

E-Defense を用いた実大 RC 橋脚(C1-6 橋脚) 震動破壊実験研究報告書

— ポリプロピレンファイバーコンクリートを用いた高耐震性能橋脚の開発 —

**Large-scale Shake Table Experiment on a Component Model
(C1-6 model) Using E-Defense**

— Experiment on a Polypropylene Fiber Reinforce Cement Composite Column —



防災科学技術研究所研究資料

- 第 391 号 大規模空間吊り天井の脱落被害メカニズム解明のための E-ディフェンス加振実験 報告書 –大規模空間吊り天井の脱落被害再現実験および耐震吊り天井の耐震余裕度検証実験– 193pp. 2015 年 2 月発行
- 第 392 号 地すべり地形分布図 第 58 集「鹿児島県域諸島」27 葉(5 万分の 1). 2015 年 3 月発行
- 第 393 号 地すべり地形分布図 第 59 集「伊豆諸島および小笠原諸島」10 葉(5 万分の 1). 2015 年 3 月発行
- 第 394 号 地すべり地形分布図 第 60 集「関東中央部」15 葉(5 万分の 1). 2015 年 3 月発行
- 第 395 号 水害統計全国版データベースの整備. 発行予定
- 第 396 号 2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における災害情報の利活用に関するヒアリング調査 58pp. 2015 年 7 月発行
- 第 397 号 2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における建物被害に関する情報収集調査速報 16pp. 2015 年 9 月発行
- 第 398 号 長岡における積雪観測資料 (37) (2014/15 冬期) 29pp. 2015 年 11 月発行
- 第 399 号 東日本大震災を踏まえた地震動ハザード評価の改良 (付録 DVD) 253pp. 2015 年 12 月発行
- 第 400 号 日本海溝に発生する地震による確率論的津波ハザード評価の手法の検討 (付録 DVD) 216pp. 2015 年 12 月発行
- 第 401 号 全国自治体の防災情報システム整備状況 47pp. 2015 年 12 月発行
- 第 402 号 新庄における気象と降積雪の観測(2014/15 年冬期) 47pp. 2016 年 2 月発行
- 第 403 号 地上写真による鳥海山南東斜面の雪渓の長期変動観測(1979～2015 年) 52pp. 2016 年 2 月発行
- 第 404 号 2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における地震の概要と建物被害に関する情報収集調査報告 54pp. 2016 年 3 月発行
- 第 405 号 土砂災害予測に関する研究会–現状の課題と新技術–プロシーディング 220pp. 2016 年 3 月発行
- 第 406 号 津波ハザード情報の利活用報告書 132pp. 2016 年 8 月発行
- 第 407 号 2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における災害情報の利活用に関するインタビュー調査 –改訂版– 120pp. 2016 年 10 月発行
- 第 408 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2015/16 年冬期) 39pp. 2017 年 2 月発行
- 第 409 号 長岡における積雪観測資料 (38) (2015/16 冬期) 28pp. 2017 年 2 月発行
- 第 410 号 ため池堤体の耐震安全性に関する実験研究 –改修されたため池堤体の耐震性能検証– 87pp. 2017 年 2 月発行
- 第 411 号 土砂災害予測に関する研究会–熊本地震とその周辺–プロシーディング 231pp. 2017 年 3 月発行
- 第 412 号 衛星画像解析による熊本地震被災地域の斜面・地盤変動調査 –多時期ペアの差分干渉 SAR 解析による地震後の変動抽出– 107pp. 2017 年 9 月発行
- 第 413 号 熊本地震被災地域における地形・地盤情報の整備 –航空レーザ計測と地上観測調査に基づいた防災情報データベースの構築– 154pp. 2017 年 9 月発行
- 第 414 号 2017 年度全国市区町村への防災アンケート結果概要 69pp. 2017 年 12 月発行
- 第 415 号 全国を対象とした地震リスク評価手法の検討 450pp. 2018 年 3 月発行予定
- 第 416 号 メキシコ中部地震調査速報 28pp. 2018 年 1 月発行
- 第 417 号 長岡における積雪観測資料(39) (2016/17 冬期) 29pp. 2018 年 2 月発行
- 第 418 号 土砂災害予測に関する研究会 2017 年度プロシーディング 149pp. 2018 年 3 月発行
- 第 419 号 九州北部豪雨における情報支援活動に関するインタビュー調査 90pp. 2018 年 7 月発行
- 第 420 号 液状化地盤における飽和度確認手法に関する実験的研究 –不飽和化液状化対策模型地盤を用いた模型振動台実験– 62pp. 2018 年 8 月発行
- 第 421 号 新庄における気象と降積雪の観測(2016/17 年冬期) 45pp. 2018 年 11 月発行
- 第 422 号 2017 年度防災科研クライシスレスポンスサイト(NIED-CRS)の構築と運用 56pp. 2018 年 12 月発行
- 第 423 号 耐震性貯水槽の液状化対策効果に関する実験研究 –液状化による浮き上がり防止に関する排水性能の確認– 48pp. 2018 年 12 月発行
- 第 424 号 パイプロを用いた起振時過剰間隙水圧計測による原位置液状化強度の評価手法の検討–原位置液状化強度の評価に向けた土槽実験の試み– 52pp. 2019 年 1 月発行
- 第 425 号 ベントナイト系遮水シートの設置方法がため池堤体の耐震性に与える影響 102pp. 2019 年 1 月発行
- 第 426 号 蛇籠を用いた耐震性道路擁壁の実大振動台実験および評価手法の開発–被災調査から現地への適用に至るまで– 114pp. 2019 年 2 月発行
- 第 427 号 津波シミュレータ TNS の開発 67pp. 2019 年 3 月発行
- 第 428 号 長岡における積雪観測資料(40) (2017/18 冬期) 29pp. 2019 年 2 月発行
- 第 429 号 配管系の弾塑性地震応答評価に対するベンチマーク解析 72pp. 2019 年 3 月発行
- 第 430 号 津波浸水の即時予測を目的とした津波シナリオバンクの構築 169pp. 2019 年 3 月発行

防災科学技術研究所研究資料

- 第 431 号 土砂災害予測に関する研究会 2018 年度プロシーディング 65pp. 2019 年 3 月発行
- 第 432 号 全国を概観するリアルタイム地震被害推定・状況把握システムの開発 311pp. 2019 年 3 月発行
- 第 433 号 新庄における気象と降積雪の観測(2017/18 年冬期) 51pp. 2019 年 3 月発行
- 第 434 号 SIP4D を活用した災害情報の広域連携に関する取り組み –南西レスキュー 30 における活動報告– 158pp. 2019 年 6 月発行
- 第 435 号 SIP4D を活用した災害情報の広域連携に関する取り組み –みちのく ALERT2018 における活動報告– 140pp. 2019 年 7 月発行
- 第 436 号 平成 30 年 7 月豪雨 (西日本豪雨) の被災自治体における災害情報システムの活用実態に関する調査 60pp. 2019 年 9 月発行
- 第 437 号 SIP4D 利活用システム技術仕様書・同解説 142pp. 2019 年 10 月発行
- 第 438 号 SIP4D を活用した災害情報の広域連携に関する取り組み –かもしか RESCUE2019 における活動報告– 46pp. 2019 年 12 月発行
- 第 439 号(1) 南海トラフ沿いの地震に対する確率論的津波ハザード評価 第一部 本編 575pp. 付録編 514pp. 2020 年 4 月発行
- 第 440 号 蛇籠を用いた構造物の合理的な設計手法のための変形メカニズムに関する実験研究–蛇籠の理論体系構築に向けた基礎的研究– 26pp. 2020 年 1 月発行
- 第 441 号 長岡における積雪観測資料(41) (2018/19 冬期) 25pp. 2020 年 3 月発行
- 第 442 号 新庄における気象と降積雪の観測(2018/19 年冬期) 47pp. 2020 年 2 月発行
- 第 443 号 クラウドファンディングを活用した研究事例 –ネパール組積造住宅の耐震補強実験を例として– 32pp. 2020 年 3 月発行
- 第 444 号 南海トラフで発生する地震・津波を対象とした広域リスク評価手法の検討 163pp. 2020 年 3 月発行
- 第 445 号 SIP4D を活用した災害情報の広域連携に関する取り組み –01TREX/ 南海レスキュー 01 における活動報告– 23pp. 2020 年 6 月発行
- 第 446 号 災害関連情報の効果的アーカイブ方法の検討 –都道府県の公式ホームページから発信される情報・資料を対象に– 81pp. 2020 年 7 月発行
- 第 447 号 土のう構造体を用いた道路盛土の新たな耐震補強工法に関する実大震動台実験 –地震災害後の道路の早期復旧と中長期的な維持に向けての検証– 68pp. 2020 年 7 月発行
- 第 448 号 E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-2 橋脚) 震動破壊実験研究報告書 –主鉄筋段落としを有する RC 橋脚の耐震性に関する震動台実験– 46pp. 2020 年 8 月発行

| | | |
|-----------|-------|------------------------------|
| – 編集委員会 – | | 防災科学技術研究所研究資料 第 449 号 |
| (委員長) | 下川 信也 | |
| (委員) | | 令和 2 年 9 月 28 日発行 |
| 木村 武志 | 姫松 裕志 | 編集兼 国立研究開発法人 |
| 河合 伸一 | 三浦 伸也 | 発行者 防災科学技術研究所 |
| 山崎 文雄 | 平島 寛行 | 〒 305-0006 |
| 中村いずみ | 川嶋 一浩 | 茨城県つくば市天王台 3 – 1 |
| (事務局) | | 電話 (029)863-7635 |
| 三浦 伸也 | 前田佐知子 | http://www.bosai.go.jp/ |
| 池田 千春 | | 印刷所 前田印刷株式会社 |
| (編集・校正) | 樋山 信子 | 茨城県つくば市山中 152-4 |

© National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience 2020

※防災科学技術研究所の刊物については、ホームページ (<http://dil-opac.bosai.go.jp/publication/>) をご覧ください。

E-Defense を用いた実大 RC 橋脚(C1-6 橋脚)震動破壊実験研究報告書
— ポリプロピレンファイバーコンクリートを用いた高耐震性能橋脚の開発 —

中山 学^{*1}・梶原浩一^{*2}・右近大道^{*1}・川島一彦^{*3}・Richelle Zafra^{*3}・佐々木智大^{*3}・
運上茂樹^{*4}・堺 淳一^{*4}・高橋良和^{*5}・幸左賢二^{*6}・矢部正明^{*7}・松崎 裕^{*3}

**Large-scale Shake Table Experiment on a Component Model
(C1-6 model) Using E-Defense**

— Experiment on a Polypropylene Fiber Reinforce Cement Composite Column —

Manabu NAKAYAMA^{*1}, Koichi KAJIWARA^{*2}, Hiromichi UKON^{*1}, Kazuhiko KAWASHIMA^{*3},
Richelle ZAFRA^{*3}, Tomohiro SASAKI^{*3}, Shigeki UNJHO^{*4}, Junichi SAKAI^{*4}, Yoshikazu TAKAHASHI^{*5},
Kenji KOSA^{*6}, Masaaki YABE^{*7}, and Hiroshi MATSUZAKI^{*3}

^{*1} Former, Hyogo Earthquake Engineering Research Center
National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience

^{*2} Hyogo Earthquake Engineering Research Center
National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience

E-mail: kaji@bosai.go.jp

^{*3} Tokyo Institute of Technology

^{*4} Public Works Research Institute

^{*5} Kyoto University

E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

^{*6} Kyusyu Institute of Technology

^{*7} Earthquake Engineering Division, Chodai

Abstract

E-Defense shake table experiments on a 7.5 m tall, 1.8 m by 1.8 m square bridge column using polypropylene fiber-reinforced cement composites (PFRC) at the plastic hinge region and part of the footing is presented. The column was excited using 80% of the original intensity of the near-field ground motion recorded at the JR Takatori Station during the 1995 Kobe, Japan earthquake. Use of PFRC mitigated cover and core concrete damage, local buckling of longitudinal bars, and deformation of ties even after six repeated excitations. The damage sustained was much less than the damage of regular reinforced concrete columns.

Key words: Bridges, Polypropylene fiber-reinforced cement composite, E-Defense, Shake table experiment, Seismic design, Seismic response

^{*1} 前, 国立研究開発法人 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター

^{*2} 国立研究開発法人 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター

^{*3} 東京工業大学

^{*4} 国立研究開発法人 土木研究所

^{*5} 京都大学

^{*6} 九州工業大学

^{*7} (株)長大

目 次

| | |
|--|----|
| 1. はじめに..... | 3 |
| 1.1 実大橋脚加震実験プログラム..... | 3 |
| 1.2 橋梁耐震実験研究推進の背景..... | 3 |
| 2. 橋梁耐震実験研究の目的と推進体制..... | 4 |
| 2.1 研究目的..... | 4 |
| 2.2 研究推進体制..... | 5 |
| 3. C1-6 実験の必要性..... | 6 |
| 4. 繰り返し載荷実験に基づくポリプロピレンファイバーコンクリートの適用性..... | 6 |
| 4.1 実験模型..... | 6 |
| 4.2 繰り返し載荷実験..... | 8 |
| 4.3 実験結果..... | 8 |
| 5. C1-6 橋脚の構造と設計..... | 11 |
| 5.1 C1-6 橋脚の構造..... | 11 |
| 5.2 C1-6 橋脚の設計..... | 15 |
| 6. E-Defense を用いた C1-6 橋脚の加震実験..... | 17 |
| 6.1 加震と入力条件..... | 17 |
| 6.2 加震方法..... | 18 |
| 6.3 損傷の進展..... | 19 |
| 6.4 加震終了後の損傷..... | 19 |
| 6.5 応答特性..... | 23 |
| 6.6 軸方向鉄筋と帯鉄筋の変形..... | 25 |
| 7. 結論..... | 28 |
| 謝 辞..... | 28 |
| 参考文献..... | 29 |
| 関連発表論文..... | 30 |
| 要 旨..... | 32 |
| <添付 1> 橋梁耐震実験研究分科会委員名簿..... | 33 |
| <添付 2> 橋梁耐震実験研究実行部会委員名簿..... | 34 |
| <添付 3> 橋梁耐震実験研究実行部会ワーキンググループ委員名簿..... | 35 |

1. はじめに

1.1 実大橋脚加震実験プログラム

実大三次元震動破壊実験施設(以下, E-Defense と呼ぶ)は防災科学技術研究所によって兵庫県三木市に建設された世界最大最強の震動台である。E-Defense を用いた橋梁の耐震実験研究では, 1) RC 橋脚系の耐震性を検討する研究プログラム(コンポーネント模型実験, 以下, C1 実験と呼ぶ)と, 2) 橋梁の逐次破壊効果の検討やダンパー, 新型落橋防止構造等の特性等を検討する研究プログラム(橋梁システム実験, 以下, C2 実験と呼ぶ)から構成されている。C1 実験では鉄筋コンクリート橋脚(以下, RC 橋脚)が取り上げられているが, これは, 1995 年兵庫県南部地震による橋梁被害の主要な原因が RC 橋脚の被害によるものであったことによる。C1 実験では, できるだけ実大規模に近い模型を用いて RC 橋脚の破壊特性を検討すると同時に, 現在の設計基準で建設されたり, 耐震補強された RC 橋脚の耐震性の検証が含まれている。

本報告書では, 2010 年 3 月に実施した C1-6 実験結果について示す。C1-6 実験とは, 帯鉄筋によって RC 橋脚の横拘束を強化して変形性能を高めるといふ従来型の橋脚ではなく, 高性能な新材料を用いた耐震性の高い橋脚を開発することを目的とし, ポリプロピレンファイバーを混入したモルタル^{13), 14)}(以下, PFRC)を用いて全く新しい橋脚の開発とその適用性を検討するために行った実験的研究である。PFRC を用いた実大規模(直径 2.0 m, 高さ 7.5 m)の橋脚模型に対する 3 次元地震動入力による震動破壊実験の例は, 我が国のみならず諸外国においてもなく, 橋梁の耐震技術研究の歴史に新しい 1 ページを開いたと言っても過言ではない。従来, 実験施設の制約から, 縮小模型を用いて各種の制約条件の下に研究が進められてきたが, 寸法効果をはじめとして, 実験結果の解釈や解析モデルの検証に各種の課題を抱えている。E-Defense を用いることによって, これらの制約を大きく緩めて研究を進めることができるようになったことは, 今後の耐震技術開発に大きく貢献すると期待される。

E-Defense を用いた橋梁耐震実験としては, 現在までに以下の 3 ケースの実験が実施されている。

1) C1-1 実験: 最初に実施された実大橋脚加震実験で, 変形性能の重要性が知られるようになる前

の 1970 年代の技術基準に基づいて震度法により設計された曲げ破壊先行型の RC 橋脚を対象としている。実験結果は防災科学技術研究所資料第 331 号「E-Defense を用いた実大 RC 橋脚(C1-1 橋脚)震動破壊実験研究報告書」¹⁾として報告されている。

2) C1-5 実験: 2 番目に実施された実大橋脚加震実験で, 変形性能の重要性が取り入れられた 2002 年の技術基準に基づいて設計した RC 橋脚を対象としている。実験結果は防災科学技術研究所研究資料第 369 号「E-Defense を用いた実大 RC 橋脚(C1-5 橋脚)震動破壊実験研究報告書」³⁾として報告されている。

3) C1-2 実験: 3 番めに実施された実大橋脚加震実験で, C1-1 実験と同様に, 変形性能の重要性が知られていなかった 1970 年代の技術基準に基づいて震度法により設計された橋脚であるが, C1-1 実験とは異なり, 橋脚に作用する地震時曲げモーメントの分布に基づき, 軸方向鉄筋の本数を基部から上部になるに従い減少させた RC 橋脚を対象としている。これを主鉄筋の段落としという。実験結果は防災科学技術研究所研究資料第 448 号「E-Defense を用いた実大 RC 橋脚(C1-2 橋脚)震動破壊実験研究報告書」²⁾として報告されている。

本実験は E-Defense を用いた橋梁耐震実験としては 4 番めに相当し, 橋脚躯体に高耐震性能材料を用いて耐震性を向上させた橋脚を対象としている。高耐震性能材料としては, PFRC を用いている。

本報告書は PFRC を用いた高耐震性能橋脚の開発を目指して E-Defense を用いて行われた実大橋脚加震実験を川島, Zafra らの実験報告^{6), 7), 8), 11), 12), 13)}を基にして取りまとめたものである。

1.2 橋梁耐震実験研究推進の背景

1995 年兵庫県南部地震, 1989 年ロマプリータ地震, 1994 年ノースリッジ地震などでは, 都市内高速道路や都市間を結ぶ道路, 橋梁に甚大な被害を与え, 交通系ライフラインの機能が大きく損なわれた。橋梁は都市や地域を結ぶ生命線であり, 橋梁の被害により生じる交通系ライフラインの機能低下は, 地震直後の避難や緊急車両の通行, 震災後の復旧活動等に重大な影響を与え, 国民の生命と財産を脅かすも

のである。これらの地震被害の多くは、橋脚、特に数多く使用されている RC 橋脚で発生している。RC 橋脚の耐震性の検証のために、正負交番載荷実験や振動台加振実験が日米両国で多数行われてきた。しかし、これらの実験は実験装置の制約から、小型模型による検討に留まっており、実大規模の橋脚を用いた破壊現象の解明が求められてきたところである。

また、上部構造の被害では、桁間衝突や落橋防止構造等が複雑に影響した、いわゆる進行性破壊が発生しており、これらの解明も重要な課題である。しかし、現象が複雑であり、従来の小型模型では十分な検討が行えない状況にあることから、より実構造物に近い規模の模型を用いた実験的研究の実施が求められている。

これらの課題を背景とし、「橋梁の耐震実験研究」では、RC 橋脚の耐震性を対象とし、E-Defense による実大を含む実験の実施を目指すこととした。研究の推進では、米国の The Gorge Brown Jr. for Earthquake Engineering Simulation (NEES) の研究施設群との相互連携の体制を整えつつ、目的として、RC 橋脚の破壊特性の解明、耐震性能の検証を行うとともに、データの蓄積・公開を目指す。これらのデータは、今後の橋梁の耐震性向上に貢献する多くの実験研究の参考になるデータ、いわゆる原器データとなることが期待される。

2. 橋梁耐震実験研究の目的と推進体制

2.1 研究目的

大型橋梁耐震実験を計画するに当たり、以下を研究の目的とした。実験の種類と目的を表 2.1 に示す。

- 1) 従来、実験装置の制約から十分な検討ができなかった破壊現象や複雑な地震応答の解明
- 2) 兵庫県南部地震で被災した橋梁の破壊メカニズムの解明と現在の耐震補強技術、耐震設計法の有効性の実証。この中には、現在の耐震技術で建設された橋梁の耐震余裕度の検討を含む。
- 3) 耐震性の向上を図るための次世代型耐震技術の開発

具体的に研究対象を策定するために、兵庫県南部地震において多発した RC 橋脚の損傷モードを分類すると以下の通りである⁴⁾。

- 1) 橋脚基部における曲げ破壊：被りコンクリートの剥離や崩落、主鉄筋の面外座屈、コアコンクリートの圧壊
- 2) 橋脚の斜めせん断破壊：橋脚に作用する曲げモーメントとせん断力に対して橋脚の有する曲げ耐力とせん断耐力の関係から、せん断耐力不足にともなうせん断破壊や曲げ破壊を契機としてせん断耐力の低下を招くことによる曲げせん断破壊等、いろいろな破壊モードがある。
- 3) 主鉄筋段落し部のせん断破壊：段落とし高さが低過ぎる場合に生じる被害で、段落とし高さを

表 2.1 実験種類と目的

Table 2.1 The objectives of the C1 experiment and the C2 experiment.

| | |
|-------------------|--|
| The C1 experiment | 1) The failure mechanism of RC columns which failed during 1995 Kobe earthquake |
| | 2) The effectiveness of standard seismic retrofit measures for existing RC columns |
| | 3) The seismic performance of RC columns designed in accordance with the current design requirements |
| | 4) The seismic performance of RC columns designed based on the current design requirements under stronger than the current code specified ground motions |
| | 5) The effect of new damper technology |
| The C2 experiment | 1) The progress failure mechanism of bridge system due to combination of poundings and rupture of expansion joints, bearings, restrainers and columns |
| | 2) Seismic performance of advanced and critical columns |
| | 3) Effectiveness of advanced dampers and energy dissipating units |
| | 4) Effectiveness of advanced unseating prevention devices |

起点として斜めせん断破壊が生じる。曲げ破壊に先行して起こるきわめて脆性的な破壊であり、1995年兵庫県南部地震による橋梁の被害の大きな原因となった。

- 4) 上部構造では、桁に作用する慣性力に抵抗できず、支承が破断し、桁が大きくずれ動く結果、落橋防止構造の破断、伸縮装置の破断や噛みこみ、桁どうしの衝突とこれに伴う桁端部の被害、衝突後のリバウンドによる下部構造頂部からの桁の落下などが発生。

以上のような被害の発生原因と破壊プロセスの解明を図るため、橋梁耐震実験では、当初、RC橋脚の耐震性に着目した2種類の実験が計画された。1番目は、RC橋脚の破壊特性に着目した橋脚コンポーネント実験(C1実験)、もう1つは橋梁のシステムとしての進行性破壊特性並びに新耐震技術の開発を目指した橋梁システム実験(C2実験)である。

C1実験では震動台上に2径間橋梁模型を構築し中央に模型橋脚を据え付けて加震実験を行い、模型橋脚の破壊特性を明らかにする。模型橋脚は実物大とし、相似律を設定せずに、実橋の破壊特性を再現した実験データを得ることができるようにする。一方、C2実験は、震動台上に複数径間からなる橋梁模型を構築し、伸縮装置、支承、落橋防止装置、ダンパー等を取り付けて実橋の破壊特性を再現することを目指す。なお、C2実験については、各種の制約により実現されていない。

2.2 研究推進体制

防災科学技術研究所は、橋梁の耐震実験研究を推進するために、実験研究を推進する分科会と実行部会を組織し、国内の有識者により実験研究を推進している。それぞれの役割は以下である。

1) 橋梁耐震実験研究分科会

日米共同研究として橋梁の耐震に関する実験的研究を推進していくための全体調整、橋梁耐震実験研究実行部会の研究活動への助言および評価、橋梁の耐震性に関わる研究コミュニティとの連携および他機関で実施されている橋梁の耐震性に関する研究プロジェクトとの連携を促進することを目的とする。

2) 橋梁耐震実験研究実行部会

橋梁の耐震性に関する実験的研究を具体的に推進することを目的とする。ここでは、E-Defenseで行う実験の計画、試験体仕様、入力地震動等について議論し決定する。本章に示した研究目的、研究計画等は、この実行部会において議論し実施された内容である。

さらに、上記の研究はNEESとE-Defenseの協力関係を持って実施することとし、実験計画は米国側のE-Defense実験への参画を見据えて、米側研究者と十分な連携のもとに行われた。また、本研究の推進においては、日本側の若手研究者の育成にも配慮することとされた。

3. C1-6 実験の必要性

2002 年道路橋示方書に基づいて設計された実大規模の鉄筋コンクリート橋脚（以下、C1-5 橋脚）に対する震動台加震実験では入力地震動として 1995 年兵庫県南部地震によって JR 鷹取駅で観測された 3 成分記録が用いられている^{3),5)}。これらは 1~2 秒の領域でパルス地震動が卓越した断層近傍地震動であり、我が国のみならず国際的にも構造物に強烈な影響を与える地震動である。

この地震動記録を作用させて C1-5 橋脚を加震すると、橋脚基部の塑性ヒンジ区間にマイナークラックが生じる程度であったが、入力強度をさらに大きくして加震を繰り返すと、最終的には塑性ヒンジ部のコアコンクリートが圧壊して破砕し、軸方向鉄筋および帯鉄筋の隙間から破砕したコアコンクリートが飛び出すようになる。このような破壊形態は従来の静的載荷実験では見られなかった現象である。

この実験では設計で想定されたよりも強力な地震動を作用させたが、想定地震動の強度や特性には大きな推定の幅があることから、できる限り変形性能を高めて想定を上回る強力な地震動が作用した場合にも、耐震性を確保できる橋脚の開発が求められている。

このための方策の 1 つとして、コアコンクリートの変形性能を高めて、コアコンクリートの圧壊を緩和すると同時に、軸方向鉄筋の局部座屈や帯鉄

筋のはらみ出しを抑えることが有効と考えられている。鉄筋コンクリート構造に代わる変形性能が高い材料の 1 つとして ECC (Engineered cementitious composite) がある。ECC はファイバーの架橋作用によって微小なクラックを分散して生じさせることによって破断時の引張りひずみを大きくすることができる点に特徴がある (Li and Leung, 1992; Li and Lepech, 2005)。ただし、一般に ECC には粗骨材を使用しないため、一般のコンクリートよりも剛性が低く、圧縮応力がピークに達するときのひずみが大きくなるという特性を有している。

4. 繰り返し載荷実験に基づくポリプロピレンファイバーコンクリートの適用性

4.1 実験模型

ECC の有効性を検討するために、ECC の 1 つであるポリプロピレンファイバーコンクリート (PFRC)^{14),15)} の適用性を繰り返し載荷実験に基づいて検討した。対象としたのは 0.4 m×0.4 m の矩形断面を持ち、有効高さが 1.68 m の模型橋脚である。比較のために、塑性ヒンジ区間のコンクリートをポリプロピレンファイバーモルタルに置換した PFRC 橋脚模型のほかに一般の RC 橋脚模型と鋼ファイバーコンクリートを用いた模型 (SFRC) の 3 体の模型を製作し、東京工業大学の耐震実験施設において載荷実験を行った⁷⁾。

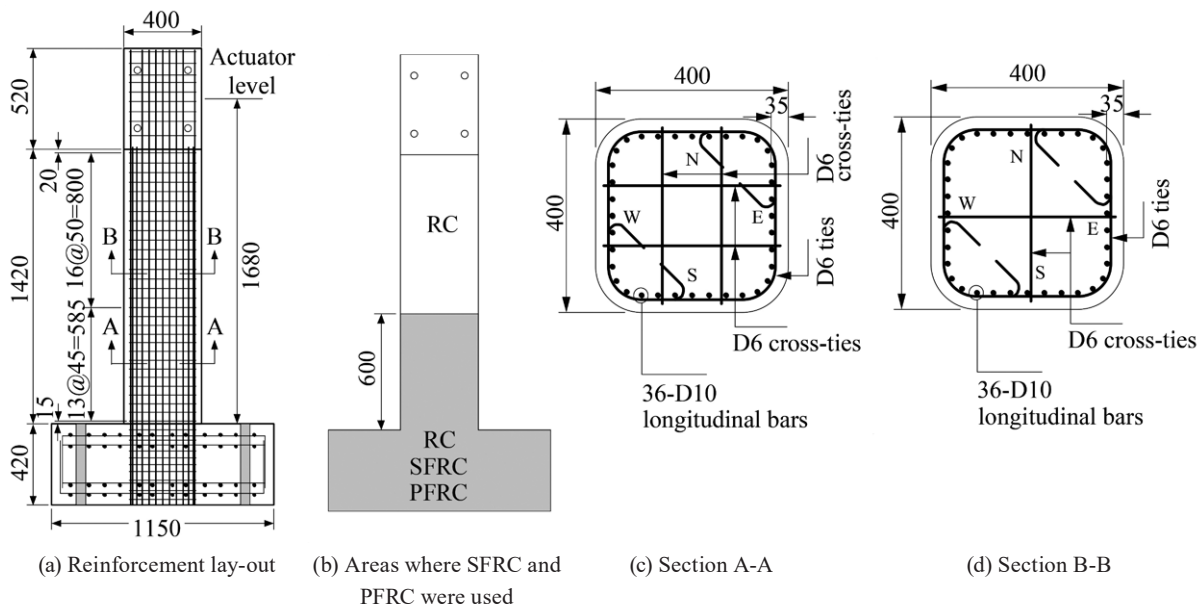


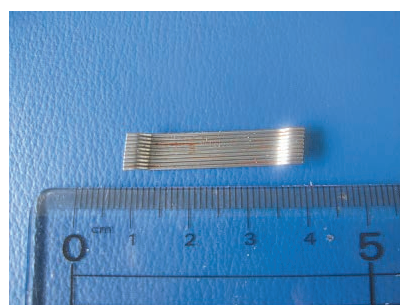
図 4.1 繰り返し載荷実験に用いた橋脚模型
 Fig. 4.1 Specimen configuration and dimensions (mm).

実験に用いた模型橋脚は、図 4.1 に示すように、有効高さが 1.68 m で一辺が 0.4 m の正方形断面模型である。これは後述する C1-6 模型の 1/4.5 サイズであり、曲げ破壊が卓越するようにせん断支間比は 4.21 とした。橋軸および橋軸直角方向に基部では各 2 本、上部では各 1 本の間帯鉄筋が配置されている。2 方向地震力を受けた際に 4 隅に生じる損傷を緩和する目的で、橋脚の 4 隅を丸く仕上げている。フーチングと橋脚基部から 0.6 m までの範囲の橋脚躯体をそれぞれ、一般的な鉄筋コンクリート橋脚 (RC 橋脚)、鋼ファイバーを用いた SFRC 橋脚、ポリプロピレンファイバーを用いた PFRC 橋脚の合計 3 体の模型を製作した。いずれの模型においても橋脚基部から 0.6 m より上の橋脚躯体は鉄筋コンクリート造とした。鉄筋コンクリート部では粗骨材の最大寸法は 13 mm であり、コンクリートの圧縮強度 f_c' は 60MPa である。

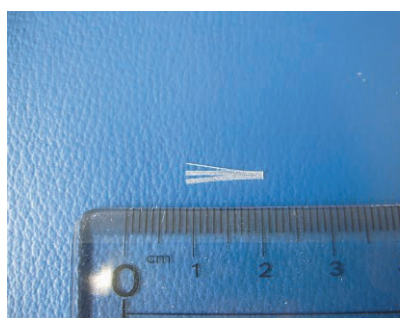
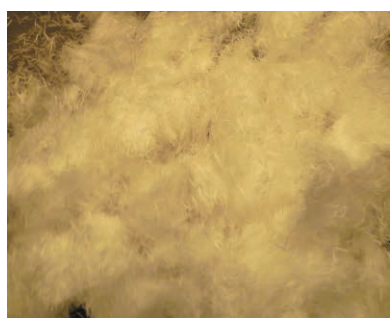
写真 4.1 が SFRC 橋脚模型と PFRC 橋脚模型に用

いられた鋼ファイバーとポリプロピレンファイバーである。SFRC には長さ 30 mm、直径 0.55 mm、引張強度 1,100 MPa の鋼ファイバーを用いた。PFRC の設計圧縮強度は 40 MPa とし、セメントモルタルに最大粒径 30 mm の細骨材と体積比で 3% 相当の PFRC を練り混ぜた。使用した PFRC の直径は 42.6 μm 、長さは 12 mm、引張強度は 482 MPa、弾性係数は 5 Gpa、密度 0.91 kg/m^3 である。

以上のようにして製作した SFRC, PFRC, RC 試験体の一軸圧縮試験結果が図 4.2 である。圧縮強度は RC では圧縮ひずみが 0.46% において 55 MPa, SFRC では圧縮ひずみが 0.49% において 63 MPa であるのに対して、PFRC では圧縮ひずみが 0.54% において 38 MPa である。RC や SFRC に比較すると、PFRC では圧縮ひずみが 2% 以上と大きくなってでもまだ残存強度が残ることが重要で、これが後述するように橋脚の変形性能の向上に貢献する。



(a) Steel hooked fibers



(b) Polypropylene fibers

写真 4.1 鋼ファイバーとポリプロピレンファイバー
Photo 4.1 Fibers used in the experiment.

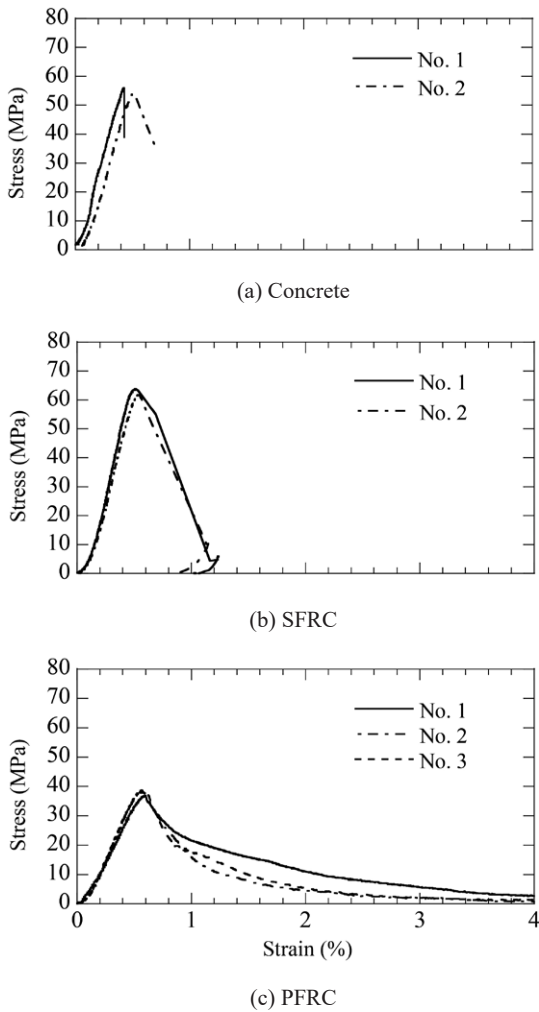


図 4.2 無筋コンクリート、SFRC、PFRC の一軸
 載荷試験結果
 Fig. 4.2 Experimental compressive stress-strain
 envelop of concrete, SFRC and PFRC.

4.2 繰り返し載荷実験

図 4.3 が実験に用いた擬静的載荷装置と実験供試体のセットアップである。軸方向応力が 1.2 MPa となるように鉛直アクチュエータを荷重制御して 183 kN の一定軸力を作用させた状態で、2 台の水平アクチュエータによって橋脚上端が水平面内で円形を描くように変位制御で水平 2 方向に変位を与えた。ただし、載荷装置のコントロール上の問題で、橋脚上端の水平 2 成分変位のリサージュが完全には円形とならず、第 I 象限と第 III 象限に膨らんだ楕円形となった。

載荷実験では、まず 0.5% ドリフト比に相当する変位によって水平面内で橋脚上端を 3 回繰り返し載荷後、次は 1% ドリフト比で 3 回、さらに 1.5% ドリフト比で 3 回というように、順次ドリフト比を 0.5% ずつ増加させていった。ここで、ドリフト比とは橋脚高さ（橋脚基部から水平力作用点までの高さで、1,680 mm）に対する橋脚高さに与えた水平変位の比であり、本実験では 1% ドリフト比に相当する水平変位は 16.8 mm となる。

最終的にいずれの模型でも 4.5% ドリフト比載荷の途中で軸方向鉄筋が破断したため、載荷を打ち切った。

4.3 実験結果

軸方向鉄筋が破断した 4.5% ドリフト比載荷終了後の橋脚の損傷が図 4.4 である。損傷は RC 橋脚で著しく、SFRC 橋脚、PFRC 橋脚となるにつれて小さくなる。かぶりコンクリートを除去した状態の橋

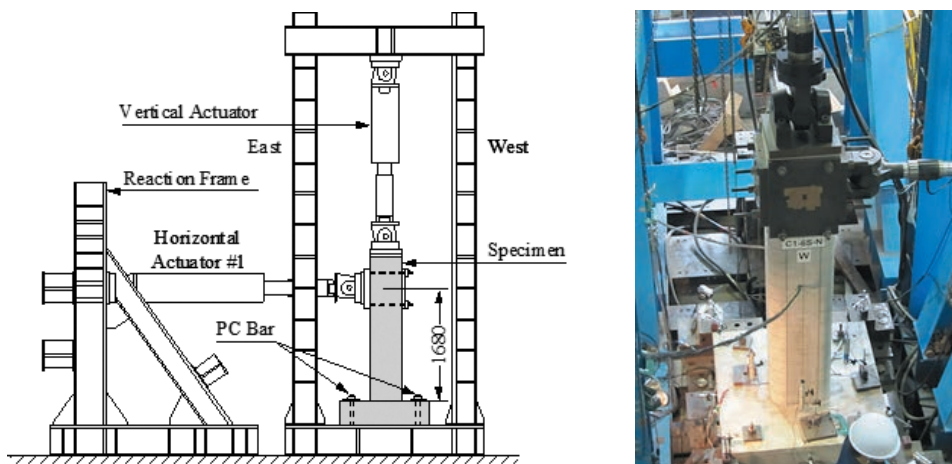


図 4.3 3 方向載荷装置と小型模型のセット状況
 Fig. 4.3 Tri-directional loading facility and setup of a specimen.

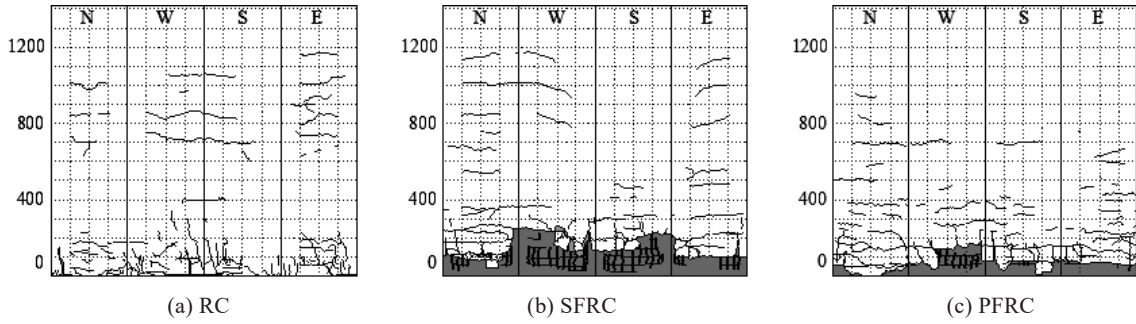


図 4.4 4%ドリフト比載荷後の損傷
Fig. 4.4 Damage of columns after 4% drift ratio loading.

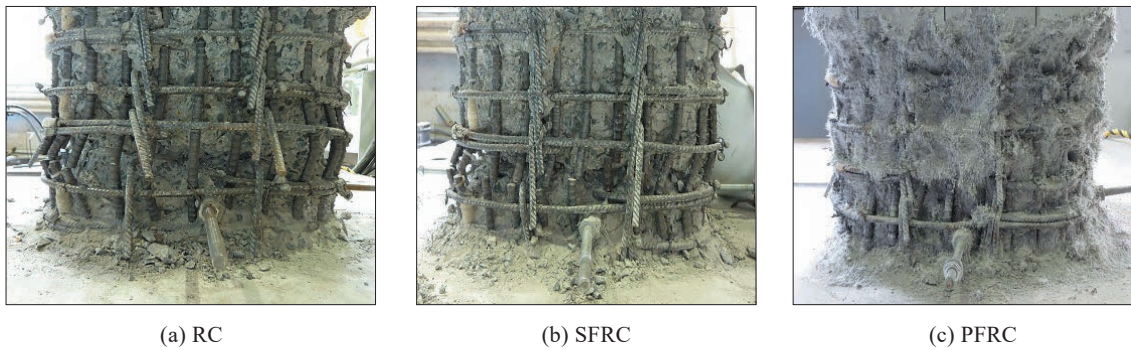


写真 4.2 4.5%ドリフト比載荷後のコアコンクリートの損傷
Photo 4.2 Damage of core concrete on the S face at the end of 4.5% drift ratio loading.

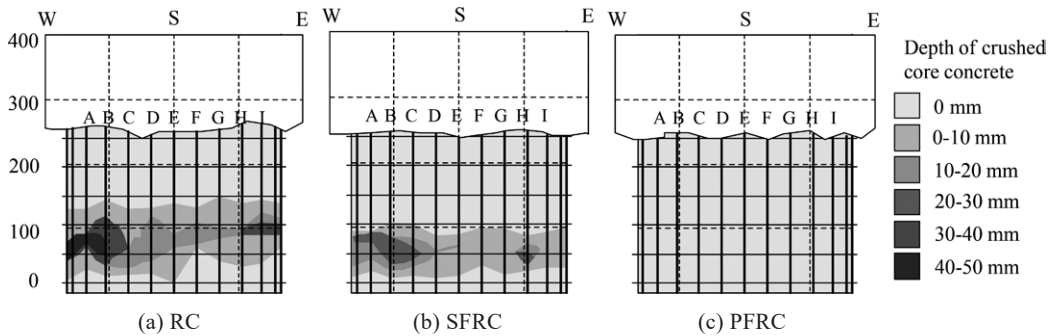


図 4.5 コアコンクリートが圧壊した領域(S 面, 4.5%ドリフト比載荷後)
Fig. 4.5 Depth of crushed core concrete from the extreme core fiber on the S face at the end of 4.5% drift ratio loading.

脚の損傷が写真 4.2 である。RC 橋脚ではハンマーでたたくことによってかぶりコンクリートを撤去できたが、SFRC 橋脚と PFRC 橋脚ではファイバーによってコアコンクリートとかぶりコンクリートの一体性が増大しており、電動ブレイカーを用いてかぶりコンクリートを撤去した。

RC 橋脚と SFRC 橋脚では、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋は面外方向だけでなく面内方向にも複雑にねじ曲がって座屈している。帯鉄筋も降伏し、横拘束効果が完全に失われている。これに

対して、PFRC 橋脚では損傷は橋脚の最下段に限られている。これは軸方向鉄筋の座屈が最下段に限られたためであり、この結果、RC 橋脚や SFRC 橋脚に比較して PFRC 橋脚ではコアコンクリートがまだかなり健全な状態に保たれている。

4.5%ドリフト比載荷を終了した段階で、コアコンクリートが圧壊した領域と深さを示した結果が図 4.5 である。RC 橋脚では A～C の軸方向鉄筋位置において基部から 80～100 mm の範囲で 45 mm の深さまで、また H および I の軸方向鉄筋位置に

おいては 40 mm の深さまで、それぞれコアコンクリートが圧壊した。SFRC 橋脚では RC 橋脚に比較してコアコンクリートが圧壊した範囲は局所的であるが、A ~ C の軸方向鉄筋位置では基部から 10 ~ 100 mm の範囲で最大 40 mm の深さまでコアコンクリートが圧壊した。これに対して、PFRC 橋脚では

コアコンクリートは圧壊しなかった。コアコンクリートの圧壊の範囲と深さは軸方向鉄筋の局部座屈と深く関係しており、RC 橋脚に比較して SFRC 橋脚や PFRC 橋脚では軸方向鉄筋の局部座屈が抑えられており、さらに、この効果は SFRC 橋脚よりも PFRC 橋脚の方が著しい。

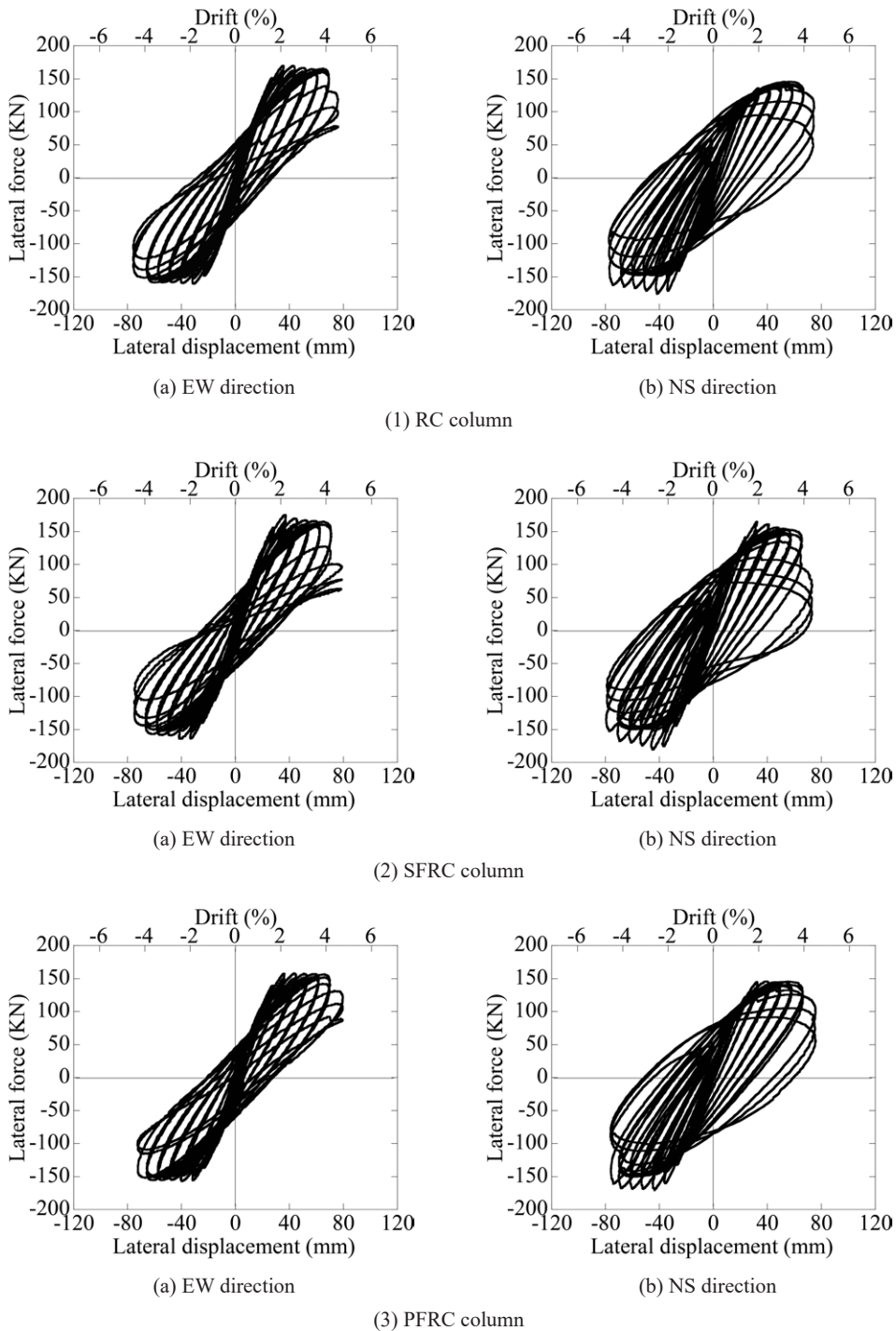


図 4.6 水平力～水平変位の履歴曲線

Fig. 4.6 Comparison of lateral force vs. lateral displacement hysteresis.

図 4.6 は繰り返し載荷した場合の RC 橋脚, SFRC 橋脚, PFRC 橋脚の履歴曲線である。前述したように, 載荷装置のコントロール上の問題で, 橋脚に作用させた水平 2 成分変位のリサージュは円形ではなく, 第 I 象限と第 III 象限に膨らんだ楕円形となったことから, NS 成分と EW 成分の履歴曲線が異なっている。履歴曲線の特性は 4% ドリフト比載荷において軸方向鉄筋が破断した SFRC 橋脚の履歴の低下が RC 橋脚, PFRC 橋脚に比較して多少著しいが, それほど大きな違いがあるわけではない。また, 破断した軸方向鉄筋本数も RC 橋脚, SFRC 橋脚, PFRC 橋脚でそれぞれ 14 本, 16 本, 12 本と, 上述したコアコンクリートやかぶりコンクリートの損傷から想像されるほど RC 橋脚や SFRC 橋脚に比較して PFRC 橋脚で少ないわけではない。

このようになるのは, 正弦波による繰り返し載荷を与えたため, 低サイクル疲労による軸方向鉄筋の破断の影響が大きく現れているためである。ただし, 後述するように, 地震動により震動台加震実験を行うと, ある瞬間にコアコンクリートが損傷したり軸方向鉄筋が座屈や破断すると, 橋脚の剛性や耐力が低下する結果, 次の瞬間にはこの影響により揺れが大きくなってさらに損傷が進展するといったプロセスを繰り返して, RC, SFRC と PFRC 間では橋脚の損傷度に大きな違いが生じる。

以上のように, 一般の鉄筋コンクリート橋脚および SFRC を用いた橋脚よりも PFRC を用いた橋脚の方が, かぶりコンクリートの剥離, 軸方向鉄筋の座屈, 帯鉄筋の横拘束効果の点から優れていた。これは PFRC が鋼ファイバーやコンクリートに比較して変形性能が高いため, かぶりコンクリートに生じるクラックの発生や拡大が抑える結果, より大きな揺れになるまで横拘束効果を発揮できるためと考えられる。

5. C1-6 橋脚の構造と設計

5.1 C1-6 橋脚の構造

4 章に示した検討結果に基づき, E-Defense を用いた実大加震実験では PFRC を用いた橋脚を実験対象とすることとした。この橋脚を以下 C1-6 橋脚と呼び, すでに報告している現在の耐震基準に基づいて製作された鉄筋コンクリート橋脚(C1-5 橋脚)^{3),5)}と比較して耐震性を評価する。なお, 本研究は日米共

同研究として実施されたことから, C1-5 橋脚は米国での使用実績が多い円形断面としたが, C1-6 橋脚は日本での使用実績が多い正方形断面とした。C1-6 橋脚は C1-5 橋脚と断面形状は異なるが, コンクリートの特性や配筋等の考え方は同一であり, C1-5 橋脚の載荷実験結果と比較することにより PFRC の効果を評価することができる。

C1-6 橋脚に用いた PFRC は 4 章に示したものと同一であり, 設計基準強度は 40 MPa とし, セメントモルタルに最大粒径 30 mm の細骨材と体積比で 3% 相当の PFRC を練り混ぜた。PFRC の直径は 42.6 μm , 長さは 12 mm, 引張強度は 482 MPa, 弾性係数は 5 GPa, 密度は 0.91 kg/m^3 である。

図 5.1 は C1-6 模型の形状, 寸法, 配筋である。フーチング上面から橋脚上端までの高さは 7.5 m であり, フーチング厚さ 1.8 m を加えると総高さは 9.3 m となる。橋脚躯体は 1.8 m \times 1.8 m の正方形断面で, 橋脚軸および橋脚直角方向に橋脚基部では各 2 本, 橋脚上部では各 1 本の中間帯鉄筋が配置され, 四隅は丸く仕上げている。C1-6 模型は図 5.2 に示す 2002 年道路橋示方書に規定されたタイプ II 地震動(断層近傍地震動)に基づいて設計されている。PFRC の使用量をできるだけ抑えるため, 塑性化の影響が生じる領域は橋脚基部から上に 2.7 m 程度, 橋脚の塑性化に伴ってフーチングに損傷が及ぶ範囲をフーチング上面から下方に 0.6 m 程度と見込み, この範囲に PFRC を使用した。その他の領域は RC 構造である。

図 5.3 は C1-6 供試体に用いた PFRC の圧縮および引張試験から求めた応力~ひずみ履歴である³⁾。平均圧縮強度 f_{c0} は圧縮ひずみ ϵ_{c0} が 0.6% の時に 43 MPa 程度である。圧縮ひずみ ϵ_{c0} が 0.6% と大きいのは PFRC の弾性係数が一般のコンクリートよりも小さいためである。ポリプロピレンファイバーによる拘束効果によって圧縮ひずみの増加に伴う圧縮強度の低下は緩やかであり, 帯鉄筋による横拘束を上回る効果が与えられることがわかる。一方, 引張領域では, 引張ひずみ ϵ_m が 0.38% で最大引張強度 f_0 は 2.2 MPa に達し, その後は引張りひずみの増加とともに引張強度は徐々に低下していく。ただし, 引張りひずみの増加に伴う引張強度の低下度合いは一般のコンクリートに比較して緩やかである。

一方, 圧縮と引張り載荷を繰り返した場合の PFRC の応力~ひずみ履歴が図 5.4 である⁶⁾。注意

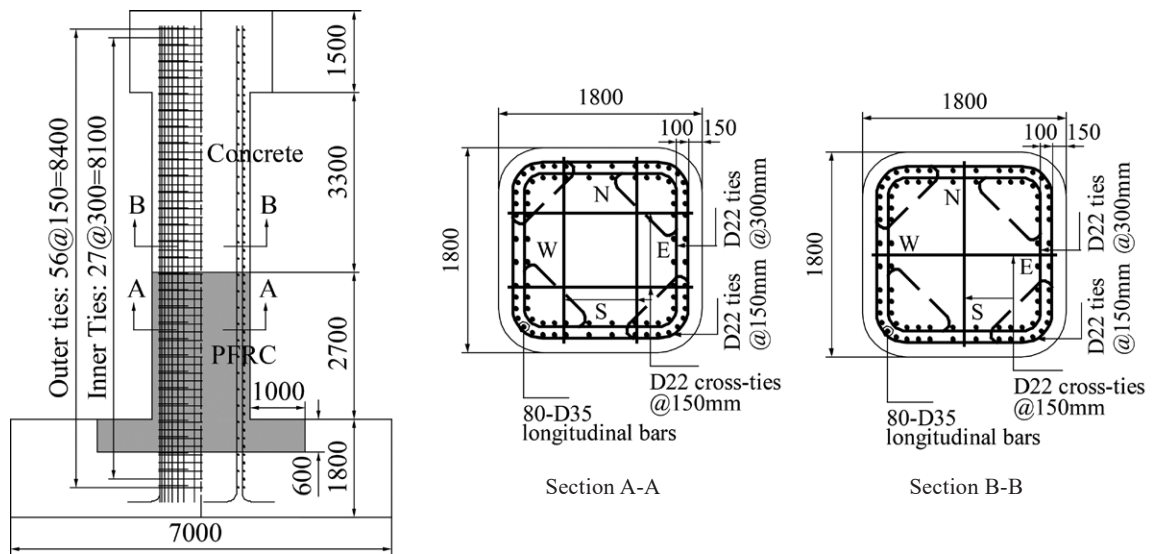


図 5.1 C1-6 橋脚
Fig. 5.1 C1-6 configuration and dimensions (mm).

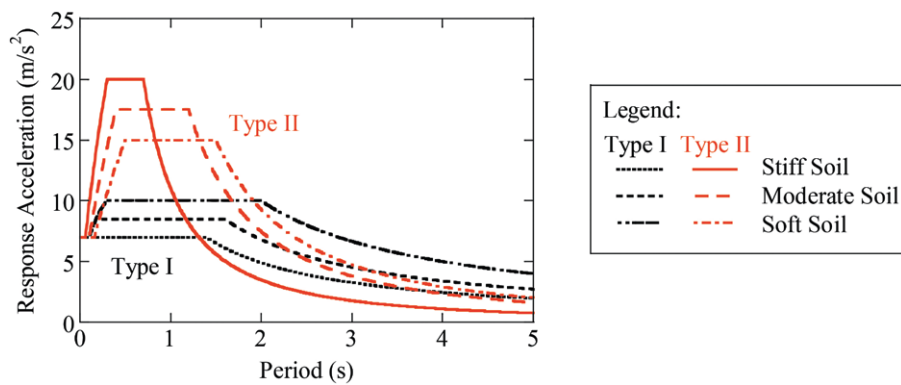


図 5.2 設計加速度応答スペクトル (2002 年道路橋示方書)
Fig. 5.2 Design response spectra (2002 JRA).

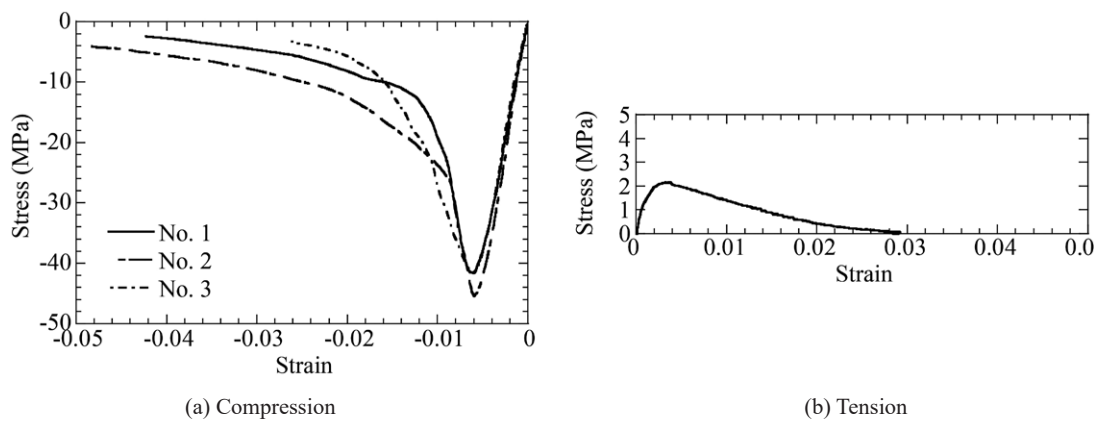


図 5.3 PFRC の圧縮および引張を受ける PFRC の特性
Fig. 5.3 Stress-strain envelope of PFRC.

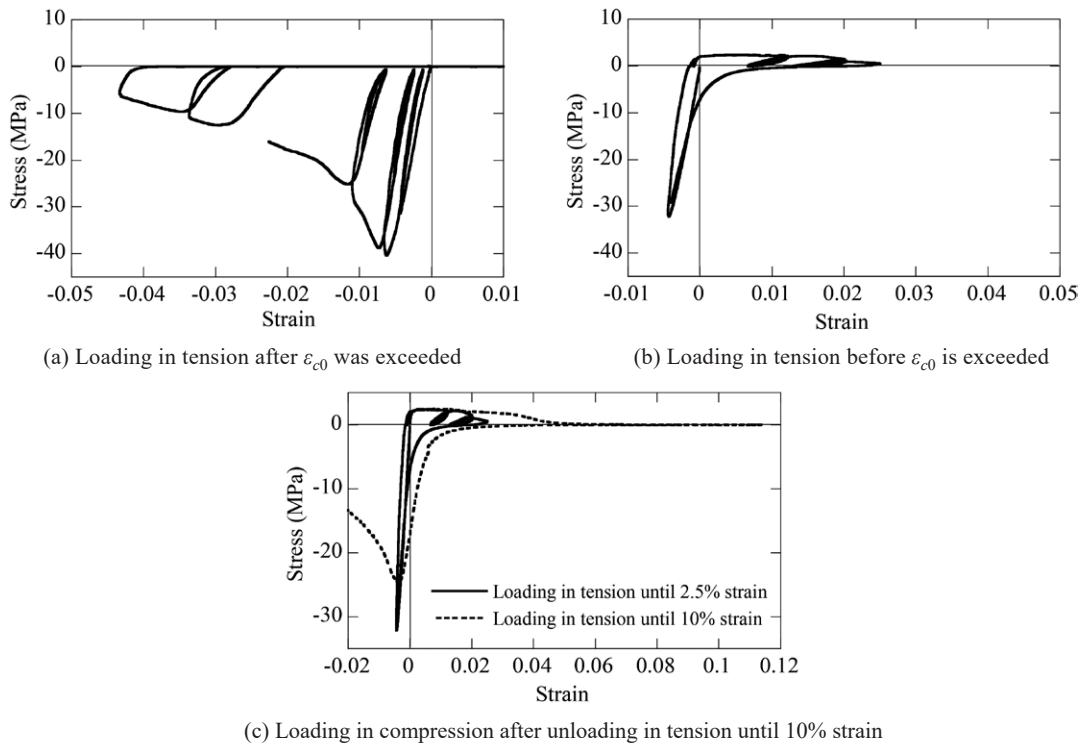


図 5.4 圧縮および引張を繰り返した場合の PFRC の応力～ひずみ履歴

Fig. 5.4 Reverse cyclic tension-compression stress-strain response of PFRC. [Zafra *et al.*, 2010; Yamada *et al.*, 2011]

すべきは、(a)に示すように、いったん4%以上の圧縮ひずみを受けてポリプロピレンファイバーが破断した後は、引張強度が失われる点である。また、10%以上の引張りひずみを与えると、 f_{c0} 、 ϵ_{c0} はともに減少する。

軸方向鉄筋および帯鉄筋にはSD345(公称強度は345 MPa)を使用した。材料試験に基づく軸方向鉄筋の降伏強度および引張強度と弾性係数はそれぞれ366 MPa, 577 MPa, 197 GPaである。図5.1に示したように軸方向筋としては径35 mmの異形鉄筋を2段で合計80本配筋した。軸方向鉄筋比 ρ_l は2.47%である。帯鉄筋としては径22 mmの異形鉄筋を両端に鉄筋径の40倍の長さを持つ135度曲がりフックを設けて2段に配置した。帯鉄筋の降伏強度、引張強度、弾性係数はそれぞれ396 MPa, 590 MPa, 192 GPaである。帯鉄筋間隔は外側の帯鉄筋は150 mm, 内側の帯鉄筋は300 mmである。さらに、両端に180度曲がりフックを設けた中間帯鉄筋が高さ方向に150 mm間隔で配置されている。これらを合わせると、帯鉄筋体積比 ρ_s は橋脚基部から2.7 mまでの範囲では1.72%となる。

なお、図5.5に示すように、比較対象とするC1-5橋脚は高さ7.5 m, 径2.0 mの円形断面RC橋脚で、

C1-6橋脚と同様に2002年道路橋示方書により設計されている^{3), 5)}。設計基準強度27 MPaの一般的なコンクリートが使用されており、コンクリートの平均強度はともに32.2 MPaである。軸方向鉄筋の公称強度は345 MPa(345 MPa)であり、材料試験に基づく降伏強度、引張強度、弾性係数はそれぞれ364 MPa, 562 MPa, 189 GPaである。軸方向鉄筋には径35 mmの異形鉄筋が2段に配筋され、軸方向鉄筋比 ρ_l は2.19%である。帯鉄筋には径22 mmの異形鉄筋が外側には150 mm間隔、内側には300 mm間隔で配置されており、帯鉄筋体積比 ρ_s は0.92%である。帯鉄筋の両端は鉄筋径の40倍だけ135度に折り曲げてコアコンクリートに定着されている。実測された帯鉄筋の降伏強度、引張強度、弾性係数はそれぞれ382 MPa, 555 MPa, 186 GPaである。コンクリートのかぶりは50 mmである。

写真5.1はC1-6橋脚の製作状況である。フーチング周りには型枠がセットされ、橋脚の鉄筋組立が行われている。写真5.2は橋脚基部とフーチングの配筋である。すでにフーチングの配筋は終了し、PFRCを打設しつつある。橋脚基部の帯鉄筋は最下段の3段がセットされただけで、フーチングの打設後に、写真5.3に示すように帯鉄筋が配置された。

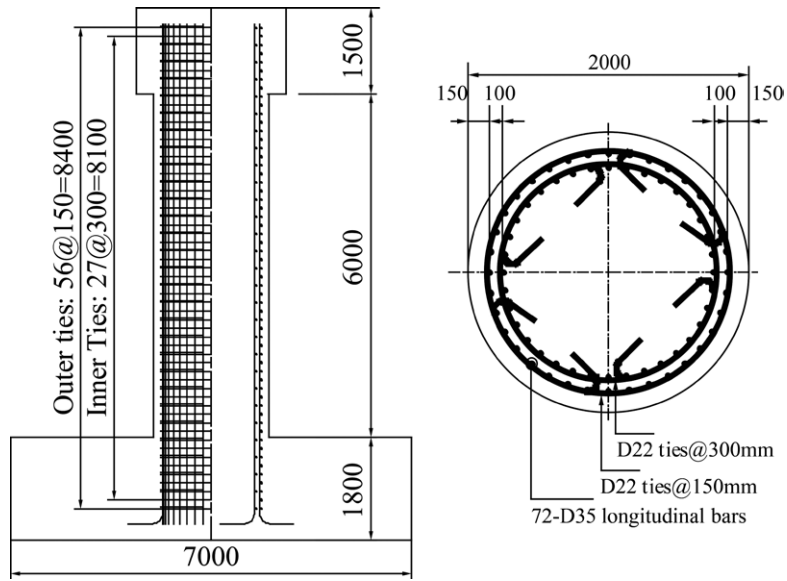


図 5.5 C1-5 橋脚の形状と寸法 (mm)
 Fig. 5.5 C1-5 configuration and dimensions (mm).



写真 5.1 C1-6 橋脚の製作状況
 Photo 5.1 C1-6 column reinforcing bar assembly.



写真 5.2 フーチングの配筋と PFRC の打設
 Photo 5.2 Construction of the footing.



写真 5.3 ひずみゲージの添付
 Photo 5.3 Setting of strain gauges prior to pouring of PFRC in column.

5.2 C1-6 橋脚の設計

C1-6 橋脚の断面は 2002 年道路橋示方書に基づいて、次式を満足するように定めた。

$$P_a \geq k_{hc}W \quad (5.1)$$

ここで、

$$k_{hc} = c_s c_z k_{h0} ; c_s = 1/R ; R = \sqrt{2\mu_a - 1} \quad (5.2)$$

ここに、 P_a は橋脚の曲げ耐力、 k_{hc} はタイプ II 地震動の設計震度、 W は当該橋脚が支持する桁および橋脚部分の重量、 k_{h0} は図 5.2 に示した設計地震動から求めた設計水平震度の標準値、 c_z は地域別補正係数 (本実験では $c_z=1.0$)、 R は荷重低減係数、 μ_a は設計じん性率である。

横拘束されたコンクリートの応力 f_c ~ ひずみ ε_c の関係は次式により求めた。

$$f_c = \begin{cases} \left\{ E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \right\} \cdots (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ f_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \cdots (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \quad (5.3)$$

ここで、 f_{cc} および ε_{cc} はそれぞれ最大圧縮応力およびそのときのひずみ、 E_c はコンクリートの弾性係数、 E_{des} は剛性低下領域におけるコンクリート弾性係数、 $n = E_c \varepsilon_{cc} / (E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc})$ である。ここで、 f_{cc} 、 ε_{cc} 、 E_{des} は次のように求められる。

$$f_{cc} = f_{c0} + 3.8 \alpha \rho_s f_{sy} \quad (5.4)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s f_{sy}}{f_{c0}} \quad (5.5)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{f_{c0}^2}{\rho_s \cdot f_{sy}} \quad (5.6)$$

ここで、 f_{c0} はコンクリートの設計基準強度、 f_{sy} は鉄筋の降伏強度、 α 、 β は形状係数 (円形断面では $\alpha=1.0$ 、 $\beta=1.0$ 、矩形断面では $\alpha=0.2$ 、 $\beta=0.4$)、 ρ_s は帯鉄筋体積比である。

橋脚の終局状態は圧縮側コンクリートに生じる曲げ圧縮ひずみ ε_{cu} が次式に達したときと考え、次のように求めた。

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} \cdots \cdots \text{タイプ I 地震動} \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 f_{cc}}{E_{des}} \cdots \cdots \text{タイプ II 地震動} \end{cases} \quad (5.7)$$

PFRC の応力とひずみの関係は図 5.3、図 5.4 に示した通りであり、横拘束されたコンクリートに準じて、式 (5.3) ~ 式 (5.7) に基づいて求めた。一方、鉄筋は解析上完全弾塑性と仮定し、Menegotto and Pinto モデルに基づいて求めた。

以上に基づいて、橋脚模型の降伏曲率 ϕ_y および終局曲率 ϕ_u より、終局変位 u_u は次式のように求められる。

$$u_u = u_y + (\phi_u - \phi_y)(h - L_p / 2)L_p \quad (5.8)$$

ここで、 h は橋脚高さ、 L_p は塑性ヒンジ長で、橋脚幅に応じて次式により求める。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (0.1D \leq L_p \leq 0.5D) \quad (5.9)$$

設計じん性率 μ_a と設計変位 u_d は次式により求める。

$$\mu_a = 1 + \frac{u_u - u_y}{\alpha \cdot u_y} \quad (5.10)$$

$$u_d = \mu_a \cdot u_y \quad (5.11)$$

ここで、 u_y は降伏変位、 u_u は終局変位、 α は安全率であり、断層近傍地震動に対しては 1.5 である。

以上により、タイプ II 地震動に対して C1-6 橋脚および C1-5 橋脚の橋軸方向の曲げ耐力を求めた結果が表 5.1、橋脚上端における曲げモーメント～水平変位の関係が図 5.6 である。ただし、ここではフォーミングからの軸方向鉄筋の抜け出しの影響は考慮していない。ここには、後述する震動台実験から求められた結果も比較のために示している。橋脚上端における曲げ耐力 P_a は C1-6 橋脚では 2,547 kN、C1-5 橋脚では 2,347 kN と求められる。降伏変位 u_y および終局変位 u_u は C1-6 橋脚ではそれぞれ 0.042 m、0.3 m、許容変位じん性率 μ_a は 5.09 となる。一方、C1-5 橋脚では降伏変位 u_y および終局変位 u_u はそれぞれ 0.045 m、0.23 m、許容変位じん性率 μ_a は 3.77 となる。橋脚の要求耐力 $k_{hc}W$ は C1-6 橋脚では 1,977 kN、C1-5 橋脚では 2,347 kN であるため、両橋脚とも式 (5.1) を満足する。

表 5.1 地震時保有耐力法による照査結果

Table 5.1 Evaluation of C1-5 and c1-6 Columns based on JRA 2002.

| Columns | | C1-6 | C1-5 |
|----------|--|-------|-------|
| Capacity | Deck mass M (tf) | 307 | 307 |
| | Flexural capacity P_a (kN) | 2,547 | 2,347 |
| | Yield displacement u_y (m) | 0.042 | 0.045 |
| | Ultimate displacement u_u (m) | 0.30 | 0.23 |
| | Design displacement u_d (m) | 0.22 | 0.17 |
| | Design displacement ductility factor μ_a | 5.09 | 3.77 |
| Demand | Standard seismic coefficient k_{h0} | 1.75 | 1.75 |
| | Force reduction factor R | 3.03 | 2.56 |
| | Seismic coefficient k_{hc} | 0.58 | 0.68 |
| | Weight W (kN) | 3,425 | 3,451 |
| | Force demand $k_{hc}W$ (kN) | 1,977 | 2,347 |

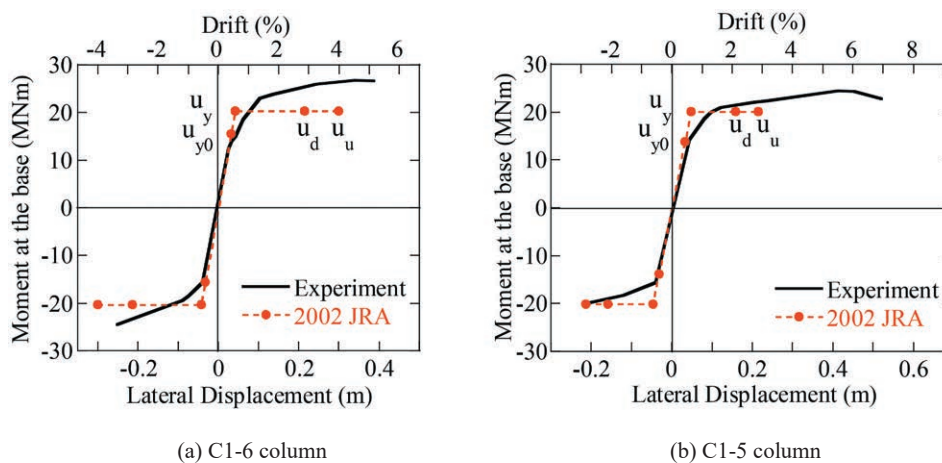


図 5.6 解析により求めた曲げモーメント～水平変位の関係

Fig. 5.6 Computed moment vs. displacement skeleton in the longitudinal direction.

6. E-Defense を用いた C1-6 橋脚の加震実験

6.1 加震と入力条件

E-Defense による C1-6 橋脚の加震は写真 6.1, 図 6.1 に示す状態で行われた。加震に用いた載荷治具と模型の支持条件は C1-5 橋脚と同じである。2 基の単純桁が C1-6 橋脚によって固定支承で支持され、他端は可動支承によって両サイドの鋼製柱によって支持されている。ただし、両サイドの鋼製柱は可動支承によって桁端を支持する役割を持っており、加震中に降伏しないように設計されている。また、桁も慣性力を与える重りを支持する目的を持っており、実際の橋としての桁ではないが、ここでは便宜的に桁と呼ぶ。



写真 6.1 E-Defense にセットされた C1-6 橋脚
Photo 6.1 Experiment set-up of C1-6 Column on the E-Defense shake table.

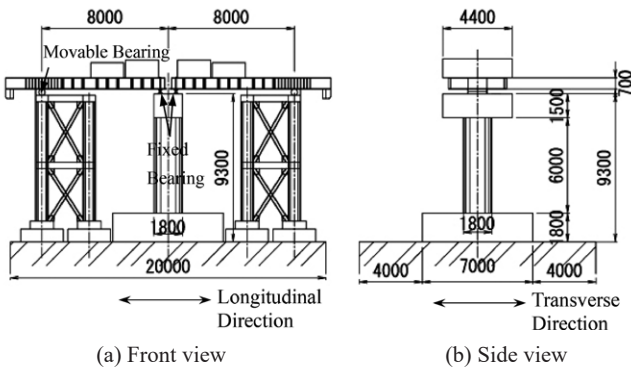


図 6.1 C1-6 橋脚のセットアップ
Fig. 6.1 C1-6 model set-up on E-Defense shake table.

表 6.1 に示すように、加震は第 1 段階と第 2 段階の 2 段階に分けて行った。第 1 段階とは設計で想定した 78 tf (765 kN) と 45 t (441 kN) の重りをそれぞれ 2 つの桁に固定して加震した場合である。橋軸方向に加震する場合には、桁の慣性力は両端の可動支

表 6.1 C1-6 実験における加震

Table 6.1 Condition of Excitations in C1-6 experiments.

| (a) C1-6 実験 | | |
|------------------|---------------------|-------------------------|
| Loading Sequence | Mass of deck | Intensity of excitation |
| 1-100% (1) | 307 t (3,012 kN) | 100% |
| 1-100% (2) | | 100% |
| 2-100% | 372 t (3,649 kN) | 100% |
| 2-125% (1) | | 125% |
| 2-125% (2) | | 125% |
| 2-125% (3) | | 125% |

| (b) C1-5 実験 | | |
|------------------|---------------------|-------------------------|
| Loading Sequence | Mass of deck | Intensity of excitation |
| 1-100% (1) | 307 t (3,012 kN) | 100% |
| 1-100% (2) | | 100% |
| 2-100% | 372 t (3,649 kN) | 100% |
| 2-100% (1) | | 125% |
| 2-100% (2) | | 125% |

承による摩擦力を除けばすべて模型橋脚に作用するが、橋軸直角方向に加震する場合には、両端の鋼製柱も桁の慣性力を負担するため、できるだけ模型橋脚に近い位置に重りを設置した。重りと桁、その他、桁に固定された支承、32 個のロードセル等の重量は合計 307 tf (3,012 kN) である。なお、橋軸直角方向の慣性力に寄与する桁等の重量の合計は 215 tf (2,109 kN) で、これは橋軸方向の慣性力に寄与する重量の約 2/3 に相当する。桁と重り等、C1-6 橋脚、両サイドの支持柱を含む模型全体の重量は 1,069 tf (10.5 MN) で E-ディフェンスの最大積載重量 1,200 tf (12 MN) の 89% に相当する。

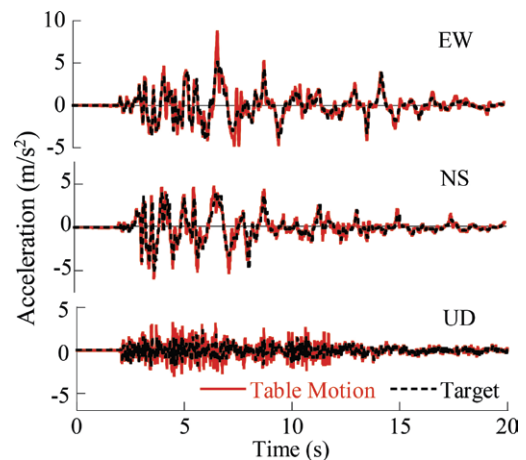


図 6.2 E-Takatori 地震動
Fig. 6.2 E-Takatori ground motion.

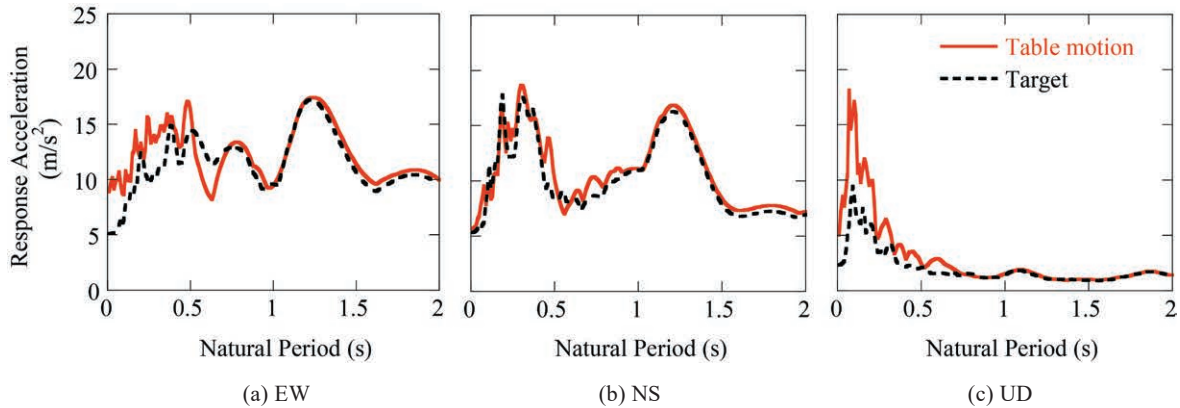


図 6.3 E- 鷹取地震動の加速度応答スペクトル (減衰定数 0.05)
 Fig. 6.3 Acceleration response spectra of E-Takatori ground motion at $\zeta=5\%$.

第 1 段階の加震では橋脚の損傷はまだ限定的であったため、次に重りを約 21% 増やして 372 tf (3,650 kN) とした第 2 段階の加震を行った。以上の载荷は基本的に C1-5 橋脚と同じである。

また、入力地震動も C1-5 橋脚と同じで、1995 年兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で観測された強震記録 (以下、JR 鷹取駅記録) を基礎と周辺地盤の動的相互作用の影響を考慮して 80% に縮小して作用させた。これを、以下、100% E-Takatori 地震動と呼ぶ。

図 6.2 は 100% E-Takatori 地震動と、これにより C1-6 橋脚を E-Defense で加震した際に実際に震動台に生じた加速度波形を比較した結果であり、これを減衰定数 5% の加速度応答スペクトルによって比較した結果が図 6.3 である。0.5s より短い周期領域では 100% E-Takatori 地震動よりも実際に震動台に生じた揺れの方が大きくなっているが、全体としては E-Defense は 100% E-Takatori 地震動に近い揺れを示している。

6.2 加震方法

表 6.1 (a) に示したように桁質量と加震強度を変化させて、合計 6 回の加震を行った。第 1 回めの加震 (1-100% (1)) と第 2 回めの加震 (1-100% (2)) では設計で想定した 302 t (3,012 kN) の質量を桁に載せて E-Takatori 地震動で加震した。

以上の 2 回の加震による C1-6 橋脚の損傷はまだ限定的であったため、桁の重りを約 21% 増加させて 372 t (3,649 kN) とした上で 1 回加震 (2-100%) し、その後さらに、入力地震動強度を 25% 増加させて 3 回の加震 (2-125% (1), 2-125% (2), 2-125% (3)) を行っ

た。このように C1-6 橋脚では合計 6 回の加震をしたことになるが、このうちの第 1 回～第 5 回の加震は表 6.1 (b) に示したように C1-5 橋脚に対して行った加震と同じである。したがって、C1-6 橋脚では、C1-5 橋脚の加震に加えて、6 回めとしてもう一度 125% E-Takatori 地震動による加震を与えたことになる。

図 6.4 は各加震後における C1-6 橋脚の固有周期の変化を示した結果である。参考のため、C1-5 橋脚に対する加震結果も比較して示している。C1-6 橋脚では加震前には橋軸方向、橋軸直角方向の固有周期はそれぞれ 0.48s, 0.59s であったが、2-125% (3) 後にはそれぞれ 0.80s, 0.88s と、それぞれ 1.7 倍、1.5 倍に長くなっている。したがって、合計 6 回の加震を加えることにより、橋脚の損傷が進み、固有周期が 1.5 ～ 1.7 倍に増加したことになる。なお、橋軸方向と橋軸直角方向とで固有周期の増加率がわずかに異なるが、これは橋軸方向には桁の全質量に相当する慣性力が橋脚に作用するのに対して、橋軸直角方向には両端の鋼製柱も慣性力を分担する結果、橋脚は全質量の約 2/3 に相当する慣性力しか負担しないことや、橋脚の有効高さが橋軸方向には 8 m であるのに対して、橋軸直角方向には 9.3 m であること等によるものである。

これに対して、C1-5 橋脚の固有周期は加震前には橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ 0.41s, 0.49s であったが、2-125% (2) 加震後にはそれぞれ 0.92s, 0.97s と、それぞれ 2.0 ～ 2.2 倍に長くなっている。固有周期の増加率が C1-5 橋脚よりも C1-6 橋脚の方が小さいのは、損傷の進展が C1-5 橋脚より C1-6 橋脚の方が小さかったことを表している。

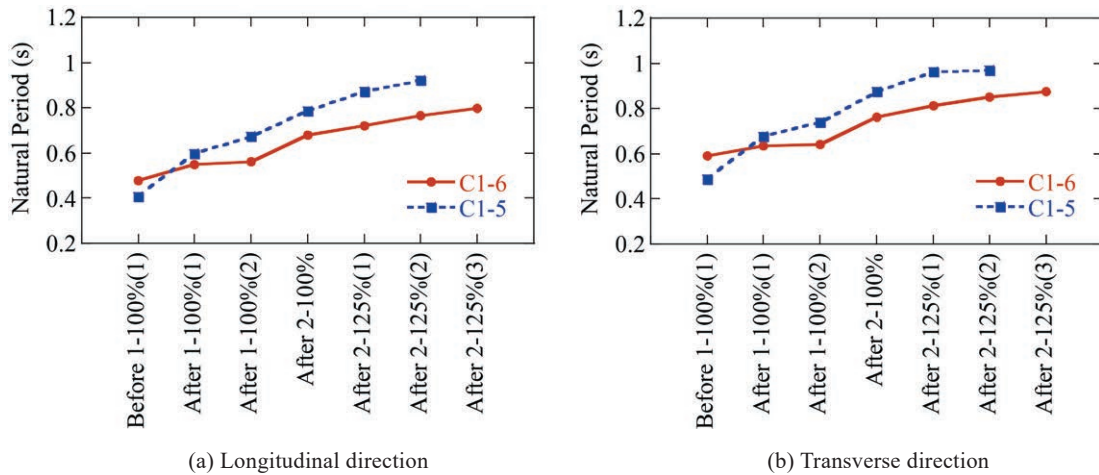


図 6.4 加震に伴う基本固有周期の変化

Fig. 6.4 Variation of fundamental natural period with progress of excitation.

6.3 損傷の進展

C1-6 橋脚の損傷の進展は以下の通りである。まず、-100%(1)加震では写真 6.2 に示すように橋脚基部にマイクロクラックが生じた程度であり、1-100%(2)加震でも幅 0.1 ~ 0.2 mm 程度のマイクロクラックが橋脚基部から 1.6 m ほどの高さに全周にわたって入った程度である。したがって、設計で想定した地震力の作用下では C1-6 橋脚の損傷は耐震性に影響を与えないレベルに収まっている。

桁上の重りの重量を 25% 増加させた 2-100% 加震では、写真 6.3 に示すように加震開始後 6.82 秒に NE コーナーにおいて基部から 0.6 m の高さまで最大で 8 mm ほどの曲げ引張りクラックが生じ、加震終了後にも 1 ~ 2 mm 幅の残留クラックとして残った。また、SW 隅角部と反対側の NE 隅角部には橋脚基部から 0.6 m の高さまで縦方向のクラックが生じた。これは、橋脚が曲げを受けて圧縮側となったかぶりコンクリートの底面がフーチング上面と接触した際、圧縮力を受けた PHRC のシェル作用によって生じたものである。

重りの重量を 25% 増加させると同時に加震力も 25% 増加させた 2-125%(1) 加震では、曲げ引張を受けて NE コーナーの基部から 0.6 m 高さに生じた水平クラック幅が 14 mm に増加し、反対側の圧縮を受けた SW コーナーでは縦方向クラックの幅が 9 mm となった。

その後、2-125%(3) 加震では、写真 6.4 に示すように、応答変位が最大となった瞬間 (7.07s) には NE

コーナーの水平クラックは 20 mm、SW コーナーの縦方向クラックは 15 mm と広がった。NE コーナーでは圧縮力を受けて基部から 200 mm までのかぶりコンクリートが剥離し、反対側の SE コーナーでは 13 mm もの曲げ引張りクラックが生じた。

しかしながら、2-125%(3) 加震終了後には、写真 6.5 に示すように、NE コーナーの水平クラックは 5 ~ 8 mm 程度、SW コーナーの縦方向クラックは 7 ~ 12 mm 程度と小さくなった。

2-125%(3) 加震終了後に C1-6 橋脚表面に残ったクラックは図 6.5 の通りである。基部から高さ 0.5 m と 1 m 付近に水平クラックが生じ、SW コーナーには縦方向クラックが残っている。ただし、軸方向鉄筋や帯鉄筋はまだかぶりコンクリートに覆われ、露出していない。

6.4 加震終了後の損傷

2-125%(3) 加震終了後にコアコンクリートと軸方向鉄筋の損傷状況を確認するため、SW コーナーと NE コーナーのかぶりコンクリートを電気ドリルによって撤去した。このうち、NE コーナーにおける損傷状況が写真 6.6 (a)、外側の帯鉄筋を取り除いて外側の軸方向鉄筋の変状を示したのが写真 6.6 (b) である。3 本の軸方向鉄筋 (外側の軸方向鉄筋) はいずれも橋脚基部から 250 ~ 550 mm の範囲で外側に向かって最大 8 mm ほど面外座屈している。橋脚基部から 250 mm、400 mm、500 mm の高さには、130 度曲がりフックを設け径の 40 倍だけ重ねて定着し



(a) SW corner



(b) NE corner

写真 6.2 1-100%(1) 加震において応答変位が最大となった瞬間 (6.78 s) の損傷
Photo 6.2 Damage of C1-6 column during 1-100% (1) excitation at the peak displacement (6.78 s).



(a) SW corner



(b) NE corner

写真 6.3 2-100% 加震において応答変位が最大となった瞬間 (6.82 s) の損傷
Photo 6.3 Damage of C1-6 column during 2-100% excitation at the peak displacement (6.82 s).

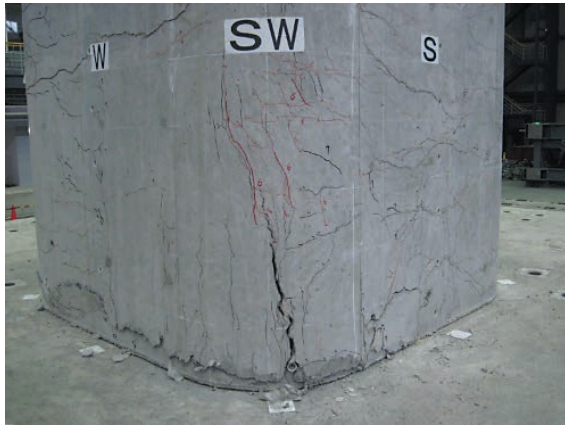


(a) SW corner

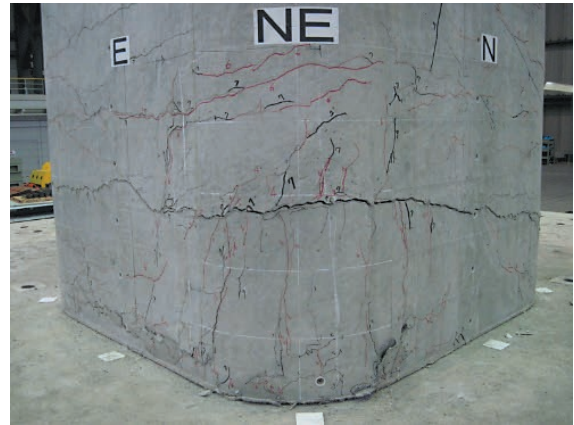


(b) NE corner

写真 6.4 2-125%(3) 加震において応答変位が最大となった瞬間 (7.07 s) の損傷
Photo 6.4 Cracks of C1-6 column during 2-125% (3) excitation at the peak displacement (7.07 s).



(a) SW corner



(b) NE corner

写真 6.5 2-125% (3) 加震終了後の損傷

Photo 6.5 Cracks of C1-6 column after 2-125% (3) excitation.

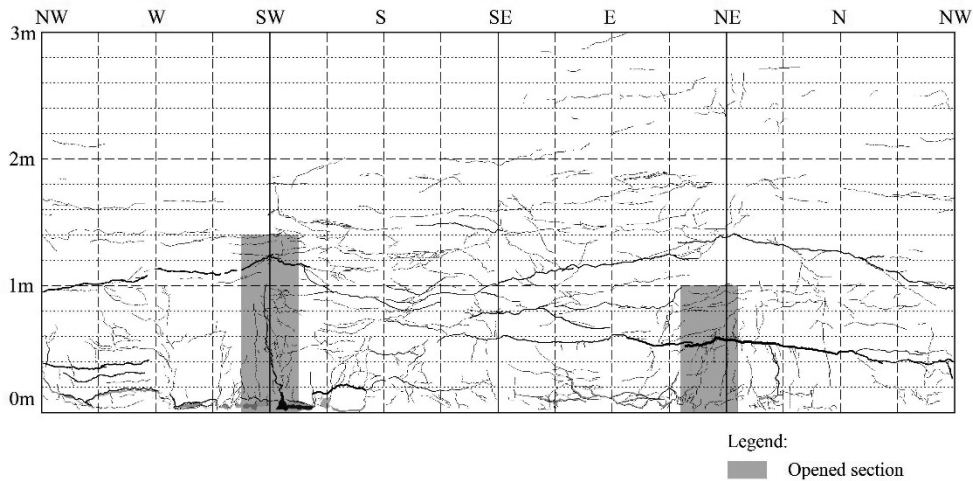


図 6.5 模型表面のクラックと開口部

Fig. 6.5 Surface cracks and location of opened sections.

た帯鉄筋が配置されていたため、NE コーナーではいわば 2 重に帯鉄筋で横拘束されていたことになるが、それでも外側の軸方向鉄筋に対する横拘束として不十分であったことを表している。

なお、内側の軸方向鉄筋は外側へはらみ出しておらず、はっきりと座屈した形跡もないことから、内側の軸方向鉄筋より内側に存在するコアコンクリートだけでなく内側と外側の帯鉄筋間に存在するコンクリートも圧壊しなかったことを表している。これは内側の軸方向鉄筋は内側の帯鉄筋だけでなく外側の軸方向鉄筋や外側の帯鉄筋によっても拘束されているためと考えられる。こうした点から、外側の軸方向鉄筋をもっと十分横拘束できるように、外側の

帯鉄筋を内側の帯鉄筋よりも密に配置する等の方策が有効と考えられる。

写真 6.6(c) は加震中に最大 20 mm のクラックが開いた個所の断面である。クラックは 110 mm 厚さのかぶりコンクリートを貫通しているが、コアコンクリートには達していない。写真 6.6(d) は NE コーナーから飛び出したかぶりコンクリートである。PFRC がかぶりコンクリートの一体性を保った結果、一般のコンクリートのようにばらばらに碎けなかったことを示している。

C1-6 橋脚の応答変位が最大となった瞬間の中立軸位置を 4 回の加震実験に対して求めると図 6.6 (a) のようになる。ここでは中立軸位置を橋脚基部から

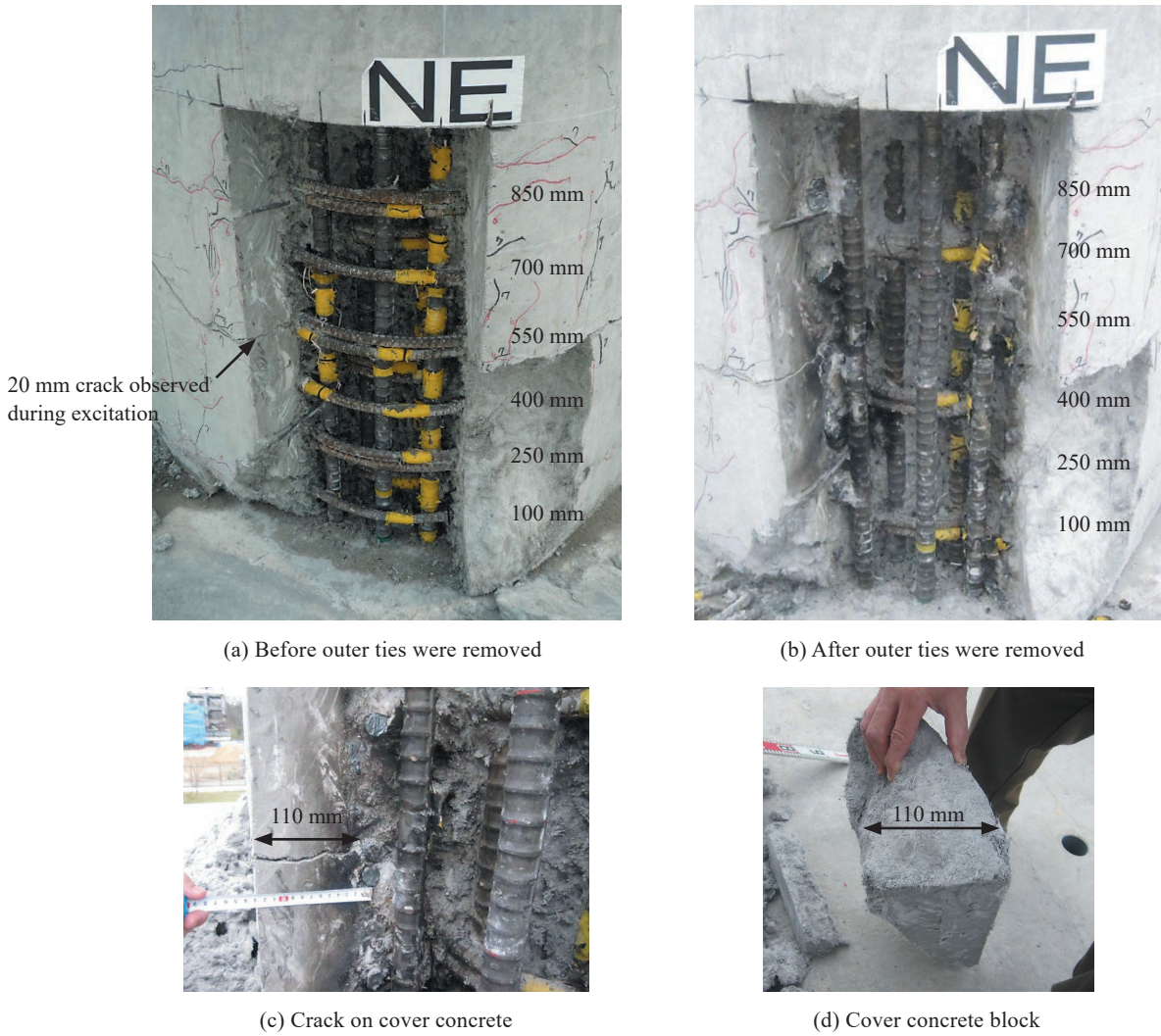


写真 6.6 2-125% (3) 加震後の NE 隅角部における軸方向鉄筋の座屈と PFRC の損傷
 Photo 6.6 Longitudinal bar buckling and damage of PFRC cover concrete at the NE corner after 2-125% (3) excitation.

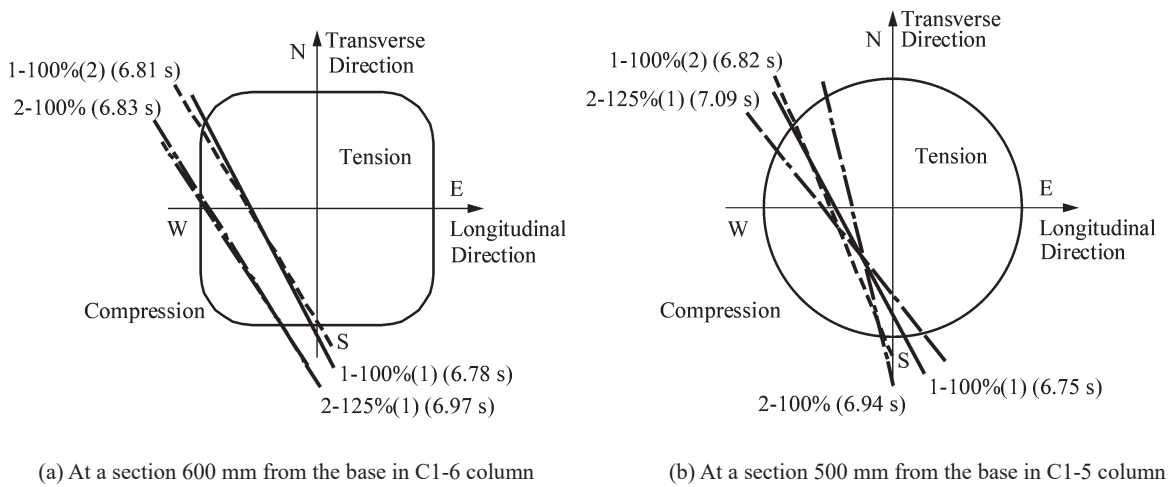


図 6.6 最大応答変位に達した瞬間の中立軸位置
 Fig. 6.6 Neutral axis location at the instance of peak response displacement.

600 mm 高さで求めているが、この理由は、写真 6.3、写真 6.4 に示したように、この高さにおいて SE 断面から始まった曲げ引張りクラックが NE 断面に進展した結果、2-125% (3) 加震では最大 20 mm のクラックを生じたためである。中立軸は SW コーナーから 368 ~ 640 mm だけ内側に達しており、広範囲にわたって引張ゾーンになったことがわかる。

重要な点は、橋脚基部から 600 mm 高さでは橋脚上部が橋脚下部に対して交互に大きく浮きあがるように揺れたが、最後までコアコンクリートは圧壊しなかったことである。このとき、かぶりコンクリートはコアコンクリートを覆うシェルとして機能し、シェルの底面がフーチングと接触した際にフーチングから受けた反力によるストラット作用によってかぶりコンクリートに縦方向クラックが入ったと考えられる。このような損傷を防止するためには、かぶりコンクリートの下面がフーチングの上面と直接接触しないような構造とすることが有効と考えられる。

6.5 応答特性

主応答方向 (水平 2 方向を合成した応答変位が最

大となる方向) に対する C1-6 橋脚の応答加速度と応答変位を 6 回の加震に対して示すと、図 6.7 のようになる。1-100% (1) 加震と 1-100% (2) 加震等、最初の頃の加震では応答加速度波形は入力地震動波形とよく似ているが、後半になると徐々に数回のスパイクを除いて応答加速度は入力地震動とおおむね似た波形となる。スパイク的な大きな入力加速度を受けるたびに応答変位は大きくなり、最大応答変位は 1-100% (1) 加震では 0.078 m (1.0% ドリフト比)、2-125% (3) 加震では 0.45 m (6.0% ドリフト比) と急速に大きくなっていく。入力加速度が増大するにつれて応答変位は増大するが、それ以上に加震に伴う橋脚剛性の劣化によって応答変位が増加していく。

残留変位は、2-100% 加震までは 0.004 m (0.05% ドリフト比) とわずかであるが、2-125% (2) 加震後には -0.013 m (0.13% ドリフト比) に増加し、最後の 2-125% (3) 加震後には -0.013 m (0.13% ドリフト比) に減少する。このように残留変位は加震に伴って増加するばかりではなく減少する場合もある。瞬間的な剛性が変化すれば瞬間的な固有周期が変化し、残留変位も変化するためである^{9), 10)}。

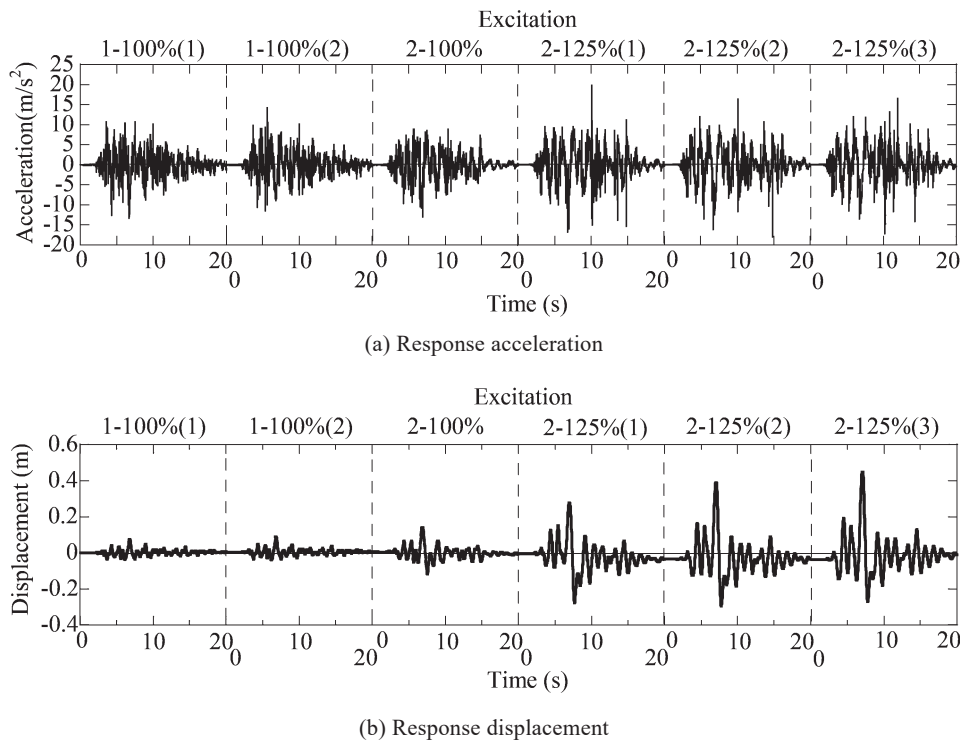


図 6.7 主軸方向の応答加速度と応答変位 (C1-6 橋脚)

Fig. 6.7 Response acceleration and displacement in the principal direction of C1-6 column.

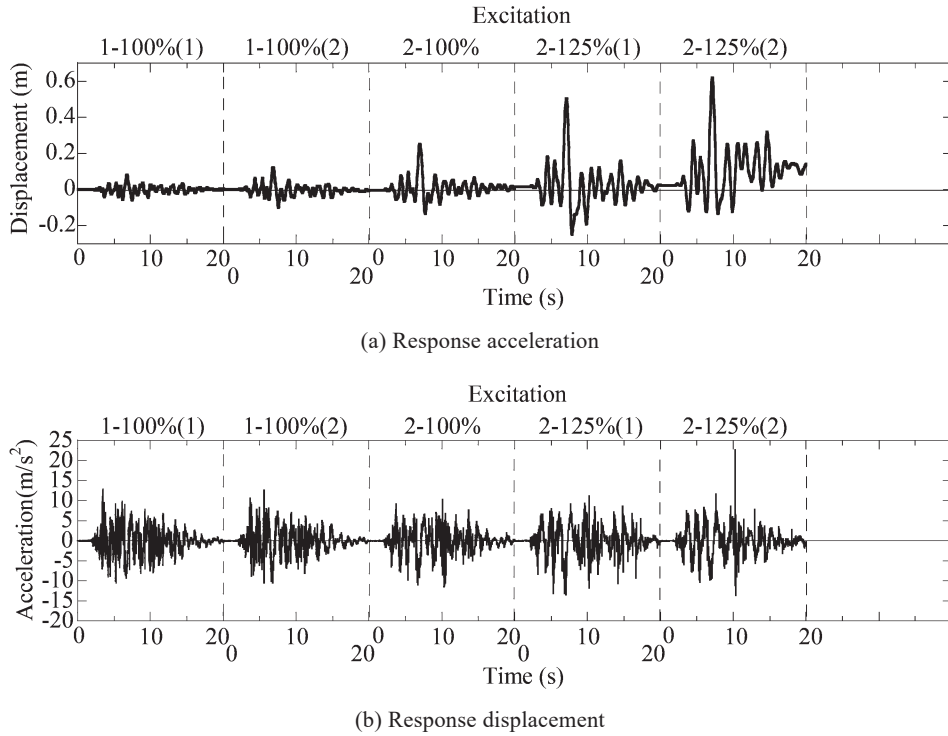


図 6.8 主軸方向の応答加速度と応答変位 (C1-5 橋脚)
 Fig. 6.8 Response acceleration and displacement in the principal direction of C1-5 column.

一方、図 6.8 に示すように、C1-5 橋脚では、最大応答変位は 1-100% (1) では 0.084 m (1.1% ドリフト比) であるが、2-125% (2) 加震では 0.62 m (8.2% ドリフト比) と急速に大きくなる。加震に伴う損傷の進展がより著しいことから、C1-5 橋脚の応答変位は C1-6 橋脚よりも大きくなった。残留変位は 2-125% (1) 加震後には 0.023 m (0.3% ドリフト比) であったが、2-125% (1) 加震後には 0.133 m (1.8% ドリフト比) と C1-6 橋脚の 2-125% (2) 加震後の -0.013 m (0.13% ドリフト比) の 10 倍になっている。

図 6.9 は主軸方向の C1-6 橋脚のモーメント～応答変位の履歴曲線を 6 回の加震に対して示した結果である。2-125% (2) 加震では、曲げクラックが全周にわたって生じ、SW コーナーに縦方向のクラック幅が広がったドリフト比 5.2% 載荷時に、曲げ復元力は 25.3 MNm と最大になっている。

一方、図 6.10 に示す C1-5 橋脚では履歴曲線は安定しているように見えるが、2-125% (2) 載荷ではコアコンクリートが大きく損傷し、かぶりコンクリートが剥離するとともに軸方向鉄筋が座屈したことから、曲げ復元力は 2-125% (1) から 3% 低下している。

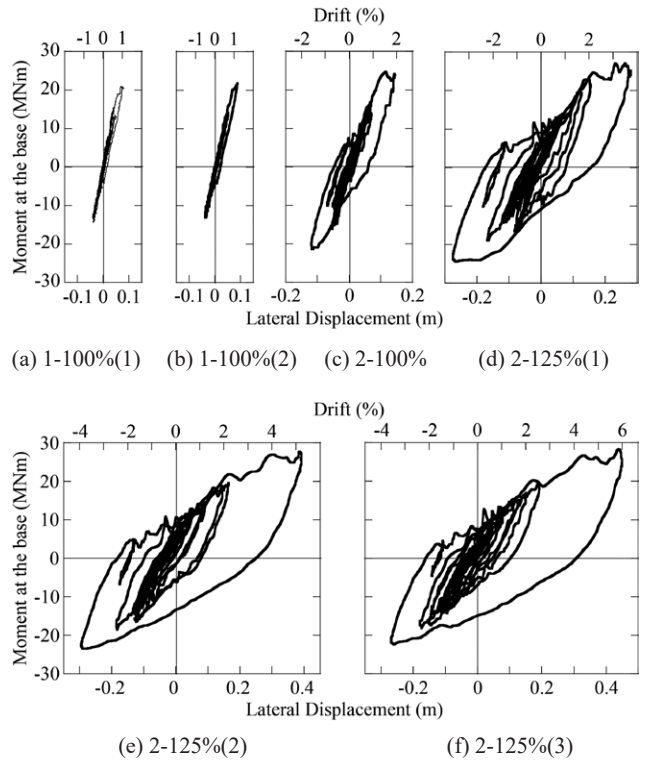


図 6.9 主応答方向の橋脚基部のモーメント～橋脚頂部の変位の履歴 (C1-6 橋脚)
 Fig. 6.9 Hysteresis of moment at the base vs. displacement at the top of column in the principal direction of C1-6 column.

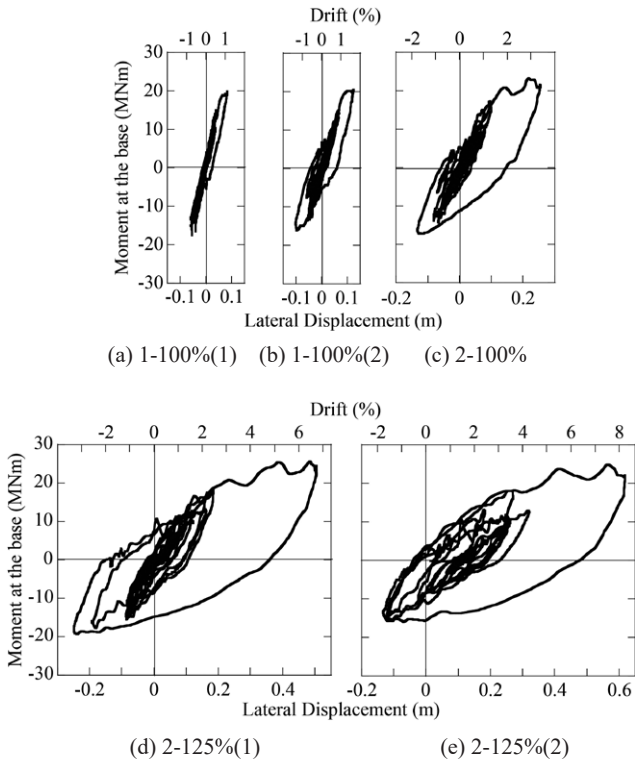


図 6.10 主応答方向の橋脚基部のモーメント～橋脚頂部の変位の履歴(C1-5 橋脚)

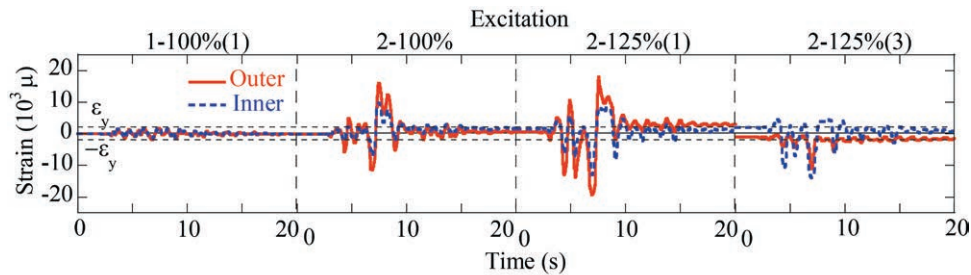
Fig. 6.10 Hysteresis of moment at the base vs. displacement at the top of column in the principal direction of C1-5 column.

6.6 軸方向鉄筋と帯鉄筋の変形

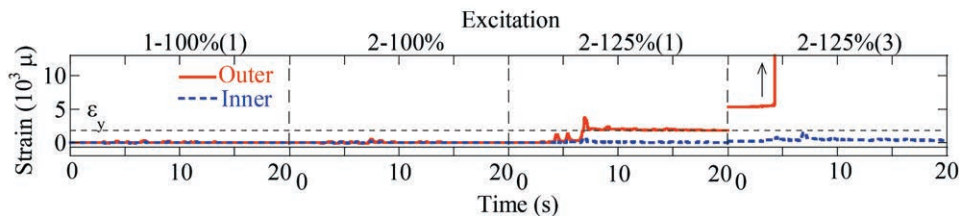
図 6.11 は C1-6 橋脚の塑性ヒンジ区間(橋脚基部から 300 ~ 400 mm) に位置する軸方向鉄筋と帯鉄筋に生じた軸ひずみである。図 5.1 に示したように、2 段配筋となっているため、ここでは外側と内側に分けて軸方向鉄筋と帯鉄筋の軸ひずみを示している。

軸方向鉄筋と帯鉄筋の降伏ひずみは約 $2,000\mu$ であるから、図 6.11 より軸方向鉄筋は 1-100% 加震の段階で引張降伏したのに対して、帯鉄筋の降伏はずっと遅れて 2-125% (1) 加震から始まっていることがわかる。軸方向鉄筋に生じるひずみは外側と内側でよく似た特性を持っているが、明らかに外側の軸方向鉄筋に生じるひずみの方が内側の軸方向鉄筋に生じるひずみより大きい。

外側の帯鉄筋ひずみは 2-125% (1) 加震で $3,700\mu$ に急増しているが、これはこの段階で外側の軸方向鉄筋が局部座屈し、これに対して帯鉄筋が抵抗したためである。重要な点は、内側の帯鉄筋のひずみはほとんど増加していないことで、これは内側の軸方向鉄筋がまだ局部座屈していないことを示している。外側と内側の帯鉄筋間に存在するコアコンクリートがまだ健全であり、これが内側の軸方向鉄筋の局部座屈を拘束したためと考えられる。



(a) Longitudinal bars at 300 mm from the base



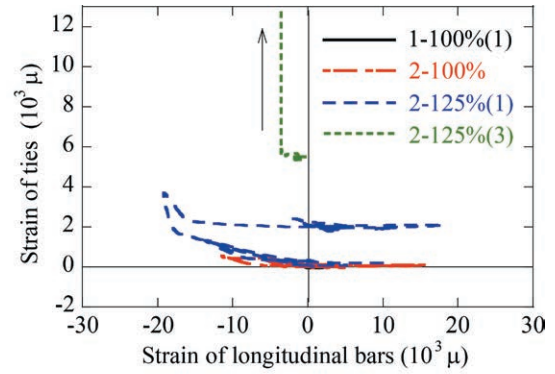
(b) Tie bars at 400 mm from the base

図 6.11 C1-6 橋脚の SW コーナーにおける 1-100% (1), 2-100%, 2-125% (1), 2-125% (3) 加震時の橋脚基部における軸方向鉄筋と帯鉄筋に生じた軸方向ひずみ

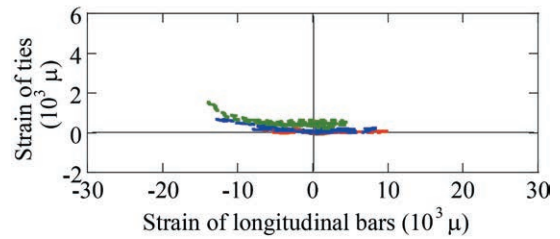
Fig. 6.11 Axial strains of longitudinal bars and tie bars at the SW corner of C1-6 column during 1-100% (1), 2-100%, 2-125% (1) and 2-125% (3) excitations.

図 6.12 は軸方向鉄筋ひずみと帯鉄筋ひずみのインターアクションを外側と内側に分けて示した結果である。これより、2-125%(1)加震における $2,000\mu$ を上回る急速な外側帯鉄筋ひずみの増加は橋脚に作用した曲げ圧縮力により外側軸方向鉄筋が局部座屈したことがよくわかる。一方、内側帯鉄筋のひずみは小さいままである。これは、上述したように、外側軸方向鉄筋と内側軸方向鉄筋間に存在するコアコンクリートがまだ健全であったためである。

一方、C1-5 橋脚の基部から 350 mm 高さにおける SW 面の軸方向鉄筋と帯鉄筋に生じた軸ひずみをそれぞれ外側と内側の軸方向鉄筋と帯鉄筋に分けて示した結果が図 6.13 である。外側の軸方向鉄筋に生じる引張りひずみは、すでに最初の 1-100%(1)加震で $14,000\mu$ と大きな値となり、さらに 1-100%(2)加震になると $18,000\mu$ に達している。一方、軸方向鉄筋の圧縮ひずみは、1-100%(1)加震と 1-100%(2)加震では小さいままである。これは PFRC を使用した C1-6 橋脚とは異なり、C1-5 橋脚ではコアコンクリートが圧壊するまでは軸方向鉄筋にはほとんど圧縮ひずみが生じなかったことを表している。



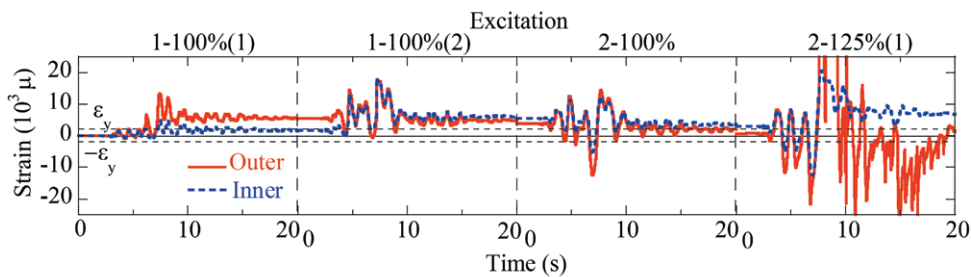
(a) Outer bars



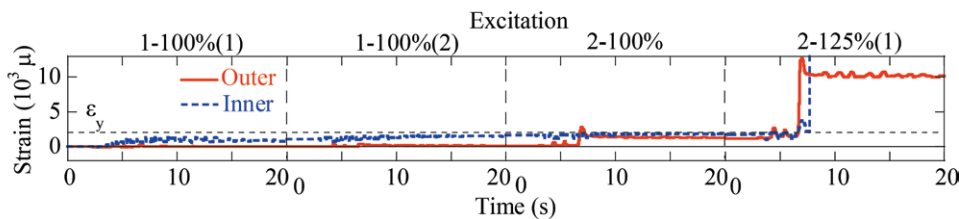
(b) Inner bars

図 6.12 基部から 400 mm 高さの軸方向鉄筋と 300 mm 高さの帯鉄筋ひずみの関係 (C1-6 橋脚の SW コーナー)

Fig. 6.12 Axial strains of a tie at 400 mm from the base vs. strains of a longitudinal bar at 300 mm from the base at the SW corner of C1-6 column.



(a) Longitudinal bar at 350 mm from the base



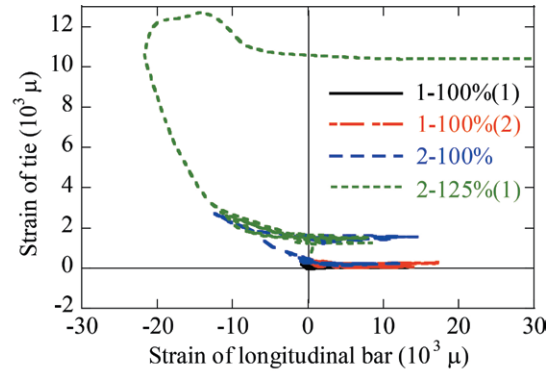
(b) Tie bar at 350 mm from the base

図 6.13 C1-5 橋脚の SW コーナーにおける 1-100%(1), 1-100%(2), 2-100%, 2-125%(1) 加震時の橋脚基部における軸方向鉄筋と帯鉄筋に生じた軸方向ひずみ

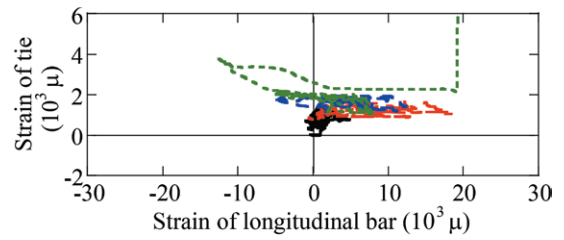
Fig. 6.13 Axial strains of a longitudinal bar and a tie bar at the SW corner of C1-5 column during 1-100%(1), 1-100%(2), 2-100% and 2-125%(1) excitations.

しかし、2-100% 加震になるとコアコンクリートが圧壊し始めるため、時刻 6.83s では外側軸方向鉄筋に生じた圧縮ひずみは $13,000\mu$ に達した。この瞬間に外側帯鉄筋が降伏し $3,000\mu$ の引張ひずみが生じたが、これは外側帯鉄筋が外側軸方向鉄筋の座屈に抵抗したことを示している。

図 6.14 は C1-5 橋脚の基部から 350 mm 高さにおける軸方向鉄筋と帯鉄筋に生じたひずみのインターアクションである。C1-6 橋脚と同様に、外側の軸方向鉄筋が局部座屈した際に外側の帯鉄筋に大きなひずみが生じている。図 6.12 に示した C1-6 橋脚と比較すると、明らかに内側帯鉄筋に生じるひずみは C1-5 橋脚よりも C1-6 橋脚の方が小さくなっており、これが PFRC の効果を表している。



(a) Outer bars



(b) Inner bars

図 6.14 軸方向鉄筋と帯鉄筋ひずみの関係 (C1-5 橋脚, SW コーナー, 基部から 350 mm 高さ)
 Fig. 6.14 Axial strains of a tie at 350 mm from the base vs. strain of a longitudinal bar at 350 mm from the base on the SW face of C1-5 column.

7. 結論

強震動作用下における RC 橋脚の耐震性向上を目的として、塑性ヒンジ区間にポリプロピレンファイバーコンクリート (PFRC) を用いた実大橋脚 (C1-6 橋脚) を製作し、E-Defense により加震実験を行った。比較のため、すでに実験されている現在の耐震基準によって設計された一般的な RC 橋脚 (C1-5 橋脚) と比較して、C1-6 橋脚の耐震性を検討した結果は以下の通りである。

- (1) 強震動作用下では、C1-5 橋脚に比較して C1-6 橋脚の耐震性は向上する。これは、繰り返し作用する地震力の作用下で、PFRC がかぶりコンクリートの剥落や圧壊したコアコンクリートの抜け出しを緩和し、軸方向鉄筋や帯鉄筋、中間帯鉄筋の局部座屈を拘束する結果、C1-5 橋脚よりもさらに塑性ヒンジ領域におけるコアコンクリートの損傷の進展を遅らせるためである。
- (2) C1-6 橋脚では一連の 6 回の加震に対してかぶりコンクリートは剥落しなかった。PFRC が一体性のあるシェルとしてコアコンクリートを取り囲み、コアコンクリートの圧壊を緩和すると同時に、圧壊したコアコンクリートがかぶりコンクリートから抜け出すことを抑止することにより、耐震性が向上したためである。ただし、橋脚が曲げ変形した際、圧縮側となった PFRC シェルの下端がフーチング頂面とぶつかり、大きな圧縮力を受けた結果、ストラット作用により縦方向に大きなクラックが生じた。PFRC シェルの下端とフーチング上面間に緩衝材を設置したり緩衝区間を設けることが有効と考えられる。
- (3) 地震時に帯鉄筋に生じるひずみは耐震設計で仮定されているように前周にわたって一様ではないため、軸方向鉄筋の局部座屈に対する拘束度は場所ごとに大きく変化する。また、多段配筋した場合には、帯鉄筋に必要とされる拘束力は内側の帯鉄筋よりも外側の帯鉄筋の方が大きい。このため、外側の帯鉄筋の配置間隔を内側の帯鉄筋よりも密にする等、より横拘束効果を高めることが橋脚の耐震性を向上させるために有効である。
- (4) 中間帯鉄筋は軸方向鉄筋の局部座屈を拘束するために極めて重要な役割を持っており、現在の耐震設計で考えられているよりもさらに十分な

量の間帯鉄筋を配置することが、橋脚の耐震性向上に有効である。

謝辞

本 E-Defense 実験は、防災科学技術研究所に設置された橋梁耐震実験研究分科会 (委員長: 家村浩和近畿職業能力開発大学校校長), 橋梁耐震実験研究実行部会 (委員長: 川島一彦東京工業大学教授), 実行部会に設置された解析検討 WG, 支承・ダンパー WG, 計測方法検討 WG, 解析コンテスト WG の委員等, 多数の関係者の協力の下に遂行された。委員各位のご芳名を添付資料に掲げ、深く謝意を表します。なお、本資料は、実験当時の実施体制と結果をそのままお伝えすることを意図して、一部の著者を当時の所属のままに刊行させていただきました。共著者のうち、第 3 著者は (株) ツルタコンサルタント技師長, 第 4 著者は東京工業大学名誉教授, 第 5 著者は University of the Philippines Los Baños, 第 6 著者は (株) 大林組技術研究所, 第 7 著者は東北大学大学院工学研究科教授, 第 8 著者はワン・コンサーン (株), 第 10 著者は九州工業大学名誉教授, 第 11 著者は (一財) 首都高速道路技術センター上席研究員, および第 12 著者は防衛大学校システム工学群建設環境工学科講師として、現在活躍していることをお断りさせていただきます。また、本研究は日米共同研究として実施され、ネバダ大学リノ校の Ian Buckle 教授, カリフォルニア大学バークレイ校の Stephen Mahin 教授のご協力を得ました。さらに、本実験実施に向けて、RC 橋脚試験体の製作、搬入・搬出、解体、実験装置の組立解体、計測器の設置、震動台の制御等、実験作業に多くの方々のご協力をいただきました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 右近大道・梶原浩一・川島一彦・佐々木智大・運上茂樹・堺淳一・高橋良和・幸左賢二・矢部正明(2009) : E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-1 橋脚) 震動破壊実験研究報告書 - 1970 年代に建設された基部曲げ破壊タイプの RC 橋脚震動台実験 - . 防災科学技術研究所研究資料, 第 331 号.
- 2) 右近大道・梶原浩一・川島一彦・佐々木智大・運上茂樹・堺淳一・高橋良和・幸左賢二・矢部正明・松崎裕(2020) : E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-2 橋脚) 震動破壊実験研究報告書 - 主鉄筋段落としを有する RC 橋脚の耐震性に関する震動台実験 - . 防災科学技術研究所研究資料, 第 448 号.
- 3) 右近大道・梶原浩一・川島一彦・佐々木智大・運上茂樹・堺淳一・高橋良和・幸左賢二・矢部正明・松崎裕(2012) : E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-5 橋脚) 震動破壊実験研究報告書 - 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する震動台実験及びその解析 - . 防災科学技術研究所研究資料, 第 369 号.
- 4) Kawashima, K. (2007): Seismic Design of Bridges after 1995 Kobe Earthquake, Journal of Disaster Research, [1-2], 262-271.
- 5) 川島一彦・佐々木智大・右近大道・梶原浩一・運上茂樹・堺淳一・幸左賢二・高橋良和・矢部正明・松崎裕(2010) : 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析. 土木学会論文集 A, 66-2, 324-343.
- 6) Zafra, R., Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2010): Cyclic Stress-Strain Response of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composites. Journal of Structural Engineering and Earthquake Engineering, A1, JSCE, [66-1], 162-171.
- 7) Kawashima, K., Zafra, R., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2011): Effect of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composite and Steel Fiber Reinforced Concrete on Enhancing the Seismic Performance of Bridge Columns. Journal of Earthquake Engineering, [15-8], 1194-1211.
- 8) Kawashima, K., Zafra, R., Sasaki, T., Kajiwara, K., Nakayama, M., Unjoh, H., Sakai, J., Kosa, K., Takahashi, Y., and Yabe, M. (2012): Seismic Performance of a Full-Size Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composite Bridge Column Based on E-Defense Shake Table Experiments. Journal of Earthquake Engineering, [16-4], 463-495.
- 9) MacRae, G. and Kawashima, K. (1997): Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, [26], 701-716.
- 10) Kawashima, K., MacRae, G.A., Hoshikuma, J., and Nagaya, K. (1998): Residual Displacement Response Spectra, journal of Structural Engineering, ASCE, [124-5], 513-530.
- 11) Zhang, W., Matsuzaki, H., and Kawashima, K. (2013): Effect of Tie Bar Volume on the Seismic Performance of Polypropylene Fiber Reinforced Concrete Columns based on Hybrid loading Experiments. Journal of Structural Engineering and Earthquake Engineering, A1, JSCE, [69-4], 807-820.
- 12) 中山学・梶原浩一・川島一彦(2010) : ダメージフリー橋脚を目指した震動実験. 第 13 回地震工学シンポジウム論文集, [13], GO6-Fri-AM-5, 1322-1329, 日本地震工学会.
- 13) 右近大道・梶原浩一・川島一彦(2007) : E-Defense を用いた大型橋梁耐震実験計画. 土木学会地震工学論文集, [29], CD-ROM, 1412-1419.
- 14) 平田隆祥・川西貴士・岡野素之・渡辺哲(2008) : ポリプロピレン短繊維を用いた複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料の開発. 大林組技術研究所報, 72,
- 15) 平田隆祥・石関嘉一・竹田宣典(2011) : 「ユニバーサルクリート®」の橋梁への適用性評価. 大林組技術研究所報, 75.

関連発表論文

- [1] Kawashima, K., Sasaki, T., Zafra, R., Kajiwara, K., Ukon, H., and Nakayama, M. (2010): Full-scale Shake Table Experimental Program of Reinforced Concrete Bridge Columns using E-Defense, *Proc. 3rd Asia Conference on Earthquake Engineering*, ACEE-A-037, 1-9 (CD-ROM), Bangkok, Thailand.
- [2] Zafra, R., Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2010): Effect of Fiber Reinforced Concrete/Cement Composites on the Seismic Performance of Bridge Columns, *Proc. 3rd Asia Conference on Earthquake Engineering*, ACEE-A-015, 1-8 (CD-ROM), Bangkok, Thailand.
- [3] Zafra, R., Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2010): Cyclic Stress-Strain Response of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composites, *Proc. 3rd Asia Conference on Earthquake Engineering*, ACEE-A-016, 1-8 (CD-ROM), Bangkok, Thailand.
- [4] Kawashima, K., Zafra, R., Sasaki, T., Matsuzaki, H., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2010): Seismic Performance of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composite Bridge Column Based on E-Defense Shake Table Excitations, *Proc. 13th Japan Earthquake Engineering Symposium*, 〈13〉, GO6-Fri-AM-1, 1290-1297, Tsukuba Science City, Japan.
- [5] Zafra, R., Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2010): Stress-Strain relation of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composites for Use in Bridge Columns Subjected to Earthquake Excitation, *Proc. 13th Japan Earthquake Engineering Symposium*, [13], GO6-Fri-AM-2, 1298-1305, Tsukuba Science City, Japan.
- [6] Kawashima, K., Zafra, R., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2011): Seismic Performance of a Bridge Column Based on E-Defense Shake-Table Excitations, *Proc. Performance Based Seismic Engineering Workshop*, Bled, Slovenia, [4], 1-10.
- [7] Kawashima, K., Zafra, R., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2011): Effectiveness of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composite for Enhancing the Seismic Performance of Bridge Column, *Proceedings of the International Transportation Infrastructure Workshop for Wenchuan Earthquake*, China, [3], 1-10.
- [8] Kawashima, K., Zafra, R., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2011): Seismic Performance of a Full-Size Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composite Bridge Column Based on E-Defense Shake Table Experiments, *Proc. 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, [8], 1117-1124.
- [9] Kawashima, K. and Zafra, R. (2011): Effectiveness of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composite for Enhancing the Seismic Performance of Bridge Columns, *Proc. 4th Japan-Greece Workshop on Seismic Design of Foundations, Innovations in Seismic Design, and Protection of Cultural Heritage*, [4-1], 11-21, Earthquake Engineering Committee, Japan Society of Civil Engineers, Kobe, Japan.
- [10] Sasaki, T., Zafra, R., and Kawashima, K. (2012): Effect of Polypropylene Fiber Reinforced Concrete for Enhancing the Seismic Performance of Bridge Columns, *Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 1-10, Paper No.2064 (CD-ROM), Lisbon, Portugal.
- [11] Sasaki, T., Kawashima, K., and Kajiwara, K. (2012): An Analytical Idealization of Longitudinal Bar Pull-out Effect for Seismic Response Analysis of Bridges, *Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 1-9, Paper No.2073 (CD-ROM), Lisbon, Portugal.
- [12] Zafra, R., Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2012): Effect of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composites for Enhancing the Seismic Performance of a Full-Scale Bridge Column Based on E-Defense Excitation, *Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 1-10, Paper No.3074 (CD-ROM), Lisbon, Portugal.
- [13] Kawashima, K., Zafra, R. G., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2012): Shake Table Experiments of a Full-scale Polypropylene Fiber

- Reinforced Cement Composite Bridge Column Using E-Defense (Keynote presentation), *Proc. International Workshop on Advances in Seismic Experiments and Computations*, 69-82, Meijo University, Nagoya, Japan.
- [14] Zhang, W., Matsuzaki, H., and Kawashima, K. (2012): Effect of Tie Bar Volume on the Seismic Performance of Polypropylene Fiber Reinforced Concrete Columns based on Hybrid Loading Experiments, *Proc. 1st International Symposium on Earthquake Engineering*, [1] 381-390, Japan Association for Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.
- [15] Zafra, R.G., Sasaki, T., Nakayama, M., Kajiwara, K., and Kawashima, K. (2012): Seismic Performance of a Full-Size Polypropylene Fiber-Reinforced Cement Composite Bridge Column based on E-Defense Shake Table Experiments, *Proc. 1st International Symposium on Earthquake Engineering*, [1] 391-400, Japan Association for Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.
- [16] 右近大道・梶原浩一・川島一彦(2009) : E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-2 橋脚) 震動破壊実験報告. 第 12 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, [12], 199-206, 土木学会.
- [17] Zafra R. G, Sasaki, T., Kawashima, K., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2010): Effect of Fiber-Reinforced Cement Composites on the Seismic Performance of Bridge Columns, *Proc. 13th Symposium on Ductility Design Method for Bridges*, JSCE, [13], 81-88, Tokyo.
- [18] Kawashima, K., Zafra, R., Sasaki, T., Matsuzaki, H., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2010): Seismic Performance of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composite Bridge Column Based on E-Defense Shake Table Excitations, *Proc. 13th Japan Earthquake Engineering Symposium*, [13], GO6-Fri-AM-1, 1290-1297, Tsukuba Science City, Japan.
- [19] Zafra, R., Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M. (2010): Stress-Strain relation of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composites for Use in Bridge Columns Subjected to Earthquake Excitation, *Proc. 13th Japan Earthquake Engineering Symposium*, [13], GO6-Fri-AM-2, 1298-1305, Tsukuba Science City, Japan.
- [20] 中山学・梶原浩一・川島一彦(2010) : E-Defense を用いたダメージフリー橋脚を目指す震動実験. 第 65 回土木学会年次講演概要集, I -016.
(2020 年 5 月 27 日原稿受付,
2020 年 6 月 1 日原稿受理)

要 旨

強震動作用下における橋梁の耐震性を高めるためには、橋脚の変形性能を高めることが重要である。建築物等に使用される柱や梁と比較して橋脚は断面が大きいことから、帯鉄筋だけでは十分な横拘束を確保することが困難な場合が多い。このため、高性能な新材料を用いた高い耐震性を持つ橋脚を開発することを目的として、ポリプロピレンファイバーコンクリートを用いた全く新しい橋脚を開発し、その適用性を E-Defense を用いて検討した。ポリプロピレンファイバーコンクリートは橋脚の変形性能を高め、強震動下においても橋脚の被害を低減させ、変形性能の向上に有効であることを明らかにした。

キーワード： 橋梁, 橋脚, 耐震設計, E-Defense, 新材料, ポリプロピレンファイバーコンクリート, 震動台実験

<添付 1> 橋梁耐震実験研究分科会委員

| | | |
|-------|--------|-------------------------------|
| 委員長 | 家村 浩和 | 近畿職業能力開発大学校 校長(京都大学名誉教授) |
| 幹事長 | 川島 一彦 | 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 教授 |
| 委員 | 長谷川 和夫 | 首都高速道路(株) 保全・交通部長 |
| " | 市川 篤司 | (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部長 |
| " | 宇佐美 勉 | 名城大学理工学部建築システム工学科 教授 |
| " | 大塚 久哲 | 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門 教授 |
| " | 佐藤 昌志 | 国土交通省北海道開発局 室蘭開発建設部長 |
| " | 田蔵 隆 | 清水建設技術研究所 所長補佐 |
| " | 竹田 哲夫 | リテックエンジニアリング(株) 取締役 |
| " | 中島 正愛 | 防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター所長 |
| " | 林川 俊郎 | 北海道大学大学院工学研究科環境創生工学専攻 教授 |
| " | 堀 宗朗 | 東京大学地震研究所 教授 |
| 委員兼幹事 | 猪熊 康夫 | 中日本高速道路(株)企画本部 技術開発部長 |
| " | 運上 茂樹 | (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 |
| " | 幸左 賢二 | 九州工業大学工学部建設社会工学科 教授 |
| " | 後藤 和満 | (株)建設技術研究所東京本社構造部 技師長 |
| " | 長沼 敏彦 | 阪神高速道路(株)情報システム部 部長 |
| " | 矢部 正明 | (株)長大構造事業本部耐震技術部 部長 |

注)委員名簿は、平成 21 年 3 月 31 日時点

<添付 2> 橋梁耐震実験研究実行部会委員

| | | |
|--------|--------|--|
| 委員長 | 川島 一彦 | 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 教授 |
| 委員 | 伊津野 和行 | 立命館大学理工学部都市システム工学科 教授(H18.12.20～) |
| " | 猪熊 康夫 | 中日本高速道路(株)企画本部 技術開発部長 |
| " | 運上 茂樹 | (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 |
| " | 大友 敬三 | (財)電力中央研究所地球工学研究所 領域リーダー・上席研究員 (H18.10.23～) |
| " | 岡野 素之 | (株)大林組技術研究所構造技術研究部 主任研究員(H18.7.26～) |
| " | 大滝 健 | (株)クリアテック 技術部長 |
| " | 葛西 昭 | 名古屋大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 講師 |
| " | 幸左 賢二 | 九州工業大学工学部建設社会工学科 教授 |
| " | 後藤 和満 | (株)建設技術研究所 東京本社構造部 技師長 |
| " | 小林 薫 | JR 東日本研究開発センターフロンティアサービス研究所 課長(H19.4.1～) |
| " | 鈴木 基行 | 東北大学 教授 創造工学センター長(H20.4.1～) |
| " | 堺 淳一 | (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員 |
| " | 高橋 良和 | 京都大学防災研究所 准教授 |
| " | 滝本 和志 | 清水建設(株)技術研究所安全安心技術センター 主任研究員 |
| " | 永田 和寿 | 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 准教(H18.10.23～) |
| " | 長沼 敏彦 | 阪神高速道路(株)情報システム部 部長 |
| " | 西 弘明 | (独)土木研究所寒地土木研究所 総括主任研究員(H18.11.30～) |
| " | 西岡 勉 | 阪神高速道路(株)技術部技術開発グループ アシスタントマネージャ (H18.12.23～) |
| " | 堀 宗朗 | 東京大学地震研究所 教授(H19.4.1～) |
| " | 前川 宏一 | 東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻 教授(H19.4.1～) |
| " | 矢部 正明 | (株)長大構造事業本部耐震技術部 部長 |
| " | 山野辺 慎一 | 鹿島建設(株)技術研究所土木構造・材料グループ 上席研究員(H18.6.29 ～) |
| " | 吉田 純司 | 山梨大学工学部土木環境工学科 准教授 |
| " | 渡邊 学歩 | 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 助教(～H19.12.14) |
| " | 睦好 宏史 | 埼玉大学大学院理工学研究科工学部建設工学科 教授(H20.4.1～) |
| " | 松崎 裕 | 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 助教(H20.4.1～) |
| 委員・事務局 | 梶原 浩一 | (独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター プロジェクトリー ダー・主任研究員 |
| " | 右近 大道 | (独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 招聘研究員 |
| " | 山田 眞吾 | (独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 技術員(H20.6.1～) |
| オブザーバー | 中浦 孝 | (株)長大構造事業本部東日本事業部構造計画1部 専門技師 |
| " | 山中 真己 | " |
| " | 森園 康之 | (株)長大構造事業本部国際技術部 専門技師 |
| " | 新津 靖 | 東京電機大学情報環境学部 教授 |
| " | 古屋 治 | 東京都立産業技術高等専門学校 准教授 |
| " | 永田 聖二 | (財)電力中央研究所地球工学研究所地震工学領域 研究員 |

注)委員名簿は、平成 21 年 3 月 31 日時点

＜添付 3＞ 橋梁耐震実験研究実行部会ワーキング委員会

解析検討 WG 委員

| | | |
|-----|-------|--------------------------------|
| 主 査 | 運上 茂樹 | (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 |
| ” | 青戸 拡起 | 武蔵工業大学大学院工学研究科 客員研究員 |
| ” | 市村 強 | 東京工業大学理工学研究科土木工学専攻 准教授 |
| ” | 右近 大道 | (独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 招聘研究員 |
| ” | 大滝 健 | (株)クレアテック 技術部長 |
| ” | 岸 徳光 | 室蘭工業大学工学部建設システム工学科 教授 |
| ” | 久保 明英 | (株)フォーラムエイト技術サポートグループ |
| ” | 幸左 賢二 | 九州工業大学工学部建設社会工学科 教授 |
| ” | 堺 淳一 | (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員 |
| ” | 佐藤 知明 | JIP テクノサイエンス(株)システム技術研究所 |
| ” | 田中 浩一 | (株)大林組技術研究所構造技術研究部 副主査 |
| ” | 林 継恩 | 川田テクノシステム株式会社 |
| ” | 藤田 亮一 | 日本技術開発(株) リサーチ・エンジニアリング事業部 |
| ” | 藤野 明義 | (株)横河技術情報解析エンジニアリング部技術グループ |
| ” | 牧 秀彦 | 富士通エフ・アイ・ピー株式会社 科学技術システム部 |
| ” | 松田 泰治 | 熊本大学 |
| ” | 松田 宏 | JIP テクノサイエンス(株)東京テクノセンタ橋梁技術部 |
| ” | 松山 洋人 | (株)フォーラムエイト 大阪支社営業グループ |
| ” | 八木 和也 | (株)横河技術情報解析エンジニアリング部技術グループ |

計測方法検討 WG 委員

| | | |
|-----|--------|---|
| 主 査 | 高橋 良和 | 京都大学防災研究所 准教授(H20.4.1 より主査) |
| 委 員 | 右近 大道 | (独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 招聘研究員 (～ H20.3.31 まで主査) |
| ” | 岡野 素之 | (株)大林組技術研究所土木構造研究室構造性能グループ長 |
| ” | 大滝 健 | (株)クレアテック 技術部長 |
| ” | 大滝 政博 | テクニカルリンク(株) 代表取締役 |
| ” | 堺 淳一 | (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員 |
| ” | 滝本 和志 | 清水建設(株)技術研究所安全安心技術センター 主任研究員 |
| ” | 山野辺 慎一 | 鹿島建設(株)技術研究所土木構造・材料グループ 上席研究員 |
| ” | 吉田 純司 | 山梨大学工学部土木環境工学科 准教授 |
| ” | 渡邊 学歩 | (株)長大 構造事業本部 耐震技術部 |

進行性破壊検討 WG 委員

| | | |
|-----|-------|---|
| 主 査 | 矢部 正明 | (株)長大構造事業本部耐震技術部 部長 |
| ” | 宇野 裕恵 | オイレス工業(株)第三事業部免制震技術部 部長 |
| ” | 鵜野 禎史 | 川口金属工業株式会社技術本部技術 1 部 部長代理 |
| ” | 小野 潔 | 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 准教授 |
| ” | 久慈 茂樹 | 東京ファブリック工業(株)本店営業部 技術主任 |
| ” | 堺 淳一 | (独)土木研究所耐震研究グループ 主任研究員 |
| ” | 佐藤 雄亮 | (財)電力中央研究所構造工学領域 研究員 |
| ” | 高橋 良和 | 京都大学防災研究所准教授 |
| ” | 田中 健司 | (株)ビービーエム技術本部 副本部長 |
| ” | 永田 和寿 | 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 准教授 |
| ” | 西岡 勉 | 阪神高速道路(株)技術部 技術開発グループ アシスタントマネージャ |
| ” | 西村 貴明 | (株)ブリヂストン免震開発部 課長 |
| ” | 吉田 純司 | 山梨大学工学部土木環境工学科 准教授 |
| ” | 森下 健一 | 神鋼鋼線工業(株)尼崎事業所技術部 課長 |
| ” | 谷中 聡久 | (株)横河ブリッジ技術本部技術研究所 課長 |
| ” | 渡辺 厚 | 新日鉄エンジニアリング(株)技術本部技術開発研究所建設・鋼構造技術室(～ H19.10.31) |
| ” | 前田 泰史 | 新日鉄エンジニアリング(株)建築・鋼構造事業部建築鉄構ユニット免制震デバイスマネジャー(H19.11.1 ～) |

解析コンテスト WG 委員

| | | |
|-----|--------|--------------------------------|
| 主 査 | 睦好 宏史 | 埼玉大学大学院理工学研究科工学部建設工学科 教授 |
| 委 員 | 右近 大道 | (独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 招聘研究員 |
| ” | 運上 茂樹 | (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 |
| ” | 鈴木 基行 | 東北大学 教授 創造工学センター長 |
| ” | 堀 宗朗 | 東京大学地震研究所 教授 |
| ” | 滝本 和志 | 清水建設(株)技術研究所安全安心技術センター 主任研究員 |
| ” | 山野辺 慎一 | 鹿島建設(株)技術研究所土木構造・材料グループ 上席研究員 |

注)委員名簿は、平成 21 年 3 月 31 日時点