

地震によって損傷を受けた鉄骨建築物の
耐震安全対策に関する実験研究

平成 26 年 3 月

兵 庫 県
独立行政法人 防災科学技術研究所
国立大学法人 神戸大学

地震によって損傷を受けた鉄骨建築物の 耐震安全対策に関する実験研究

目次

第1編

第1章. 序	1-1
第2章. 背景	2-1
2.1 阪神・淡路大震災における鉄骨建築物の被害状況	
2.2 個別建物の被害調査報告	
第3章. 試験体設計	3-1
3.1 はじめに	
3.2 想定建物の設計	
3.3 試験体	
3.4 Push-over 解析	
3.5 予備応答解析	
第4章. 柱梁接合部部分架構実験	4-1
4.1 実験概要	
4.2 実験結果	
第5章. 実大加振実験	5-1
5.1 はじめに	
5.2 実験計画	
5.2.1 震動台への試験体設置	
5.2.2 計測計画	
5.2.3 加振計画	
5.2.4 損傷観察計画	
5.3 実験結果	
5.3.1 入力地震動	
5.3.2 全体挙動	
5.3.3 損傷状況	
5.3.4 各部挙動	
5.4 考察	
5.4.1 骨組全体挙動	
5.4.2 エネルギー吸収性状	
5.5 まとめ	

第 6 章. 接合部の破断を考慮した応答解析	6-1
6.1 解析概要	
6.2 解析結果	
第 7 章. 随時型構造健全度推定法	7-1
7.1 はじめに	
7.2 実験計画	
7.3 実験結果	
7.4 まとめ	
第 8 章. 常時建築構造性能モニタリングシステム	8-1
8.1 はじめに	
8.2 実験方法	
8.3 実験結果及び考察	
8.4 まとめ	
第 9 章. むすび	9-1

第 2 編

第 10 章. 層剛性の時刻歴変動を用いた建物の健全性の検討	10-1
10.1 目的	
10.2 背景	
10.3 解析モデルと試験体同定について	
10.4 解析手法	
10.5 解析区間のウインドについて	
10.6 実験データへの適用について	
10.7 ワイヤ変位計データによる梁端破断の時刻推定	
10.8 まとめ	
第 11 章. 数値震動台 (E-Simulator) の開発	11-1
11.1 はじめに	
11.2 要素解析の試解析	
11.3 E-Defense 実験の詳細有限要素モデルの構築	
11.4 おわりに	
第 12 章. 非接触変位場計測装置による梁柱接合部の変形状況の観察	12-1
12.1 変位場計測装置の詳細	
12.2 実大構造物梁柱接合部の計測	
12.3 実大構造物柱梁接合部の計測結果	

第1章 序

1995年の阪神・淡路大震災では、兵庫県内において、全壊建物 104,004 棟、半壊建物 136,952 棟にのぼる甚大な被害が発生したが、1981年導入の新耐震基準に従い適切に設計・施工された建築物については、この震災においても倒壊や大破に至った事例はほとんどなかった。

しかしながら、倒壊や大破は免れたものの、鉄骨建築物の構造上の要である柱と梁の接合部に破断が生じた事例が国内で初めて確認された。このような被害が確認された建築物では、総じて地震後の傾き（残留層間変形角）が少なく、外装材の損傷が比較的軽微であった。

被災した建築物については、構造体の状態を適切に把握し、残存する耐震性能が不十分と判断される場合には補修等を行う必要があるが、このような事例では外観目視による被害調査だけでは接合部破断等の被害の有無を発見することが困難であることから、建築物の構造健全度を推定する新たな技術の開発が求められている。

一方、2011年の東日本大震災の被害状況を踏まえ、国はマグニチュード9.0の南海トラフを震源とする巨大地震の震度分布を公表しており、神戸市内等が概ね震度6弱になるなどの想定が明らかとなったため、阪神・淡路大震災を経験した建築物が再び強い地震の揺れに遭遇した場合に、大きな被害が生じる可能性を検討する必要があるが生じている。

このため、本研究では、阪神・淡路大震災により柱と梁の接合部に損傷を受けたままの鉄骨造の建築物が、南海トラフ巨大地震に遭遇した場合の被害程度の把握、大地震を経験した鉄骨建築物の構造健全度を推定するための技術開発を目的に、実大3階建ての鉄骨建築物の一部を取り出した試験体を製作し、防災科学技術研究所・兵庫耐震工学研究センターの実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）を用いて加振実験を行った。

本報告書では、実験結果をまとめるとともに、あわせて実験から得られた知見を専門家が活用できるように技術資料を掲載した。この成果が阪神・淡路大震災の被災地域だけでなく、他地域で将来発生する大地震時の震後対策にも活用されるよう期待する。

本研究は、「E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会（委員長：岡田恒男）」の指導を受け、兵庫県と防災科学技術研究所の共同研究及び兵庫県と神戸大学の協力型共同研究のもとに実施された。

E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会 名簿

	氏名	役職
委員長	岡田 恒男	東京大学名誉教授、 (財)日本建築防災協会理事長
副委員長	沖村 孝	神戸大学名誉教授、 建設工学研究所常務理事
委員	内田 直樹	元神戸大学教授、 (財)溶接研究所理事
委員	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長
委員	福本 早苗	武庫川女子大学教授、 元大林組設計部長
委員	安田 丑作	神戸大学名誉教授、 (公社)兵庫県建築士会会長
アドバイザー	田淵 基嗣	大手前大学教授、 日本建築センター「鋼構造審査評定委員会」委員長

執筆・編集者名簿

第1編

多賀 謙蔵	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻	教授
谷 明勲	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻	教授
藤谷 秀雄	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻	教授
難波 尚	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻	准教授
向井 洋一	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻	准教授
山邊 友一郎	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻	准教授
高見 隆	兵庫県企画県民部防災企画局 防災計画課長	
澤田 光司	兵庫県企画県民部防災企画局 防災計画課課長補佐兼防災計画係長	
古林 智宏	兵庫県企画県民部防災企画局 防災計画課防災計画係主査	

第2編

梶原 浩一	防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター	センター長
谷 和夫	防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター	契約研究員
山下 拓三	防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター	任期付研究員
亀田 敏弘	筑波大学システム情報系構造エネルギー工学域	准教授

(役職名等は平成26年3月時点)

第 2 章. 背景

2.1 阪神・淡路大震災における鉄骨建築物の被害状況

2.1.1 日本建築学会近畿支部による調査(文献 2.1)

1) 調査期間・調査方法

調査期間：1995 年 2 月中旬～3 月中旬

調査方法：

- ・調査範囲：図 2.1 に示す影を付けた領域で，長田区から芦屋市にかけて重点的実施



図 2.1 日本建築学会近畿支部調査範囲

- ・調査方法：外観被害状況写真の撮影．可能な場合は建物内部への立ち入り調査およびヒアリング．
- ・調査対象：鉄骨造建物で，なんらかの被害が認められるもの（無被害のものは母数に含まれない）
- ・被害レベルの分類：被害レベルの分類は以下による．
 - 小破：外装材などの亀裂・剥離，軽微なブレースの座屈が認められるが，柱・梁の主要構造部材に損傷が認められないもの．残留変形が殆ど認められないもの．
 - 中破：ブレース破断・座屈，柱梁の塑性化が認められるが，建物の残留傾斜角が $1/100\text{rad}$ 程度以下．修復後再使用可能なもの
 - 大破：柱・梁・接合部などの多くの部位で破断を伴って修復が技術的に困難なもの．残留傾斜角が $1/100\text{rad}$ 以上と大きいもの
 - 倒壊：全層，一部の層が完全に倒壊したもの

2) 被害概要

調査された建物の合計は 988 件である．図 2.2 に階数別の被害状況を示す．全調査建物の内，本研究で用いる試験体と同じ 3 階建物の建物が最も多く全調査建物の 4 割を占めている．表 2.1 および表 2.2 に全調査建物の被害レベル別件数および 3 階建の建物の被害レ

ベル別件数をそれぞれ示す。全調査建物でも3階建建物でも各被害レベルの発生比率は概ね等しく、倒壊：大破：中破：小破の比は概ね1：3：3：3であり、大破・中破・小破が同程度発生している結果となっている。

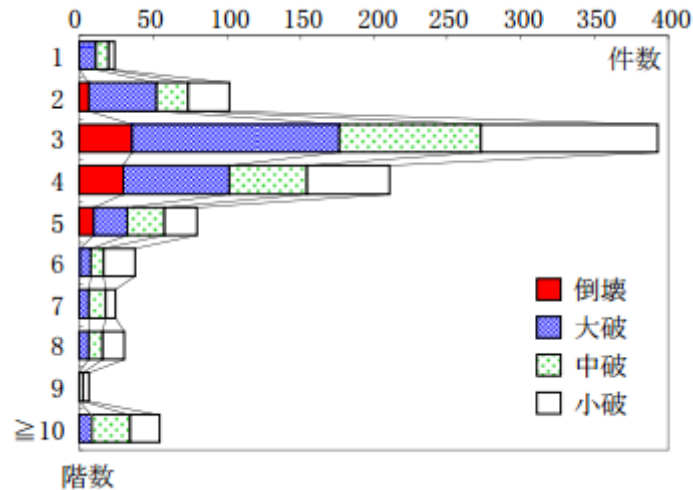


図 2.2 階数別の被害状況

表 2.1 全調査建物の被害レベル別件数

損傷レベル	倒壊	大破	中破	小破
件数 (比率)	90(9%)	332(34%)	266(27%)	300(30%)

表 2.2 3階建の建物の被害レベル別件数

損傷レベル	倒壊	大破	中破	小破
件数 (比率)	36(9%)	141(36%)	96(24%)	120(31%)

被害調査建物の構造形式は、本研究で対象とする構造形式である純ラーメン構造が432件で最も多く、全体の44%となっており、筋違付の建物は17%、不明が39%となっている。

本調査結果では、建物の建設年代による分類がなされておらず、本研究で対象とする新耐震基準以後の純ラーメン構造の被害状況の把握が出来ないため、使用された柱が冷間成形角形鋼管の調査建物数により類推する。純ラーメン構造の建物(432件)の内、冷間成形角形鋼管柱が使用されていた建物は153件で、全体の37%を占める。この形式の建物の被害レベル別件数を表3に示す。この形式の建物についても倒壊：大破：中破：小破の比は概ね1：3：3：3であり、全調査建物の被害状況と概ね一致する結果となっている。

表 2.3 純ラーメン構造(柱に冷間成形角形鋼管を使用)の被害レベル別件数

損傷レベル	倒壊	大破	中破	小破
件数 (比率)	23(14%)	51(32%)	43(28%)	36(26%)

3) 接合部の被害状況

純ラーメン構造で柱に冷間成形角形鋼管を用いている建物の各部の被害状況を表 2.4 に示す。なお複数の部位に被害が生じていた場合には、それぞれの部位でカウントされている。本研究で対象とする柱梁接合部の被害が最も多く発生しており、全体の 42%を占めている。また柱脚および柱の被害もそれぞれ 27%および 28%発生している。

表 2.5 に柱に冷間成形角形鋼管を用いた純ラーメン構造で柱梁接合部に被害が生じた建物の被害レベル別件数を示す。大破に至ったケースが全体の 43%と高い結果となっており、前述の全調査建物の被害状況と異なる結果となっている。なお、柱梁接合部は仕上げ材や耐火被覆に覆われているため、大破や倒壊といった大きな被害が生じないと、被害把握に至らない可能性が考えられる。

表 2.6 に柱に冷間成形角形鋼管を用いた純ラーメン構造の柱梁接合部の被害件数を溶接方法別に分類して示す。柱梁接合部の溶接は、完全溶込溶接で実施される必要があり、すみ肉溶接の建物は不適切な溶接がなされた建物である。同表より、柱梁接合部に被害が生じた建物の約半数は不適切なすみ肉溶接が用いられていたことが指摘されるが、完全溶込溶接が用いられて建物の被害も 29%を占めており、適切な溶接施工がなされた建物の場合でも被害が確認出来る。

表 2.4 純ラーメン構造(柱に冷間成形角形鋼管を使用)の損傷部位

損傷部位	柱	梁	柱梁接合部	柱脚
件数 (比率)	43(27%)	30(19%)	67(42%)	45(28%)

表 2.5 柱梁接合部に被害が生じた建物の被害レベル

(柱に冷間成形鋼管を用いた純ラーメン構造)

損傷レベル	倒壊	大破	中破	小破
件数 (比率)	19(28%)	29(43%)	19(28%)	0(0%)

表 2.6 柱梁接合部の溶接方法別損傷状況

(柱に冷間成形角形鋼管を用いた純ラーメン構造)

溶接方法	すみ肉溶接	完全溶込溶接	不明
件数 (比率)	41(48%)	25(29%)	20(23%)

4) まとめ

i)全調査建物の内、研究対象となる 3 階建の建物が約 4 割を占めている。

ii)研究対象となる柱に角形鋼管を用いた純ラーメン構造の建物が全調査建物の 44%を占めている。

iii) ii)で述べた建物の 42%で柱梁接合部に被害が確認されている。この内、48%の建物は不適切な溶接方法が採用されていたが、29%の建物では適切な溶接方法が採用さ

れているにも関わらず被害が発生している。

2.1.2 建設省調査（文献 2.2）

1) 調査期間・調査方法

調査期間：1995年2月20日～2月23日

調査方法：

- ・調査範囲：図 2.3 に示す影を付けた領域。被害が甚大な地域
- ・調査方法：外観被害状況写真の撮影。可能な場合は建物内部への立ち入り調査およびヒアリング。
- ・調査対象：調査地域の鉄骨造3階建以上の全建物（無被害の建物も含む悉皆調査）
- ・被害レベルの分類：被害レベルの分類は以下による。
 - 小破：外装材などの亀裂・剥離等の被害があるが構造部材に損傷が認められないもの。
 - 中破：ブレースの座屈，柱梁の塑性化が認められるが，建物の残留傾斜角が小さく修復後再使用可能なもの
 - 大破/倒壊：倒壊したものや修復不能なほど残留変形が大きいもの。

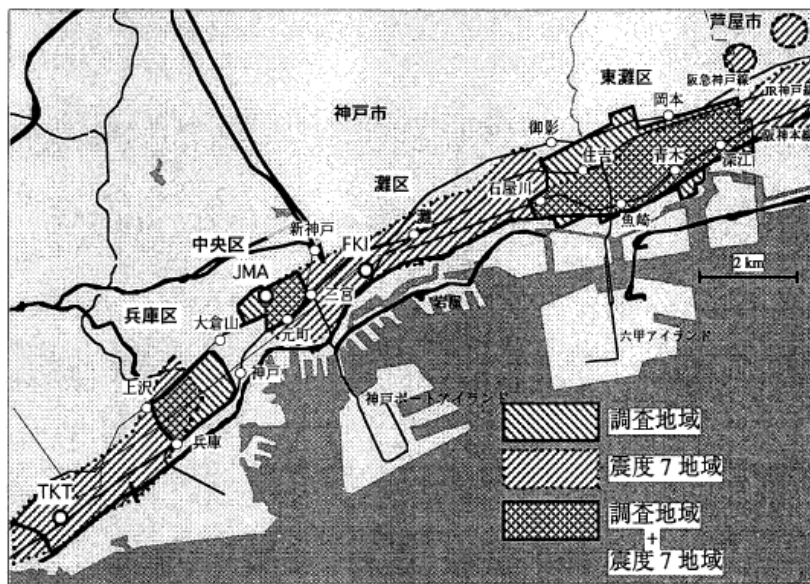


図 2.3 調査地域

2) 被害概要

全調査建物は 628 棟。3 階建の建物が約半数を占めており，文献 1) の調査と概ね一致している。表 2.7 に全調査建物の被害レベル別件数を示す。本調査結果によると中破と小破の比率が 1:2 となっており，文献 1) に比べ小破が多い結果となっている。図 2.4 に，新耐震基準適用前の 1981 以前と適用後の 1982 年以降に建築年代を分けて調査結果の各被害レベルの件数および割合を示している。

表 2.7 全調査建物の被害レベル別件数

損傷レベル	大破/倒壊	中破	小破	無被害
件数 (比率)	109(17.4%)	90(14.3%)	210(33.4%)	208(33.1%)
1981年以前	77(25.2%)	57(18.6%)	109(35.6%)	59(19.3%)
1982年以降	22(9.4%)	19(8.1%)	69(29.4%)	120(51.1%)

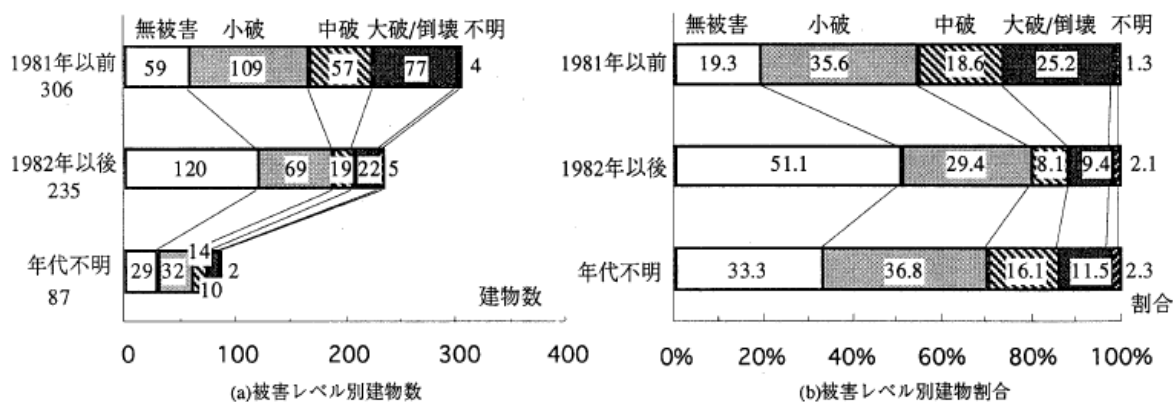


図 2.4 建築年代による各被害レベルの件数と割合

図 2.4 によると建築年代で各被害レベルの発生状況が大きく異なっており，新耐震基準による建物では無被害の建物が約半数となっている。

表 2.7 に被害部位の件数および割合を建築年代別に示す．溶接接合部の被害件数は建築年代に寄らずいずれも 10 件となっており，全体に対する割合は 1981 年以前および 1982 年以降のそれぞれで，3.3%および 4.3%となっている．なお，文献 2.1)の調査結果によると，新耐震基準によると判断される冷間成形角形鋼管を柱に用いた純ラーメン構造の建物で 86 件の被害事例が確認されているのに対し，本調査結果の溶接部の被害状況は極めて少ない．本調査結果は文献 2.1)に比べ調査範囲は狭いが，被害の大半は本調査の調査範囲に含まれており，調査範囲の違いが原因とは考えにくいと思われる。

表 7 年代別による被害部位の件数と割合

部位	柱	梁	筋違	柱脚	ボルト接合部	溶接接合部
1981年以前 306	31 (31/306=10.1%)	10 (10/306=3.3%)	20 (20/306=6.5%)	51 (51/306=16.7%)	9 (9/306=2.9%)	10 (10/306=3.3%)
1982年以後 235	11 (11/235=4.7%)	8 (8/235=3.4%)	4 (4/235=1.7%)	12 (12/235=5.1%)	1 (1/235=0.4%)	10 (10/235=4.3%)
年代不明 87	10 (10/87=11.5%)	0 (0/87=0%)	7 (7/87=8.0%)	11 (11/87=12.6%)	0 (0/87=0%)	0 (0/87=0%)

注) 被害部位のうち、柱及び梁の件数は、ボルト接合部及び溶接接合部の件数と一部重複する。

2.2 個別建物の被害調査報告

文献 2.1), 2.2)は，鉄骨造建物の被害の全体像を把握することが目的である．ここでは，

柱に冷間成形角形鋼管を用いた純ラーメン構造の鉄骨造建物に関する柱梁接合部の詳細な個別建物の被害事例に対する詳細調査結果（文献*～*）を整理して示す。

2.2.1 9階建鉄骨建物の被害事例（文献2.3）

1) 建物概要

所在地：神戸市中央区，規模：地上9階，地下1階，用途：商業建築，竣工1989年
新耐震設計法により設計された南北，東西ともに3スパンの鉄骨純ラーメン構造で，基礎は直接基礎。

使用した鋼材は，いずれもSS400．柱梁接合部は，工場溶接型で通しダイアフラム形式である。

図5に伏図軸組図を示す。

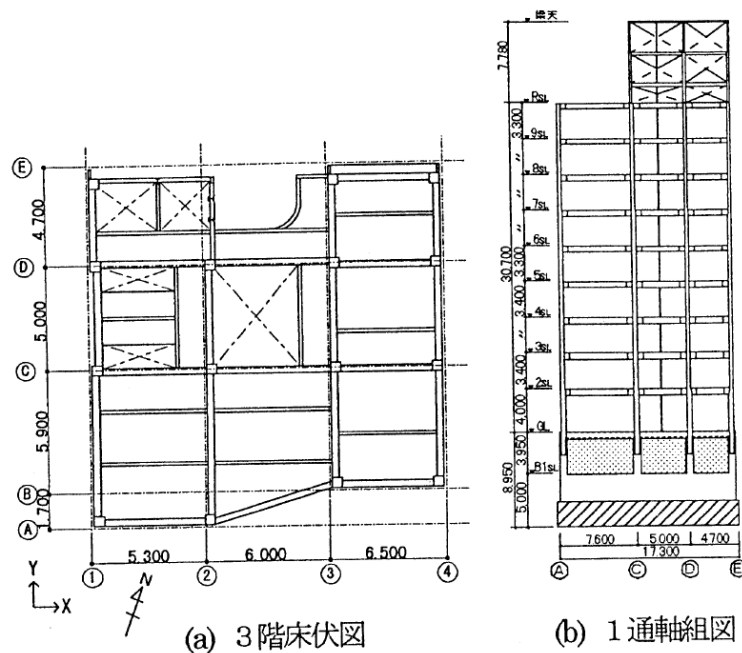


図5 伏図・軸組図

2) 被害概要

建物は，地震直後の外観観察では，仕上げ材の損傷および建物の残留傾斜角が殆ど生じておらず，無被害と判断されていた．その後，エレベータの運転状況が良好でないことから，詳細調査が実施され，被害把握に至っている．当建物は，接合部の補修がなされ継続利用された．

3) 接合部の損傷状況

梁フランジの破断：上フランジで18カ所，下フランジで34カ所，合計52ヶ所で破断確認

ダイアフラムの破断：上ダイアフラム9カ所，下ダイアフラム27カ所，合計32カ所で破断確認

結果的に接合部全体の21.6%で破断が発生していた．

2.2.2 5階建鉄骨造建物の被害事例（文献2.4）

1) 建物概要

所在地：神戸市中央区脇浜町，規模：地上5階建，用途：商業施設，竣工：1984年
 新耐震設計法で設計された建物．南北方向4スパン，東西方向2スパンの純ラーメン構造．柱脚は露出型柱脚．柱梁接合部は，工場溶接型の通しダイアフラム形式である．

図6および図7に伏図および軸組図を示す．

2) 被害概要

北方向に建物全体で $1/100\text{rad}$ の残留変形．3階では， $1/45\text{rad}$ ．外装材のPCパネルに目地のずれや不陸が多数確認されたが，PCパネルの落下には至っていない．最終的には解体撤去された．

3) 接合部の破断状況

図8に接合部の破断状況を示す．2階，3階の南北方向の軸組の梁に破断が生じた．4階以上については破断は確認されていない．破断の生じた接合部は，南北方向の接合部の54%に至っている．

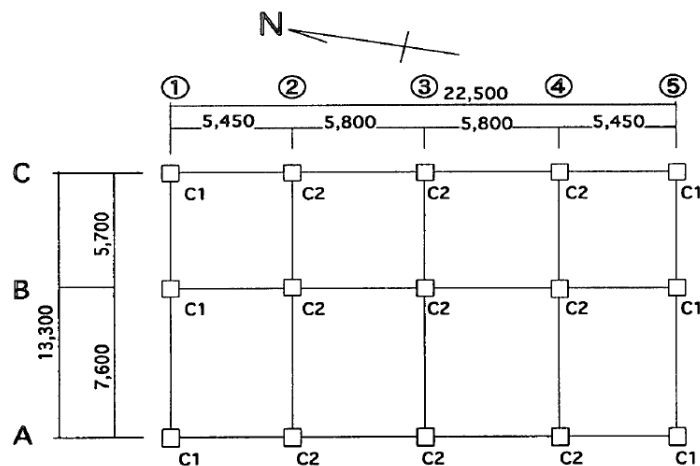


図6 伏図

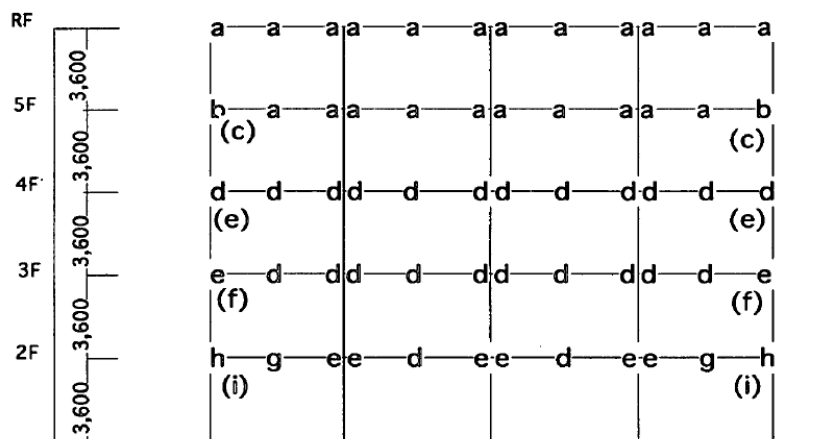


図7 軸組図

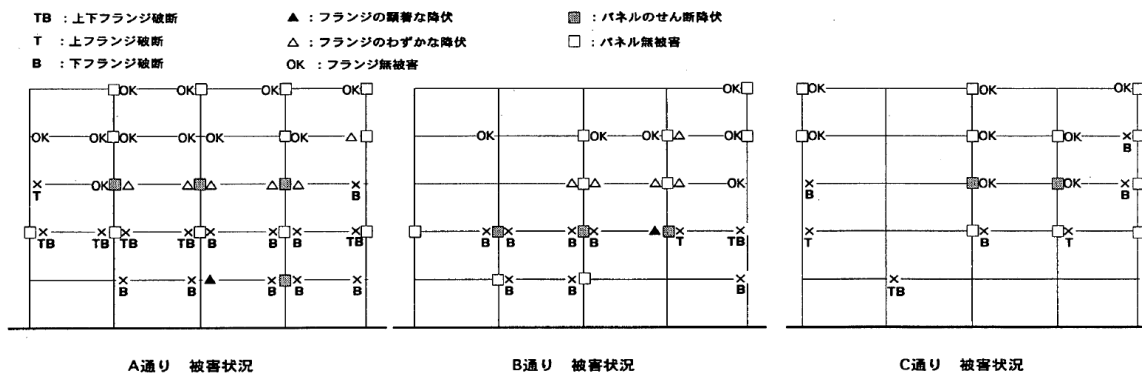


図 8 接合部の破断状況

参照文献

- 2.1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書，1995.5
- 2.2) 緑川光正，長谷川隆，向井昭義，西山功，福田俊文，山内泰之：1995年兵庫県南部地震における特定地域の鉄骨造建物被害調査，日本建築学会構造系論文集，第493号，pp.115-120，1997.3
- 2.3) 寺岡勝，島貫広志，森田耕次，薦野和彦，岡田忠義：1995年兵庫県南部地震による9階建鉄骨造建物の被害調査と検討，鋼構造論文集，第3巻第11号，1996.9
- 2.4) 長谷川隆：1995年兵庫県南部地震で梁端部が破断した鉄骨造建物の弾塑性応答性状，日本建築学会構造系論文集，第498号，pp.129-136，1997.8

第3章 試験体設計

3.1 はじめに

本研究では、第2章の兵庫県南部地震の被害報告の中で被害事例が多数報告されている3階建てのラーメン構造の実大鉄骨造建物を加振実験し、柱梁接合部の破断が生じた場合の地震応答性状を再現する他、柱梁接合部に破断が生じた建物が再度、地震を受ける場合の地震応答性状を再現するもので、柱梁接合部の破断が建物の耐震性能に及ぼす影響を把握するための基礎データを得るとともに、建物健全度を把握する手法の検討を行うものである。本章では、実際に加振実験に供した試験体骨組の設計方針および構造特性について述べる。

3.2 想定建物の設計

本研究では、標準的な平面形状を有する3層2方向ラーメン構造の鉄骨造建物より、1構面を取出した模型骨組に対し、水平1方向の加振実験を実施し、柱梁接合部の破断が骨組全体挙動に与える影響を検討する。図3.1に想定建物の意匠図を示す。想定建物は、x方向が6m×3スパンで、y方向が6m×2スパンの標準的な平面形状を有する3階建ての2方向ラーメン構造の鉄骨造事務所建物である。外装材は、ALC版とした。

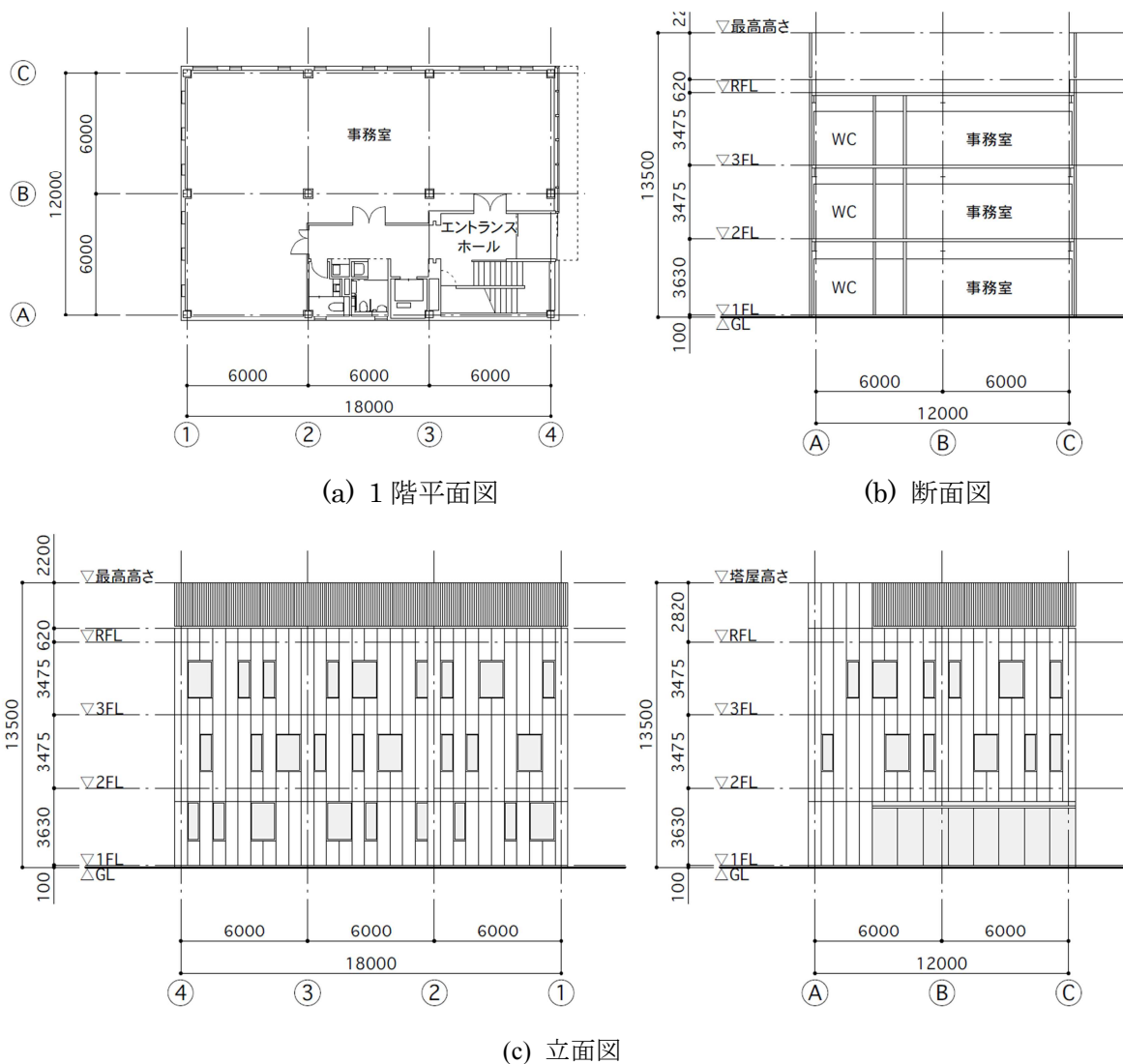


図3.1 想定建物の意匠図

3.2.1 設計方針

- ・試験体は、文献 2.1, 2.2) で被害事例が多く見られた 3 階建鉄骨造建物とする。
- ・用途は、事務所とする。
- ・構造形式は、純ラーメン構造とする。
- ・柱脚は、中低層建物で一般に用いられている露出型柱脚とする。
- ・柱部材には、STKR400 材を用いる。
- ・試験体の設計は、1981 年当時の耐震規定により行う。

3.2.2 設計

1) 設計荷重

表 3.1 および表 3.2 に設定した床荷重および壁荷重を示し、表 3.3 に地震荷重を示す。

表 3.1 床荷重

階	名称	材料	自重		積載荷重	設計荷重				備考
			重量	計		床版	小梁	大梁	地震	
R	屋根	防水	150							
		断熱材	50							
		コンクリート直押え	250							
		コンクリート			1800	5200				
		デッキ厚50+山上80	2550		1550		4950			
		デッキプレート	200		1300			4700		
		天井	200	3400	600				4000	
2・3	事務室	仕上・間仕切	1000							
		コンクリート直押え	250							
		コンクリート			2900	7100				
		デッキ厚50+山上80	2550		2350		6550			
		デッキプレート	200		1800			6000		
		天井	200	4200	800				5000	

表 3.2 壁荷重

階	名称	材料	自重	
			重量	計
各	外壁	外仕上	100	
		ALC t=100	700	
		内仕上	250	1050

表 3.3 地震荷重

方向	階	wi (kN)	Σwi (kN)	αi	Ai	一次設計用			二次設計用		
						Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	Ci	Qi (kN)	Pi (kN)
X, Y	3	1379.4	1379.4	0.320	1.472	0.294	406.1	406.1	1.472	2030.5	2030.5
	2	1444.2	2823.6	0.656	1.188	0.238	670.9	264.8	1.188	3354.4	1324.0
	1	1474.4	4298.0	1.000	1.000	0.200	859.6	188.7	1.000	4298.0	943.6

- ・地震地域係数 Z=1.00
- ・地盤種別 第2種地盤
- ・設計用1次固有周期 T=0.321秒(略算法による)
- ・振動特性係数 Rt=1.0
- ・標準せん断力係数 Co=0.2

2) 部材断面および露出柱脚

表 3.4 および 3.5 に柱断面および梁断面の一覧を示す。各階の柱および梁の断面寸法は、共通とした。

表 3.4 柱断面(STKR400)

部材符号	断面
3C	□-350x9
2C	□-350x12
1C	□-350x12

表 3.5 梁断面(SS400)

部材符号	断面
RG	H-350x175x7x11
3G	H-400x200x8x13
2G	H-450x200x9x14

図 3.2 に露出柱脚の形状を示す。本研究では、アンカーボルトの破断を生じさせないようにするため兵庫県南部地震当時の仕様とは異なる，アンカーボルトには伸び能力が保障された ABR400 を使用しており，4×M30 とした。

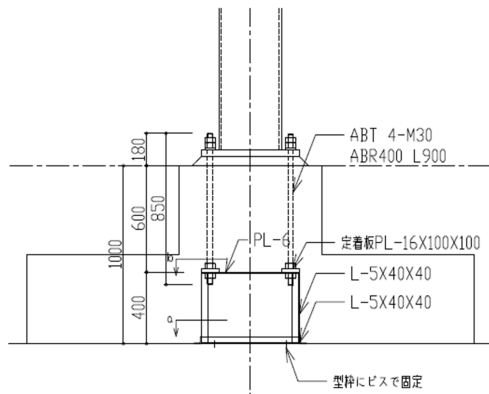


図 3.2 露出柱脚

3) 1次設計概要

表 3.6 に1次設計時の層間変形角を示す。1層の層間変形角が最大となり，X方向およびY方向とも

に 1/230 rad 程度で, 1/200rad の制限値を満足している. 応力の検定結果は, いずれも短期荷重時の値が大きく, 大梁については, 2 階床梁が最も大きく, 0.75 から 0.9 の値となり, 柱については, 1 階の柱頭側で最も大きく, 0.6 から 0.7 の値となった.

表 3.6 1 次設計時層間変形角

方向	階	階高 (mm)	構造 階高 (mm)	最大値		剛性率計算用		剛性率 Rs	形状係数 Fs	層剛性 Q/δs (kN/cm)
				層間変位 (mm)	層間変形角 (rad)	層間変位 (mm)	層間変形角 (rad)			
X	3	3475	3500	8.51	1/409	8.51	1/409	1.309	1.00	477.6
	2	3475	3500	11.56	1/301	11.56	1/301	0.963	1.00	580.6
	1	3750	3525	16.52	1/227	16.52	1/227	0.727	1.00	520.4
Y	3	3475	3500	8.05	1/432	8.05	1/432	1.319	1.00	504.9
	2	3475	3500	10.95	1/317	10.96	1/317	0.968	1.00	613.3
	1	3750	3525	16.07	1/233	16.07	1/233	0.713	1.00	534.9

4) 2 次設計概要

図 3.2 に Y 方向の層せん断力-層間変形角関係を示し, 表 3.7 に Y 方向の保有水平耐力 Q_u を示す. 保有水平耐力 Q_u は, いずれかの層の層間変形角の最大値が 1/100rad に達した時点の層せん断力で評価している. 保有水平耐力 Q_u を必要保有水平耐力 Q_{un} で除した値の最小値は, 1 層および 3 層で 1.2 となっている.

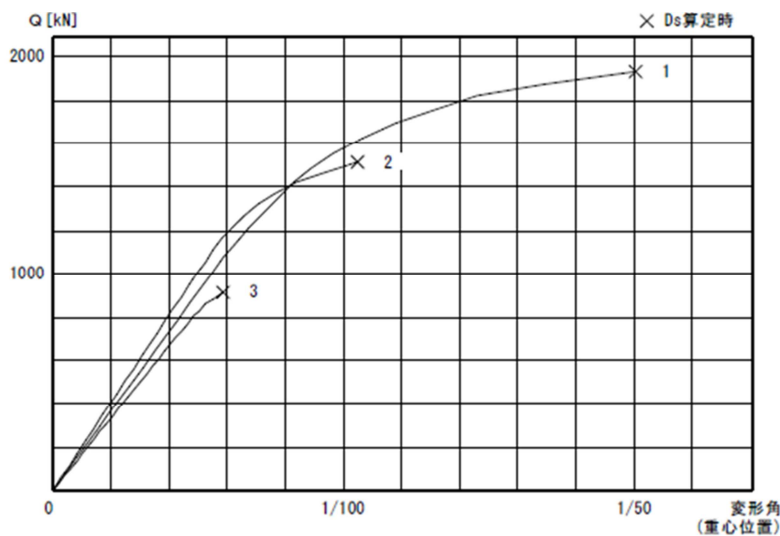


図 3.2 Y 方向 層せん断力 - 層間変形角関係

表 3.7 必要保有水平耐力および保有水平耐力

階	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud[kN]	Qun[kN]	Qu[kN]	Qu/Qun	判定
3	0.30	1.000	1.000	1.000	2030.9	609.2	734.0	1.20	OK
2	0.25	1.000	1.000	1.000	3356.2	839.0	1213.0	1.44	OK
1	0.30 *4	1.000	1.000	1.000	4298.0	1289.4	1553.4	1.20	OK

3.3 試験体

3.3.1 試験体形状

図 3.4 に加振実験に用いる試験体の床伏図を示し、図 3.5 および図 3.6 にそれぞれ、加振方向および加振直交方向の軸組図を示す。試験体の B 通りの軸組は、想定建物の Y 方向軸組の 1 構面に相当するもので、想定建物の部材と同断面の部材を有する。A 通りおよび C 通りの柱は、床スラブを鉛直方向にのみ支持し、水平力には抵抗しないように、各階の柱の頭部および脚部をピン接合している。試験体の加振方向のスパンは、想定建物と同様に 6m のスパンとしているが、加振直交方向については、地震重量が想定建物と等価となるように調整した結果、スパンは 5m となっている。加振直交方向軸組については、試験体のねじれ変形を防止するためブレース構造としている。

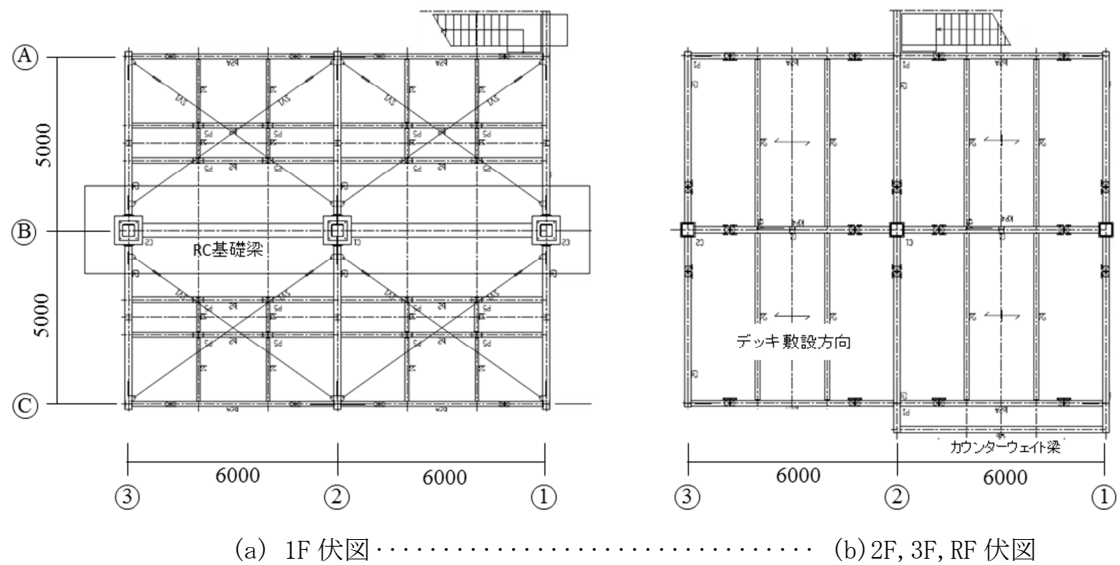


図 3.4 伏図

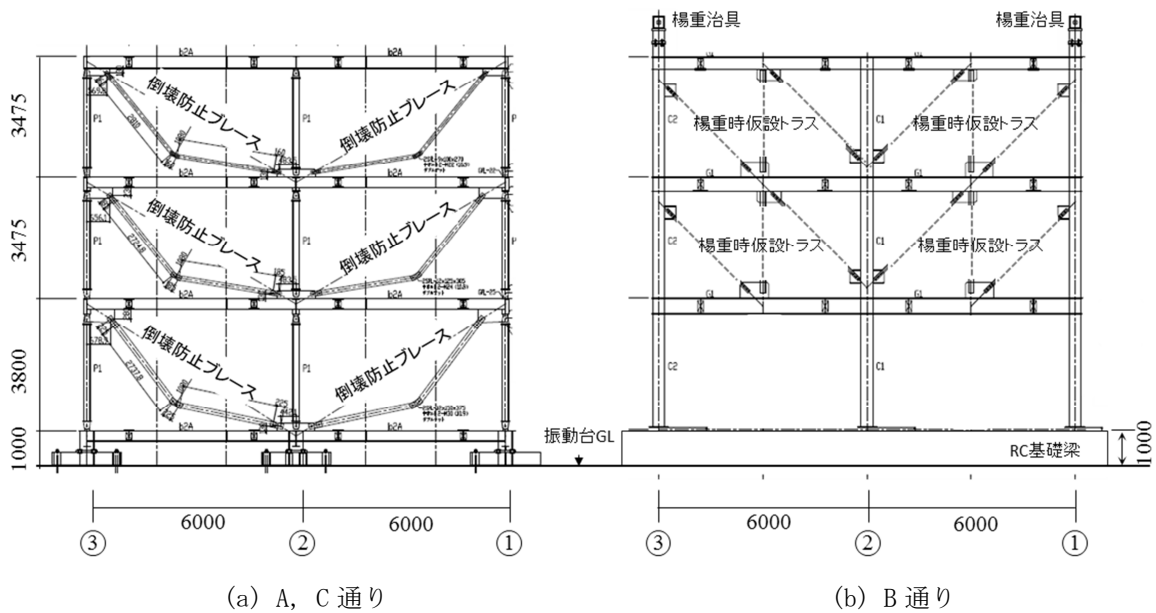


図 3.5 加振方向軸組図

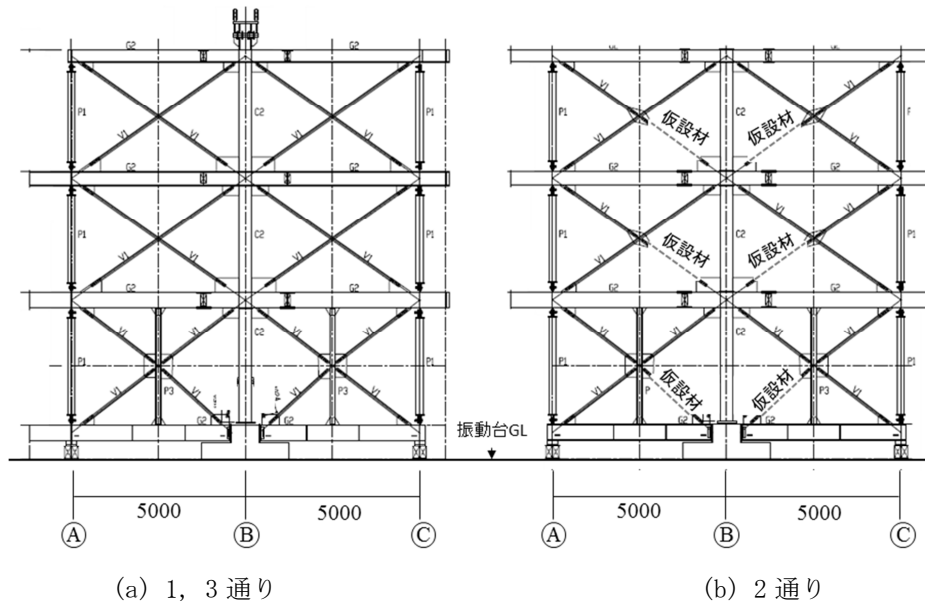


図 3.6 加振直角方向軸組図

3.3.2 基礎

図 3.6 に B 通りに設けた RC 基礎梁の断面形状および配筋図を示し、図 3.7 に A 通りおよび C 通りの鋼製 H 方断面基礎梁を示す。いずれの基礎も M44 の PC 鋼棒を用い振動台に緊結している。

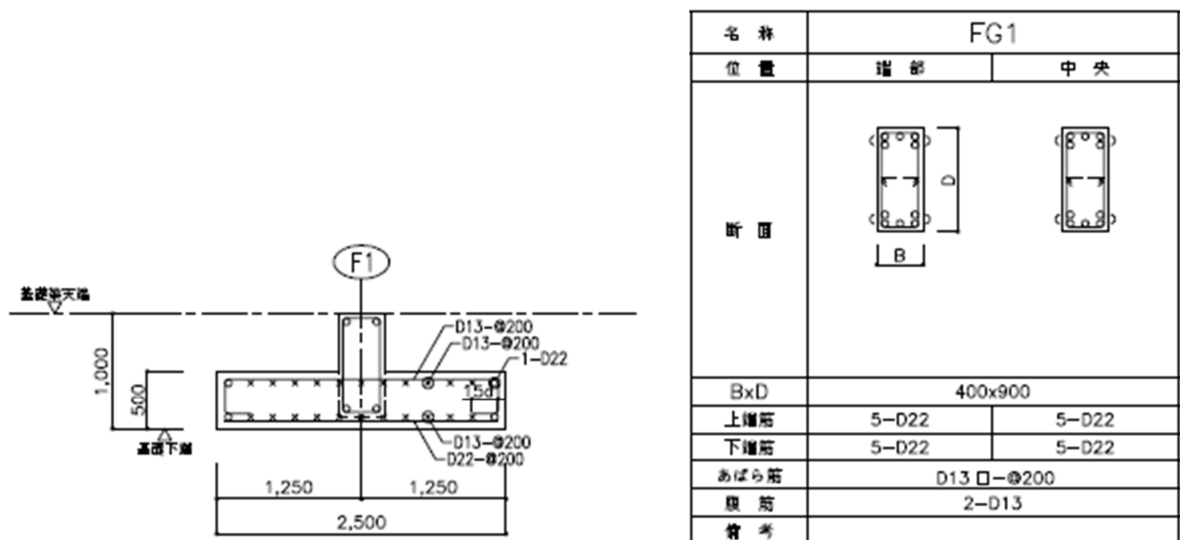


図 3.7 RC 基礎梁断面

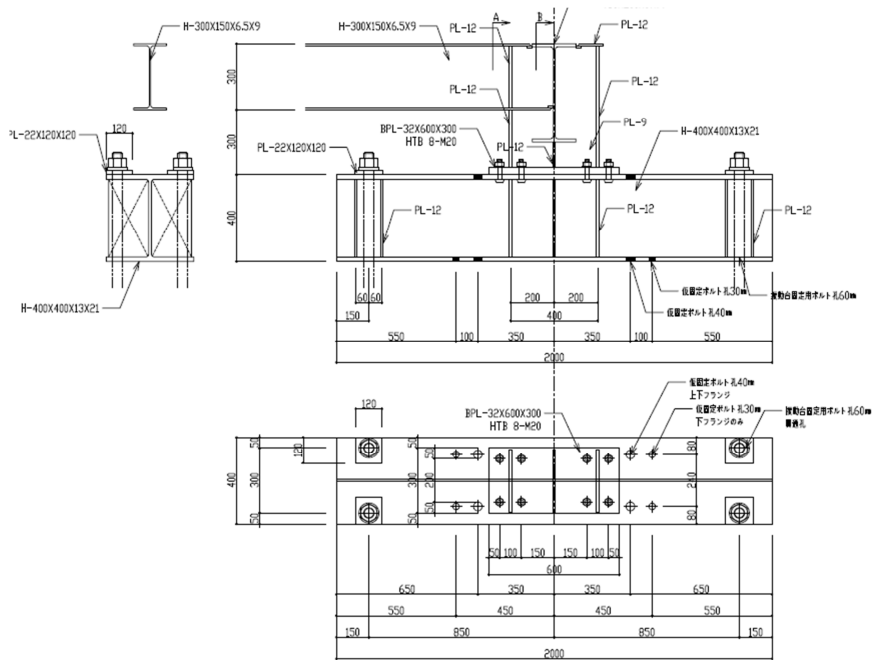


図 3.8 鋼製基礎

3.3.3 接合部詳細

図 3.9 に柱梁接合部の詳細を示す。柱梁接合部は、通しダイアフラム形式としており、梁端溶接部はスカラップ工法を採用する。スカラップの形状は、兵庫県南部地震当時の仕様で歪集中が問題となる形状のものを採用する。本試験体のスカラップ加工に用いたカッターは、スカラップ底の曲率が 2 mm のものである。通しダイアフラムには、PL-19(SM490A)を用いた。梁フランジの溶接部の溶接材料には、YGW18 を使用し、パス間温度は 350° で溶接管理を実施した。溶接始末端部には、固形エンドタブを用いた。これらの梁フランジ溶接部の仕様は、兵庫県南部地震以後に普及したものである。これは、柱梁接合部での破壊モードをスカラップ底の亀裂で決定させるよう、溶接部には破壊が生じにくい仕様としている。

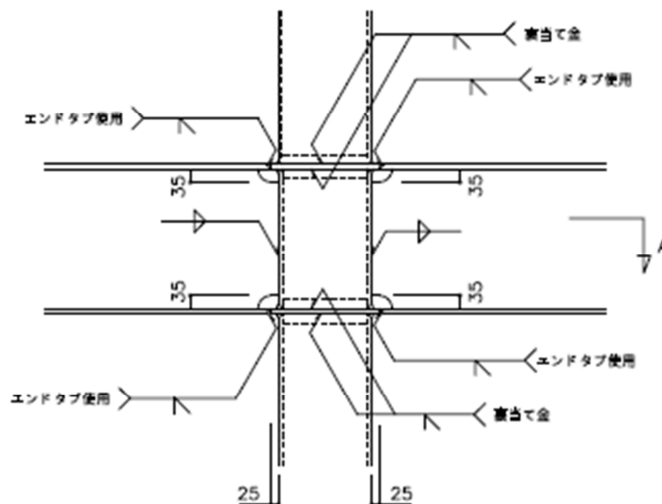


図 3.9 柱梁接合部詳細

図 3.10 に A 通りおよび C 通りの柱の頭部および脚部のピン接合部の詳細を示す。ピンには、M24 から M30 の強度区分 10.9 の中ボルトを使用した。

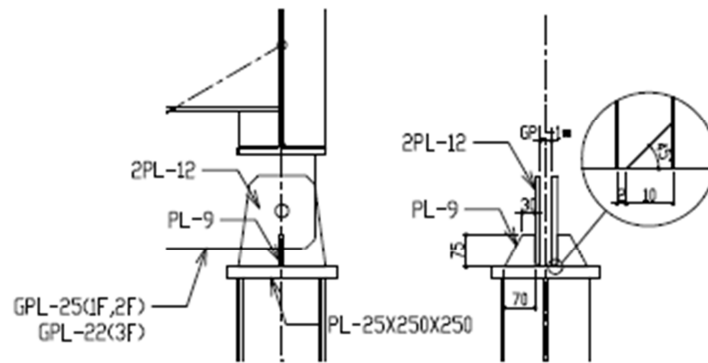


図 3.10 柱ピン接合部詳細

3.3.4 主要柱・梁部材断面

表 3.8 および 3.9 に柱断面および梁断面の一覧を示す。各階の柱および梁の断面寸法は、共通とした。柱部材は、鋼種を STKR400 と指定したが、納期の問題が発生したため、兵庫県南部当時の仕様とは異なるが、同等の強度を有すると判断できる BCR295 に変更した。

表 3.8 柱断面(BCR295)

部材符号	断面
3C	□-350x9
2C	□-350x12
1C	□-350x12

表 3.9 梁断面(SS400)

部材符号	断面
RG	H-350x175x7x11
3G	H-400x200x8x13
2G	H-450x200x9x14

3.3.5 材料の機械的性質

表 3.10 にミルシートによる鋼材の機械的性質を、表 3.11 に引張試験より得た鋼材の機械的性質の一覧を示す。シリンダ試験より得た床スラブの圧縮強度は、21.67N/mm² である。床スラブのコンクリート打設は、2014年9月21日に実施し、シリンダ試験は、同年10月12日に実施した。

表 3.10 ミルシートにより鋼材の機械的性質

Member		Grade	σ_y	σ_u	EL	YR	vE0	Lot Num.
			N/mm ²	N/mm ²	mm/mm	-	J	
Beam	H-450x200	SS400	349	459	31	0.76	99	F5-8774
	H-400x200	SS400	365	467	28	0.78	175	K11B227
	H-350x175	SS400	331	451	34	0.73	-	M6-3362
Column	□-350x12	BCR295	380	489	36	0.78	-	K27695
	□-350x9	BCR295	377	480	35	0.79	-	K20380
	□-350x19	BCR295	373	491	39	0.76	-	K24574
Base Plate	PL-40	SM490A	377	514	31	0.73	-	KB2615
Anchor Bolt	M30	ABR400	287	457	35	0.63	-	1308-00313-01
Diaphragm	PL-19	SM490A	399	524	30	0.76	-	KC3585

表 3.11 引張試験より得た鋼材の機械的性質

Member	Section	Position	Grade	t	σ_y	σ_u	YR	EL	Remarks
				mm	N/mm ²	N/mm ²	-	mm/mm	
Beam	H-450x200x9x14	Flange	SS400	13.5	311	465	0.67	0.41	2G
		Web		8.42	381	491	0.78	0.37	
	H-400x200x8x13	Flange	SS400	12.4	334	461	0.72	0.46	3G
		Web		7.55	393	501	0.78	0.35	
	H-350x175x7x11	Flange	SS400	10.5	329	457	0.72	0.45	RG
		Web		6.67	361	471	0.77	0.38	
Column	□-350x12	-	BCR295	12.0	389	478	0.81	0.43	1F, 2F
	□-350x 9	-	BCR295	9.11	348	460	0.76	0.39	3F
	□-350x19	-	BCR295	16.0	373	491	0.76	0.39	3F Panel
Base Plate	PL-40x500x500	-	SM490A	39.7	360	523	0.69	0.33	-
Anchor Bolt	M30	-	ABR400	27.5	323	461	0.70	0.34	-
Diaphragm	PL-19	-	SM490A	18.8	362	531	0.68	0.50	-
Weld Metal	-	-	YGW11	-	409	503	0.81	0.31	-

2階床および3階床の梁(2G, 3G)のフランジの平板部およびフィレット部で図 3.11 に示すようにシャルピー衝撃試験片を採取し, -40, -20, 0, 20, 40°Cの4条件で, シャルピー衝撃試験を実施した他, 溶着金属からも衝撃試験片を採取し, 0°Cでシャルピー衝撃試験を実施した. 試験結果の一覧を表 3.12 に示し, 試験から得た遷移曲線を図 3.12 および図 3.13 に示す. 今回の梁材の0°Cのシャルピー吸収エネルギーは, フィレット部でも 97J 以上の値となっており, 脆性破壊が生じにくい条件となっている.

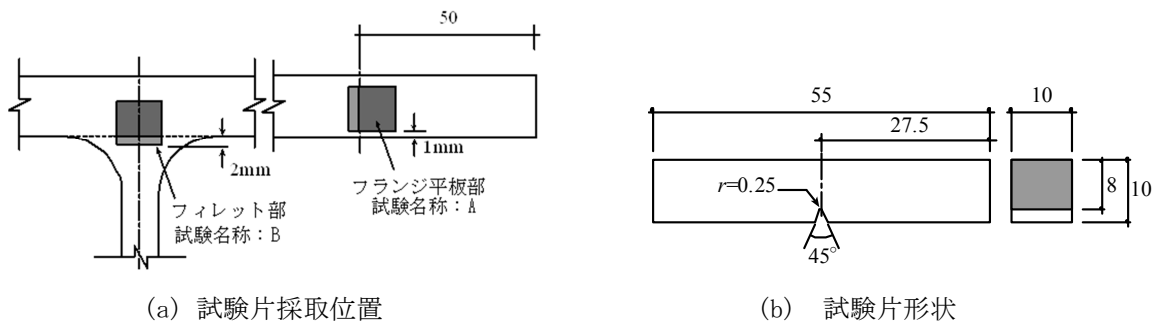


図 3.11 シャルピー衝撃試験片

表 3.12 シャルピー衝撃試験結果

Member	Position	$\sqrt{E_0}$ (J)	B_0 (%)	$\sqrt{T_s}$ (°C)
H-400x200x8x13	Flat part	148	40	-19.6
	Fillet part	113	70	12.5
H-450x200x9x14	Flat part	97	77	13.0
	Fillet part	107	73	20.7
Deposit metal	-	75	53	-

$\sqrt{E_0}$ (J) : 0°Cでのシャルピー吸収エネルギー

B_0 (%) : 0°Cでの脆性破面率

$\sqrt{T_s}$ (°C) : 破面遷移温度

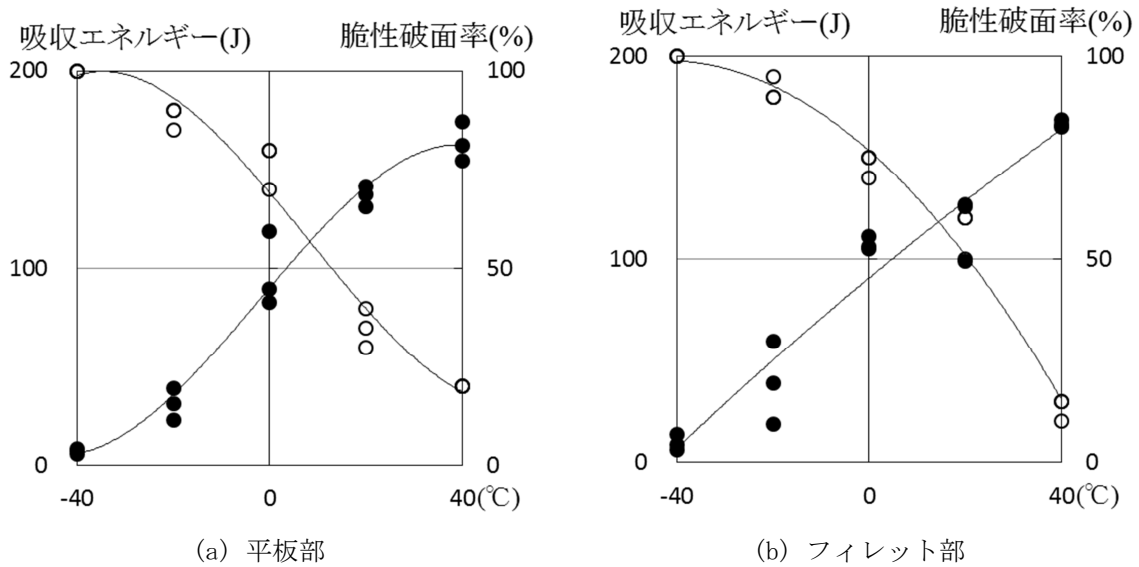


図 3.12 シャルピー衝撃試験結果(H-450x200x9x14)

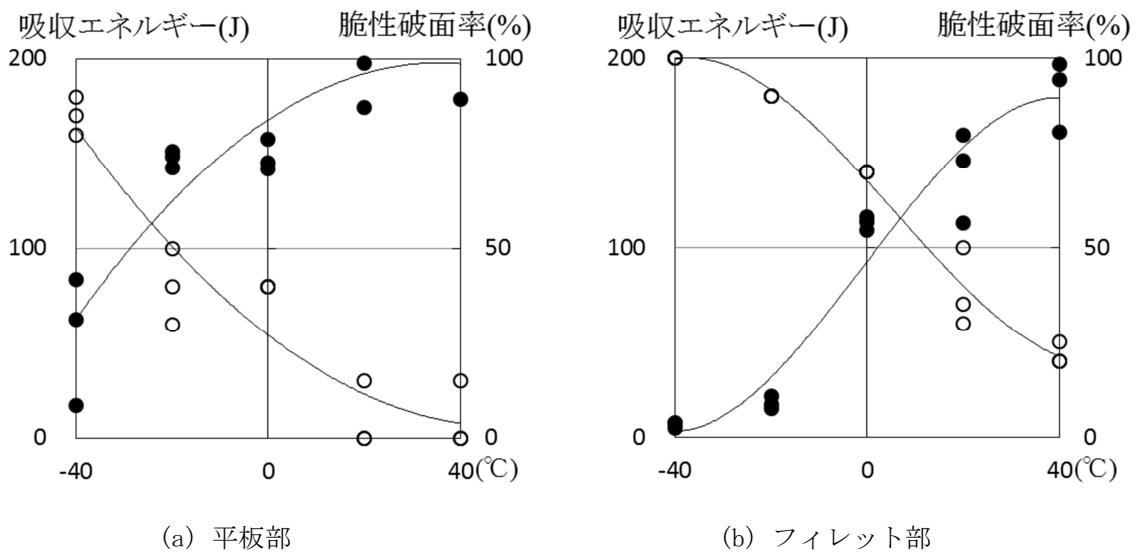


図 3.13 シャルピー衝撃試験結果(H-400x200x8x13)

3.4 Push-over 解析

試験体の静的弾塑性挙動を把握する目的で、 A_i 分布に従う水平力を受ける試験体骨組の静的増分解析を実施した。

3.4.1 解析概要

解析は、応力型の線材要素を用いており、材軸方向の塑性化を考慮するため材軸方向に5カ所の積分点を設けている。断面挙動については、ファイバで離散化して再現している。梁については、有効幅のスラブもファイバによりモデル化しており、鋼梁とスラブがスタッドにより十分に一体化されているため、平面保持の仮定に従うとしている。鋼材の応力-歪関係は、Menegotto-Pintoモデルを用いており、降伏点には引張試験結果より得た値を用い、歪硬化係数は、1%を仮定した。スラブのコンクリートは、Kent-Parkモデルを用いた。荷重は、 A_i 分布に従う水平力を各階の柱頭の接点に与えることで、1方向単調荷重として行った。

3.4.2 解析結果

i) 骨組全体挙動

図 3.14 に各層の層せん断力-層間変形角関係を示す。図中の○印は、 $C_o=0.2$ の時を、●印は、いずれかの層の層間変形角が最初に $1/70\text{rad}$ に到達した点で、この時点を保水平耐力に達した点とする。また図中の×印は、最大層せん断力が発生した時点を表しており、その時の1層の層間変形角は $1/14.6\text{rad}$ であった。その後、2層および3層では除荷が生じ、1層のみの変形が進行する層崩壊型の挙動を示している。

$C_o=0.2$ 時の層間変形角は、1層が最大となり、その値は、 $1/264\text{rad}$ で層間変形角の制限値 $1/200\text{rad}$ を満足している。1層の保有水平耐力および最大水平耐力を全地震重量で除したベースシア係数は、それぞれ 0.5 および 0.69 である。

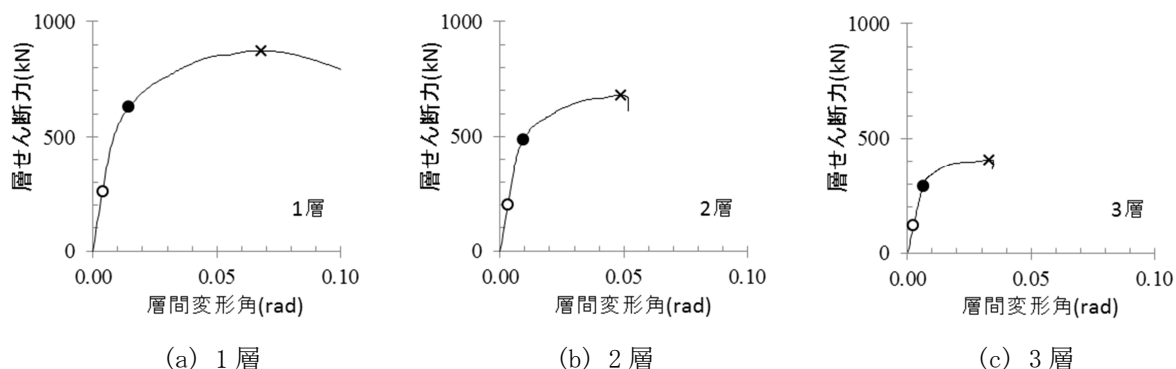


図 3.14 層せん断力-層間変形角関係

ii) 柱の挙動

図 3.15 に1層の柱頭と柱脚の軸力 N -曲げモーメント M の経路を示す。図中には、柱部材および柱脚の全塑性時の N - M 相関曲線を示している。また図中に示す○、●および×印は、図 3.14 と同様で、それぞれ $C_o=0.2$ の状態、保有水平耐力時および最大耐力時を表している。同図より、柱脚では、概ね保有水平耐力時に全塑性状態に達しているが、柱頭では、まだ弾性範囲にあることが確認できる。その後の荷重で1階の柱頭でも全塑性状態に達し、1層での層崩壊メカニズムが形成されていることが分か

る。本解析では、局部座屈を考慮していないため、層せん断力-層間変形角関係において荷重低下が生じるのは、P- Δ 効果によるものである。

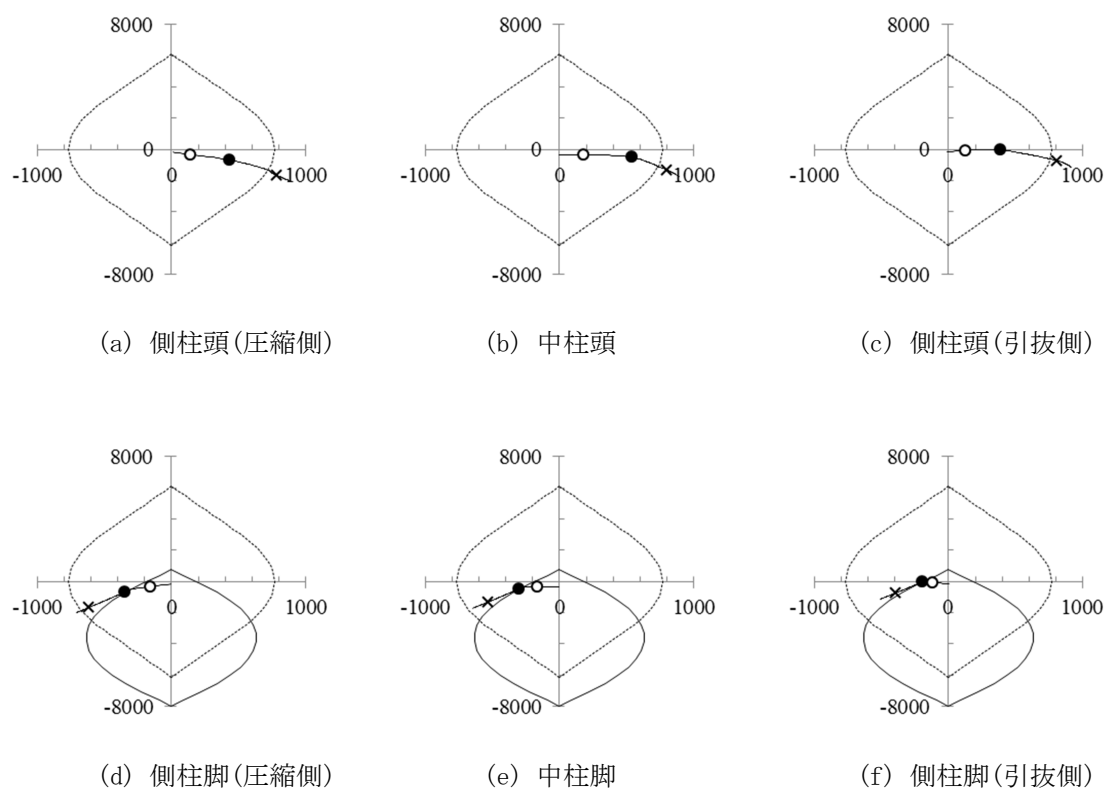


図 3.15 1 階柱頭および柱脚における N-M 経路

3.5 予備応答解析

加振実験の加振計画の参考資料とするため、3.4 の骨組について、動的応答解析を実施した。加振波は、加振実験で用いる兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で観測された波形（鷹取波）と内閣府が作成した南海トラフを震源とする巨大地震の神戸市役所所在地の基盤波形をボーリングデータに基づく地盤特性を用いて応答解析により地表面まで立ち上げた波形（南海トラフ波）の 2 波を用いた。地震波の入力は、いずれも観測波あるいは予測波の加速度波形をスケールすることなく行っている。

i) 全体挙動

図 3.16 に鷹取波を入力した場合の各層の層せん断力-層間変形角関係を、図 3.17 に南海トラフ波を入力した場合の各層の層せん断力-層間変形角関係を示す。

JR 鷹取波を入力した場合の最大層間変形角は、1 層が $-1/17.7\text{rad}$ で最大であった。静的増分解析で荷重低下が生じた層間変形角 ($1/14.6\text{rad}$) を上回ることは無かったが、極めて大きい応答であることが分かる。南海トラフ波を入力した場合の最大層間変形角は、1 層が $1/73\text{rad}$ で最大で、若干の塑性化とそれに伴うスリップ型の復元力特性を示している。

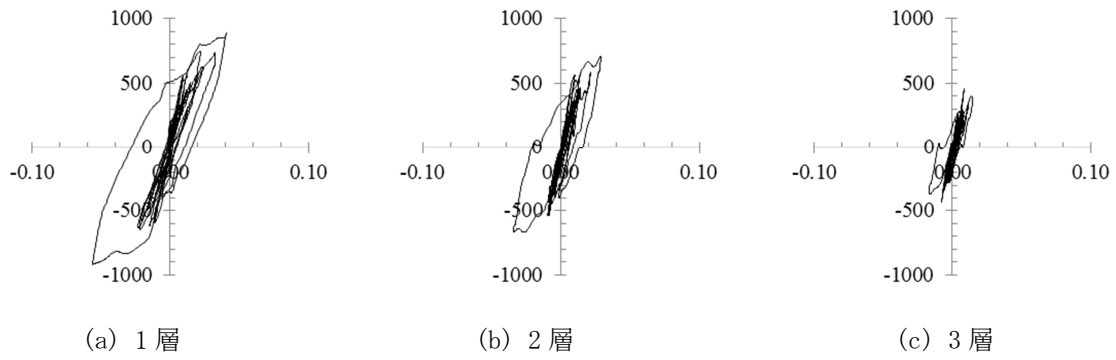


図 3.16 層せん断力-層間変形角関係(鷹取波)

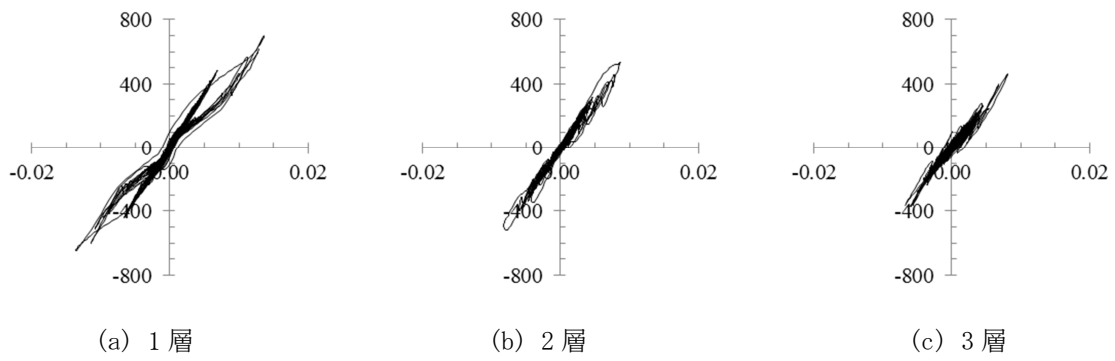


図 3.17 層せん断力-層間変形角関係(南海トラフ波)

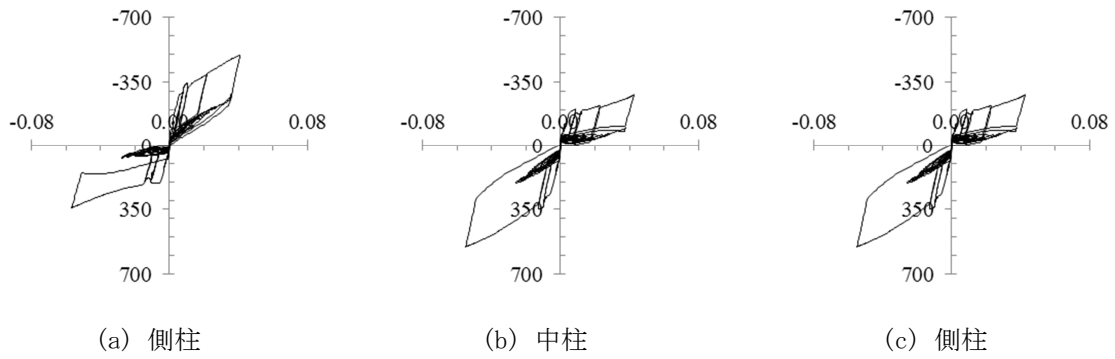


図 3.18 柱脚モーメント-柱脚回転角関係(鷹取波)

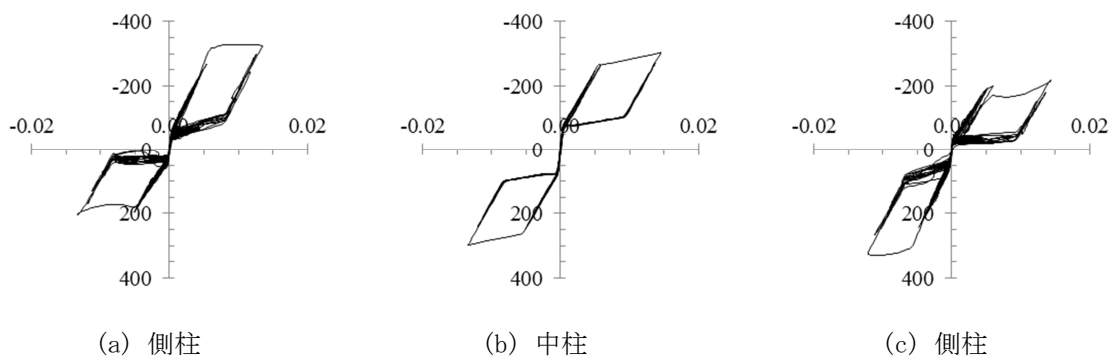


図 3.19 柱脚モーメント-柱脚回転角関係(南海トラフ波)

図 3.18 および図 3.19 に、それぞれ鷹取波および南海トラフ波を入力した場合の柱脚に作用する曲げモーメントと柱脚の回転角の関係を示す。南海トラフ波入力時にも柱脚の塑性化が確認されており、スリップ型の挙動を示している。全体挙動で南海トラフ波で確認されたスリップ挙動は露出柱脚の塑性化によるものであることが分かる。

第4章 柱梁部分架構実験

実大加振実験の2階側柱の梁端接合部の性能を確認するために、加振実験試験体に用いた梁部材により柱梁部分部分架構の正負漸増交番繰返し静的載荷実験を実施した。

4.1 実験概要

図3.1に試験体形状を示す。試験体は柱スパンおよび柱図心から梁載荷点までの距離が3mのT型部分架構である。柱を単純支持し、梁端にオイルジャッキにより載荷する。

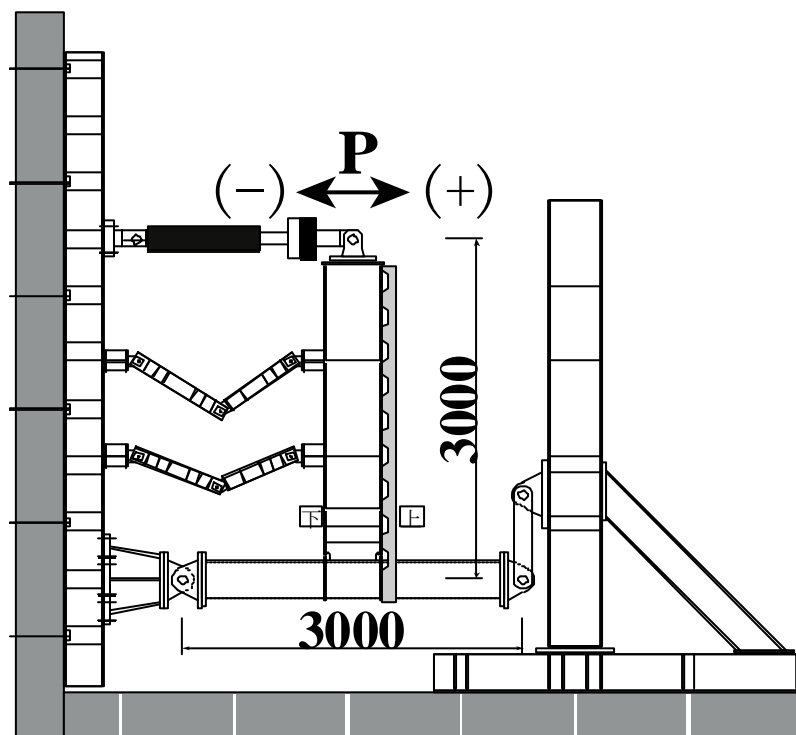


図4.1 柱梁部分部分架構試験体

載荷は、鉄骨梁の全塑性耐力時の梁弾性部材角計算値 θ_p を基準とし、 $2\theta_p$ 、 $4\theta_p$ および $6\theta_p$ を各2回ずつ正負に繰返すことを基本とし、明瞭な破壊が生じるまで行った。スラブに圧縮力が生じる梁正曲げを載荷の正とした。

試験体に用いた梁および溶接ワイヤは、加振実験試験体と同じ材料とし、加振実験試験体の接合部仕様を基に試験体を製作した。

4.2 実験結果

図3.2に梁端モーメント-梁部材角関係を示す。2 θ_p サイクル正側2回目のピーク時に梁端下フランジのスカラップ底に延性亀裂が生じ、4 θ_p サイクル正側1回目の載荷中に梁端下フランジの延性亀裂の進展により、緩やかに耐力低下を示した。破壊性状は、載荷終了まで極めて延性的なものであった。

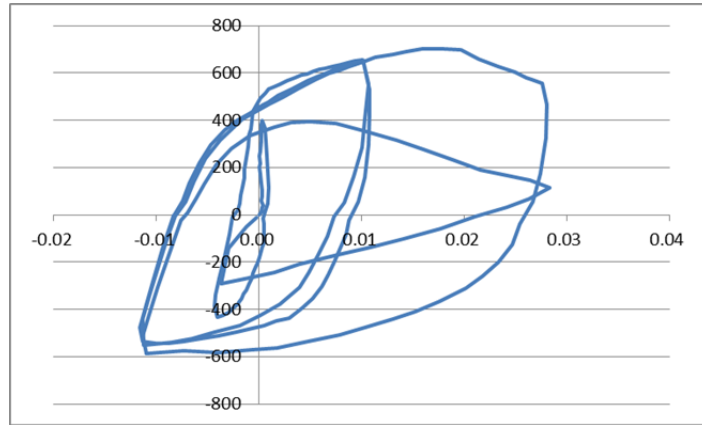


図 4.2 梁端曲げモーメント-梁部材角関係

梁の累積塑性変形倍率は、12.3 と極めて低いものであった。これは、スカラップ形状が震災当時の R35 の短曲率でスカラップ底の歪集中が大きいことと、スラブとの合成効果により塑性中立軸が上フランジ側に移動し、下フランジの歪が鉄骨梁に比べ増大したことによる。

図 3.3 に破壊状況の写真を示す。



図 4.3 梁端下フランジの延性破断