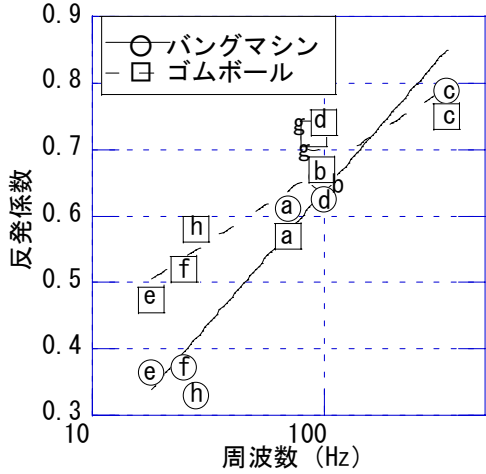


図-13 固有周波数と反発係数

床の質量 (m_f), 加速度 ($\dot{\alpha}_f$) による慣性力と, ばねの変位 ($\Delta\dot{x}$), 動的ばね定数 (k_f) による上部床に対する反力から

$$F = m_f \dot{\alpha}_f + k_f \Delta\dot{x} \quad (6)$$

ここで m_f : 上部床の質量(kg)
 $\dot{\alpha}_f$: 上部床の加速度 (m/s^2)
 $\Delta\dot{x}$: ばねの変位(m)
 k_f : 動的ばね定数(kg/m)

となる。

式(6)から求めた床 e における力は図-11 に示すようにインパルスハンマーのような衝撃周波数の高いものでは, 正弦半波に近い剛体への一般的な衝撃力特性を示しているが, バングマシンやゴムボールなどの衝撃源では上部床の加速度に逆向きのパイクを生じている影響が現れ一般的な衝撃力特性とはならない。

(3) 衝撃源の衝撃力

各々の床モデルはその構造から衝撃源に対して十分な質量を有しておらず, その結果上部床に入力する衝撃力

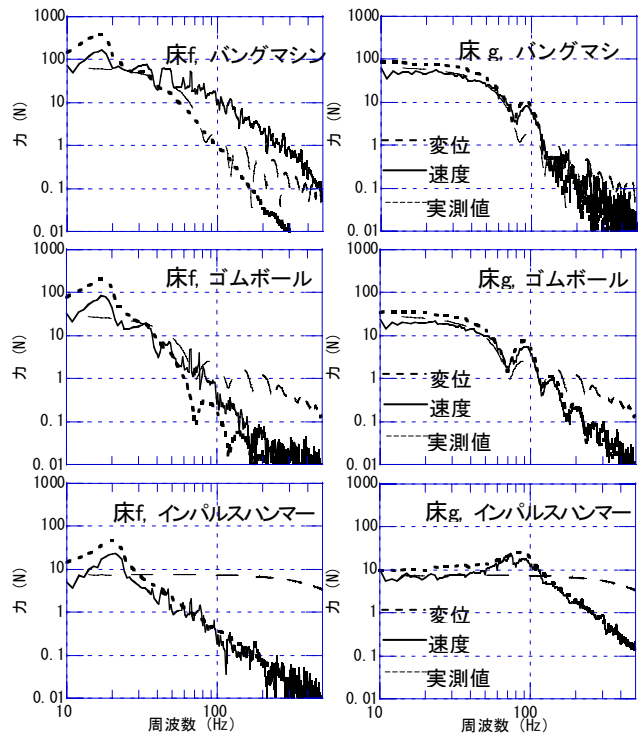


図-14 ばねの変位とスラブの速度から求めた力の比較

が異なると考えられる。そこで, 各床モデルに対する衝撃力の検討を行った。

上部床に入力される力積は衝撃源の反発係数 μ を用いた式(7)および式(8)によって推定される¹⁾。

$$\int F dt = Mv(1 + \mu) \quad (7)$$

$$F_{\max} \doteq \frac{\pi Mv(1 + \mu)}{2T} \quad (8)$$

ここで T : 衝撃時間(s)

M : 等価質量(kg)

v : 衝突時の速度(m/s)

F_{\max} : 衝撃力の最大値(N)

上部床と衝撃源の質量比と反発係数を比較して図-12 に示す。上部の床が重くなるほど反発係数が低くなる傾向にあるが高い相関はない。そこで, 反発係数を床モデルの固有周波数と比較し図-13 に示す。上部床の固有周波数が低くなるほど反発係数が小さくなる傾向を示し, 相関も高い。上部床と衝撃源の質量比は0.18~10であるが, この範囲の中では反発係数は質量比よりも固有周波数 (f_n) に依存している傾向が強い。これは, 床側の f_n が低いほど, 床が持つ損失の影響が現れ反発係数に反映されているといえる。今回の床モデルの範囲では反発係数は0.35~0.8程度に分布し, 式(8)から衝撃力の最大値を算出すれば, バングマシンの場合, およそ3,000~

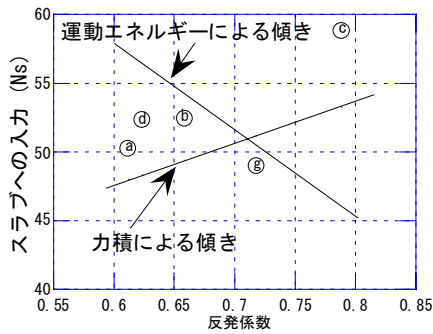


図-15 スラブへの入力

4,000N にわたると考えられる。

(4) スラブに入力される力

式(6)で示したように衝撃源の衝撃力は上部床の質量に加速度を乗じた慣性力とばねの変位による反力の和になる。そこで、ばねの変位から求めた力(スラブに入力される力)とスラブが受けた力の関係を見た。具体的には、ばねの変位(Δx)にばね定数(k)を乗じたものとスラブの駆動点インピーダンスに振動速度を乗じたものを求めた。

結果の一部を図-14に示す。また、同図中に別途力センサーを用いて測定した各衝撃源の剛体衝撃時の衝撃力特性を示す。衝撃周波数の高いインパルスハンマーではほとんどの床モデルで衝撃力特性はよく一致しており、上部床は線形的な挙動を示しているといえるが、バングマシンやゴムボールでは大きな差が見られた。この理由として、衝撃時間が長いために、ばねの非線形性によるものが考えられる。

つぎに、固有周波数より十分低い領域、すなわち力積として表現される領域での反発係数とスラブへの入力の依存性を、衝撃源の力積と運動エネルギー損失の比較から確認した。衝突時の速度をv、反発速度をv_r、反発係数をμとすれば上部床に入る力積は式(7)で、同様に床で吸収される運動エネルギーEは式(9)で表される。

$$E = (1/2)Mv^2 - (1/2)Mv_r^2 = (1/2)Mv^2(1 - \mu^2) \quad (9)$$

- ここで
- M : 質量(kg)
 - v : 衝突時の速度(m/s)
 - v_r : 反発速度(m/s)
 - μ : 反発係数

すなわち、反発係数が大きい場合、力積が大きくなり、小さい場合にエネルギーが大きくなる。スラブの振動速度から算出したスラブへの入力を反発係数でまとめたものを図-15に示す。床 e, f, h は固有周波数が低いため示していない。図中に上述の関係式から力積とエネルギーの入力の理論的な傾きを示す。高い相関はないがスラブへ

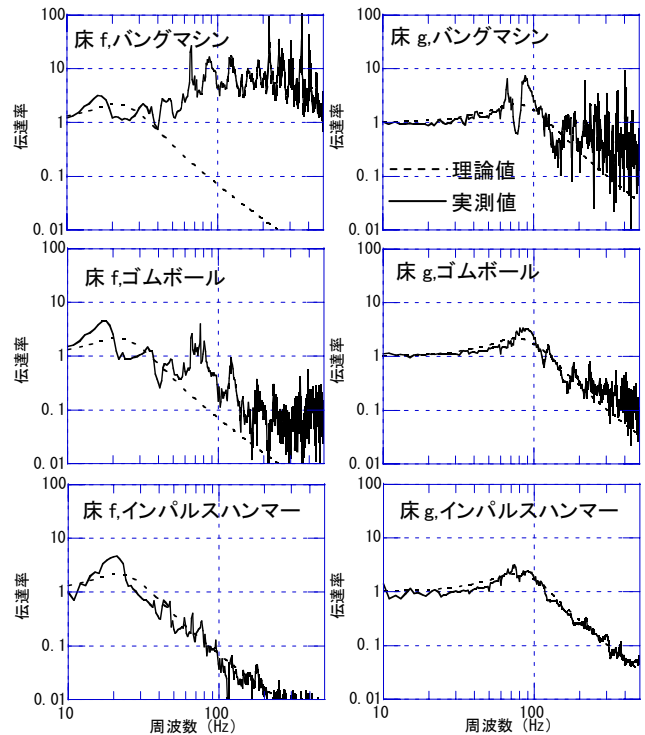


図-16 振動速度比

は力積的な入力として成り立っている傾向にある。しかしながら精度の問題もあるので更なる検討が必要と考える。

(5) 床衝撃音低減量

図-16に上部床ありなしの実測による振動速度比(伝達率)と、損失係数を0.25とした場合の1質点系の理論伝達率を合せて示す。インパルスハンマーの場合伝達率の理論値に極めてよく一致するが、バングマシン、ゴムボールなどは大きく乖離しており、ピークディップの差も激しい。各重量衝撃源とインパルスハンマーの違いとして最も大きいのは衝撃時間および力積である。衝撃源が上部床から離れた後に上部床は自由振動をすることができると仮定すれば、衝撃時間内の上部床の応答の差がこの床衝撃音低減量の差として現れていると考えることができる。すなわち、重量床衝撃音の床衝撃音低減量を考えるうえでは、衝撃源が上部床に接触している場合と、離れた場合の2ステージの問題として検討する必要があることが示唆される。

4. まとめ

軽量および重量衝撃音の低減量に関する実験的検討を行った。

軽量床衝撃音では木質系防音床について直貼床と二重床を選び、床衝撃音低減量を衝撃源の質量および落下高

さを変えて比較した。

直貼床では衝撃源の質量や形状によって緩衝材と上部合板の非線形性が顕著となり、低減量に大きな変化が見られる。また、タッピングマシンよりも軽い衝撃源の落下については、直貼床と二重床では 10dB 以上直貼床の低減量が小さいことがわかった。さらに、直貼床では上部合板の曲げ波の影響で緩衝材の見かけのばね定数が衝撃源により大きく異なり、結果的に床衝撃音低減量に差が生じる可能性が示唆された。

二重床では同じ衝撃源の場合、落下高さや床衝撃音レベルの線形性が高く、低減量も比較的タッピングマシンに近い性能が得られる。いずれの衝撃源についても、落下高さや床衝撃音レベルには比較的線形性がある。1kg 球についてもこの衝撃力の範囲ではタッピングマシンと同等以上の遮断性能を有している。二重床の場合でも直貼床ほどではないが、衝撃源の質量が小さければタッピングマシンと比較して ΔL は小さい。

軽量系の床衝撃音を評価する上では、音源の質量、形状での低減量が異なり、タッピングマシンによる性能のみで生活騒音、言い換えれば生活実感を評価することは困難である。実際の生活においても軽量系の床衝撃音はスプーンやペンといった 100g にも満たない衝撃音が比較的多いことから、ゴルフボールのような衝撃源を利用

して評価していくことは必要であると考えている。

重量衝撃源については一質点系モデルにおける衝撃力と上部床の応答に関する検討を行った。バングマシンやゴムボールのように長い衝撃時間のものについては、衝撃源が上部床に接しているときは衝撃源、二重床、スラブの 3 体問題であるのに対して、衝撃源が離れたときは 2 体問題さらにはスラブのインピーダンスが十分大きい場合は 1 体問題となる。したがって、重量衝撃源の場合全体の系としては明らかに時変系として扱う必要があるものとする。今後さらに理論的検討を行うと同時に、上部床に曲げ振動が生じている場合などの検討を行う。

謝辞：本研究を進めるに当たり東京理科大学安岡正人教授より貴重なご意見を賜りました。記してここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 安岡正人：「床衝撃音防止設計法」，音響技術，Vol.6,pp267-293
- 2) 小林ほか：音講論集 1992.3,pp675-676
- 3) 古賀ほか：日本建築学会計画系論文集 2001.8, pp9-14
- 4) 増田ほか：音講論集 1999.3,pp749-750

風環境評価の不確かさに関する考察

Uncertainty in Wind Environment Assessment

野田 博 HIROSHI NODA
作田 美知子 MICHIKO SAKUTA

本論文では、風環境評価の信頼性を検証するため、風環境評価を行う過程においてどのような不確かさの因子があるか、そしてその不確かさが最終的な風環境評価にどの程度影響するかについて考察した。検討の結果、風環境評価に用いる風洞実験結果と上空風長期観測データの不確かさは風環境評価の不確かさに同程度の影響を及ぼすことが分かった。

キーワード：風環境評価，不確かさ，上空風気象データ，風洞実験

In order to verify the reliabilities of wind environment assessment, an investigation on how far the influences of various uncertainty factors upon the assessment results were conducted. One of clarifications from the investigations is that the influence extent to the assessment results of each uncertainty factor in the wind tunnel experiments and the meteorology observations are almost the same.

Key Words: Wind Environment Assessment, Uncertainty, Upper Wind Meteorology Observations, Wind Tunnel Experiment

1. はじめに

風環境評価とは、現在のある地域の風の状況把握あるいはこれから新たに建物が建設された後の風の状況を予測し、これらを評価尺度と比較してその場所の風環境を客観的に評価することである。このとき風洞実験結果や数値流体計算結果、ならびに付近の長期気象観測データ等の種々の測定量が用いられる。風環境評価に用いられるこれらの測定量は種々の「不確かさ」を有している。「不確かさ」を有する測定量を用いた風環境評価では「不確かさ」は伝播され、その評価結果も「不確かさ」を持つことになる。評価結果がもつ「不確かさ」の程度やそれに影響を及ぼす種々の測定量の「不確かさ」の関係を把握しておくことは、風環境評価を実施するときや風環境評価結果を判断するときには極めて重要である。

本報では、風洞実験結果を利用した場合の風環境評価の「不確かさ」、言い換えれば風環境評価の信頼性を検証するため、風環境評価を行う過程においてどのような「不確かさ」の因子があるか、そしてその「不確かさ」が最終的な風環境評価にどの程度影響するか考察した。

2. 不確かさの伝播と合成

不確かさを有する種々の測定値を用いてある値を導出する場合、導出した値に含まれる不確かさを見積もるには、種々の測定値の不確かさの伝播と合成を検討すればよい。

測定の結果 x という値を得たとき、この測定値の不確かさを δx とする。この測定値 x を用いて評価すべき量を関数 $g(x)$ で表すと、 g の不確かさ δg は以下の式で伝播する¹⁾。

$$\delta g = \sqrt{\left(\frac{\partial g}{\partial x} \delta x\right)^2} \quad (1)$$

また、複数の測定値を $x_i (i=1, 2, \dots, m)$ とし、これらの不確かさを δx_i とする。これらの測定値を用いて関数 $g(x_i)$ の値を計算した場合、 x_i が互いに独立かつランダムとすれば、 g の不確かさ δg は以下のとおりとなる。

$$\delta g = \sqrt{\sum_{i=1}^m \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \delta x_i\right)^2} \quad (2)$$

各測定値の不確かさの間で相関がある場合、 g の不確かさ δg は以下の式で表される。

$$\delta g = \sqrt{\sum_{i=1}^m \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \delta x_i \right)^2 + 2 \sum_{i=1}^{m-1} \sum_{j=i+1}^m \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial g}{\partial x_j} (\delta x_i, \delta x_j)} \quad (3)$$

ここで、 $(\delta x_i, \delta x_j)$: δx_i と δx_j の共分散

3. 風環境評価における不確かさの因子

風洞実験結果を利用して風環境評価をする場合に考えられる不確かさの因子を図-1に示す。

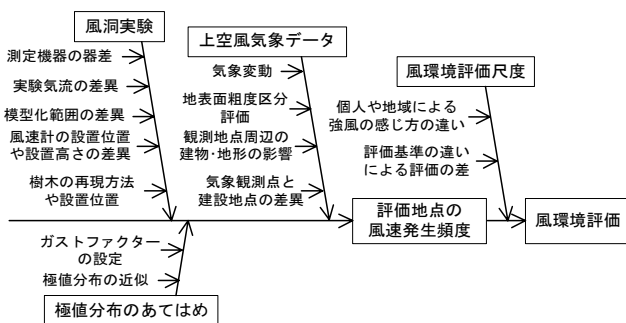


図-1 風環境評価に含まれる不確かさの因子

通常、風環境評価の方法としては平均風速による評価²⁾と日最大瞬間風速による評価³⁾の2通りの方法が用いられている。平均風速による評価は10分間平均風速の累積頻度55%、95%の風速値、日最大瞬間風速による評価は日瞬間最大風速の風速10m/s、15m/s、20m/sの超過確率により、それぞれ風環境を評価する。このとき超過確率や累積頻度は通常式(4)、式(5)のワイブル近似式で算出する。

$$p(v) = \sum_{a=1}^{16} A(a) \times \exp \left\{ - \left(\frac{v - \gamma(a) \times R(a)}{R(a) \times c(a)} \right)^{k(a)} \right\} \quad (4)$$

$$f(v) = 1 - p(v) \quad (5)$$

ここで、 $p(v)$: 年間の風速 v の超過確率、 $A(a)$: 風向 a の発生頻度、 $R(a)$: 風向 a での風速比、 $c(a), k(a), \gamma(a)$: 風向 a でのワイブル係数、 $f(v)$: 年間の風速 v の累積頻度

各不確かさの風環境評価への伝播を考察するには、風環境評価指標の算出式の各パラメーターと不確かさ因子を関連付ける必要がある。風洞実験における不確かさはすべて風速比 R の不確かさとなる。また、上空気象データを統計分析後にワイブル分布で近似する場合、上空気象データの不確かさは風向頻度 A とワイブル係数 c, k, γ の不確かさとなって表される。極値分布の当て嵌めによ

る不確かさは、当然のことながら風向頻度 A 、ワイブル係数 c, k, γ の不確かさに含まれる。

4. 風洞実験に関わる不確かさ

風洞実験における風速比のばらつきに関しては、昭和55年度から昭和58年度にわたり日本建築センターで実施された「建築物周辺気流の風洞実験法に関する研究」⁴⁾で詳細に検討されている。この研究は24機関、31名の研究者が参加して行われた。ここでは風洞実験に関する種々の不確かさの因子が実験結果に及ぼす影響の程度について調査している。風洞実験結果に影響する不確かさ因子として以下の因子が検討されている。

① 模型の制作方法

模型縮尺、模型細部の表現、樹木の模型化

② 市街地の再現方法

模型化範囲、市街地の簡略化、上流側の大規模建物の影響

③ 気流の再現方法

実験風速、平均風速の鉛直分布、境界層高さ

④ 測定方法

平均化時間、風向設定、実験期間、繰り返し

すべての項目において統一された評価方法が用いられてはいないが、この研究結果⁴⁾から風洞実験に含まれる各種因子による不確かさ、あるいは風洞実験全般にわたっての不確かさを把握することができる。この研究⁴⁾によれば同一機関で同一実験を繰り返した場合の風速比の変動係数は0.03、複数機関が同一模型を用いて同一実験を繰り返した場合の風速比の変動係数は0.06となっている。ここで、変動係数の定義は以下のとおりである。

$$C.V. = \frac{\sigma}{M} \quad (6)$$

$C.V.$: 変動係数(%), σ : 標準偏差, M : 平均値

既往の研究⁴⁾で示された風洞実験に含まれる各項目のばらつきを付表-1に示す。

5. 上空気象データに関わる不確かさ

(1) 観測期間による不確かさ

東京管区气象台で観測された1991年3月1日～2001年2月28日の10年間における毎正時10分間の平均風速と日最大平均風速を用いて観測期間による不確かさを検討した。検討は、全風向の平均風速ならびに日最大平均風速

の発生頻度のワイブル係数を1年間、5年間、10年間と観測期間を変えて求め、その不確かさを調べた。ここで、平均風速の発生頻度のワイブル近似式は c, k のみの2変数近似式を用いることとする。各観測期間における平均風速、日最大平均風速のワイブル係数を表-1に、各ワイブル係数の平均値、標準偏差、ならびに変動係数を表-2に示す。

平均風速のワイブル係数 c, k の不確かさは1年間の観測データから求めた場合でも小さく、 $C.V.$ の値でそれぞれ0.03, 0.06である。5年間の観測データを用いるとおおむね10年間の観測データから求めた場合とほぼ等しくなる。

日最大平均風速のワイブル係数 c, k, γ は平均風速のワイブル係数よりも不確かさが大きい。最も不確かさが大きいのはワイブル係数 k である。日最大平均風速のワイブル係数の不確かさが平均風速のそれよりも大きくなる原因としてデータ数が少ないことが考えられ、日最大平均風速をワイブル分布で近似する場合には平均風速を近似する場合よりも長い観測期間のデータを用いることが望ましい。 c と γ については負の相関を有しており、 c と γ を単純に足し合わせた値の不確かさは $C.V.$ の値で0.02と小さい値となる。 c と γ を足し合わせた値は風速の最頻値に対応する。

(2) 観測局による不確かさ

同一地域と見なされる数箇所の観測局で観測された毎正時10分間の平均風速を用いて、上空気象データの観測局の選定に関わる不確かさを調査した。調査を行った地域は東京都心部と千葉市内の2地域である。東京都心部の風向風速データは気象庁東京管区気象台と東京都環境局の観測データを、千葉市内の風向風速データは気象庁千葉測候所と千葉県環境生活部大気保全課の観測データを用いた(付表-2参照)。観測期間はいずれの測定局においても1998年4月1日から2003年3月31日の5年間である。また、観測データを分析する際には高さ100m、地表面粗度区分IV⁵⁾に換算した値を用いた。この手順により得られた各観測局における発生頻度のワイブル係数を表-3に示す。表-3より、同一地域と見なされる数箇所の観測局の観測データから求められたワイブル係数 c, k の不確かさは $C.V.$ の値でそれぞれ0.07, 0.06程度となっている。これら不確かさの原因は観測局付近の建物・地形の影響や地表面粗度評価等が考えられる。

6. 風環境評価における不確かさの伝播

ここでは、各因子の不確かさの風環境評価に与える影

響を明確にするため、1風向について考察する。風向発生頻度 A については、隣接する風向との関連が十分把握できていないため本検討では省略した。各因子の不確かさを下式の変動係数を用いて表す。

$$\begin{aligned} \delta R &= C_R \times R \\ \delta c &= C_c \times c \\ \delta k &= C_k \times k \\ \delta \gamma &= C_\gamma \times \gamma \end{aligned} \tag{7}$$

ここで C_R, C_c, C_k, C_γ ; それぞれ風速比 R , ワイブル係数 c, k, γ の変動係数

(1) 平均風速による評価

風速比 R , ワイブル係数 c, k の不確かさの評価風速 v への伝播は式(8)～式(10)により表され、 R, c, k は無相関と見なされるため、評価風速 v の不確かさ δv はそれぞれ

表-1 各観測期間での東京管区気象台観測データのワイブル係数

観測期間	平均風速	日最大平均風速				
		c	k	c	k	γ
10年間	(91.3~91.2)	4.16	2.03	3.29	1.62	3.50
5年間	(91.3~96.2)	4.11	2.08	4.44	2.31	2.81
	(96.3~91.2)	4.20	2.04	3.55	1.75	3.29
1年間	(91.3~92.2)	4.10	2.15	3.58	1.78	3.22
	(92.3~93.2)	4.14	2.20	4.52	2.37	2.66
	(93.3~94.2)	4.20	2.02	3.31	1.57	3.50
	(94.3~95.2)	3.92	2.31	3.78	2.31	3.04
	(95.3~96.2)	4.01	2.02	3.98	2.13	3.05
	(96.3~97.2)	4.32	1.97	3.50	1.58	3.38
	(97.3~98.2)	4.11	2.28	3.44	1.71	3.40
	(98.3~99.2)	3.99	2.16	3.52	1.79	3.16
	(99.3~90.2)	4.18	2.27	3.54	1.78	3.28
	(90.3~91.2)	4.02	2.22	3.34	1.70	3.40

表-2 各観測期間でのワイブル係数の統計値

期間	統計値	平均風速				γ
		c	k	c	k	
5年間	平均値	4.16	2.06	4.00	2.03	3.05
	標準偏差	---	---	---	---	---
	$C.V.$	---	---	---	---	---
1年間	平均値	4.10	2.16	3.65	1.87	3.21
	標準偏差	0.12	0.12	0.36	0.29	0.25
	$C.V.$	0.03	0.06	0.10	0.16	0.08

表-3 各観測局における累積頻度のワイブル係数

観測局	c	k	観測局	c	k
東京管区	4.28	1.75	千葉測	3.59	1.46
港区	4.21	1.42	末広	3.33	1.44
文京	3.81	1.53	松ヶ丘	3.17	1.43
江東	4.44	1.51	白旗	3.19	1.38
荒川	3.81	1.53	今井	3.42	1.54
			浜野	3.72	1.46
			蘇我	3.65	1.49
平均値	4.11	1.55	平均値	3.44	1.46
標準偏差	0.32	0.13	標準偏差	0.24	0.05
$C.V.$	0.08	0.09	$C.V.$	0.07	0.04

れの因子の二乗和として式(11)で表される。ここで、平均風速による評価の場合、ワイブル近似式は c, k のみの2変数近似式を用いるものとする。式(8)、式(9)より、風速比 R とワイブル係数 c の不確かさの影響度は同じであり、その影響度は風速比 R 、ワイブル係数 c, k の値に依存しない。

$$\frac{\partial v}{\partial R} \cdot \delta R = C_R \cdot v(f) \quad (8)$$

$$\frac{\partial v}{\partial c} \cdot \delta c = C_c \cdot v(f) \quad (9)$$

$$\frac{\partial v}{\partial k} \cdot \delta k = -\frac{1}{k} \ln\{-\ln(1-f)\} \cdot C_k \cdot v(f) \quad (10)$$

$$\delta v = \sqrt{\left(\frac{\partial v}{\partial R} \delta R\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial c} \delta c\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial k} \delta k\right)^2} \quad (11)$$

平均風速をワイブル近似した場合、ワイブル係数 k はおおむね 0.9 ~ 2.5 程度の値となる⁶⁾。これを式(10)に代入すると

$f=55\%$ の場合

$$\frac{\partial v}{\partial k} \delta k = 0.25 \times C_k v(f) \sim 0.09 \times C_k v(f)$$

$f=95\%$ の場合

$$\frac{\partial v}{\partial k} \delta k = 1.22 \times C_k v(f) \sim 0.44 \times C_k v(f)$$

となる。すなわち、 C_R, C_c, C_k が同程度であれば、累積頻度 55% 風速値についてはワイブル係数 k の影響は風速比 R 、ワイブル係数 c に比べて小さい。一方、累積頻度 95% 風速値については、 $k > 1.1$ の範囲で風速比 R 、ワイブル係数 c よりもワイブル係数 k の影響度は小さくなる。

(2) 日最大瞬間風速による評価

風速比 R 、ワイブル係数 c, k, γ の不確かさの超過確率 p への伝播は式(12)~式(15)により表される。ここで、 c と γ は、2つを足し合わせた値が風速の最頻値となるため、負の相関をもつことは明らかである。したがって超過確率 p の不確かさ δp は、 c と γ の相関を考慮した式(16)で表される。各不確かさの影響度の違いは2重下線部によって表される。各不確かさの伝播式には他の因子を含んでおり、また各不確かさの伝播量と自身の値は線形関係でないため、 R, c, k, γ それぞれの値により超過確率の不確かさへの伝播量は異なる。

$$\frac{\partial p}{\partial R} \delta R = \frac{k \cdot v}{(v - R \cdot \gamma)} \cdot \left\{ \frac{v - R \cdot \gamma}{R \cdot c} \right\}^k \cdot C_c \cdot p(v) \quad (12)$$

$$\frac{\partial p}{\partial c} \delta c = k \cdot \left\{ \frac{v - R \cdot \gamma}{R \cdot c} \right\}^k \cdot C_c \cdot p(v) \quad (13)$$

$$\frac{\partial p}{\partial k} \delta k = -k \cdot \ln\left(\frac{v - R \cdot \gamma}{R \cdot c}\right) \cdot \left\{ \frac{v - R \cdot \gamma}{R \cdot c} \right\}^k \cdot C_c \cdot p(v) \quad (14)$$

$$\frac{\partial p}{\partial \gamma} \delta \gamma = \gamma \cdot \frac{k \cdot R}{(v - R \cdot \gamma)} \cdot \left\{ \frac{v - R \cdot \gamma}{R \cdot c} \right\}^k \cdot C_c \cdot p(v) \quad (15)$$

$$\delta p = \sqrt{\left(\frac{\partial p}{\partial R} \delta R\right)^2 + \left(\frac{\partial p}{\partial c} \delta c\right)^2 + \left(\frac{\partial p}{\partial k} \delta k\right)^2 + \left(\frac{\partial p}{\partial \gamma} \delta \gamma\right)^2 + 2 \frac{\partial p}{\partial c} \frac{\partial p}{\partial \gamma} (\delta c, \delta \gamma)} \quad (16)$$

7. 風環境評価における不確かさの試算

風速比 R とワイブル係数 c, k, γ にある値を代入して風環境評価における不確かさの試算を行う。風速比 R の変動係数 C_R は 0.06 とした。これは、付表-1に示す複数機関が同一モデルを用いて同一実験を繰り返した場合の風速比 R の標準偏差(変動係数 C_R)の平均値であるワイブル係数 c, k, γ の変動係数 C_c, C_k, C_γ は、表-3よりそれぞれ 0.03 ~ 0.09 程度となるが、ここでは、不確かさ因子の影響度を調べるために風速比 R の変動係数 C_R と同一とし、 $C_c = C_k = C_\gamma = 0.06$ とした。

(1) 平均風速による評価

風速比 $R=0.6$ 、ワイブル係数は東京都心部の5つの観測局でのワイブル係数の平均値($c=4.11, k=1.55$)として試算を行った。伝播された不確かさの変動係数を以下に定義する。

$$CV_v = \frac{\delta v}{v}$$

$$CV_{vR} = \frac{|(\partial v / \partial R) \cdot \delta R|}{v}$$

$$CV_{vc} = \frac{|(\partial v / \partial c) \cdot \delta c|}{v} \quad (17)$$

$$CV_{vk} = \frac{|(\partial v / \partial k) \cdot \delta k|}{v}$$

不確かさの試算結果を表-4に、累積頻度と不確かさの変動係数の関係を図-2に示す。表-4より、評価風速 $v(f)$ の不確かさ δv は、累積頻度 55% で 0.18m/s、95% で 0.47m/s である。平均風速による評価では式(8)、式(9)からも分かるように、変動係数で不確かさの伝播量を表すと、累積頻度による変化は小さい(図-2)。しかし、累積頻度が大きくなるに従い評価の不確かさはわずかに

大きくなり、この傾向はワイブル係数 k の値が小さくなるほど顕著に表れる。

(2) 日最大瞬間風速による評価

風速比 $R=0.6$ ，ワイブル係数は東京管区気象台における観測期間10年の値 ($c=3.29$ ， $k=1.62$ ， $\gamma=3.50$)ならびにガストファクター $G_f=2.3$ として、試算を行った。伝播された不確かさの変動係数を以下に定義する。

$$\begin{aligned}
 CV_p &= \frac{\delta p}{p} \\
 CV_{pR} &= \frac{|(\partial p / \partial R) \cdot \delta R|}{p} \\
 CV_{pc} &= \frac{|(\partial p / \partial c) \cdot \delta c|}{p} \\
 CV_{pk} &= \frac{|(\partial p / \partial k) \cdot \delta k|}{p} \\
 CV_{p\gamma} &= \frac{|(\partial p / \partial \gamma) \cdot \delta \gamma|}{p}
 \end{aligned} \tag{18}$$

不確かさの試算結果を表-5に、風速と不確かさの変動係数の関係を図-3に示す。表-5より、超過確率 $p(v)$ の不確かさ δp は日最大瞬間風速 10m/s で 7.0%，15m/s で 1.61%，20m/s で 0.11% である。また、評価風速 10m/s，15m/s，20m/s のいずれの場合にも風速比 R による不確かさが他の因子による不確かさに比べ最も影響度が高い。図-3に示すとおり、風速比 R ，ワイブル係数 c, k による不確かさの変動係数は評価風速が高くなるに従い大きくなるが、ワイブル係数 γ の不確かさの変動

表-4 平均風速による評価の不確かさの試算結果

累積頻度	55%	95%
風速 $v(f)$	2.13m/s	5.01m/s
CV_{vR}	0.06	0.06
CV_{vc}	0.06	0.06
CV_{vk}	0.01	0.04
CV_v	0.09	0.10
不確かさ δv	0.18m/s	0.47m/s

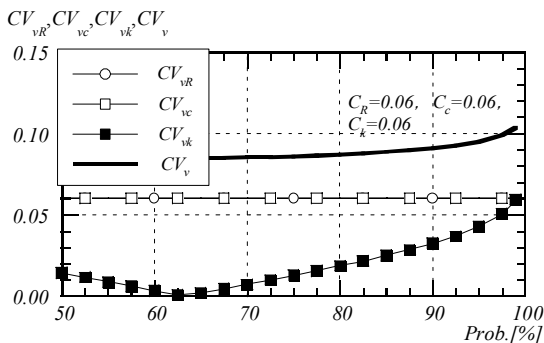


図-2 累積頻度と不確かさの変動係数の関係

係数については評価風速による変化は小さい。

8. まとめ

本論文では、風環境評価における不確かさの因子を抽出し、上空気象データに関わる不確かさや風洞実験結果の不確かさについて調査した。また、風環境評価における不確かさの伝播と合成について考察した。検討の結果日最大瞬間風速による評価では風速比 R による不確かさが最も影響が大きいことが分かった。ただし、ワイブル近似を c, k のみの2変数とした場合、風速比 R とワイブル係数 c の不確かさの風環境評価への影響は同じとなる。また、評価風速 (10m/s, 15m/s, 20m/s) が高くなるに従い評価された値に対して相対的に不確かさが大きくなり評価値の信頼性が小さくなる。

平均風速による評価では、風速比 R とワイブル係数 c による不確かさの影響は同じであることが明らかとなった。また不確かさを変動係数で表した場合、これらの不確かさの風環境評価に与える影響度は同じ変動係数として現れる。ワイブル係数 k による不確かさは風速比 R ，ワイブル係数 c に比べて小さい。累積頻度が大きくなるに従い風環境評価の不確かさは大きくなる傾向があるが、累積頻度95%で極端に大きな不確かさを有しているものではない。

謝辞：本研究は、日本風工学会の風環境評価研究会（主査：藤井邦雄：風環境リサーチ）の活動の一環として実施したものである。本研究を行うに当たり、(株)創建エ

表-5 日最大瞬間風速による評価の不確かさの試算結果

日最大瞬間風速	10 [m/s]	15 [m/s]	20 [m/s]
超過確率 $p(v)$	29.11%	2.49%	0.09%
CV_{pR}	0.23	0.53	0.90
CV_{pc}	0.12	0.36	0.69
CV_{pk}	0.02	0.29	0.83
$CV_{p\gamma}$	0.11	0.17	0.22
CV_p	0.24	0.65	1.33
不確かさ δp	7.00%	1.61%	0.11%

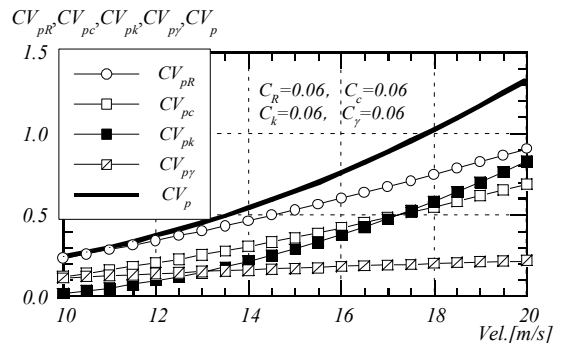


図-3 風速と不確かさの変動係数の関係

エンジニアリング都市環境技術研究所丸川比佐夫所長のご指導を賜った。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) John R. Taylor(林茂雄, 馬場涼訳): 測定における誤差解析入門, 東京化学同人
- 2) 中村他: 市街地の風の性状, 第9回風工学シンポジウム, pp.73-78, 1986
- 3) 村上他: 居住者の日誌による風環境調査と評価尺度に関する研究, 日本建築学会論文報告集第325号, pp.74-84, 1983.3
- 4) 日本建築センター: 建築物周辺気流の風洞実験法に関する研究報告書: 昭和59年3月
- 5) 日本建築学会編: 建築物荷重指針・同解説, 2004
- 6) 風工学研究所編: 新・ビル風の知識, pp.187-195

付表-1 風洞実験結果に含まれる各項目の誤差⁴⁾

		誤差要因	風速比の誤差(標準偏差)	誤差の絶対値
各種要因による誤差	測定方法による誤差	平均化時間	$\sigma=0.01$	約0.1m/s
		サンプリング個数	$\sigma=0.03$	約0.2m/s
		風向設定誤差	$\sigma=0.01$	約0.1m/s
		測定点位置設定誤差	$\sigma=0.02$	約0.15m/s
	風速計の精度	風速計の指向性	7.5%	約0.25m/s
		風速計の直線性	フルスケールに対し5%	約0.15m/s
		温度補償の不完全さ	フルスケールに対し2%	約0.05m/s
風洞実験の再現性	複合された場合の誤差	$\sigma=0.02$ or 0.04^*	約0.25m/s or 約0.15m/s	
	複数機関が同一実験を繰り返した場合	$\sigma=0.05$ or 0.07^*	約0.35m/s or 約0.35m/s	

* 2つの検討ケースあり

付表-2 検討に用いた風向風速データの観測局

(a) 東京都心部

観測局名	所在地	観測高さ	地表面粗度区分
東京管区气象台(東京管区)	千代田区大手町1-3-4	74.6m	V
港区白金(港区)	港区白金2-4-4	45m	IV
文京区本駒込(文京)	文京区本駒込5-41-7	37m	III
江東区大島(江東)	江東区大島3-1-3	29m	IV
荒川区南千住(荒川)	荒川区南千住1-4-11	20.5m	IV

(b) 千葉市内

観測局名	所在地	観測高さ	地表面粗度区分
千葉測候所(千葉測)	中央区中央港1-12-2	47.9m	I(ssw-w), III(other)
末広	中央区末広2-10-1	18m	III
松ヶ丘	中央区松ヶ丘町580	18m	III
白旗	中央区白旗1-5	18m	III
今井	中央区今井1-13	18m	III
浜野	中央区浜野町1025	18m	III
蘇我	中央区蘇我町1-485	18m	III

電磁シールドオフィスに関する意識調査

Attitude Survey Towards Electromagnetically Shielded Offices

石橋 孝一 KOICHI ISHIBASHI

本報では、「電磁シールドオフィス」の市場が伸びない原因を探るため、ビジネスパーソン対象に実施した、電磁シールドの認知度合いや重要度に関する意識調査の結果を報告する。

調査結果より、認知度は18%と低く、重要と思う割合は58%であった。「電磁シールド」の市場を伸ばすためには、「認知度」を上げることが重要である。

キーワード：電磁シールド、事務所、意識調査、テキストマイニング、モレ分析

To investigate the specific reasons why market awareness of “Electromagnetically Shielded Offices” is still limited, an attitude survey was undertaken. The survey results indicated that there is currently a general awareness rate of only 18% towards the existence of shielded offices however the rate of people who recognize the importance of shielded offices, once they are informed, reaches 58%. It is therefore necessary to raise the awareness of “Electromagnetically Shielded Offices” in order to increase the market for it.”

Key Words: Electromagnetic Shielding, Office, Attitude Survey, Text Mining, Leakage Analysis

1. はじめに

電磁シールドルームを取巻く市場は、無線 LAN 通信の情報漏洩対策や電子機器類の発展に伴う新たな障害対策により、伸びることが期待されていた。しかし、電磁シールド建材（壁材、ガラスなど）の市場は、過去4年を振り返っても横這いの傾向であり、年間900億円程度である¹⁾。

建物に電磁シールドが施されていないければ、パソコンから発生する電磁波により画面情報が盗まれたり、電波発信器の設置により会話が盗まれたりするなど、各種情報が漏洩する可能性がある。

特に事務所ビルは、2005年4月に施行された個人情報保護法などCSR（企業の社会的責任）の観点から、「電磁シールドオフィス」を設置し、情報漏洩に備える必要があると考える。

本報では、「電磁シールドオフィス」の市場が伸びない原因を探るため、ビジネスパーソンを対象に実施した、電磁シールドの認知度合いや重要度に関する意識調査の結果を報告する。

2. 調査

(1) 概要

調査の概要を次に示す。

- ・調査方法：インターネットによる Web アンケート

- ・調査対象者：首都圏（東京・神奈川・千葉・埼玉）に在住の20才以上のビジネスパーソン（男女）
 - ・有効回答数：417名
 - ・調査実施期間：2005年2月25日～2月28日
- 調査対象者概要として「年代別、及び男女別の割合」を図-1に、「職業別の割合」を図-2に示す。

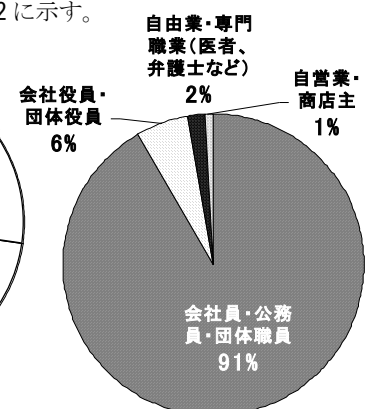
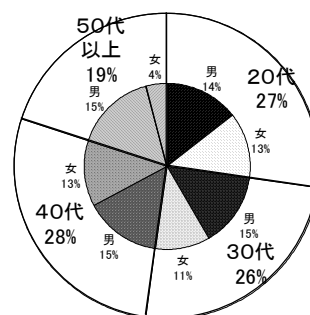


図-1 年代別、及び男女別の割合

図-2 職業別の割合

(2) 質問内容

調査の質問内容を次に示す。

- Q1. あなたは「電磁シールドオフィス（電磁シールドルーム）」をご存知でしたか？<認知度調査>
1. 知っていた
 2. 知らなかった

Q 2. あなたのオフィス（会議室を含む）には、電磁シールドルームがありますか？ ※実験施設を除きます

1. ある 2. ない 3. 分からない

Q 3. あなたのオフィス（会議室も含む）に電磁シールドルームを設置することはどの程度重要だと思いますか？ <重要度調査>

1. 非常に重要である 2. 重要である
3. やや重要である 4. あまり重要ではない
5. 重要ではない 6. まったく重要ではない

SQ 3. Q 3 でお答えになった理由を自由にお書き下さい

Q 4. ※「Q 3」で「1~3」を選んだ方のみ回答

あなたにとって、「パソコン画面の盗聴対策」と「会話の盗聴対策」とでは、どちらが重要だと思いますか？

1. パソコン画面の盗聴対策 2. 会話の盗聴対策

なお、調査対象者は、電磁シールドに関する次の説明をあらかじめ読んだ上で回答を行っている。

■説明文：パソコンなどの電子機器は、電磁波を発しています。そのため、他人がその電磁波を盗聴し分析することで画面を盗み見ることができます。また、オフィスの会議室などに盗聴器がしかけられ、会話が盗聴されることもあります。以上により、企業秘密は外部に漏洩することになります。それを防止する手法の一つに「電磁シールドルーム」があります。「電磁シールドルーム」は、室内を鉄板や銅箔で囲うことで、室内の電波を外に出さない役割を果たします。電磁波を漏洩させない窓の設置も可能です。

3. 結果

(1) 「Q 1 <認知度調査>」の結果

集計結果を図-3~図-5に示す。全体では「知っていた」が18%に対し、「知らなかった」が82%である。

男女別に見ると男性の認知度が女性に比べ高い。

男女別かつ年代別に認知度を見ると、男性は40代以上が高く、女性は50代以上が高い。

(2) 「Q 2」の結果

集計結果を図-6に示す。電磁シールドルームが「ある」が1%（4件）に対し、「ない」は82%である。

(3) 「Q 3 <重要度調査>」の結果

集計結果を図-7に示す。「3. やや重要である」と「4. あまり重要ではない」を境に二つに分類すると、「重要である」側が58%、「重要ではない」側が42%である。

また、年齢から重要度を推し量るためロジスティック回帰分析を行った。分析結果を図-8に示す。年齢が低くなるに従い、重要と感じる割合が高くなる傾向が顕著に現れた。

(4) 「SQ 3」の結果

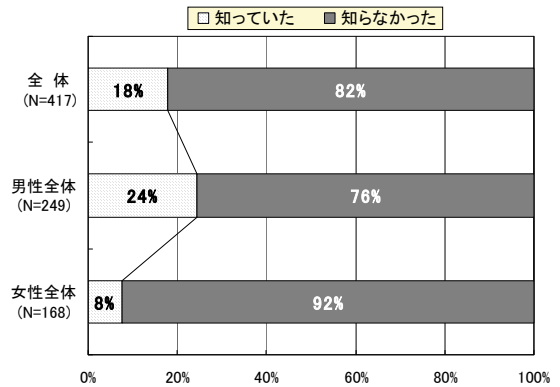


図-3 Q 1の結果：全体・男女別

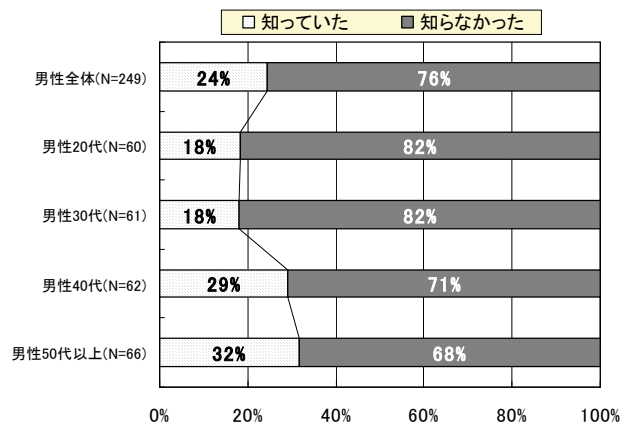


図-4 Q 1の結果：男性年代別

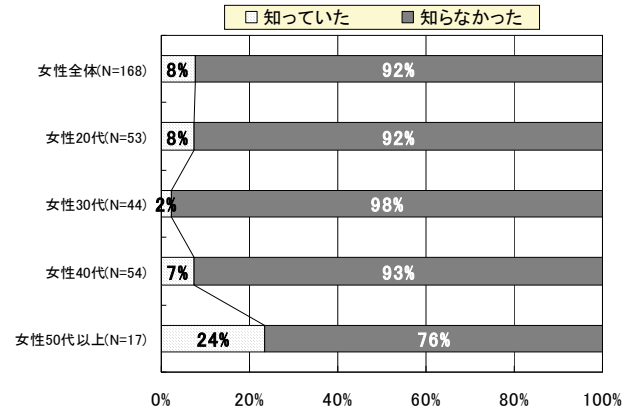


図-5 Q 1の結果：女性年代別

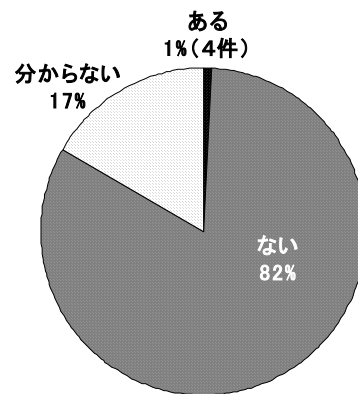


図-6 Q 2の結果

「SQ3」の自由コメントから、年代ごとの特徴を捉えるため、テキストマイニング²⁾を行った。テキストマイニングとは、アンケートなどの自由コメントのテキストデータを分析し、有益な情報や知識を取り出す技術である。テキストマイニングの対象は「Q3」において「非常に重要である」、「重要である」、「やや重要である」と答えた者とした。

本報におけるテキストマイニングは、各自由コメントを分かち書き処理を行い、出現頻度の高い構成要素を用いて対応分析を行った。構成要素毎の出現頻度を図-9に、対応分析の結果を図-10に示す。

各年代の違いにより「電磁シールド」を重要と感じる特徴が顕著に現れた。「20代」は「思う」などの感覚的意見、「30代」は情報が盗まれる「心配」、「40代」は情報そのものが漏洩する「危機感」、「50代以上」は「対策」、「管理」に特徴づけられることが分かった。

(5) 「Q4」の結果

集計結果を図-11～図-13に示す。

全体では「パソコン画面の盗聴対策」が67%に対し、「会話の盗聴対策」は33%である。

男女別に見ると、「パソコン画面の盗聴対策」を重要視する割合は、女性が男性に比べ高い。

男女別かつ年代別に重要度を見ると、30代の男性は「会話の盗聴対策」を重要視する割合が高い。また、40代の女性は「パソコン画面の盗聴対策」を重要視する割合が高い。

4. 考察

(1) 「認知度」調査に関する考察

「電磁シールドオフィス（電磁シールドルーム）」の認知度は18%である。

高性能かつ低価格の「電磁シールドオフィス」を提供しても、それが人々に認知され、さらにその特徴や便宜が理解され、しかも関心が持たれなければ採用には結びつかない。

「電磁シールドオフィス」を知っている企業・団体の数が、「電磁シールドオフィス」を設置する最大数である。

しかし、「電磁シールドオフィス」の市場を伸ばすためには、採用または不採用に至るプロセスも捉える必要がある。そのため、「モレ分析³⁾」を行った。結果を図-14に示す。横軸はモレ（不採用）のプロセスを示す。

「モレ分析」の基本的な考え方は、もし「電磁シールドルーム」が本当に素晴らしいものであれば、すべての事務所に設置されても良いのではないかと最初に考える。そして被験者などのプロセスで何割モレてしまうかなど、マーケティング上のボトルネックを見つけるのである。

図-14のプロセスごとのモレの割合が、現在の市場の傾向を表すと仮定すれば、モレの82%を占める「電磁シールドオフィス」の認知度の低さが、ボトルネックであることは明らかで

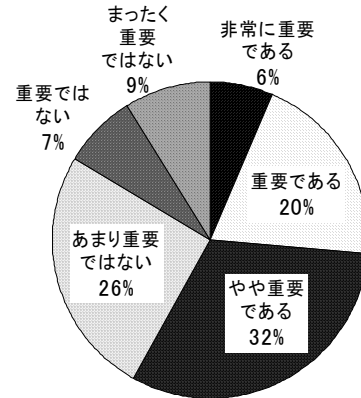


図-7 Q3の結果

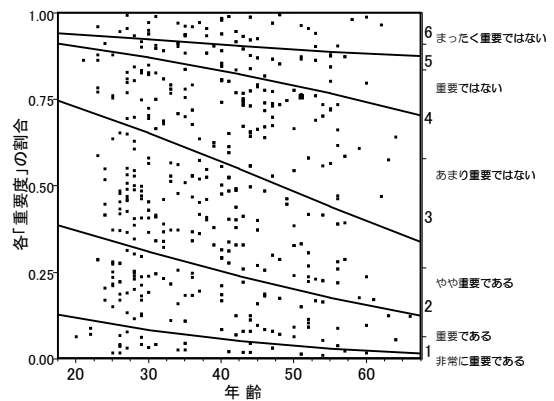


図-8 年齢と「重要度」のロジスティック回帰分析

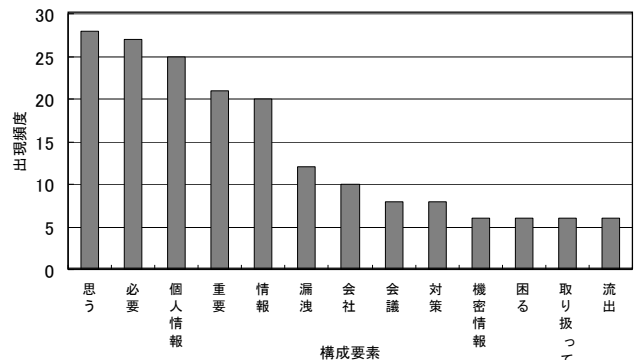


図-9 構成要素毎の出現頻度（出現頻度6以上）

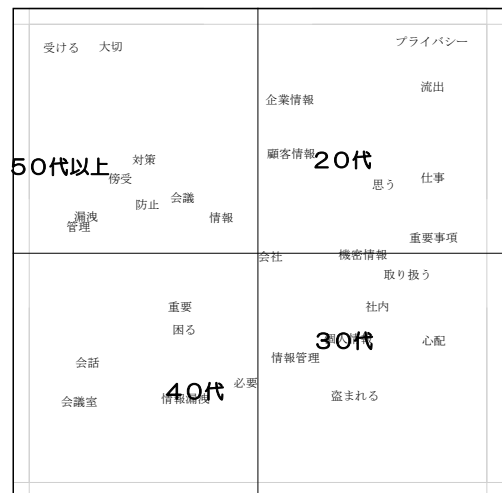


図-10 対応分析：各年代と対応する構成要素の同時布置図

ある。認知度のモレの割合を 18%減らす（認知度 2 倍増）ことで、現在の市場が 2 倍に伸びる可能性がある。

しかし、「重要ではない（興味・欲求なし）」や「設置していない（採用しない）」のモレの割合にも着目する必要がある。特に「設置していない（採用しない）」のモレの割合は、89%である。「電磁シールドオフィス」を設置したいと思っても採用における障壁が高いのである。

認知度を上げることも重要であるが、「知っているが重要と思えない」や「重要と思うが採用できない」に関する理由を調査することも必要である。調査を行うことで、「電磁シールド市場」の課題が明確にできると考える。

(2) 「重要度」調査に関する考察

「電磁シールドオフィス」に重要性を感じている調査対象者の 67%は「パソコン画面の盗聴対策」を重要と感じているのに対し、33%の調査対象者は「会話の盗聴対策」を重要と感じている。

「パソコン画面の盗聴対策」に関しては、ガイドラインなどが整備されているが、「会話の盗聴対策」の整備に関しては行われていない。

会話の盗聴を目的とした電波発信器の年間販売数は、20 万个以上とも言われている。「電磁シールドオフィス」の市場を伸ばすため今後は、室内の電磁環境を検討するに当たり、「会話の盗聴対策」を検討することも必要と考える。

5. まとめ

「電磁シールドオフィス」の市場が伸びていない原因を探るため、ビジネスパーソンを対象に電磁シールドの認知度合いや重要度に関する意識調査を実施した。

「認知度」の調査では、全体の 82%が「電磁シールドオフィス」を「知らなかった」と答えた。「電磁シールド」の市場を伸ばすためには、「認知度」を高めることが重要である。また、モレのプロセス毎における調査・検討も必要である。

「重要度」の調査では、全体の 58%が「重要」と答えた。「重要」と答えた調査対象者の 33%は、「パソコン画面の盗聴対策」と比べ、「会話の盗聴対策」を重要と感じている。

「会話の盗聴対策」は、ガイドラインが整備されていないため、新たな検討も必要と考える。

参考文献

- 1) ㈱日本エコノミックセンター：EMC・ノイズ対策市場の現状と展望，2004
- 2) 保田明夫，大隈昇：WordMiner：テキスト型データ解析ソフトウェアの概要と追加処理機能，日本計算機統計学会大会論文集，Vol.17,pp.41-44，2003.5
- 3) 小川政信：大前研一のアントレプレナー育成講座，第三章，2003.9

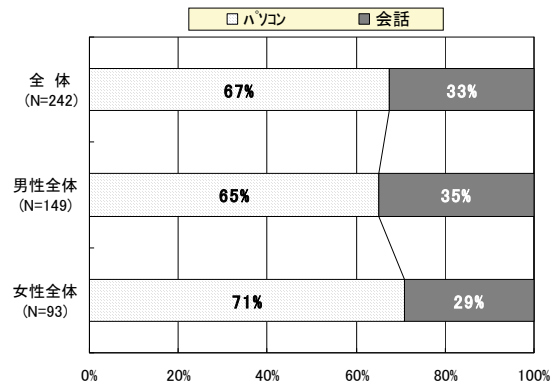


図-11 Q4の結果：全体・男女別

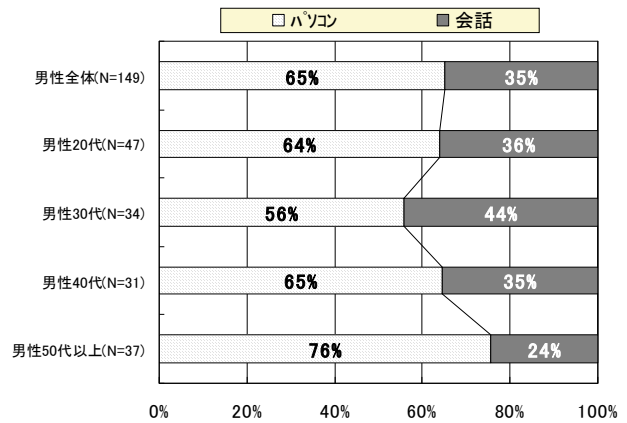


図-12 Q4の結果：男性年代別

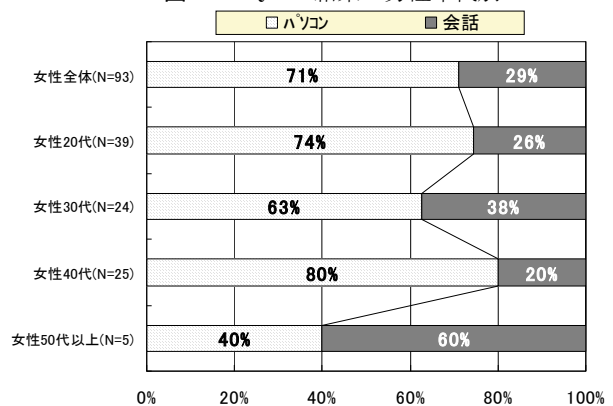


図-13 Q4の結果：女性年代別

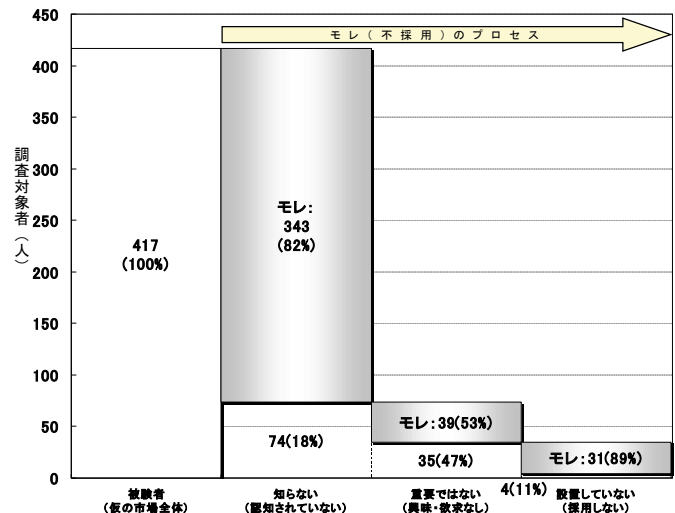


図-14 モレ分析

轉載論文

トンネル観測化施工の新しいパラダイムを目指して

Aiming to a New Paradigm of the Observational Tunneling Method

櫻井 春輔 (さくらい しゅんすけ)

独立建設工学研究所 理事長

岡野 成敏 (おかの しげとし)

元㈱エーティック 企画本部長

板倉 賢一 (いたくら けんいち)

室蘭工業大学教授

山地 宏志 (やまち ひろし)

三井住友建設㈱技術研究所 主任研究員

1. はじめに

昭和50年代中旬における NATM の導入を端初として、現場計測と切羽観察を中心とする観測化施工の手法が山岳トンネル施工に導入された。

しかし、現在のところ現場計測を基に地山挙動や適切なトンネル支保を予測・評価し得る手法は示されていない。また、土木構造物全般が維持・管理、および更新を前提としたライフサイクル・コストの最適化を求められる今日にあって、トンネルの観測化施工のあり方もこれに適した形態への移行が迫られている。

筆者らの一人は、現場計測結果を力学的な系で評価し、施工へのフィードバックを実現するためには地山の安定性をひずみで評価することが最も実用的であると考え、その安定性評価基準として限界ひずみを提案した¹⁾。さらに、トンネル掘削によって発生するひずみ分布が、等価な線形地山における初期応力と地山変形係数の比を逆解析することで簡便に求め得ることを示した²⁾。この二つの考えは、我が国のトンネル施工に広く採用され、それがトンネル施工の実務に耐えうるものであることが実証されている。

さらに筆者らは、亀裂性模型供試体を利用した実験を通して、ロックボルトの打設が地山に発生するひずみを抑制するとともに、地山の許容ひずみを増大させる可能性が高いこと、および地山挙動を脆性的なものから延性なものへ転移させる可能性が高いことを示し³⁾、従前に提案した逆解析との融合によって、最適なロックボルト支保量等を算定する手法を提案した⁴⁾。しかしながら、支保部材の効果発現は地山の地質条件に依存し、これを詳らかにすることが難しいために、現在のところこの手法は実用には至っていない。

観測化施工のもう一つの柱である切羽観察は地山の地質条件を明らかにすることを目的とするが、その評価は観測者の主観と資質に依存するため、客観的な評価がなされているとは言い難く、これをより定量的、客観的な評価に近づけようとする試みが種々行われている⁵⁾。しかし、それらの多くは情報機器や画像処理技術を利用することで省力化や客観化の面で大きな改善がみられるものの、地山評価そのものは RMR (Rock Mass Rating) 等の旧来手法の改良にとどまっているように思われる。

結局のところ、現場計測と切羽観察を主とした現在の観測化施工が一つのパラダイム、すなわちある一時代の人々のものの見方・考え方を根本的に規定している概念的枠組であるならば、現在のパラダイムの範疇で山岳トンネル施工に積み残された諸問題を解決することは難しいものと判断され、新しい観測化施工のパラダイム構築が求められる。

筆者等は、このパラダイム構築にあたって、これまで見過されてきたトンネル施工状況や重機稼動状況等を積極的に活用することが重要であると考えた。また、これがパラダイムとして成立するには経済的な費用対効果が確保されると共に、それに要する人的負荷も可能な限り低減されることが必要であるとも考えた。

本文は、トンネル工事に汎用的に用いられる油圧削岩機の稼動状況から地山の地質特性を推定する削孔検層手法を日常の削孔業務に適用することで観測化施工に活用した事例を紹介し、その妥当性を問うものである。

2. トンネル観測化施工としての削孔検層⁷⁾

今日の現場計測結果をフィードバックする上で、もっとも問題となるのが、設計に要求されるモデル精度に比べ、事前調査や切羽観察から与えられる地質調査精度が著しく劣ることである。また、トンネルの安定性を評価し、維持・管理、更新を適切にマネージメントする上で、掘削によって空洞周辺に形成される緩み領域を把握することが重要であるにもかかわらず、これを可能とする手段は示されていない。筆者らの一人は、非線形の逆解析手法を用いることで地山計測変位から緩み領域を推定する手法を提案した⁸⁾が、この手法はこれに供すべき計測変位に特殊な条件が設けられること、および解の唯一性が保障し難いなどの問題を内包する。また筆者らは、空洞周辺の緩み域を精査することのできる真空透気試験法を開発した⁹⁾が、測定機器の小型化に限界があり、また測定にも比較的時間を要する。

この他にも、トンネル切羽前方、およびトンネル空洞周辺の地質精査手法は、種々、考案されているが、そのほとんどは測定のために長時間にわたる切羽停止が必要で、特殊な測定機器を要し、試験・分析に専門家が必須となる場合も多い。このため、トンネルの施工管理に容易に導入できるものではない。しかしながら、これらの

手法の中で、切羽前方探査に用いられる削孔検層手法は観測化施工に供し得るようそのシステムを改良することで、われわれの望む地質精査を実現しうる可能性があるものと考えた。

トンネル施工切羽における観察からわかるように、各種削孔機械の作動状況、例えばノミ下がりやシャクレ、さらにはスライム状況等も密接に削孔位置の地質状況と関係する。したがって、これを連続的に、かつ定量的に測定するならば、トンネル周辺地山の地質状況のある程度の精度で把握できる可能性が高い。

筆者らの一人は、このような考え方に基づいて鉱山坑道におけるロックボルト削孔のトルクデータから地山天端部の地質をCG上に再構成する研究を実施した⁷⁾。この方法は、基礎実験から得られた岩盤の硬軟、および不連続面と削孔に要するトルクの関係を図-1に示す六つのパターンに分類し、削孔時に測定されたトルクがこのうちのどのパターンに当てはまるかをニューラルネットワークによって認識させるものである。

図-2に、鉱山坑道のある断面内に削孔された4孔(各削孔長 1.9 m)に対するトルク分布とニューラルネットワークで識別された不連続面位置を示す。図中の軸上の黒丸が、推定された不連続面の位置を表している。岩層の境界は不連続面であるため、不連続面位置間の平均トルク値を比較することにより岩層の違いを判断している。この現場の岩相の成層面方向はほぼ水平であるが、同図の結果でも比較的硬い岩層(トルクの高い箇所)と柔らかい岩層が交互に現れていることがわかる。すなわち、相対的な岩盤の硬軟がかなりの精度で再現されたものと考えられる。この分析結果をもとに坑道天端部の地質状況をCG上で再現したものが図-3である。このように、連続的なデータ採取から立体的な岩盤の硬軟の分布、あるいは不連続面分布の把握が可能となり、直感的な理解を助けるだけでなく、地山変位等の挙動をより精密に分析することができ、設計に供することのできる力学モデルを提供し得る。

これは削孔が回転のみで行われる比較的単純な削孔機械のために開発された手法であるが、同様のシステムをトンネル施工で汎用的に用いられる打撃式の油圧削岩機に対して構築できるならば、トンネル施工に伴う各種の削孔作業、例えばロックボルト孔や発破孔の穿孔がそのまま地質調査資料として蓄積することができるのである。このような考えから開発した汎用削孔に対する削孔検層システムの、実務への適用事例を以下に示す。

3. 削孔検層手法のトンネル施工へのフィードバック⁷⁾

削孔検層手法をトンネルの観測化施工に導入する第一の目的は、トンネル周辺地山の地質状況を的確に把握することにある。これまでの切羽前方探査などに用いられた削孔検層では、地山を評価する指標として打撃圧と削孔速度の比から求められる破壊エネルギーで評価されることが多かった。しかしながら、トンネル施工に供せら

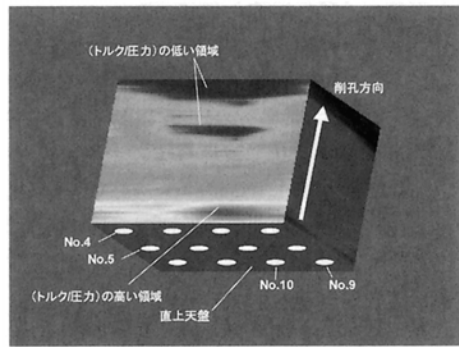
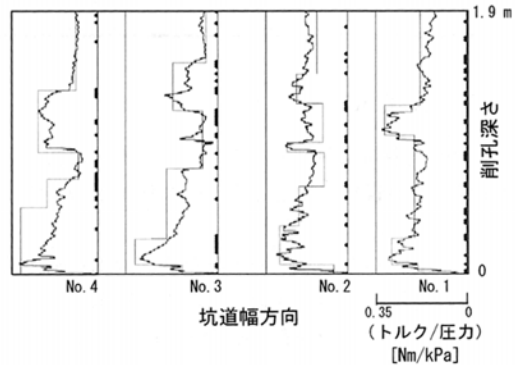
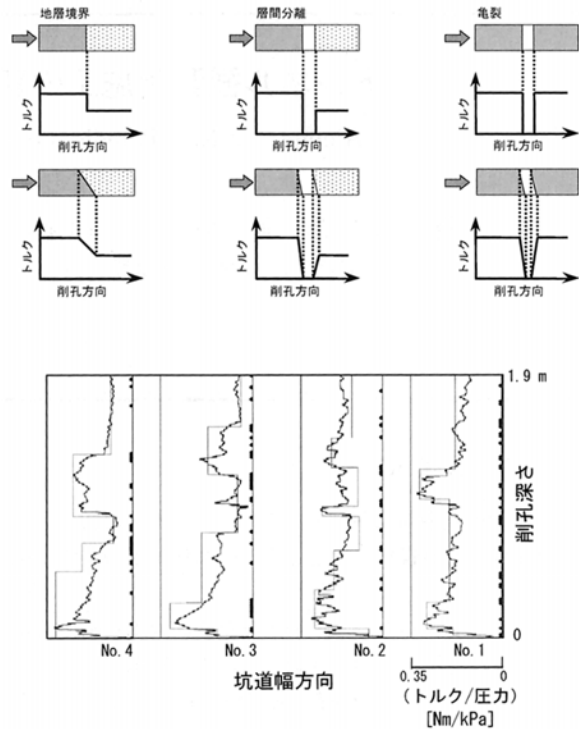


図-3 坑道天端部の3次元地質構造推定図⁷⁾

れる最近の油圧削岩機は、効率的で安定した削孔を行うことを目的とした各種の制御機構が設けられている。これらの制御機構が作動する場合、破壊エネルギーのみによる地山評価は誤った理解を生む可能性があるとともに、制御機構を考慮することによってより詳細な地質構造の理解を与えることが明らかとなりつつある⁷⁾。

しかしながら、制御の方法は油圧削岩機の種類に依存し、地山状況によっては全く異なる作動を行う場合もある。このため、統一的な地山の評価方法はまだ見出せていないが、トンネルの安定性や支保設計を考える上で興味深い成果がいくつか得られている。

ある種の地山では、特殊な指標を導入したり、制御機構を考慮せずとも地山評価が可能な場合がある。口絵写真-13はその一例を示すものであり、トンネル天端部のロックボルト削孔時の削孔速度 3 m/min 以上の領域を抽出し、これを3次的に補間した図である。当該地山の地質は流紋岩質凝灰岩で全体として比較的均質な地山であったためか、削孔機械の制御機構が作動すること

はなく、打撃圧、フィード圧等は削孔中ほぼ一定に作動した。しかしながら、トルクには若干の変動が見られ、その箇所では削孔速度が著しく大きく、他の領域では0.5~1.0 m/min未満の削孔速度しか生じないのに対し、3 m/min以上の削孔速度が生じた。この領域を補間すると口絵写真-13に見られるように一定の連続性を空間的に保持していることが分かる。すなわち、連続した地質弱部が存在する可能性が高いのである。このうち、トンネル天端30 cm程度の領域に現れる弱部は掘削に伴う緩み域、2~3 m程度の領域に現れる弱部は潜在的な不連続面と判断することが工学的には妥当であろう。

これとは逆に、制御機構が作動することによって地山弱部が同定される場合もある。たとえば、花崗岩地山における切羽前方探査では途中の1~2 m程度の区間で、突然、打撃圧が低下する事象が見られた。この事象は複数の隣接する孔でも生じ、連続性が高いと判断された。このとき用いた削孔機械の制御機構はトルクが急上昇し、フィード圧を低下させてもトルクが低下しない場合、孔荒れが激しいものと判断して打撃圧を急降下させる機構であった。このことから、当該地点近傍に1~2 m程度の断層、もしくは破碎帯が存在するものと予想されたが、果たして予想箇所にはそれほど粘土化の進んでいない断層が現れた。そのときの探索区域打撃圧平面分布を口絵写真-14に示す。この削孔は探索深度が30 m、図の上部が探査を開始した切羽に当たり、探索孔はトンネル中心を軸に左右1.5 m間隔で5点実施した。そして、深度10 m近傍に推定された断層が確認された。

また、口絵写真-15は前述の打撃エネルギーの変化率をもとにトンネル周辺の地質弱部を推定した図である。図に表示された区間の支保パターンはいずれもD-1であり、探索区間のトンネル延長は約80 mである。この区間で推定された地質弱部はいずれもトンネル掘削に伴う緩み領域であると判断されたが、同一支保パターン区間でも緩み域の発生形態が異なっているようである。ここでは、図に示すようにA、B、Cの三つの発生形態に区分したが、Aは比較的良好な地山であり、掘削による考えられる緩み域も小さく、また潜在的な弱部も見られない。これに対して、C部はトンネル壁面の1.8~2.4 m範囲がかなり緩んでいるものと判断され、広がりとしては左肩部のほうが若干その範囲が広い。これは当該箇所の地山が他の箇所(D-1パターンの他の箇所)と比較して脆弱なため、掘削の影響が比較的広い範囲に及んだと判断することが妥当であろう。また、B部はこの遷移領域と判断してよからう¹⁷⁾。トンネル支保の規模は緩み域のみで評価されるものではないが、この評価が正しいとするならば、より細分化した標準パターンを構築できる可能性を示唆している。

また、油圧削岩機の作動状況を支配する地質要因、例えば岩盤の硬軟、割れ目の性状、不連続面の性状(孔荒れしているか、粘土化しているなど)等が、トンネルの切羽観察項目と比較的共通することに着目すると、切羽評価点と整合性のある支保分類が可能ではないかと考え

る⁷⁾。このように削孔検層結果の分析は端緒に付いたばかりであるが、多くの新しい視点をトンネル観測化施工にもたらしつつある。

4. おわりに

本文では、トンネル観測化施工のパラダイム再構築に向けた筆者らの取組みの一環を紹介した。末尾にあたって、筆者らの示した手法が必ずこのパラダイムを再構築しようというのではなく、観測化施工本来の目的を再確認し、その問題のあり方(Problem Configuration)を認識し、どのように解決するかをトンネル施工に携わる各人が模索することが観測化施工の現状の課題を打破し得る最良の方法であることを申し添えたい。

また、コンクリート構造物等は設計段階からライフ・サイクルと維持・管理を考慮した計画が立案されつつあるが、現地の一品生産品であるトンネルでは、このような計画立案を望むことは困難である。筆者らは、せめて施工時に地山弱部のあり方を把握することで、以後の維持・管理、および更新の計画を立案するのに資することができるのではないかと考えた。これが本特集に小文を寄せた大きな理由の一つである。

最後に、本文は財団法人先端建設技術センターの平成12、13年度研究開発助成の成果の一部を基にしたものです。また、削孔検層システムの構築に当たっては嵯峨正信様を始めとする日本道路公団中部支社岐阜工事事務所の皆様のご指導・ご協力をいただきました。ここに深甚の感謝を表し、本小文の結びといたします。

参考文献

- 1) 桜井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集，第317号，pp. 93~100, 1982.
- 2) 桜井春輔・武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文報告集，第337号，pp. 137~145, 1983.
- 3) 山地宏志・桜井春輔・平井正雄・中田雅夫：現場計測に基づくロックボルトの作用効果の評価，土木学会論文集，No. 529/Ⅲ-33，pp. 1~9, 1995.
- 4) 山地宏志・桜井春輔：ひずみ制御によるトンネル支保工の最適化，土木学会論文集，No. 448/Ⅲ-19，pp. 83~89, 1992.
- 5) 中田雅博・三谷浩二・八木 弘・西 琢郎・西村和夫・中川浩二：観察記録の分析に基づく新しい切羽評価システムの提案，土木学会論文集，No. 623/Ⅵ-43，pp. 131~141, 1999.
- 6) 嘉指登志也・近久博志・筒井雅行・石黒真一：新第三紀堆積岩地山における切羽画像を利用した3次元地質分析，第34回地盤工学研究発表会，pp. 1749~1750, 1999.
- 7) 桜井春輔・板倉賢一・岡野成敏・山地宏志：情報化施工におけるトンネル施工法および支保工の最適化に関する研究，平成12、13年度財団法人先端建設技術センター研究助成報告書，2001.
- 8) 桜井春輔・清水則一・松室圭介：変位計測に基づく地下空洞周辺地山に発生する塑性領域の推定法，土木学会論文集，No. 394/Ⅲ-9，pp. 89~96, 1988.
- 9) Nakayama, A., F. Yamada and S. Sakurai: Air Permeability as Measure of Rock Mass Behavior, Journal of Geotechnical Engineering and Geo-environmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 3, pp. 223~230, 1980.

(原稿受理 2004.1.13)

衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定方法に関する基礎的研究

—コンクリートの使用材料および調合の違いが弾性波速度に及ぼす影響—

STUDY ON METHOD FOR ESTIMATING COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE BY IMPACT-ELASTIC WAVE

—Influence of variations of concrete materials and mix proportions on elastic wave velocity—

立見 栄司*, 中田 善久**, 河谷 史郎***

Eiji TATSUMI, Yoshihisa NAKATA and Shiro KAWATANI

This paper describes a nondestructive inspection method for estimating compressive strength of concrete using velocity of impact-elastic wave, and explains influence of variations of concrete materials and mix proportions on relation between the velocity and the strength for improving the accuracy of estimation. First, we survey the recent studies about methods to measure velocity of impact-elastic wave and relations between the velocity and compressive strength. Next, experiments to clear influential factors on the velocity, such as W/C, slump, bulk volume of coarse aggregate and cement type, were carried out using cylinder specimens. The results to describe influence of the four factors on relation between elastic wave velocity and compressive strength were presented. Finally, an appropriate estimating formula was given by fitting to the experimental relation.

Keywords: Concrete, Nondestructive inspection, Impact-elastic wave, Elastic wave velocity, Compressive strength, Mix proportion

コンクリート、非破壊検査、衝撃弾性波、弾性波速度、圧縮強度、調合

1. はじめに

一般的なコンクリート構造物の非破壊検査法による強度推定方法として、反発度法、超音波法^{1),2),3)}およびそれらの複合法²⁾が知られているが、近年、衝撃弾性波法⁴⁾、電磁レーダ法³⁾などによる方法が研究されている。この中で、反発度法は、シュミットハンマーあるいはテストハンマーと呼ばれ、最も簡便な強度試験器として広く普及しており、多くの研究者により個々の強度推定式⁵⁾が提示されている。また、超音波法は、超音波の減衰を少なくするために、センサーとの接触面を滑らかにして密着性を高め、かつグリース等の接触媒質を塗る必要があり、実用面でやや簡便性に欠けるものと思われる。さらに、衝撃弾性波法は、測定法が比較的簡単であり、衝撃による入力エネルギーが大きいので測定領域が比較的に広い、圧縮強度の推定の他に多岐に渡る検査用途に利用されつつある。例えば、PCグラウトの充填性評価⁶⁾、コンクリートの厚さ測定⁷⁾、コンクリート中の欠陥・空隙評価^{8),9)}およびコンクリート杭の健全性評価¹⁰⁾などがある。

本研究で対象とする衝撃弾性波による圧縮強度推定方法は、強度を測定する部分に振動検出器を当て、その近傍をハンマーで軽く叩くという極めて簡便な方法¹¹⁾により即座に圧縮強度を取得できる

ことが特徴である。一般に、弾性波がコンクリートを伝播する速度（以下、弾性波速度とする）は、1つの振動センサーにより粗密波の多重反射波を測定し反射波の振動数から求める方法（反射波法）および2つの振動センサーにより2点間の波動到達時間差から求める方法（位相法）があり、コンクリートの強度を測定するいろいろな部位や形状に応じていずれかの方法により求めることができる。また、衝撃弾性波による圧縮強度の推定方法は、比較的最近の研究であるため、特に、超音波速度に及ぼす影響要因については多くの研究^{12),13),14)}があるものの、弾性波速度に及ぼす影響要因に対する系統的な研究は極めて少ない。

そこで、本推定方法が弾性波速度と圧縮強度との関係から圧縮強度を推定するため、コンクリートの各種要因が弾性波速度に及ぼす影響について基礎的な実験研究¹⁵⁾を行った。本論文は、弾性波速度に影響を及ぼす要因を使用材料による要因、調合による要因および試験体による要因に大別し、その中で、使用材料による要因および調合による要因に主要なセメントの種類、水セメント比、スランプおよび粗骨材のかさ容積の違いが弾性波速度と圧縮強度との関係に及ぼす影響について実験研究したものである。

* 三井住友建設(株)技術研究所 主席研究員・工修
** ものつくり大学建設技能工学学科 講師・博士(工学)
*** ものつくり大学建設技能工学学科 教授・博士(工学)

Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd. Technical Research Institute, M. Eng.
Lecturer, Monotsukuri Institute of Technologists, Dr. Eng.
Prof., Monotsukuri Institute of Technologists, Dr. Eng.

2. 弾性波速度の測定方法および弾性波速度と圧縮強度との関係

本研究で扱う衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定方法は、コンクリート表面に振動検出器を接触させ、その近傍をハンマーで軽く叩いて衝撃弾性波を発生させ、表層部を伝わる弾性波伝播速度を測定し、弾性波速度と圧縮強度との相関関係から非破壊的に圧縮強度を求める方法である。このため、本研究において、弾性波速度の測定方法および弾性波速度と圧縮強度との関係が非常に重要な要素である。

2.1 弾性波速度の測定方法

衝撃弾性波による圧縮強度推定方法に関する研究は比較的新しく、したがって、研究の数もかなり限られている。既往の研究による弾性波速度の測定方法および特徴を表1に示す。弾性波速度測定方法には大別して反射波法^{16),4),7),17)}と位相法^{4),11),18)}がある。

(1) 反射波法

反射波法は、図1に示すように、2つの平行面から成る部材の一方の面を垂直に打撃して発生させた粗密波の多重反射波を測定し、その周波数スペクトルから反射波の振動数を抽出することにより弾性波速度を求める方法である。この方法はインパクトエコー法¹⁶⁾として多くの研究で用いられている。インパクトエコー法は多重反射に基づくため、反射面間の距離(厚さ・長さ)が長くなると波動の減衰により多重反射波が測定できなくなる。そのため、一般的に測定範囲の上限は5~10mとされるが、下限の制約は実用上ない。また、この方法で最も重要な点は、多重反射波の周波数スペクトルから如何にして粗密波の反射振動数を特定するかである。円柱供試体のように単純で一定形状の部材(単純部材)の場合は殆んど問題ないが、一般の構造体の部位(構造部位)では表面波や他の反射波によるスペクトル成分が現れ、反射振動数の判別に困難を伴う場合がある。そこで、参考文献7)では、表面波の影響を排除するために、

表1 既往の研究による弾性波速度の測定方法および特徴

測定法	センサー数	測定対象	測定物理量	測定範囲(m)	速度算出の自動化
(1)反射波法 ^{16),4),7),17)}	1	粗密波の多重反射	反射波の振動数	上限: 5~10	構造部位 × 単純部材 ○
(2)位相法 ^{4),11),18)}	2	粗密波の位相速度	2点間の伝播時間	下限: 0.3~0.5	○

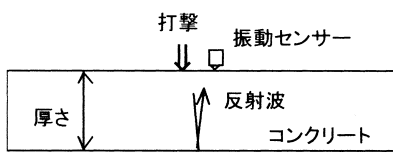


図1 反射波法による弾性波速度の測定方法

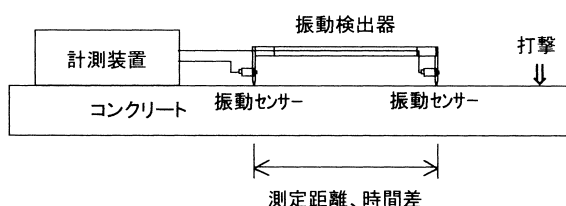


図2 位相法による弾性波速度の測定方法

質量の異なる多種鋼球により打撃した結果から粗密波の反射振動数を判別している。このように、インパクトエコー法は一般の構造部位に適用する場合、検討しなければならない数多の要素がある。

(2) 位相法

位相法は、コンクリートを伝播する粗密波の位相速度を求める方法であり、2つの振動センサーを所定の間隔で配置し、その近傍を打撃して発生させた弾性波の2点間の伝播時間から弾性波速度を算定する。このため、測定範囲としては、2つの振動センサーを配置する間隔(測定距離)および打撃点までの距離が必要となるので、下限は30~50cmとなるが、上限は特には制約されない。なお、参考文献18)では、鋼球に一方の振動センサーを取り付け、打撃波形を直接測定している。位相法では、波動の立上り時間を閾値法などにより確定すれば、弾性波の2点間伝播時間は容易に算定され、弾性波速度は自動的に算出される。本研究では構造体コンクリートの弾性波速度を容易に測定するため、図2に測定方法を示すように、2つの振動センサーを所定の間隔で取っ手状の治具に固定した「振動検出器」を用いている。これにより、2点の弾性波を片手で容易に測定でき、推定強度をリアルタイムに取得することができる。

2.2 弾性波速度と圧縮強度との関係

弾性波速度と圧縮強度との関係について、参考文献4)では、円柱供試体、ボス供試体および壁のコア供試体を用いて、粗骨材の最大寸法(25, 40mm)、供試体寸法(φ100×200, φ125×250mm)および養生方法(湿布、水中/気中)に関する実験を行い、材質や養生方法が多少異なっても往復弾性波速度から強度を推定することを可能としている。一方、参考文献17)では、弾性波速度と圧縮強度との関係は、コンクリートの調合、養生方法などによって変化することから、粗骨材の最大寸法、スランプ、水セメント比、細骨材率、供試体寸法および養生方法についての実験を行い、調合および養生方法が弾性波速度と圧縮強度との関係に影響を及ぼすことを指摘している。しかしながら、現状では衝撃弾性波の伝播速度に及ぼす影響要因に関する系統的な研究はほとんど見られない。本推定方法は、測定により求めたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との相関関係から圧縮強度を求める方法である。したがって、推定精度および信頼性を高めるために、弾性波速度に影響を及ぼすコンクリートの各種要因ごとに弾性波速度と圧縮強度との関係を予め調べておく必要がある。弾性波速度に影響を及ぼす要因として、使用材料による要因、調合による要因および試験体による要因などがあげられる。そこで、本論文では、使用材料による要因および調合による要因として、セメントの種類、水セメント比、スランプおよび粗骨材のかさ容積の違いが弾性波速度と圧縮強度との関係に及ぼす影響について実験研究し、それらの結果から圧縮強度推定式の誘導を行った。

3. コンクリートの使用材料および調合が弾性波速度に及ぼす影響

3.1 実験概要

弾性波速度に影響を及ぼす代表的な要因として、前章で述べたように、使用材料による要因、調合による要因および試験体による要因が考えられる。使用材料による要因として、セメントの種類および骨材の種類があげられ、調合による要因として、水セメント比、スランプおよび粗骨材のかさ容積があげられる。さらに、試験体に

表2 実験概要

実験項目	セメントの種類	水セメント比 (%)	粗骨材		スランブ (cm)	空気量 (%)	調査記号	供試体および養生方法	材 齢 (日)
			最大寸法 (mm)	種 類					
(1)水セメント比およびスランブを変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係	普通ポルトランドセメント	60	20	硬質砂岩	0.60	12	4.5	φ100×200mm 標準養生	7, 14, 28, 56, 91 (1,2,3,5)
		50							
		40							
	普通ポルトランドセメント	60	20	硬質砂岩	0.60	18	4.5	φ100×200mm 標準養生	7, 14, 28, 56, 91
		50							
		40							
(2)セメントの種類を変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係	普通ポルトランドセメント	50	20	硬質砂岩	0.60	12	4.5	φ100×200mm 標準養生	7, 14, 28, 56, 91
	早強ポルトランドセメント								
	高炉セメントB種								
(3)粗骨材のかさ容積を変えた弾性波速度と圧縮強度との関係	普通ポルトランドセメント	50	20	硬質砂岩	0.68	12	4.5	φ100×200mm 標準養生	7, 14, 28, 56
					0.60				
					0.55				
					0.50				
					0				
					0				

* ()内はW/C=30%のみ実施

表3 使用材料の種類および性質

主材料	種類・性質
セメント	普通ポルトランドセメント(密度3.16g/cm ³ ,比表面積3,280cm ² /g)
	早強ポルトランドセメント(密度3.14g/cm ³ ,比表面積4,490cm ² /g)
	高炉セメントB種(密度3.04g/cm ³ ,比表面積3,800cm ² /g)
細骨材	茨城県真壁郡関城町関本肥土地先産洗砂 (密度2.58g/cm ³ ,吸水率2.82%,粗粒率2.60,実積率67.0%)
粗骨材	埼玉県秩父産硬質砂岩砕石 (密度2.71g/cm ³ ,吸水率0.55%,粗粒率6.56,実積率58.8%)
混和剤	AE減水剤:リグニンスルホン化合物ポリオール複合体
	高性能AE減水剤:ポリカルボン酸エーテル系と架橋ポリマーの複合体
	空気量調整剤:アルキルアルスルホン化合物系陰イオン界面活性剤

表4 コンクリートの調合および品質

調査記号	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤(kg/m ³)		実測スランブ (cm)	実測空気量 (%)	実測単位容積質量 (kg/m ³)
		W	C	S	G	AE減水剤	空気量調整剤			
N60-60-12	48.9	174	290	870	954	0.87	0.0087	10.4	6.0	2260
N50-60-12	47.4	175	350	818	954	1.05	0.0088	13.0	5.3	2294
N40-60-12	45.1	175	438	747	954	1.31	0.0088	12.0	4.6	2332
N30-60-12	41.9	170	567	654	954	*4.53	0.0096	14.0	4.2	2366
N60-60-18	47.6	185	308	826	954	1.23	0.0108	20.3	5.4	2276
N50-60-18	46.3	183	366	784	954	1.28	0.0128	20.2	5.3	2291
N40-60-18	43.5	185	463	700	954	1.84	0.0162	19.4	6.0	2283
N30-60-18	41.9	170	567	654	954	*5.67	0.0096	20.5	3.9	2363
H50-60-12	47.3	175	350	816	954	1.05	0.0105	12.8	4.6	2279
B50-60-12	47.0	175	350	807	954	1.05	0.0088	14.2	4.9	2298
N50-68-12	41.1	170	340	718	1082	1.02	0.0102	13.5	4.6	2324
N50-55-12	51.1	180	360	873	875	1.08	0.0072	10.0	4.3	2294
N50-50-12	55.6	180	360	948	795	1.08	0.0072	9.0	5.3	2276
N50-00-12	100	287	575	1318	0	1.72	-	24.0	4.2	2151

* 高性能AE減水剤を示す

よる要因として、試験体の大きさ、養生方法および含水率があげられる。本論文では、これらのうち、水セメント比、スランブ、粗骨材のかさ容積およびセメントの種類について着目し、それぞれの構成を変えた実験を行った。実験は、水セメント比およびスランブを変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係、粗骨材のかさ容積を変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係およびセメントの種類を変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係を明らかにするために、大きく分けて3種類行った。表2に実験概要を示す。水セメント比およびスランブを変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係では、水セメント比を30, 40, 50および60%の4種類とし、目標スランブを12cmおよび18cmとした。セメントは使用頻度の高い普通ポルトランドセメントを用い、粗骨材のかさ容積を0.60m³/m³とした。次に、粗骨材のかさ容積を変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係では、粗骨材のかさ容積を0, 0.50, 0.55, 0.60および0.68m³/m³の5種類とし、普通ポルトランドセメントを用いて水セメント比50%、スランブ12cmとした。さらに、セメントの種類を変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係では、普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメントおよび高炉セメントB種の3種類とし、水セメント比50%、粗骨材のかさ容積0.60m³/m³およびスランブ12cmとした。

コンクリート供試体はφ100×200mmの円柱供試体であり、打設後24時間で脱型し、標準養生を行った。材齢が7, 14, 28, 56および

91日において、弾性波速度測定および圧縮強度試験を行った。ただし、水セメント比30%で目標スランブ12cmの場合のみ、初期強度領域の傾向を調べるために材齢1, 2, 3および5日においても実験を行った。

3.2 使用材料および調合

使用材料の種類および性質を表3に示す。細骨材は茨城県真壁郡関城町産の川砂であり、粗骨材は埼玉県秩父産の硬質砂岩砕石である。混和剤は、水セメント比40%以上の場合はAE減水剤を、水セメント比30%の場合は高性能AE減水剤を用いた。

コンクリートの調合および品質を表4に示す。表中の調査記号は表2に対応するもので、セメントの種類、水セメント比、粗骨材のかさ容積および目標スランブを記号化したものである。

3.3 円柱供試体の弾性波速度測定方法

円柱供試体の弾性波速度測定は、写真1に測定状況を示すように、反射波法により衝撃弾性波の多重反射波を測定し、反射波の振動数および供試体の長さから弾性波速度を算出する方法で行った。この方法は、前章で述べたようにインパクトエコー法として一般的であり、円柱供試体のように形状が整った部材の測定においては、比較的簡便で安定した測定結果が得られる。

弾性波速度は、写真1のように、供試体端面をハンマーで垂直に

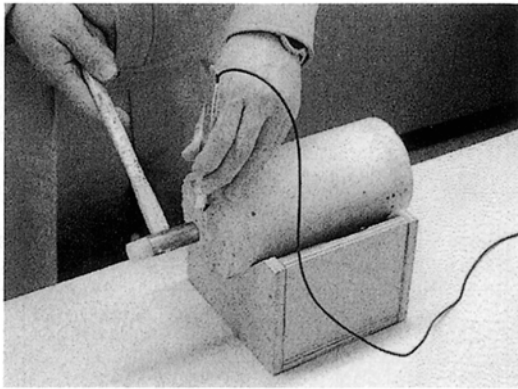


写真1 円柱供試体の弾性波速度測定状況

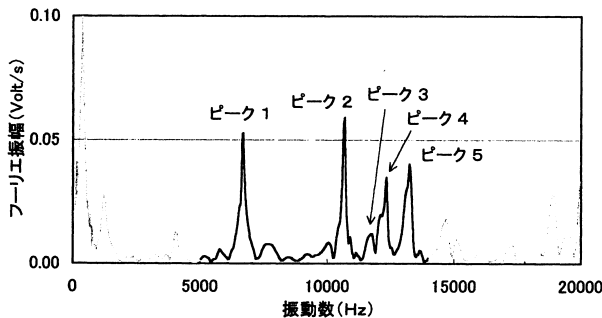


図3 円柱供試体の衝撃弾性波のフーリエスペクトルの一例

打撃して発生させた軸(縦)方向の衝撃弾性波を取込み、スペクトル解析により縦波の多重反射成分の1次振動数 f_1 を抽出し、供試体の長さ L を用いて式(1)により算出される。

$$V_p = 2L \cdot f_1 \quad (1)$$

図3は円柱供試体で測定した衝撃弾性波のフーリエスペクトルの一例であり、5000~14000Hzの振動数成分に着目して表示したものである。解析の諸元は、サンプリング周波数が150kHz、データ数が4096個によるFFTである。

着目した振動数の範囲には5つの顕著なピークがある。ピーク1およびピーク2は、共鳴振動法(JIS A1127)によるたわみ振動数および縦振動数と一致した。したがって、ピーク2は棒状体を伝播する縦波の反射振動数であると考えられる。なお、円柱供試体ではたわみ振動数に対する縦振動数の比は調査、材齢等に拘らず約1.61であった。ピーク3は、共鳴振動法では明確な共鳴点を示さないが、この振動数を式(1)の f_1 として算出した速度値は超音波法による音速とほぼ一致するので、半無限体を伝播する縦波成分であると推測される。さらに、ピーク4は、供試体端面の外周付近を打撃した時に顕著に生ずる成分で、共鳴振動法においても同様な位置を加振した時に対応した振動数を示すことから、たわみ振動と縦振動の連成振動成分であると思われる。ピーク5はピーク1の2倍の振動数であることから、2次のたわみ振動数成分であると考えられる。

以上の検討から、コンクリートの弾性波速度として、ピーク2およびピーク3の振動数を用いて式(1)から算出される棒状体および半無限体を伝播する縦波速度を求めることとする。測定速度値は、3体の供試体の平均値とし、各供試体の速度値は供試体端面の3ヶ

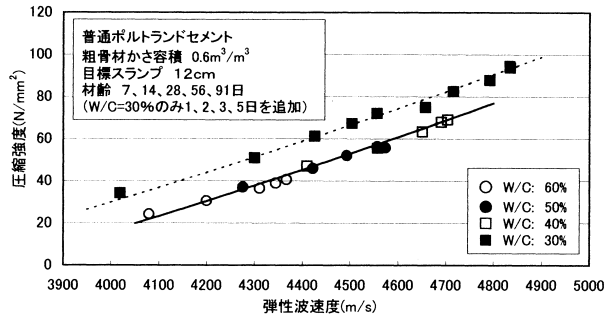


図4 水セメント比の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係 (目標スラブ12cmの場合)

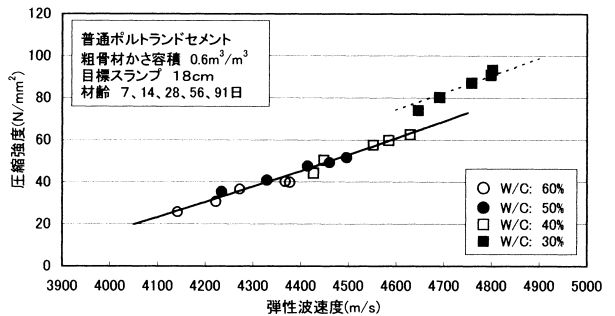


図5 水セメント比の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係 (目標スラブ18cmの場合)

所をハンマーで打撃して得られた3個の速度値の平均値とする。

なお、本研究では単に弾性波速度と言う場合は、半無限体を伝播する縦波速度とする。

3.4 結果および考察

(1) 水セメント比およびスラブを変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係

目標スラブ12cmにおいて水セメント比の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係を図4に、目標スラブ18cmの場合を図5に示す。いずれの水セメント比およびスラブにおいても、弾性波速度が大きくなると圧縮強度が大きくなる傾向が見られたが、水セメント比が30%の関係は、40, 50, 60%に比べ著しく異なっていた。特に、水セメント比が40~60%の弾性波速度と圧縮強度との関係は、両スラブともに、1つの2次曲線で表された。これに対し、水セメント比30%の弾性波速度と圧縮強度との関係は、水セメント比40~60%の関係に比べ、切片が大きくなる傾向となり、同一弾性波速度に対して高い圧縮強度を示していた。これと同様な傾向は参考文献19)の超音波速度と圧縮強度との関係において示されており、水セメント比が40%以下の低水セメント比になるとセメント量が増加するため、圧縮強度はほぼ比例的に増加するが、弾性波速度は比例的には増加していない。しかし、この原因については不明である。

スラブの違いによる弾性波速度と圧縮強度との関係を図6に示す。弾性波速度と圧縮強度との関係は、水セメント比による違いは見られたが、スラブの違いによる影響は見られず、異なる水セメント比に対してそれぞれ1つの2次曲線で表された。

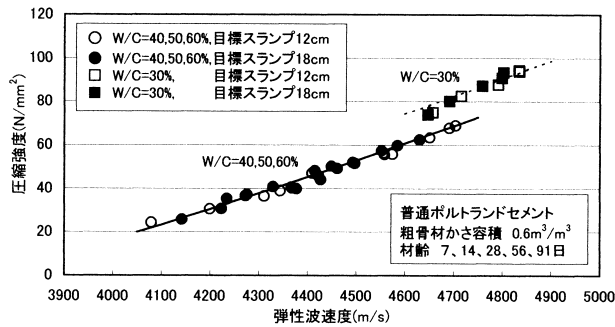


図6 スラブの違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係

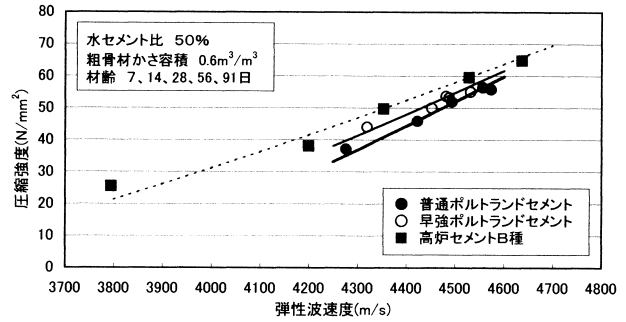


図8 セメントの種類の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係

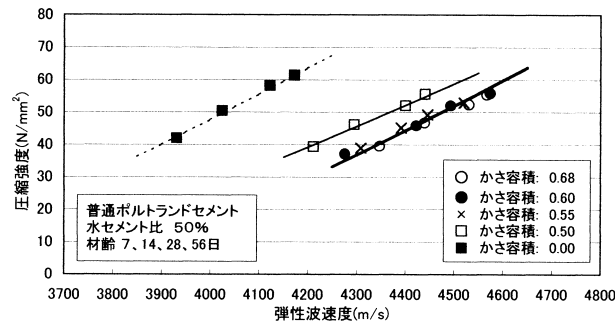


図7 粗骨材のかさ容積の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係

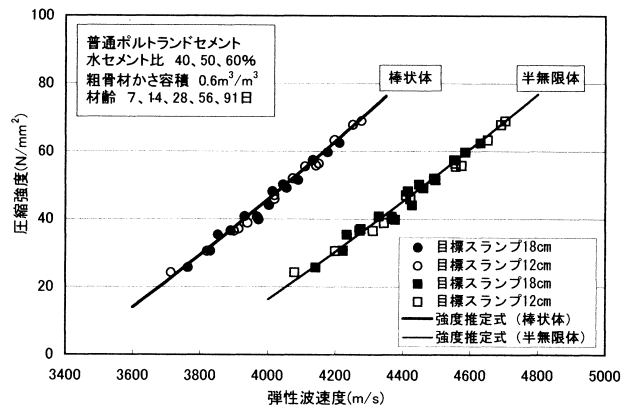


図9 一般的な調合の標準養生によるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係

(2) 粗骨材のかさ容積を変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係

粗骨材のかさ容積の違いによるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係を図7に示す。粗骨材のかさ容積が大きくなるに伴い、粗骨材の量が増加し、超音波法による音速²⁰⁾と同様に、弾性波速度は大きくなる傾向が見られたが、圧縮強度は若干小さくなる傾向が見られた。弾性波速度と圧縮強度との関係は比例関係にあるものの、粗骨材のかさ容積の違いによりその傾向は異なった。これは、コンクリート中の構成割合として、モルタル分が増加すると弾性波速度が小さくなることを示している。しかしながら、粗骨材量が多く、モルタル分が比較的少ない調合範囲では変化の割合は低くなっており、かさ容積が 0.55~0.68 m^3/m^3 のとき、弾性波速度と圧縮強度との関係はほぼ一致した。これにより、一般的なコンクリートの調合において粗骨材のかさ容積は、およそ 0.58~0.68 m^3/m^3 の範囲にあるので、材料分離を生じていなければ、粗骨材のかさ容積の影響は少ないと考えられる。

(3) セメントの種類を変えたコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係

セメントの種類の違いによる弾性波速度と圧縮強度との関係を図8に示す。セメントの種類により弾性波速度と圧縮強度との関係は、若干異なる傾向が見られた。この傾向は、高炉セメントB種、早強ポルトランドセメント、普通ポルトランドセメントの順に、弾性波速度に対して圧縮強度が高くなった。早強ポルトランドセメントは普通ポルトランドセメントと比較的と同様な関係にあるのに対し、高炉セメントB種はやや異なる傾向が見られた。しかし、早強ポルトランドセメントおよび高炉セメントB種いずれも高材齢になるに従い、普通ポルトランドセメントの関係に接近する傾向が見られ、

高炉セメントB種においても材齢が91日以上ではほぼ一致していた。これはセメントの種類により強度発現性が異なり、硬化過程の影響が弾性波速度の違いになったと考えられる。このようにセメントの種類による弾性波速度と圧縮強度との関係は、セメント固有の強度発現性と弾性波速度の成長特性に起因していると思われる。

3.5 実験結果のまとめ

本章では、コンクリートの弾性波速度に影響を及ぼす要因として、水セメント比、スラブ、粗骨材のかさ容積およびセメントの種類に着目し、それぞれの構成を変えた実験を行い、弾性波速度と圧縮強度との関係に及ぼす影響を調査した。その結果、普通ポルトランドセメントによる一般的な調合のコンクリート（圧縮強度が 20~70 N/mm^2 ）であれば、水セメント比、スラブおよび粗骨材のかさ容積の影響、すなわち調合による影響は少ないことが確認された。これにより、水セメント比 40~60%の実験結果を基に、一般的な調合の標準養生によるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係を図9に示す。丸印は棒状体を伝播する弾性波速度、四角は半無限体を伝播する弾性波速度と圧縮強度との関係である。しかしながら、高炉セメントB種の強度発現途上の材齢における弾性波速度と圧縮強度との関係および普通ポルトランドセメントにおいても40%を下回る低水セメント比の場合およびモルタル、人工軽量骨材などの場合の関係は、図9の関係とは異なるので注意が必要である。なお、図9の関係により、圧縮強度が 20 N/mm^2 以上では、弾性波速度と圧縮強度との関係に材齢が及ぼす影響はほとんど見られない。

一方、棒状体を伝播する弾性波速度、密度および動弾性係数の間には次章で述べる式(5)の関係があるので、図9の棒状体の弾性波速度と圧縮強度との関係に関して式(5)を用い、横軸を弾性波速度から動弾性係数に変換した。動弾性係数と圧縮強度との関係および回帰式を図10に示す。この結果、コンクリートの動弾性係数と圧縮強度との間には強い相関関係が認められ、相関係数は0.993であった。圧縮強度が20~70N/mm²の範囲において、動弾性係数と圧縮強度との関係は直線的^{2), 21)}であるといえる。

4. 圧縮強度推定式の誘導

4.1 圧縮強度推定式の誘導方法

コンクリートの弾性波速度と圧縮強度の間には理論的な関係式が存在しないので、以下に示すように実験的な方法により、圧縮強度推定式を誘導することとした。

半無限体を伝播する弾性波速度をV、動弾性係数をE、密度をρ、ポアソン比をνとすれば、弾性波動論²²⁾から動弾性係数は式(2)で表される。

$$E = \rho V^2 (1 + \nu) (1 - 2\nu) / (1 - \nu) \quad (2)$$

一方、コンクリートの動弾性係数と圧縮強度は、前章の実験結果のまとめで述べたように圧縮強度が20~70N/mm²の範囲において、直線的な関係になっているので、式(3)のように圧縮強度f_cを動弾性係数に関する1次式で表す。

$$f_c = a E + b \quad (3)$$

ここに、a、bは、動弾性係数と圧縮強度の実験的關係式の係数であり、実験により定まるものとする。したがって、式(3)に式(2)を代入することにより、圧縮強度は弾性波速度、密度およびポアソン比を用いて式(4)で表される。

$$f_c = a \cdot c \cdot \rho V^2 + b \quad (4)$$

なお、 $c = (1 + \nu) (1 - 2\nu) / (1 - \nu)$ である。

他方、棒の縦振動理論²²⁾から棒状体を伝播する弾性波速度をV_pとすれば、動弾性係数は式(5)で表され、式(2)と同様に式(3)を適用することにより圧縮強度は式(6)で表される。

$$E = \rho V_p^2 \quad (5)$$

$$f_c = a \cdot \rho V_p^2 + b \quad (6)$$

さらに、式(2)および式(5)より棒状体の弾性波速度に対する半無限体の弾性波速度の比(弾性波速度比)γは式(7)で表されるので、cは式(8)より算出される。

$$\gamma = V / V_p = \sqrt{(1 - \nu) / (1 + \nu) (1 - 2\nu)} = \sqrt{1/c} \quad (7)$$

$$c = 1/\gamma^2 \quad (8)$$

そこで、多数の円柱供試体を用意して弾性波速度測定と圧縮強度試験を行い、弾性波速度と圧縮強度との関係を求める。そして、棒状体を伝播する弾性波速度と圧縮強度との関係を式(6)で回帰させて係数a、bを確定する。さらに、弾性波速度比を求めて式(8)から係数cを算出すれば、式(4)も確定され、実験的な方法により圧縮強度推定式が設定される。式(4)および式(6)をそれぞれ半無限体および棒状体の弾性波速度による圧縮強度推定式と呼ぶこととする。

4.2 圧縮強度推定式の設定

前章の実験結果のまとめで示した一般的な調査の標準養生によるコンクリートの弾性波速度と圧縮強度との関係(図9)に対して前

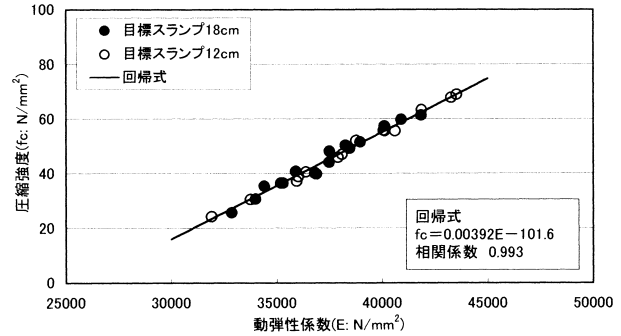


図10 動弾性係数と圧縮強度との関係

節で述べた圧縮強度推定式の誘導方法を適用し、その係数a、bおよびcを確定させ、一般的な調査の標準養生によるコンクリートの圧縮強度推定式を設定する。

一般に測定対象のコンクリート密度は未知であるので、ここではコンクリートの密度を任意に2.3g/cm³とする。まず、図9の棒状体の弾性波速度と圧縮強度との関係を式(6)で回帰させることにより、係数a=1/220、b=-121.5N/mm²が得られ、棒状体の弾性波速度による圧縮強度推定式として同図の太い実線が描かれる。

一方、図9にプロットした実験データの弾性波速度比の平均値は1.101であり、式(8)よりc=0.825が得られ、上記のa、bと共に式(4)に代入して圧縮強度を計算すると、同図の細い実線が描かれる。この回帰曲線は半無限体の弾性波速度と圧縮強度との関係(四角印)をよく捉えている。ここに、図9の太い実線および細い実線で表される関係式がそれぞれ、棒状体および半無限体の弾性波速度に対する一般的な調査の標準養生によるコンクリートの圧縮強度推定式として設定された。なお、弾性波速度比1.101を式(7)に適用すれば、動ポアソン比は0.255となり、既往の研究²³⁾とほぼ一致している。

5. まとめ

構造体コンクリートの強度管理ならびに品質管理を目的とした弾性波速度による圧縮強度推定法において、精度の向上および適用範囲について検討するために、本実験研究ではコンクリートの各種要因が弾性波速度と圧縮強度との関係に及ぼす影響を明らかにした。さらに、実験から得られた弾性波速度と圧縮強度との関係から圧縮強度推定式を求め、その係数を設定した。

本実験結果から以下のことを明らかにした。

- (1) セメントの種類により弾性波速度と圧縮強度との関係は、若干異なる傾向が見られた。早強ポルトランドセメントは普通ポルトランドセメントと比較的似たような関係にあるのに対し、高炉セメントB種は弾性波速度が比較的低くなる傾向が見られた。しかし、早強ポルトランドセメントおよび高炉セメントB種いずれも高材齢になるに従い、普通ポルトランドセメントの関係に接近する傾向が見られ、高炉セメントB種においても材齢が91日以上ではほぼ一致していた。
- (2) 水セメント比により弾性波速度と圧縮強度との関係に異なる傾向が見られた。水セメント比が30%の関係は、40、50、60%の関係とは異なる2次曲線となった。水セメント比40~60%では、弾性波速度と圧縮強度との関係はほぼ一致しており、水セメント比

の影響は殆んど見られなかった。

- (3) 弾性波速度と圧縮強度との関係にスランブの違いによる影響は殆んど見られなかった。
- (4) 粗骨材のかさ容積の違いにより、弾性波速度と圧縮強度との関係は比例関係にあるものの、その傾向は異なった。しかし、かさ容積が $0.55 \sim 0.68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ のとき、弾性波速度と圧縮強度との関係はほぼ一致していた。これにより、一般的なコンクリートの調合において粗骨材のかさ容積は、およそ $0.58 \sim 0.68 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の範囲にあるので、弾性波速度と圧縮強度との関係において粗骨材のかさ容積の影響は少ないと考えられる。
- (5) 以上の結果から、普通ポルトランドセメントを用いた一般的な調合のコンクリート（圧縮強度が $20 \sim 70 \text{ N/mm}^2$ ）であれば、水セメント比、スランブおよび粗骨材のかさ容積の違いによる影響は少なく、弾性波速度と圧縮強度との関係は一つの2次曲線で表された。この関係に、本研究で誘導した圧縮強度推定式を回帰させ、一般的な調合の標準養生によるコンクリートの圧縮強度推定式を設定した。これにより、構造体コンクリートの弾性波速度を測定し、本圧縮強度推定式を用いて強度推定が可能となり、コンクリートの強度管理等に適用できるものと思われる。

なお、本論文では扱うことができなかった弾性波速度に影響を及ぼす他の要因に関する検討および構造体コンクリートへの適用に関する詳しい検討等は、今後の課題として研究を進めている。これらのデータの蓄積により、本論文で設定した圧縮強度推定式の係数を拡張して行く方針である。

参考文献

- 1) 奥島正一、加藤金正、小坂義夫：コンクリート強度と音速とに関する実験、日本建築学会研究報告、Vol. 20, pp. 21-22, 1952
- 2) 十代田知三、野崎喜嗣、小林幸一：実大モデルによる超音波法、反発度法および複合法の検討—非破壊試験による構造体コンクリートの強度推定法、日本建築学会構造系論文報告集、No. 428, pp. 1-9, 1991. 10
- 3) 森濱和正、吉荒俊克、太田資郎：非破壊試験による圧縮強度の推定、非破壊検査、50(7), pp. 440-445, 2001. 7
- 4) 森濱和正、後藤俊宏：弾性波によるコンクリート強度推定のための検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、A, pp. 593-594, 2001
- 5) 日本建築学会：コンクリート強度推定のための非破壊試験方法マニュアル、1983
- 6) 黒野幸弘、山田和夫、中井裕司：PC床板の充填性に関する衝撃弾性波法の適用性、コンクリート工学年次論文集、Vol. 18, No. 1, pp. 1221-1226, 1996
- 7) 岩野聡史、極壇邦夫、境友昭、森濱和正：衝撃弾性波法によるコンクリート構造物の厚さ測定、コンクリート工学年次論文集、Vol. 23, No. 1, pp. 547-552, 2001

- 8) 阪井真人、木虎久人：衝撃弾性波法によるコンクリート中の欠陥評価—衝撃弾性波法にウェーブレット解析を用いた場合の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1, pp. 597-598, 2001. 9
- 9) 極壇邦夫、境友昭：衝撃弾性波法のコンクリート空隙検知への適用性、土木学会第57回年次学術講演会、Vol. 23, No. 1, pp. 349-350, 2002. 9
- 10) 塚田幸広、市村靖光：インテグリティ試験による場所打ち杭の品質管理法、土木学会論文集、No. 603/III-44, pp. 139-146, 1998. 9
- 11) 立見栄司、辻定和、蓮尾孝一：衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1, pp. 985-986, 2002. 8
- 12) 岩波光保、大即信明、二羽淳一郎、鎌田敏郎、長瀬重義：コンクリートにおける弾性波伝播挙動に関する基礎的研究、土木学会論文集、No. 627 V-44, pp. 223-238, 1999. 8
- 13) ヴォラプッタポーネ コンキット、十代田知三：条件の異なるコンクリートの音速と動弾性係数との関係—非破壊試験による構造体コンクリートの品質検査法の総合的検討(その2)—、日本建築学会構造系論文報告集、No. 527, pp. 15-19, 2000. 1
- 14) 山下英俊、堀孝司、熊谷守晃、喜多達夫：超音波伝播速度に及ぼす骨材の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 23 No. 1, pp. 583-588, 2001
- 15) 立見栄司、中田善久、河谷史郎：衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法—コンクリートの構成材料が衝撃弾性波速度に及ぼす影響—、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-1, pp. 815-816, 2003. 9
- 16) Mary Sansalone and Nicholas J. Carino : Impact-Echo Method, Concrete International, Vol. 10, No. 4, pp. 38-46, 1988. 4
- 17) 岩野聡史、境友昭、極壇邦夫、森濱和正：非破壊試験によるコンクリート品質、厚さ、鉄筋の計測に関する研究 その23 弾性波法によるコンクリートの強度の推定、日本非破壊検査協会平成13年度秋季大会講演概要集、pp. 111-114, 2001. 10
- 18) 岩野聡史、森濱和正、極壇邦夫、境友昭：弾性波速度の測定によるコンクリートの圧縮強度の推定、コンクリート工学年次論文集、Vol. 25, No. 1, pp. 1637-1642, 2003
- 19) 十代田知三、野崎喜嗣、小林幸一：超音波法、反発度法および複合法による強度推定式の提案とその有効性の検証—非破壊試験による構造体コンクリートの強度推定法(その3)—、日本建築学会構造系論文報告集、No. 458, pp. 1-9, 1994. 4
- 20) 勝畑恭一、十代田知三：コンクリートの超音波速度に影響する因子—粗骨材の量および表面粗さ—、日本建築学会大会学術講演梗概集、A, pp. 253-254, 1993
- 21) 川上英男、脇敬一、今井重行：コンクリートの共振振動数・超音波伝播速度と弾性及び強度との関係について、コンクリート工学年次論文集、Vol. 15, No. 1, pp. 619-624, 1993
- 22) 例えば、藤原邦男：振動と波動、サイエンス社
- 23) 尼崎省二：コンクリートの弾性波速度に及ぼす鋼材の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 24, No. 1, pp. 1491-1496, 2002

(2004年5月10日原稿受理、2004年9月17日採用決定)

／ 社外発表論文一覧

社外発表論文一覧【土木】 平成16年度（2004/04/01～2005/3/31）

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
フラットジャッキを併用した応力解放法によるコンクリート部材の現有応力測定	浅井洋 藤田学 LEDIOURONT 宮本則幸	RepresentativeJapan 計測リサーチコンサルタント	コンクリート工学	2004/4/1
支承を有するラーメン橋脚横梁のアラミド繊維シートによる補修・補強	三上浩 小谷純史 長屋考司 森下宣明	名古屋高速道路公社 名古屋高速道路公社	コンクリート工学	2004/6/1
コンクリート技術への需要-現状と展望-3.施工技術への需要 施工技術への需要-設計者の立場から(土木)-	藤田学		コンクリート工学	2004/9/1
SD490鉄筋を軸方向鉄筋に用いたRC橋脚の実用化に関する研究	浅井洋 春日昭夫 飯田字朗 梅原秀哲	名古屋高速道路公社 名古屋工科大学院工学研究科	土木学会論文集	2004/5/20
内部塩分と凍結防止剤により劣化したRC中空床版橋への劣化予測に基づく計画的維持管理の適用	本荘清司 井手上文雄 上東泰 丸屋剛 谷口秀明 宮川豊章	道路公団 道路公団 道路公団試験研 大成建設技術セ土木技術研 京大大学院工学研究科	土木学会論文集	2004/11/20
外ケーブル方式PC桁の曲げせん断特性に関する研究	梅津健司 平喜彦 高木康宏 藤田学 山崎淳	日本大理工	土木学会論文集	2005/2/20
ビニロン短繊維を混入した四辺支持RC版の押し抜きせん断性状に関する実験的研究	三上浩 岸徳光 田口史雄 栗橋祐介	室蘭工大工 北海道開発土木研 北海道開発土木研	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
ビニロン短繊維混入軽量コンクリートを用いたRC梁の繰り返し衝撃載荷実験	竹本伸一 岸徳光 三上浩 栗橋祐介	ドーピー建設工業 室蘭工大工 北海道開発土木研	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
AFRPシート曲げ補強RC梁の破壊挙動に及ぼす各種ひび割れの影響に関する解析的検討	張広鋒 岸徳光 小室雅人 三上浩	室蘭工科大学院工学研究科 室蘭工大工 室蘭工大工	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
AFRPシート曲げ補強RC梁の破壊性状に及ぼすシート接着長の影響	岸徳光 三上浩 栗橋祐介 沢田純之	室蘭工大工 北海道開発土木研 室蘭工科大学院	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
AFRPロッド下面埋設RC梁の耐荷性状に及ぼすロッド本数の影響	鈴木健太郎 三上浩 岸徳光 田村富雄	構研エンジニアリング 室蘭工大工 ファイバックス	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
側面補強を有するAFRPシート曲げ補強RC梁の破壊挙動に関する数値解析	小室雅人 岸徳光 三上浩 張広鋒	室蘭工大工 室蘭工大工 室蘭工科大学院工学研究科	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
段落し部をAFRPシートで曲げ補強したRC柱の定変位繰り返し載荷実験	沢田純之 岸徳光 三上浩 藤田学	室蘭工科大学院 室蘭工大工	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
2方向AFRPシートで補強したRC床版の移動荷重による疲労性状	中島規道 三上浩 田村富雄 角田敦	ファイベックス 東レ・デュボン	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
アラミド繊維ロッドを用いた橋脚基部曲げ補強に関する実験的研究	篠崎裕生 三上浩 藤田学 田村富雄	ファイベックス	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
繊維混入コンクリート部材のひび割れ幅に関する実験的検討	西野崇史 下村匠 中井裕司 伊沢一	長岡技科大大学院工学研究科 長岡技科大工 帝人テクノプロダクツ産業資材技セ	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
鋼管-コンクリート合成壁式大型橋脚模型の交番載荷実験	皆川昌樹 池田憲二 三上浩 岸徳光	北海道開発土木研 北海道開発土木研 室蘭工大	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
鋼管埋め込み式鋼・コンクリート複合ラーメン橋接合部の地震時挙動に関する実験的研究	三田村浩 池田憲二 三上浩 岸徳光	北海道開発土木研 北海道開発土木研 室蘭工大工	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造円柱脚の水平力交番載荷試験	山田武正 柴田敏雄 三上浩 篠崎裕生		コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
PC鋼材を拘束筋としたコンクリート橋脚の変形性能	中井裕司 浅井洋 久保明英 鈴木宣政	ピーエス三菱技研 ピーエス三菱	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
短繊維混入吹付けコンクリートとAFRPメッシュを併用したPC梁のせん断補強工法の提案	田口史雄 栗橋祐介 岸徳光 三上浩	北海道開発土木研 北海道開発土木研 室蘭工大工	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
短繊維混入吹付けコンクリートとAFRPメッシュを併用して補強したRC版の押し抜きせん断耐力	栗橋祐介 田口史雄 岸徳光 三上浩	北海道開発土木研 北海道開発土木研 室蘭工大工	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
せん断破壊型軽量コンクリートRC梁の耐衝撃性	竹本伸一 岸徳光 松岡健一 三上浩	ドービー建設工業 室蘭工大 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
セメントミルク硬化体と鋼材の付着強度について	和田新 川副洋一 吉岡健一 篠崎裕生	首都高速道路公団東京建設局 建設第一部新宿工事事務所 三井住友・JFE工建・若築 SJ221-2富ヶ谷出入口トンネル 特定建設工事共同企業体	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
反応性骨材を使用したPC部材の膨張挙動	森下宣明 前野裕文 鈴木信二 浅井洋 梅原秀哲	名古屋高速道路公社 名古屋高速道路公社 名古屋高速道路公社 名古屋工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
AFRPロッド下面埋設RC梁の耐荷性状に関する実験的研究	笠井和俊 岸徳光 三上浩 藤田学	大成建設 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
2方向AFRPシートを下面接着した4辺支持RC版の押し抜きせん断性状に与える補強量の影響	三上浩 藤田学 岸徳光	室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
段落し部を有するAFRPシート曲げ補強RC柱の定変位繰り返し載荷実験	森本勤 岸徳光 沢田純之 三上浩	室蘭工大 室蘭工大 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
FRPシート曲げ補強RC梁の耐荷性状に及ぼすシートの引張剛性の影響	張広鋒 岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大 室蘭工大 北海道開発土木研	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
AFRPシート曲げ補強RC梁の耐荷性状に及ぼすコンクリート圧縮強度の影響	三浦敬 岸徳光 沢田純之 三上浩	室蘭工大 室蘭工大 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
AFRPシート曲げ補強RC梁の破壊性状に与えるシート接着長の影響	沢田純之 岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大 室蘭工大 北海道開発土木研	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
アラミド繊維シートを緊張接着したRC梁の曲げ耐荷性状	中島規道 三上浩 藤田学 田村富雄	ファイベックス	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
PC鋼棒が多段配置された梁部材の曲げ補強確認実験	長屋考司 森下宣明 前野裕文 高木康宏	名古屋高速道路公社 名古屋高速道路公社 名古屋高速道路公社	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
アラミド繊維ロッドを用いたRC橋脚基部曲げ補強工法の開発	篠崎裕生 藤田学 三上浩 田村富雄	ファイベックス	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
短繊維混入吹付けコンクリート・AFRPメッシュ併用工法によるRC版の押し抜きせん断耐力向上効果	田口史雄 栗橋祐介 岸徳光 三上浩	北海道開発土木研 北海道開発土木研 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
短繊維混入吹付けコンクリートとAFRPメッシュを併用したRC梁のせん断耐力向上法に関する研究	栗橋祐介 田口史雄 三上浩 岸徳光	北海道開発土木研 北海道開発土木研 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
外面リブ付鋼管とコンクリートを合成した大型壁式橋脚模型の載荷実験-鋼管の外面リブの影響について-	西弘明 皆川昌樹 池田憲二 三上浩 岸徳光	北海道開発土木研 北海道開発土木研 北海道開発土木研 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
鋼管埋込み式複合ラーメン橋接合部の地震時挙動に関する実験的研究	小林竜太 三田村浩 三上浩 岸徳光	ドーコン 北海道開発土木研 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
サグ比が異なる自碇式吊床版橋の架設時における幾何学的非線形性	羽根航 近藤真一 前田研一 中村一史	東京都大大学院 東京都大 東京都大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
波形鋼板ウェブエクストラードPC箱桁橋の振動特性	高木康宏 藤田学 益子博志 飯島基裕		土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
せん断破壊型RC梁の衝撃耐力に関する断面形状の影響	安藤宏 岸徳光 安藤智啓 三上浩	飛鳥建設 室蘭工大 防衛庁第4研	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
粗骨材の異なる軽量コンクリートを用いた曲げ破壊型RC梁の耐衝撃性状	宮川健太 岸徳光 三上浩 竹本伸一	室蘭工大 室蘭工大 ドーピー建設工業	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
ビニロン短繊維混入軽量コンクリートを用いたせん断破壊型RC梁の耐衝撃性状	津田裕介 岸徳光 竹本伸一 三上浩	室蘭工大 室蘭工大 ドーピー建設工業	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
ひび割れ補修が曲げ破壊型RC梁の耐衝撃性状に与える影響	岸徳光 松岡健一 今野久志 三上浩	室蘭工大 室蘭工大 北海道開発局土木研	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
軽量コンクリートせん断破壊型RC梁の衝撃耐力に関する数値解析的評価	南波宏介 岸徳光 三上浩 竹本伸一	室蘭工大 室蘭工大 ドーピー建設工業	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
応力-ひずみ関係の異なる鋼材を用いたAFRPシート補強鋼管橋脚模型の静載荷実験	保木和弘 小室雅人 岸徳光 三上浩	構研エンジニアリング 室蘭工大 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
AFRPシートで補強した鋼材の力学的特性に関する板引張試験	吉田英二 小室雅人 岸徳光 三上浩	室蘭工大 室蘭工大 室蘭工大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
PC橋を対象とした高強度コンクリートの打上り面の表面仕上げ方法に関する検討	谷口秀明 藤田学		プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム 論文集	2004/9/24
プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム 論文集	高木康宏		プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム 論文集	2004/9/24
波形鋼板ウェブエクストラ ドーズドPC箱桁橋(日見夢大橋)の振動特性	高木康宏 西川孝一 岡沢祐三 田添耕治	道路公団 道路公団	プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム 論文集	2004/9/24
ビニロン短繊維混入軽量コンクリートはりに関する重錘落下衝撃実験	岸徳光 三上浩 竹本伸一 栗橋祐介	室蘭工大 ドーピー建設工業 北海道開発土木研	日本学術会議材料研究連合講演会講演論文集	2004/10/20
高靱性コンクリートを用いたRC梁の重錘落下衝撃挙動	三上浩 岸徳光 田口史雄 栗橋祐介	室蘭工大 北海道開発土木研 北海道開発土木研	日本学術会議材料研究連合講演会講演論文集	2004/10/20
衝撃荷重を受けたRC梁のひび割れ補修前後における残存衝撃耐力	岸徳光 今野久志 西弘明 三上浩	室蘭工大 北海道開発土木研 北海道開発土木研	構造工学論文集A	2005/3/20
ビニロン短繊維を混入した曲げ破壊型RC梁の耐衝撃挙動	岸徳光 田口史雄 栗橋祐介 三上浩	室蘭工大 北海道開発土木研 北海道開発土木研	構造工学論文集A	2005/3/20
鋼製セグメントとRC躯体の接合部応力伝達に関する一考察	土橋浩 川田成彦 白鳥明 山田武正 吉岡健一 篠崎裕生 大竹省吾	首都高速道路公団 首都高速道路公団 首都高速道路公団 オリエンタルコンサルタンツ	構造工学論文集A	2005/3/20

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
2段鉄筋を有するRC橋脚の配筋合理化に関する実験的研究	玉置一清 永元直樹 三加崇 春日昭夫		構造工学論文集A	2005/3/20
FRPシート曲げ補強RC梁の定荷重繰り返し載荷時における耐荷挙動	岸徳光 三上浩 栗橋祐介	室蘭工大 北海道開発土木研	構造工学論文集A	2005/3/20
AFRPシート下面補強RC版の押し抜きせん断性状に関する一考察	三上浩 藤田学 岸徳光 沢田純之	室蘭工大工 室蘭工科大学院工学研究科	構造工学論文集A	2005/3/20
側面接着法による剥離破壊型FRPシート曲げ補強RC梁の剥離制御に関する実験的研究	岸徳光 三上浩 栗橋祐介 沢田純之	室蘭工大工 北海道開発土木研 室蘭工科大学院工学研究科	構造工学論文集A	2005/3/20
離散ひび割れ配置モデルのFRPシート曲げ補強RC梁に関する数値解析への適用性	ZHANGGuangfeng 岸徳光 三上浩	室蘭工科大学院工学研究科 室蘭工大工	構造工学論文集A	2005/3/20
シールド坑内分岐・接合工法の開発(その2)-JUC工法用特殊セグメントの概要-	橋口彰夫 武田寿雄 清水安雄 田村直明	石川島建材工業	土木学会年次学術講演会講演概要集CD-ROM	2004/9/1
分割型推進管による推進時の挙動特性について	西川和良 田中正樹 須川智久 植竹克利 川相章	住建コンクリートエ業技術開発部 日本下水道管渠推進技術協	トンネル工学論文集	2004/11/25
推進・シールド技術の底力[推進・シールド関連の最新技術]非開削による既設管きよの撤去工法『Reキューブモール』	清水安雄		月刊下水道	2004/12/1
鉄道直下の函体けん引に鏡補強ボルトを採用-里塚・上野幌連絡線 JR上野幌駅構内アンダーパス工事-	小西康人 海原卓也 小野隆利 須川智久	JR北海道 JR北海道工務技セ 鉄道総合技術研	トンネルと地下	2005/2/1
トンネル観測化施工の新しいパラダイムを目指して	桜井春輔 板倉賢一 岡野成敏 山地宏志	建設工学研 室蘭工大	土と基礎	2004/6/1
SCP工法の基礎的挙動に関する液状化振動台実験	兵動正幸 三浦房紀 斉藤直 池田陵志 山本陽一 高橋直樹 岸下崇裕	山口大 山口大 エネルギー・エコ・マテリア エネルギー・エコ・マテリア フジタ	地盤工学研究発表会発表講演集	2004/6/15
オンライン地震応答実験による多層固化改良に関する研究	市川昌治 木村真也 兵動正幸 吉本憲正 山本陽一 高橋直樹 岸下崇裕	山口大大学院 山口大大学院 山口大工 山口大工 フジタ	地盤工学研究発表会発表講演集	2004/6/15

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
液状化地盤における多層固化改良に関する研究(その4:改良形式の比較)	三浦房紀 兵動正幸 吉本憲正 岸下崇裕 山本陽一 高橋直樹	山口大 山口大 山口大 フジタ	地盤工学研究発表会発表講演集	2004/6/15
杭・構造物-地盤連成系オンライン地震応答実験による液状化地盤中の杭挙動について	木村真也 市川昌治 高橋直樹 山本陽一 兵動正幸 吉本憲正 岸下崇裕	山口大大学院 山口大大学院 山口大工 山口大工 フジタ	地盤工学研究発表会発表講演集	2004/6/15
粘土・砂互層地盤の地震動特性に関するオンライン地震応答実験	高橋直樹 山本陽一 兵動正幸 吉本憲正	山口大工 山口大工	土木学会論文集	2004/6/20
分割型PC推進管の基本性能と適用性について	西川和良 新井英雄 三上博 近藤二郎 石川真 石川和秀	住建コンクリート工業技術開発部 横浜市下水道局 日本下水道管渠推進技術協	土木学会論文集	2004/6/20
裏込注入材料を用いたPCグラウトの地上注入試験	金子正士 須川智久 植竹克利 石井三郎	住建コンクリート工業 立花マテリアル	土木学会年次学術講演会講演概要集CD-ROM	2004/9/1
軌道直下での大型函体けん引工事における長尺鏡補強ボルトの設計	須川智久 黒沼範男 小島芳之 小野隆利 吉野伸一 小西康人	鉄道総合技術研 鉄道総合技術研 JR北海道 JR北海道	土木学会年次学術講演会講演概要集CD-ROM	2004/9/1
メタンセンサーによる溶存メタンガス量の孔内測定	佐々木勝司 木山保 山本陽一 丸井敦尚	サンコーコンサルタント 幌延地圏環境研 産業技術総合研	土木学会年次学術講演会講演概要集CD-ROM	2004/9/1
緩い砂質土地盤における鉄筋補強土工法の実施例	戸村豪治 塩見秀樹 木村裕史 川島真澄		土木学会年次学術講演会講演概要集CD-ROM	2004/9/1
可視化情報処理に基づくトンネル情報化施工システムの開発-削孔機械量データのクリッピング補間による岩盤内部の3D可視化表示-	田口真司 板倉賢一 佐藤一彦 山地宏志	室工大院 室工大工 室工大工	資源・素材学会北海道支部春季講演会講演要旨集	2004/6/17
さく岩機の機械量データによる坑道天盤の可視化	板倉賢一 佐藤一彦 田口真司 山地宏志 山田文孝 山下高俊	室工大工 室工大工 室工大院	資源・素材	2004/09/14 -2004/09/16

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
ベントナイト混合土の近赤外線スペクトル測定-現場計測による特性評価	米田哲朗 河原木千恵 中村祐亮 岡田朋子 水野克己 戸村豪治 中田雅夫	北大大学院工学研究科 北大大学院工学研究科 北大工 ホージュン ホージュン	資源・素材	2004/09/14 -2004/09/16
測定方法の違いがフレッシュコンクリートの単位水量の推定精度に及ぼす影響	谷口秀明 松田拓 浅井洋 藤田学		土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
立坑覆工コンクリートの健全性調査	樋口正典 勝沼好夫 見掛信一郎 佐藤稔紀	核燃料サイクル開発機構 核燃料サイクル開発機構	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
高周波加熱乾燥法による単位水量の推定に及ぼす各種要因の影響	松田拓 谷口秀明 西本好克 蓮尾孝一		土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
各種因子を考慮したリバウンドハンマーによる圧縮強度推定式の提案	斯波明宏 川中政美 林敬史	安藤建設 不動建設	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
リバウンドハンマーによる強度推定式に及ぼす各種因子の影響	斯波明宏 高見錦一 石川伸介 林敬史	浅沼組技研 安藤建設技研 不動建設土木事業本部技術部	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
リバウンドハンマーによる強度推定式の提案とその評価	斯波明宏 河上浩司 石川伸介 渡辺聡	安藤建設技研 松村組技研	コンクリート工学	2005/2/1
地上型レーザースキャナーとGPS/IMUを用いた三次元形状計測システムの開発	村山盛行 佐田達典	フィールドテック	応用測量論文集	2004/6/17
シールド工事における最近の施工動向 坑内分岐シールド工法「JUC工法」の実施=立坑不要の坑内分岐・接合工法用セグメントの採用と実施状況	武田寿雄 神山淳 河村邦基 庄村典生 清水安雄		建設機械	2004/8/1
最近の測量機械 GPSを用いた土工管理システムの実用化=JH静岡第二東名高速道路小瀬戸工事への導入=	三上博 林田岳士 久保重行 松本充生		建設機械	2005/3/1
車載デジタルハイビジョンカメラによる道路空間計測	佐田達典 掛橋孝夫 村山盛行	テクノバンガード フィールドテック	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
車載型GPS/IMUの走行軌跡比較実験	村山盛行 佐田達典	フィールドテック	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
三次元レーザープロファイラを用いた城郭石垣計測システムの開発	大津慎一 佐田達典 左子斉 水本雅夫		土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
精密写真測量を用いたアラミドロッドの微小変形計測	塩崎正人 秋本圭一	四国職業能力開発大	土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1
城郭石垣修復トータルシステムの開発	小野和芳 左子斉 水本雅夫 佐田達典 大津慎一		土木学会年次学術講演会講演 概要集CD-ROM	2004/9/1

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
高倍率WEBカメラを用いたひび割れ計測	塩崎正人 佐田達典 ス波明宏 樋口正典		土木情報利用技術講演集	2004/10/26
三次元レーザープロファイラを用いた城郭石垣計測システムの開発	大津慎一 佐田達典 水本雅夫		土木情報利用技術論文集	2004/10/26
城郭石垣修復トータルシステムの開発 三次元レーザー計測の活用による石垣表面形状の可視化	水本雅夫 大津慎一		検査技術	2004/11/1
地上型レーザースキャナーとGPS/IMUを用いた三次元形状計測システムの開発	村山盛行 佐田達典	フィールドテック	測量	2005/3/10

社外発表論文一覧【建築】 平成16年度（2004/04/01～2005/3/31）

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
柱梁接合部一体型のプレキャスト梁を用いたRC造架構の加力実験（その1）実験概要および破壊状況	山中久幸 小坂英之 新上浩 松本啓二		日本建築学会学術講演梗概集 C-2構造4	2004/7/31
柱梁接合部一体型のプレキャスト梁を用いたRC造架構の加力実験（その2）各部の変形とシー管内の柱主筋のひずみ性状	小坂英之 山中久幸 新上浩 松本啓二		日本建築学会学術講演梗概集 C-2構造4	2004/7/31
低強度コンクリート柱の耐震補強に関する研究	相場豊史 谷垣正治 槇谷栄次 神尾俊久 小杉一正	関東学院大大学院工学研究科 関東学院大工 関東学院大工 ファイベックス	日本建築学会学術講演梗概集 C-2構造4	2004/7/31
段差付き一方向アンボンドスラブの曲げ載荷実験（その2：終局荷重およびPC鋼線の配線方法の検討）	江頭寛 鈴木亨 山中久幸 小坂英之 新上浩 鈴木利哉		日本建築学会学術講演梗概集 C-2構造4	2004/7/31
段差付き一方向アンボンドスラブの曲げ載荷実験（その1：実験計画と結果の概要）	鈴木亨 江頭寛 山中久幸 小坂英之 新上浩 鈴木利哉		日本建築学会学術講演梗概集 C-2構造4	2004/7/31
耐震開口フレームを用いて補強した木質構造軸組に関する実験的検討	手塚慎一 大橋好光 川上修 北構勝 相馬靖宏 手塚純一	熊本県大 建材試験センター J建築システム J建築システム J建築システム	日本建築学会学術講演梗概集 C-1構造3	2004/7/31
ソイルセメント本設杭工法の杭頭接合部載荷実験	宮田勝利 大塚繁 中島正博 江頭寛 山中久幸 田野健治		日本建築学会学術講演梗概集 B-1構造1	2004/7/31
RC構造物の逆打ち工法における構真柱頭部の支圧性状に関する実験的研究	田野健治 山中久幸 山田哲也 伊藤彰		日本建築学会学術講演梗概集 B-1構造1	2004/7/31
滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発(その2)基本性能	高塚健 加瀬良二 稲田達彦 古橋剛 鈴木亨 中南滋樹	三協オイルレス工業 三協オイルレス工業 三協オイルレス工業	日本建築学会学術講演梗概集 B-2構造2	2004/7/31
滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発(その1)装置概要	中南滋樹 鈴木亨 古橋剛 加瀬良二 高塚健 稲田達彦	三協オイルレス工業 三協オイルレス工業 三協オイルレス工業	日本建築学会学術講演梗概集 B-2構造2	2004/7/31

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
高減衰層をもつ超高層建物の振動特性(その2)モード減衰と地震応答解析	鈴木利哉 新上浩 山中久幸 鈴木亨 小坂英之 江頭寛		日本建築学会学術講演梗概集 B-2構造2	2004/7/31
高減衰層をもつ超高層建物の振動特性(その1)架構概要と固有价值解析	新上浩 鈴木利哉 山中久幸 鈴木亨 小坂英之 江頭寛		日本建築学会学術講演梗概集 B-2構造2	2004/7/31
粘性流体ダンパーの減衰力評価法について	原田浩之 鈴木亨 谷垣正治		日本建築学会学術講演梗概集 B-2構造2	2004/7/31
粘弾性ダンパーを内蔵したRC壁に対する面外変形の影響	平田裕一 谷垣正治 鈴木亨 鈴木利哉 野口恭司 坂口達	横浜ゴム	日本建築学会学術講演梗概集 B-2構造2	2004/7/31
鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性 (その1) 地盤における振動伝搬特性	山岸邦彰 岩本毅 山中久幸 原田浩之 嶋田泰 野路利幸	福井工大	日本建築学会学術講演梗概集 D-1環境工学1	2004/7/31
鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性 (その2) 基礎の入力損失と免震層の振動伝搬特性	岩本毅 山岸邦彰 有松重雄 赤尾伸一 原田浩之 野路利幸	福井工大	日本建築学会学術講演梗概集 D-1環境工学1	2004/7/31
鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性 (その3) 建物高さ方向の振動伝搬特性	谷垣正治 岩本毅 山岸邦彰 原田浩之 嶋田泰 野路利幸	福井工大	日本建築学会学術講演梗概集 D-1環境工学1	2004/7/31
鉄道軌道に近接する免震建物の振動伝搬特性 (その4) 免震建物の上下動低減効果の解析的検討	野路利幸 山岸邦彰 谷垣正治 小坂英之 岩本毅 原田浩之	福井工大	日本建築学会学術講演梗概集 D-1環境工学1	2004/7/31
衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法に関する研究-コンクリートの構成材料・含水率等が衝撃弾性波速度に及ぼす影響-	立見栄司 中田善久 河谷史郎	ものづくり大 ものづくり大	日本建築学会学術講演梗概集 A-1材料施工	2004/7/31
衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定方法に関する基礎的研究-コンクリートの使用材料および調合の違いが弾性波速度に及ぼす影響-	立見栄司 中田善久 河谷史郎	ものづくり大 ものづくり大	日本建築学会構造系論文集	2005/1/30

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
周囲拘束型鉛ダンバーの減衰性能に関する実験的研究	原田浩之 鈴木利哉 浅野幸一郎	関西大工	日本建築学会構造系論文集	2005/2/28
積算温度方式による若材齢強度の推定法 (その2:強度推定式とその検証)	蓮尾孝一 西本好克 松田拓 菅谷和人		日本建築学会学術講演梗概集 A-1材料施工	2004/7/31
積算温度方式による若材齢強度の推定法 (その1:実験概要および結果)	菅谷和人 西本好克 蓮尾孝一 河上浩司		日本建築学会学術講演梗概集 A-1材料施工	2004/7/31
フレッシュコンクリートの単位水量の迅速測定における測定精度の検討	谷口秀明 松田拓 蓮尾孝一 河上浩司 西本好克		日本建築学会学術講演梗概集 A-1材料施工	2004/7/31
Fc100N/mm ² クラスの高強度コンクリートの品質管理 (その3:実施工時の結果)	加納嘉 西本好克 蓮尾孝一 松田拓		日本建築学会学術講演梗概集 A-1材料施工	2004/7/31
Fc100N/mm ² クラスの高強度コンクリートの品質管理 (その2:単位水量)	松田拓 蓮尾孝一 河上浩司 谷口秀明		日本建築学会学術講演梗概集 A-1材料施工	2004/7/31
Fc100N/mm ² クラスの高強度コンクリートの品質管理 (その1:実機練りおよび施工実験)	菅谷泰之 加納嘉 蓮尾孝一 松田拓		日本建築学会学術講演梗概集 A-1材料施工	2004/7/31
コンクリート中の水分による圧縮強度評価に関する研究	河上浩司 西本好克 蓮尾孝一 松田拓 榊田佳寛	宇都宮大工	日本建築学会学術講演梗概集 A-1材料施工	2004/7/31
高強度構造体コンクリート中の水分分布と圧縮強度に関する研究	西本好克 河上浩司 蓮尾孝一 松田拓 榊田佳寛	宇都宮大工	日本建築学会学術講演梗概集 A-1材料施工	2004/7/31
各種因子を考慮したリバウンドハンマーによる圧縮強度推定式の提案	渡辺聡 西本好克 高見錦一 川幡栄治	松村組技研 浅沼組技研 東亜建設工業建築本部	日本建築学会学術講演梗概集 A-1材料施工	2004/7/31
高強度コンクリートの強度発現に及ぼすコンクリート中の水分の影響に関する研究	河上浩司 西本好克 榊田佳寛	宇都宮大工	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
促進養生したコンクリートの初期強度発現性状	蓮尾孝一 西本好克 松田拓 河上浩司		コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
高強度コンクリートへのリバウンドハンマーの適用と強度推定式の提案	渡辺聡 中根博 川幡栄治 河上浩司	松村組技研 大木建設技研 東亜建設工業	コンクリート工学年次論文集	2004/6/25
三井住友建設技術研究所の音響実験施設 箱型床衝撃音実験室	岩本毅		騒音制御	2004/6/1

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
建物高層階への音の伝搬	安岡博人		騒音制御	2004/8/1
音響材料などカタログデータの 見方 5.床仕上げ材 その1	赤尾伸一		音響技術	2004/6/30
最近の集合住宅設計と音環境 性能 集合住宅の遮音性能保証 の現状	安岡博人		音響技術	2004/9/30
あれっ!何の音?-建物内外で起 こる異音・不思議音-1.総論 不思議音の範囲(住宅騒音の特 徴と受音者の生理反応,心理)	安岡博人 中沢真司	鉄建建設技センター	音響技術	2004/12/31
集合住宅における排水立て管 からの伝搬音に関する研究 空 気伝搬音に関する実験	嶋田泰 安岡博人 塚本幸助 小島誠造	小島製作所	日本建築学会学術講演梗概集 D-1環境工学1	2004/7/31
変形ボイドスラブの音響特性 について	安岡博人 岩本毅 鍵谷勝	油化三昌建材	日本建築学会学術講演梗概集 D-1環境工学1	2004/7/31
浴室からの固体音測定標準加 振源に関する検討-実験室にお ける発生音特性の検討-	浜田幸雄 赤尾伸一	日本大工	日本騒音制御工学会研究発表 会講演論文集	2004/4/23
重量床衝撃音測定法に対する 提案	山本耕三 赤尾伸一 田中学 漆戸幸雄 田野正典 稲留康一	東洋建設総合技研 日総試 フジタ技セ 鹿島建設 奥村組技研	日本騒音制御工学会研究発表 会講演論文集	2004/9/16
集合住宅の排水立て管からの 放射音に関する研究	嶋田泰 安岡博人 塚本幸助 小島誠造 河村憲彦 馬場敦	小島製作所 小島製作所 小島製作所	日本騒音制御工学会研究発表 会講演論文集	2004/9/16
不思議音の解決に役立つ音を 表す言葉	安岡博人 中川清 中沢真司	清水建設技研 鉄建建設技セ	日本騒音制御工学会研究発表 会講演論文集	2004/9/16
二重床における上部床の応答 に関する実験的検討-その2 周 波数応答解析-	岩本毅 嶋田泰 赤尾伸一 安岡博人 藤井弘義 安岡正人	東洋大 東京理大	日本音響学会研究発表会講演 論文集	2004/9/21
二重床における上部床の応答 に関する実験的検討-その1 力 と変位の時刻歴解析-	岩本毅 嶋田泰 赤尾伸一 安岡博人 藤井弘義 安岡正人	東洋大 東京理大	日本音響学会研究発表会講演 論文集	2004/9/21
箱型床衝撃音実験室における コンクリートスラブ性状につ いて	安岡博人 嶋田泰		日本音響学会研究発表会講演 論文集	2004/9/21
重量床衝撃音測定上の問題点 に関する検討	赤尾伸一 山本耕三 河原塚透 中川清 中森俊介 吉村純一	東洋建設技研 大成建設技術セ 清水建設技研 小林理学研 小林理学研	日本音響学会研究発表会講演 論文集	2004/9/21

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
音響共鳴を利用した空気吹付 発音によるコンクリートひび 割の深さ検知法-2ch受音による 検知診断の結果について-	岩瀬昭雄 安岡博人	新潟大工	日本音響学会研究発表会講演 論文集	2004/9/21
集合住宅における排水立て管 の騒音対策（「排水立て管の 騒音対策支援システム」の開 発）	中藤達彦 塚本幸助 安岡博人 嶋田泰		建築設備と配管工事	2005/2/1
送電線近傍における環境磁場 の予測・低減化技術に関する 研究 その9 磁場計測と数値シ ミュレーションによる構造物 の影響評価	新納敏文 川瀬隆治 石橋孝一	フジタ技セ 東急建設技研	日本建築学会学術講演梗概集 D-1環境工学1	2004/7/31
送電線近傍における環境磁場 の予測・低減化技術に関する 研究 その8 送電線直下にお ける「コの字型遮蔽」の低減効 果確認実験	石橋孝一 新納敏文 川瀬隆治	フジタ技セ 東急建設技研	日本建築学会学術講演梗概集 D-1環境工学1	2004/7/31
送電線近傍における環境磁場 の予測・低減化技術に関する 研究 その7 電磁環境実験施設 における「コの字型遮蔽」の 低減効果確認実験	川瀬隆治 石橋孝一 新納敏文	東急建設技研 フジタ技セ	日本建築学会学術講演梗概集 D-1環境工学1	2004/7/31
湿球温度を用いた蒸発冷却面 温度の計算法	島田潔 紺野康彦		日本建築学会学術講演梗概集 D-2環境工学2	2004/7/31
外断熱における窓の取り付け 方法と結露防止性能に関する 検討 その2 実験結果	紺野康彦 酒井英二 SADEGHIANMT 鈴木大隆 福島明	タギ建築環境コンサルタント 北海道北方建築総研 北海道建設部	日本建築学会学術講演梗概集 D-2環境工学2	2004/7/31
外断熱における窓の取り付け 方法と結露防止性能に関する 検討 その1 実験の概要と窓面 への結露	酒井英二 紺野康彦 SADEGHIANMT 鈴木大隆 福島明	タギ建築環境コンサルタント 北海道北方建築総研 北海道建設部	日本建築学会学術講演梗概集 D-2環境工学2	2004/7/31
コミッショニングプロセスの 考え方-第3報 コミッショニン グプロセスの効果と課題-	西尾新一 川島実 大阪谷彰 泉山浩郎 市川哲也 大代誠 城田修司 中村慎 疋田秀昭	清水建設技研 戸田建設技研 鹿島建設技研 東急建設技術本部 大林組 西松建設 竹中工務店 大成建設	日本建築学会学術講演梗概集 F-1都市計画建築経済・住宅 問題	2004/7/31
コミッショニングプロセスの 考え方-第2報 コミッショニン グプロセスのポイントと既存 の手法との比較-	大阪谷彰 川島実 西尾新一 泉山浩郎 市川哲也 大代誠 城田修司 中村慎 疋田昌之	戸田建設技研 清水建設技研 鹿島建設技研 東急建設技術本部 大林組 西松建設 竹中工務店 大成建設	日本建築学会学術講演梗概集 F-1都市計画建築経済・住宅 問題	2004/7/31

題名	発表者名	所属 空欄は三井住友建設	発表誌名	発表講演 年月日
コミッションングプロセス(2) 「米国における調査結果」	市川哲也 川島実 中村慎 疋田昌之 西尾新一 大阪谷彰 小野島一 城田修司 泉山浩郎	東急建設 清水建設技研 竹中工務店 大成建設 戸田建設技研 大林組 西松建設 鹿島建設技研	建築設備	2005/2/1
コミッションングプロセス(1) 「要求品質実現のためのプロセスマネジメント」	市川哲也 川島実 中村慎 疋田昌之 西尾新一 大阪谷彰 小野島一 城田修司 泉山浩郎	東急建設 清水建設技研 竹中工務店 大成建設 戸田建設技研 大林組 西松建設 鹿島建設技研	建築設備	2005/1/1
設備研究 コミッションングプロセス(3)「米国の実例にみるコミッションングプロセスの意義」	市川哲也 川島実 中村慎 疋田昌之 西尾新一 大阪谷彰 小野島一 城田修司 泉山浩郎	東急建設 清水建設技研 竹中工務店 大成建設 戸田建設技研 大林組 西松建設 鹿島建設技研	建築設備	2005/3/1
電磁環境対策 5 情報技術社会に対応した電磁環境	黒崎幸夫		電設技術	2004/7/5
核融合環境における電気設備(その42)アラミド繊維補強コンクリート基礎の特性試験(1)	柏崎和久 村野佳大 森戸義美 荘司昭朗 大川慶直 樫村伸司 加藤武彦 森谷俊夫 小杉正一	関電工 関電工 関電工 原研 原研 原研 熊谷組 ファイバックス	電気設備学会研究発表会講演 論文集	2004/8/1
住宅用ダクト換気システムの 風量設計法に関する研究 その 2 換気部品の全圧損失係数の 評価	長谷川功 沢地孝男 田島昌樹 清水則夫	国土技術政策総合研 国土技術政策総合研 ベターリビング	空気調和・衛生工学会学術講 演会講演論文集	2004/8/20
住宅用ダクト式換気システムの 風量設計手法に関する研究 その1 システム部材の風量-圧 力特性測定方法	清水則夫 沢地孝男 田島昌樹 長谷川功	ベターリビング 国土技術政策総合研 国土技術政策総合研	空気調和・衛生工学会学術講 演会講演論文集	2004/8/20
板状超高層建物の風力特性に 関する研究 その2 層風力特性 と風力間の相関	作田美知子 野田博 平田裕一 野路利幸	 福井工大	日本建築学会学術講演梗概集 B-1構造1	2004/7/31
板状超高層建物の風力特性に 関する研究 その1 実験概要な らびに一般化風力の特性	野田博 作田美知子 長谷川功 野路利幸	 福井工大	日本建築学会学術講演梗概集 B-1構造1	2004/7/31

三井住友建設技術研究所報告 No.3 2005

平成 17 年 9 月 30 日発行

編集・発行

三井住友建設株式会社技術研究所
流山研究所

〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1

TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

小山研究所

〒329-0432 栃木県河内郡南河内町仁良川
1726

TEL.0285-48-2611 FAX 0285-48-2655

印刷 株式会社 コスモプランニング

Reports of Technical Research Institute of
SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

No.3 September 2005

Published and Edited by

Technical Research Institute of

SUMITOMO MITSUI CONSTRUCTION CO.,LTD

Nagareyama Site

518-1,Komaki,Nagareyama-shi,Chiba 270-0132

TEL.04-7140-5220 FAX 04-7140-5221

Oyama Site

1726,Niragawa,Minamikawachi-machi,Tochigi

329-0432

TEL.0285-48-2611 FAX 0285-48-2655

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

三井住友建設株式会社
技 術 研 究 所