

建築研究資料

Building Research Data

No. 204

Oct. 2021

熊本地震で被災した 鉄筋コンクリート造建築物を対象とした 地震後継続使用確保に資する検討

Investigation for Post-Earthquake Functional Use for damaged R/C

Buildings due to the 2016 Kumamoto Earthquake

向井智久, 渡邊秀和, 坂下雅信, 鹿嶋俊英
塩原等, 衣笠秀行, 谷昌典, 毎田悠承, 迫田丈志, 金子治, 田沼毅彦, 成田修英
*Tomohisa MUKAI, Hidekazu WATANABE, Masanobu SAKASHITA,
Toshihide KASHIMA, Hitoshi SHIOHARA, Hideyuki KINUGASA, Masanori TANI,
Yusuke MAIDA, Joji SAKUTA, Osamu KANEKO, Takehiko TANUMA,
Nobuhide NARITA*

国立研究開発法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

National Research and Development Agency, Japan

国立研究開発法人建築研究所、関係機関及び著者は、読者の皆様が本資料の内容を利用することで生じたいかなる損害に対しても、一切の責任を負うものではありません。

はしがき

平成 28 年 4 月 14 日 21 時 26 分に熊本県熊本地方の深さ約 10km でマグニチュード(M) 6.5 の地震が発生し、上益城郡益城町で最大震度 7 を記録しました。さらに、約 28 時間後の 4 月 16 日 01 時 25 分に同地方の深さ約 10km で M7.3 の地震が発生し、上益城郡益城町で再度震度 7 を、また阿蘇郡西原村でも震度 7 を記録しました。これらの地震により、熊本県を中心に数多くの建築物に被害がもたらされました。これらの地震の発生を受け、建築研究所では国土交通省国土技術政策総合研究所と連携して、建築物を中心とした被害状況を把握し、今後の必要な対策等に活かすため、情報収集・現地調査・調査結果の Web 公開等のさまざまな活動を実施して参りました。現地調査は、国土交通省住宅局からの要請に基づき、木造建築物、鉄骨造建築物、鉄筋コンクリート造等建築物、地盤・基礎、免震建築物、非構造部材、建築設備、火災について 14 次に亘る調査班を派遣していますが、その検討と並行して、建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発 (H28-30)」の自主調査として、庁舎建築物の継続使用性に関するヒアリング調査をはじめとして、鉄筋コンクリート造等建築物の被害要因の解明を目的として詳細な分析を実施しましたので、ここにその検討結果をとり纏めました。

本資料は、初動時点の短時間における現地調査の後に、より時間をかけた詳細な現地調査やそれらの調査結果に基づく解析検討により構成されています。その中では、主として 1981 年以降に設計された、または耐震補強等によって現行基準相当の耐震性能を保有したものの、被害の大きかった鉄筋コンクリート造等建築物を対象とした詳細な被害要因分析を実施しています。ここでの検討が今後より地震後の継続使用性を確保できる建築物の実現に貢献できることを期待しています。

令和3年10月

国立研究開発法人 建築研究所
緑川 光正 (理事長)

熊本地震で被災した鉄筋コンクリート造建築物を対象とした 地震後継続使用確保に資する検討

概要

本資料は、2016年に発生した熊本地震により大きな被害を受けた鉄筋コンクリート造建築物を対象として、地震後の継続使用性に関する検討を纏めたもので、建築研究所の指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発（H28-30）」で実施した。

2章では、大きな震度が確認された庁舎建築物の建物管理者に対して、ヒアリングを実施し、地震後継続使用性の判断内容の把握を目的とした調査結果を纏めている。

3章では1981年以降に建設された5階建て鉄筋コンクリート造庁舎で、柱梁接合部の破壊により大破と判定した建築物に対して、建物管理者から提供を受けた設計図書や地震被害直後の写真情報を元に骨組解析モデルを用いて柱梁接合部の損傷性状評価に関する詳細分析を行っている。

4章では1981年以降に建設された10階建て鉄筋コンクリート造共同住宅で、下階壁抜けとなっている構面が多い、いわゆるピロティ形式であり、1層の柱のせん断破壊や2階梁端部の局所的な破壊等により大破と判定した建築物に対して、建物所有者との密接な連携により、解体時に現地調査を実施し、建物の詳細な調査に加え、現地において材料の抜き取り調査を行い、その結果を用いて有限要素解析による2階梁等が架構全体に与える影響に関する詳細分析を行っている。

5章では1981年以降に建設された4階建て鉄筋コンクリート造共同住宅で、各住戸間がスラブで接続されている特異なピロティ形式で、1層の柱端部が大きく破壊したために大破と判定した建築物に対して、建物管理者から提供を受けた設計図書情報を元に骨組解析による被害要因に関する詳細分析を行っている。なお、本建築物は大破と判定されたものの、その後補修補強工事によって2019年3月に再利用が可能な状態である。

6章では1981年以前に建設された2棟の10階建て鉄骨鉄筋コンクリート造共同住宅で、いずれも低層階の玄関周りの非耐力壁が大きく破壊した建築物に対して、建物管理者から提供を受けた設計図書や現地にて実施した微動計測、修復工事に関する情報に基づき、損傷状態並びに修復に要した期間を推定できる骨組解析モデルを用いた分析を行っている。

7章では1981年以前に建設され、その後耐震補強された3階建て鉄筋コンクリート造庁舎で、今回の地震で震度7を二度経験しており、杭部材の損傷により上部構造物が傾斜した建築物に対して、建物管理者から提供を受けた設計図書や現地にて実施した各種調査（特に杭基礎掘削調査、3次元レーザースキャナーや高解像度写真等の調査）による情報に基づき、その被害状況把握と被害要因に関する詳細分析（地盤を考慮した動的解析による検証など）を行っている。

8章では1981年以前に建設され、その後耐震補強された3階建て鉄筋コンクリート造庁舎で、短スパン梁や耐震壁並びに大きな居室の天井材や最上階の設備機器が損傷した建築物に対して、建物管理者から提供を受けた設計図書や現地にて実施したドローンによる高解像度写真撮影を行った調査による情報を元に耐震補強部材を考慮した被災度判定や部材の損傷度評価に関する分析を行っている。

9章では1981年以前に建設された5階建て鉄筋コンクリート造庁舎で、柱梁接合部の破壊による局部崩壊した建築物に対して、建物管理者との密接な連携により、解体時に現地調査を実施し、建物の詳細調査に加え、現地において材料の抜き取り調査を行い、その結果に基づく骨組解析モデルを用いて柱梁接合部の損傷性状評価に関する詳細分析を行っている。

Investigation on Post-Earthquake Functional Use for damaged R/C Buildings due to the 2016 Kumamoto Earthquake

Summary

This report summarizes a study on post-earthquake functional use of R/C Buildings that were damaged due to the 2016 Kumamoto earthquake. This study was conducted in research and development subject “Development on seismic performance evaluation techniques for existing buildings with post-earthquake functional use (2016-2018)”

In chapter 2, interviews with building managers of government buildings, where large seismic intensity were observed, are summarized. The interviews focused on the judgment of post-earthquake functional use of the buildings.

In chapter 3, investigations for a five-story reinforced concrete building constructed after 1981 are reported. Damage classification of the building was judged as severe damage due to the failure of beam-column joints. An analytical study is conducted using the design specifications provided by the building managers and photographic information after the earthquake. In this analysis, the building is modeled as a frame model to evaluate damage condition of beam-column joints.

In chapter 4, investigations for a ten-story reinforced concrete condominium building are reported. The building had soft first story and constructed after 1981. Damage classification of the building was judged as severe damage due to the shear failure of first story column and local failure of second floor beam. Detailed investigations for material sampling and damage investigation were conducted at the time of demolition works. Analytical study is conducted using the information. In this analysis, the building is modeled as finite element model for the effect of second floor beams on the overall building behavior.

In chapter 5, investigations for a four-story reinforced concrete condominium building are reported. The building had soft first story and constructed after 1981. Damage classification of the building was judged as severe damage due to the failure of first story column. Frame model analysis is conducted using the design specifications provided by the building managers to evaluate building damage. Although the building was judged as severe damage, the building is available for reuse from March 2019 because the building had been repaired and retrofitted properly.

In chapter 6, investigations for two ten-story steel reinforced concrete condominium buildings constructed before 1981 are reported. Both buildings were severely damaged due to failures of the non-structural walls around the entrances of the lower floors. Analytical study is conducted using the design specifications provided by the building managers, information of repair work and information from microtremor measurements were conducted at the site. In this analysis, the building is modeled as frame model to evaluate damage condition and required time for the repair work.

In chapter 7, investigations for a three-story reinforced concrete government building constructed before 1981 are reported. The building had seismic retrofit works before the 2016 Kumamoto earthquake occurred. The superstructure was tilted due to the damage of some piles. Analytical study is conducted to evaluate damage condition using the design specifications provided by the building managers and results

of several damage investigations (in particular, pile foundation excavating work, measurement using a 3D laser scanner or high-resolution photographs).

In chapter 8, investigations for a three-story reinforced concrete government building are reported. The building was constructed before 1981 and had seismic retrofit works before the 2016 Kumamoto earthquake occurred. In this building short-span beams, shear walls, ceiling materials of spatial rooms, and equipment on the roof floor were damaged. Analytical study is conducted using the design specifications provided by the building managers and high-resolution photographs taken by UAV (Unmanned Aerial Vehicle) on site. In this study, damage classification and damage evaluation considering seismic retrofit components are conducted.

In chapter 9, investigations for a five-story reinforced concrete government building constructed before 1981 are reported. The building was collapsed locally due to the failure of a beam-column joint. Detailed investigations for material sampling and damage investigation were conducted at the time of demolition works. Analytical study is conducted using the information. In this analysis, the building is modeled as frame model to evaluate damage condition of the beam-column joints.

Finally, the conclusions are summarized in chapter 10.

目次

第1章 はじめに

1.1.	背景と目的	1-1
1.2.	検討概要	1-1
1.2.1.	継続使用性に関するヒアリング調査	1-1
1.2.2.	建築物 A	1-2
1.2.3.	建築物 B	1-3
1.2.4.	建築物 C	1-4
1.2.5.	建築物 D	1-5
1.2.6.	建築物 E	1-6
1.2.7.	建築物 F	1-7
1.2.8.	建築物 G	1-8

第2章 継続使用性に関するヒアリング調査

2.1.	ヒアリング調査の概要	2-1
2.2.	ヒアリング調査及びその分析方法	2-2
2.3.	継続使用性判断の実態に関する調査・分析結果	2-3
2.3.1.	各庁舎の調査結果	2-3
2.3.2.	分析結果	2-22
2.3.3.	今後の課題	2-23
2.4.	追加調査	2-24
2.5.	まとめ	2-25
	参考文献	2-25

第3章 建築物 A に関する調査分析

3.1.	検討目的と方法	3-1
3.1.1.	検討目的	3-1
3.1.2.	検討方法	3-1
3.2.	建物概要	3-2
3.2.1.	所在地と構造形式	3-2
3.2.2.	構造計画の特徴	3-2
3.2.3.	構造体と使用材料	3-2
3.3.	被害概要	3-11
3.3.1.	被害状況	3-11
3.3.2.	被災度区分判定結果	3-11
3.4.	分析概要と結果	3-15
3.4.1.	柱梁接合部の構造性能指標と算出手法	3-15
3.4.2.	柱梁接合部の構造性能指標による被害要因の分析	3-18

3.4.3.	骨組解析モデルによる被害分析	3-20
3.4.4.	各モデルの解析結果	3-27
3.5.	まとめと今後の課題	3-32
	謝辞	3-33
	参考文献	3-33

第4章 建築物Bに関する調査分析

4.1.	はじめに	4-1
4.2.	建物概要	4-1
4.3.	被害概要	4-3
4.3.1.	各部材の損傷状況	4-3
4.3.2.	被災度区分判定	4-4
4.3.3.	材料試験	4-5
4.4.	有限要素解析を用いた被害分析	4-8
4.4.1.	解析方法	4-8
4.4.2.	解析結果	4-9
4.4.3.	まとめ	4-18
4.5.	結論	4-20
4.5.1.	まとめ	4-20
4.5.2.	今後の課題	4-20
	謝辞	4-21
	参考文献	4-21

第5章 建築物Cに関する調査分析

5.1.	検討目的と方法	5-1
5.1.1.	検討目的	5-1
5.1.2.	検討方法	5-1
5.2.	建物概要	5-2
5.2.1.	所在地と構造形式	5-2
5.2.2.	構造計画の特徴	5-2
5.2.3.	構造体と使用材料	5-2
5.3.	被害概要	5-27
5.3.1.	被害状況	5-27
5.3.2.	被災度区分判定結果	5-28
5.4.	分析概要と結果	5-30
5.4.1.	骨組解析モデルによる被害分析	5-30
5.4.2.	各モデルの解析結果	5-58
5.4.3.	現在推奨されているピロティの設計方法に基づく検討	5-67
5.5.	まとめと今後の課題	5-75

謝辞	5-77
参考文献	5-77

第6章 建築物Dに関する調査分析

6.1.	検討目的と方法	6-1
6.1.1.	検討目的	6-1
6.1.2.	検討方法	6-1
6.2.	建物概要	6-2
6.2.1.	構造形式	6-2
6.2.2.	構造計画の特徴	6-3
6.2.3.	構造体と使用材料	6-4
6.3.	被害概要	6-18
6.3.1.	簡易調査	6-18
6.3.2.	詳細調査	6-20
6.3.3.	Exp. J. 変位	6-23
6.3.4.	常時微動測定記録	6-24
6.4.	分析概要と結果	6-25
6.4.1.	非耐力壁に関する被害分析	6-25
6.4.2.	杭に関する分析	6-92
6.4.3.	アンケート調査	6-102
6.5.	まとめと今後の課題	6-118
6.5.1.	非耐力壁に関する分析	6-118
6.5.2.	杭に関する分析	6-118
6.5.3.	アンケート調査	6-118
	謝辞	6-119
	参考文献	6-119

第7章 建築物Eに関する調査分析

7.1.	序論	7-1
7.1.1.	はじめに	7-1
7.1.2.	建築基礎構造について	7-2
	参考文献	7-14
7.2.	地震概要	7-16
	参考文献	7-20
7.3.	対象建築物について	7-21
7.3.1.	敷地および地盤概要	7-21
7.3.2.	建築物概要および耐震改修概要	7-27
7.3.3.	耐震診断結果と耐震改修後の診断結果	7-29
7.3.4.	建築物の図面	7-30

	参考文献	7-48
7.4.	地震被害状況	7-49
7.4.1.	上部構造の被害状況	7-49
7.4.2.	基礎構造の被害状況	7-105
7.4.3.	材料試験	7-144
7.4.4.	被災度区分判定	7-150
7.4.5.	地震後継続使用性に関するヒアリング結果	7-167
	参考文献	7-169
7.5.	解析モデルを用いた被害分析	7-170
7.5.1.	解析方法	7-170
7.5.2.	上部構造のモデル化と静的増分解析結果	7-171
7.5.3.	入力地震動の分析	7-221
7.5.4.	基礎構造物のモデル化および地盤モデル	7-224
7.5.5.	上部構造の動的解析結果と被害分析	7-234
7.5.6.	基礎構造の動的解析結果と被害分析	7-279
	参考文献	7-298
7.6.	結論	7-299
7.6.1.	まとめ	7-299
7.6.2.	今後の課題	7-301
	謝辞	7-302

第8章 建築物Fに関する調査分析

8.1.	検討目的と方法	8-1
8.1.1.	調査の目的	8-1
8.1.2.	調査者	8-1
8.1.3.	調査日程	8-1
8.2.	建物概要	8-2
8.3.	被害概要	8-2
8.3.1.	損傷度	8-2
8.3.2.	被害状況写真	8-4
8.3.3.	損傷度上部構造の耐震性能残存率Rによる判定（層崩壊）	8-5
8.3.4.	被害概要のまとめ	8-6
8.4.	分析概要と結果	8-7
8.4.1.	調査項目とその概要	8-7
8.4.2.	調査に用いた使用機材（カメラ，ドローン，ゴーグル）の仕様	8-11
8.4.3.	調査の結果と考察	8-15
8.5.	まとめと今後の課題	8-42
	謝辞	8-42
	参考文献	8-42

第9章 建築物Gに関する調査分析

9.1.	検討目的と方法	9-1
9.1.1.	検討目的	9-1
9.1.2.	検討方法	9-1
9.2.	建物概要	9-2
9.2.1.	所在地と構造形式	9-2
9.2.2.	構造計画の特徴	9-2
9.2.3.	構造体と使用材料	9-3
9.2.4.	材料試験	9-12
9.3.	被害概要	9-21
9.4.	分析概要と結果	9-26
9.4.1.	柱梁接合部の構造性能指標と算出手法	9-26
9.4.2.	柱梁接合部の構造性能指標による被害要因の分析	9-28
9.4.3.	柱梁接合部破壊後の鉛直力の代替指示機構の検討	9-31
9.4.4.	骨組解析モデル	9-34
9.4.5.	考察	9-53
9.5.	まとめと今後の課題	9-59
	謝辞	9-59
	参考文献	9-59

第10章 結論

10.1.	まとめと今後の課題	10-1
10.1.1.	継続使用性に関するヒアリング調査	10-1
10.1.2.	建築物A	10-1
10.1.3.	建築物B	10-1
10.1.4.	建築物C	10-2
10.1.5.	建築物D	10-3
10.1.6.	建築物E	10-4
10.1.7.	建築物F	10-5
10.1.8.	建築物G	10-6

執筆者一覧

- 第1章 向井智久（建築研究所）・渡邊秀和（建築研究所）
- 第2章 向井智久（前述）・坂下雅信（国総研）・渡邊秀和（前述）
- 第3章 塩原等（東京大学工学系研究科）・向井智久（前述）
- 第4章 谷昌典（前述）・坂下雅信（前述）・向井智久（前述）
- 第5章 向井智久（前述）・衣笠秀行（東京理科大学）
- 第6章 向井智久（前述）・衣笠秀行（前述）・鹿嶋俊英（建築研究所）・田沼毅彦（UR 都市機構）
- 第7章 渡邊秀和（前述）・向井智久（前述）・迫田丈志（堀江建築工学研究所）・金子 治（広島工業大学/戸田建設）・成田修英（戸田建設）
- 第8章 毎田悠承（東京工業大学/国総研/建研）・向井智久（前述）・渡邊秀和（前述）
- 第9章 塩原等（前述）・向井智久（前述）
- 第10章 向井智久（前述）・渡邊秀和（前述）

第1章

はじめに

1.1 背景と目的

平成28年4月14日21時26分に熊本県熊本地方の深さ約10kmでマグニチュード(M)6.5の地震が発生し、上益城郡益城町で最大震度7を記録しました。さらに、約28時間後の4月16日01時25分に同地方の深さ約10kmでM7.3の地震が発生し、上益城郡益城町で再度震度7を、また阿蘇郡西原村でも震度7を記録しました。これらの地震により、熊本県を中心に数多くの建築物に倒壊などの被害がもたらされました。これらの地震の発生を受け、建築研究所では国土交通省国土技術政策総合研究所と連携して、建築物を中心とした被害状況を把握し必要な対策等に活かすため、情報収集、現地調査、調査結果のWeb公開等のさまざまな活動を実施して参りました。現地調査は、国土交通省住宅局からの要請に基づき、木造建築物、鉄骨造建築物、鉄筋コンクリート造等建築物、地盤・基礎、免震建築物、非構造部材、建築設備、火災について14次に亘る調査班が派遣されていますが、それとは別に建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発(H28-30)」の自主調査として、本研究課題において庁舎建築物の継続使用性に関するヒアリング調査をはじめとして、詳細な分析を実施しましたので、ここにその検討結果をとりまとめました。

本検討では、初動時点の現地被害調査に加え、その後の詳細分析のためのさらなる現地調査やそれらの調査結果を活用した解析検討を行っています。その結果より、主として1981年以降に設計された、または耐震補強等によって現行基準相当の耐震性能を保有し、かつ被害の大きかった鉄筋コンクリート造建築物および旧耐震基準で設計された鉄筋コンクリート造建築物の計8棟について詳細な分析を実施しています。ここでの検討が今後より安全で安心な建築物の供給に貢献できることを期待しています。

1.2 検討概要

1.2.1 継続使用性に関するヒアリング調査

熊本地震によって被災した庁舎を対象にして、継続使用性の判断に関する実態把握を目的としたヒアリング調査を実施した。今般の地震後に、各庁舎の管理者がどのように庁舎内の損傷を発見し、その損傷から地震後の庁舎の必要機能を鑑み、継続使用の可否をどのように判断したか等を知ることは、本研究を推進するうえで貴重な知見となる。対象にした建築物は熊本県内の庁舎計19棟であり、その多くが震度6以上を経験している。

1.2.2 建築物 A

1995年兵庫県南部沖地震では、新耐震基準の鉄筋コンクリート造建物で柱梁接合部が大破した例が報告されている。柱梁接合部入力せん断力の制限など、当時の建築学会の終局強度型耐震指針に適合する柱梁接合部であったにも関わらず大きく損傷したことが報告されている。一方、今回の熊本地震において、1998年に竣工した同県内の5階建て鉄筋コンクリート造庁舎建物である建築物Aは、柱梁接合部が大きく損傷しただけでなく、中間層で大きな残留変形が生じている。したがって、大地震における大破被害を抑制し地震後継続使用を確保するためには、建築物Aの被害要因を分析することが必要である。

この建物被害を対象として、現行の柱梁接合部の耐震設計規定の妥当性、現行設計で使われている非線形静的増分解析手法、非線形時刻歴応答解析法におけるモデル化手法などの合理性を検討する。建築物Aは、3階から上が1×1スパンの搭状のラーメン構造であり、柱梁接合部の構造性能に影響を受けやすいこと、柱に作用する変動軸力の影響が大きい構造形式であるという特徴を有している。本検討では、柱梁接合部の既存の耐震設計規定への適合性を確認し、静的増分解析により保有する耐震強度のレベルを検討する。さらに、構造システムの地震応答が大きくなった要因を検討するために、(1)変動軸力の影響、および、(2)柱梁接合部耐力の影響を反映させた骨組の地震応答解析モデルを作成し、近隣地域で観測された地震波を用いた動的地震応答解析を行い、それぞれの要因が地震応答に及ぼした可能性を検討する。



図 1.2.2.1 建築物 A

1.2.3 建築物 B

1995年兵庫県南部地震において、新耐震基準で設計されたものも含むピロティ建築物で重大な被害が数多く確認され、ピロティ建築物の設計法は、その後の告示改正や技術基準解説書改訂による設計法の提示を経て現在に至っているものの、その破壊性状や構造性能は未だ明らかではない部分が多い。2016年熊本地震でも、1992年に熊本県熊本市に建設されたピロティ形式の10階建て共同住宅である建築物 B において、1階ピロティ周辺の構造部材に大きな被害が発生し、被災度「大破」と判定されており、前述のピロティ建築物に関する告示改正や技術基準解説書に示される設計法の適用を受けていない新耐震ピロティ建築物が有する問題点に関する知見の更なる収集が必要である。

そこで、建築物 B について、地震による被害が大きかった梁間方向を対象として、架構全体を対象とした2次元有限要素解析による Pushover 解析を行い、崩壊機構の検証や、主に1階ピロティ周辺の部材の応力状態を把握するとともに、ピロティ柱梁の断面寸法とピロティ階直上の耐震壁の壁縦筋量をパラメータとしたパラメトリックスタディおよび現行の技術基準解説書に示される設計法との関連について検討を行い、本建築物で確認された被害要因について分析する。



図 1.2.3.1 建築物 B

1.2.4 建築物 C

現行の建築基準法では、大地震時に建物の倒壊を防ぎ人命を確保するための規定が設けられている。しかし、熊本地震では、地震後の建物の機能停止による生活困窮がみられたことから、大地震時の人命確保に加え、地震後も建物の機能を維持し、生活基盤を喪失させない継続使用性の確保が必要である。その実現に向け、建物の継続使用性を確保するための設計法が求められる。この実施のために、実建物の地震後の被害を再現できるモデルの構築を行い、部材の損傷度合を把握することがまず必要と考えられる。

そこで本検討では、熊本地震で被災した4階建てピロティ形式のRC造建物を対象として、部材の損傷を再現できるモデル化の構築を行う。構築したモデルを用いて、部材のモデル化の違いが応答に与える影響を検討し、応答の観点からモデルと実被害の比較検討を行い、モデルの妥当性を示す。

また、建物の継続使用性を確保するための設計法を提案するうえで課題となる問題点等の基礎的検討を行う。具体的な検討方法は以下の通りである。

1998年に新耐震基準で建設され、熊本地震にて1層崩壊を起こした4層鉄筋コンクリート造のピロティ形式の共同住宅を対象に、建物のモデル化を行う。本建物は、耐震スリットが一部設けられているが、建設当初の計算書からはスリットの情報が読み取れなかった。そこで壁のモデル化の違いによる建物応答への影響の検討を行うため、ラーメン架構モデルと2方スリット想定モデルおよび3方スリット想定モデルを構築する。さらに、この建物は5つの棟が、梁が付随しないスラブのみ(1階は基礎梁)により連結されており、梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる建物応答への影響の検討を行うため、5つの棟を別々にモデル化したものと、5つの棟をピン梁および梁が付随しないスラブで繋いだ連棟モデルを構築する。

構築したモデルを用いて静的増分解析および動的応答解析を行う。動的応答解析では、近隣地域で観測された地震波を用いた解析を行う。応答の観点から壁や梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる建物応答への影響の検討を行い、抽出したモデルの解析結果から推定した部材損傷度合を実被害と比較することで耐震スリットの設計条件を推察し、構築したモデルの妥当性を示す。

また、対象建物のピロティ階に対して、現在推奨されているピロティの設計方法に基づきピロティ柱の部材断面を算定し、建物応答へ与える影響を検討する。

1.2.5 建築物 D

2016年の熊本地震では、非耐力壁や杭の損傷が激しく、地震後の機能を維持することができない共同住宅が多くみられている。これにより、被災者は避難所生活や車中泊を強いられ、ストレスやエコノミークラス症候群など2次災害を招いている。今回の熊本地震において、昭和50年代前半に建設された11階建ての共同住宅である建築物Dは、共用廊下側の壁に損傷が生じている。このような被害が発生すると地震後の継続使用性を妨げる要因の一つとなる可能性も高く、非耐力壁の損傷軽減を実現するための方策が求められており、そのためにはまず当該建築物の被害要因を分析することが必要である。

建築物Dは、5スパンの建物D-1（全階住宅）と6スパンの建物D-2（1階部分ピロティ、2階以降は住宅）の2棟の建物がエキスパンションジョイントを介して連結された構成である。不確定要素である建物の減衰や入力地震動の大きさ等の因子を変動させて動的解析を実施し、その得られた結果と共用廊下側壁の損傷分布の比較から、応答挙動を把握することを目的とする。さらに、建物D-1では、共用廊下側壁を修復する際に要した労務量にも着目し、より詳細に実被害を説明できるモデルおよび因子の組み合わせを検討した。一方で、建物D-2では、共用廊下側桁行方向の5階1スパンを対象として有限要素解析を行い、方立壁が負担したと思われる軸力比を推定し、損傷範囲、損傷度等について被害調査結果と比較を行う。

また、室内の被害状況やその被害が住民生活に及ぼす影響、さらにはモニタリング技術に対する需要を把握するために、居住者を対象にアンケート調査を行い、それらのとりまとめを行って、部位の損傷度とそれが地震後の共同住宅の生活に及ぼす影響を明らかにする。

1.2.6 建築物 E

2011年に発生した東日本大震災では、建築物の杭基礎の地震被害によって地震後継続使用できなくなる事例が報告された。現行基準の要求レベルを確保するだけでは、地震後の建築物の継続使用性は必ずしも確保されないことも明らかとなった。一方、今回の熊本地震において、1980年に建設された同県内の鉄筋コンクリート造庁舎建物である建築物 E は、上部構造物の被害と共に杭基礎においても被害が見られた。地震後に実施した建築物の関係者へのヒアリングの結果、建築物 E は杭基礎の被害によって恒久復旧が困難と判断され、建築物の解体が決定した。以上より、大地震における地震後継続使用を確保するために、建築物 E の被害要因を分析することが必要である。

この建物被害を対象として、現行の杭基礎の耐震設計規定の現状を把握すると共に、大地震時の耐震設計を想定した、非線形静的増分解析手法、非線形時刻歴応答解析法におけるモデル化手法などの合理性を検討する。建築物 E は、桁行方向 9 スパン、張間方向 4 スパンの RC 造の地上 3 階、塔屋 1 階の庁舎建築物で、平面形状は長方形である。また、プレキャスト外フレーム工法や鉄筋コンクリート造壁の増し打ち工法等により、耐震補強が実施されている。本検討では、解析モデルを上部構造と下部杭基礎構造の分離モデルとして検討を行う。それぞれのモデル化手法を示すと共に、解析結果と地震被害調査結果との比較検討を実施する。また、現在の杭基礎の耐震設計について、今後の課題と杭の設計のあり方を整理する。



図 1.2.6.1 建築物 E

1.2.7 建築物 F

近年、UAV（以下、ドローン）の建築物の災害調査等への活用が注目されている。しかしながら、実際の地震で被災した建物を対象として災害調査が行われた例はほとんどないのが現状である。今回の熊本地震において被災した建築物 F は 1974 年に建設された 3 階建て RC 造庁舎建物であり、長手方向は柱の軽微な曲げひび割れ、短手方向は短スパン梁のせん断破壊、耐震壁のせん断破壊等が生じたが、被災後も補修等を行って継続使用している。この建築物 F を対象として、ドローンを用いた被災調査の有用性を確認することを目的に、人間とドローンによる建物損傷状況の視認性の比較や、ドローンでの調査可能範囲および損傷計測作業の効率性の確認などを行う。

調査ではまず、人間による被災度区分判定結果と、ドローンを用いて被災度区分判定を行ったと仮定して得た判定結果の比較を行う。その結果から、外周部の損傷度把握や被災度区分判定にドローンを用いることの有効性を検討する。また、人間による調査では難しい高層階の損傷状況把握について、ドローンの空撮で可能となるか検討する。

次いで、ドローンを用いて実際に生じたひび割れを撮影し、人間の目視によるひび割れ幅評価と、撮影画像からのひび割れ幅評価を行う。カメラの画素数や撮影距離をパラメータとして、ドローンによるひび割れ幅評価の有効性を検討する。さらに、2機のドローンを用いた建物傾斜の評価や、FPV 撮影動画のリアルタイム視聴調査を行い、これらの有用性を検討する。



図 1.2.7.1 建築物 F

1.2.8 建築物 G

1995年兵庫県南部沖地震では、新耐震基準の鉄筋コンクリート造建物で柱梁接合部が大破した例が報告されている。柱梁接合部入力せん断力の制限など、当時の建築学会の終局強度型耐震指針に適合する柱梁接合部であったにも関わらず柱梁接合部が大きく損傷したことが報告されている。一方、今回の熊本地震においては、1981年以前に古い耐震基準で設計され竣工した複数のRC造建物が倒壊した事例が確認されている。特に1968年に竣工した熊本県内の5階建て鉄筋コンクリート造庁舎建物である建築物Gは柱梁接合部の破壊に伴い局部崩壊した建築物であり、現行耐震診断の高度化の観点から、本建物の被害要因を分析する。具体的には建築物Gの被害から、現行の柱梁接合部の耐震設計規定の妥当性を検討するとともに、非線形静的増分解析手法と非線形時刻歴応答解析法に使われる現行のモデル化手法の適用性を検討する。

建築物Gは2×2スパンの低層ラーメン構造で、大地震時には部材の塑性化による層間変位応答が大きくなりやすく、特に柱梁接合部の損傷が耐震性能に影響しやすい構造形式である。そこで、柱梁接合部の既存の耐震設計規定への適合性を確認し、静的増分解析により保有する耐震強度のレベルを検討する。さらに、構造システムの地震応答が大きくなった要因を検討するために、柱梁接合部耐力の影響を反映させた骨組の地震応答解析モデルを作成し、近隣地域で観測された地震波を用いた動的地震応答解析を行う。さらに、柱梁接合部の破壊が局部崩壊に至る原因について部材と架構の鉛直力支持能力を検討する。



図 1.2.8.1 建築物 G

第2章

継続使用性に関するヒアリング調査

2.1 ヒアリング調査の概要

熊本地震によって被災した庁舎を対象にして、継続使用性の判断に関する実態把握を目的としたヒアリング調査を実施した。今般の地震後に、各庁舎の管理者がどのように庁舎内の損傷を発見し、その損傷から地震後の庁舎の必要機能を鑑み、継続使用の可否をどのように判断したか等を知ることは、本研究を推進するうえで貴重な知見となる。対象にした建築物は熊本県内の庁舎計 19 棟であり、その多くが震度 6 以上を経験している。なお、震度は庁舎付近の計測震度である。

表 2.1.1.1 対象建築物一覧

建築物 名称	構造 種別	地上 階数	建設年	耐震診断		耐震 改修年	建物区分	震度	
				有無	結果			前震	本震
庁舎No.1	RC	2	1973	有	OK	-	旧耐震	5強	6強
庁舎No.2	RC・S	4	1969	有	NG	-	旧耐震	5強	6強
庁舎No.3	RC	3	1990	無	-	-	新耐震	5弱	6強
庁舎No.4	RC	3	1981	診断中	-	-	旧耐震	5弱	6弱
庁舎No.5	RC	2	1987	無	-	-	新耐震	6弱	7
庁舎No.6	RC	5	1972	有	NG	-	旧耐震	5弱	5強
庁舎No.7	RC	3	1962	有	NG	-	旧耐震	4	5弱
庁舎No.8	RC	3	1978	有	NG	2011	耐震改修	5強	6弱
庁舎No.9	RC	3	1980	有	NG	2012	耐震改修	7	7
庁舎No.10	RC	3	1994	無	-	-	新耐震	6弱	6強
庁舎No.11	SRC	4	1998	無	-	-	新耐震	6弱	6強
庁舎No.12	RC	2	2007	無	-	-	新耐震	6弱	6強
庁舎No.13	RC	3	1972	有	NG	2011	耐震改修	6弱	6強
庁舎No.14	RC	3	1997	無	-	-	新耐震	-	6強
庁舎No.15	RC	3	2012	無	-	-	新耐震	6弱	6弱
庁舎No.16	S・SRC	3	2012	無	-	-	新耐震	6弱	6弱
庁舎No.17	RC・S	3	1994	無	-	-	新耐震	6弱	6弱
庁舎No.18	RC	2	1976	無	-	-	旧耐震	5弱	6強
庁舎No.19	RC	2	1986	無	-	-	新耐震	5強	6弱

2.2 ヒアリング調査及びその分析方法

国総研・建研の調査者が各庁舎の管理者に対して、施設の情報や被害状況を踏まえた地震後の継続使用性に関する判断等に関してヒアリングを実施した。ヒアリングでは、建築研究所重点研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築（H25-27）」で使用した調査票に必要な修正を行った調査票を用いた。ヒアリングの実施時期が8月中下旬であったため、この時期は、発災直後の段階からやや混乱の落ち着いた段階へ移行しつつある時期に概ね相当すると考えられる。したがって、調査の際には発災直後の状況や継続使用性判断の実態のほか、今後実施される見込みの被災度区分判定の概要や修復・復旧計画の方針についても可能な範囲でヒアリングした。また、調査結果を踏まえて継続使用性の判断に関する実態を系統的に把握するため、各庁舎での発災直後の判断の状況が、図 2.2.1.1 に示す継続使用性の分析フローのうち「発災直後の判断（Ⅰ）」のOK1, OK2, NG1, NG2のどれに当てはまるか検討した。

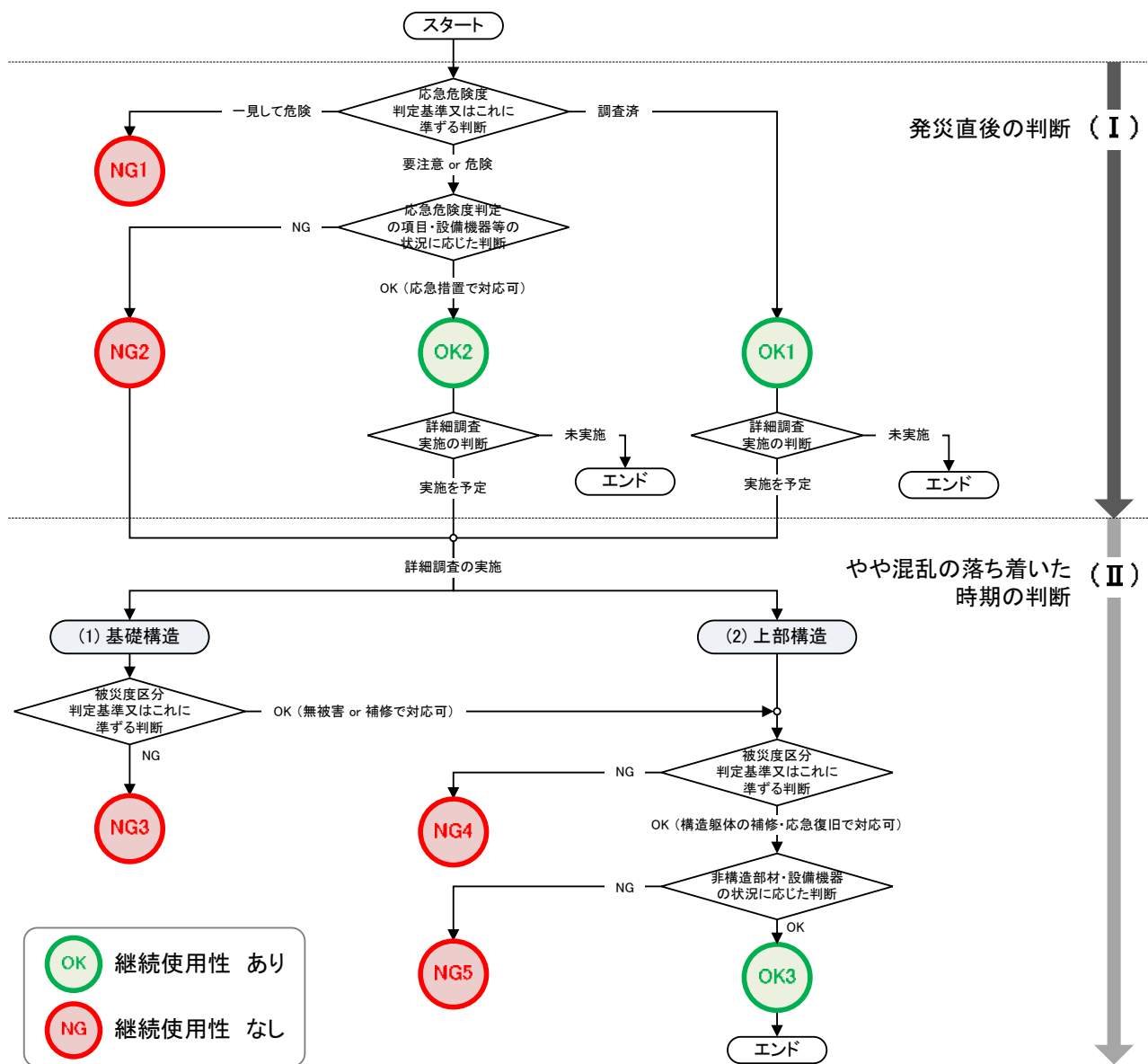


図 2.2.1.1 建築物の地震後の継続使用性の分析フロー

2.3 継続使用性判断の実態に関する調査・分析結果

2.3.1 各庁舎の調査結果

表 2.3.1.1～表 2.3.1.19 に、各庁舎の調査結果の概要を示す。

表 2.3.1.1 庁舎 No. 1 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.1	調査日: 2016年8月16日	
竣工年	1973年		
耐震診断	2010年	(診断結果) Is=0.72(1F)、0.93(2F)	
耐震改修	なし	(改修年)	
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 2 階、塔屋 1階、地下 階 基準階平面 約 m×約 m 高さ 約 m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平坦地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地 (一部盛り土あり)		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 場所打ちRC 杭径 300φ 杭長さ 15m)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有(2階に2箇所、1階は無し)		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設(<input type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設)、(支所としての対策拠点) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設(<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	5強	建物付近の計測震度(本震)	6強
応急危険度判定	未実施(構造被害が見られなかった)	応急危険度判定結果	
被災度区分判定	未実施(予定なし)	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	継続使用可能		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等			
修復・建替えの方法等			

表 2.3.1.2 庁舎 No.2 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.2	調査日: 2016年8月15日	
竣工年	1969年(4FRC), 1996年(4F増築S)		
耐震診断	有	(診断結果)	Is=0.19(2F E-W)
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 4 階、塔屋 1階、地下 階 基準階平面 約 17 m×約 35 m 高さ 約 14 m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平地地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input checked="" type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震 <input type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 HPC杭A種 杭径 350-400φ 杭長さ 17m)※S造増築図面引用		
外装仕上げ	<input checked="" type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内装種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設(<input type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設(<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	5強	建物付近の計測震度(本震)	6強
応急危険度判定		応急危険度判定結果	
被災度区分判定	H28.5.19実施	被災度区分判定結果	上部構造: 中破(3F, R=79.7%)基礎構造: 無被害
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	本震後、下記要因により継続使用を停止した。 ・階段室の壁のひび割れ ・その他の壁(一部非耐力壁)のひび割れ ・Exp.J部周辺の損傷(3階の被害対策室でも生じた被害) ・H18に実施した耐震診断で、耐震性能が低いと判定されていたこと		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	階段室の壁には、せん断ひび割れや打継部のひび割れ、内装材の剥落が生じていた。 Exp.J部周辺の損傷は特に3、4階で顕著であり、天井部シーリングが落下している。2階の天井部は、余震によって落下した。		
修復・建替えの方法等	H18に耐震診断をした際に、耐震補強を検討したところ6億という試算がでた。新庁舎の建設などと比較検討し、最終的に新庁舎を建設するということで話を進めようとしていた直後の被災であった。 新庁舎の建設に向けて、基金を毎年2億ずつ集め、ある程度集まったところで建設工事を実施する計画だった。 地震後、耐震補強+補修を検討したところ、9億という試算が出た。議会での議論はこれからだが、新庁舎建設で検討している。基金が充分にあるわけではないので、庁舎北側のエリアに仮庁舎を建設し(建設期間:5月から2か月)、窓口機能を移転した。 新庁舎の建設にあたり、県の方からは災害復興税や地方交付金などについて説明があり、比較的優位な条件で援助いただけたという話はいただいている。 本震直後は、駐車場に仮設テントを設けて窓口を設置していたが、緊急設置のため案内板等が不十分であり、仮設窓口の場所やそこまでのルートが分かりづらいとの苦情が住民からあった。		

表 2.3.1.3 庁舎 No.3 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.3	調査日: 2016年8月16日	
竣工年	1990年		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 3 階、塔屋 1階、地下 階 基準階平面 約 m×約 m 高さ 約 m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 PHC杭 杭径 600φ 杭長さ 25m)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設(<input type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設(<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	5弱	建物付近の計測震度(本震)	6強
応急危険度判定	H28.4.30 実施(建築士に外注)	応急危険度判定結果	緑
被災度区分判定	調査実施中	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	書庫はキャビネットの転倒により一時的に立ち入り禁止措置とした。		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等			
修復・建替えの方法等	設備関係の補修は6月20日-7月15日で完了した。		

表 2.3.1.4 庁舎 No.4 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.4	調査日: 2016年8月16日	
竣工年	1981年		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 3 階、塔屋 1階、地下 階 基準階平面 約 m×約 m 高さ 約 m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> ほ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 PHC杭 杭径 600φ 杭長さ 25m)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input type="checkbox"/> 防火扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設(<input type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設(<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	5弱	建物付近の計測震度(本震)	6弱
応急危険度判定	H28.4.30 実施	応急危険度判定結果	緑
被災度区分判定	耐震診断完了後に実施予定	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等			
継続使用の阻害要因となった部位の情報等			
修復・建替えの方法等			

表 2.3.1.5 庁舎 No.5 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.5	調査日: 2016年8月15日	
竣工年	1987年		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 2 階、塔屋 1階、地下 階 基準階平面 約 33 m×約 52 m 高さ 約 10 m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平坦地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 A種 杭径 400φ 杭長さ 22m)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input type="checkbox"/> 防火扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設(<input type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設(<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	6弱	建物付近の計測震度(本震)	7
応急危険度判定	未実施(殆ど被害がなかったため)	応急危険度判定結果	
被災度区分判定	未実施(殆ど被害がなかったため)	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	継続使用可。 構造躯体、非構造微細とも被害がないので、建物の詳細点検は未実施(予定なし)。 建物の傾斜等はないが、周辺地盤全体が沈下(2m程度?)しているとの情報がある。		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等			
修復・建替えの方法等	エレベータ棟については、Exp.J部の補修や建屋壁の補修などの設計を終えており、これから発注する予定である。		

表 2.3.1.6 庁舎 No. 6 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.6	調査日: 2016年8月18日	
竣工年	1972年6月		
耐震診断	あり	(診断結果)	Isの最低値 X方向:0.29(議会棟、B)、0.26(庁舎棟、A) Y方向:0.30(議会棟、B)、0.18(庁舎棟、A)
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 5階、塔屋 3階、地下 1階(庁舎棟) 基準階平面 約 86.4m×約 43.2m 高さ 約 21.1m(屋上階まで)		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平地地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input checked="" type="checkbox"/> 直接基礎 <input type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 杭径 杭長さ)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無 <input type="checkbox"/> 耐震扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設 (<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設 (<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	5弱 (4.7)	建物付近の計測震度(本震)	5強 (5.2)
応急危険度判定	未実施	応急危険度判定結果	
被災度区分判定	未実施	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	<p>前震後に庁舎内の点検を行ったところ、壁や柱にひび割れが確認されたため、民間の設計士が被害状況を調査し、2階以上への市民の立ち入りを禁止することにした(本震がなく、このまま余震が収まっていれば継続して建物を使用した可能性もあり、震度7の地震が2回起こったことが、継続使用の判断に与えた影響は大きい)。本震後に庁舎内の点検を行ったところ、庁舎全体にひび割れが発生したことから、民間の設計士が再度調査を行った。耐震診断のIsが0.3を下回っており非常に低いこと、柱や壁にせん断ひび割れが見られ、構造性能が低下しているものと思われることから、今後の余震により、崩壊、倒壊する可能性があることが報告された。本震によって、3～5階の廊下や階段室の壁に多くのひび割れが発生し、損傷が進展したのに加え、上階のキャビネットの多くが転倒した。また、正面入り口側の2階突出部では、床面に段差等が生じていた。前震では机の上のものが倒れたり、落ちたりしたが、本震では机そのものが動いた印象である。</p> <p>庁舎内の他の被害状況も踏まえ、行政サービスを安全に実施することが難しいと考えられることから、庁舎全館の使用を停止し、他の支所に行政機能を移転することになった。翌日(4月18日)には、行政機能の移転を開始し、4月19日には支所で窓口対応を開始した(6月中旬(フェンス設置時)まで、職員を現庁舎前に配置し、行政機能の移転先についての説明を行った。)。4月26日には、県の建築指導課、熊本県建築住宅センターの構造評価委員会が調査を行い、耐震診断の結果も踏まえ、同様の助言(直ちに倒壊する恐れはないが、危険な状態である)をしている。なお、本建物では、議会棟、庁舎棟のいずれも1階のIs値が規定値を満足していないため、建物を部分的に使用する(東日本大震災の時に事例あり)選択肢もなかったものと推測される。</p> <p>なお、市内では、インフラのダウンはなかった。</p>		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	建物の損傷状況や耐震診断の結果等を踏まえ、全体的に判断しているため、特定の部位で継続使用が阻害されたわけではない。		
修復・建替えの方法等	<p>2005年の市町村合併の時に、新市において、新庁舎の建設について検討することとなった。その後、2009年に耐震診断を実施するとともに、耐震改修案の作成を行った。ブレースや耐震壁を使用した場合、1Fに執務用の大空間が確保できなくなる(アウトフレーム等の他の補強工法については検討していない)、Isの最低値が0.2程度と低く、コンクリートの中性化も進んでおり、耐震診断を行った業者からも建て替えが妥当との提言があったこと、設備の老朽化も進んでいたことなどから、耐震改修は実施せず、新庁舎建設時の補助金の支給期限となる2020年までに建て替えをする方針を決めていた。被災後の対応としては、現在、仮庁舎を現庁舎と同じ敷地内に建設中である。新庁舎も同じ敷地内に建設する予定であり、新庁舎建設課が議会との協議等を進めている。</p>		

表 2.3.1.7 庁舎 No.7 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.7	調査日: 2016年8月18日	
竣工年	1962年6月		
耐震診断	あり(2001年に実施)	(診断結果)	X方向: 0.41(1F), 0.57(2F), 0.75(3F) Y方向: 0.28(1F), 0.51(2F), 0.82(3F) 1FX方向をゾーニングした場合は0.34と2.26
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 3階、塔屋 0階、地下 0階 基準階平面 約 44.1m×約 44.8m 高さ 約 m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平坦地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input checked="" type="checkbox"/> 直接基礎 <input type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 杭径 杭長さ)		
外装仕上げ	<input checked="" type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無 <input type="checkbox"/> 耐震扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設 <input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設 (<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	1900年1月	建物付近の計測震度(本震)	5弱(4.5)
応急危険度判定	実施済	応急危険度判定結果	黄色
被災度区分判定	未実施	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	<p>・前震後は建物を通常使用していた。本震後も庁舎にヘルメットを渡して着用してもらうことで窓口対応を継続したが、正常な状態ではなく職員も困惑していた。また、余震の度に建物の外へ避難する必要があったため、長く継続できる状態ではなかった。</p> <p>・本震後の4/17に建築士による庁舎の調査が行われた。この際、以前行われた耐震診断時の書類(ひび割れ図、診断結果)が用いられ、損傷状況が把握された。以前から耐震診断でIsが不足していることが指摘されていた点、今までに経験したことのない5弱の震度を経験し(震度4の経験はあり)、余震の回数も非常に多かった点などを踏まえ、本庁舎と西間別館で分担してきた庁舎機能を、西間別館、スポーツパレス、カルチャーパレス、保健センターに移転することが決定し、4/22には市長から市民に向けて報告がなされた。その後、移転が容易な部署から作業を開始し、GW中に移転作業を終了し、GW後(5/6)は庁舎の使用を禁止した。GWIに移転作業を行ったのは、移転先の改築等の準備が必要であったこと、証明書の発行等に用いるシステムのテストが必要なため、通常業務と継続して移転作業を実施することが難しかったためである。</p> <p>・4/17の調査結果を受け、災害対策本部が庁舎内(3F防災安全課)から近隣の人吉城歴史館の研修室に移転された。GW後(5/6)は防災安全課が設置されたカルチャーパレスの2Fに災害対策本部が移転された。(庁舎機能が移転された建物)</p> <p>西間別館: S51の8月に竣工した元々は農協の建物、H16に購入した。H27の2月の耐震診断でIsの最低値が0.73となり、耐震性能を満足していることが確認されている。今回の震災でも問題がないことを建築士が確認している。</p> <p>スポーツパレス、カルチャーパレス、保健センター: いずれも新耐震の建物</p>		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	<p>建物の損傷状況や耐震診断の結果等を踏まえ、総合的に判断しているので、特定の部位で継続使用が阻害されたわけではない。</p>		
修復・建替えの方法等	<p>2010年に耐震診断を実施した時(Is=0.675が確保できているかどうかを確認)には、コンクリートの圧縮強度が135kgf/cm^2を下回る箇所があること(2Fで113kgf/cm^2)、コンクリートの中性化が進んでいること、柱の鉄筋量が少ないこと、一般的な改修方法だと執務面積の確保が難しいことから、耐震改修による改善が難しいとの判定結果が出ていた(その他、1Fにおける壁配置の偏り、2Fに極剛性柱あり。第二種構造要素なし)。また、庁舎の建設地は文化財保護区となっており、他の住宅に関しては既に移転が行われていた。文科省からは同敷地からの移転を求められており、文科省に耐震改修の許可を求めても認められる可能性が低かったと思われる。この結果を踏まえ、新庁舎建設に向けた検討が進められていたが、学校の耐震改修等を優先して実施したため、後回しになっていた。その後、市役所の機能分散を政策として掲げた市長が当選したため、建設計画が凍結されていた。しかしながら、今回の震災で堅牢な施設の重要性が再認識され、新庁舎建設に向けた検討が再度進められることになった。現状では庁舎移転準備室が住民に対する説明会の実施とプロポーザル方式での設計案の募集を行っている。なお、新庁舎の敷地に関しては、仮に同じ敷地における建物の再建が認められるとしても、建物の取り壊し後に文化財の発掘作業を行う必要があるため、早期に工事を実施することが難しい。そこで、新庁舎の候補地として、旧保健センター(旧耐震建物)を取り壊した跡地を使用する方針で、新庁舎建設準備室で検討を進めている。</p> <p>なお、「新市庁舎移転建設基本構想(平成27年3月公表)」では、「東日本大震災にみられるように、市役所の災害時の役割の重要性を考えると、庁舎は高い耐震性や安全性を確保し、水道や電気等のライフラインが途絶えた場合でも、司令塔となる防災・災害対策拠点として機能し続ける災害に強い建物でなければならない」、「新市庁舎には、災害対策本部の設置等の総合的な防災・災害対策拠点としての機能が求められていることや、被害発生時には避難場所としての機能も発揮できるように、「I類」「A類」「甲類」の基準を目標にする」旨が記されている。</p>		

表 2.3.1.8 庁舎 No.8 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.8	調査日：2016年8月19日 09:00～	
竣工年	昭和53年(1978年)7月		
耐震診断	有	(診断結果) Is=0.48(X方向、2階)	
耐震改修	有	平成23年竣工 (改修年)	
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上3階、塔屋1階、地下1階 基準階平面 約 m×約 m 高さ 約 m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平坦地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造(X方向) <input checked="" type="checkbox"/> 耐力壁構造(Y方向) <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 杭径 杭長さ)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input type="checkbox"/> 防火扉の有無→有り		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設(<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設(<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	5強	建物付近の計測震度(本震)	6弱
応急危険度判定	実施済	応急危険度判定結果	(緑)に準じた判定結果
被災度区分判定	未実施(業者は決定済み)	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	<p>●前震後 ・通常業務。担当者が庁内を巡回し、被害状況として窓ガラス・天井に被害はないこと、壁にクラックが生じていることを確認している。</p> <p>●本震後 ・4月16日 庁内立入禁止。屋外にテントを設営した。発災後は停電、断水が発生し、給水車が来ていた。 ・4月18日 職員による独自調査。必要であれば庁内でも執務を行っていた(個人的な判断で)。18日以降は、2階大会議室を災害対策本部として使用している。18日にはエレベータは復旧したが、一般の来客は使用不可。 ・発災後約1週間後(正確な日付は不明)に、桜樹会古川建築事務所(耐震改修時の設計者?)に調査を依頼し、応急危険度判定の「調査済み」同等の判定がされている。(ボランティア的な調査のため、判定結果を記した正式な文書はない)</p>		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	<ul style="list-style-type: none"> ・3階の議場前の廊下の非構造壁にひび割れ、階段の壁等にひび割れ。男子トイレの壁タイルの浮き、落下。 ・3階の議場の吊り天井 天井材の一部がはがれて、応急措置。埋め込まれた照明のカバーが複数落下(大サイズは直径1.2m)。天井材はせっこうボード1枚張り(t=10mm)。 ・エレベータ棟と建屋との間にすき間が生じ、Exp.Jがずれている。2階のExp.Jでは、エレベータ棟側が約20mm低い。前震、本震後いずれも停止したが、その後、安全確認したうえで復旧している。 ・2階の大会議室、学務課のガラスが破損し、屋外に落下した。(耐震補強されていないエリア) ・2階の会議室間の間仕切りの代用として、オーダーメイドの書棚が設置。書棚と天井との間の取り合い部分に被害 ・2階の電算室ないの空調機が30度ほど傾いたが、配線等には支障がなかった。発災後に停電したが、自家発電により支障はなし。また、サーバーラックは床との間をボルトで緊結されていた。 ・2階ベランダの室外機は無被害。 ・1階の防災垂れ壁のガラスが破損。 ・庁内全体で3台のプリンターが落下して故障。1台のPCが故障。 		
修復・建替えの方法等	<ul style="list-style-type: none"> ・2階の窓ガラス 18日に窓枠に残ったガラスの破片を除去し、シートで養生した。新しいガラスがすぐに納品されず、1カ月半～2カ月後に修復した。 ・エレベータ棟 発災後約1カ月後に防水工事を実施。 ・天井 20日に地元の建築業組合の業者がボランティアで落下しそうな天井材を除去した。議場内の落下しそうな天井材は、発災直後に応急措置をしたが、議会前の5月20日頃に再度、落下を防ぐための措置を行っている。 ・電気関係 18日に修理を実施。 ・1～2階の防災ガラス 18日に電気業者に破損したガラスの除去を依頼した。 ・1階の防火戸 定期点検時に開閉の不具合が判明し、8月17日に修理完了。 ・トイレの壁のタイル、3階の書棚・天井、壁のひび割れ 被災度区分判定の結果を待ち、全体の復旧計画と合わせて修復方法を検討する方針。今年度内には修復したい意向である。 <p>※被災度区分判定業務はすでに発注済みで、9月に現地調査、11月25日までに判定結果が提示される予定。このタイミングで修復計画も明確になる見込み。</p>		

表 2.3.1.9 庁舎 No.9 の調査結果

(1) 建物概要	
建物名称	庁舎No.9
竣工年	昭和55年竣工(昭和56年4月に業務開始)
耐震診断	有り(平成24年) (診断結果) 不明
耐震改修	有り(平成24年) (改修年) 0
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()
建物規模	地上3階、塔屋1階、地下階なし 基準階平面 約 m×約 m 高さ 約 m
敷地の地形	<input type="checkbox"/> 平坦地 <input checked="" type="checkbox"/> 傾斜地?(敷地内に段差あり) <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 PC杭 杭径 400φ 杭長さ)
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input type="checkbox"/> 防火扉の有無 有り
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設(<input type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設(<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()
(2) 被害概要等	
建物付近の計測震度(前震)	1900年1月 建物付近の計測震度(本震) 7
応急危険度判定	実施済 応急危険度判定結果 (赤)エレベータ、庇、渡り廊下の被害
被災度区分判定	実施済 被災度区分判定結果 9月中旬には、杭基礎の調査結果と併せて結果が分かる予定
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報	
立入禁止の判断に至った経緯等	<p>●前震後 4月14日 庁舎の南側駐車場に現地対策本部、福祉センターに災害対策本部を設置(庁舎は停電、福祉センターは通電していた)。庁舎の正面玄関で支援物資の仕分け、南側駐車場で被害状況の把握、福祉センターで国、県、団体等との調整をそれぞれ行った。4月15日 庁舎が復電し、本部を庁舎に集約。庁舎内で災害対応業務を行っていたが、窓口業務は行っていない。議会棟は前震直後から立入禁止。</p> <p>●本震後 4月16日 発災後すみやかに庁内の被害状況を確認し、約20分後には立入禁止の措置をした。当時、約30人在庁していた。午前中に、福祉センター内で被災者の移動、駐車場の調整を行ったうえで、午後、福祉センターに災害対策本部を再設置した。前震後は本部を2カ所に分けていたが、本震後は被害が庁舎周辺だけでなく町内全域にわたっていたため、本部を福祉センターに一本化した。</p> <p>4月20日頃 庁舎のエレベータ棟と庇の撤去を開始し、4月末に完了。 5月2日 庁舎に復帰。この時点で復電済みだが、断水は継続し、仮設トイレを使用。災害対応のみの業務で庁舎を使用し、一般の来客は立入禁止。渡り廊下とエレベータの入り口には木板を打ち付けて閉鎖。 5月中旬頃 衛生設備と空調換気設備が復旧。(時期的に空調がなくても業務の支障はなかったとのこと) 6月6日 仮設庁舎で業務開始。 ※福祉センターは築3~4年、2階建て。商用電源+非常用電源の使用可、駐車場が広い点が対策本部の移転先の選定理由(あらかじめここが代替場所として定められていたわけではない)。</p>
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	<ul style="list-style-type: none"> エレベータ棟、庇、渡り廊下の損壊 →これらの被害のため、応急危険度判定結果が「危険」であり、エレベータ棟と庇の撤去が庁舎立入り可の条件とされていた。 議会棟の議場内の吊り天井が広範囲に崩落。天井材はせっこうボード2枚張り(t=15mm+10mm) 耐震補強フレーム直下のアスファルト舗装との間にすきまあり。 3階の電算室 機器のラックその他の多数の什器が転倒や移動しており、サーバーが停止。天井の被害はなし。 3階の中会議室Bの北側の窓ガラスが落下し、木板で養生していた。 2階の男子トイレの壁にひび割れ、タイルはく離。 塔屋に非常用電源(自家発電)が確保されていたが、作動しなかった。屋上のソーラーパネル自体は無損傷だが、そこからの配線が断線した可能性があり、電気の供給ができなかった。 給排水管、給水タンクはいずれも損傷。給水タンクは調査時も壊れたまま。被災前は地上の給水タンク(受水槽)から3階までポンプアップしていたが、現在は1~2階のみの供給(3階は断水)。
修復・建替えの方法等	<p>・被災度区分判定の結果と杭基礎の調査結果が9月中旬にはわかる予定。これらの結果を参考に、現庁舎を継続使用するか、新庁舎を別の候補地にて新築するか、10月以降の議会にて方針決定される見込み。</p> <p>・9月に被災度区分判定と基礎杭の調査を行ったところ、杭頭及び杭本体に損傷が見られたため、現庁舎の継続使用が困難であるとの判定。今後は、建て替えの方向で新庁舎建設検討委員会で調査検討していく。</p> <p>(参考) 1階ロビー設置の気象庁の震度計はもともと屋外に設置されていたが、耐震補強時に屋内に移設された経緯がある。</p>

表 2.3.1.10 庁舎 No. 10 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.10	調査日: 2016年8月15日	
竣工年	1994年(本館)、1995年(文化センター、同敷地内)、2007年(新館、隣接)		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 3階、塔屋 1階、地下 0階 (本館) 基準階平面 約 30m×約 72m 高さ 約 15.4m(3Fまで) (本館)		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平地地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 PHC 杭径 杭長さ 35m)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無 <input type="checkbox"/> 耐震扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設 (<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設 (<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度 (前震)	6弱 (5.7)	建物付近の計測震度 (本震)	6強 (6.0)
応急危険度判定	実施済	応急危険度判定結果	黄色(仕上材落下の危険有り)
被災度区分判定	未実施	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	<ul style="list-style-type: none"> ・本震の翌日、翌々日に建築士が内外の点検を行った後に、庁舎の使用を再開した(それまでは庁舎内の立ち入りを制限した。善管注意義務)。 ・エレベータの復旧(使用開始)の時期は、月別の余震の回数(震度4、5)から判断して決めたが、慎重に対応しすぎたと感じる部分もある。ただ、今後の対応のためのマニュアル等を作成するようなことは現状では考えていない。 ・建物自体の沈下はなかったが、周辺地盤の沈下(最大で20~30cm)が見られ、給水管の漏水(4箇所)が起こる原因となった。建物の出入口周辺や周辺の車路については、応急的に復旧しているが、地下に空洞がある箇所では現在でも沈下が進行していると思われる箇所があり、どの段階で完全復旧させればよいのか判断が難しい。 		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	建物全体としては、継続使用がなされたので、該当なし。		
修復・建替えの方法等	<ul style="list-style-type: none"> ・大規模改修の実施時期であったため、事前の調査で、タイル(外装、内装)に浮きがあることが事前に把握されていた。 ・重要度係数1.0で設計された建物であるため、機能向上を目的とした耐震改修について、コンサルに相談していた。 ・今回の震災の記録は広報部が取りまとめを行う予定である。避難所や避難本部のあり方について触れることになるかもしれない。 		

表 2.3.1.11 庁舎 No. 11 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.11	調査日: 2016年8月15日	
竣工年	1998年11月		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input checked="" type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input checked="" type="checkbox"/> その他(図書館、文化ホール)		
建物規模	地上 4階、塔屋 0階、地下 1階(ホールの空調室) 基準階平面 約 m×約 m 高さ 約 m		
敷地の地形	<input type="checkbox"/> 平地地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地 <input type="checkbox"/> 崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input checked="" type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震 <input type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 杭径 杭長さ) <input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無 <input type="checkbox"/> 耐震扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設 (<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設 (<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	6弱 (5.5)	建物付近の計測震度(本震)	6強 (6.0)
応急危険度判定	未実施	応急危険度判定結果	
被災度区分判定	未実施	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	<p>・以前は隣接する2F建てのRC造の建物を庁舎として使用していた。耐震診断を行い、構造性能は満足することを確認したが、つり下げ天井の耐震性に問題があったことなどもあり、2014年の9月に隣接する文化センターに庁舎機能を移転していた。現庁舎、旧庁舎ともに今回の震災で大きな被害は見られていない。</p> <p>・文化センターの文化ホールでは、天井の舞台装置が設置されている箇所から落下物があった。また、文化ホール上階の舞台裏のRC壁にせん断ひび割れが見られたため、内部で相談して立ち入り禁止とすることを決め、その他のスペース(ロビーや廊下、他の部屋)を避難場所として提供した。文化ホールに関しては、教育部文化課文化振興係が調査を実施している。安全性が確認されたため、8月1日から文化ホールの使用を再開している。</p> <p>・保健センターを避難所として使用する予定であったが、被災して使用できなかったため、文化センターを避難施設として急遽使用することとなった(保健センターは現在改修中)。文化センターを避難所として使用するためのマニュアル等は準備していなかったが、公民館と庁舎が一体化していたことで、被災者への対応がスムーズにできた。</p>		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	文化ホールの落下物(写真有り)は部材の損傷によるものではない。その他に建物の継続使用に影響を及ぼすような損傷は見られなかった。		
修復・建替えの方法等	教育部文化課文化振興係が文化ホールの復旧計画を立てている。		

表 2.3.1.12 庁舎 No. 12 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.12		調査日: 2016年8月15日
竣工年	2007年		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 2階、塔屋 0階、地下 0階 基準階平面 約 m×約 m 高さ 約 m		
敷地の地形	<input type="checkbox"/> 平坦地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地 <input type="checkbox"/> 崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震 <input type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 杭径 杭長さ)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類(クロス材) <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無 <input type="checkbox"/> 耐震扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設 (<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設 (<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度 (前震)	6弱 (5.5)	建物付近の計測震度 (本震)	6強 (6.1)
応急危険度判定	未実施	応急危険度判定結果	
被災度区分判定	未実施	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	<p>・豊野では、12ある地区のうち、10の地区で大きな地震被害を受けたが、本建物に関しては、構造、非構造、設備等の被害は見られなかった(如果说、内装材のつなぎ目が少し開いたと感じられる程度)。そのため、建物を継続使用する上で判断に迷うこともなかった。</p>		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	<p>建物が継続使用できたため、該当なし。</p>		
修復・建替えの方法等	<p>該当なし。</p>		

表 2.3.1.13 庁舎 No. 13 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.13	調査日: 2016年8月16日	
竣工年	1972年		
耐震診断	あり	(診断結果)	Is=0.69~1.75
耐震改修	あり	(改修年)	2011年
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 3階、塔屋 1階、地下 1階 基準階平面 約50.9m×約17.9m 高さ 約12.5m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平地地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 杭径 杭長さ)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 耐火扉の有無 <input type="checkbox"/> 耐震扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設 (<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設 (<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度 (前震)	6弱 (5.7)	建物付近の計測震度 (本震)	6強 (6.0)
応急危険度判定	未実施	応急危険度判定結果	被災後、県の営繕部が庁舎を訪れて主要部材の安全確認を行った
被災度区分判定	未実施	被災度区分判定結果	現在、県主導で復旧計画の策定を行っており、この中に被災度区分
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	<p>・被災後数日中(10日以内)に、県の営繕部の職員が庁舎を訪れて安全確認を行い、主要部材に大きな損傷が見られないことを確認した。それまでの期間は、庁舎側で継続使用しても問題ないと判断していたが、マニュアル等はなかった(余震のたびに壁部材のひび割れが進展しており、庁舎側としては不安もあった)。会議棟に関しては、2Fの会議室において、天井材の落下や部屋の間仕切り壁の転倒等の大きな被害が見られたが、常時使用する施設ではなかったため、庁舎の継続使用性には大きな影響を及ぼさなかった。</p> <p>・本庁舎の3Fでは、建物外周部にある手すりの一部が損傷を受けて宙つりの状態となり、落下の恐れがあったため、建物周辺の一部への立ち入りをコーンで制限した。緊急の対応が必要とされたため、敷地外に傾斜していたコンクリートブロック壁の撤去と合わせ、特別発注で対応し、5月中旬には撤去工事を完了した。</p> <p>・本庁舎と会議棟(2Fのみ)、エレベーターホール(2、3F)をつなぐ渡り廊下では、今回の震災でエクステンションジョイント部が損傷を受け、カバーや天井の一部が脱落する被害があった。そのため、被災直後は全職員の通行を禁止した。以降は、会議棟に用事がある職員の通行のみを許可していたが、会議棟を使用する必要が出てきたため、被災からおよそ一か月後に渡り廊下の通行を再開した。庁舎側ではエクステンションジョイント部に大きな隙間が生じていることを不安視していたが、調査に来た業者から、衝突しないように元々大きな隙間が設けられていることについての説明を受け、安心した経緯がある。事前に情報が与えられていれば、継続使用性を判断する上で役に立った可能性がある。</p> <p>・会議棟の会議室は常時使われている施設ではなかったため、継続使用性に与える影響はなかったが、天井材の落下や間仕切り壁の転倒等により、使用不可となっている会議室が2Fに数部屋あった。会議棟の1Fには研究室があるが、こちらの天井材には損傷は見られない(材質や仕様が異なる可能性あり)。</p>		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	<p>建物全体としては継続使用がなされたが、部分的に継続使用性を阻害した要因としては、以下のものがあつた。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・3F手すりの損傷(建物外周部、2Fの手すりには損傷は見られない) ・庁舎棟と会議棟のエクステンションジョイント部の損傷(カバーや天井の一部の脱落) ・会議棟の2F会議室における天井材の落下、間仕切り壁の転倒 		
修復・建替えの方法等	<p>県の営繕課が復旧のための検討を行っており、8月中に方針が決定するものと思われる。県の営繕部がどこまで主体的に復旧を行うかは現状では不明である。県の営繕部が関与しない部分については、庁舎側で対応を協議する。庁舎側からは被害箇所の報告を行っており、復旧の優先順位についての希望も伝えている。</p>		

表 2.3.1.14 庁舎 No. 14 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.14	調査日: 2016年8月16日	
竣工年	1997年10月		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 3階、塔屋 0階、地下 0階 基準階平面 約 m×約 m 高さ 約 11.6m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平坦地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 PHC 杭径 500~600mm 杭長さ 21m(支持地盤までの距離))		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無 <input type="checkbox"/> 耐震扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設(<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設(<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	-	建物付近の計測震度(本震)	6強(6.2)
応急危険度判定	未実施	応急危険度判定結果	被災後一週間程度で、建築士による調査を行ってもらい、災害対策本部
被災度区分判定	未実施	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	<ul style="list-style-type: none"> ・エントランス屋上の鉄骨梁を支えるRC造コーベルのコンクリートが剥落した。また、3FブリッジもRC造のコーベルで鉄骨梁を受けているが、コンクリート片が下側の仕上げ材を貫通して、廊下に落下した。本震の後に、当時、現地に駐屯していた自衛隊からの指示を受け、外に避難した。その後、建築士による確認が行われるまでは、建物への出入りは職員のみとし、災害対策本部を建物の外側に設置した。 ・被災後一週間程度で、判定を依頼した建築士の訪問があり、直ちに鉄骨梁が落下する恐れがないこと、その他の主要部材にも大きな損傷がないことが確認されたため、1Fエントランス部分に足場を置いて一部区画の立ち入りを制限することで、災害対策本部を建物内に戻し、来庁者が入館できるようにした。2Fブリッジも立ち入り禁止としているが、他の動線があるため、継続使用性への影響はない。 ・建築士による確認が行われるまで、庁舎を使用することができず、建物の使用に影響を及ぼしたと考えられるため、応急危険度判定のようなものを速やかに実施できるとよいが、建築士が町内にいないので、人材を確保するのが難しい。 		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	被災直後は、RC造コーベルの損傷により、建物の使用を制限した。その後は、一部エリアの立ち入り制限は行ったが、普段使用するスペースでなかったため、建物の継続使用に影響は及ぼしていない。		
修復・建替えの方法等	今回の地震で被害を受けたエントランス屋上と3FブリッジのRC造コーベルの横に、RC造梁と鉄骨材を増設する補強案を作成済みで、年度内に工事を完了する予定である。7月に参議院選挙があったため、それまでは工事を止めていたが、現在では再開している。		

表 2.3.1.15 庁舎 No. 15 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.15	調査日: 2016年8月17日	
竣工年	区役所棟:2012 公民館棟:2002		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input checked="" type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 3階、塔屋 -階、地下 -階(※区役所棟) 基準階平面 約 54m×約22.3m 高さ 約13.85m(※区役所棟)		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平坦地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から 600m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震(※区役所棟)		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他() (※区役所棟)		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 SC 杭径600(700)~800(950)mm 杭長さ 42m)(※区役所棟)		
外装仕上げ	<input checked="" type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input checked="" type="checkbox"/> ブロック(※区役所棟) <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設 (<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) (※区役所棟) <input checked="" type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設(※公民館棟) <input checked="" type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設 (<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input checked="" type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	6弱	建物付近の計測震度(本震)	6弱
応急危険度判定	実施済	応急危険度判定結果	緑
被災度区分判定	未実施	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤沈下と見られる影響で、建物裏手の自動ドアが使えなくなっている。ただし、他に出入り口はあるので、被災直後からも業務の停止などには至っていない。 ・エレベーターは、前震後は点検せず(点検が来る前に本震が来た)、本震後は点検を行い支障の無いことを確認したが、余震が頻発していたのでしばらくは使用せず、5月上旬の連休明けを目処に様子を見て使用を再開した。 ・防火扉や火災報知機が作動したが、誤作動であることを確認した。(その後の余震でも震度4程度でしばしば誤作動) ・応急危険度などの判定体制は、市全体としてはないので、庁舎管理の管轄として個別に対応することになっている。18日に市の営繕課が判定作業を行った(200施設を約1週間以内に判定)が、それまでは自前で対処した。 ・建物施設の問題とは別に、地域の断水があったが、特にトイレは雨水の使用で断水に対応するようになっており、利用は可能だった。 ・低層側公民館棟をもともと避難所として使用していたが、その後本館も開放した。7/22には避難所は閉じ、8/16から「公民館」としての業務を再開している。 ・BCPに関するマニュアルは用意していたが、今回の震災では地域の被災も少なく、日常業務の継続を優先したため、マニュアルを使用することはなかった。 ・今回、施設管理者が技術者でなかったことから、継続使用の判断をするための調査の優先順位などがわからず、初動にもたつきがあった。今後は危機防災管理室との連携が必要であると考えている。 		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	<ul style="list-style-type: none"> ・業務の中断は基本的にはなかった。 		
修復・建替えの方法等	<ul style="list-style-type: none"> ・県の事務所協会に被害調査とその報告を依頼しており、その内容を見て復旧の計画を建てる予定。 		

表 2.3.1.16 庁舎 No. 16 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.16	調査日: 2016年8月17日	
竣工年	2012年		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 3階、塔屋 1階、地下 - 階 基準階平面 約 65.6m×約 23.4m 高さ 約 17.3m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から - m、川・海・湖沼から - m		
構造種別	<input type="checkbox"/> RC <input checked="" type="checkbox"/> S <input checked="" type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input checked="" type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 鋼管 杭径 600~1600mm 杭長さ 28.0m)		
外装仕上げ	<input checked="" type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input checked="" type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設 (<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input checked="" type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設 (<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度 (前震)	6弱	建物付近の計測震度 (本震)	6弱
応急危険度判定	実施済	応急危険度判定結果	緑
被災度区分判定	未実施	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	(○は施設管理者記入、・はヒアリングに基づき建築研究所で記入) ○3F本震後、天井ダクト吹き出し口脱落のため立ち入り禁止。エレベータ1基故障のため使用不能。1Fバス停付近陥没のため立ち入り禁止。 ・躯体は問題なかった(入口脇の雑壁のかぶりの剥落等軽微な損傷が見られた)。4/18に市の営繕・指導課による調査、4/19に設計者(久米設計)による調査が行われた。 ・東側1~2F階段の天井に亀裂があり、一時的に使用禁止とした。 ・3Fの調理室で天井配管の被害(ドレーン管外れによる水漏れ)のため使用ができなかった。庁舎管理の担当者が本震の翌々日(18日)に応急復旧を行った。 ・3Fでは他に天井落下の恐れもあり、執務スペースは使用禁止とした。 ・避難所として指定された施設ではなかったが、前震後から避難者を受け入れており、廊下などのスペースを供出した。(2000名程度、一月程度で解消) ・避難者対応は職員が行ったが、もともと3Fで行っていた一部の業務(子供福祉課・東保健福祉センター)が停止しておりその人員を充てた。 ・本震後、入口の自動ドアが地盤変状に伴って動かなくなっていたが、2日程度で手動で動かせるように復旧した。1か月程度で完全に復旧した。 ・空調は完全ではなかったが、それほど空調が必要な季節でなく、業務に支障は出なかった。 ・停電はなかったと思われる。(トイレが使用可能だった)		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	(○は施設管理者記入、・はヒアリングに基づき建築研究所で記入) ○3F本震後、天井ダクト吹き出し口脱落による		
修復・建替えの方法等	(○は施設管理者記入、・はヒアリングに基づき建築研究所で記入) ○庁舎設備管理者による修復(業務委託) (天井部分水漏れ応急修理、1Fバス停付近敷石補修、照明器具脱落修理) 余震後、照明器具カバー脱落		

表 2.3.1.17 庁舎 No. 17 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.17	調査日: 2016年8月17日	
竣工年	1905年6月		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 3 階、塔屋 1 階、地下 - 階 基準階平面 約 60 m×約 19.15 m 高さ 約 14.60 m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平坦地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から 1000 m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input checked="" type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input checked="" type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種 A種・C種 杭径 φ500~700mm 杭長さ 14m)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input checked="" type="checkbox"/> 防火扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設(<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input checked="" type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設(<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input checked="" type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	6弱	建物付近の計測震度(本震)	6弱
応急危険度判定	実施済	応急危険度判定結果	緑
被災度区分判定	未実施	被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	<ul style="list-style-type: none"> ・本震直後は、職員が点検を行った。4/20に市の営繕担当者による点検が行われた。いずれも無被害との結果であった。 ・施設内の問題ではなく、地域全体の断水があり、雨水等の利用をしていないことから簡易トイレの設置などの対処が必要となった。(市全体で一週間程度で復旧) ・エレベータは、もともと執務時間外(18:30~翌朝9:00)は運転を停止していたので、閉じ込め等の影響はなかった。点検では問題ないとされたが、使用の再開は本震後一週間程度となった。 ・停電はあったが自家発電装置が作動した。 ・建物内の配管は問題なかったが、建物外に出るところで、おそらく周囲地盤の沈下により破損したとみられる被害があった。(調査時点で復旧済み) 		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等			
修復・建替えの方法等			

表 2.3.1.18 庁舎 No. 18 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.18	調査日: 2016年8月18日	
竣工年	昭和51年		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 2階、塔屋 階、地下 階 基準階平面 約 m×約 m 高さ 約 m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種PC 杭径350mm 杭長さ20m:継ぎ杭)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input checked="" type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input type="checkbox"/> 防火扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設 (<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設 (<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度 (前震)	5弱	建物付近の計測震度 (本震)	6強
応急危険度判定		応急危険度判定結果	
被災度区分判定		被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等			
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	<p>前震時は何ともなかった。 本震後も構造躯体に特段の被害はなかった。 周辺村落の被害も軽微であった。 防火設備にも特に問題はなかった。 ライフライン関連→停電約2~3週間(1週間発電車両)、しばらく地域一帯が断水 自動ドアのレールが変形 天井材の一部が落下、冷房吹き出し口のはずれ</p>		
修復・建替えの方法等	今回の震災被害を受けてというわけではないが、庁舎は移転する予定(現在、新庁舎建設中)		

表 2.3.1.19 庁舎 No. 19 の調査結果

(1) 建物概要			
建物名称	庁舎No.19	調査日: 2016年8月18日	
竣工年	昭和61年		
耐震診断	なし (診断結果)		
耐震改修	なし (改修年)		
建物用途	<input type="checkbox"/> 学校、 <input type="checkbox"/> 体育館、 <input type="checkbox"/> 公民館、 <input checked="" type="checkbox"/> 庁舎、 <input type="checkbox"/> 医療施設、 <input type="checkbox"/> 事務所、 <input type="checkbox"/> 店舗、 <input type="checkbox"/> 工場 <input type="checkbox"/> その他()		
建物規模	地上 2階、塔屋 1階、地下 階 基準階平面 約 m×約 m 高さ 約 m		
敷地の地形	<input checked="" type="checkbox"/> 平坦地 <input type="checkbox"/> 傾斜地 <input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> くぼ地		
周辺の地形	崖から m、川・海・湖沼から m		
構造種別	<input checked="" type="checkbox"/> RC(梁の一部にプレストレス) <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SRC <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> プレキャスト <input type="checkbox"/> 免震		
構造形式	<input checked="" type="checkbox"/> ラーメン構造 <input type="checkbox"/> 壁式構造 <input type="checkbox"/> 筋かい構造 <input type="checkbox"/> 混合構造 <input type="checkbox"/> その他()		
基礎構造	<input type="checkbox"/> 直接基礎 <input checked="" type="checkbox"/> 杭基礎(杭種PHC 杭径400mm 杭長さ13m)		
外装仕上げ	<input type="checkbox"/> 打放し <input type="checkbox"/> モルタル <input checked="" type="checkbox"/> タイル <input type="checkbox"/> 石貼 <input type="checkbox"/> PCカーテンウォール <input type="checkbox"/> メタルカーテンウォール <input type="checkbox"/> ブロック <input type="checkbox"/> ALCパネル <input type="checkbox"/> その他()		
内装材	<input checked="" type="checkbox"/> 在来天井 <input type="checkbox"/> システム天井 内壁種類() <input type="checkbox"/> 防火扉の有無		
当該建物の分類	<input checked="" type="checkbox"/> 災害応急対策活動に必要な施設 (<input checked="" type="checkbox"/> 災害対策の指揮、情報伝達等のための施設 <input type="checkbox"/> 救護施設) <input type="checkbox"/> 避難所として位置づけられた施設 <input type="checkbox"/> 人命及び物品の安全性確保が特に必要な施設 (<input type="checkbox"/> 危険物を貯蔵又は使用する施設 <input type="checkbox"/> 多数の者が利用する施設) <input type="checkbox"/> その他()		
(2) 被害概要等			
建物付近の計測震度(前震)	5強	建物付近の計測震度(本震)	6弱
応急危険度判定		応急危険度判定結果	
被災度区分判定		被災度区分判定結果	
(3) 被災後の継続使用の判断に関する情報			
立入禁止の判断に至った経緯等	2階部分の渡り廊下のエキスパンションジョイントの接続部分が損傷したため、念のため一時的に通行止め(使用禁止措置)をとった(連休明け程度まで)。		
継続使用の阻害要因となった部位の情報等	構造躯体に特段の被害はなかった(壁の一部に軽微なひび割れ程度)。 周辺地盤にも特に問題はなかった。 ライフライン関連→一時停電(1時間程度) 設備関係→特に問題なし 消防設備関係→特に問題なし		
修復・建替えの方法等			

2.3.2 分析結果

継続使用性判断の実態に関する調査の調査結果を用いて分析を行った。図 2.2.1.1 に示す継続使用性の分析フローにより判断した結果を表 2.3.2.1 のように示す。また分析した内容を、旧耐震基準によって建設された建築物と新耐震基準によって建設された建築物のそれぞれに分けて以下のようにまとめる。

表 2.3.2.1 分析結果一覧

建築物名称	耐震診断		建物区分	震度		応急危険度判定		被災度区分判定		継続使用性の判断区分		
	有無	結果		前震	本震	有無	判定結果	有無	判定結果	前震後	本震後	本震半月後
庁舎No.1	有	OK	旧耐震	5強	6強	無	-	無	-		OK1	
庁舎No.2	有	NG	旧耐震	5強	6強	不明	-	有	3階・中破		NG2	
庁舎No.3	無	-	新耐震	5弱	6強	有	緑	調査中	-		OK1	
庁舎No.4	診断中	-	旧耐震	5弱	6弱	有	緑	無	-		OK1	
庁舎No.5	無	-	新耐震	6弱	7	無	-	無	-		OK1	
庁舎No.6	有	NG	旧耐震	5弱	5強	無	-	無	-	OK2	NG2	
庁舎No.7	有	NG	旧耐震	4	5弱	有	黄	無	-	OK1	OK2	NG2
庁舎No.8	有	NG	耐震改修	5強	6弱	有	緑	実施予定	-	OK1	OK2	
庁舎No.9	有	NG	耐震改修	7	7	有	赤	調査中	-	OK2	NG2	OK2
庁舎No.10	無	-	新耐震	6弱	6強	有	黄	無	-		OK2	
庁舎No.11	無	-	新耐震	6弱	6強	無	-	無	-		OK2	
庁舎No.12	無	-	新耐震	6弱	6強	無	-	無	-		OK1	
庁舎No.13	有	NG	耐震改修	6弱	6強	無	-	無	-		OK2	
庁舎No.14	無	-	新耐震	-	6強	無	-	無	-		OK2	
庁舎No.15	無	-	新耐震	6弱	6弱	有	緑	無	-		OK1	
庁舎No.16	無	-	新耐震	6弱	6弱	有	緑	無	-		OK2	
庁舎No.17	無	-	新耐震	6弱	6弱	有	緑	無	-		OK1	
庁舎No.18	無	-	旧耐震	5弱	6強	不明	-	不明	-			
庁舎No.19	無	-	新耐震	5強	6弱	不明	-	不明	-		OK2	

(1) 旧耐震基準によって建設された建築物

旧耐震基準によって建設された建築物のうち、未改修のものは6事例あった。このうち、前震後に継続使用していたが、本震後に継続使用しなかった事例が3例あった(庁舎 No.2, 庁舎 No.6, 庁舎 No.7)。本震後の状況としては、壁のひび割れ、Exp.J 周辺の損傷、天井材の損傷等が生じており、いずれの庁舎も、

- 1) 耐震診断の結果が NG であったこと
- 2) もともと新庁舎建設の計画があったこと

の2点が継続使用しなかった判断(NG2)の背景として共通している。庁舎 No.7 ではさらに、余震回数が多点と過去に未経験の震度を経験した点も、継続使用しないことの判断に影響した。

耐震診断において耐震性能が充分であったと判断されていた庁舎 No.1 は継続使用できていた(OK1)。

一方、旧耐震の庁舎のうち、耐震改修済みのものは3事例あった(庁舎 No.8, 庁舎 No.9, 庁舎 No.13)。このうち庁舎 No.9 については、前震後は役場内で窓口業務は行っていないが、災害対応業務は実施していた(OK2)。しかし、本震直後はすみやかに庁舎内を立入禁止し(NG2)、災害対策本部を別の施設に再設置した。その後、庁舎内の危険な範囲(損壊したエレベータ棟、庇、渡り廊下)を撤去して、約半月後に業務を復帰している(OK2)。なお、役場と別棟の議会棟は前震発生直後から立入禁止となっていた。庁舎 No.8 と庁舎 No.13 については、いずれも本震後に天井材や Exp.J 等の損傷が確認され、部分的に立入り制限の範囲があったものの継続使用できている(OK2)。例えば庁舎 No.13 では、会議棟の会議室で天井材の落下等の大きな被害が生じたが、常時使用するエリアではないため、庁舎の継続使用に大きな影響を及ぼさなかったとのことである。

(2) 新耐震基準によって建設された建築物

新基準によって建設された建築物は 10 事例あった。これらの庁舎はいずれも、本震後に施設全体を立入禁止にせず継続使用できているが、部分的に使用制限された箇所もあった（OK1 又は OK2）。使用制限された範囲としては、大きく以下の 2 通りに分けられる。

- 1) Exp.J の接続部分を含む範囲
- 2) 落下の恐れのある部分（天井材、ダクト吹出し口、手すり、RC 造コーベル）の直下の範囲

2.3.3 今後の課題

発災直後の段階での継続使用性判断の課題として、応急危険度判定の円滑な実施が難しい状況（判定可能な人材の確保が難しいなど）が複数の庁舎で確認された（庁舎 No.8, 庁舎 No.14, 庁舎 No.15）。なお、応急危険度判定又はこれに準じた判断の結果、調査済と判定された庁舎が 6 事例あったが、これらはいずれも、発災直後に継続使用できていた（OK1 又は OK2）。

2.4 追加調査

建築物の被災度とその継続使用性についての検討の一環として、地震後に建築物がどのように補修されたか、または除却されたかについての追加調査を実施した。この調査では、建築研究所が被害調査を行った建築物を対象としている。なお対象とした建築物は文献[2-1]の建築物であり、その被害調査結果は文献[2-1]を参照のこと。表 2.4.1 に追加調査を行った結果の一覧を示す。表 2.4.1 の分析により下記のことになった。

- 共同住宅 BG, 庁舎 AR, AP は旧耐震建築物であったが、大きな被害のなかった共同住宅 BG や中破判定であった庁舎 AR は補修して継続使用していることが確認できた。一方で、基礎構造や上部構造の被災度が大破となった庁舎 AP は建築物の除却が確認された。
- 共同住宅 C, 庁舎 E, 共同住宅 F, D, A は新耐震建築物であったが、地震により大きな被害を受けて大破判定となった。これら 5 棟のうち、共同住宅 A 以外の 4 棟は除却が確認されたが、共同住宅 A は補修して継続使用していることが確認できた。
- 新耐震建築物の共同住宅 6 棟 (J, I, G, H, L, M) は、地震により中破とりも小さな被害を受けた。これらの 6 棟は全て補修して継続使用していることが確認できた。なおこのうちの 1 棟である共同住宅 L は、非構造の被災度は大破判定となっていたにも関わらず補修して継続使用していた。

以上より、共同住宅 A の例外はあるものの、構造部材が大破となった建物は除却され、中破以下の場合には補修して継続使用していることがわかった。一方で、共同住宅 L は非構造の被災度は大破判定となっていたにも関わらず補修して継続使用できたことから、構造部材の大破とは異なる状況を迎えることを意味しており、被害レベルとして、復旧容易性や継続使用性等の建築物本体の耐震安全性とは別の(建物の危険度レベルは低いことが分かる)用語を用いることで使用者に誤解を与えない表現を用いることが望ましいと考えられる。

表 2.4.1 追加調査結果一覧

建物名称	竣工年	耐震基準	耐震診断結果	耐震改修の予定 (地震前)	上部構造の被災度	基礎構造の被災度	非構造の被災度	補修または除却	確認方法
共同住宅BG	1979	旧耐震	NG	未補強				補修	現地で確認
庁舎AR	1968	旧耐震	NG	補強済	中破			補修	現地で確認
庁舎AP	1980	旧耐震	NG	補強済	大破	大破		除却	現地で確認
共同住宅C	1985	新耐震			大破			除却	現地で確認
庁舎E	1998	新耐震			大破			除却	現地で確認
共同住宅F	1993	新耐震			大破		大破	除却	現地で確認
共同住宅D	1992	新耐震			大破			除却	現地で確認
共同住宅A	1998	新耐震			大破			補修	現地で確認
共同住宅J	1992	新耐震			中破			補修	現地で確認
共同住宅I	2001	新耐震			中破			補修	現地で確認
共同住宅G	2000	新耐震			中破		中破	補修	現地で確認
共同住宅H	1986	新耐震			中破			補修	現地で確認
共同住宅L	1990	新耐震			小破		大破	補修	現地で確認
共同住宅M	1986	新耐震			軽微		小破	補修	現地で確認

2.5 まとめ

熊本地震によって被災した庁舎を対象にして、継続使用性の判断に関する実態把握を目的としたヒアリング調査を実施した。その結果、以下のようなことがわかった。

- 旧耐震基準によって建設された庁舎が、未改修のものは6事例あった。そのうち、本震後に継続使用しなかった事例が3棟みられた。これは、耐震診断の結果がNGであったが耐震改修が実施できなかったことと、もともと新庁舎建設の可能性計画があったことが理由であった。
- 旧耐震の庁舎のうち、耐震改修済みのものは3事例あったが、そのうち2例は、部分的に立入り制限を行い継続使用した。しかし残りの1棟は継続使用できない期間があった。
- 新耐震基準によって建設された建築物は10事例あった。これらの庁舎はいずれも、本震後に施設全体を立入禁止にせず継続使用できているが、部分的に使用制限された箇所もあった。
- 発災直後の段階での継続使用性判断の課題として、応急危険度判定の円滑な実施が難しい状況（判定可能な人材の確保が難しいなど）が複数の庁舎で確認された。

建築物の被災度とその継続使用性についての検討の一環として、地震後に建築物がどのように補修されたか、または除却されたかについての追加調査を実施した。その結果、以下のようなことがわかった。

- 一部の例外はあるものの、構造部材が大破となった建物は除却され、中破以下の場合は補修して継続使用していることがわかった。一方で、共同住宅Lは非構造の被災度は大破判定となっていたにも関わらず補修して継続使用できたことから、構造部材の大破とは異なる状況を迎えることを意味しており、被害レベルとして、復旧容易性や継続使用性等の建築物本体の耐震安全性とは別の（建物の危険度レベルは低いことが分かる）用語を用いることで使用者に誤解を与えない表現を用いることが望ましいと考えられる。

参考文献

[2-1] 国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所：平成28年（2016年）熊本地震建築物被害調査報告（速報），5.5節

(<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/173/index.html>)

第3章

建築物 A に関する調査分析

3.1 検討目的と方法

3.1.1 検討目的

1995年兵庫県南部地震では、新耐震基準の鉄筋コンクリート造建物で柱梁接合部が大破した例が報告されている^[3.1-1]。柱梁接合部入力せん断力の制限など、当時の建築学会の終局強度型耐震指針に適合する柱梁接合部であったにも関わらず大きく損傷したことが報告されている。一方、今回の熊本地震では、柱梁接合部が大きく損傷しただけでなく、中間層で大きな残留変形が生じた被害例が報告されている建物がある^[3.1-2]。本報告では、そのうち1998年に竣工した熊本県内の5階建て鉄筋コンクリート造庁舎建物（写真3.1.1）1棟を取り上げる。大地震における大破被害を抑制し地震後継続使用を確保するためには、本建物の被害要因を分析することが必要である。

3.1.2 検討方法

この建物の被害を対象として、現行の柱梁接合部の耐震設計規定の妥当性、現行設計で使われている非線形静的増分解析手法、非線形時刻歴応答解析法におけるモデル化手法などの合理性を検討する。本建物は、3階から上が1×1スパンの搭状のラーメン構造であり、柱梁接合部の構造性能や柱に作用する変動軸力が建物全体の挙動に与える影響が大きい構造形式であるという特徴を有している。本検討では、柱梁接合部の既存の耐震設計規定への適合性を確認し、変動軸力や接合部耐力を考慮したモデルを用いた静的増分解析を実施し、それぞれのモデルが保有する耐震強度を検討する。さらに、構造システムの地震応答が大きくなった要因を検討するために、(1)変動軸力の影響、および、(2)柱梁接合部耐力の影響を反映させた骨組の地震応答解析モデルを作成し、近隣地域で観測された地震波を用いた動的地震応答解析を行い、それぞれの要因が地震応答に及ぼした可能性を検討する。



写真 3.1.1 建築物 A

3.2 建物概要

3.2.1 所在地と構造形式

1998年に竣工した建築物Aは、所在地が熊本県上益城郡益城町(図3.2.1)の鉄筋コンクリート造の5階建て訓練棟である。被災のため本震直後に取り壊し済みである。同じ敷地にある一群の庁舎建物の中の1棟であるが、他の棟には目立った地震被害は見られなかった。

建築物Aは、新耐震基準で設計されたものである。図3.2.2にその構造概要を示す。梁間方向の長さは5.4m、桁行方向の長さは1層と2層が11.7m、3層から5層までが5.4mであり、3層から5層までがセットバックしている。つまり、1層と2層は耐震壁付きラーメンで、3層から5層までが4本柱で構成された塔状の二方向ラーメンである。

3.2.2 構造計画の特徴

構造計算書での各層の建物重量・形状係数・構造特性係数を表3.2.1に示す。構造計算書によれば、本建物は耐震計算ルート3を適用した保有水平耐力計算による検定が行われている。第1層と第2層は、耐震壁付きラーメンでありDs値は0.4、第3層から第5層は純ラーメン構造でありDs値は0.30としている。各階の形状係数Fesのうち、X方向の第2層が1.50、X方向の第3層が1.38と大きく算定されていた。これは、2層では平面形状が矩形ではないことと耐震壁の配置の影響し偏心率が0.437、3層ではセットバックしていることと耐震壁の配置から剛性が急変している影響で剛性率が0.371であったことが原因である。

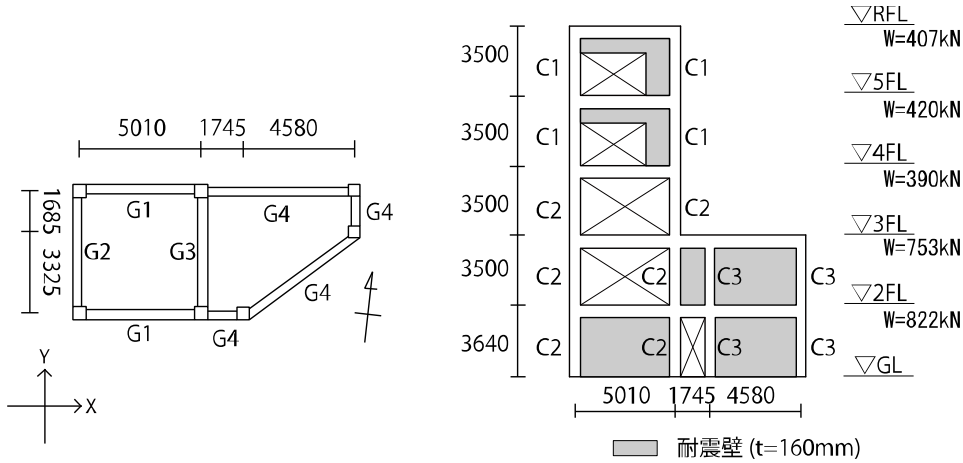
3.2.3 構造体と使用材料

設計図書に基づいて作成した建物の伏図を図3.2.3に、軸組を図3.2.4に、柱梁接合部の配筋を図3.2.5にそれぞれ示す。また、各部材の断面リストを表3.2.2に示す。2~5階のY方向の梁(G₂, G₃)は、配筋量は同じで、幅が350mmとされており、X方向の梁幅400mmと比較すると若干小さい。設計図書によれば、基礎形式は独立基礎での杭支持である。地盤種別は第2種地盤である。

使用材料は、コンクリートの設計基準強度が210kgf/cm²で、鉄筋の鋼種は、呼び名D19以上がSD345、D16以下がSD295A、D10-D19である。



図3.2.1 建築物Aの所在地(国土地理院より引用)



(a) 2F床伏図

(b) x方向軸組図

位置	梁				柱		
	G1		G4		C1	C2	
	RF	5F	4F	2,3F	2,3F	4~5F	
断面							
b×D	350×650	400×650	400×650	400×650	350×650	550×550	550×550
帯筋	D10@200	D13@100	D13@100	D10@150	D10@150	D10@100	D10@100

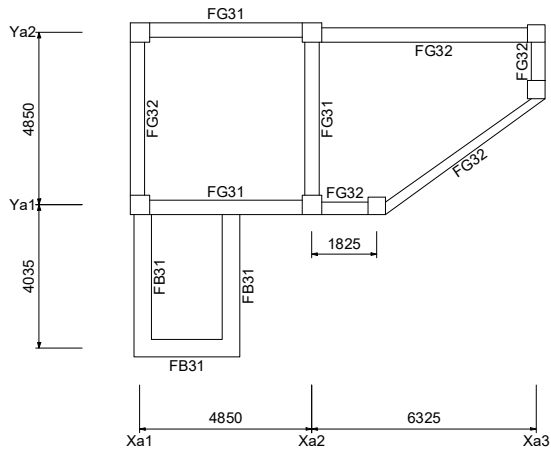
● D22 ○ D19 (単位 mm)

(c) 柱梁の断面

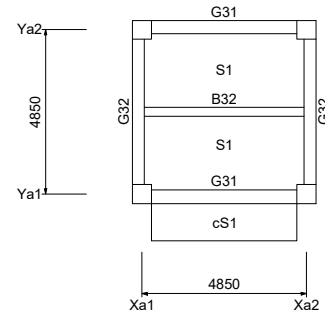
図 3.2.2 建築物Aの構造概要

表3.2.1 構造計算書の建物重量・形状係数・構造特性係数

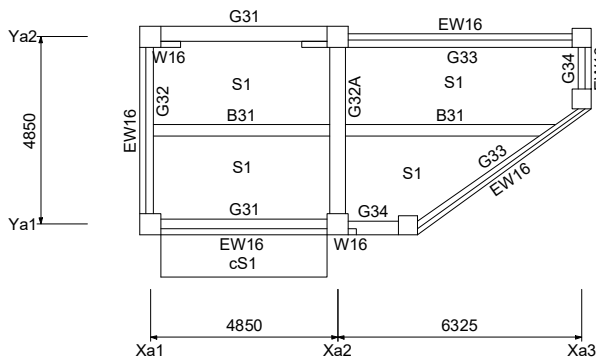
層	建物重量 (単位: kN)		形状係数 F_{es}		構造特性係数 D_s
	計算書	倍率	X方向	Y方向	
5	577	1.42	1.00	1.04	0.30
4	548	1.33	1.06	1.18	0.30
3	509	1.31	1.38	1.06	0.30
2	902	1.20	1.50	1.18	0.40
1	1042	1.27	1.00	1.07	0.40



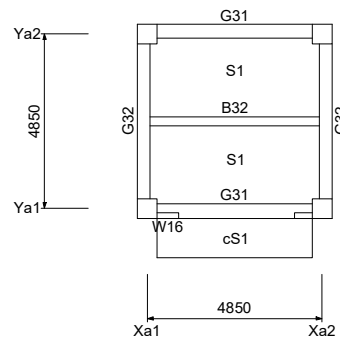
(a) Z₁ 伏図



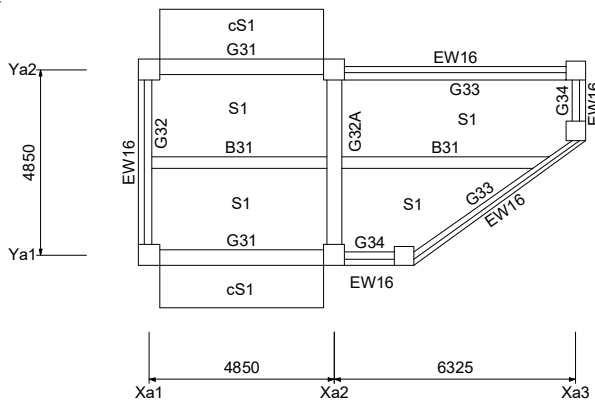
(d) Z₄ 伏図



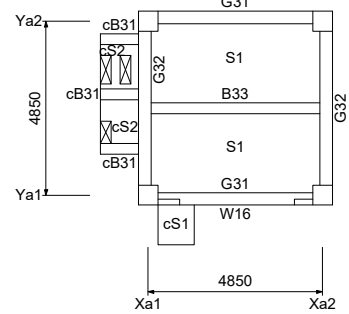
(b) Z₂ 伏図



(e) Z₅ 伏図



(c) Z₃ 伏図



(f) Z₆ 伏図

図 3.2.3 建築物 A の各階の伏図 (単位 mm)

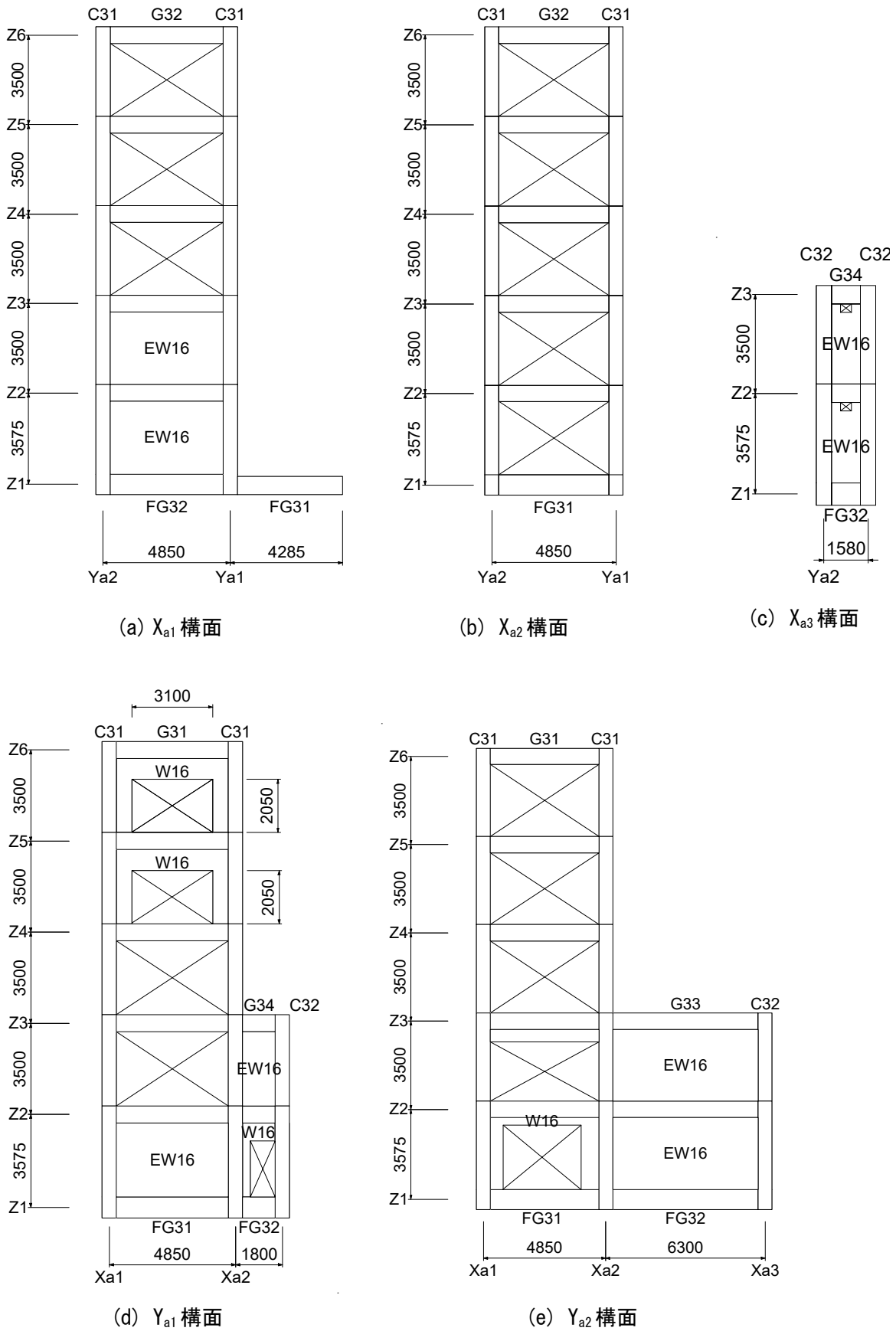


図 3.2.4 建築物 A の軸組図 (単位 mm)

表 3.2.2 部材断面リスト (続く)

(a) 柱断面リスト (単位 mm)

		C31	C32
5階	断面		
	b × D	550 × 550	
	主筋	12-D19	
4階	断面		
	b × D	550 × 550	
	主筋	12-D19	
3階	断面		
	b × D	550 × 550	
	主筋	16-D19	
2階	断面		
	b × D	550 × 550	500 × 500
	主筋	16-D19	8-D19
1階	断面		
	b × D	550 × 550	500 × 500
	主筋	16-D19	8-D19
共通事項		帯筋は一般部分でD10@100 仕口部分でD10@150	

(b) 壁断面リスト (単位 mm)

		EW16	W16
壁厚		160mm	160mm
断面			
	縦筋		D10-@200ダブル
	横筋		D10-@200ダブル
	幅止筋		D10-@1000
開口補強筋	縦筋	4-D13	2-D13
	横筋	4-D13	2-D13
	斜筋	4-D13	2-D13

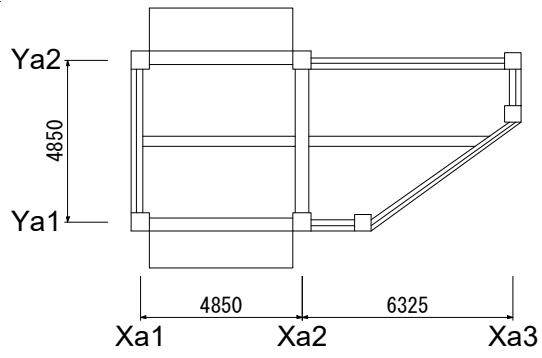
(c) 壁断面リスト (単位 mm)

	版厚(mm)	短辺方向配筋	長辺方向配筋
S1	150	D10,D13@200ダブル	D10@200ダブル

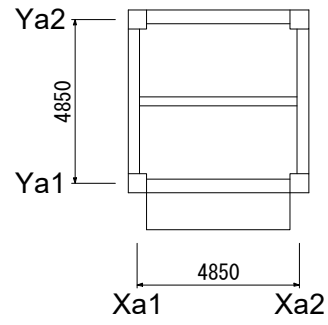
表 3.2.2 部材断面リスト

(d) 梁断面リスト (単位 mm)

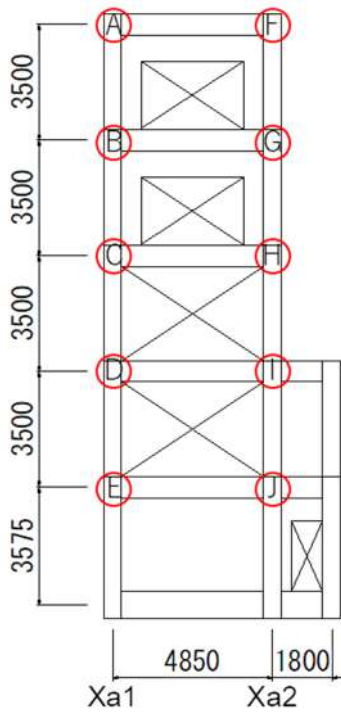
	G31		G32(G32A)		G33		G34
	端部	中央	端部	中央	端部	中央	全断面
Z6	断面						
	b × D	350 × 650		350 × 650			
	上端筋	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22		
	下端筋	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22		
	あばら筋	D10@200		D13@150			
備考							
Z5	断面						
	b × D	400 × 650		350 × 650			
	上端筋	5-D22	3-D22	5-D22	3-D22		
	下端筋	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22		
	あばら筋	III-D13@200		D10@100			
備考							
Z4	断面						
	b × D	400 × 650		350 × 650			
	上端筋	6-D22	3-D22	6-D22	3-D22		
	下端筋	4-D22	3-D22	4-D22	3-D22		
	あばら筋	III-D13@200		D13@100			
備考							
Z3	断面						
	b × D	400 × 650		350 × 650		350 × 650	
	上端筋	3-D22	3-D22	(5)3-D22	3-D22	3-D22	3-D22
	下端筋	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22
	あばら筋	D13@150		D10@150(D10@100)		D13@150	
備考			()内はG32Aを示す				
Z2	断面						
	b × D	400 × 650		350 × 650		350 × 650	
	上端筋	3-D22	3-D22	(5)3-D22	3-D22	3-D22	3-D22
	下端筋	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22	3-D22
	あばら筋	D13@150		D10@150(D10@100)		D13@150	
備考			()内はG32Aを示す				
共通事項	腹筋は全て2-D13						



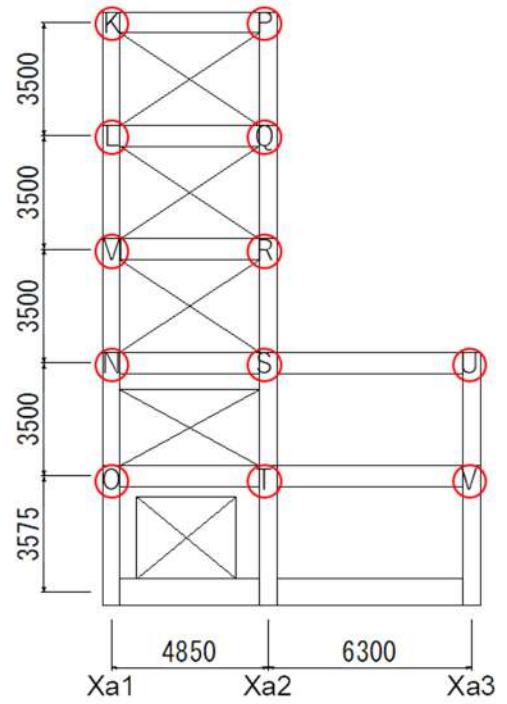
(a) 1~3階伏図



(b) 4,5階伏図



(c) Ya1階伏図



(d) Ya2階伏図

図 3.2.5 柱梁接合部の配筋 (続く)

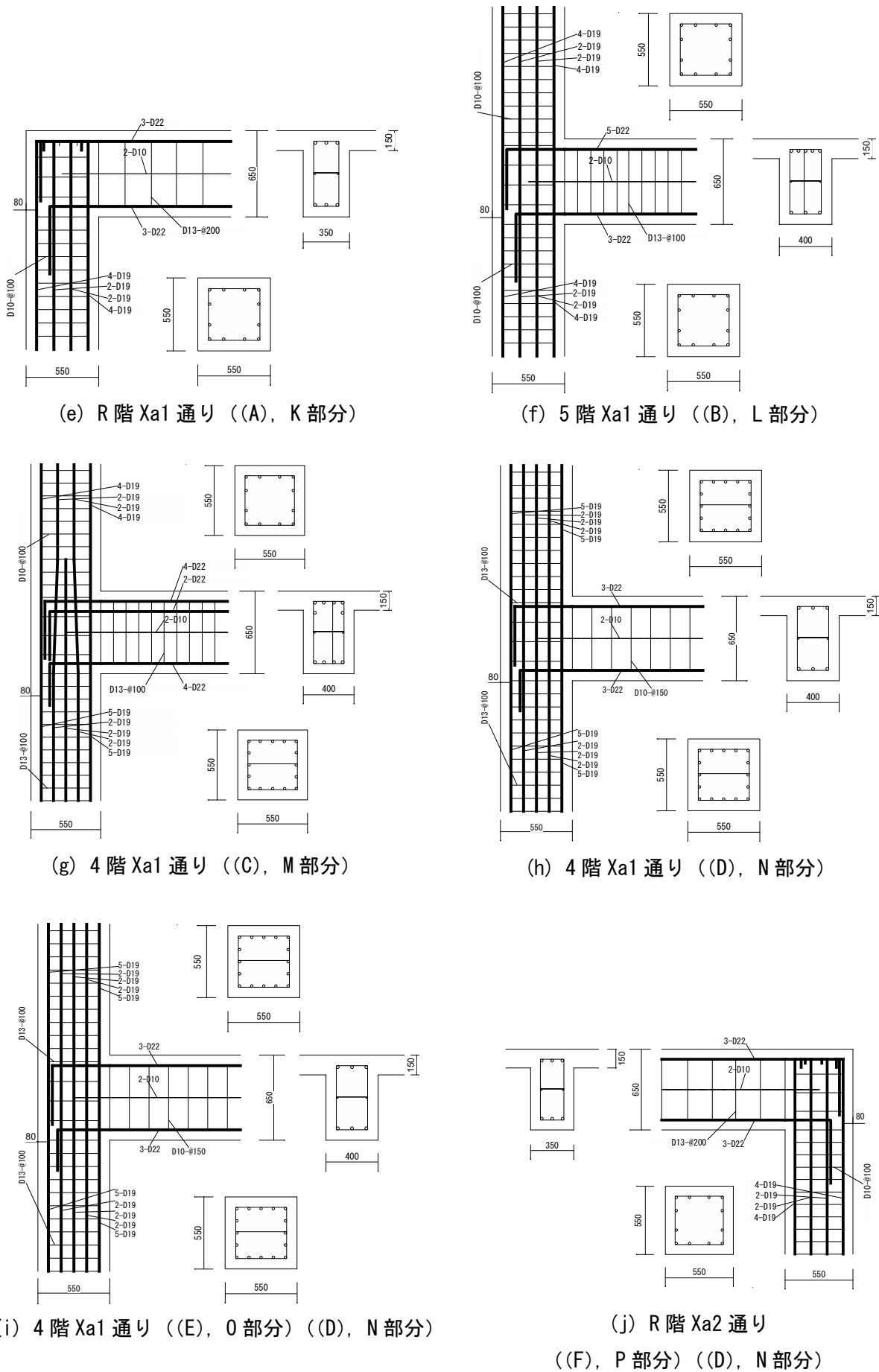
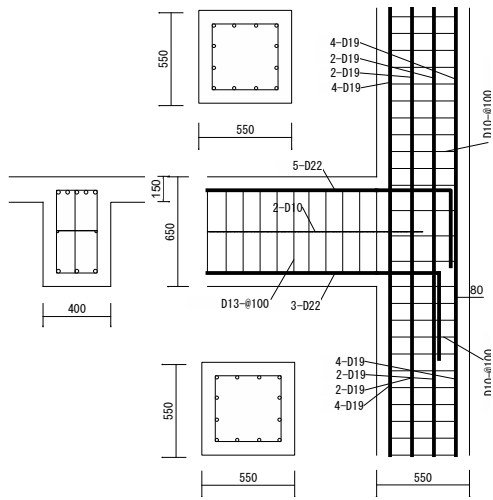
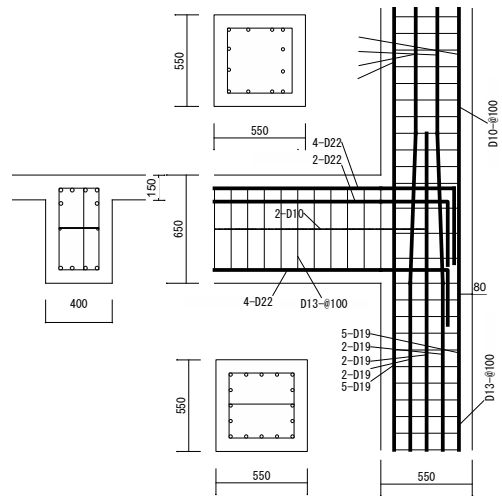


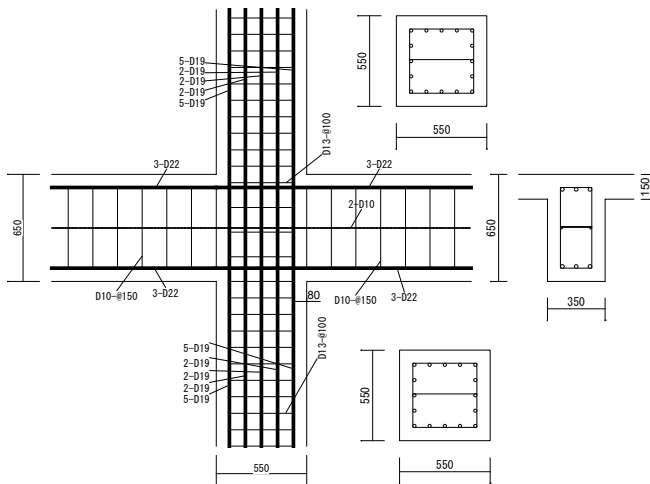
図 3.2.5 柱梁接合部の配筋 (続く)



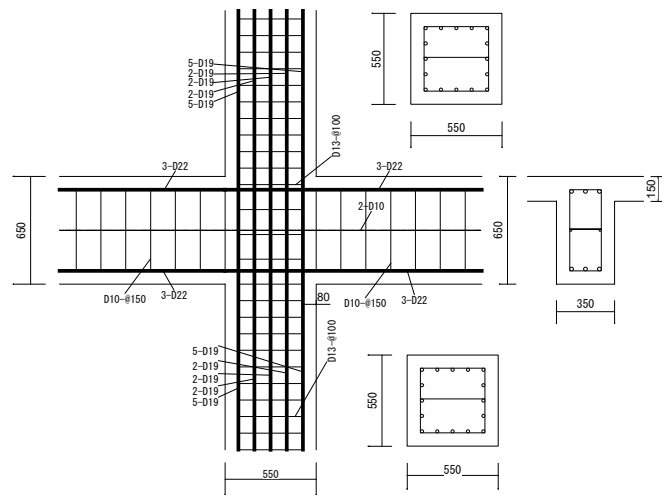
(k) 5階 Xa2 通り ((G), Q 部分)



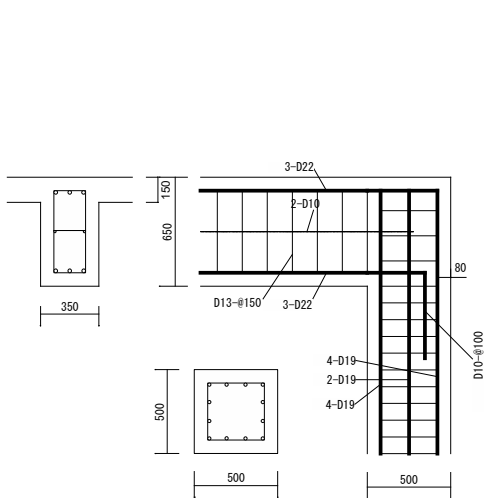
(l) 4階 Xa2 通り ((H), R 部分)



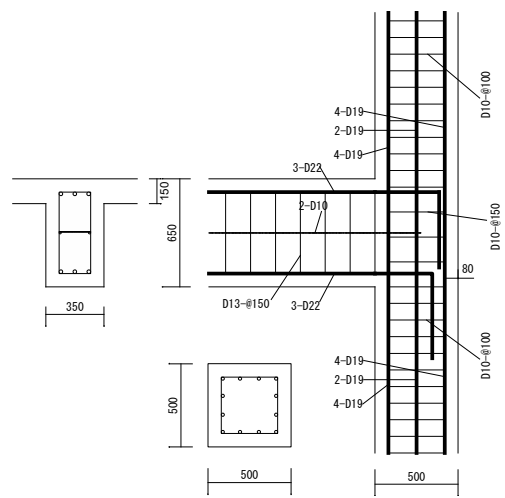
(m) 3階 Xa2 通り ((I), S 部分)



(n) 2階 Xa2 通り ((J), T 部分)



(o) 3階 Xa3 通り (U 部分)



(p) 2階 Xa3 通り (V 部分)

図 3.2.5 柱梁接合部の配筋

3.3 被害概要

3.3.1 被害状況

建築物Aは、2016年熊本地震で4月14日に前震を4月16日に本震を経験し、4月19日に解体されている。前震後の被災写真を**写真3.3.1**に、本震後の損傷状況を**写真3.3.2**にそれぞれ示す。前震直後の調査では、**写真3.3.1**から確認できるように柱梁接合部のコンクリートが3階柱脚側で剥落し、内部鉄筋が露出し一部の柱主筋で座屈が確認されている。3階の柱脚や柱頭4階の大梁ではコンクリートの剥落が見られたが鉄筋が露出する程ではなかった。

本震後は、当該建物が道路側である西方向に大きく傾き、その後、余震により残留変形がさらに増大した。変形が目視で分かる程度に大きくなり、特に3層の層間変形角が大きく中間層で部分崩壊形が形成したものと考えられた。3階だけでなく4階の柱梁接合部には多数のひび割れが発生していた。被害写真からカメラレンズの歪を除き、1階と2階の残留変形を0とみなして遠近法を修正して求めた柱の残留傾きは、3~4層でX方向に約5%、Y方向に約1%であった。

3.3.2 被災度区分判定結果

現行の被災度区分判定基準^[3.3-1]に従い、被害が最も大きく、本震時に大きな残留変形が生じた3階の東西方向（以下、X方向）について、**図3.3.1**と**図3.3.2**に前震後に判定した柱の損傷度を示す。なお、上下の柱梁接合部や大梁の損傷が大きい場合には、これらの損傷度を柱の損傷度に置き換えた。前震後の観察では、 $X_{a1}Y_{a2}$ 柱では3階柱梁接合部の破壊により、柱主筋の座屈が見られたため、損傷度をV(**写真3.3.1**)とした。 $X_{a2}Y_{a2}$ 柱では柱脚においてコンクリートの剥落は見られるものの、鉄筋の破断や座屈は確認できないため、損傷度をIV (**写真3.3.1**)とした。 $X_{a1}Y_{a1}$ 柱、 $X_{a2}Y_{a1}$ 柱は、柱頭や柱に取り付く4階の大梁においてカバーコンクリートの剥落が見られたが、剥落の範囲が限定的であるため、損傷度をIII(**写真3.3.1**)とした。

写真を元に作成した部材の被災状況を**図3.3.3**に示す。本震後には、損傷程度はさらに進行して、全ての3階柱に柱梁接合部の破壊によるコンクリートの剥落と柱主筋の座屈が見られたため、損傷度をVとした。

表3.3.1に前震後と本震後とそれぞれの被災度区分判定の結果を示す。前震後の状態では、3階の各柱を被災度区分判定の「曲げ柱」に分類したところ、耐震性能残存率Rは0.30（大破）となった。また、本震後の耐震性能残存率Rは0.0（倒壊）となった。

表 3.3.1 被災度判定結果 (X方向)

損傷度	前震後			本震後		
	本数	残余性能	本数× 残余性能	本数	残余性能	本数× 残余性能
V	1	0.00	0.00	4	0.00	0.00
IV	1	0.20	0.20	0	0.20	0.00
III	2	0.50	1.00	0	0.50	0.00
II	0	0.75	0.00	0	0.75	0.00
I	0	0.95	0.00	0	0.95	0.00
計	4		1.20	4		0.00
耐震性能残存率			30% (大破)	0% (倒壊)		

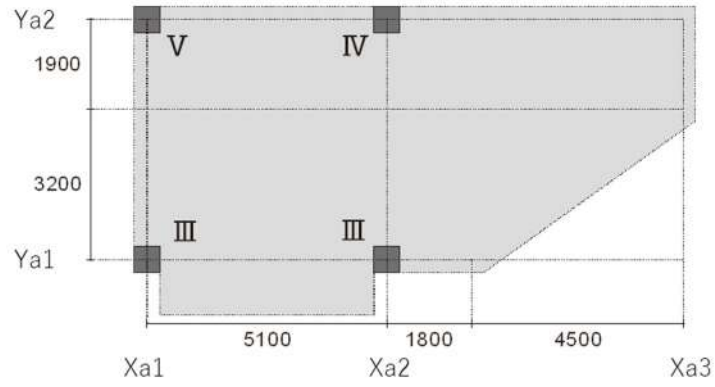


図 3.3.1 前震後の部材損傷度判定結果 (3階)

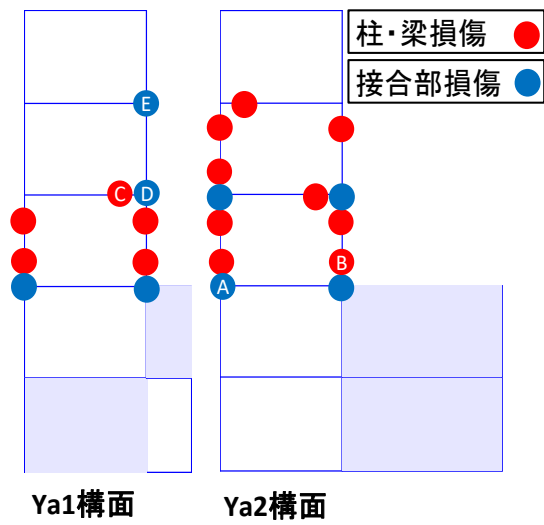


図 3.3.2 前震後の部材損傷度判定結果 (3階)

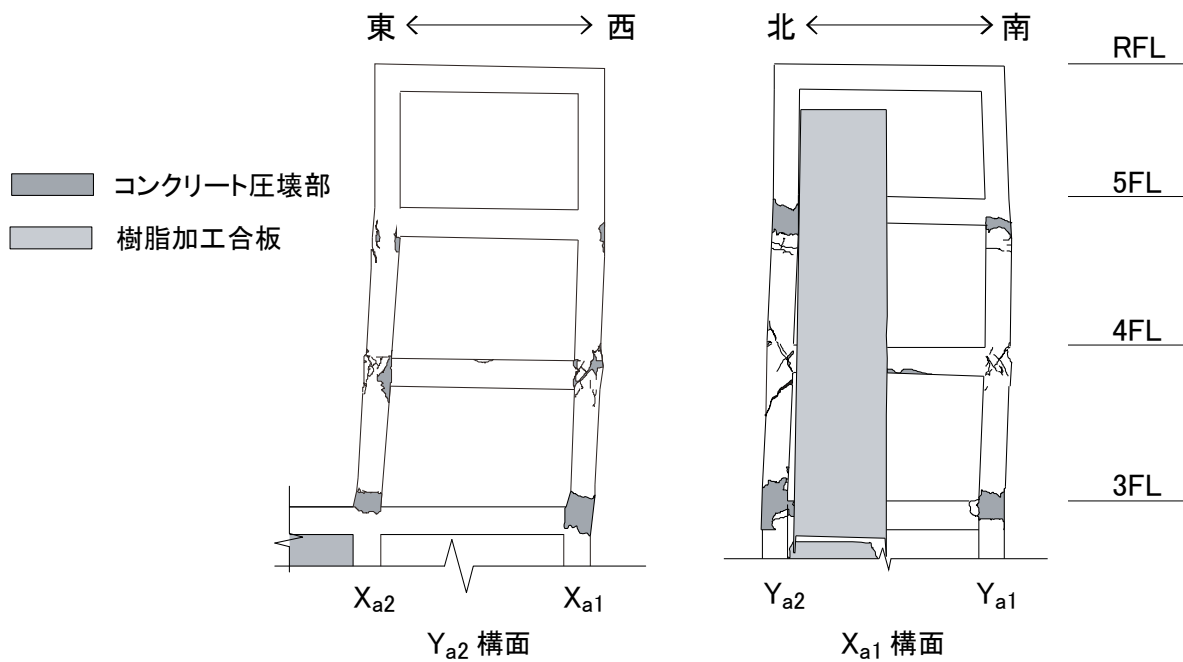


図3.3.3 本震後の部材の損傷状況 (3階～R階)



(a) 前震後の被害 (Ya2 構面)



(b) 前震後の3階柱脚接合部周辺の損傷 (Ya2 構面, 図 3.2.4 における A 部分)



(c) 前震後の3階柱脚の損傷 (Ya2 構面, 図 3.2.4 における B 部分)



(d) 前震後の4階大梁の損傷 (Ya2 構面, 図 3.2.4 における A 部分)

写真 3.3.1 前震後の被害状況



(a) 本震後の被害 (Ya2 構面)



(b) 本震後の被害 (Ya2 構面)

写真 3.3.2 本震後の被害状況 (続く)



(c) 本震後の被害 (Ya1 構面)



(d) 本震後の3階柱脚部の損傷 (Ya2 構面)



(e) 本震後の3階部分の損傷 (Ya2 構面)



(f) 4階柱梁接合部の損傷 (Ya1 構面, 図 3.2.4 における H 部分)



(g) 本震後の5階柱梁接合部の損傷 (Ya1 構面, 図 3.2.4 における G 部分)



(i) 本震後の3階柱脚部の柱梁接合部の損傷 (Ya1 構面, 図 3.2.4 における D 部分)

写真 3.3.2 本震後の被害状況

3.4 分析概要と結果

3.4.1 柱梁接合部の構造性能指標と算出手法

鉄筋コンクリート建物の耐震設計規定は、柱や梁が曲げ降伏しても柱梁接合部の破壊は防ぐことを目標性能としている。そのために、a) 柱梁接合部のせん断入力制限、b) 梁主筋の定着強度の確保、c) 通し主筋の付着入力制限、d) 接合部横補強筋量、e) 柱梁強度比などの規定によりを間接的に目標性能が得られるものとしている。そこで柱梁接合部に大きな損傷が生じた建築物Aの柱梁接合部の設計がこれらの柱梁接合部の耐震設計規定に適合していることを確認する。

柱梁接合部の入力せん断力

柱梁接合部のせん断入力制限について、靱性保証型指針^[3.4-1]に適合していたかを検討する。せん断余裕度を柱梁接合部せん断強度 V_{ju} と接合部入力せん断力 V_j の比として求める。せん断余裕度が 1.0 より大きければ規定に適合していたことになる。ここに、接合部入力せん断力 V_j は、

$$V_j = T - V_c \quad \text{(式 3.4.1)}$$

で求める。ここに、 T は、梁の引張り主筋の降伏時の合力（規格降伏点に公称断面積を乗じる）とする。また、柱せん断力 V_c の値は、梁曲げ終局モーメントにより求めた節点モーメントに基づき、上下の柱の平均モーメント勾配から求める。なお、曲げモーメントの反曲点は階高の半分とする。接合部のせん断強度 V_{ju} は靱性保証型指針に基づき、

$$V_{ju} = 0.8\kappa\phi\sigma_B^{0.7}b_jD_j \quad \text{(式 3.4.2)}$$

で求める。ここに、 κ ：接合部の形状による係数（0.7）、 ϕ ：直交梁の有無による補正係数（0.85）、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度（設計基準強度とする）、 b_j ：接合部の有効幅（梁幅と柱幅の平均値とする）、 D_j ：接合部の有効せい（柱せいから 100mm を引いた値とする）とする。

柱梁接合部の折り曲げ定着強度

梁主筋の折曲げ定着の適合性については、梁主筋の定着強度 f_u が靱性保証型指針に適合していたかを検討する。定着筋の規格降伏点の 1.1 倍に公称断面積を乗じた値と定着強度 f_u の比を定着余裕度とすれば、定着余裕度が 1.0 より大きい場合に規定に適合していることになる。

定着強度 f_u は靱性保証型指針^[3.4-1]に基づき、

$$f_u = 210 \cdot k_c \cdot k_j \cdot k_d \cdot k_s \cdot \sigma_B^{0.4} \quad \text{(単位：N/mm}^2\text{)} \quad \text{(式 3.4.3)}$$

で求める。ここに、 f_u ：折り曲げ定着強度、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度（設計基準強度とする。）、係数 $k_c k_j k_d k_s$ は下式による。

$$k_c = 0.4 + \frac{0.1 \cdot C_0}{d_b} \quad \text{(式 3.4.4)} \quad k_j = 0.6 + \frac{0.4 \cdot l_{dh}}{j} \quad \text{(式 3.4.5)}$$

$$k_d = 0.5 + \frac{l_{dh}}{30d_b} \quad \text{(式 3.4.6)} \quad k_s = 0.7 + \frac{0.5 \cdot d_s^2}{d_b^2} \quad \text{(式 3.4.7)}$$

ここに、 d_b ：定着筋の公称径、 C_0 ：定着鉄筋芯までの側面被り厚さ、 l_{dh} ：定着投影長さ（柱せいから 100mm を引いた値とする）、 j ：梁危険断面の応力中心間距離（はり有効せいの 7/8 倍とする）、 d_s ：定着部に配される横補強筋径。

柱梁接合部の折り曲げ定着の構造規定

また、それ以外に、投影定着長さが靱性保証型指針の規定である、1) 定着投影長さ l_{dh} が鉄筋径 d_B

の8倍以上かつ15cmを上回る、2) 折り曲げ部、余長さが接合部コア内に配されていること、3) 定着折り曲げ長さが柱せいの2/3より短くしないことを確かめる。

柱梁接合部の通し主筋の定着

通し主筋の付着入力制限については、柱主筋について通し定着の必要部材せいの判定式である下式における、右辺/左辺値を付着余裕度とする。付着余裕度が1.0より大きい場合に規定に適合していることになる。

$$\frac{d_b}{D} \leq \frac{6}{1+\gamma} \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \frac{\sigma_B^{2/3}}{\sigma_{yu}} \tag{式 3.4.8}$$

ここに、 d_b ：通し主筋の公称径、 D ：通し主筋のための必要部材せい（梁せいとする）、 γ ：引張り鉄筋と圧縮鉄筋の応力比（=1.0）、 σ_0 ：圧縮軸応力度（=0.0）、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度（設計基準強度）、 σ_{yu} ：主筋の規格降伏点。

柱梁接合部の横補強筋比

接合部横補強筋比 p_{jw} は、靱性保証型指針では、0.003以上と定められており、次式で算定する。

$$p_{jw} = \frac{\Sigma A_{jw}}{(b_c \cdot j)} \tag{式 3.4.9}$$

ここに、 b_c ：柱幅、 j ：梁の上下の主筋の重心間距離、 ΣA_{jw} ：この区間の横補強筋断面積の総和。

柱梁強度比

建築学会の保有水平耐力規準（案）^[3.4-2]では、柱梁強度比が1.0に近い場合に、梁曲げ強度に到達しない原因となる接合部降伏が起こるとされている。ここでは、柱梁強度比を柱の曲げ終局モーメントの和と梁の曲げ終局モーメントの和の比として算出する。スラブ付きT形梁について、片側1.0メートルの範囲のスラブ筋を引張り主筋として考慮する。柱については、増分解析で崩壊機構が形成された時点での軸力を用いる。断面解析によるフェイス面での終局曲げモーメントを節点モーメントに置き換え、柱梁強度比を求める。曲げ終局モーメントは、断面の寸法と配筋及び材料強度に基づく曲げ理論に基づき清算で求める。材料強度には、規格降伏点と設計基準強度を用いる。

柱梁接合部強度低下率

柱梁接合部強度低下率 β_j は、建築学会の保有水平耐力規準（案）^[3.4-2] で提案された係数であり、接合降伏する柱梁接合部の終局モーメントに影響する、a) 梁主筋比、b) 柱梁強度比、c) 梁主筋の定着長さ、d) 柱梁強度比、e) 接合部横補強筋の影響を定量化したものである。この提案式を用いて、柱梁接合部が梁曲げ強度を発揮できたのかを検討する。

検討を行う柱梁接合部について、十字形接合部の場合（式 3.4.10）を、ト型接合部の場合（式 3.4.11）を用いて、節点モーメントの強度低下率 β_j を算出する。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_l f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu}}{M_{bu} + M'_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\Sigma A_{jw} f_{jy}}{\Sigma A_l f_y} \right) \right\} \xi_r \tag{式 3.4.10}$$

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_l f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu}}{M_{bu} + M'_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\Sigma A_{jw} f_{jy}}{\Sigma A_l f_y} \right) \right\} \xi_r \tag{式 3.4.11}$$

ここに、

ξ ：柱梁接合部の有効アスペクト比（= Djb/Djc ）,

ξ_r : 柱梁接合部の有効アスペクト比による接合部降伏強度の補正係数(次式より算出)

$$\xi_r = 1 - 0.5 \left\{ 1 - 2 \left(\xi + (1/\xi) \right)^{-1} \right\},$$

ξ_a : 柱の有効せい比 ($= D_{jc} / D_c$),

b_j : 柱梁接合部の有効幅 ($= b_b + b_{a1} + b_{a2}$),

D_{jc} : 柱梁接合部の有効せい(水平方向),

D_{jb} : 柱梁接合部の有効せい(鉛直方向),

D_c : 柱せい,

M_{cu}, M'_{cu} : 上柱(下柱)の梁フェイスでの曲げ終局時の節点モーメント(軸力は長期で算出)で、柱の曲げ強度は、接合部有効幅 b_j (図 3.4.1) 内にある柱主筋のみを考慮して計算した値,

M_{bu}, M'_{bu} : 左梁(右梁)の柱フェイスでの曲げ終局時の節点モーメントで、T 型梁の場合の曲げ強度に考慮するスラブ筋は、保有水平耐力算定に梁曲げ強度に参入したものと同一とする,

D_b : 梁せい,

$\sum A_{jw}$: 柱梁接合部内の梁の上端筋と下端筋の間に配置された横補強筋の断面積の総和,

f_{jv} : 柱梁接合部の横補強筋の降伏点,

$\sum A_t$: 有効な引張主筋の断面積,

f_y : 有効な引張主筋の降伏点,

F_c : コンクリートの設計基準強度.

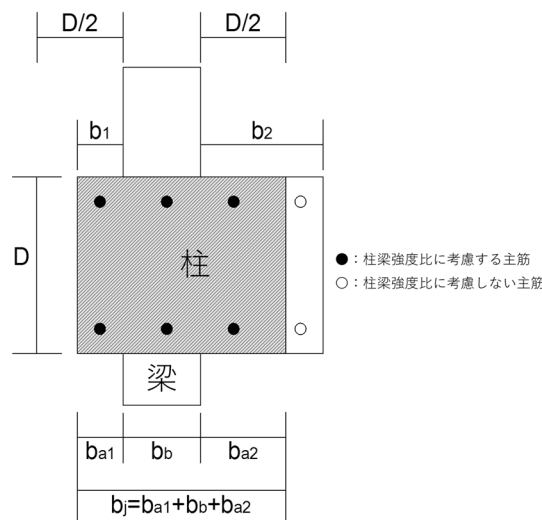


図 3.4.1 柱梁強度比算定のための柱梁接合部の有効幅

柱梁接合部を通過する柱主筋の軸力負担率

柱梁接合部で接合部降伏が起り過大な層間変形が生じると、柱梁接合部に変形が集中する。柱主筋数が少なかったり、拘束鉄筋が少ないと、柱梁接合部内のコアコンクリートが脱落して、コンクリートが柱の軸力を保持できなくなる。その結果、接合部を通過する柱主筋だけが軸力を負担することとなる。柱主筋の軸力比が大きい場合には、主筋が座屈することになり、柱部材の脱落による層支持力の喪失につながり兼ねない。そこで、上柱の長期軸力を柱主筋の全断面積と主筋の降伏強度の積で割った値を軸力比として定義しその目安として検討する。

$$\eta = \frac{N}{A_g \cdot f_y} \quad (\text{式 3.4.12})$$

ここに、 η ：柱主筋の軸力負担率， N ：柱軸力， A_g ：柱梁接合部を通過する柱主筋の断面積の総和， f_y ：柱主筋の降伏点。

3.4.2 柱梁接合部の構造性能指標による被害要因の分析

3.4.1 節の方法により材料の設計基準強度と設計図書に示された配筋から、柱梁接合部の構造性能指標を算定した。図 3.4.2 は、 X_1 構面と Y_1 構面の 3 階床より上の、a) 柱梁接合部のせん断余裕度、b) 梁主筋の定着余裕度、c) 柱通し主筋の付着余裕度、d) 柱梁強度比、e) 接合部横補強筋比を示している。その値は、左から右の方向に加力した場合のものである。なお、接合部の入力せん断力の算定や柱梁強度比の計算にスラブの協力幅内のスラブ筋を梁上端主筋に参入している。

柱梁接合部のせん断余裕度は、スラブ筋がせん断入力を上昇させない側の柱梁接合部では 1.5 から 2.0 程度、スラブ筋がせん断入力を上昇させる柱梁接合部では 0.8 から 0.9 と 1 を若干下回っていた。靱性保証指針では、スラブ筋が考慮されなければならないかが明記されていないため、靱性保証指針の規定を満たしたかの明確な判定はできないが、概ね満たすレベルであったと言える。

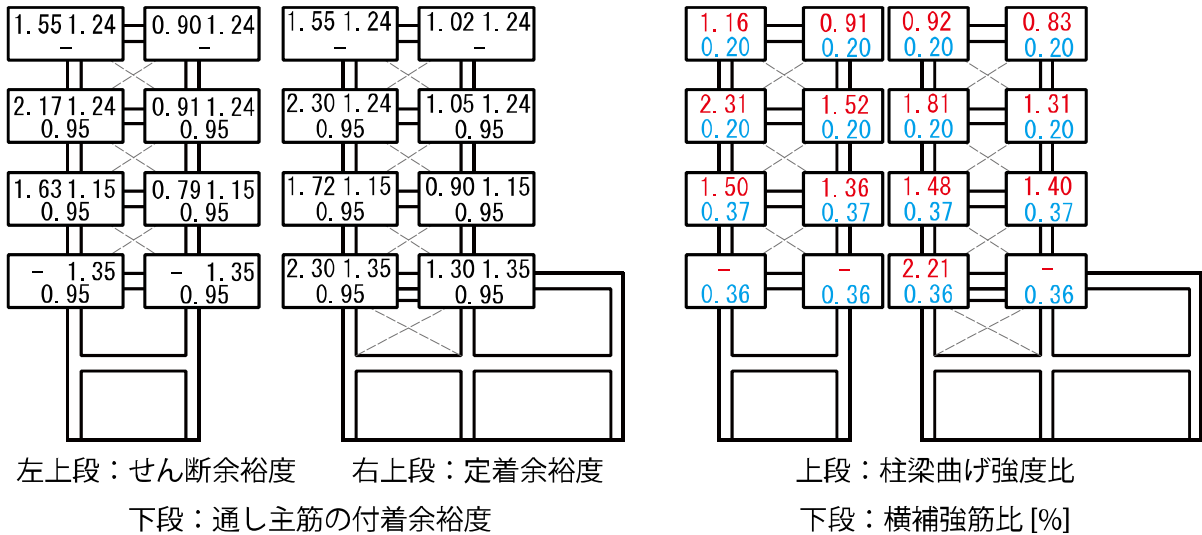
柱梁接合部の折り曲げ定着は、梁主筋の定着余裕度はすべて 1.0 以上あり、靱性保証指針の規定を満たしていた。

柱通し主筋の付着は、付着余裕度が 1.0 を若干下回り 0.95 となったが、大破した 3 階と 4 階の柱梁接合部では、梁曲げ降伏型であるため、柱主筋は降伏に至らないと考えれば、付着応力度は付着強度を概ね下回っていたと考えられる。

接合部横補強筋比は、大破した 3 階と 4 階の接合部で 0.36%ほどあり、4 階と 5 階でも終局強度型指針の最低規定の 0.20%は上回っていた。

柱梁強度比は、スラブ筋により梁曲げ終局モーメントが増大する接合部で、1.3 から 1.5 程度、スラブ筋が梁曲げ終局モーメントが増大させない接合部では 1.5 から 2.3 程度となった。このレベルの柱梁強度比では、過去の実験において接合部降伏が生じている。

大破した 3 階と 4 階ではこれらの柱梁接合部のコアコンクリートが脱落して、主筋の座屈が見られ大きな残留層間変形角が生じたが、支持する軸力を失う倒壊にはいたらなかった。これは、当該柱梁接合部が軸力支持できるかどうかは、コンクリートが脱落した後、主に柱の軸力を負担する柱主筋が座屈するかどうか依存し、柱主筋の断面積、座屈長さを決める拘束筋の間隔、および軸力レベルが関係しているものと考えられる。柱梁接合部における本建物の軸力の目安を検討するため、上柱の長期軸力を柱主筋の全断面積と主筋の降伏強度の積で割った値として表 3.4.1 に軸力比を算出した。建築物 A の Y_1 、 Y_2 通りの 3 階ト形接合部ではそれぞれ 0.18、0.21 であった。したがって、建築物 A では、軸力比が小さく、一部の主筋では座屈も見られたが、柱梁接合部の横補強筋が座屈の進行を妨げて、かろうじて主筋が軸力支持能力を保持したと考えられる。



柱梁接合部強度低下率の値

図 3. 4. 2 建物 A の柱梁接合部の耐震性能

表 3. 4. 1 建築物 A の柱梁接合部における軸力

	3階 (X ₁ Y ₁)	3階 (X ₂ Y ₁)	4階 (X ₁ Y ₁)	3階 (X ₂ Y ₁)
柱幅 b mm	550	550	550	550
柱せい D mm	550	550	550	550
柱主筋の断面積の総和 A_g mm ²	4592	4592	4592	4592
主筋比 ($=A_g/bD$)	0.0152	0.0152	0.0152	0.0152
コンクリート圧縮強度 F_c N/mm ²	20.7	20.7	20.7	20.7
柱主筋の降伏点 f_y N/mm ²	380	380	380	380
長期軸力 N kN	305	364	206	246
軸力比 ($=N/(bDF_c)$)	0.05	0.06	0.03	0.04
軸力比 (鉄筋のみ) ($=N/(A_g f_y)$)	0.18	0.21	0.12	0.14

3.4.3 骨組解析モデルによる被害分析

非線形三次元骨組解析プログラム SNAP ver.7 を用い、X 方向と Y 方向について骨組の弾塑性増分解析を行い対象建物強度と崩壊機構を確認する。また、同じモデルと履歴復元力モデルを用いて、建築物 A の近くで計測された強振観測記録を用いた非線形時刻歴地震応答解析を行い崩壊機構や応答変形を被害と比較する。解析は、三次元骨組モデルによる。柱と梁は材端弾塑性バネモデルによる。耐震壁は 3 本柱置換モデルとする。柱梁接合部は剛としたモデルを用いる。床は剛床を仮定し、基礎固定とする。ただし、本建物は塔状であることから、水平力作用時の柱の変動軸力がその強度と剛性に及ぼす影響が大きいと考え、柱に変動軸力を考慮した復元力特性を設定する MS モデルを採用した。さらに、本建物の柱梁接合部は柱梁強度比が 1.0 に近く接合部横補強筋量が少ないため、接合部降伏により梁端部のモーメントが梁の曲げ強度に達していない可能性があるため、接合部降伏に対応した強度を採用したモデルでの検討も行う。本建物の鉄筋コンクリート壁のモデル化については次の方針による。開口周比が 0.4 以上の開口を持つ壁は袖壁等の非耐力壁としてモデル化し、開口がないまたは開口周比が 0.4 以下の壁については無開口または有開口耐力壁としてモデル化を行うとする。

図 3.4.3 に、ここで採用した鉄筋コンクリート壁のモデル化の図を示す。非耐力壁としてモデル化を行う壁を黄緑色で、耐力壁としてモデル化を行う壁を橙色で表す。この方針に基づいて、以下の 4 種類の構造骨組モデルを設定する。

基本モデル 01 :

部材を全て材端弾塑性バネモデルおよび 3 本柱置換モデルでモデル化し、接合部耐力・変動軸力は考慮していない構造骨組モデル。

基本モデル 02 :

基本モデル 01 のうち柱に MS モデルを適用して静的漸増載荷解析（水平力は A_i 分布に基づく分布）を行い、最大層間変形角 1/25 時点の柱軸力を算定し、その柱軸力を考慮した柱部材の耐力を決定した構造骨組モデル。

接合部耐力考慮モデル 01 :

基本モデル 01 のうち、地震被害で柱梁接合部の損傷が激しい箇所に接続する柱と梁の一部について、材端弾塑性モデルの強度を、(式 3.4.10)、(式 3.4.11) の β_j を用いて算出した柱梁接合部の強度と等しくなるよう終局曲げ強度を低減したモデル。具体的には、図 3.4.4 に示すように静的増分解析において最大変形時点での節点モーメントと危険断面位置モーメントの比率を用いて、接合部耐力 M_j から危険断面位置での値 (M_j') を求める。時刻歴応答解析では、履歴復元力特性モデルを「Degrading Trilinear 型」から「Slip 型」に変更する。

接合部耐力考慮モデル 02 :

基本モデル 02 のうち、地震被害で柱梁接合部の損傷が激しい箇所に接続する柱と梁の一部について、材端弾塑性モデルの強度を、(式 3.4.10)、(式 3.4.11) の β_j を用いて算出した柱梁接合部の強度と等しくなるよう終局曲げ強度を低減したモデル。なお、ここでは、 β_j は短期軸力を用いて算出した。詳細は、接合部耐力考慮モデル 01 と同様である。時刻歴応答解析では、履歴復元力特性モデルを「Degrading Trilinear 型」から「Slip 型」に変更する。

接合部耐力考慮モデル 01 および接合部耐力考慮モデル 02 では、図 3.4.5 において赤丸で囲まれた 12 箇所の柱梁接合部を検討対象とする。実際に耐力低下させた部材の端部を青点にて示す。なお、壁が付帯する部分は柱梁接合部の耐力低下を考慮しない。これらの点で考慮した強度低下率を表 3.4.2 に示す。

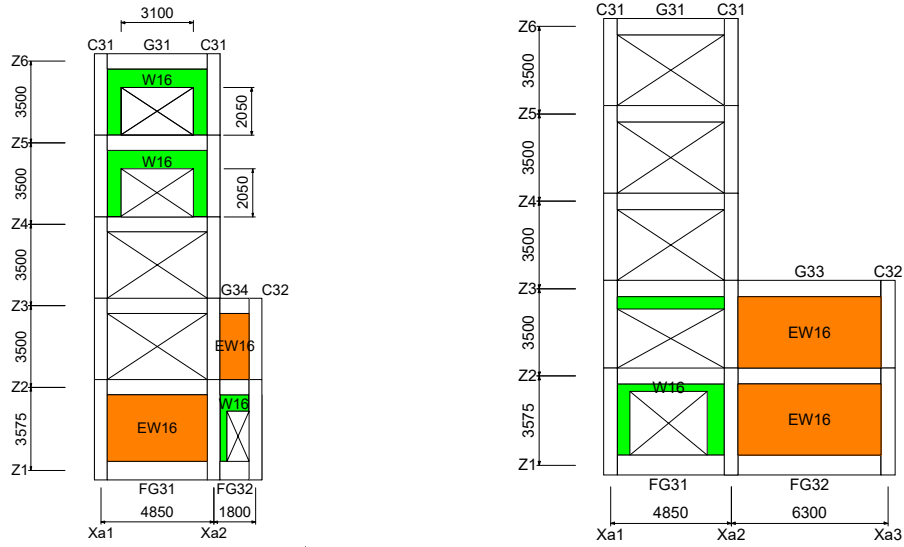


図 3.4.3 Ya2 構面モデル図

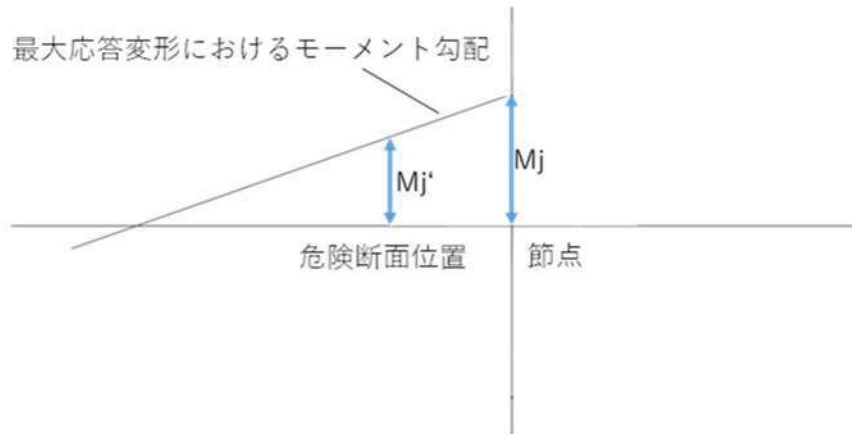


図 3.4.4 M_j と M_j' の関係

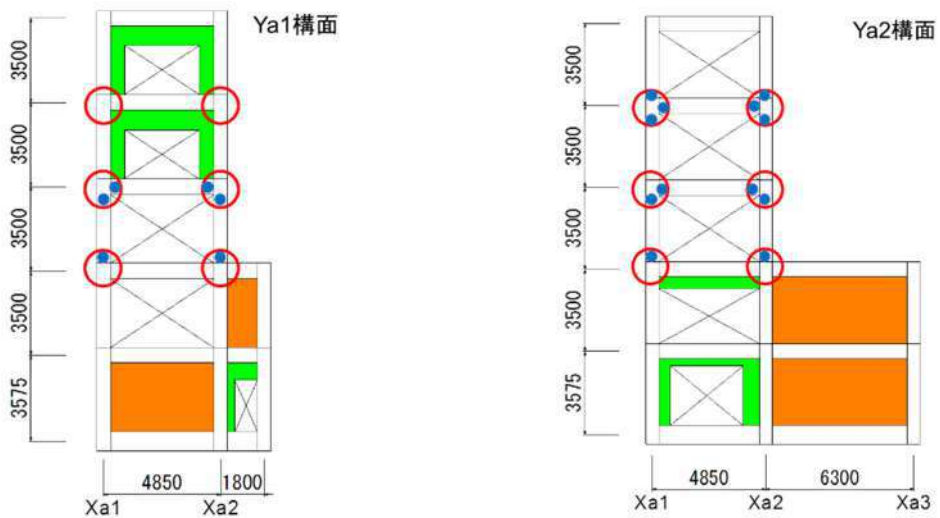


図 3.4.5 接合部耐力検討箇所

表 3.4.2 柱梁接合部の強度低下率

(a) 接合部耐力考慮モデル 01

			上端引張	下端引張
Ya1構面	Xa1	5F	1.000	0.814
		4F	1.000	1.000
		3F	1.000	1.000
	Xa2	5F	0.704	0.954
		4F	1.000	1.000
		3F	1.000	1.000
Ya2構面	Xa1	5F	0.749	1.000
		4F	0.782	0.867
		3F	1.000	1.000
	Xa2	5F	0.901	0.926
		4F	0.744	0.965
		3F	1.000	1.000

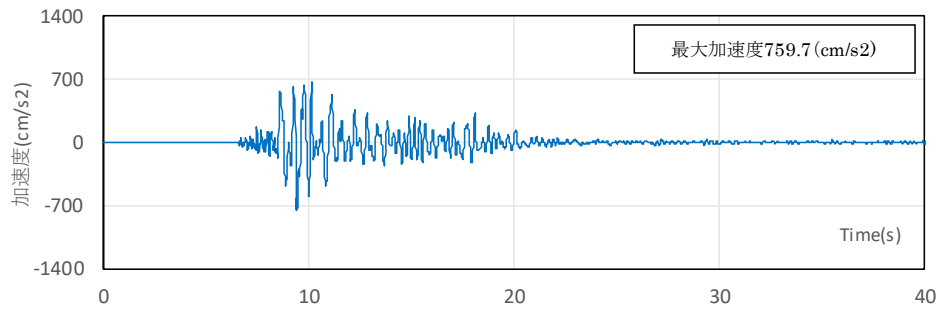
(b) 接合部耐力考慮モデル 02

			上端引張	下端引張
Ya1構面	Xa1	5F	1.000	0.839
		4F	1.000	1.000
		3F	1.000	1.000
	Xa2	5F	0.748	0.924
		4F	1.000	0.758
		3F	1.000	0.917
Ya2構面	Xa1	5F	0.803	1.000
		4F	0.872	1.000
		3F	1.000	1.000
	Xa2	5F	1.000	1.000
		4F	0.850	0.934
		3F	1.000	1.000

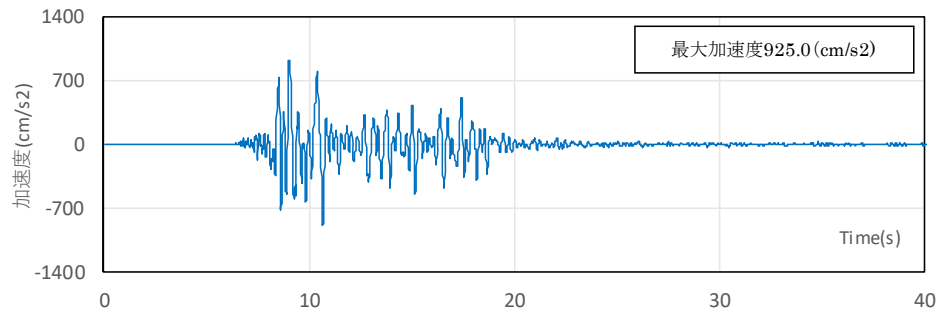
静的解析では、三次元骨組の解析を行う。層せん断力分布はAi分布に基づく分布を仮定する。水平力はX方向とY方向について、それぞれ行う。建物の重量は、表3.2.1に示された構造計算書の値とする。

動的解析は、三次元動的解析とする。2016年熊本地震の前震、本震および2波連続の3つの地震波を使用する。減衰は、剛性比例型で一次固有周期に対する減衰率を2%とする。

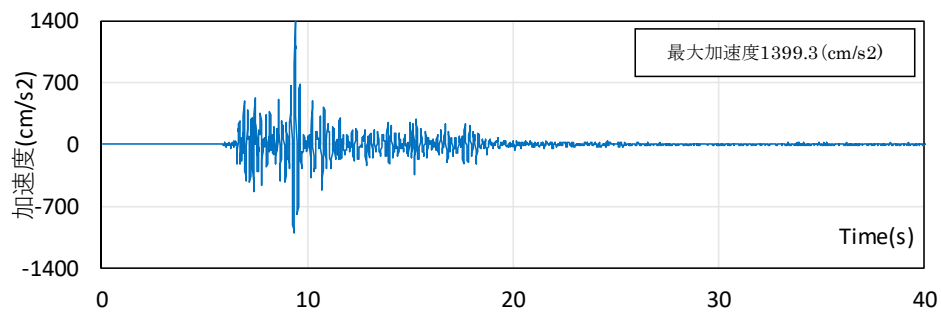
前震、本震のデータはKiK-NET 益城^[3.4.3]のデータを使用する。3方向(NS, EW, UD成分)の時刻40秒までの加速度記録波形を図3.4.6(前震)および図3.4.7(本震)に示し、さらに、減衰率5%の弾性応答スペクトルを図3.4.8および図3.4.9に示す。



(a) NS 成分

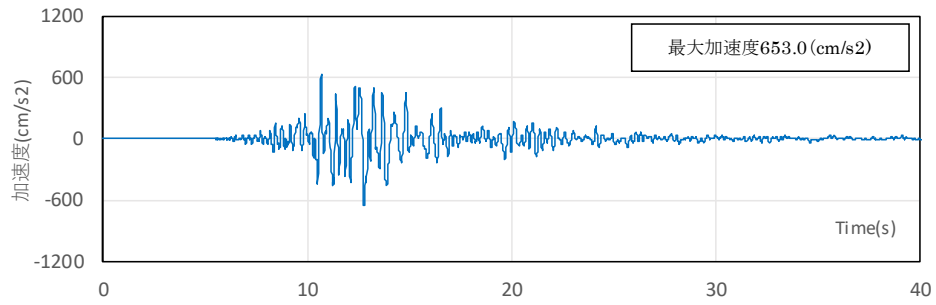


(b) EW 成分

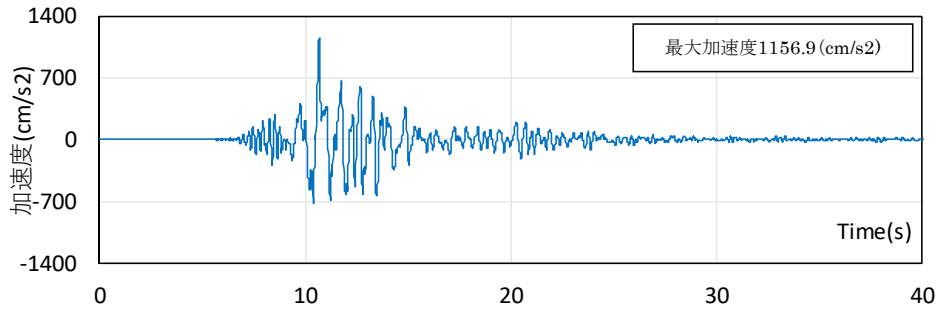


(b) UD 成分

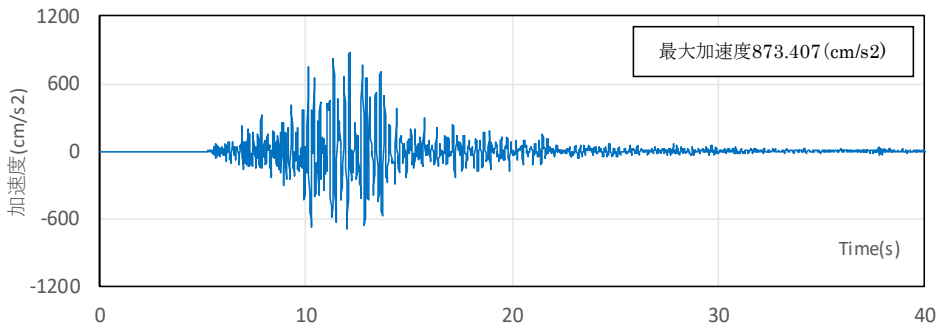
図 3.4.6 KiK-net 益城前震の加速度記録



(a) NS 成分



(b) EW 成分



(c) UD 成分

図 3.4.7 KiK-net 益城本震の加速度記録

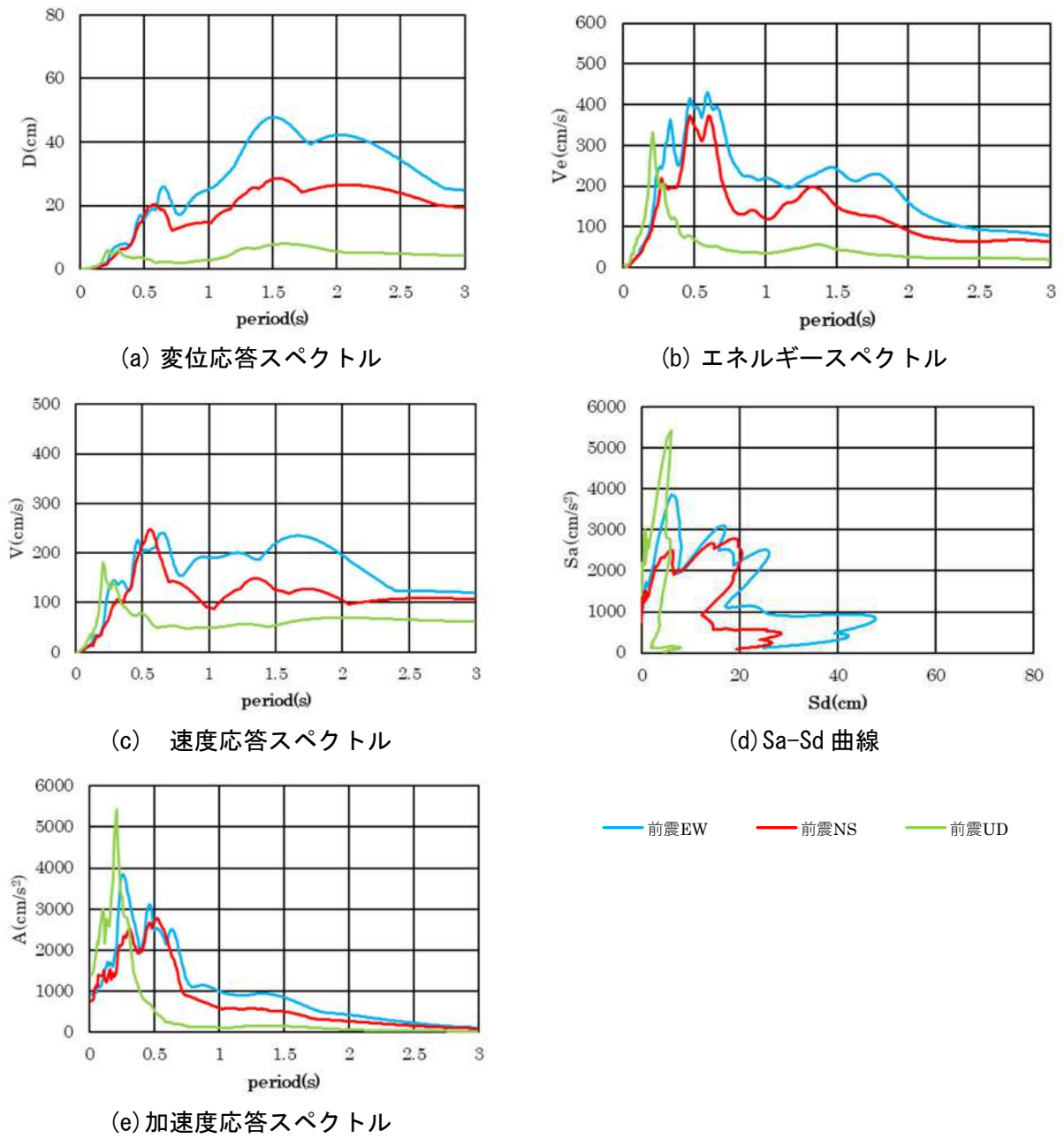
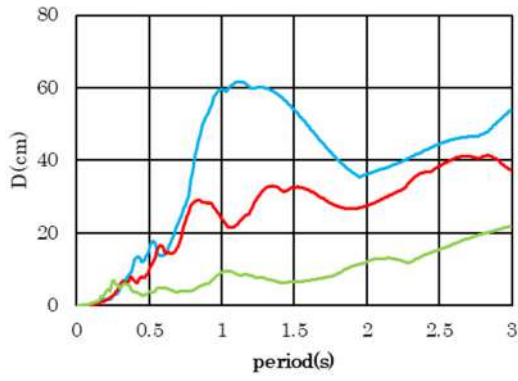
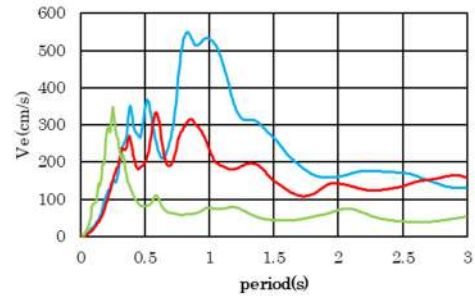


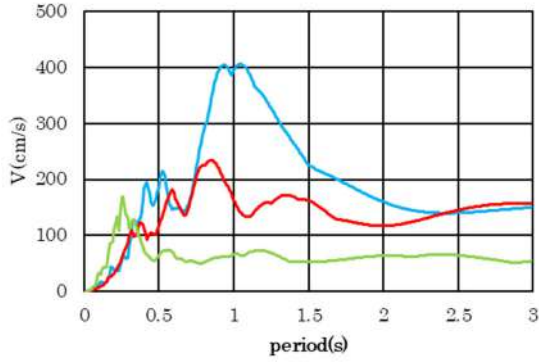
図 3.4.8 KiK-net 益城前震の最大応答スペクトル



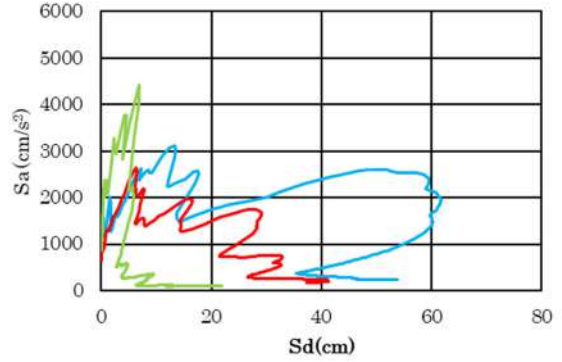
(a) 変位応答スペクトル



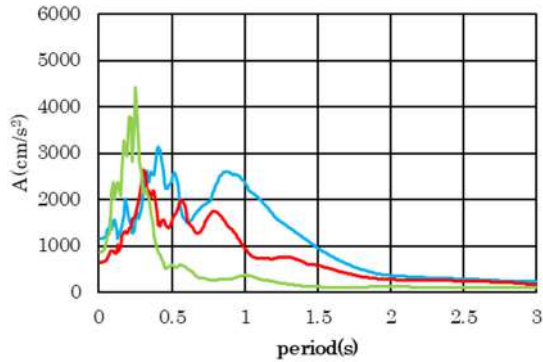
(b) エネルギースペクトル



(c) 速度応答スペクトル



(d) Sa-Sd 曲線



(e) 加速度応答スペクトル

— 本震EW — 本震NS — 本震UD

図 3.4.9 KiK-net 益城本震の最大応答スペクトル

3.4.4 各モデルの解析結果

(1) 固有値解析結果

建物の1次固有周期は全モデルにおいて、X方向は0.138(s)、Y方向は0.210(s)であった。建物の1次固有周期を各地震波の変位応答スペクトルと比較したものを図3.4.10、加速度応答スペクトルと比較したものを図3.4.11に示す。変位応答スペクトルではX方向に比べY方向がやや卓越しているのに対し、加速度応答スペクトルでは両者に差は見られなかった。

(2) 静的増分解析結果

静的増分解析によって得られたX方向とY方向の荷重変形関係を図3.4.12と図3.4.13にそれぞれ示す。

柱梁接合部を考慮しないモデルでは、X方向における3層の層せん断力が1200kNとなっている。これに対し、X方向で柱梁接合部の接合部降伏を考慮して設定したモデルでは、層せん断力が800kNと小さくなっている。さらに、4層目5層目も同様に接合部降伏を考慮して設定したモデルでも層せん断力が同じ割合で低下している。

また、それぞれの層間変形分布を図3.4.14と図3.4.15に示す。なお層間変形分布の凡例は建物の全体変形角がある値に達した時点の結果である。

3層と4層目の層間変形が特に大きくなっている。接合部降伏を考慮して設定したモデルでは、特に3層目の層間変形の割合が大きく4層目の割合は小さくなっている。

Ya1構面及びYa2構面の柱について、変動軸力を図3.4.16に示す。大きな変動軸力が見られるが、図3.4.12(c)、(d)の比較より、層せん断力の値に及ぼす影響は、先に述べた接合部降伏の影響に比べてはるかに小さいことがわかる。

(3) 動的解析結果

動的解析結果として、図3.4.17に最大層間変形分布を示す。なおここで層間変形分布とは、ある層が最大の層間変形角に達した時点の結果である。

基本モデル01、基本モデル02の最大応答変形角分布から1,2層の応答が極めて小さく、特に3,4層において応答変形が大きいことが確認できる。一方で、被害写真の情報に基づいて算出された3~4層の柱の残留変形角はX方向において約5%と考察されている。したがって、基本モデル01と基本モデル02の3層における最大応答変形角は実被害と比べ大きく下回っていることが推測される。

そこで、基本モデル01と接合部耐力考慮モデル01の最大応答変形分布の比較から接合部耐力の影響を分析する。接合部耐力を考慮した接合部耐力考慮モデル01の3層の最大応答変形が基本モデル01の5倍近くとなっており、接合部耐力の影響が大きいことが考察できる。次に、接合部耐力考慮モデル01と変動軸力を考慮した接合部耐力考慮モデル02の比較から変動軸力の影響を分析する。接合部耐力考慮モデル02の3層の最大応答変形は1/25(rad.)で接合部耐力考慮モデル01の1.6倍以上となっており変動軸力の影響が確認できる。また、実被害における柱の残留変形角が約5%であることから、接合部耐力考慮モデル02の応答は概ね妥当であると考察できる。

さらに、図3.4.18にYa1構面とYa2構面の2波連続地震動における最終ヒンジ状態図を示す。図3.3.2と比較すると、Ya1構面の4層に損傷が見られるものの、Ya2構面では実損傷との概ねの整合性が確認でき、最大応答及び建物の損傷の観点から、モデル化が妥当であると言える。

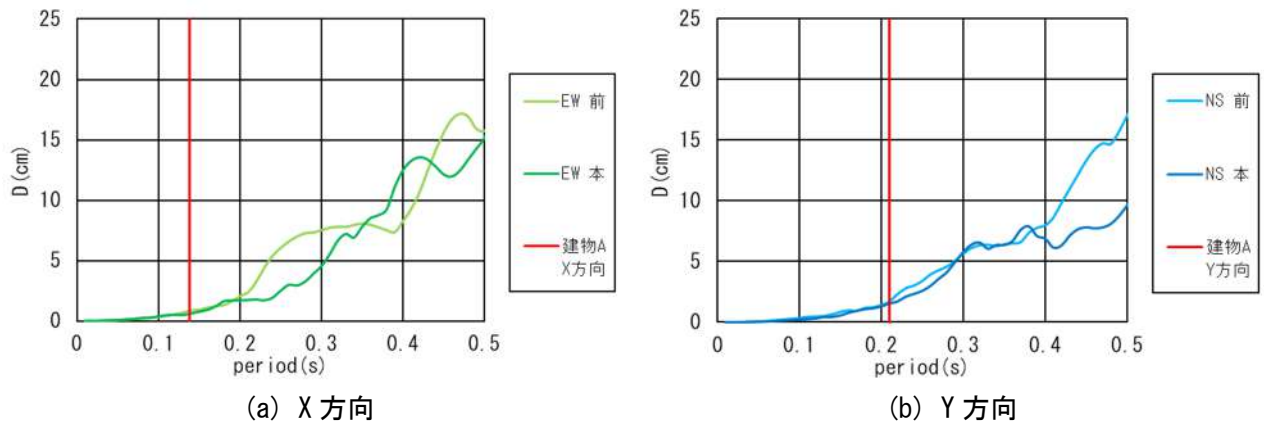


図 3.4.10 変位応答スペクトル比較

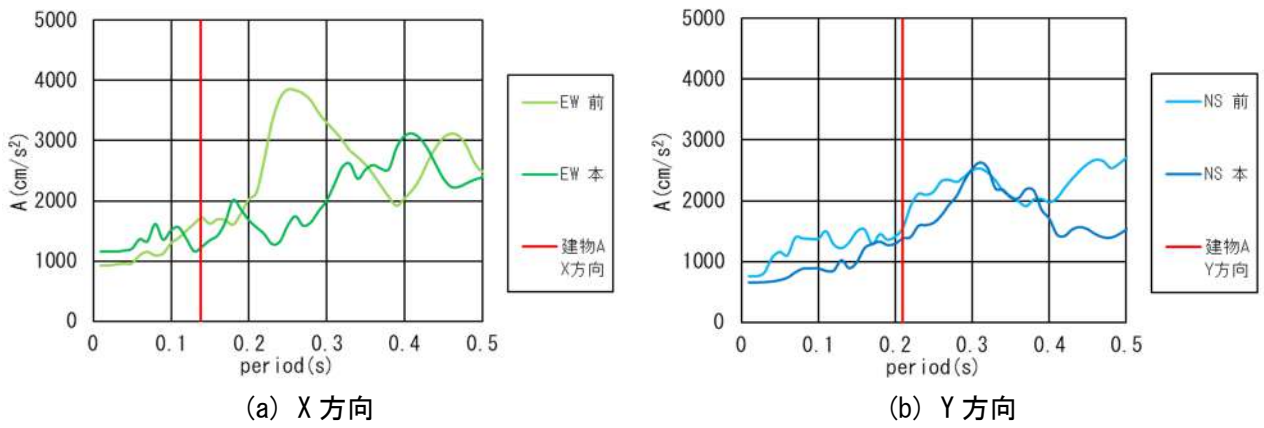


図 3.4.11 加速度応答スペクトル比較

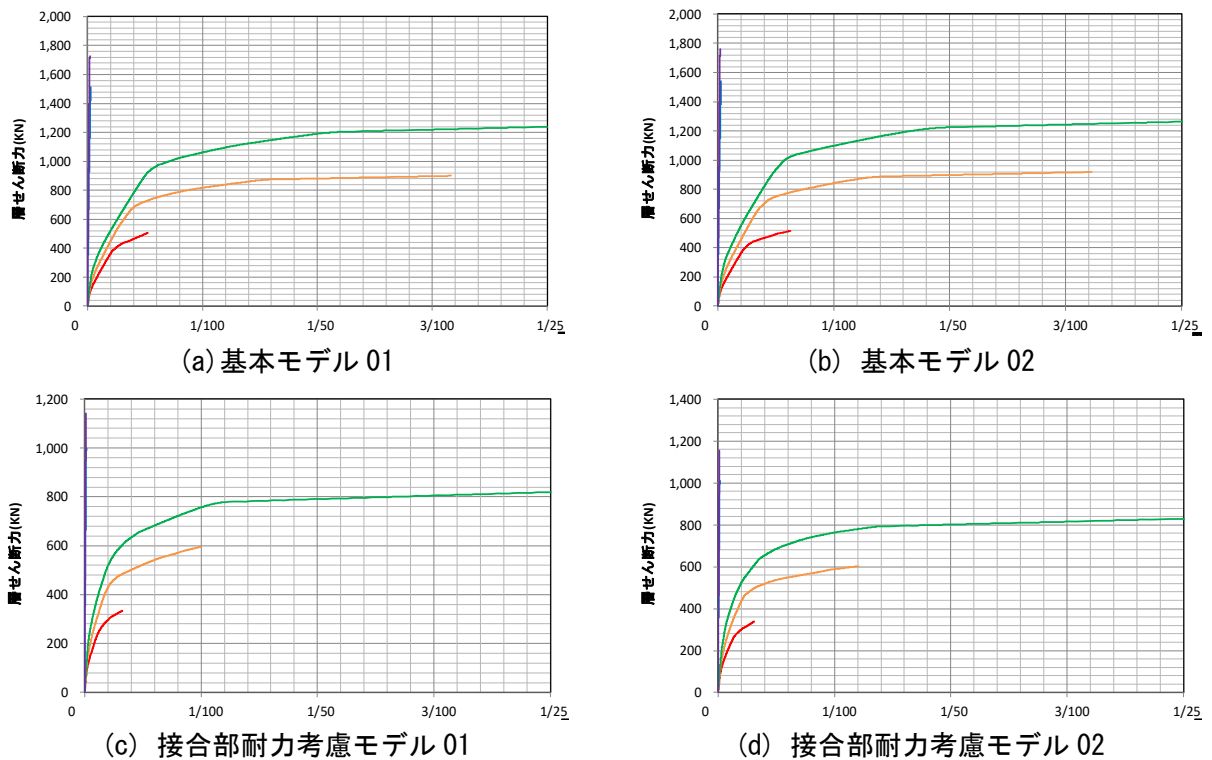
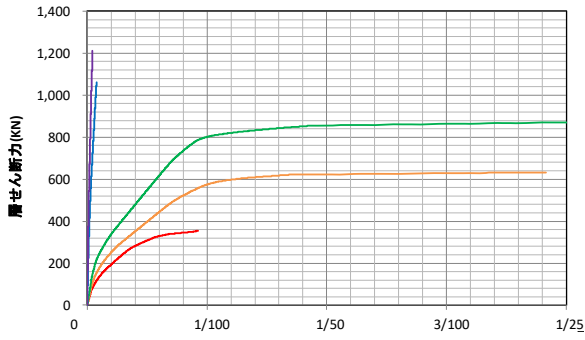
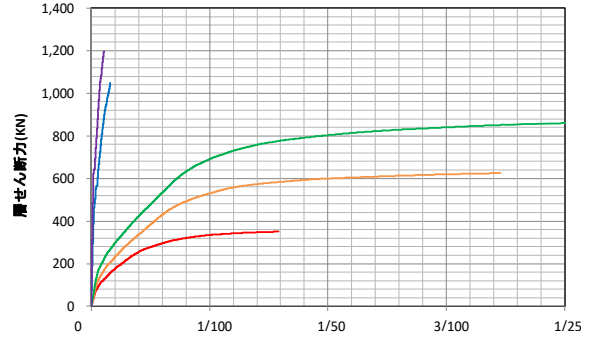


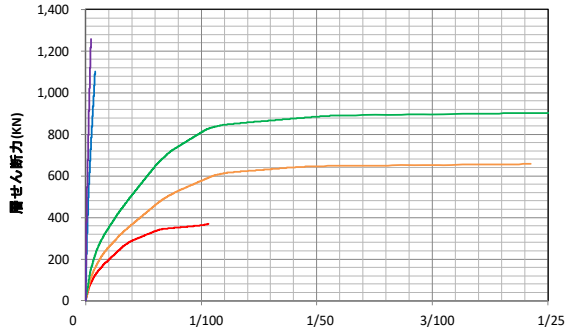
図 3.4.12 層せん断力-層間変形角 (X 方向載荷)



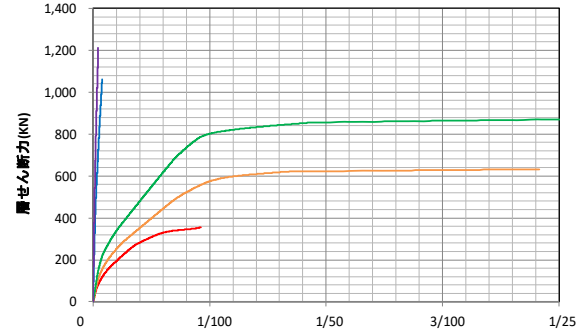
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

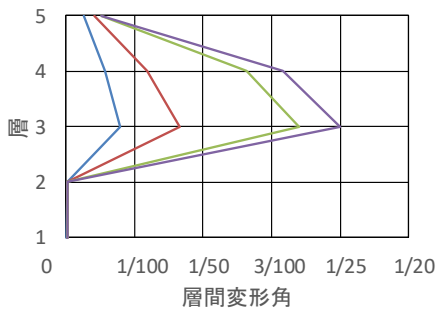


(c) 接合部耐力考慮モデル 01

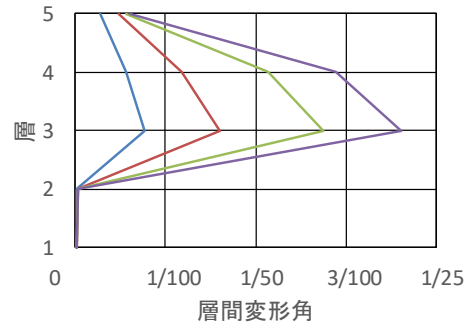


(d) 接合部耐力考慮モデル 02

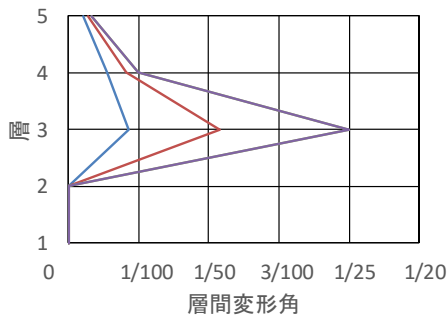
図 3.4.13 層せん断力-層間変形角 (Y 方向載荷)



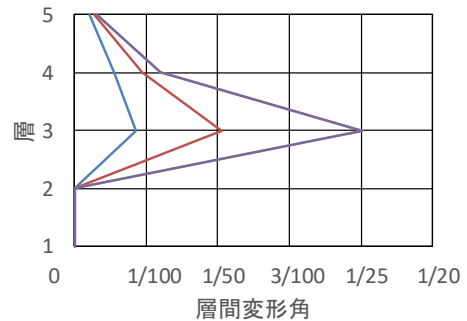
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

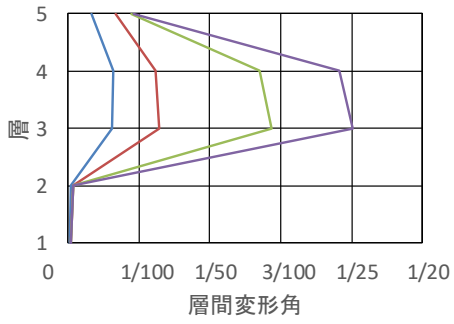


(d) 接合部耐力考慮モデル 01

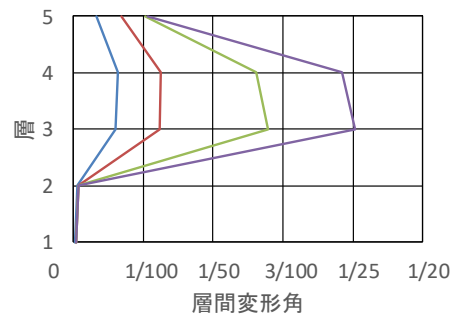


(e) 接合部耐力考慮モデル 02

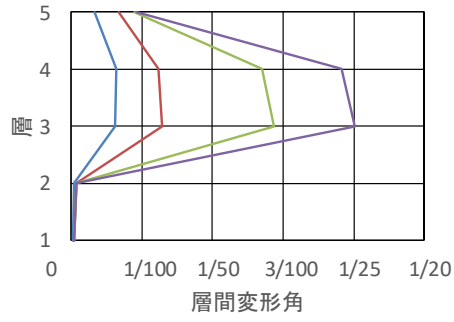
図 3.4.14 層間変形角分布の推移 (X 方向載荷)



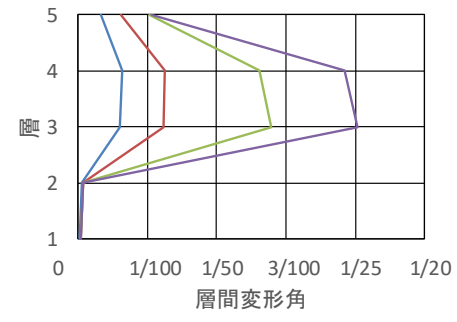
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

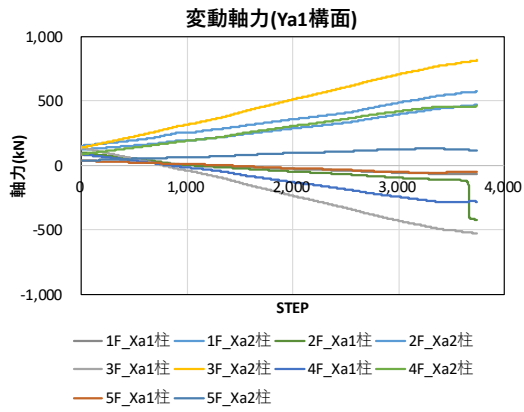


(d) 接合部耐力考慮モデル 01

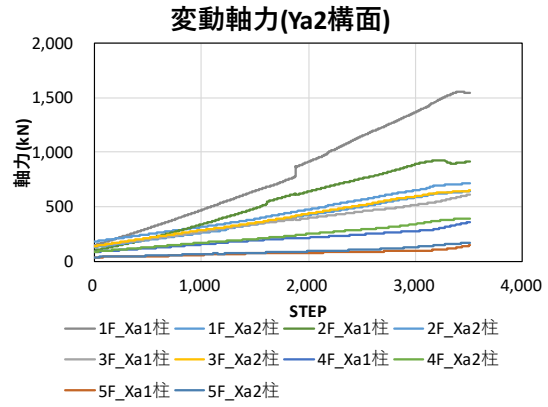


(e) 接合部耐力考慮モデル 02

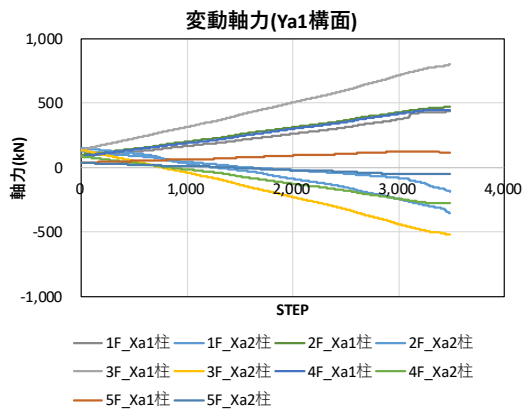
図 3.4.15 層間変形角分布の推移 (Y方向載荷)



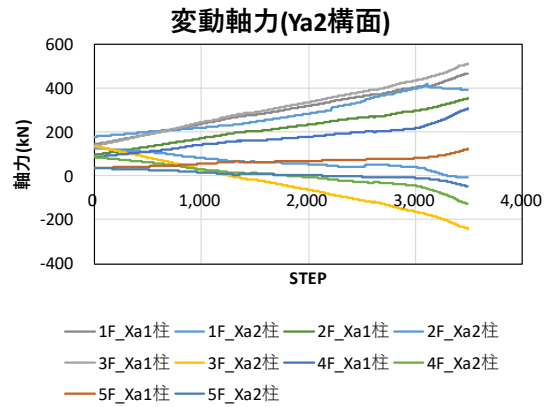
(a) Ya1 構面・正載荷



(b) Ya2 構面・正載荷

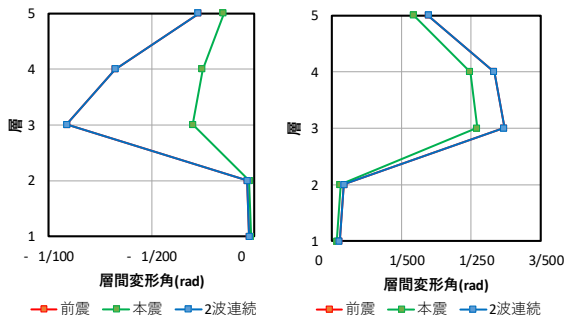


(c) Ya1 構面・負載荷

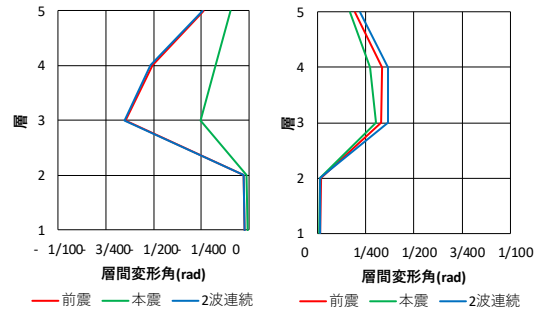


(d) Ya2 構面・負載荷

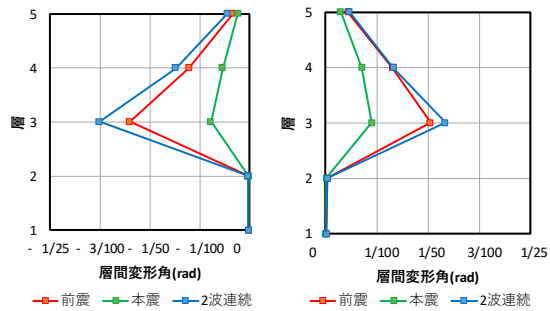
図 3.4.16 変動軸力



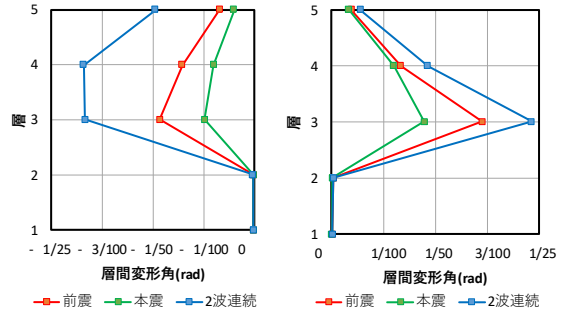
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02



(d) 接合部耐力考慮モデル 01



(e) 接合部耐力考慮モデル 02

図 3.4.17 最大層間変形角分布

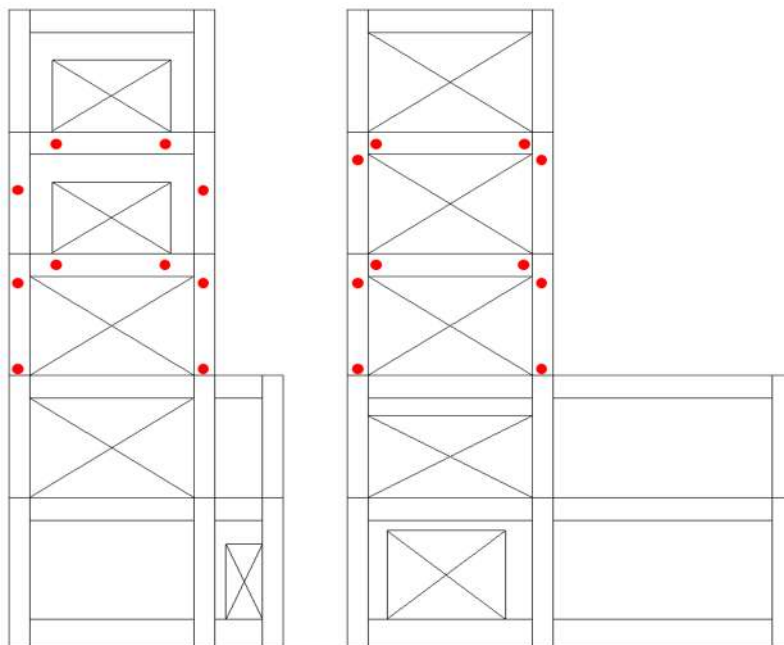


図 3.4.18 接合部耐力考慮モデル 02 ヒンジ状態図(2 波連続における最終状態)

3.5 まとめと今後の課題

熊本県益城町にある RC 造 5 階建て庁舎建物を対象に、柱梁接合部の構造性能指標を適用し検討した結果は次のとおり。

柱梁接合部で接合部破壊した 3 階と 4 階では、靱性保証型指針による、折り曲げ定着、梁主筋の定着の規定を満たしており、柱通し主筋の付着応力度は付着強度を概ね上回っていた。接合部横補強筋比は、靱性保証型指針の最小規定の 0.30% を若干上回っていた。柱梁強度比は、1.3 から 2.3 程度であり過去の実験において接合部降伏が生じるレベルであった。

柱梁接合部の一部の柱主筋に座屈が見られた 3 階と 4 階では、第 9 章の建物 G のように支持する軸力を失う落階は免れた。建物 A では、軸力比が小さく、柱梁接合部の横補強筋が座屈の進行を妨げて、コンクリートの脱落后もかろうじて主筋が軸力支持能力を保持したものと考えられる。

つまり、今後の課題として、現行耐震規定においては、接合部降伏に関する耐震規定のさらなる合理化、倒壊余裕度に影響を及ぼす柱梁接合部の軸力の影響についての検討が重要であることが確かめられた。

また、本研究では、熊本県益城町にある RC 造 5 階建て庁舎建物を対象に、建物のモデル化を行い、解析結果と実被害の比較を行い、以下の結論を得た。

- ・基本モデルと接合部耐力考慮モデル 01 の比較から、接合部耐力を考慮したモデルの最大応答は基本モデルに対して 5 倍程度大きく、特に 3 層でその影響が大きいことから、本建築物における接合部耐力が最大応答に与える影響の大きさを確認できる。
- ・接合部耐力考慮モデル 01 と 02 の比較から、変動軸力を考慮したモデル 02 の応答が大幅に増加し、特に 3 層では 1.6 倍以上増加していることから、本建築物における変動軸力が最大応答に与える影響の大きさを確認できる。
- ・動的解析結果と実被害状況との比較より、接合部耐力考慮モデル 02 の各層最大層間変形角を見ると損傷の激しい 3 層で 1/25 を近く応答が確認できる。実被害においても目視で確認できる程度の大きな応答があり、3 層部分が大きく変形する傾向を捉えられている。また、ヒンジ状態図の比較より、被害

の大きかった Ya2 構面は実損傷との概ねの整合性が確認でき、本モデルが実被害の特徴を概ね捉えているものと思われる。

謝辞

本研究で用いた地震動の観測データには防災科学研究所の運用する地震動観測システム（K-NET, KiK-NET）において観測された時刻歴加速度データを使用させて頂きました。ここに感謝の意を申し上げます。

参考文献

- [3.1-1] 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計, 1998
- [3.1-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針, 1991
- [3.1-3] 建築研究所：建築研究所熊本地震被災報告書（5.5.2）, 2016
- [3.3-1] 日本建築防災協会『再使用の可能性を判定し復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針』, 2015
- [3.4-1] 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
- [3.4-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 2016
- [3.4-3] 国立研究開発法人防災科学技術研究所（NIED）強震観測網（K-NET, KiK-NET）
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)

第4章

建築物Bに関する調査分析

4.1 はじめに

RC造ピロティ建築物の設計は、1995年のピロティ建築物に関する告示改正による剛性率に基づいた形状係数 F_s の上限の撤廃^[4-1]、建築物の構造関係技術基準解説書（以下、技術基準解説書）^[4-2]の付録1-6に示される「ピロティ階の層崩壊形を許容しない設計方針」（建築物の構造規定1997年版）および「ピロティ階の層崩壊形式および全体崩壊形式を許容する設計法」の提示（2007年版技術基準解説書）を経て、現在に至っている。しかし、その破壊性状や構造性能は未だ明らかではない部分が多く、泉らの研究^[4-3]や井戸裕らの研究^[4-4]など、ピロティ架構の耐力や破壊性状を正確に評価するための研究が近年進められている。2016年熊本地震では、旧耐震基準で設計されたピロティ建築物だけでなく、前述の告示改正や設計法が提示される以前に新耐震基準で設計されたピロティ建築物が大きな被害を受けた事例がいくつか報告された^[4-5]。本章では、2016年熊本地震により被害を受け、被災度「大破」と判定されたピロティ形式のRC造集合住宅（建築物B）を対象に、前述のピロティ建築物に関する告示改正や技術基準解説書に示される設計法の適用を受けていない新耐震ピロティ建築物が有する問題点に関する知見の収集を目的として、有限要素解析を用いた被害要因の分析を行った。

4.2 建物概要

本建築物は、1992年に熊本県熊本市に建設された桁行方向4スパン、梁間方向1スパンの10階建てRC造共同住宅であり、最上階の1構面がセットバックしている。建物の北側には、10階建ての別棟が隣接しており、エキスパンションジョイントで接続されている。ここでは、現地調査と構造図面から得られた情報を基に、被害要因分析を行う。図4.2.1に1階の平面図を、図4.2.2に軸組図を示す。図4.2.2には、現地調査で確認した部分スリットの位置も合わせて示す。桁行方向のスパン長さは外側で6.0m、内側で6.4m、梁間方向のスパン長さは11.7mである。桁行方向ではY1構面がベランダ側、Y2構面が共用廊下側となっており、柱際や開口際に鉛直方向の部分スリットが設けられていた。また、梁間方向では2～10階ではX1～X5構面に妻壁と戸境壁が設けられているが、駐車場として利用されていた1階ではX1、X5構面の妻壁のみが設けられている。X5構面の妻壁は壁厚150mm、壁縦横筋D10@175の無開口壁であるのに対し、X1構面の妻壁は壁厚180mm、壁縦横筋2-D10@250で開口周比が0.40を超える開口壁となっており、壁厚の違いによって偏心に対する配慮がなされているものと考えられる。一方で、現地調査では、X5構面の壁板の柱際に部分スリットが設置されているのが確認されており、当該壁が耐力壁として設計されたかどうかは不明である。X1構面の袖壁付き柱（X1Y1、X1Y2）には、部分スリットは設けられていない。

図4.2.3に主要部材の断面図を示す。1階の柱断面はいずれも950mm×950mmで、主筋が16-D25、梁間方向の帯筋が、X1、X5構面で2-D13@100、X2、X4構面で2-D13@80、X3構面で2-D13@60となっている。2階の柱断面はいずれも950mm×750mmであり、1階と比べて断面が絞られている。梁間方向の2階の大梁の断面は300mm×600mmで、桁行方向の2階の大梁（540mm×700mm）と比較して、せい、幅共に短い。上端筋、下端筋の配筋は共に3-D25である。また、梁間方向の基礎梁の断面は500mm×2200mmであり、上端筋、下端筋は共に9-D25である。

構造図面に記載されたコンクリートの設計基準強度は、1～8階で270kgf/cm²（=26.46MPa）、9～R階で240kgf/cm²（=23.52MPa）、基礎梁は210kgf/cm²（=20.58MPa）であり、鉄筋の規格はD22以上がSD345、D19以下がSD295Aであった。

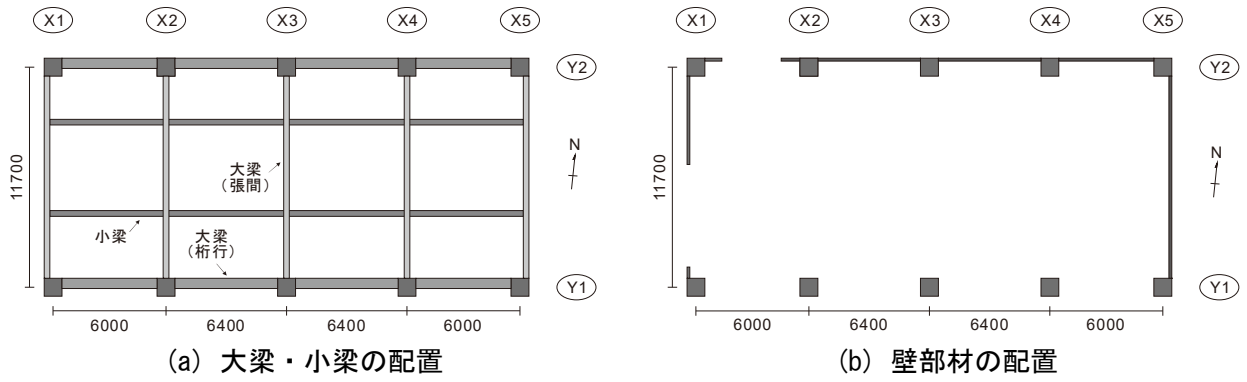


図 4.2.1 1階の平面図 (単位: mm)

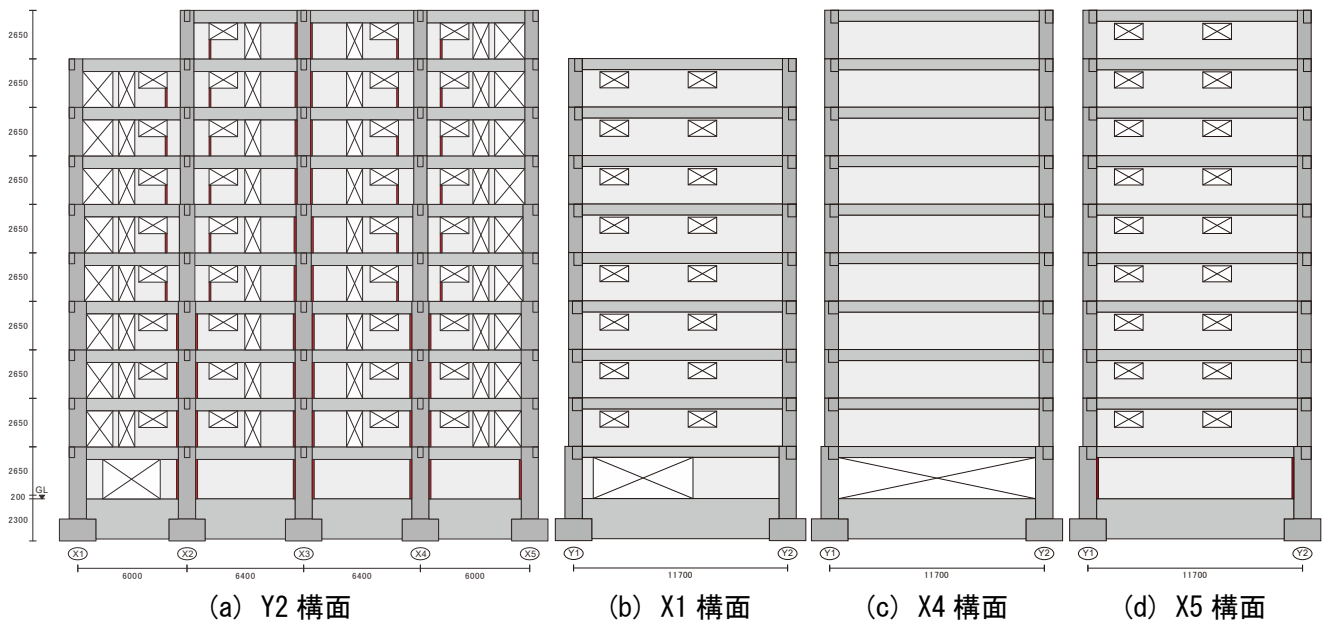


図 4.2.2 軸組図 (単位: mm, 図中の赤帯は、壁板に設けられた部分スリットの位置を示す)



写真 4.2.1 建物外観

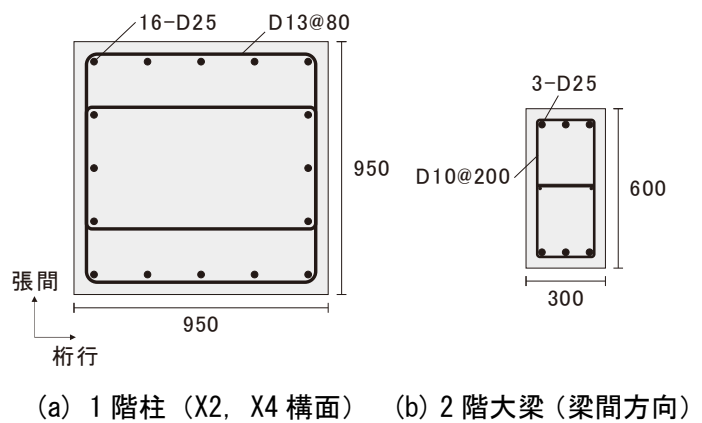


図 4.2.3 主要部材の断面図

4.3 被害概要

4.3.1 各部材の損傷状況

地震による構造部材の被害は1～2階に集中していた。1階の10本の柱のうちの1本（X4Y2柱）がせん断破壊しており、帯筋の破断や主筋の座屈が確認されている（写真4.3.1.1）。せん断破壊面の形成状況から、当該柱のせん断破壊は、梁間方向北向きの地震力によって生じたものと考えられる。また、X5構面の妻壁の側柱となるX5Y1柱では、脚部に損傷が集中しており、コンクリートが剥落し、主筋も座屈していた（写真4.3.1.2）。隣接する壁板でも壁脚から60cm程度の高さまでコンクリートが剥落していたが、壁脚全体で貼り付けたタイルに水平方向のずれが見られることから、梁間方向南向きの地震力によって、壁脚の打ち継ぎ面でせん断滑り破壊が生じ、圧縮側にあるX5Y1柱に損傷が集中した可能性がある。一方で、開口を設けたX1構面の片側柱付き壁（X1Y2）では、多数のせん断ひび割れが発生し、壁端では壁縦筋の座屈が確認されているものの、X5構面の妻壁と比較すると損傷は軽微に抑えられていた。したがって、X1構面よりもX5構面の方が地震時の変形量が大きかった可能性がある。これは、X5構面に近いX4Y2柱のみがせん断破壊した被害状況とも一致する。

X3構面では、X3Y2柱に取りつく梁間方向の大梁の下端のコンクリートが剥落し、下端筋の座屈が見られた（写真4.3.1.3）。梁間方向では、X2、X3、X4構面において、2階大梁の下端に曲げひび割れが発生しており、数センチの鉛直たわみが生じていることが確認されている。また、2階大梁の鉛直たわみにより、その上部にある2階戸境壁との間に離間が生じており（写真4.3.1.4）、離間量はスパン中央で特に大きくなっていた。離間が大きい箇所では壁縦筋が破断していることが確認されており、2階戸境壁の曲げ強度やせん断強度に影響を及ぼしたものと考えられる。

X1Y1柱では、1階の柱型が屋外側（南側）に拡張されており、桁行方向の2階大梁が偏心して、屋内側（北側）に取り付いている。2階の柱梁接合部の大梁が取り付けしていない部分において、幅が2.0mmを超えるひび割れが確認されている（写真4.3.1.5）。また、桁行方向の低層部の共用廊下側の構面では、コンクリートの剥落を伴うような袖壁、腰壁、方立壁の被害が見られた（写真4.3.1.6）。



写真 4.3.1.1 1階 X4Y2 柱の損傷状況



写真 4.3.1.2 1階 X5Y1 柱と X5 壁の損傷状況



写真 4.3.1.3 2階大梁の損傷状況



写真 4.3.1.4 2階戸境壁の脚部の離間



写真 4.3.1.5 2階X1Y1柱梁接合部の損傷状況



写真 4.3.1.6 2階共用廊下側の損傷状況

4.3.2 被災度区分判定

被災度区分判定基準^[4-6]に従い、被害が最も大きい1階について、部材損傷度の判定を行った^[4-7]。なお、部材損傷度の判定時には、X1 および X5 構面の壁が構造壁であるかどうかの判断ができなかったため、壁を無視して柱のみで損傷度の判定を行っている点に注意されたい。図 4.3.2.1 に判定した損傷度を示す。柱の損傷度と比較して、大梁や柱梁接合部の損傷度が大きい場合には、これらの損傷度を柱の損傷度に読み替えた。また、今回の判定では、壁部材は判定対象から除外し、柱、大梁、柱梁接合部の損傷状況から被災度を判定している。判定では、10本の柱のうち、3本の柱の損傷度がVとなった。X4Y2柱、X5Y1柱は共に主筋の座屈が確認された柱である。X3Y2柱は、柱自体の損傷度はIIに留まったが、梁間方向の大梁の下端筋が座屈したため、損傷度をVとしている。また、X1Y1柱では、大梁が偏心して取り付いた柱梁接合部で幅が2.0mmを超えるひび割れが確認されたため、損傷度をIVとしているが、損傷度の評価の方法については、議論の必要がある。

表 4.3.2.1 に被災度区分判定の結果を示す。本建築物は1982年以降に建設されており、柱の内法高さを柱せいで除した値が3.0未満となるため、1階柱を「曲げせん断柱」に分類して、残余性能の評価を行った。桁行方向と比較し、梁間方向の方が損傷度Vに分類される部材の数が多いため、耐震性能残存率はやや低く、桁行方向の耐震性能残存率はR=35(%)、梁間方向の耐震性能残存率はR=31(%)となった。被災度はいずれの方向についても「大破」となった。

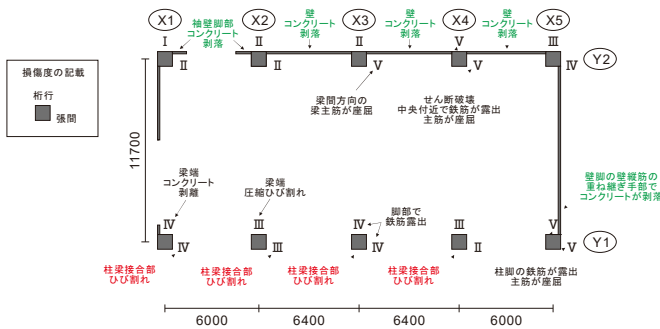


図 4.3.2.1 被災度区分判定の結果

表 4.3.2.1 被災度区分判定の結果

損傷度	桁行方向			張間方向		
	本数	残余性能	本数×残余性能	本数	残余性能	本数×残余性能
V	2	0.00	0.00	3	0.00	0.00
IV	3	0.10	0.30	2	0.10	0.20
III	2	0.40	0.80	2	0.40	0.80
II	2	0.70	1.40	3	0.70	2.10
I	1	0.95	0.95	0	0.95	0.00
合計	10		3.45	10		3.10
耐震性能 残存率			35%			31%
			大破			大破

4.3.3 材料試験

本項では、対象とする建築物の材料強度試験結果を報告する。対象建築物の実情に応じたコンクリートの材料強度および鉄筋の強度を調査する目的で、材料試験用テストピースの採取を行った。また、採取したテストピースに対して、コンクリートの圧縮強度試験および鉄筋引張試験を実施した。

(1) 採取位置

コンクリートコアの採取位置と鉄筋の採取位置を図 4.3.3.1～図 4.3.3.2 に示す。採取したコンクリートコアは、直径 100mm の円筒形である。場所によって採取した長さは異なる。採取したコンクリートコアの端部に鉄筋が含まれている場合は、その部分を切り落として鉄筋の内側をテストピースとして採用した。また、テストピースの長さが 200mm となるように成形し、両端の面を平滑にした。採取したコンクリートコアが十分長く、1本のコンクリートコアから複数のテストピースを成形出来た場合は、テストピースの名前に枝番を付けた(表 4.3.3.1 参照のこと)。コンクリートコアは各柱の高さ方向に、上、中、下と 3段階に分けて採取した。

採取した鉄筋は、600mm 以上の長さを持つ供試体とした。各場所において、3本ずつ採取した。

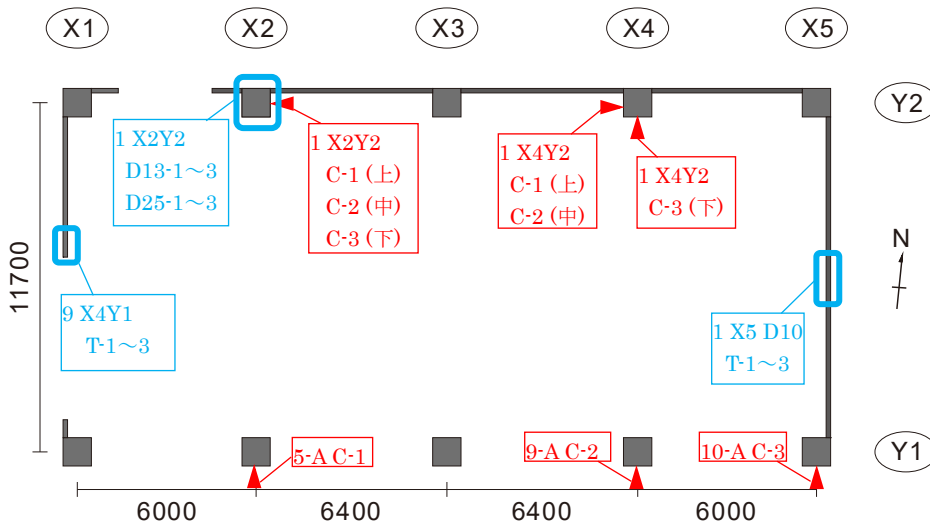


図 4.3.3.1 採取位置 (1階)

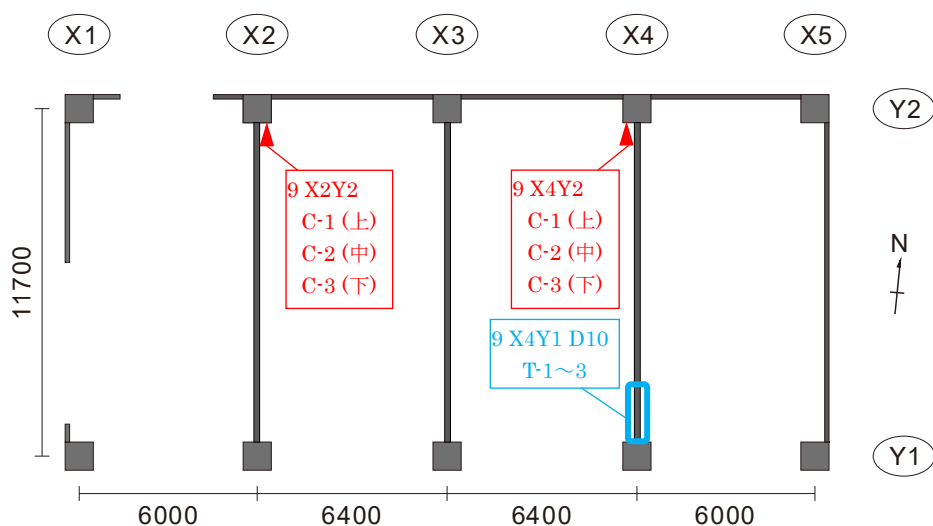


図 4.3.3.2 採取位置 (9階)

(2) コンクリート圧縮強度試験

コンクリートの圧縮強度試験結果の一覧を表 4.3.3.1 に示す。表中の「-」は、圧縮強度試験が適切に出来なかった供試体のため、データがないことを示している。表 4.3.3.2 には、採取部材ごとに平均した値を示す。また、表 4.3.3.3 には、採取階、採取構面ごとに平均した値を示す。なお、この表 4.3.3.3 の平均値の計算では、採取部材ごとに平均したあとの値 (表 4.3.3.2) を用いた。

表 4.3.3.1 圧縮試験結果一覧

ID	採取階数	柱の場所	供試体No.	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度時ひずみ (%)
1	9F	9F X2Y2柱	9 X2Y2 C-1-①	30.7	20.6	0.261
2	9F	9F X2Y2柱	9 X2Y2 C-1-②	33.0	23.0	0.229
3	9F	9F X2Y2柱	9 X2Y2 C-1-③	29.4	17.6	0.266
4	9F	9F X2Y2柱	9 X2Y2 C-2-①	28.9	22.1	0.214
5	9F	9F X2Y2柱	9 X2Y2 C-2-②	35.4	21.6	0.273
6	9F	9F X2Y2柱	9 X2Y2 C-2-③	32.1	18.1	0.297
7	9F	9F X2Y2柱	9 X2Y2 C-3-①	-	-	-
8	9F	9F X2Y2柱	9 X2Y2 C-3-②	32.8	22.9	0.230
9	9F	9F X2Y2柱	9 X2Y2 C-3-③	32.6	22.1	0.247
10	9F	9F X4Y2柱	9 X4Y2 C-1-①	32.2	20.2	0.267
11	9F	9F X4Y2柱	9 X4Y2 C-1-②	33.0	20.5	0.252
12	9F	9F X4Y2柱	9 X4Y2 C-1-③	33.7	19.5	0.302
13	9F	9F X4Y2柱	9 X4Y2 C-2-①	29.1	22.4	0.198
14	9F	9F X4Y2柱	9 X4Y2 C-2-②	37.4	22.8	0.254
15	9F	9F X4Y2柱	9 X4Y2 C-2-③	39.1	22.9	0.249
16	9F	9F X4Y2柱	9 X4Y2 C-3-①	38.6	23.9	0.247
17	9F	9F X4Y2柱	9 X4Y2 C-3-②	37.3	24.9	0.239
18	9F	9F X4Y2柱	9 X4Y2 C-3-③	39.3	22.4	0.280
19	1F	1F X2Y2柱	1 X2Y2 C-1-①	32.7	22.7	0.243
20	1F	1F X2Y2柱	1 X2Y2 C-1-②	33.9	22.6	0.238
21	1F	1F X2Y2柱	1 X2Y2 C-2-①	35.0	22.8	0.264
22	1F	1F X2Y2柱	1 X2Y2 C-2-②	33.0	21.2	0.250
23	1F	1F X2Y2柱	1 X2Y2 C-2-③	-	-	-
24	1F	1F X2Y2柱	1 X2Y2 C-3-①	31.9	21.3	0.249
25	1F	1F X2Y2柱	1 X2Y2 C-3-②	28.2	19.5	0.233
26	1F	1F X4Y2柱	1 X4Y2 C-2-①	38.5	25.1	0.245
27	1F	1F X4Y2柱	1 X4Y2 C-2-②	38.3	22.1	0.302
28	1F	1F X4Y2柱	1 X4Y2 C-2-③	-	-	-
29	1F	1F X1Y1柱	5-A C-1	35.5	21.0	0.318
30	1F	1F X4Y1柱	9-A C-2	36.2	23.1	0.300
31	1F	1F X5Y1柱	10-A C-3	28.9	20.5	0.268

表 4.3.3.2 採取部材ごとのまとめ

柱の場所	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度時ひずみ (%)
9F X2Y2柱	31.9	21.0	0.252
9F X4Y2柱	35.5	22.2	0.254
1F X2Y2柱	32.4	21.7	0.246
1F X4Y2柱	38.4	23.6	0.274
1F X1Y1柱	35.5	21.0	0.318
1F X4Y1柱	36.2	23.1	0.300
1F X5Y1柱	28.9	20.5	0.268

表 4.3.3.3 採取階, 採取構面ごとのまとめ

採取階数	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度時ひずみ (%)
9F Y2通り	33.7	21.6	0.253
1F Y2通り	35.4	22.6	0.260
1F Y1通り	33.6	21.5	0.295

(3) 鉄筋引張試験

鉄筋引張試験の結果一覧を表 4.3.3.4 に示す。表 4.3.3.5 には、鉄筋径ごとに平均した値を示す。

表 4.3.3.4 鉄筋引張試験 結果一覧

ID	採取階数	供試体No.	対象部材	鉄筋径	降伏強度 (MPa)	降伏時ひずみ (%)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
1	9F	9 X4Y1 D10 T-1	壁筋	D10	358.3	0.218	164.2	491.3
2	9F	9 X4Y1 D10 T-2	壁筋	D10	358.5	0.230	155.6	490.2
3	9F	9 X4Y1 D10 T-3	壁筋	D10	348.8	0.189	184.1	472.8
4	1F	1 X5 D10 T-1	壁筋	D10	337.0	0.213	157.9	470.8
5	1F	1 X5 D10 T-2	壁筋	D10	331.3	0.193	171.3	470.8
6	1F	1 X5 D10 T-3	壁筋	D10	339.1	0.189	179.2	461.3
7	1F	1 Y2X2 D13-1	柱フープ	D13	339.9	0.188	180.5	490.5
8	1F	1 Y2X2 D13-2	柱フープ	D13	336.1	0.185	181.8	490.8
9	1F	1 Y2X2 D13-3	柱フープ	D13	334.3	0.182	184.1	488.6
10	1F	1 X1 D16 T-1	壁端部軸筋	D16	349.4	0.194	180.3	516.1
11	1F	1 X1 D16 T-2	壁端部軸筋	D16	333.8	0.189	176.5	483.4
12	1F	1 X1 D16 T-3	壁端部軸筋	D16	327.8	0.180	182.0	480.9
13	1F	1 Y2X2 D25-1	柱主筋	D25	362.6	0.193	187.6	557.9
14	1F	1 Y2X2 D25-2	柱主筋	D25	380.9	0.225	169.2	582.6
15	1F	1 Y2X2 D25-3	柱主筋	D25	359.3	0.200	179.3	546.6

表 4.3.3.5 鉄筋引張試験 鉄筋径ごとの平均

対象部材	鉄筋径	降伏強度 (MPa)	降伏時ひずみ (%)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
壁筋	D10	345.5	0.206	168.7	476.2
柱フープ	D13	336.8	0.185	182.1	489.9
壁端部軸筋	D16	337.0	0.188	179.6	493.5
柱主筋	D25	367.6	0.206	178.7	562.4

4.4 有限要素解析を用いた被害分析

4.4.1 解析方法

本節では、地震による被害が大きかった梁間方向を対象として、架構全体を対象とした2次元有限要素解析によるPushover解析を行い、崩壊機構の検証や、主に1階ピロティ周辺の部材の応力状態を把握するとともに、現行の技術基準解説書に示される設計法との関連についての検討を行った。解析プログラムにはFINAL/v11^[4-8]を用いた。モデル図を図4.4.1.1に示す。解析では、同一階の北側の各構面柱梁接合部(図中△)の水平変位が同一となるように制御した。また、北側(図中△)とは独立して、同一階の南側の各構面柱梁接合部(図中○)の水平変位も同様に制御した。これにより、構面間の水平力の伝達を可能としたうえで、 A_i 分布に基づいた外力を作用させた。

材料強度は、崩壊機構の検証や1階ピロティ周辺の部材の応力状態を把握するための検討(4.4.2(1)～(3))では、現地で採取したコンクリートシリンダーおよび鉄筋の材料試験結果に基づき設定した。1～8階および9～R階のコンクリート圧縮強度をそれぞれ35.4MPa(表4.3.3.3の1FY2構面の値)および33.7MPa(表4.3.3.3の9FY2構面の値)とし、D10(SD295)、D13(SD295)およびD25(SD345)の鉄筋降伏強度をそれぞれ345.5MPa、336.8MPa、367.6MPa(表4.3.3.5)とした。鉄筋を採取できなかったD19(SD295)の降伏強度は規格降伏点強度を1.1倍して325MPaとした。一方、4.4.2(4)に示す技術基準解説書の1階ピロティ柱の設計法との比較では、材料強度に設計基準強度(柱および梁の主筋降伏強度は規格降伏強度の1.1倍)を用いた。

コンクリートの圧縮側の応力-ひずみ関係には、圧縮強度点までは修正Ahmadモデル^[4-9]、圧縮軟化域は中村・桧貝モデル^[4-10]を、テンションスティフニング特性は出雲モデル($c=1.0$)^[4-11]を、圧縮破壊条件はKupfer-Gerstleの提案^[4-12]を、ひび割れ後のせん断伝達特性はAl-Mahaidiモデル^[4-13]を使用した。鉄筋は降伏点を折れ点とするバイリニア型のモデルとし、履歴形状は修正Menegotto-Pintoモデル^[4-14]を使用した。鉄筋の降伏後剛性は $0.01E_s$ (E_s :鉄筋のヤング係数)とした。コンクリートは四辺形要素、主筋はトラス要素、せん断補強筋および壁筋は四辺形要素中に埋め込み鉄筋でそれぞれモデル化した。

本建築物は杭基礎であり、フーチングの脚部は完全固定とし、フーチングは弾性でモデル化した。桁行方向の部材(大梁、小梁、スラブ)はスパン中央までの長さを要素の厚さ(図4.4.1.1の紙面直交方向)とした。桁行方向の部材は部材端と中央の位置で断面が変化するが、全ての断面を部材端の断面としてモデル化した。4.2節で述べた通り、X5構面の1階壁(壁厚150mm)には壁板の柱際に部分スリットが設置されていることが現地調査により判明しており、解析モデルにおいても柱際から幅50mmの範囲のみ壁厚を100mmとすることで部分スリットを考慮した。なお、構造図の記載に基づき、壁横筋が柱に定着されているものとして、スリット部分のコンクリート要素にも壁筋を配置した。梁間方向のスラブ筋は梁から1mの範囲の上端筋(X1、X5構面はD10が3本、X2～X4構面はそれぞれD10が6本)を梁間方向の梁の上端主筋断面積に加えた。

本解析では A_i 分布に基づく地震荷重を構面数で除した値の水平力を、各階スラブ芯位置に等分布荷重として作用させた。水平力は各構面の壁梁接合部位置の節点の水平変位の従属により分配される。鉛直力は各部材の自重と積載荷重(長期荷重用)を考慮して、バルコニー等を含まない床面積に単位床面積重量13kN/m²を適用して、各構面の支配面積に応じて各階スラブ芯位置に等分布荷重として加力した(総重量40692kN)。鉛直方向の変位は各構面で独立しており、鉛直力は構面間で分配されない。

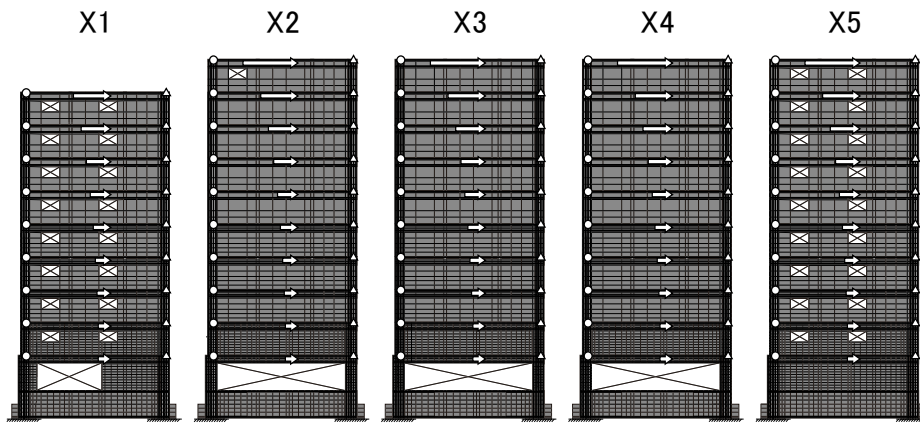


図 4.4.1.1 モデル図

4.4.2 解析結果

(1) 解析結果の概要

本稿では、顕著な被害を受けた Y2 構面の柱に着目するため、主に北方向載荷時の解析結果について示す。北方向載荷時の 1 階層せん断力-1 階層間変形角関係を図 4.4.2.1 に、各階層せん断力-層間変形角関係を図 4.4.2.2 に示す。また、図 4.4.2.2 中に、 $F_{es}=1.0$ 、 $Z=0.9$ 、 $C_0=1.0$ 、 $R_t=1.0$ として、RC 造建築物の保有水平耐力計算における構造特性係数 D_s の最大値 0.55 および最小値 0.30 を用いて計算した 1 階の必要保有水平耐力を一点鎖線および破線でそれぞれ示す。図 4.4.2.2 中の分数は 1 階層間変形角を表し、本稿では今後全ての図中の層間変形角は 1 階層間変形角とする。なお、大変形時には 1 階柱の耐力低下の影響で解析が不安定となり、解析結果の妥当性が確認できないため、本検討では 1 階層間変形角 1%までの結果を示す。

1 階層間変形角（以下 R_1 とする）算出の際、フーチング脚部から地盤面までの変形量は微小として無視し、2 階スラブ芯位置での構面北端と南端の水平変位の平均を 1 階の階高で除して求めた。北方向載荷時は各構面が引張側柱の曲げひび割れによって剛性が低下した後、 $R_1=0.20\%$ 付近から X5 構面で南側柱主筋が多数引張降伏して大きく剛性が低下した。 $R_1=0.70\%$ 時には X2~X4 構面のピロティ柱脚部のコンクリートの軟化が見られ、構面の耐力が低下した。それに伴い、X5 構面の水平力負担が増加した。X5 構面は塔状比が大きな連層耐震壁で曲げ挙動が卓越したことにより、ピロティ構面の耐力低下後も安定してせん断力を負担したと考えられる。北方向載荷時、X3 構面の最大耐力直前時 ($R_1=0.63\%$) に、X3 構面に比べて、X1 構面は約 2 倍、X5 構面は約 2.6 倍のせん断力を負担していた。

また、ピロティ構面の 1 階層間変形角が上階の層間変形角を大きく上回っており、ピロティ階に変形が集中していることが確認された。 $R_1=1.0\%$ 時のベースシア係数は北方向載荷時に 0.67 であり、設計時に用いられた D_s や F_{es} は不明であるが、 $D_s=0.55$ 、 $F_{es}=1.35$ となった場合の必要保有水平耐力に相当する。

図 4.4.2.3 に北方向載荷時のピロティ構面最大耐力時 ($R_1=0.70\%$) の各構面の最小主応力図（変形拡大倍率 5 倍）を示す。ピロティ構面の X2~X4 構面では、2 階壁脚部、2 階梁端部、1 階北側柱に応力が集中した。X1 構面では 1 階北側袖壁付き柱、X5 構面では 1 階北側側柱に応力が集中し、上階からの圧縮ストラットの形成が確認された。

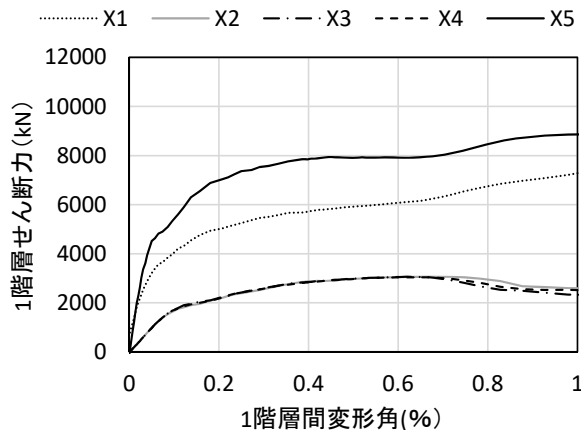


図 4.4.2.1 1階層せん断力-1階層間変形角関係 (北方向載荷)

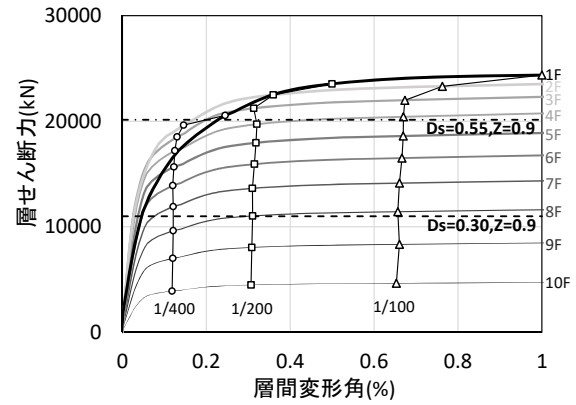


図 4.4.2.2 各階層せん断力-層変形角関係 (北方向載荷)

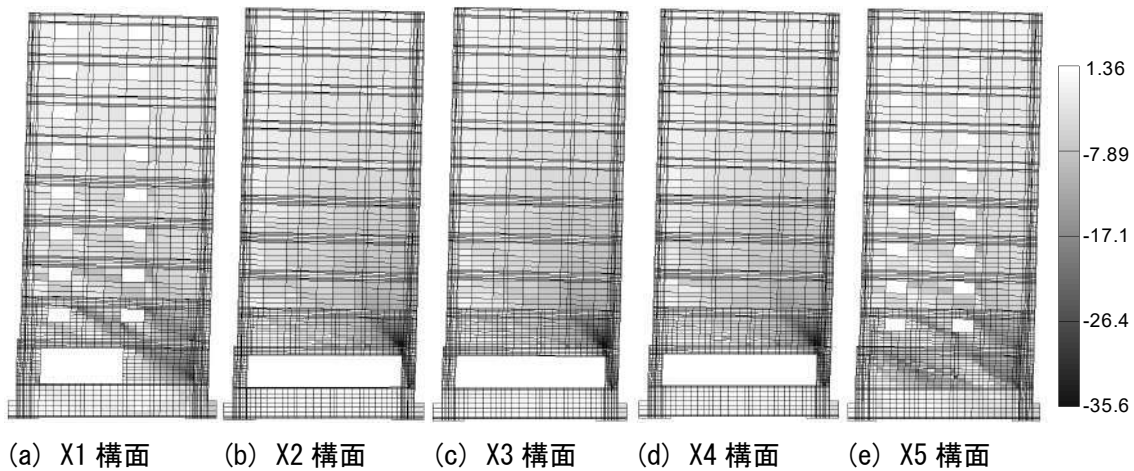


図 4.4.2.3 各構面の最小主応力図 (北方向載荷) (単位: MPa)

(2) ピロティ柱の応力性状

X4 構面の北方向載荷時 1階柱脚部曲げモーメント-軸力関係を図 4.4.2.4 に示す。曲げ終局耐力 M_u およびせん断終局耐力時曲げモーメント $M_{su} (=Q_{su} \times a, a: \text{せん断スパン})$ は、それぞれ文献[4-2]に示される (式 4.4.1) ~ (式 4.4.3) および (式 4.4.4) を用いた。

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5Ng_1 D \quad (N_{\min} \leq N < 0) \quad \text{(式 4.4.1)}$$

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad (0 \leq N \leq N_b) \quad \text{(式 4.4.2)}$$

$$M_u = \left\{ 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1) bD^2 F_c \right\} \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b} \right) \quad (N_b < N \leq N_{\max}) \quad \text{(式 4.4.3)}$$

ここで、 N_{\max} : 中心圧縮時終局強度 ($=bDF_c + a_g \sigma_y$) (N), N_{\min} : 中心引張時終局強度 ($= -a_g \sigma_y$) (N), N : 柱軸方向力 (N), a_t : 引張主筋断面積 (mm^2), a_g : 柱主筋全断面積 (mm^2), b : 柱断面幅 (mm), D : 柱断面せい (mm), σ_y : 主筋降伏強度 (N/mm^2), F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2), $N_b =$

$0.22(1+g_1)bDF_c$ (N), g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比, である。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (\text{式 4.4.4})$$

ここで, p_t : 引張鉄筋比 (%), F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), M/Q : M , Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力 (ただし, $M/(Qd)$ は, $M/(Qd) < 1$ のとき 1 とし, $M/(Qd) > 3$ のとき 3 とする), d : 有効せい (mm), p_w : せん断補強筋比 (小数, 中子筋を除く場合 0.012 を上限とする。ただし, せん断補強筋として中子筋を併用する場合やスパイラル筋を用いる場合には 0.015 を上限とすることができる), σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²), b : 幅 (mm), j : 応力中心距離で $7d/8$ としてよい (mm), σ_0 : 平均軸方向応力度 (= $N/(bD)$, ただし $0.4F_c$ 以下) (N/mm²), である。

引張側柱 (北方向載荷時の南柱, 南方向載荷時の北柱) は $R_1=0.1\%$ 以降全引張となり, せん断力は圧縮側柱 (北方向載荷時は北柱) がほとんど負担していた。圧縮側柱の軸力は, X4 構面の最大耐力時 ($R_1=0.63\%$) に軸力比にして 0.40 であり, 釣合軸力に近い高軸力が作用していた。圧縮側柱は解析から得たせん断スパン (=1640mm) を用いた場合, 解析結果がせん断終局耐力計算値と非常に近い値となった。一方で, 曲げ終局耐力計算値と解析結果も近い値となった。

図 4.4.2.5 に 1 階圧縮側柱のせん断補強筋のひずみ分布を示す。 $R_1=1.0\%$ 時において降伏ひずみを超えたせん断補強筋の要素は X4Y2 柱の方が多結果となり, X4Y2 柱が大きく損傷した実被害と傾向は一致した。同じピロティ柱である X3Y2 柱と X4Y2 柱は, 実被害では前者は 2 階枠梁端部での圧壊, 後者は柱中心部での破壊が顕著であり, 破壊性状に違いが見られた。これは X3Y2 柱のせん断補強筋間隔は 60mm であったのに対し, X4Y2 柱はせん断補強筋間隔が 80mm と, X3Y2 柱に比べて広いためであると考えられる。

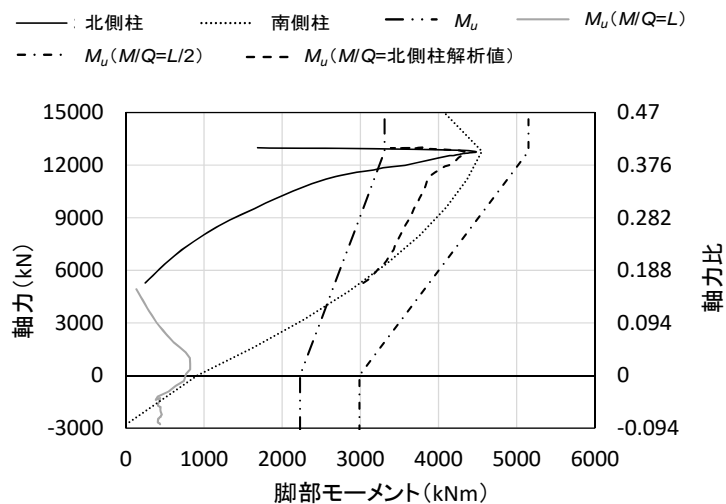
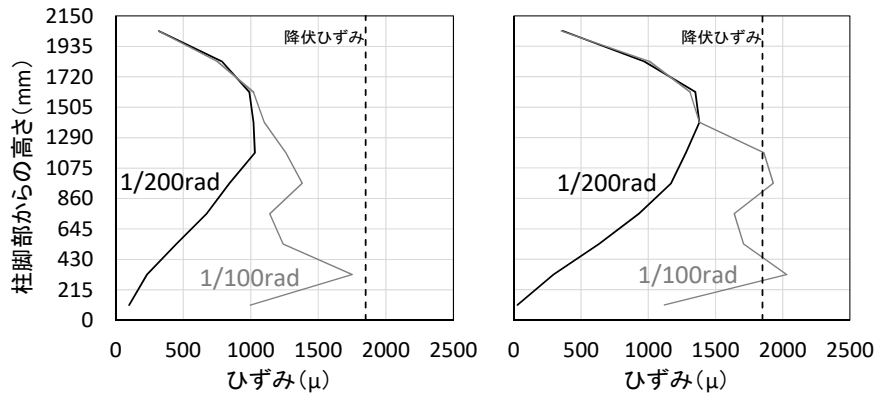


図 4.4.2.4 1 階柱脚部曲げモーメントー軸力関係 (X4 構面)



(a) X3Y2 柱 (b) X4Y2 柱
 図 4.4.2.5 1 階圧縮側柱せん断補強筋のひずみ分布

(3) 2 階枠梁の断面形状と 2 階壁縦筋量に関する検討

1) 被害要因の分析

図 4.4.2.6 に 2 階枠梁に作用する軸力 (圧縮正) を示す。凡例に示す変形角は 1 階層間変形角である。解析では井戸裕ら^[4-4]の研究と同様に圧縮側柱 (北柱) に取り付く 2 階枠梁端部に応力が集中し、コンクリートの軟化が見られ、圧縮方向を正として軸力比 ($=M/(Af)$) にして最大で 0.30 の軸力が作用していた。次に、図 4.4.2.7 に南方向載荷時の X3 構面の北側 2 階梁下端主筋の軸ひずみ分布図 (引張正) を示す。 $R_1=0.7\%$ 時に北側端部で降伏ひずみを超えた。せん断補強筋 (D13) の間隔が 200mm ($=7.9d$, d : 主筋径) と広いこともあって、繰り返し地震力を受けた場合、引張側で降伏した主筋に圧縮力が作用し、被害のような座屈が生じたと考えられる。また、図 4.4.2.8 に北方向載荷時の X3 構面の 2 階梁に作用するせん断力を示す。図から分かるように、 $R_1=0.50\%$ や 1.0% で 2 階梁端部に作用するせん断力は約 2000kN となり、下式から求まる 2 階梁せん断終局耐力 549kN (M/Qd は下限の 1.0 とした) を大きく上回る値となった。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (f'_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b j \quad (式 4.4.5)$$

ここで、 f'_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)、その他の記号は (式 4.4.4) を参照。

したがって、今回の被害は 2 階枠梁が梁端部に集中する応力 (軸力, せん断力) を負担できる断面形状を有していなかったことに加え、せん断補強筋の間隔が比較的広く、主筋の座屈を十分に拘束できなかったことが原因の一つであると考えられる。なお、実被害で 2 階梁の片端のみ損傷した理由は、上階柱に対して 1 階柱が拡張されている方向や地震波の特性などが影響したと考えられるが、詳細については今後の検討課題である。

図 4.4.2.9 に 2 階壁の最下部の要素一行を取り出した壁縦筋の軸ひずみ分布 (引張正) を示す。凡例に示す変形角は 1 階層間変形角である。解析において 2 階枠梁のたわみが大きくなった北柱側面に近い部分では $R_1=1/800rad$ を超えた付近の早期の段階から壁縦筋の降伏が確認された。地震力が繰り返し入力されることによって、降伏した壁縦筋に塑性ひずみが蓄積されて破断し、打継面に沿った 2 階枠梁と 2 階壁のひび割れが大きな離間となり、実際の被害のような枠梁の大きな鉛直たわみが発生したと考えられる。

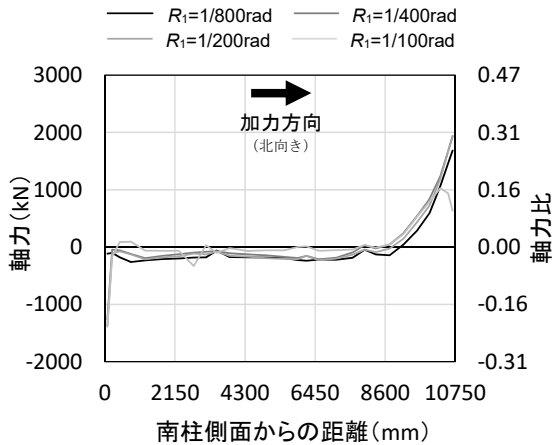


図 4.4.2.6 X3 構面の 2 階枠梁に作用する軸力

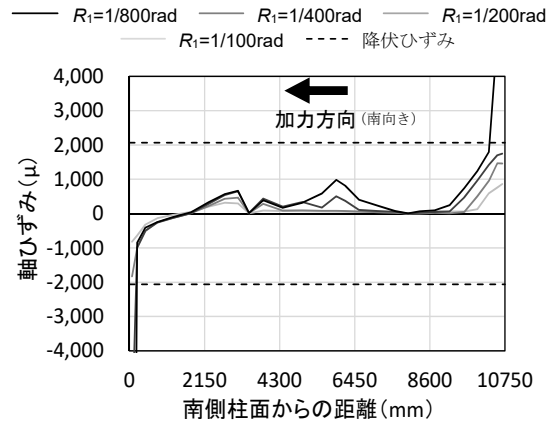


図 4.4.2.7 X3 構面北側 2 階梁 下端主筋ひずみ分布

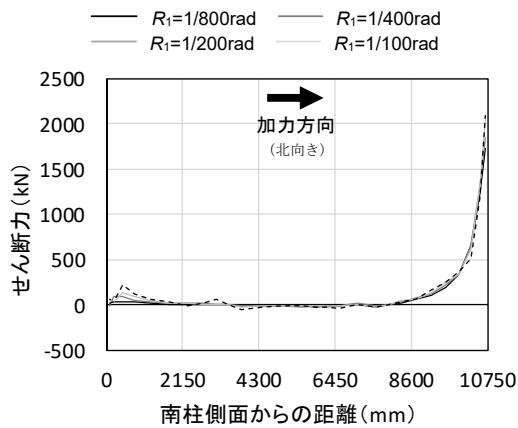


図 4.4.2.8 X3 構面 2 階枠梁のせん断力

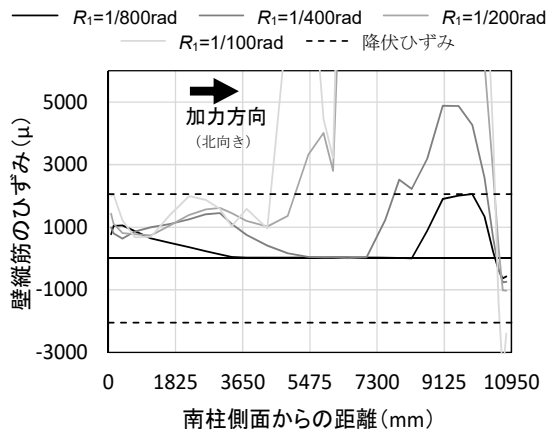


図 4.4.2.9 X3 構面 2 階壁脚部の縦筋ひずみ分布

2) 2 階梁断面と壁筋量が架構の最大耐力や破壊性状に及ぼす影響

泉ら^[4-3]はせん断壁を有するピロティ架構に関して、ピロティ架構の最大耐力や破壊モードに関してピロティ枠梁の断面寸法と、ピロティ階直上の耐震壁の壁縦筋量が重要な因子となると述べている。そこで、ピロティ枠梁の断面寸法と、ピロティ階直上の耐震壁の壁縦筋量をパラメータとしたパラメトリックスタディを行う。

本検討では、元のモデル（モデル 1）からピロティ構面（X2～X4 構面）の 2 階枠梁の梁幅を 200mm 拡大し、主筋量およびせん断補強筋量を増大させた表 4.4.2.1 左図に示す断面に変更したモデル 2、ピロティ構面の 2 階梁を剛梁（弾性かつ $E=99999\text{GPa}$ ）としたモデル 3、2 階壁筋の配筋を D10@175 シングルから D10@100 ダブル（表 4.4.2.1 右図）にしたモデル 4 の 4 パターンについて検討を行った。

図 4.4.2.10 にピロティ構面 2 階の枠梁と 2 階壁筋量をパラメータとした X3 構面北方向載荷時の 1 階層せん断力-1 階層間変形角関係を示す。モデル 1 に比べて、モデル 2 とモデル 4 の X3 構面 1 階の最大水平耐力がともに 1 割程度増加し、モデル 3 では最大耐力が 1.26 倍に大きく上昇した。また、モデル 3 では変形性能の向上も確認された。

図 4.4.2.11 に X3 構面北方向載荷時の $R_1=0.50\%$ における 1 階圧縮側ピロティ柱の曲げモーメント分布を示す。脚部の曲げモーメントはそれぞれのパラメータにおいて大差は見られなかったが、モデル 1

に比べ、頂部の曲げモーメントはモデル3で2.54倍、モデル2で1.53倍、モデル4で1.45倍とそれぞれ大きく増加した。モデル3では、反曲点高さがスパン中央に近づき、曲げモーメント分布が逆対称曲げに近い状態になっている。このように、2階枠梁の断面や2階壁筋量を十分に確保することによって、1階柱頭の固定度が高くなり、ピロティ柱頂部の曲げモーメントも増加することで、架構全体として1階の負担できる層せん断力が増加すると考えられる。

表 4.4.2.1 パラメトリックスタディ用断面

記号	2階梁 (モデル2)	記号	2階壁 (モデル4)
寸法	500mm×600mm	壁厚	150mm
主筋	10-D25	縦筋	D10@100 ダブル
肋筋	2-D13@100	横筋	D10@100 ダブル

図		図	
---	--	---	--

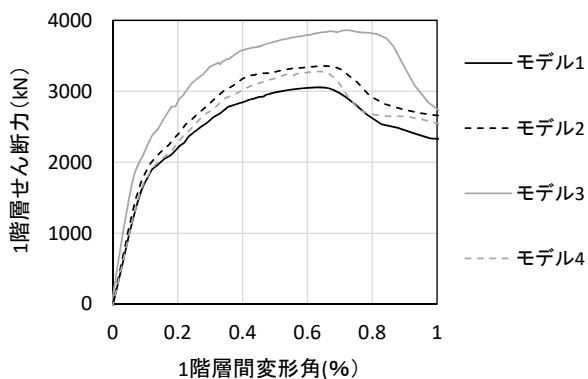


図 4.4.2.10 X3 構面 1 階層せん断力—1 階層間変形角関係

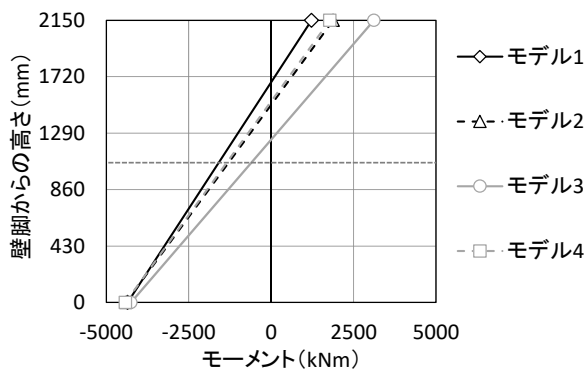


図 4.4.2.11 X3 構面 1 階柱曲げモーメント分布 (R₁=0.50%時)

(4) X5 構面の 1 階妻壁に関する検討

X5 構面の 1 階妻壁が脚部ですべり破壊した被害に関して、地震被害と解析結果の比較を行い、妻壁端部の鉛直方向に設けられていた部分スリットが構面の破壊性状や力学挙動に与えた影響について検討を行う。

1) 地震被害と解析結果の比較

図 4.4.2.12 に南方向載荷時の R₁=1.0%における X5 構面の解析結果(変形 5 倍)と実被害状況を示す。脚部の圧縮応力集中は見られたが、R₁=1.0%時では脚部のコンクリートの軟化はわずかであり、実被害のようにコンクリートが顕著に剥落する状況を再現するには至らなかった。

表 4.4.2.2 に、R₁=1.0%時点の負担せん断力の解析結果と、(式 4.4.6) および (式 4.4.7) [4-2]を用いて算定した耐力を示す。なお、耐力算定に用いた反曲点高さおよび軸力は解析の R₁=1.0%時点の値を用いた。解析結果は曲げ終局耐力を大幅に上回ったものの、せん断終局耐力にはわずかに届かなかった。計

算耐力を比較すると、曲げ終局耐力時せん断力に対してせん断終局耐力に余裕があったことから、X5構面の妻壁は曲げ破壊したことになり、 $R_1=0.2\%$ 付近で柱主筋が降伏して曲げ挙動が卓越した解析結果と整合する。X5構面の妻壁はシングル配筋であり、壁縦筋の座屈により壁板コンクリートが実被害のように剥落した可能性が高い。一方で、柱脚部の実被害は解析結果の損傷状況より大きく、破壊性状を正しく評価するためには、実被害で見られたような脚部打ち継ぎ面でのすべり破壊を考慮する必要があると考えられる。

$$M_{wu} = 0.9a_t\sigma_y D + 0.4a_w\sigma_{wy} D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \tag{式 4.4.6}$$

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh}p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e j \tag{式 4.4.7}$$

ここで、 a_t ：引張側柱の主筋全断面積 (mm²)、 σ_y ：引張側柱主筋降伏強度 (N/mm²)、 a_w ：耐力壁縦筋断面積 (mm²)、 σ_{wy} ：壁縦筋降伏強度 (N/mm²)、 D ：耐力壁全長 (mm)、 B ：耐力壁の圧縮側外縁の幅 (mm)、 N ：軸方向力 (N)、 t_e ：等価断面幅 (mm)、 j ： $7/8d$ 、 d ： $D-D_d/2$ (D_c は圧縮側柱のせい)、 p_{te} ：等価引張鉄筋比 (%)、 p_{wh} ： t_e を壁厚とした場合の水平せん断補強筋比、 σ_{wh} ：水平せん断補強筋降伏強度 (N/mm²)、 σ_0 ：平均軸方向応力度 (N/mm²)、である。

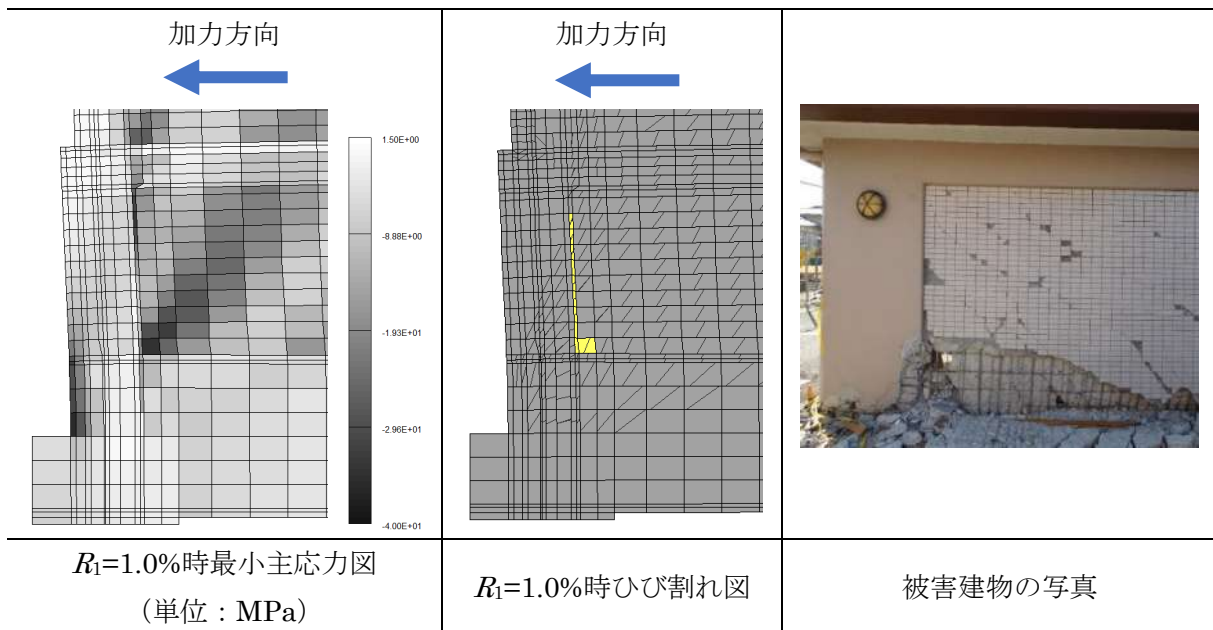


図 4.4.2.12 南方向载荷 $R_1=1.0\%$ 時 X5 構面の解析結果 (変形 5 倍) と被害写真

表 4.4.2.2 耐力値

	耐力値 (kN)	解析値/計算値
解析値 ($R_1=1.0\%$)	8866	-
曲げ終局耐力時せん断力 Q_{wmu}	6200	1.43
せん断終局耐力 Q_{wsu}	9330	0.95

2) X5構面の妻壁に設けられた目地が妻壁の力学性状に及ぼす影響

1階のX5構面の妻壁には壁厚150mmに対して柱際鉛直方向に50mmの目地材が埋め込まれており、X5構面の力学挙動に対して何らかの影響を与えた可能性がある。RC造壁に設けた目地に関する既往研究では、1層1スパンの無開口壁の鉛直方向に2か所のひび割れ誘発目地を設けた実験^[4-15]で、欠損率35%まで耐震壁の力学的性状に与える目地の影響は見られなかったとしている。本建物のX5構面1階の妻壁の目地の断面欠損率は約33%であり、耐震壁の力学的性状に与えた影響は少ないと考えられるものの、より詳細な検討が必要と考えられる。

そこで、本検討では、図4.4.2.13に示すように、X5構面妻壁柱際のスリット部の壁厚「a (mm)」とその他の部分の壁厚「b (mm)」を定義し、スリット部の要素厚さを100mmとしたモデル (a=100, b=150) を基準として、スリット部の要素厚さを0mm (a=0, b=150) および150mm (a=150, b=150) としたモデル、1階壁の厚さをスリット部も含めて全て100mmとしたモデル (a=100, b=100)、壁を無くしてピロティ構面としたモデル (a=0, b=0) の5パターンの検討を行った。

図4.4.2.14に南方向載荷時にX5構面の1階壁のスリット部壁厚や壁厚を変化させた場合の1階層間変形角-1階層せん断力関係を示す。「a=0, b=150」のモデルは「a=100, b=150」および「a=150, b=150」のモデルに比べてわずかに負担せん断力が低下したが大差は無かった。「a=100, b=100」のモデルは壁を有するモデルの中で負担せん断力が最小で、 $R_1=1.0\%$ 時では「a=0, b=150」の0.94倍であった。「a=0, b=0」のモデルの負担せん断力は他のモデルに比べて大幅に小さく、 $R_1=1.0\%$ 時では「a=0, b=150」の0.32倍であった。以上より、X5構面1階の壁端部の部分スリットはX5構面の力学挙動に大きな影響を及ぼしていないことが確認された。

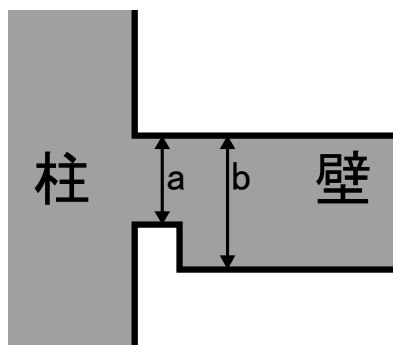


図 4.4.2.13 スリット部分の壁厚 (a) と一般部分の壁厚 (b)

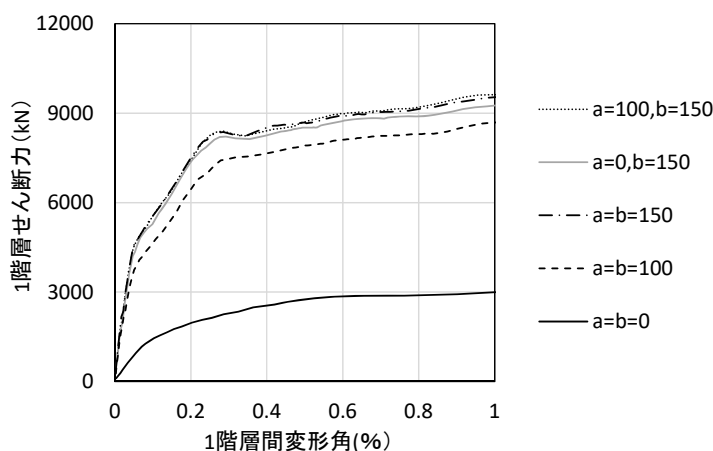


図 4.4.2.14 X5 構面 1 階妻壁の層せん断力-層間変形角関係

(5) 技術基準解説書の1階ピロティ柱の設計法との比較

現行の技術基準解説書の設計法を本建物に適用する場合、1階の部分スリット付き壁を耐力壁とみなすと、「ピロティ階での層崩壊形を許容しない設計方針」の全体崩壊形（壁脚の曲げ降伏および単独柱上下端の曲げ降伏）、もしくは「ピロティ階での層崩壊形および全体崩壊形を許容する設計方針」の一部耐力壁付きピロティの全体曲げ崩壊形（壁脚の曲げ降伏および柱の全引張降伏）を想定することになる。このとき、1階のピロティ柱には、脆性的な破壊の防止を目的として、作用する変動軸力やせん断力に対して保証設計が求められる。通常の構造設計では一貫計算プログラムが用いられており、保証設計の設計用せん断力を線材解析モデルにより得られた値とするのが一般的ではあるが、ここでは材料強度に設計基準強度（柱および梁の主筋降伏強度は規格降伏強度の1.1倍）を用いた有限要素解析結果を

用いて、当該建築物が現行の設計方針に示される要件の満足状況を確認する。

1) 柱の軸力制限

技術基準解説書の「ピロティ階での層崩壊形を許容しない設計方針」では、上階からの変動軸力や地震動の上下動成分に起因する破壊を避けるため、ピロティ階の単独柱の軸力は、原則として当該柱の σ/F_c が 0.55 以下、および引張終局強度の 0.75 以下とすることが定められている。

圧縮側柱の $\sigma/F_c=0.55$ に相当する軸力上限値 13134kN に対して、本解析の X4 構面の最大耐力時の 1 階圧縮側柱の軸力は、北方向載荷時 12256kN ($R_1=0.39\%$)、南方向載荷時 12255kN ($R_1=0.57\%$) となり、北方向載荷時、南方向載荷時ともに解析結果が上限値を下回った。なお、1 階柱の最大耐力時の R_1 が、前述の実強度を用いた解析結果 ($R_1=0.63\%$) に比べて大幅に小さいのは、1 階柱の設計基準強度が実強度の 3/4 程度であることから、早期に圧縮軸力が釣合軸力を大きく上回ったことで柱の変形性能が低下したことが原因とみられる。また、X4 構面の最大耐力時の 1 階引張側柱の軸力は、北方向載荷時・2049kN、南方向載荷時・1641kN となり、引張終局強度の 0.75 倍に相当する軸力・2308kN に対しても、北方向載荷時、南方向載荷時ともに解析結果が制限値を満足した。

2) セン断力に対する保証設計

ピロティ階での層崩壊形を許容しない設計方針、ピロティ階の層崩壊および全体崩壊形を許容する設計方針のいずれも、ピロティ階のせん断破壊は許容されていない。ピロティ階に耐力壁が存在する場合、ピロティ階の単独柱の保証設計に用いる設計用せん断力は、以下の (式 4.4.8) により求めることとしている^[4-2]。

$$Q_D = \max \left\{ \min \left(0.8Q_p, \frac{M_{y1} + M_{y2}}{h} \right), 0.3Q_{w2} \right\} \quad (\text{式 4.4.8})$$

ここで、 Q_p ：崩壊メカニズム時の 1 階の層せん断力のうちピロティ構面の支持面積に応じた水平力、 M_{y1} 、 M_{y2} ：柱の柱頭、柱脚の曲げ降伏強度、 h ：柱の内法高さ、 Q_{w2} ：ピロティ構面のピロティ階直上階の耐力壁が負担するせん断力、である。

ピロティ階に耐力壁が存在する場合、水平力の大部分は耐力壁で負担されるものの、ピロティ構面の水平力を過剰に小さく見積もることを防ぐために、崩壊メカニズム時の 1 階層せん断力のうちピロティ構面の支持面積分の 80% をピロティ構面が負担できるように設計することとし、それ以前に柱頭・柱脚に降伏ヒンジが形成される場合は降伏ヒンジ形成時の水平力を設計用せん断力とすることができるとしている。また、崩壊メカニズム時に 2 階耐力壁で負担していたせん断力の 70% がスラブによって耐力壁構面に伝達されると考え、2 階耐力壁の負担水平力のうち 30% が 1 階ピロティ構面で負担できるようにすることとしている。

北方向載荷時の 1 階 X4Y2 柱に対する (式 4.4.8) の計算結果とせん断終局耐力 ((式 4.4.4) ^[4-2]) を表 4.4.2.3 に示す。柱の曲げ降伏耐力 (終局耐力) は (式 4.4.1) ~ (式 4.4.3) ^[4-2] により算出した。曲げ終局耐力およびせん断終局耐力の算出にあたって、柱に作用する軸力およびせん断スパンは北方向載荷時の崩壊メカニズム時 (X4 構面の最大耐力時 ($R_1=0.39\%$)) の解析値を用いた。1 階の層せん断力のうち、ピロティ構面の支持面積に応じた水平力 Q_p およびピロティ構面のピロティ階直上階の耐力壁が負担するせん断力 Q_{w2} も同様に崩壊メカニズム時の解析値を用いた。

この計算の結果、設計用せん断力 Q_D は $(M_{y1}+M_{y2})/h$ となった。通常の RC 造建築物では、保有水平耐力計算時に保証設計としてせん断余裕度を柱両端にヒンジが形成される場合で 1.10、それ以外の場合で 1.25 以上確保する必要がある、これらは今回の設計用せん断力 Q_D に対しても適用される。また、本

建築物の X1 構面と X5 構面の壁を耐震壁とみなさない場合、純ピロティ架構となり、1.40 のせん断余裕度が要求される。しかし、本検討で得られたせん断余裕度は 0.69 となり、いずれの値も大きく下回る結果となった。なお、この時の曲げ耐力時せん断力に対するせん断耐力の比は 1.08 となり、通常の保証設計も満足しなかった。

また、文献[4-2]は、柱頭柱脚の曲げ降伏を想定するピロティ階の単独柱では、原則として全ての主筋を中子筋などで拘束する（断面内で隣り合う横補強筋の間隔が 200mm 以内となるように拘束してもよい）ことを求めているが、本建築物では、前述の通り、全ての主筋に中子筋は配筋されておらず、上記の条件は満足できていない。

以上から、本建築物は現行の技術基準解説書に記載されているピロティ柱の設計法のうち、引張側柱の軸力制限以外を満足しない。非常に小さいせん断余裕度や、主筋拘束が不十分で主筋座屈が生じやすい状況であった検討結果は、4.3.1 で示したスパン中央付近で斜め方向の破壊面を生じ、コンクリートが顕著に剥落するとともに主筋が座屈した X4Y2 柱の被害の性状と整合する。ただし、いずれの要件も本建築物が設計された当時には存在しなかった考え方であり、これらを満足させることで被害をどの程度軽減できるかどうかについての検証は今後の課題である。

表 4.4.2.3 1 階 X4Y2 柱のせん断力に対する保証設計（北方向載荷時）

$0.8Q_p$ (kN)	$(M_{y1}+M_{y2})/h$ (kN)	$0.3Q_{w2}$ (kN)	Q_{su} (kN)	せん断余裕度 Q_{su}/Q_D
4224	3617	1209	2485	0.69
min = $(M_{y1}+M_{y2})/h =$ 3617				
max = $(M_{y1}+M_{y2})/h = Q_D = 3617$				

4.4.3 まとめ

ここでは、2016 年熊本地震で大破したピロティ形式の 10 階建 RC 造集合住宅を対象として、ピロティ建築物に関する告示改正や技術基準解説書に示される設計法の適用を受けていない新耐震基準に基づいて建設されたピロティ建築物の問題点について、梁間構面全体を対象とした 2 次元有限要素解析により検討を行った。本検討により得られた知見を以下に示す。

- 北方向載荷時の $R_1=1.0\%$ 時のベースシア係数は 0.67 ($D_s=0.55$, $F_{es}=1.35$ となった場合の必要保有水平耐力に相当) であった。
- 1 階ピロティ柱の顕著な損傷や、2 階梁の端部損傷およびスパン中央の大きなたわみといった実被害を概ね良好に再現することができた。1 階の X3Y2 柱と X4Y2 柱の破壊性状の差は、せん断補強筋量の差が一因として考えられる。また、2 階柱梁端部では、 $R_1=1/200\text{rad}$ 時点で軸力比にして 0.30 程度の圧縮軸力が作用するとともに、逆方向の載荷では早期に梁主筋が引張降伏する結果となり、せん断補強筋間隔が広いこともあって、実被害のような梁端損傷が生じやすい状況にあったと言える。
- 2 階柱梁の断面形状と 2 階壁縦筋量はピロティ架構の耐力向上に与える影響が大きく、例えば、2 階柱梁を剛としたモデルでは最大耐力が元の架構の 1.26 倍となった。
- X5 構面 1 階妻壁について、壁脚部の圧縮応力集中は見られたが、 $R_1=1.0\%$ 時では脚部のコンクリー

トの軟化はわずかであり、実被害のようにコンクリートが顕著に剥落する状況を再現するには至らなかった。また、壁端部の部分スリットは X5 構面の力学挙動に大きな影響を及ぼしていないことが確認された。

- 有限要素解析から得られた応力を用いて、現行の技術基準解説書に記載されているピロティ柱の設計法に示される、柱の軸力制限、せん断力に対する保証設計、全主筋の中子筋拘束について検討を行った結果、柱の軸力制限以外は満足しなかった。これらの結果は、スパン中央付近で斜め方向の破壊面を生じ、コンクリートが顕著に剥落するとともに主筋が座屈した X4Y2 柱の被害の性状と整合するものであった。

なお、本検討の議論以外にも、ねじれ応答や外力分布の違いが崩壊メカニズムや部材に発生する応力に及ぼす影響についても明らかにする必要がある、今後検討を行う予定である。

4.5 結論

4.5.1 まとめ

本章では、2016年熊本地震で大破したピロティ形式の10階建RC造集合住宅を対象とした被害調査結果、地震被害が大きかった梁間方向を対象に有限要素解析を用いた被害要因の分析について述べた。

本建築物の地震による構造部材の被害は1～2階に集中しており、主な被害を以下に示す。

- ・ 1階の10本の柱のうちの1本がせん断破壊し、帯筋の破断や主筋の座屈が確認された。
- ・ ピロティ階直上の2階大梁のうち梁間方向1本の端部下端では、顕著なコンクリート剥落および下端筋の座屈がみられた。
- ・ 梁間方向の3構面において、2階大梁の下端に曲げひび割れが発生しており、数センチの鉛直たわみが生じ、その上部にある2階戸境壁との間に壁縦筋の破断を伴う離間が生じていた。
- ・ 1階の柱型が屋外側に拡張され、桁行方向の2階大梁が偏心して屋内側に取り付いている2階柱梁接合部に、幅2.0mmのひび割れが確認された。
- ・ 桁行方向の低層部の共用廊下側の構面におけるコンクリートの剥落を伴うような袖壁、腰壁、方立壁の被害がみられた。

有限要素解析では、1階ピロティ柱の顕著な損傷や、2階梁の端部損傷およびスパン中央の大きなたわみといった実被害を概ね良好に再現することができた。また、2階枠梁の断面形状と2階壁縦筋量がピロティ架構の耐力向上に与える影響が大きいことを示した。X5構面1階の妻壁について、壁端部の部分スリットはX5構面の力学挙動に大きな影響を及ぼしていないことを確認できた。現行の技術基準解説書に記載されているピロティ柱の設計法に示される、柱の軸力制限、せん断力に対する保証設計、全主筋の中子筋拘束について検討を行った結果、柱の軸力制限以外は満足しなかった。本検討では議論できなかったが、立体架構を対象とした解析を行い、ねじれ応答や外力分布の違いが崩壊メカニズムや部材に発生する応力に及ぼす影響についても明らかにする必要がある。

4.5.2 今後の課題

本建築物では、前述の通り、ピロティ構造に関連するいくつかの種類 of 構造被害がみられた。これらは、ピロティ柱、ピロティ階直上の連層耐震壁の枠梁および柱梁接合部における被害に大別できる。それぞれの被害に関して、今後の課題を以下に示す。

本建築物のピロティ柱が当時の構造設計においてどのようにせん断設計されていたかは不明であるが、新耐震基準で設計された建築物でも、建設年代によっては現行のピロティ柱の保証設計や構造規定を満足しない事例は少なからず存在すると考えられる。このような場合には、新耐震基準の設計であっても、ピロティ柱に対してせん断補強などの対策を講じることが望ましい。また、本建築物のピロティ柱のように、帯筋間隔は比較的小さいものの、大きな断面寸法に対して中子筋が少ない（もしくは無い）ことで、帯筋量そのものが少なくなっている柱をせん断破壊させた実験例は少なく、その力学性状には不明な点が多い。今後、このような特徴を有する柱やその補強工法を対象とした実験的検討も併せて必要と考えられる。

また、本建築物で顕著な被害が確認されたピロティ階直上の連層耐震壁の枠梁については、一貫計算プログラムで一般的な3本柱モデルでは、壁部材の上下の枠梁は剛梁としてモデル化されるため、その挙動を考慮することはできない。本建築物のピロティ階直上の梁は比較的断面が小さく、有限要素解析による検討では、梁断面の拡大や鉄筋量の増加により架構の耐力が向上したことから、ある程度の軸力負担を想定して梁断面を設計することが望ましい。2018年に改定されたRC規準^[4・16]では、上部の耐震

壁からのせん断力の1/2程度の引張または圧縮軸力が梁に作用することを考慮して梁の曲げ耐力を確保する考え方が示されており、参考にするとよい。ただし、本建築物では柱梁接合部にも大きな損傷が発生しており、梁断面を拡大すると柱や柱梁接合部への入力が大きくなることも勘案して、架構全体で補強計画を策定することが必要である。ピロティ柱梁接合部の耐力算定法については、危険断面を設定して力の釣り合いから耐力を算定する Halim ら^[4-17]の手法や小川ら^[4-18]の手法を参照するとよい。

謝辞

本建築物の調査にあたり、現地の関係各位には多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- [4-1] 日本建築センター：－平成7年12月改正－昭和55年11月27日建設省告示第1792号（D_s及びF_{es}を算出する方法を定める件）の解説，1996.1
- [4-2] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- [4-3] 泉徳秀ほか：ピロティ階直上の耐震壁のせん断耐力，日本建築学会構造系論文集，第78巻，第691号，pp.1585-1592，2013.9
- [4-4] 井戸裕勇樹ほか：ピロティ構造の曲げ壁を支持する枠梁の負担応力評価，日本建築学会学術講演集（関東），構造IV，pp.303-304，2015.9
- [4-5] 国立研究開発法人建築研究所：平成28年（2016年）熊本地震建築物被害調査報告（速報），建築研究資料No.173，2016.9
- [4-6] 日本建築防災協会：2015年改訂版 再使用の可能性を判定し，復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2015
- [4-7] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所：平成28年（2016年）熊本地震建築物被害調査報告（速報），国土技術政策総合研究所資料No.929，建築研究資料No.173，2016.9
- [4-8] 伊藤忠テクノソリューションズ（株）：FINAL/V11，2018.3
- [4-9] 長沼一洋：三軸応力下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，pp.163-170，1995.8
- [4-10] H. Nakamura, T. Higai : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- [4-11] 出雲淳一ほか：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987.9
- [4-12] Kupfer, H.B, Gerstle, K.H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, 1973.8
- [4-13] Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ., 1979.1
- [4-14] Ciampi, V., et al. : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov., 1982
- [4-15] 山本淳也，石川俊介，河野進，坂下雅信，慶祐一，太田義弘：RC造耐震壁における目地のせん

断剛性・せん断強度に及ぼす影響に関する実験的研究（その1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），C-2，pp.367-370，2010.7

[4-16] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12

[4-17] S. Halim, S. Takahashi, T. Ichinose, G. Kotani, M. Tesigawara, T. Kamiya and H. Fukuyama: Strength of Beam-column Joint in Soft First Story of RC Buildings Part 2: Design Equations, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.12, pp.146-157, 2014.5

[4-18] 小川司，中村聡宏，勅使川原正臣，市之瀬敏勝：鉄筋コンクリート造ピロティ柱梁接合部の柱が開く方向での終局強度に関する検討，日本建築学会構造系論文集，Vol.79, No.695, pp.121-128, 2014.1

第5章

建築物Cに関する調査分析

5.1 検討目的と方法

5.1.1 検討目的

現行の建築基準法では、大地震時に建物の倒壊を防ぎ人命を確保するための規定が設けられている。しかし、熊本地震では、地震後の建物の機能停止による生活困窮がみられたことから、大地震時の人命確保に加え、地震後も建物の機能を維持し、生活基盤を喪失させない継続使用性の確保が必要である。その実現に向け、建物の継続使用性を確保するための設計法が求められる。この実施のために、実建物の地震後の被害を再現できるモデルの構築を行い、部材の損傷度合を把握することがまず必要と考えられる。

そこで本検討では、熊本地震で被災した4階建てピロティ形式のRC造建物を対象として、部材の損傷を再現できるモデルの構築を行う。構築したモデルを用いて、部材のモデル化の違いが応答に与える影響を検討し、応答の観点からモデルと実被害の比較検討を行い、モデルの妥当性を示す。

また、建物の継続使用性を確保するための設計法を提案するうえで課題となる問題点等の基礎的検討を行う。

5.1.2 検討方法

1998年に新耐震基準で建設され、熊本地震にて1層崩壊を起こした4層鉄筋コンクリート造のピロティ形式の共同住宅を対象に、建物のモデル化を行う。本建物は、耐震スリットが一部設けられているが、建設当初の計算書からはスリットの情報が読み取れなかった。そこで壁のモデル化の違いによる建物応答への影響の検討を行うため、ラーメン架構モデルと2方スリット想定モデルおよび3方スリット想定モデルを構築する。さらに、この建物は5つの棟が、梁が付随しないスラブのみ(1階は基礎梁)により連結されており、梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる建物応答への影響の検討を行うため、5つの棟を別々にモデル化したものと、5つの棟をピン梁および梁が付随しないスラブで繋いだ連棟モデルを構築する。

構築したモデルを用いて静的増分解析および動的応答解析を行う。動的応答解析では、近隣地域で観測された地震波を用いた解析を行う。応答の観点から壁や梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる建物応答への影響の検討を行い、抽出したモデルの解析結果から推定した部材損傷度合を実被害と比較することで耐震スリットの設計条件を推察し、構築したモデルの妥当性を示す。

また、対象建物のピロティ階に対して、現在推奨されているピロティの設計方法に基づきピロティ柱の部材断面を算定し、建物応答へ与える影響を検討する。

5.2 建物概要

5.2.1 所在地と構造形式

熊本県宇土市入地町にある地上4階鉄筋コンクリート造の共同住宅を対象として解析を行う。本建物は1998年に新耐震基準にて建設された建物である。平面形状は長方形であり、桁行方向は北西－南東方向である。桁行方向10スパン、梁間方向1スパンであり、桁行方向に対称な平面プランである。桁行方向1スパン、梁間方向1スパンの4つの建物と桁行方向2スパン、梁間方向1スパンの1つの建物の計5つの建物が基礎梁で連結されており、2階以上は梁が付随しないスラブにより連結されている。構造形式は桁行方向が純ラーメン架構、梁間方向が連層耐震壁付きラーメン架構、基礎形式は杭基礎である。また、本検討建物は桁行方向両端(X0,X12構面)、階段室(Y8構面)に壁厚180mmの連層耐力壁が複数枚配置されている。それらの壁を除き、1階は柱のみで構成されているピロティ構造となっている。

5.2.2 構造計画の特徴

構造計算書での各層の建物重量・形状係数・構造特性係数を表5.2.1に示す。構造計算書によれば、本建物は耐震計算ルート3を適用した保有水平耐力計算による検定が行われている。桁行方向は、純ラーメン構造でありDs値は0.30、梁間方向は、連層耐震壁付きラーメンのピロティ構造であり、第1層Ds値は0.30、第2層から第4層は0.40としている。各階の形状係数Fesのうち、梁間方向の第1層が1.21と算定されていた。これは、ピロティ形式の建物であり剛性が急変しているためと考えられる。なお、地盤特性係数Rtは1.0、地域係数Zは0.8が用いられている。

表 5.2.1 構造計算書の建物重量・形状係数・構造特性係数

階	建物重量 (単位 kN)		形状係数 Fes		構造特性係数 Ds	
	Wi	Σ Wi	桁行方向	梁間方向	桁行方向	梁間方向
4	4866	4866	1.00	1.00	0.30	0.40
3	7095	11962	1.00	1.00	0.30	0.40
2	7076	19038	1.00	1.00	0.30	0.40
1	6897	25934	1.00	1.21	0.30	0.30

5.2.3 構造体と使用材料

設計図書に基づいて作成した建物の伏図を図5.2.1～図5.2.5に、軸組図を図5.2.6～図5.2.20にそれぞれ示す。また、使用材料は、コンクリート強度が210kgf/cm²で、鉄筋の鋼種は、呼び名D16以下がSD295、D19以上がSD345である(表5.2.1)。

各部材の断面リストを表5.2.2～表5.2.7に示す。

表 5.2.2 使用材料

コンクリート	種類	Fc (kgf/cm ²)	使用する場所
	普通コンクリート	210	全て
鉄筋	種類	材種	使用する場所
	異形鉄筋	SD295	D16以下(下記以外)
		SD345	D19以上(柱・梁主筋)
	圧縮継手の有無	有(その径：D19以上)	

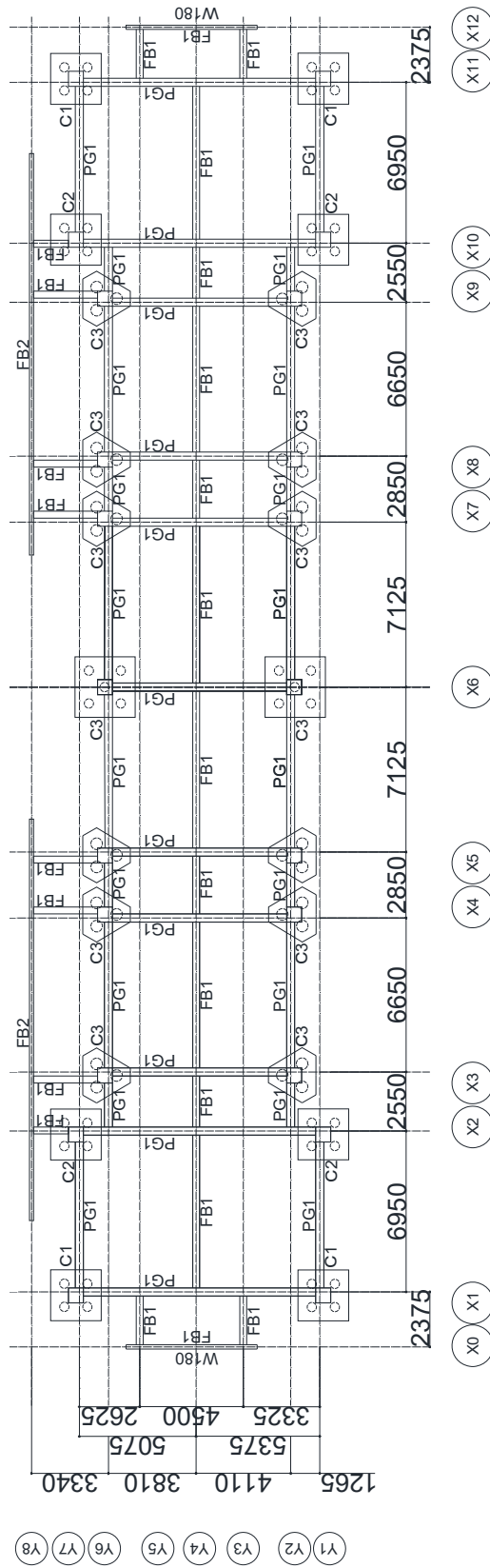


図 5.2.1 1階 伏図

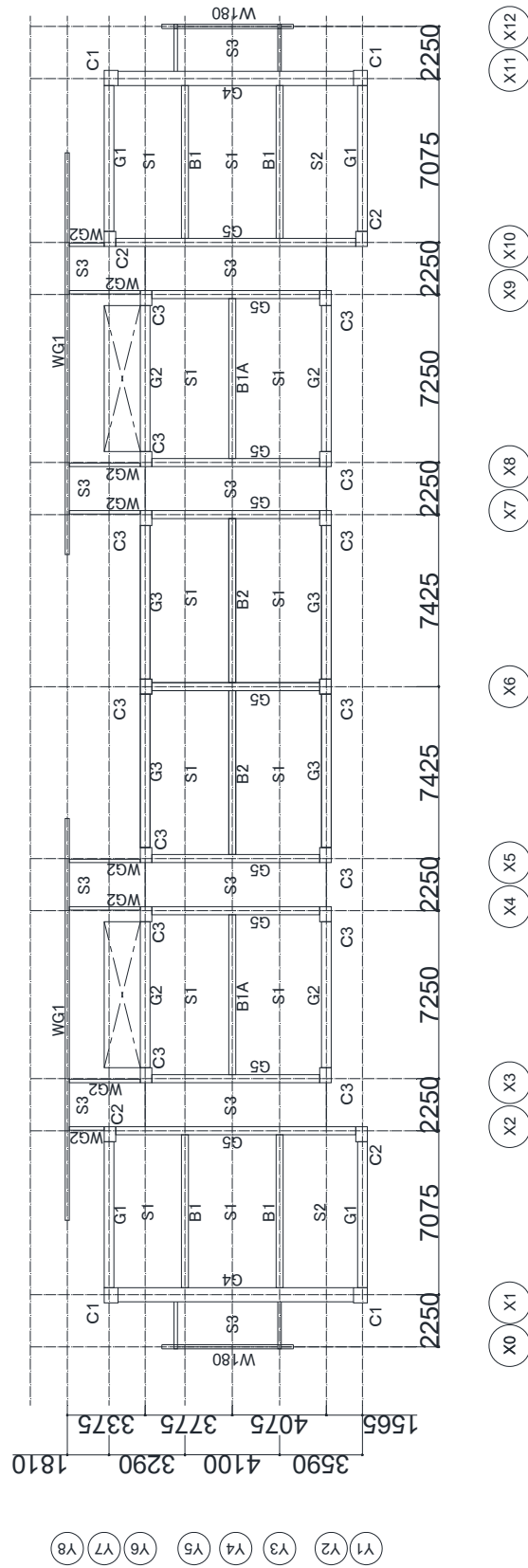


図 5.2.2 2階 伏図

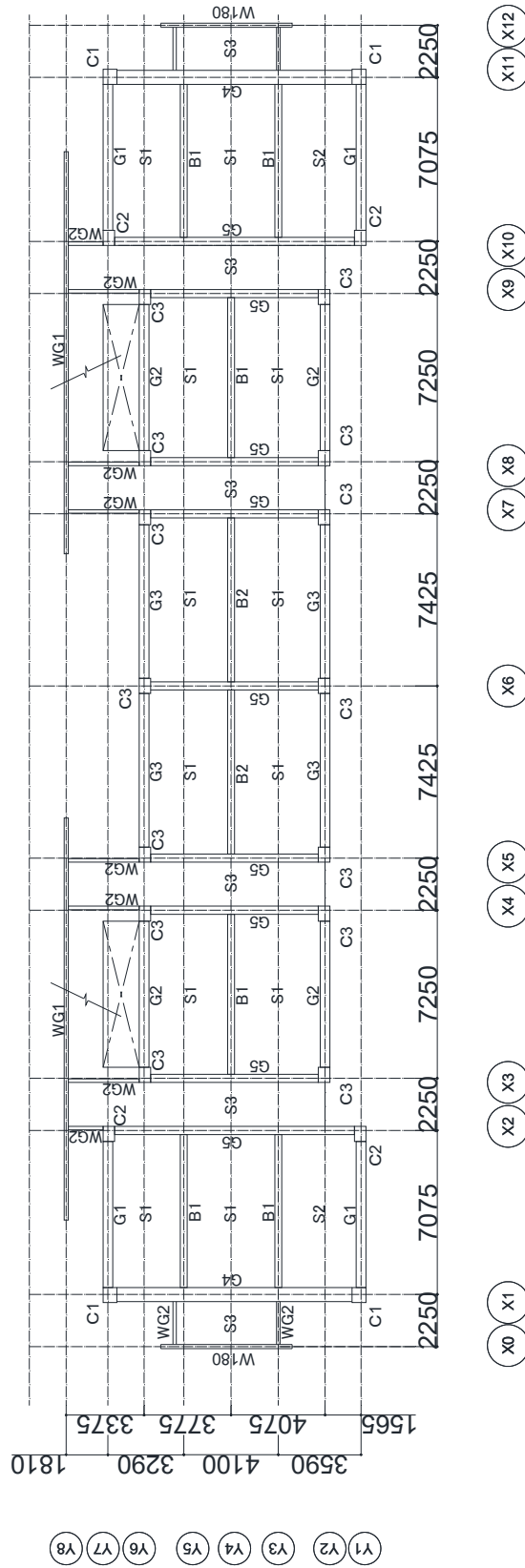


図 5.2.3 3階 伏図

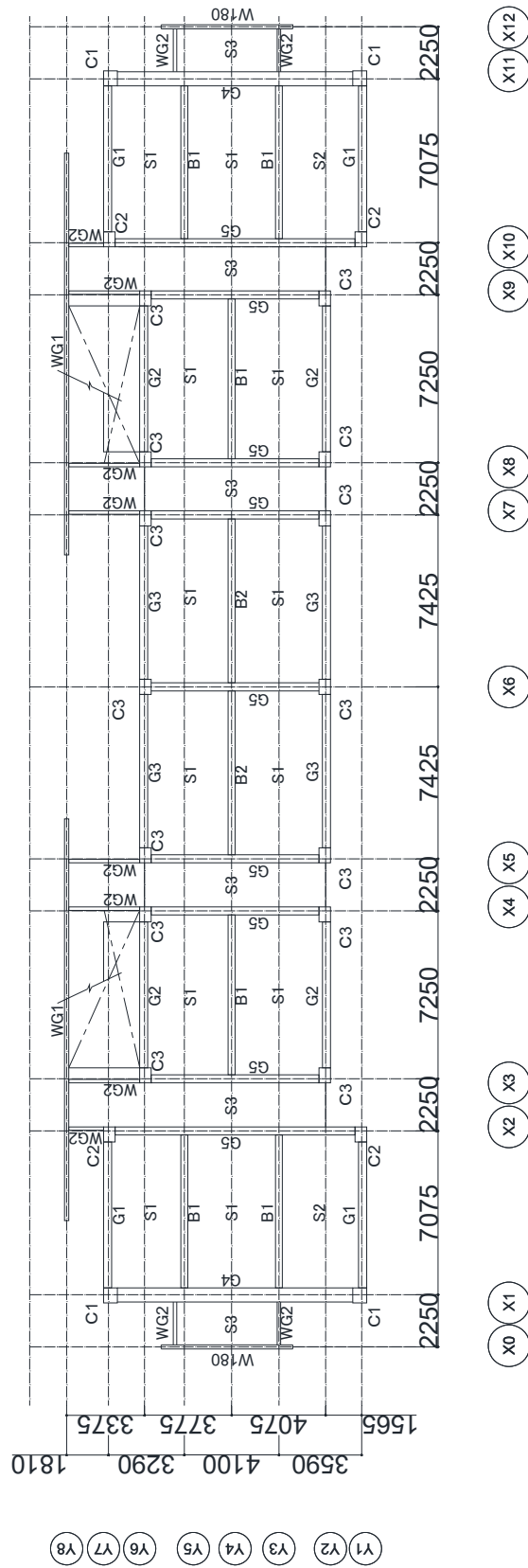


図 5.2.4 4階 伏図

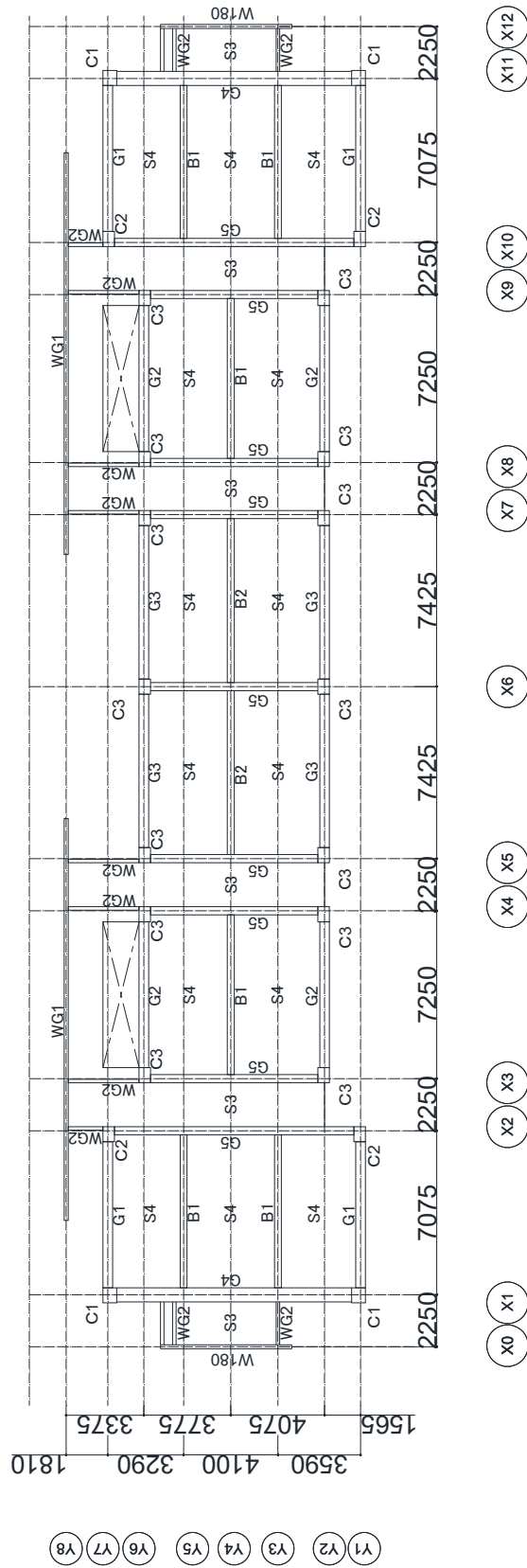


図 5.2.5 R階 伏図

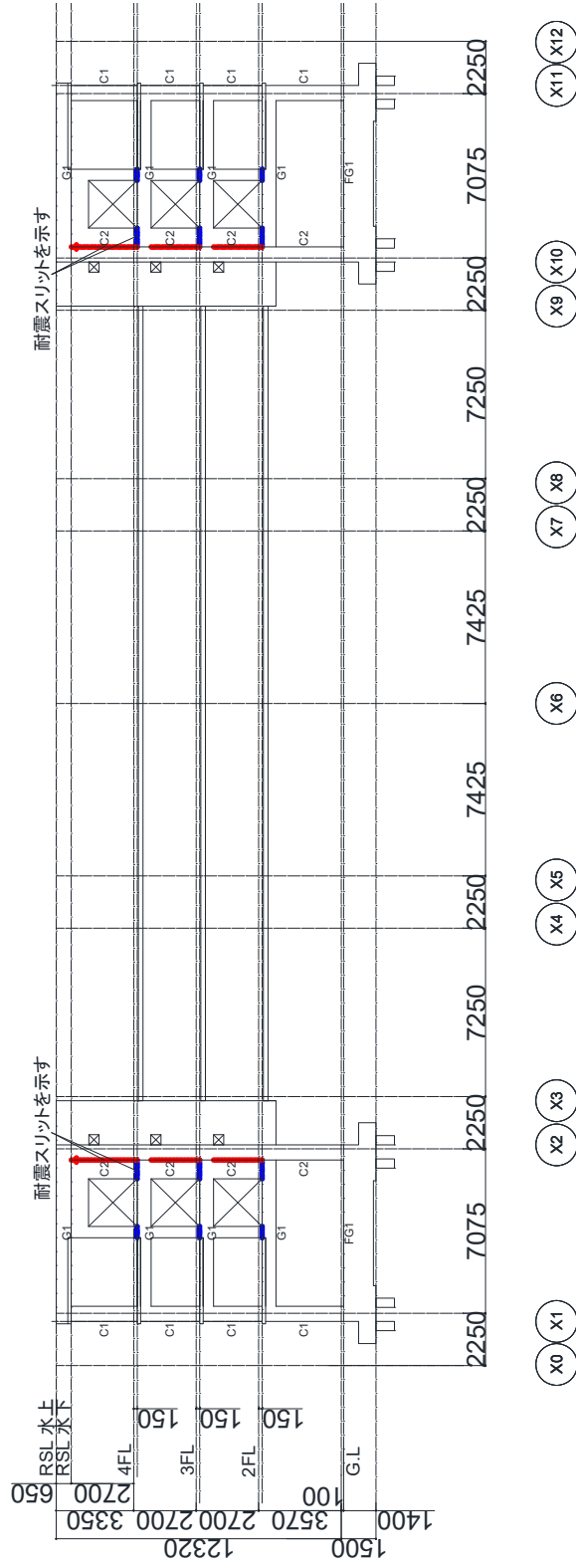


図 5.2.6 Y1 構面 軸組図

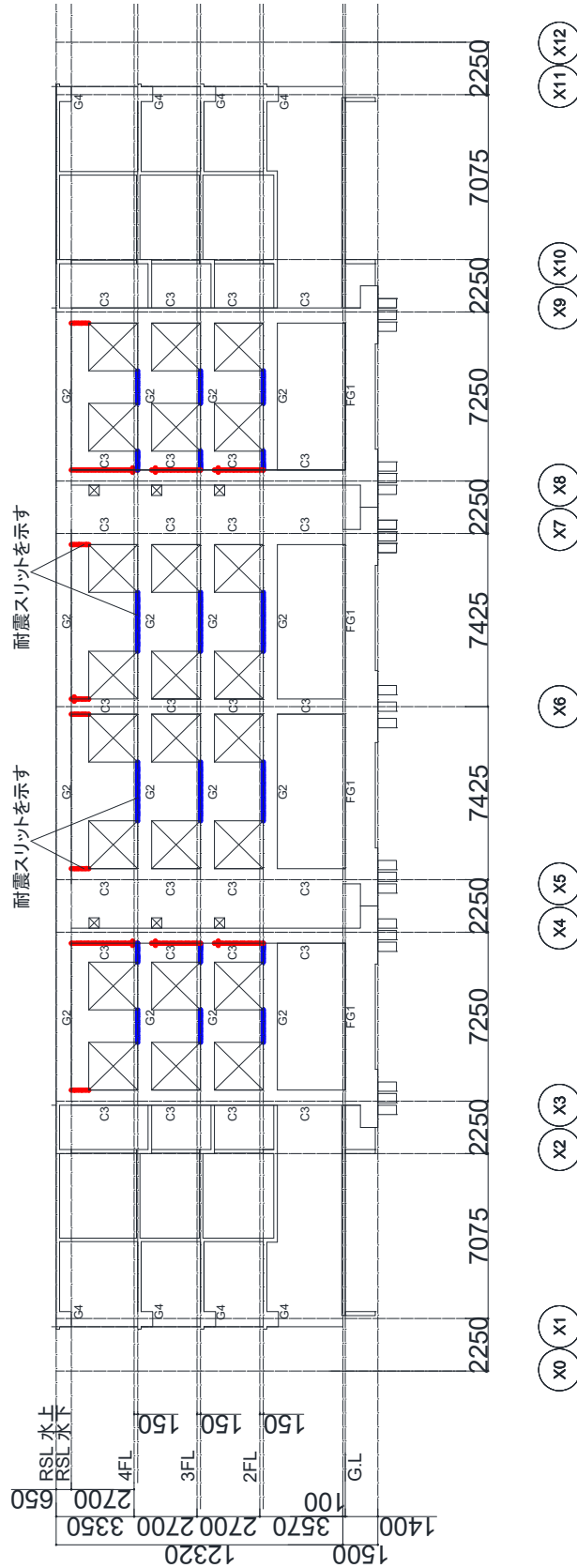


図 5.2.7 Y2 構面 軸組図

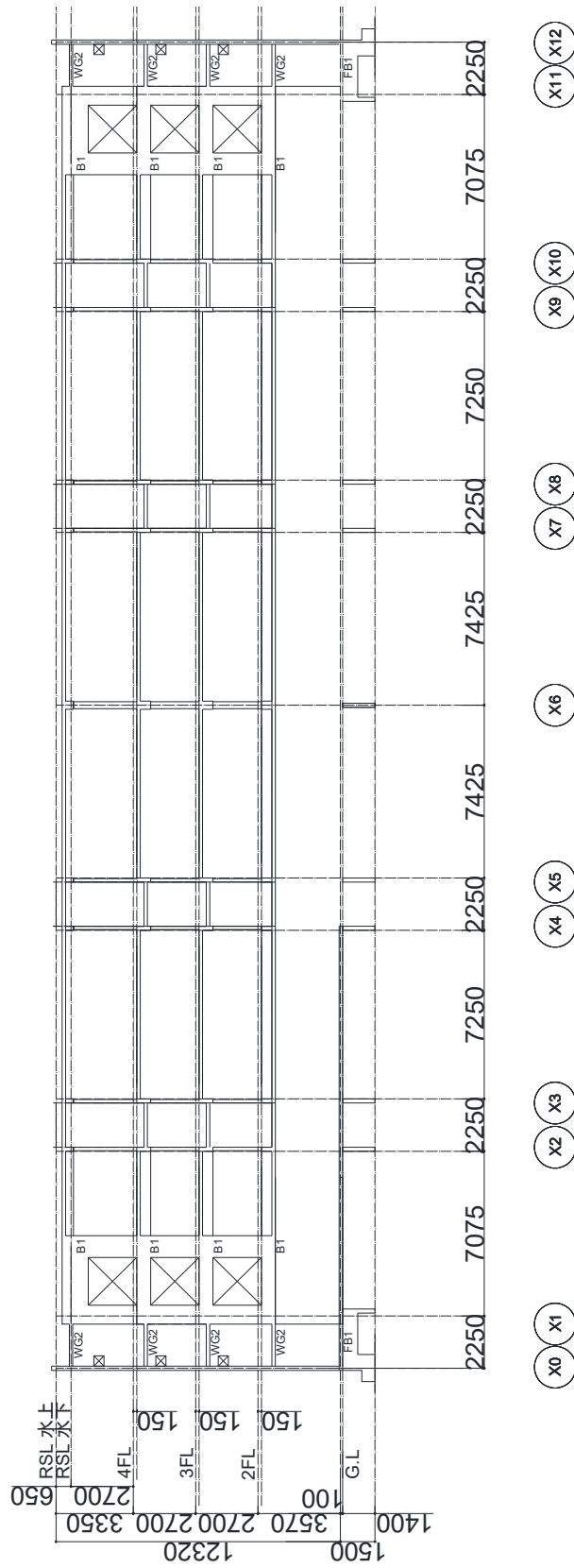


図 5.2.8 Y3 構面 軸組図

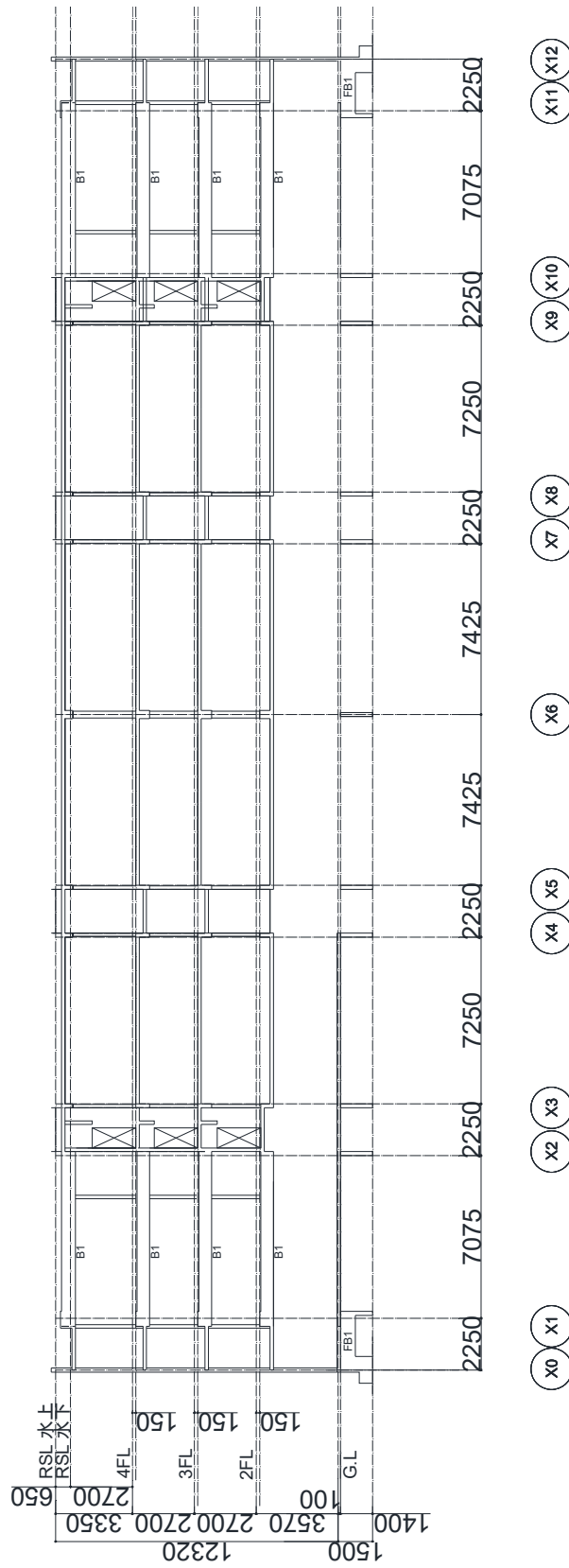


図 5.2.10 Y5構面 軸組図

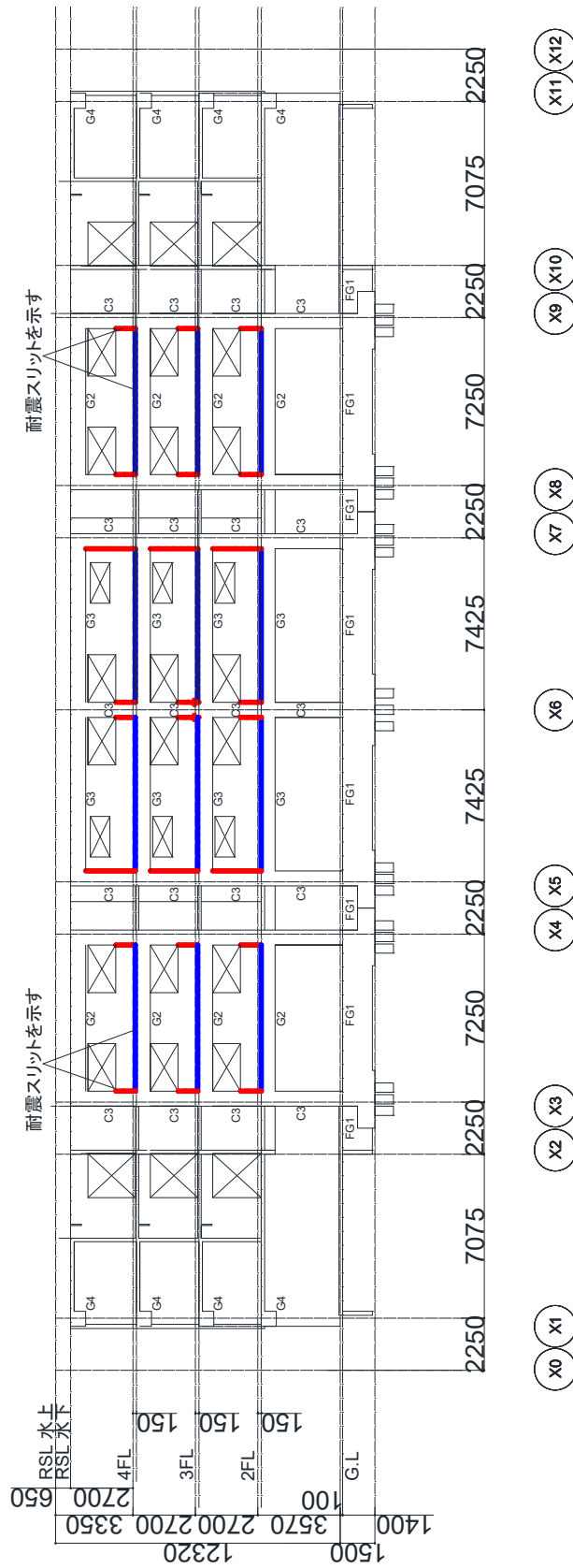


図 5.2.11 Y6 構面 軸組図

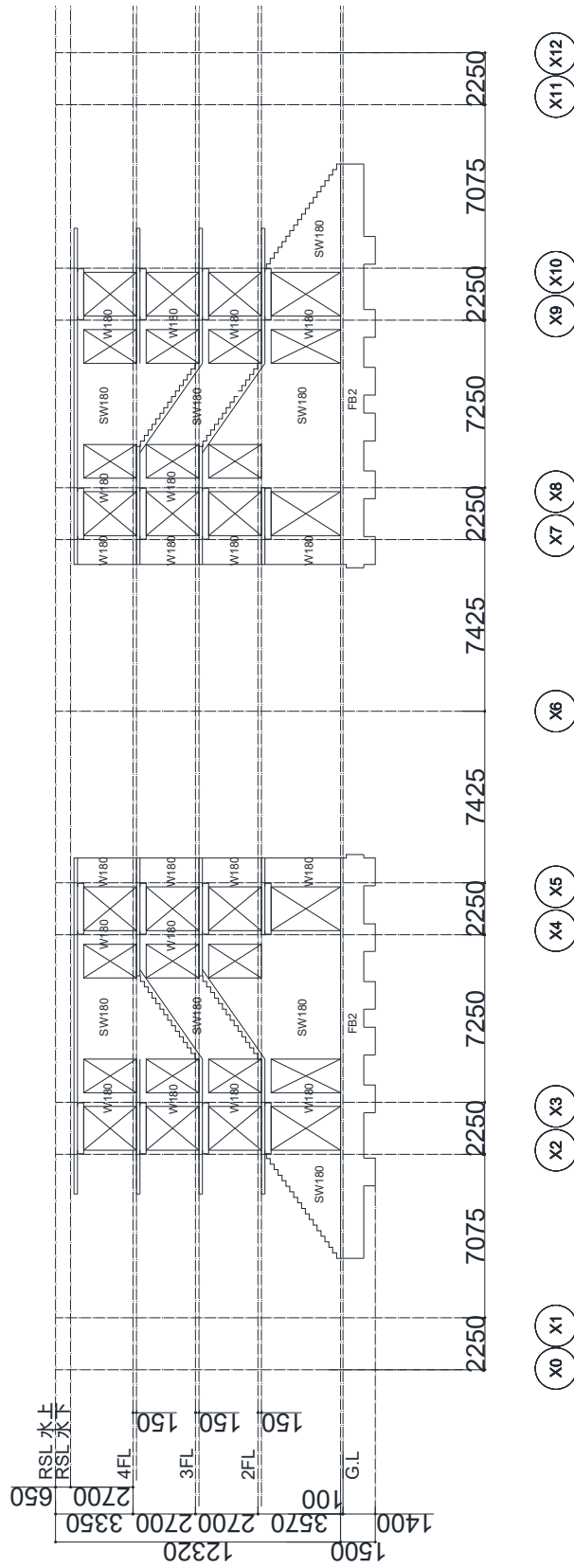
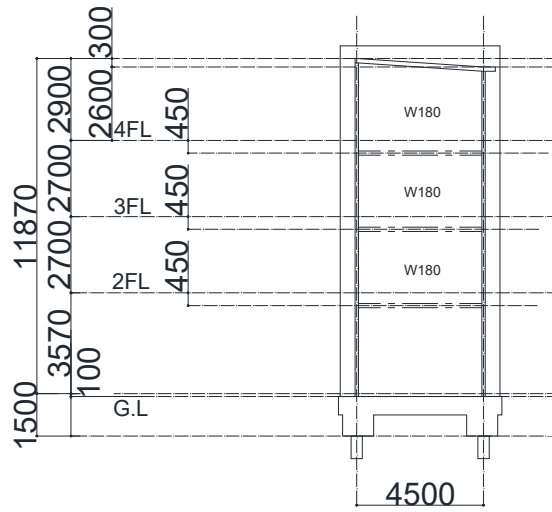
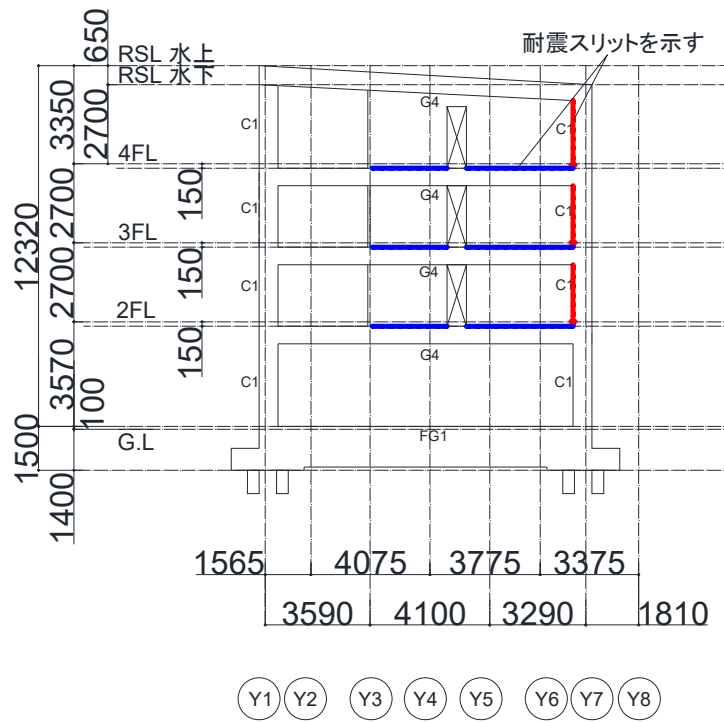


図 5.2.13 Y8 構面 軸組図



Y3

図 5.2.14 X0・X12 構面 軸組図



Y1 Y2 Y3 Y4 Y5 Y6 Y7 Y8

図 5.2.15 X1・X11 構面 軸組図

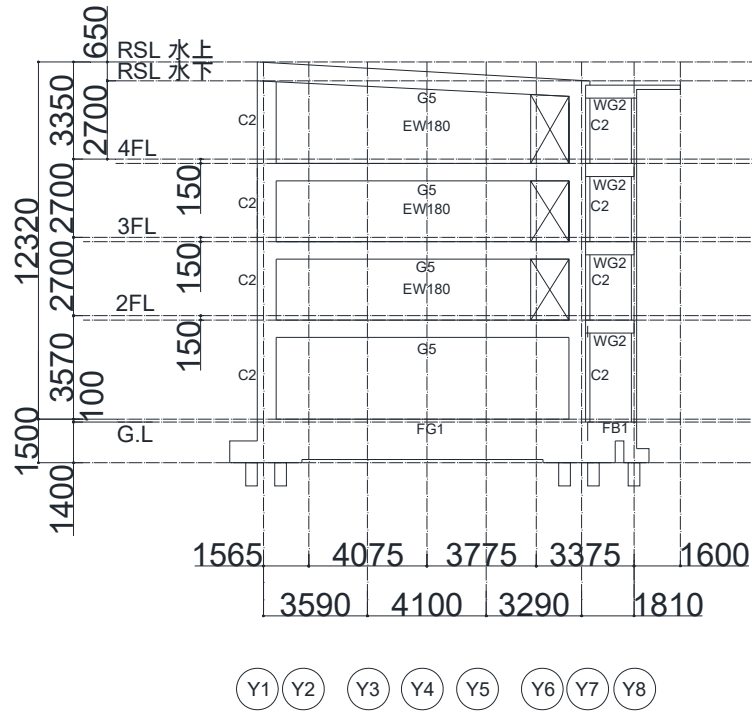


図 5.2.16 X2・X10 構面 軸組図

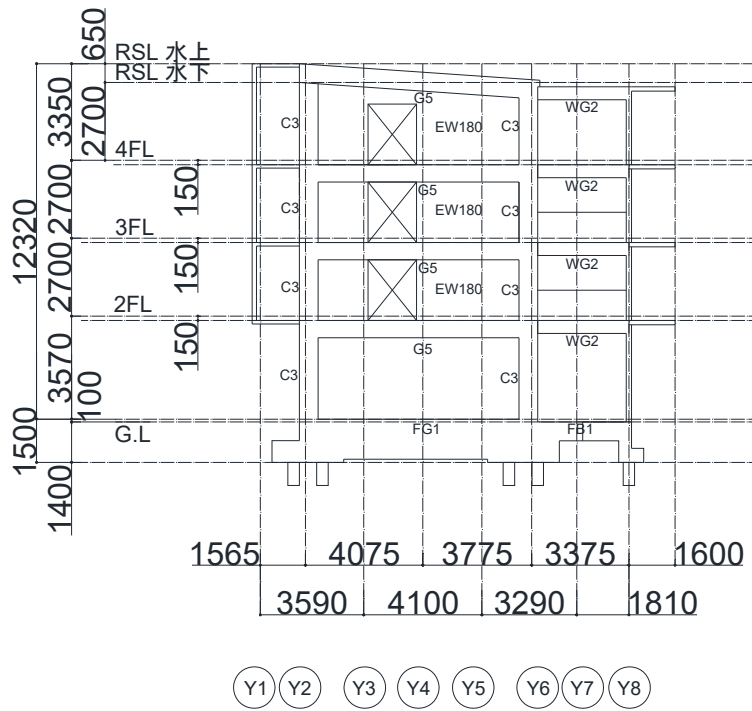


図 5.2.17 X3・X9 構面 軸組図

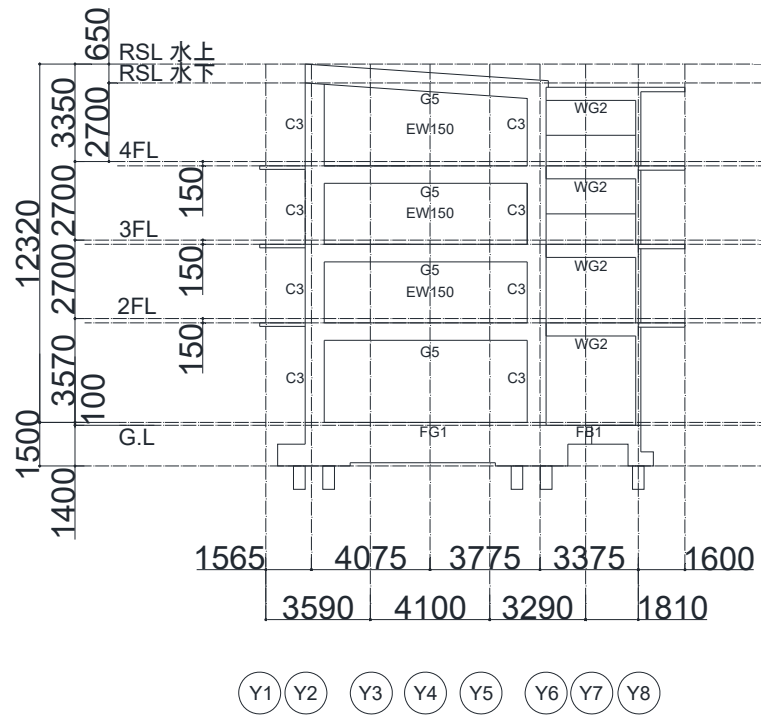


図 5.2.18 X4・X8 構面 軸組図

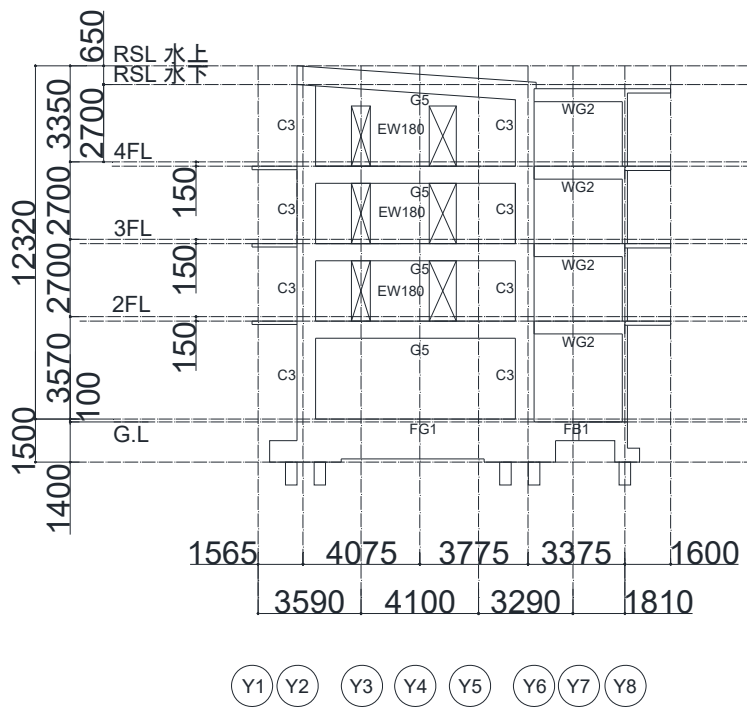
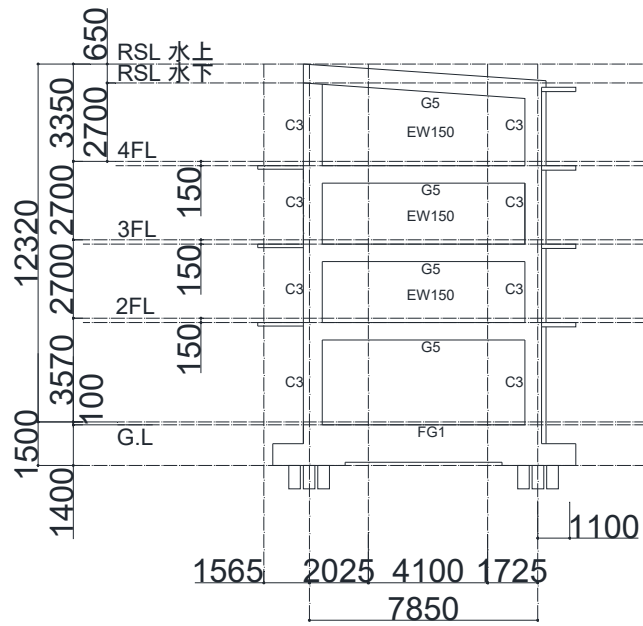


図 5.2.19 X5・X7 構面 軸組図



Y1 Y2 Y3 Y4 Y5 Y6

図 5.2.20 X6 構面 軸組図

表 5.2.3 柱断面リスト (単位 mm)

符号	C1	C2	C3
4 階			
B×D	650×600	650×500	650×500
主筋	16-D22	8-D22	8-D22
フープ筋	□-D10-@100	□-D10-@100	□-D10-@100
3 階			
B×D	650×600	650×500	650×500
主筋	16-D22	8-D22	8-D22
フープ筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100

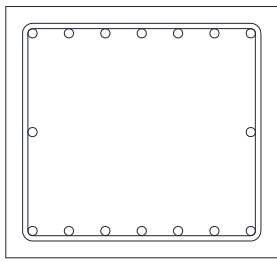
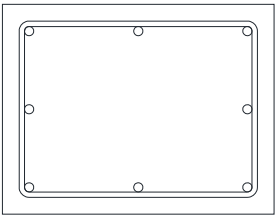
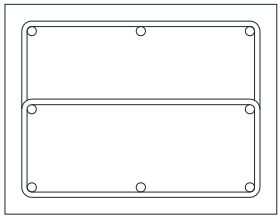
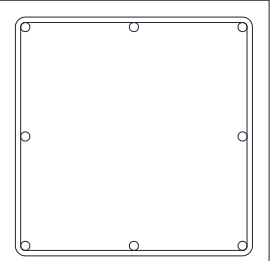
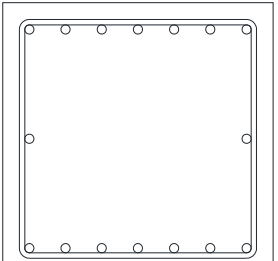
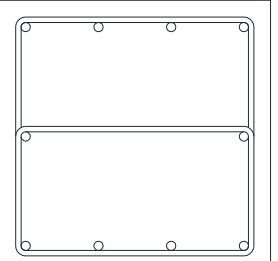
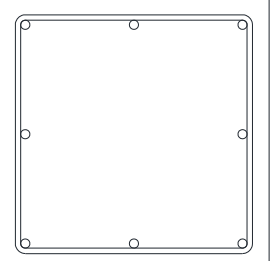
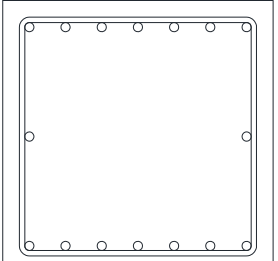
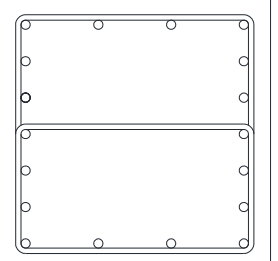
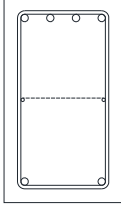
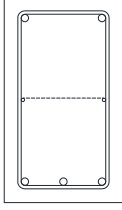
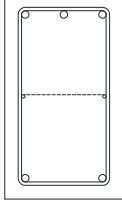
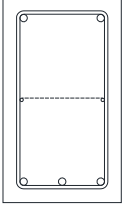
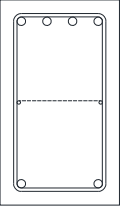
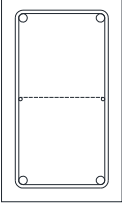
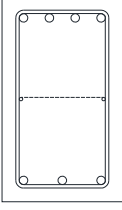
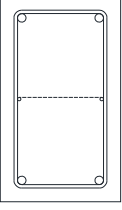
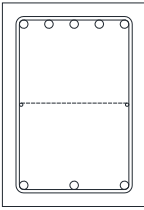
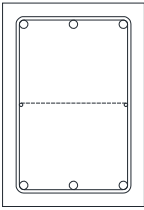
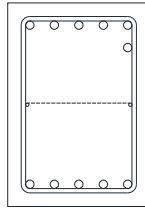
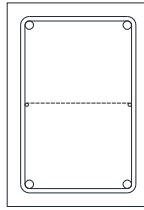
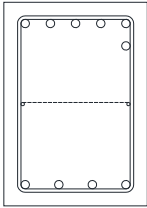
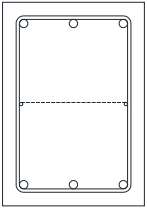
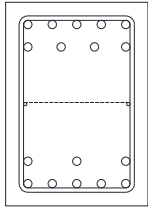
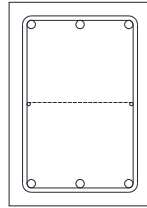
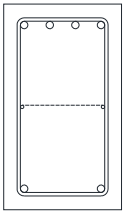
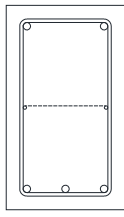
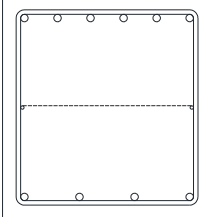
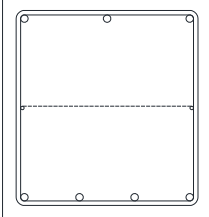
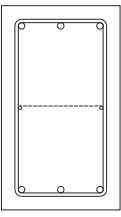
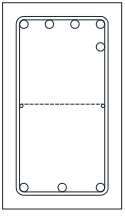
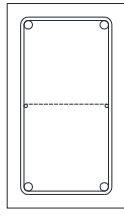
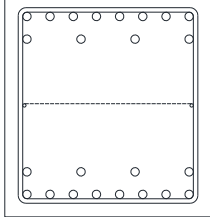
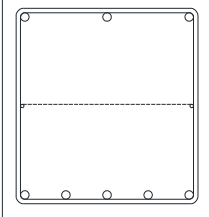
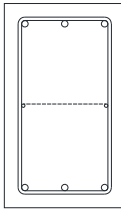
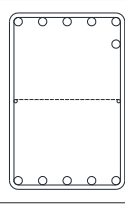
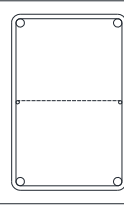
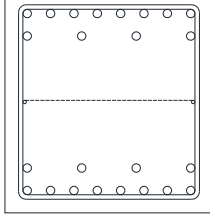
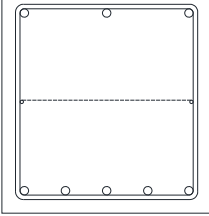
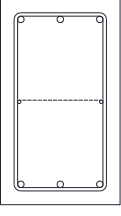
2階			
B×D	650×600	650×500	650×500
主筋	16-D22	8-D22	8-D22
フープ筋	□-D13-@100	□-D13-@100	⊠-D13-@95
1階柱頭			
B×D	650×650	650×650	650×650
主筋	8-D22	16-D22	10-D22
フープ筋	□-D13-@100	□-D13-@100	⊠-D13-@100
1階柱脚			
B×D	650×650	650×650	650×650
主筋	8-D22	16-D22	18-D22
フープ筋	□-D13-@100	□-D13-@100	⊠-D13-@100

表 5.2.4 梁断面リスト (単位 mm)

符号	G1		G2	
位置	端部	中央	端部	中央
R 階				
寸法	350×600		350×600	
上端筋	4-D22	4-D22	3-D22	2-D22
下端筋	2-D22	2-D22	2-D22	3-D22
あばら筋	□-D10-@200		□-D10-@200	
腹筋	2-D10		2-D10	
4 階				
寸法	350×600		350×600	
上端筋	4-D25	2-D25	4-D25	2-D25
下端筋	2-D25	2-D25	2-D25	2-D25
あばら筋	□-D10-@200		□-D10-@100	□-D10-@200
腹筋	2-D10		2-D10	
3 階				
寸法	420×600		420×600	
上端筋	5-D25	3-D25	6-D25	2-D25
下端筋	3-D25	3-D25	5-D25	2-D25
あばら筋	□-D10-@150		□-D13-@150	□-D13-@250
腹筋	2-D10		2-D10	

2階				
寸法	420×600		420×600	
上端筋	6-D25	3-D25	9-D25	3-D25
下端筋	4-D25	3-D25	8-D25	3-D25
あばら筋	□-D10-@100	□-D10-@150	□-D13-@100	□-D13-@250
腹筋	2-D10		2-D10	

符号	G3		G4		G5
位置	端部	中央	端部	中央	全断面
R 階					
寸法	350×600		610×650		350×600
上端筋	4-D22	2-D22	6-D22	3-D22	3-D19
下端筋	2-D22	3-D22	4-D22	4-D22	3-D19
あばら筋	□-D10-@200		□-D13-@200		□-D10-@200
腹筋	2-D10		2-D10		2-D10
4 階					
寸法	350×600		610×650		350×600
上端筋	5-D25	2-D25	12-D25	3-D25	3-D19
下端筋	3-D25	2-D25	12-D25	5-D25	3-D19
あばら筋	□-D10-@100	□-D10-@200	□-D13-@150	□-D13-@200	□-D10-@200
腹筋	2-D10		2-D10		2-D10
3 階					
寸法	420×600		610×650		350×600
上端筋	6-D25	2-D25	12-D25	3-D25	3-D19
下端筋	5-D25	2-D25	12-D25	5-D25	3-D19
あばら筋	□-D13-@150	□-D13-@250	□-D13-@150	□-D13-@200	□-D10-@200
腹筋	2-D10		2-D10		2-D10

2階					
寸法	420×600		610×650		350×600
上端筋	9-D25	3-D25	10-D25	3-D25	3-D22
下端筋	7-D25	3-D25	10-D25	4-D25	4-D22
あばら筋	□-D13- @100	□-D13- @250	□-D13-@200		□-D10- @200
腹筋	2-D10		2-D10		2-D10

表 5.2.5 基礎梁断面 (単位 mm)

符号	FG1
位置	全断面
断面	
寸法	350×1200
上端筋	4-D25
下端筋	4-D25
あばら筋	□-D13-@250
腹筋	6-D10

表 5.2.6 小梁断面リスト (単位 mm)

符号	B1		B1A		B2		
	両端	中央	両端	中央	他端	中央	X6 端
断面							
寸法	300×600		300×600		300×600		
上筋	3-D19	3-D19	3-D19	4-D19	3-D19	2-D19	6-D19
下筋	2-D19	5-D19	2-D19	5-D19	2-D19	4-D19	6-D19
あばら筋	D10-@200		D10-@200		D10-@200		
腹筋	2-D10		2-D10		2-D10		
符号	B3		B4				
位置	両端	中央	他端	中央	X6 端		
断面							
寸法	300×600		300×600				
上筋	3-D19	3-D19	3-D19	2-D19	5-D19		
下筋	2-D19	5-D19	2-D19	4-D19	4-D19		
あばら筋	D10-@200		D10-@200				
腹筋	2-D10		2-D10				

表 5.2.7 壁断面リスト (単位 mm)

符号		W120	W150	EW150	W180・EW180	SW180
縦筋		D10-@200 S	D10-@200 S	D10-@150 S	D10-@200 D	D13-@200 D
横筋		D10-@200 S	D10-@200 S	D10-@150 S	D10-@200 D	D10-@200 D
幅止筋					D10-@1000	D10-@1000
補強筋	縦筋	1-D13	2-D13	2-D13	2-D16	2-D16
	横筋	1-D13	2-D13	2-D13	2-D16	2-D16
	斜め筋	1-D13	1-D13	2-D13	2-D16	2-D13

表 5.2.8 スラブ断面リスト (単位 mm)

符号	厚さ	位置	長辺方向			短辺方向		
			柱間帯		柱列帯	柱間帯		柱列帯
			端部	中央		端部	中央	
S1	150	上端筋	D10・ D13- @200		D10- @250	D10- @200		D10- @250
		下端筋	D10- @400	D10- @200	D10- @250	D10- @400	D10- @200	D10- @250
S2	150	上端筋	D10・D13-@200			D10-@200		
		下端筋	D10-@200			D10-@200		
S3	150	全断面	D10-@200(D)			D10-@200(D)		
S4	150	上端筋	D10- @200	D10- @400	D10- @250	D10- @250	D10- @500	D10- @250
		下端筋	D10- @400	D10- @200	D10- @250	D10- @500	D10- @250	D10- @250

5.3 被害概要

以下に平成28年度(2006年)熊本地震建築物被害調査報告(速報)^[5-1]より、対象建物の被害調査結果を示す。

5.3.1 被害状況

1階柱は、主筋の座屈が多数見られ、一部の主筋は破断していることも確認された。このような被害は主に柱頭部で確認されたが(写真5.3.1, 写真5.3.2)、一部の柱では柱脚部でも同様の被害が生じている。なお、外周部の壁部材には、写真5.3.4に示すようにひび割れや圧潰が生じているが、柱に比べて被害程度が小さく、柱と連動して耐震要素として効いていたとは考えづらいため、本検討では、外周部の壁部材を考慮していない。また、同団地内に同時期に建設された3階建てないし4階建ての壁式RC造共同住宅15棟の外部からの調査では、構造部材に対する被害は見られない。



(a) 東側から見た柱全景



(b) 柱頭部の拡大

写真 5.3.1 X11-Y1 柱 (柱頭崩壊, 軸支持能力低下, 損傷度 V)



(a) 東側から見た柱全景



(b) 柱頭部の拡大

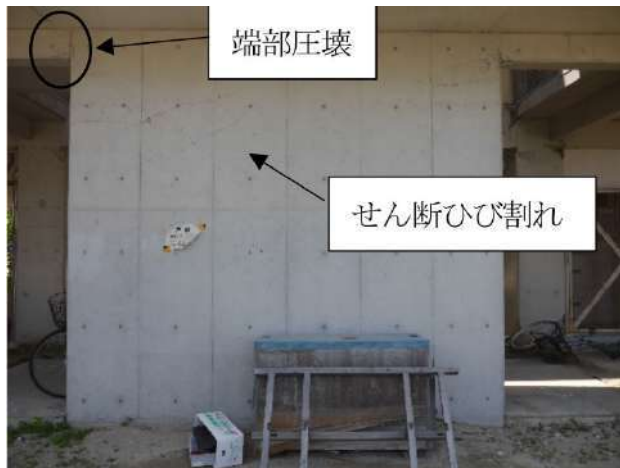
写真 5.3.2 X5-Y2 柱 (柱頭崩壊, 主筋の座屈・破壊, 損傷度 IV)



写真 5.3.3 X5-Y3 柱 (曲げ降伏, 損傷度Ⅲ)



(a) 桁行外柱連層耐力壁 (水平ひび割れ)



(b) 階段室下の壁柱 (せん断ひび割れ, 端部圧壊)

写真 5.3.4 壁部材の損傷状況

5.3.2 被災度区分判定結果

被災度区分判定基準^[5-2](表 5.3.1)に従い, 部材損傷度を判定した結果を図 5.3.1 に示す。

表 5.3.1 被災度区分判定基準^[5-2]

損傷度	損傷内容
I	近寄らないと見えにくい程度のひび割れ (ひび割れ幅 0.2mm 以下)。
II	肉眼ではっきり見える程度のひび割れ (ひび割れ幅 0.2~1 mm 程度)。
III	比較的大きなひび割れが生じているが, コンクリートの剥落は, 極わずかである (ひび割れ幅 1~2mm 程度)。
IV	大きなひび割れが多数生じ, コンクリートの剥落も激しく鉄筋がかなり露出している。
V	鉄筋が曲がり, 内部のコンクリートも崩れ落ち, 一見して柱(耐力壁)の高さ方向の変形が生じていることがわかるもの。沈下や傾斜が見られるのが特色。鉄筋の破断が生じている場合もある。

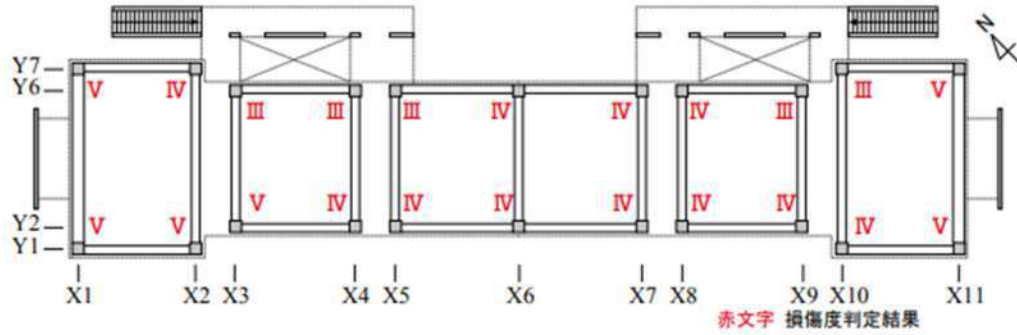


図 5.3.1 部材損傷度判定結果

部材損傷度の判定結果に従い、被災度区分判定をした結果を表 5.3.2 に示す。部材損傷度の判定結果はいずれの方向でも同一となったため、代表して NE-SW 方向（梁間方向）の結果を示す。本対象建築物においては、耐震性能残存率 $R=21(\%)$ となり、「大破」の判定となった。

表 5.3.2 判定結果

損傷度	本数	残余性能(曲げ柱)	本数×残余性能
損傷度 V	6	0	0
損傷度 IV	11	0.2	2.2
損傷度 III	5	0.5	2.5
損傷度 II	0	0.75	0
損傷度 I	0	0.95	0
		合計	4.7
		耐震性能残存率	21%[大破]

5.4 分析概要と結果

5.4.1 骨組解析モデルによる被害分析

解析には任意形状フレームの弾塑性解析プログラム SNAPver.7 を使用する。本検討では静的増分解析および動的応答解析を行う。以下に解析の条件を示す。

(1) 建物のモデル化概要

本建物は、耐震スリットが一部設けられているが、建設当初の設計図書が不鮮明であったため2方スリットか3方スリットかの判断ができなかった。壁による建物応答への影響の検討を行うため、ラーメン架構モデルと2方スリット想定モデルおよび3方スリット想定モデルを構築する。さらに、この建物は5つの棟は、梁が付随しないスラブのみ(1階は基礎梁)により連結されており、そのスラブが建物応答に与える影響が定かでないため、5つの棟を別々にモデル化したものと、5つの棟をピン梁および梁が付随しないスラブで繋いだ連棟モデルを構築する。なお、本検討では、スラブ・小梁・階段についてはモデル化を省略し、梁およびスラブは、軸方向変形が生じないようにすべて剛床と仮定する。

① 壁のモデル化方法

- 1) 桁行方向は壁を無視した純ラーメン架構、梁間方向は一部耐震壁付きラーメン架構としてモデル化
(X2, X4, X6, X8, X10 構面の壁を耐震壁としてモデル化しその他の構面はラーメン架構)
- 2) 桁行方向はスリットのない壁は壁付き架構として、スリットを有する壁は2方スリット(柱際に耐震スリット)を反映してモデル化
- 3) 桁行方向はスリットのない壁は壁付き架構として、スリットを有する壁は3方スリット(柱際と梁に耐震スリット)を反映してモデル化

なお、桁行方向に関して、スリットのない壁はY7構面に設けられている。(図5.4.4)

② 建物全体のモデル化方法

- 1) 建物を5棟の別々の建物とみなしてばらばらにモデル化(分棟モデル)
- 2) 5棟をピン梁で繋いでモデル化(連棟Aモデル)
- 3) 5棟を梁が付随しないスラブで繋いでモデル化(連棟Bモデル)

以上のモデル化方法を組み合わせて、モデルを以下の5種類構築する。

- モデル1：① 1)と② 2)を組み合わせたモデル、すなわち純ラーメン+連棟Aモデル
 モデル2：① 2)と② 2)を組み合わせたモデル、すなわち2方スリット+連棟Aモデル
 モデル3：① 3)と② 2)を組み合わせたモデル、すなわち3方スリット+連棟Aモデル
 モデル4-1,2,3：① 2)と② 1)を組み合わせたモデル、すなわち2方スリット+分棟モデル
 モデル5：① 2)と② 3)を組み合わせたモデル、すなわち2方スリット+連棟Bモデル

以上のモデルを用いて、以下のような比較検討を行う。

- (1) モデル1, 2, 3 壁のモデル化の違いによる応答への影響
- (2) モデル2, 4 建物全体のモデル化の違いによる応答への影響
- (3) モデル2, 5 梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる応答への影響

モデル一覧を表5.4.1に示す。

表 5.4.1 モデル一覧

モデル名	種類	剛域設定	危険断面位置	梁が付随しない スラブのモデル化
モデル 1	ラーメン 連棟 A	壁フェイス-D/4	剛域端	ピン梁
モデル 2	2 方スリット 連棟 A	壁フェイス-D/4	剛域端	ピン梁
モデル 3	3 方スリット 連棟 A	壁フェイス-D/4	剛域端	ピン梁
モデル 4-1	2 方スリット-分棟 (X1-2 構面)	壁フェイス-D/4	剛域端	
モデル 4-2	2 方スリット-分棟 (X3-4 構面)	壁フェイス-D/4	剛域端	
モデル 4-3	2 方スリット-分棟 (X5-7 構面)	壁フェイス-D/4	剛域端	
モデル 5	2 方スリット 連棟 B	壁フェイス-D/4	剛域端	スラブ

■ 節点の設定

柱・梁・方立壁をそれぞれの構造芯（壁付き部材の場合も柱・梁芯位置）で線材化し、部材同士および部材と地面の接合部に、それぞれ節点を設定する。1 階柱脚・壁脚の節点は、移動・回転に関する自由度を拘束し、そのほかの節点はいずれの自由度も非拘束とする。

■ 剛域の設定

壁フェイス位置-D/4（柱・梁・壁フェイスより接合部側へは入らない）

剛域端をフェイス位置から D/4 接合部側へと入った位置としたモデルである（ここで、D は壁を含む部材せい）。

■ 危険断面位置の設定

危険断面位置は剛域端に設けて検討を行う。

壁の分類は図 5.4.1～図 5.4.10 のとおりである。

ここで、黄色は 2 方スリットとしてモデル化する場合は方立壁，3 方スリットとしてモデル化する場合は垂壁とする。緑色は方立壁，青色は袖壁，そして赤色は耐震壁を示す。

図 5.4.11～図 5.4.20 に耐震スリットを 2 方スリットとしてモデル化するモデル 2，4-1,2,3，5 の線材置換後のモデル図を，図 5.4.21～図 5.4.30 に耐震スリットを 3 方スリットとしてモデル化するモデル 3 の線材置換後のモデル図を示す。オレンジの点が節点，ピンクの線は剛域部分を表している。ここで、Y 通りは X6 を軸に対称なので X7～X12 通りの図は省略する。また，ラーメン架構としてモデル化するモデル 1 については柱梁接合部に節点があり，剛域は柱・梁フェイス位置とし，モデル図は省略する。1 スパンの梁に複数の垂れ壁が設けられている場合は図 5.4.1 に示すようにそれぞれの壁端部に節点を設け，梁を壁の有無を含め，垂れ壁の種類ごとに節点で分割し，それぞれでモデル化を行うものとする。

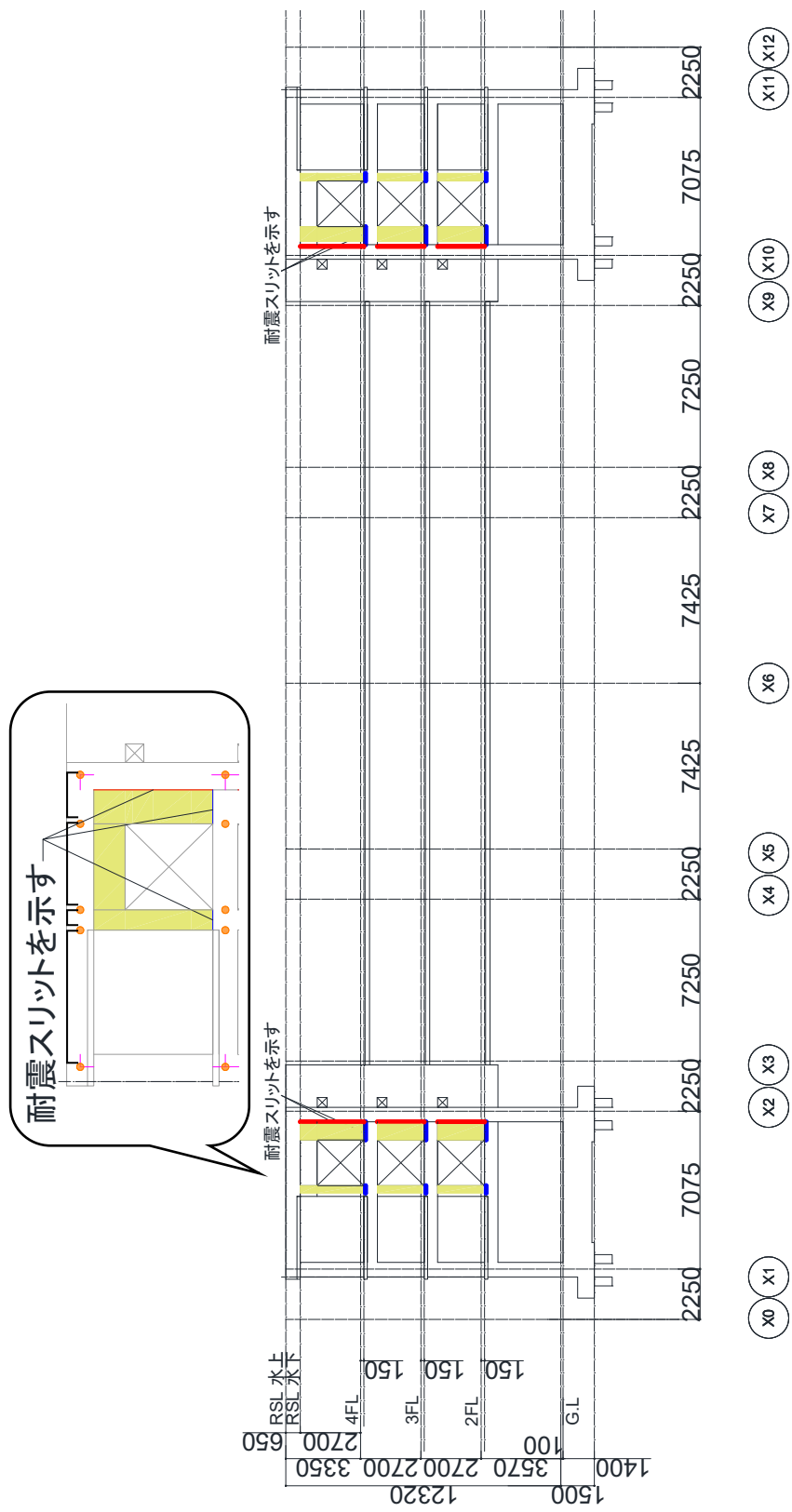


図 5.4.1 Y1 構面壁分類図

黄色：2方スリットとしてモデル化する場合は方立壁
 3方スリットとしてモデル化する場合は垂壁

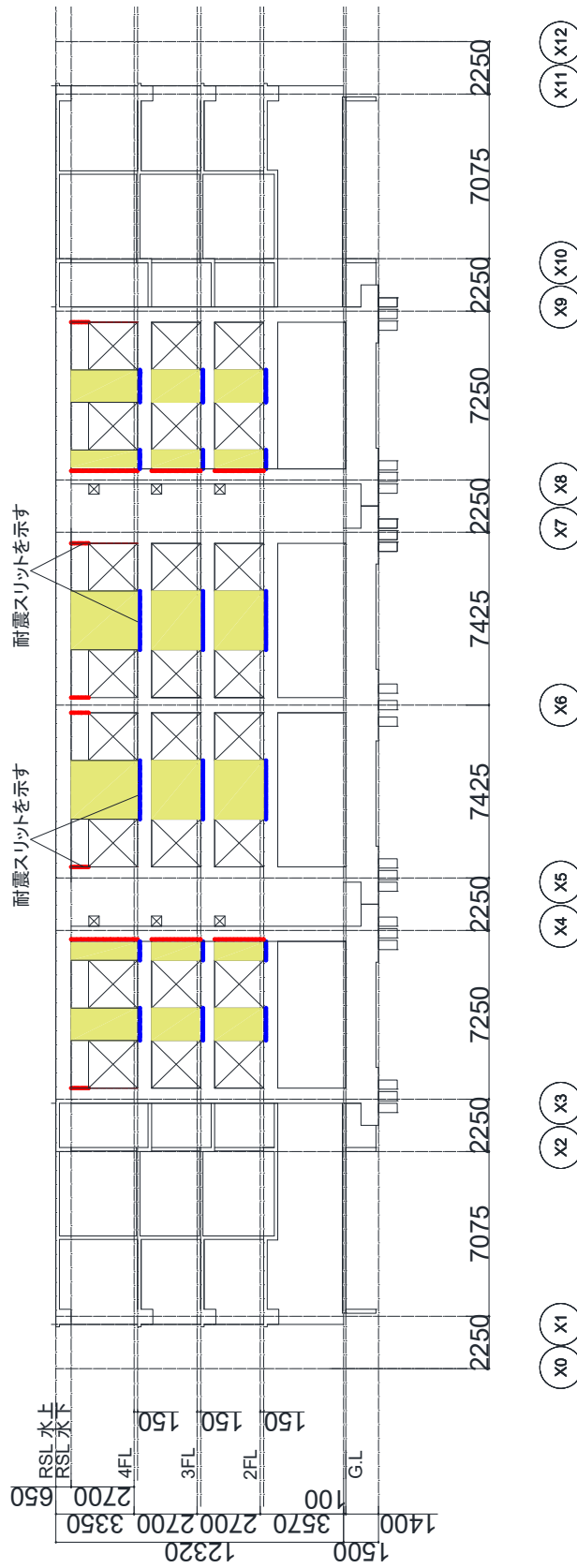


図 5.4.2 Y2 構面壁分類図

黄色：2方スリットとしてモデル化する場合
 3方スリットとしてモデル化する場合

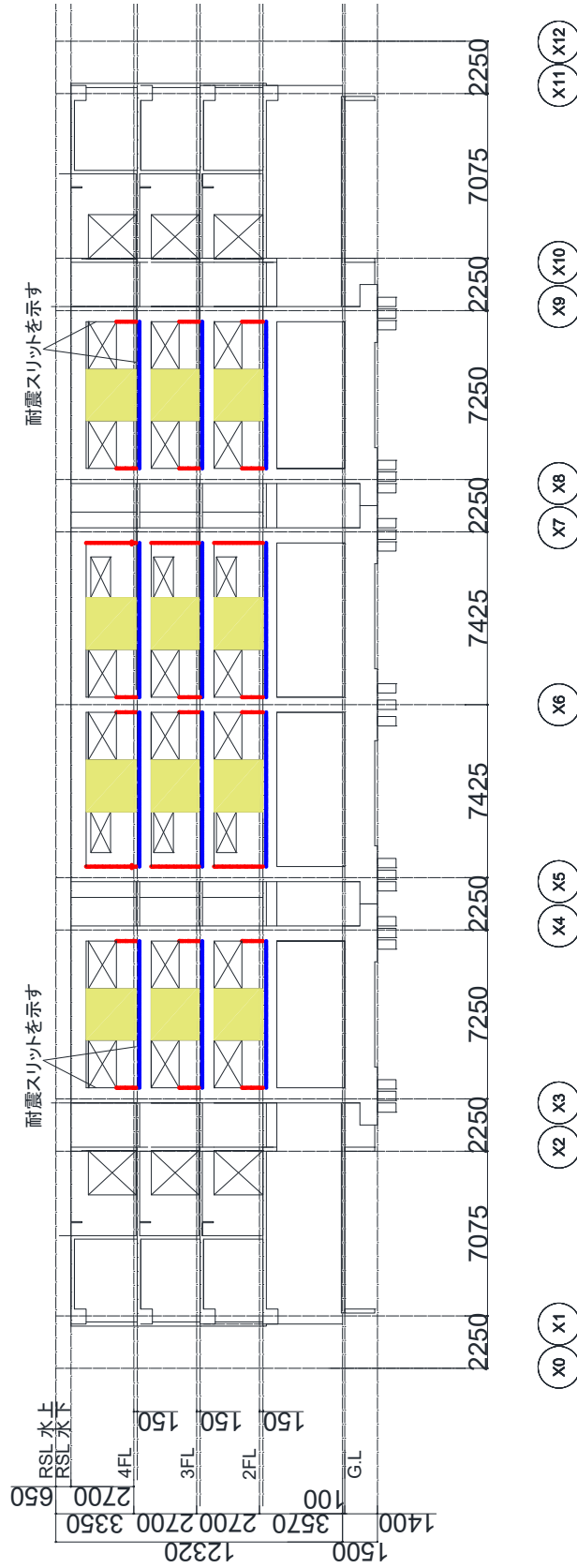


図 5.4.3 Y6 構面壁分類図

黄色：2方スリットとしてモデル化する場合は方立壁
 3方スリットとしてモデル化する場合は垂壁

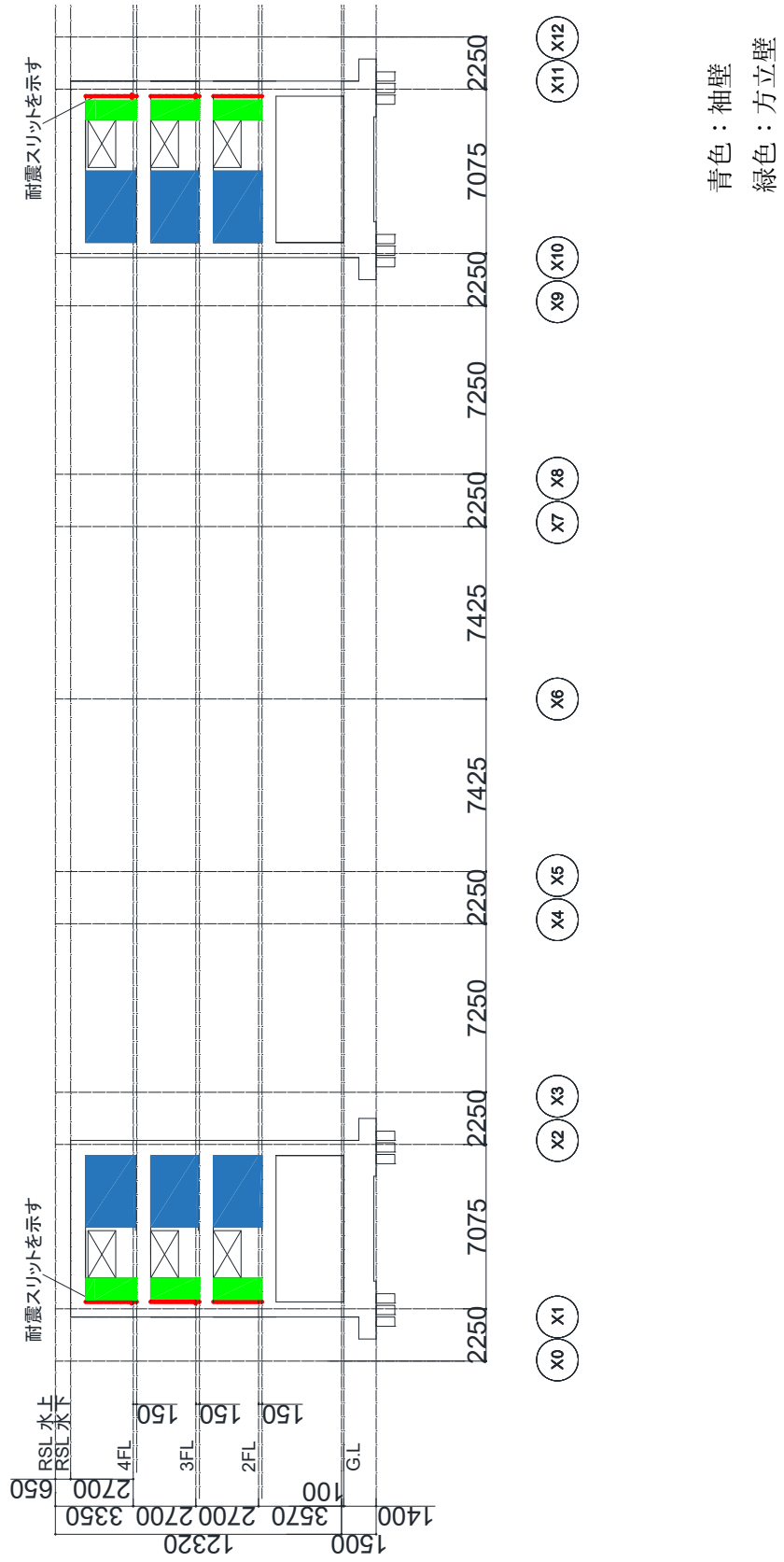
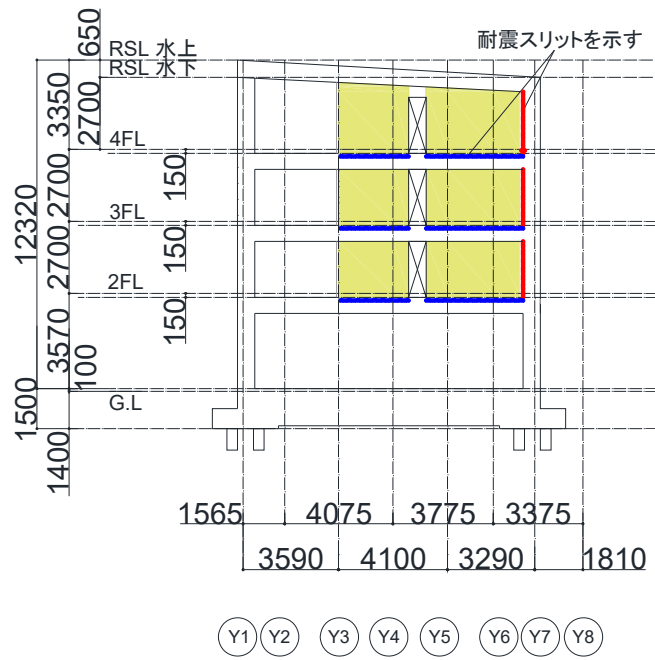


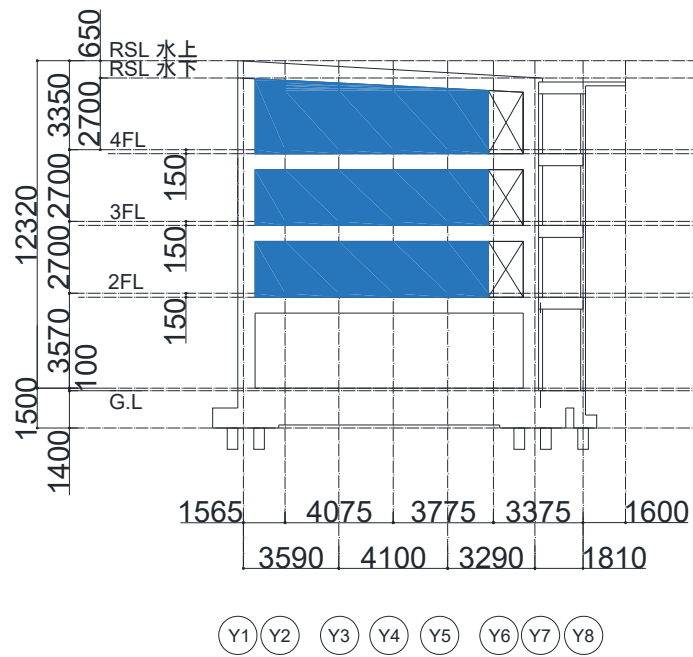
図 5.4.4 Y7 構面壁分類図



黄色：2方スリットとしてモデル化する場合は方立壁

3方スリットとしてモデル化する場合は垂壁

図 5.4.5 X1・X11 構面壁分類図



青色：袖壁

図 5.4.6 X2・X10 構面壁分類図

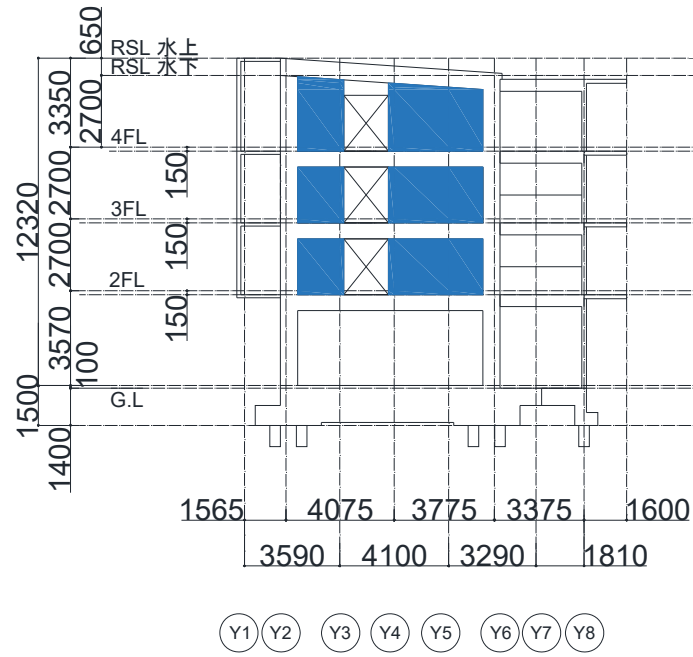


図 5.4.7 X3・X9 構面壁分類図

青色：袖壁

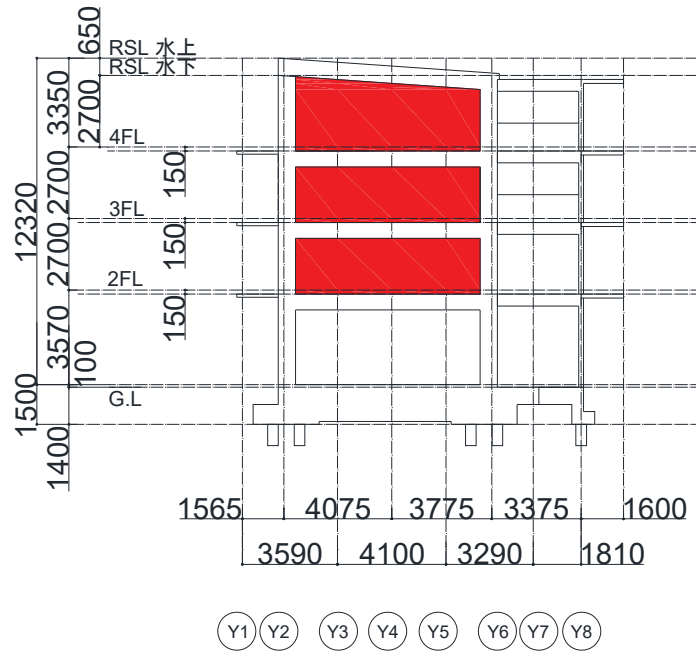


図 5.4.8 X4・X8 構面壁分類図

赤色：耐力壁

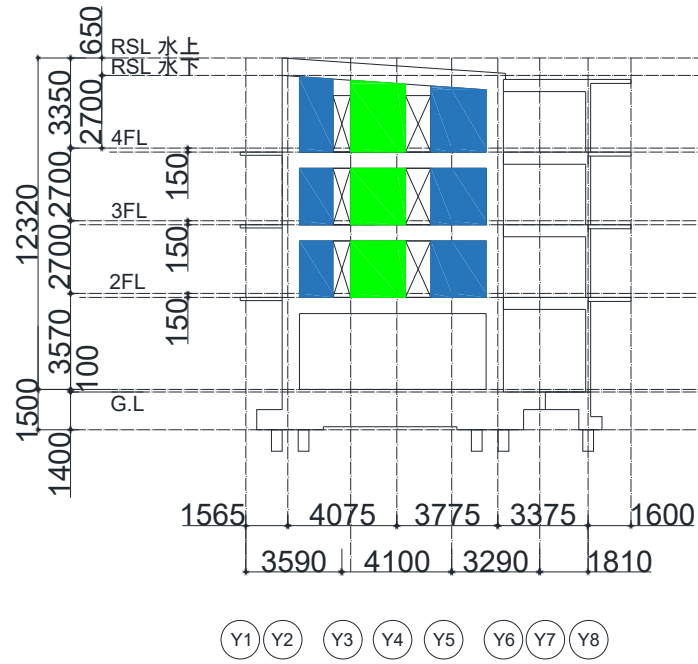


図 5.4.9 X5・X7 構面壁分類図

青色：袖壁
 緑色：方立壁

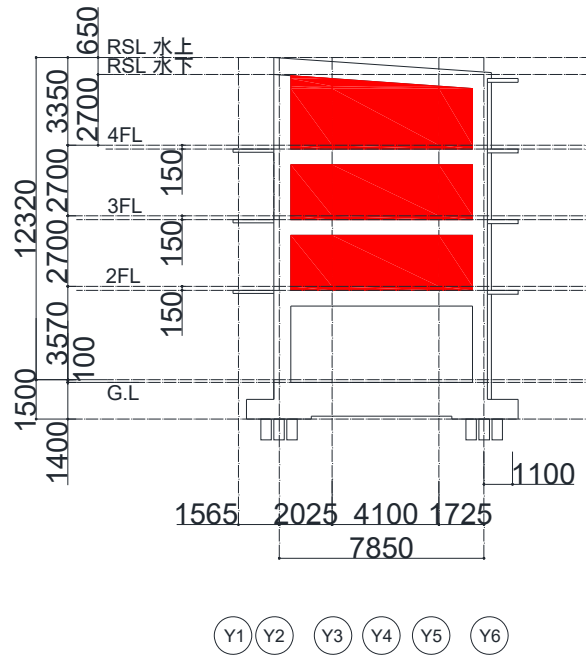


図 5.4.10 X6 構面壁分類図

赤色：耐力壁

1) モデル2, 4-1,2,3, 5

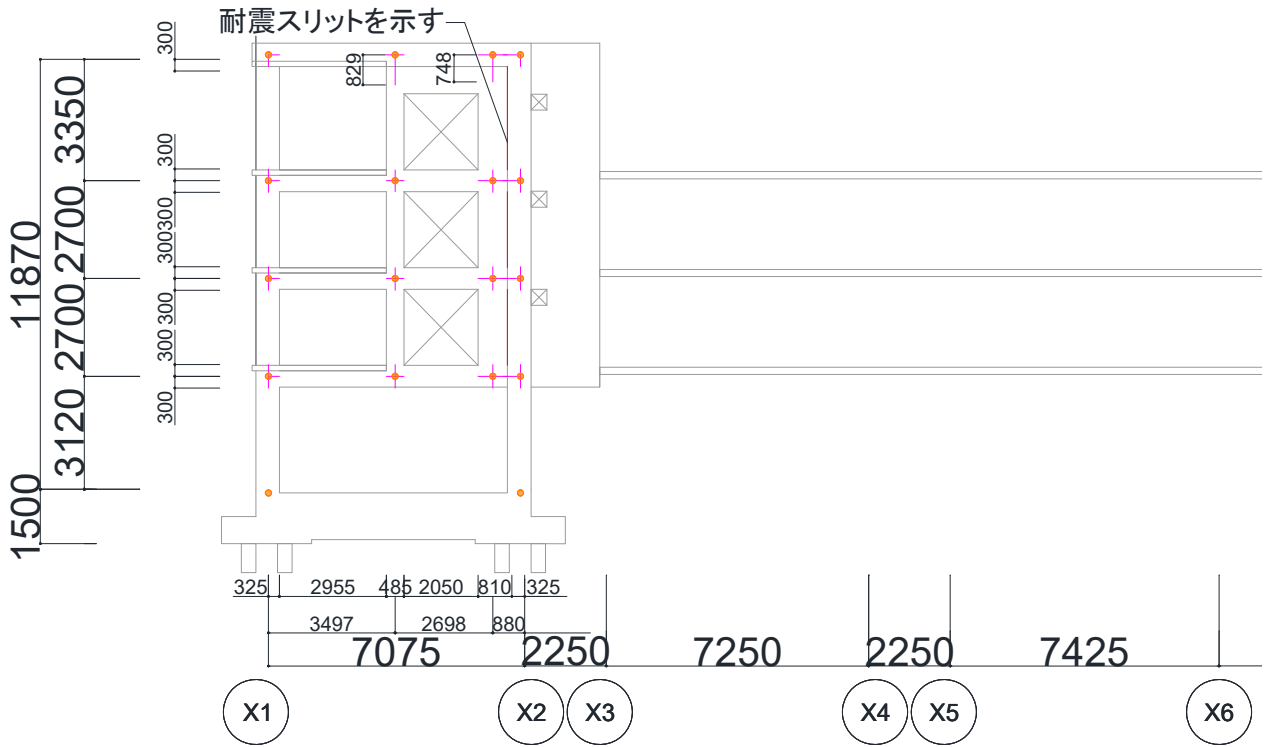


図 5.4.11 Y1 構面線材置換後モデル図

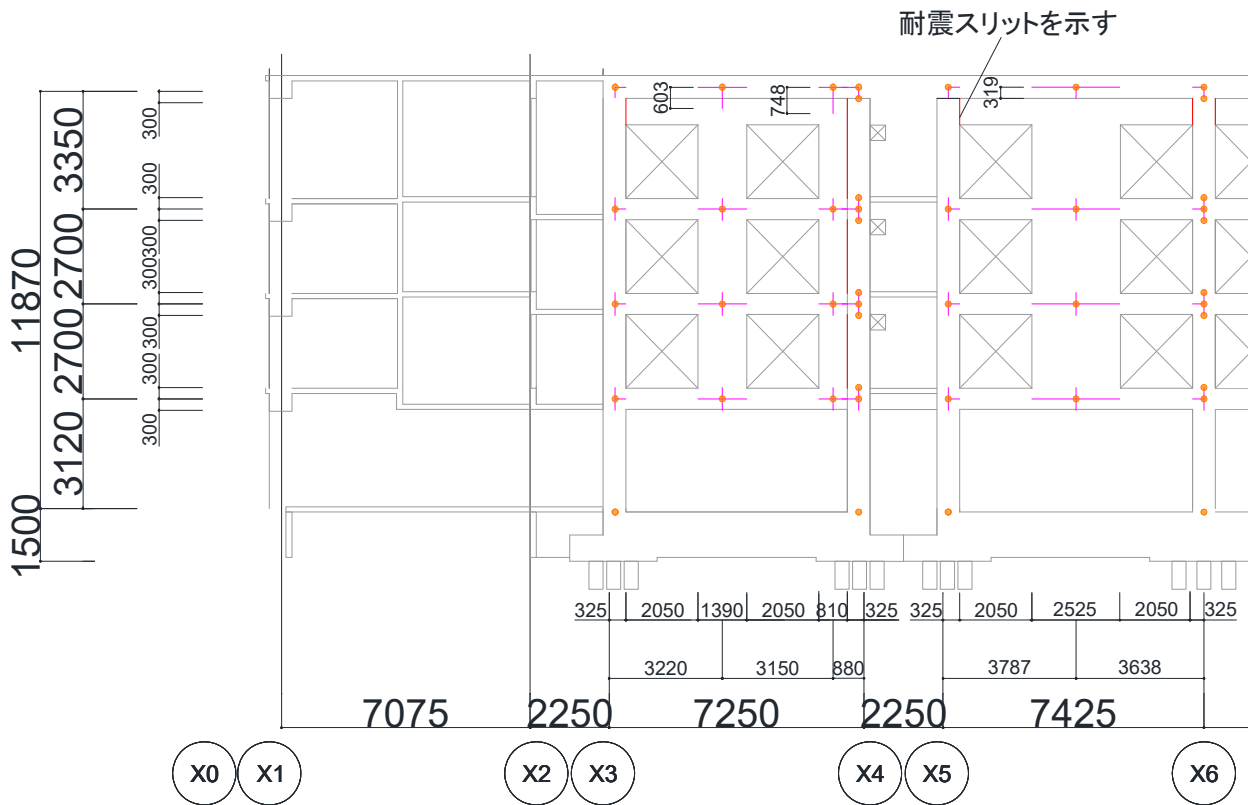


図 5.4.12 Y2 構面線材置換後モデル図

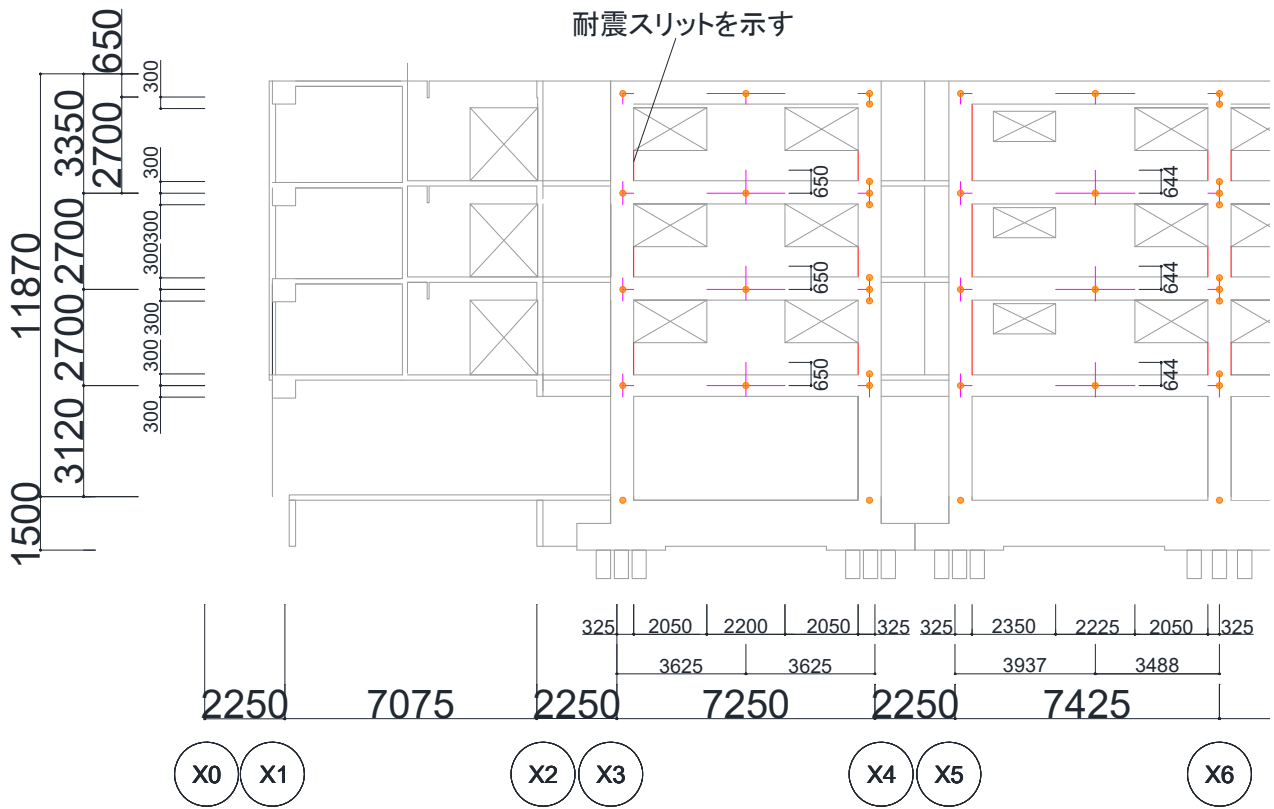


図 5.4.13 Y6 構面線材置換後モデル図

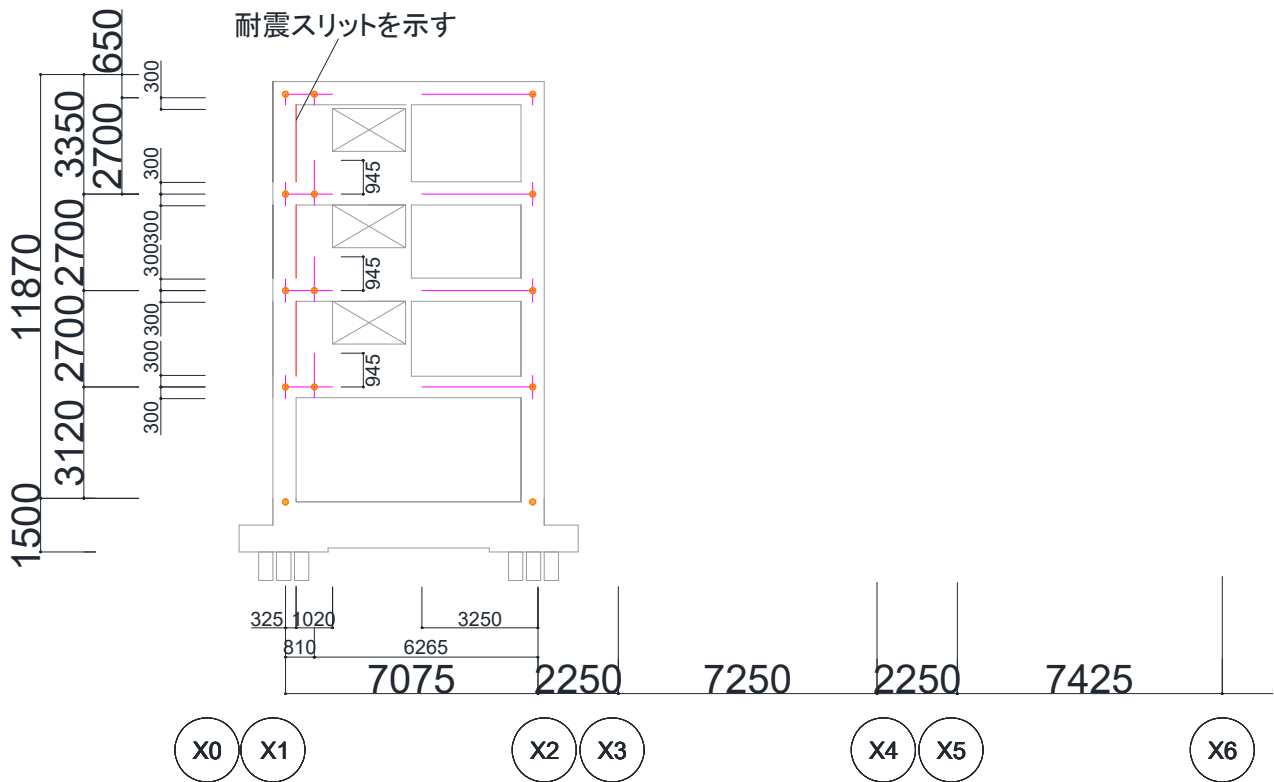


図 5.4.14 Y7 構面線材置換後モデル図

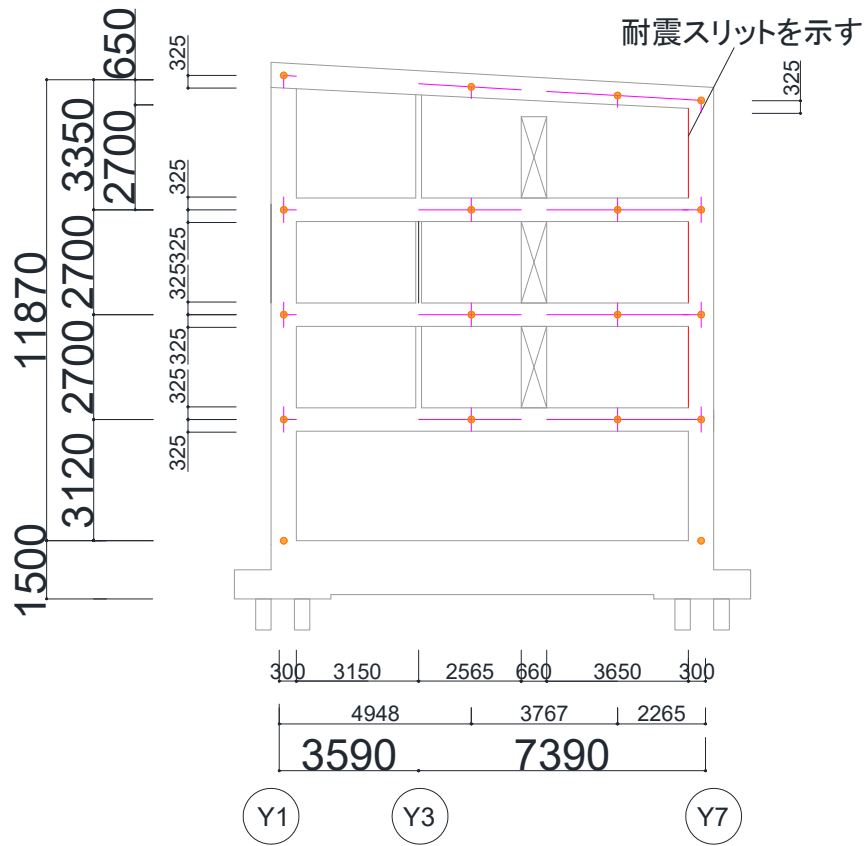


図 5.4.15 X1・X11 構面線材置換後モデル図

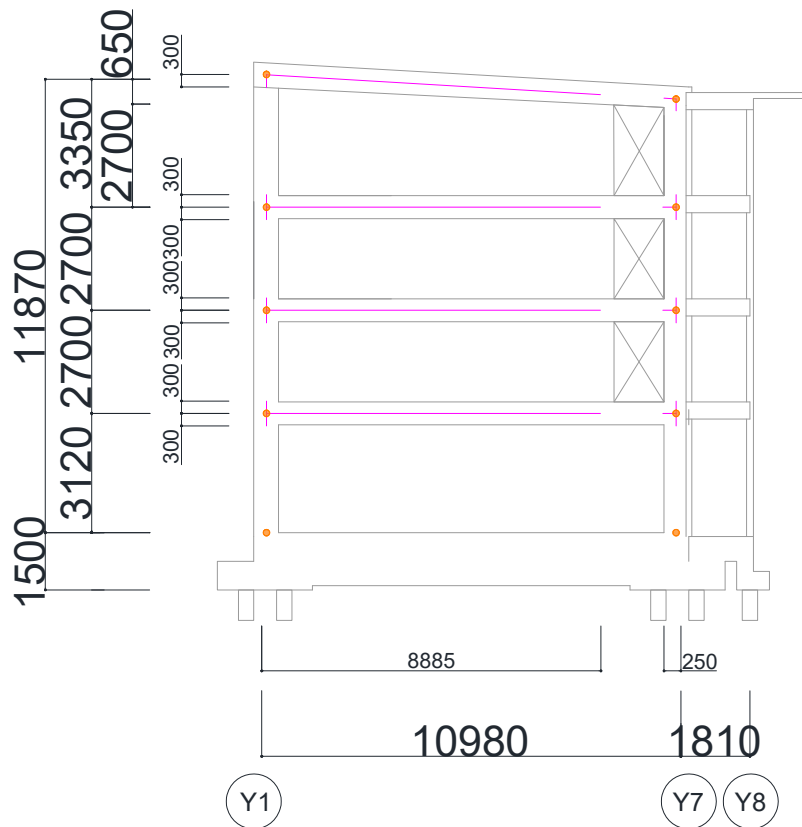


図 5.4.16 X2・X10 構面線材置換後モデル図

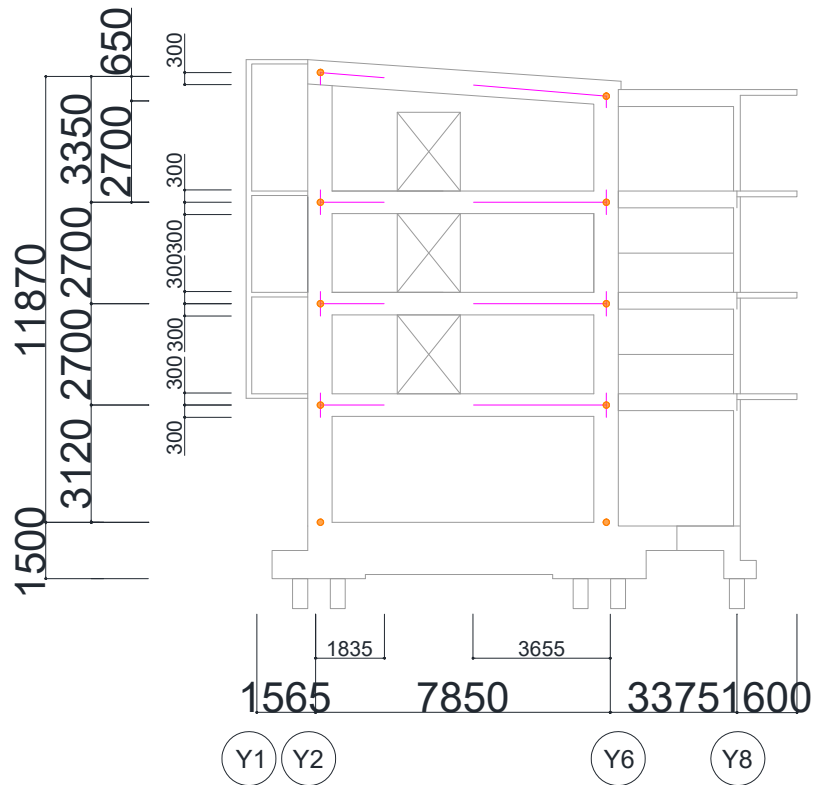


図 5.4.17 X3・X9 構面線材置換後モデル図

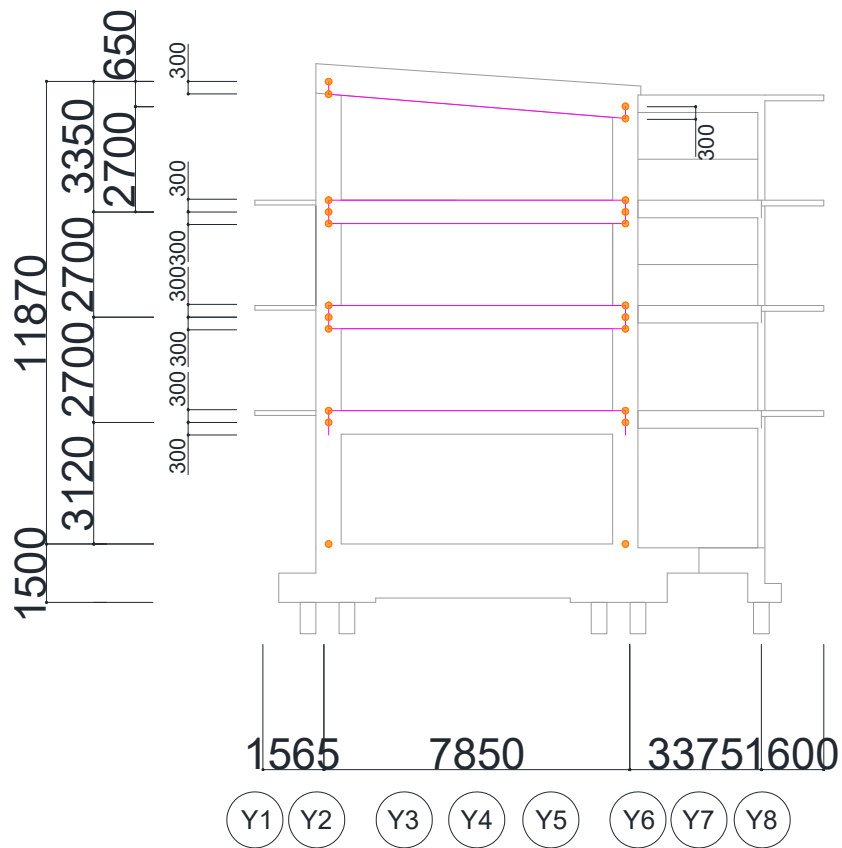


図 5.4.18 X4・X8 構面線材置換後モデル図

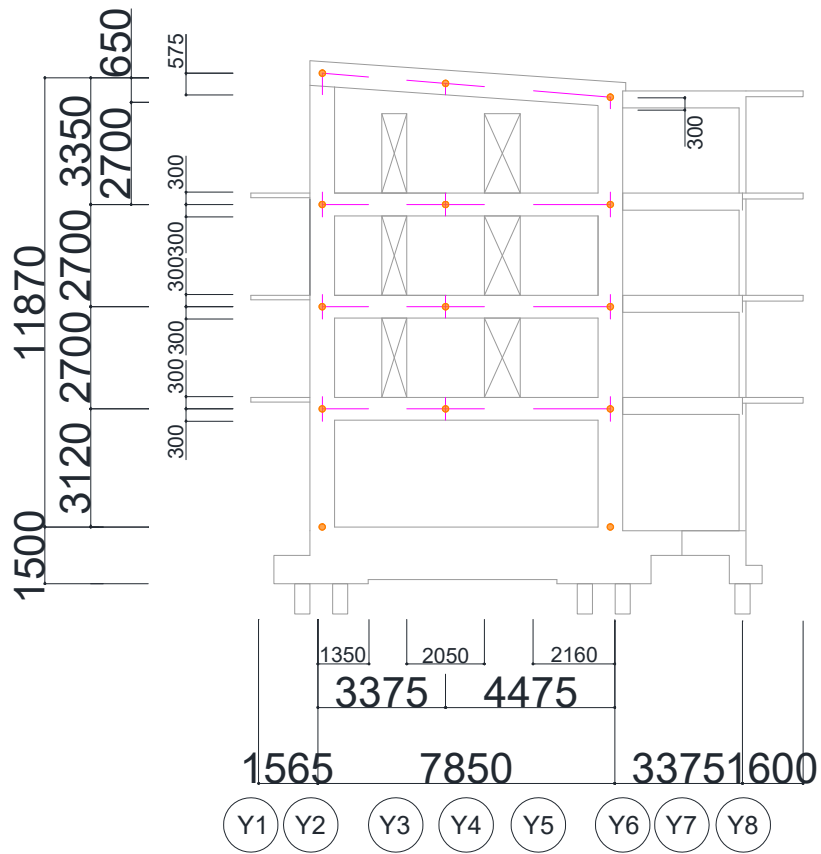


図 5.4.19 X5・X7 構面線材置換後モデル図

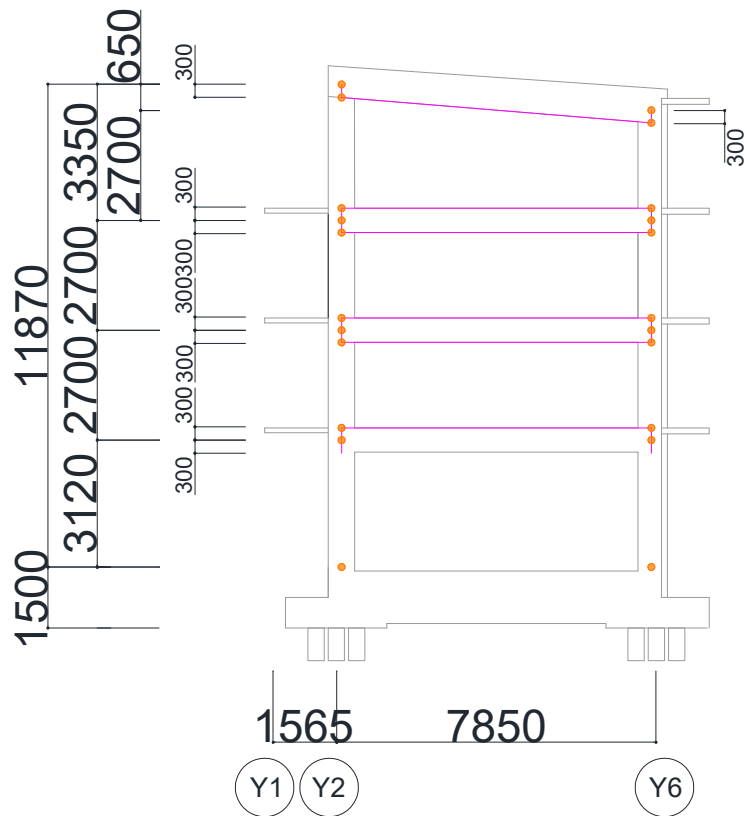


図 5.4.20 X6 構面線材置換後モデル図

1) モデル3

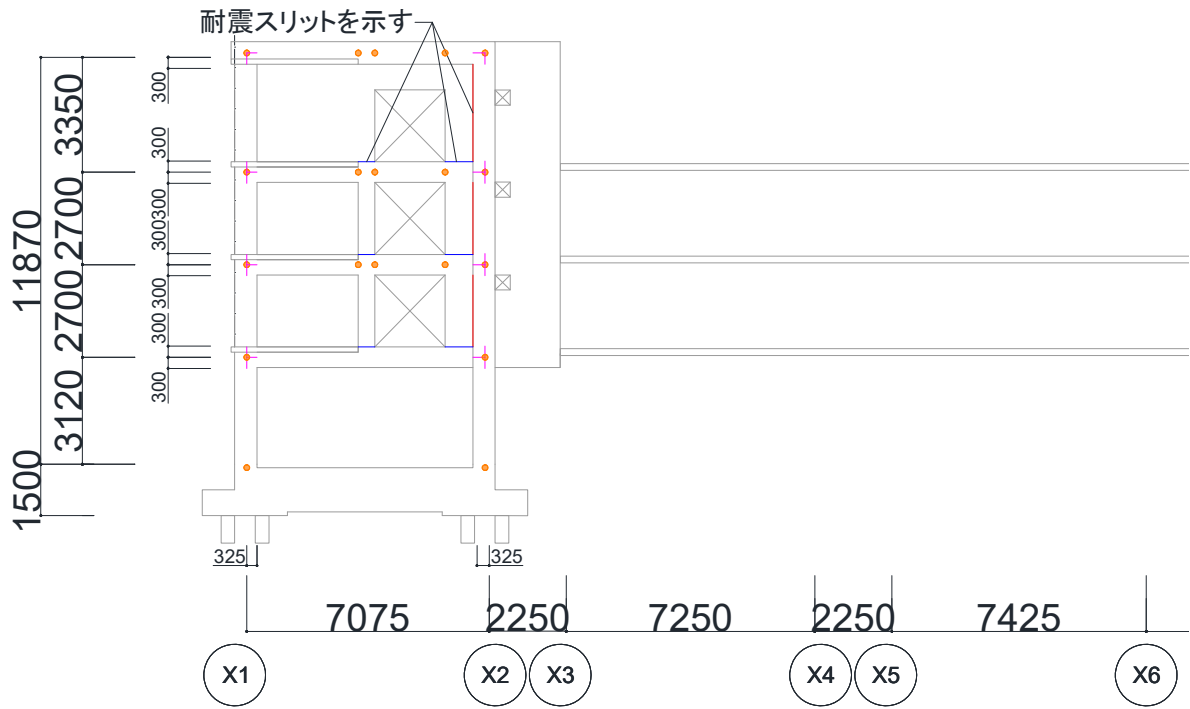


図 5.4.21 Y1 構面線材置換後モデル図

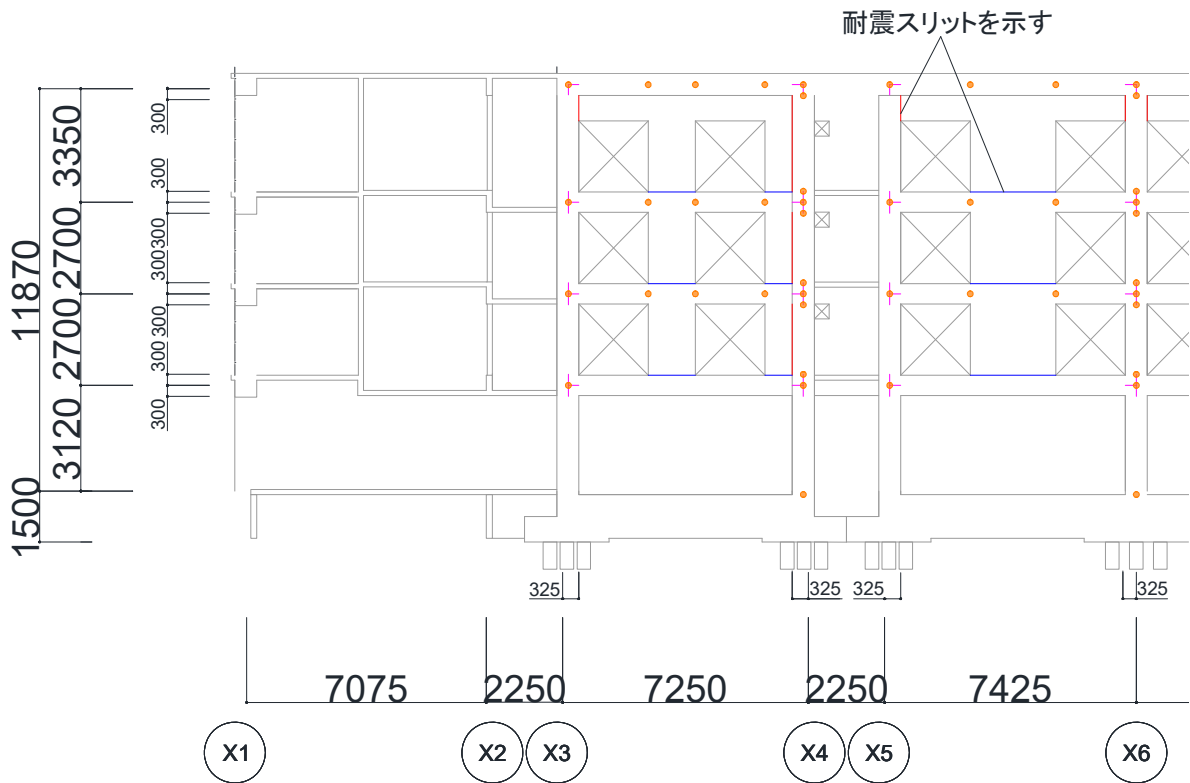


図 5.4.22 Y2 構面線材置換後モデル図

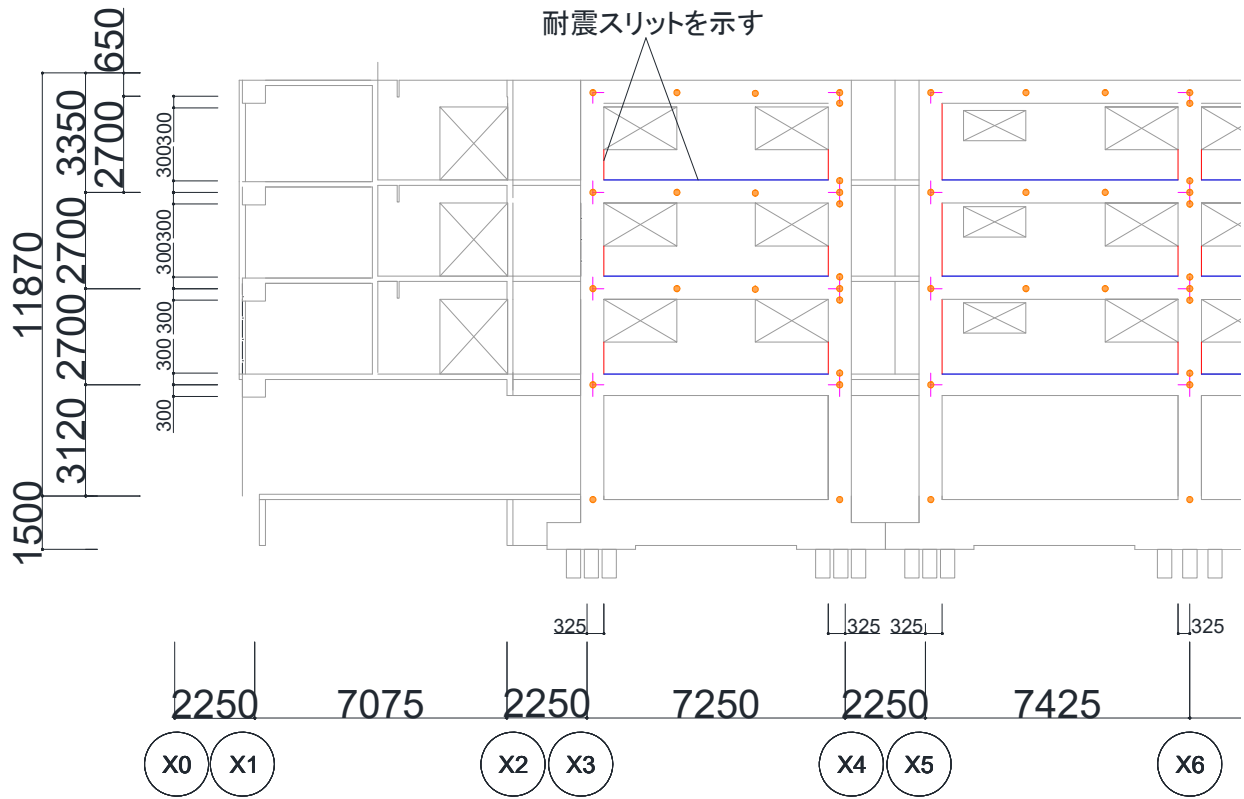


図 5.4.23 Y6 構面線材置換後モデル図

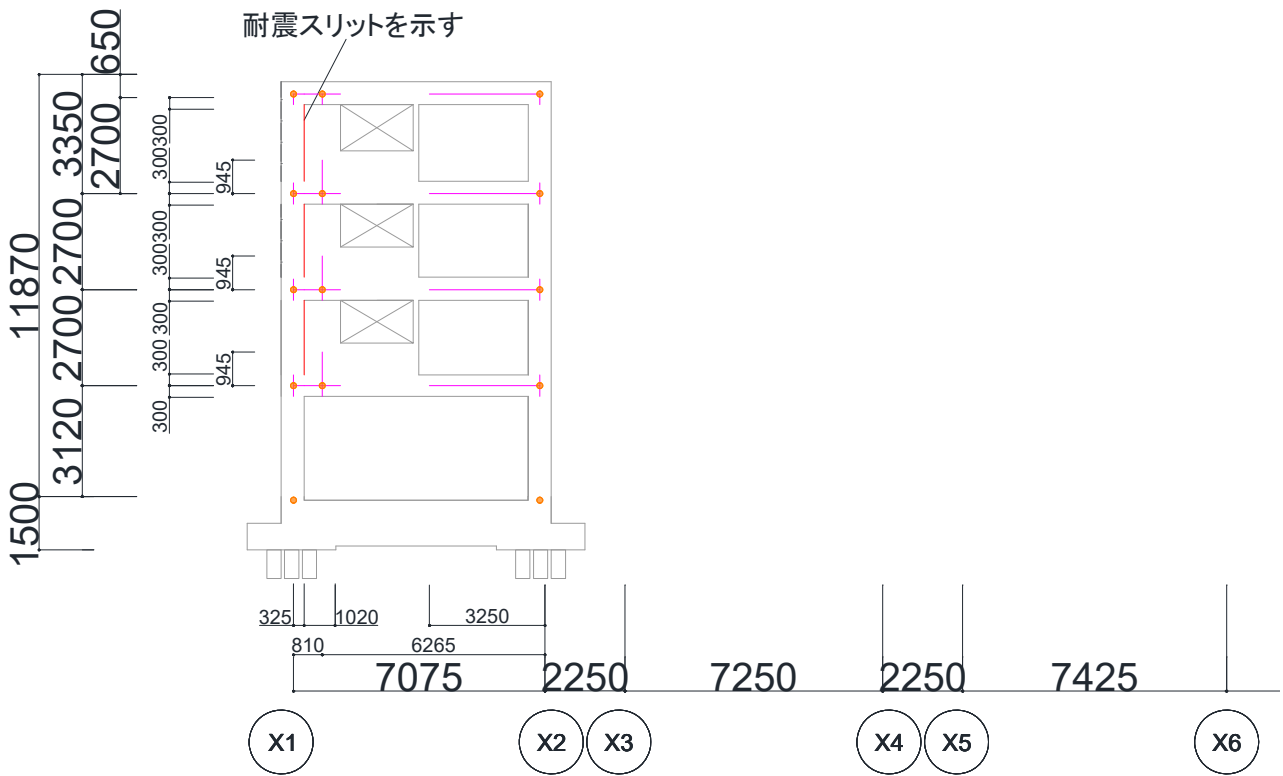


図 5.4.24 Y7 構面線材置換後モデル図

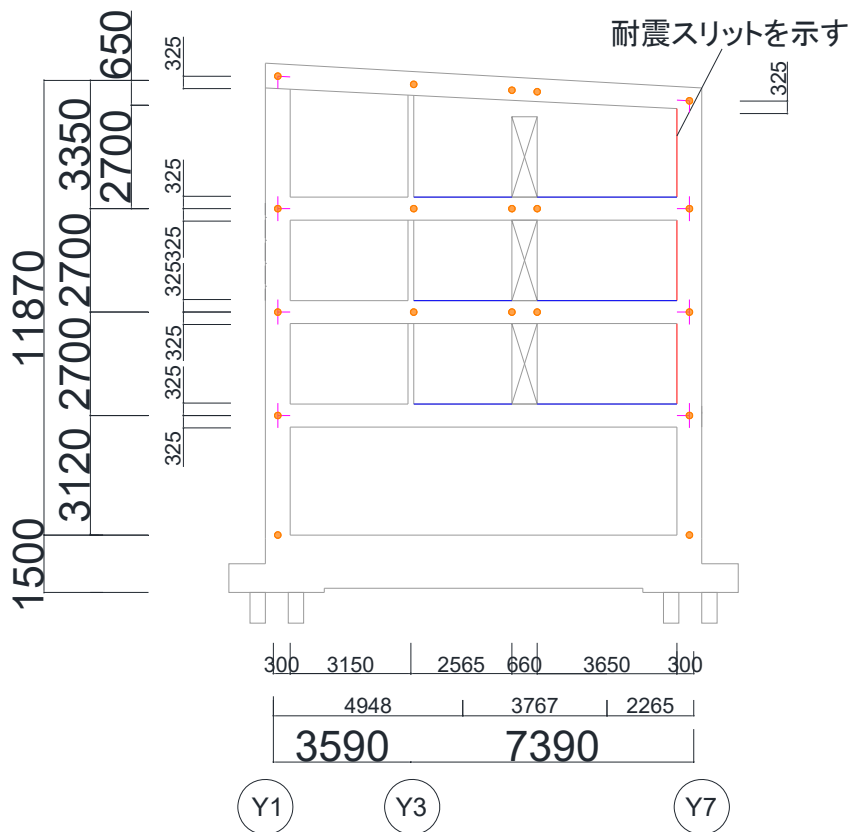


図 5.4.25 X1・X11 構面線材置換後モデル図

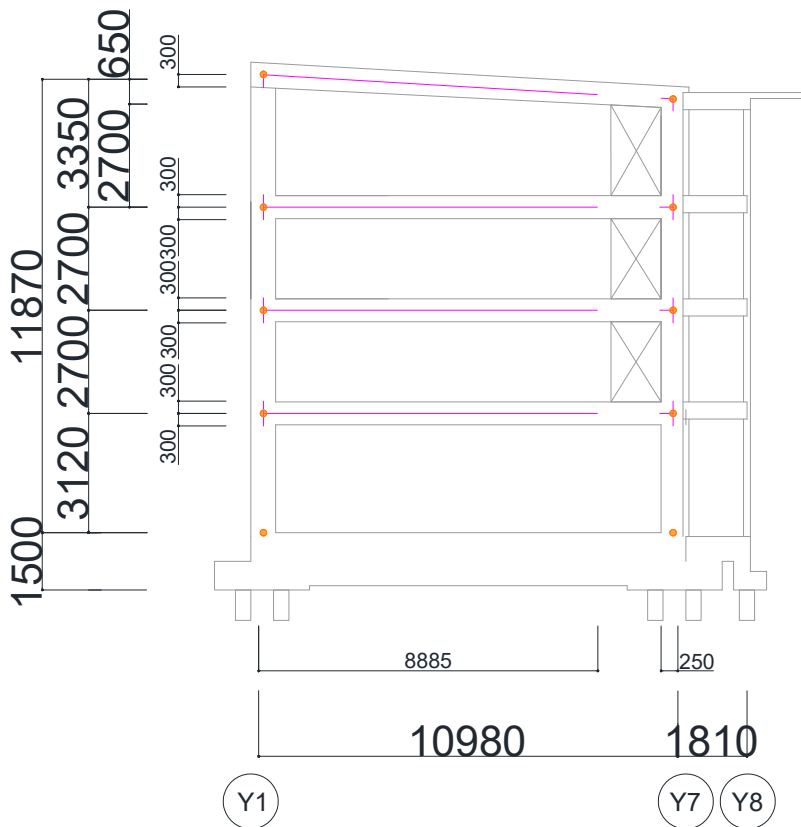


図 5.4.26 X2・X10 構面線材置換後モデル図

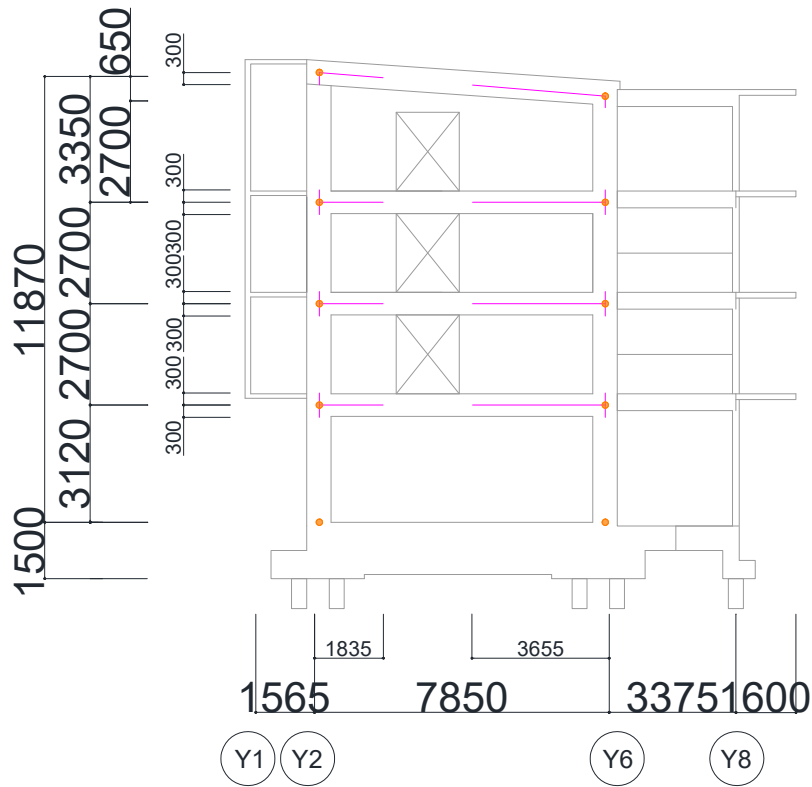


図 5.4.27 X3・X9 構面線材置換後モデル図

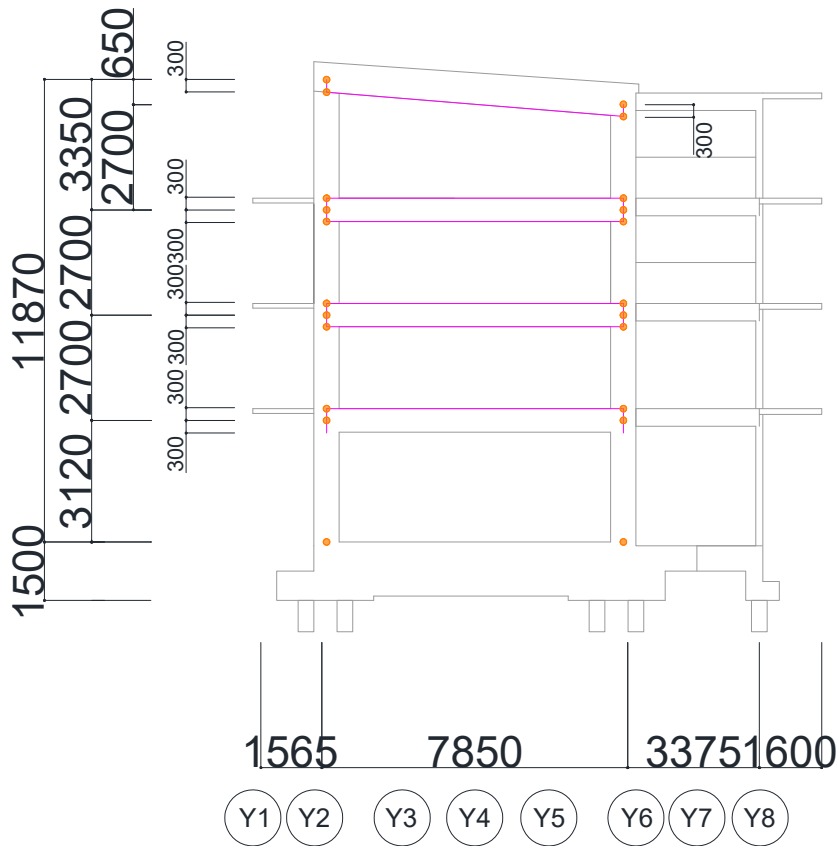


図 5.4.28 X4・X8 構面線材置換後モデル図

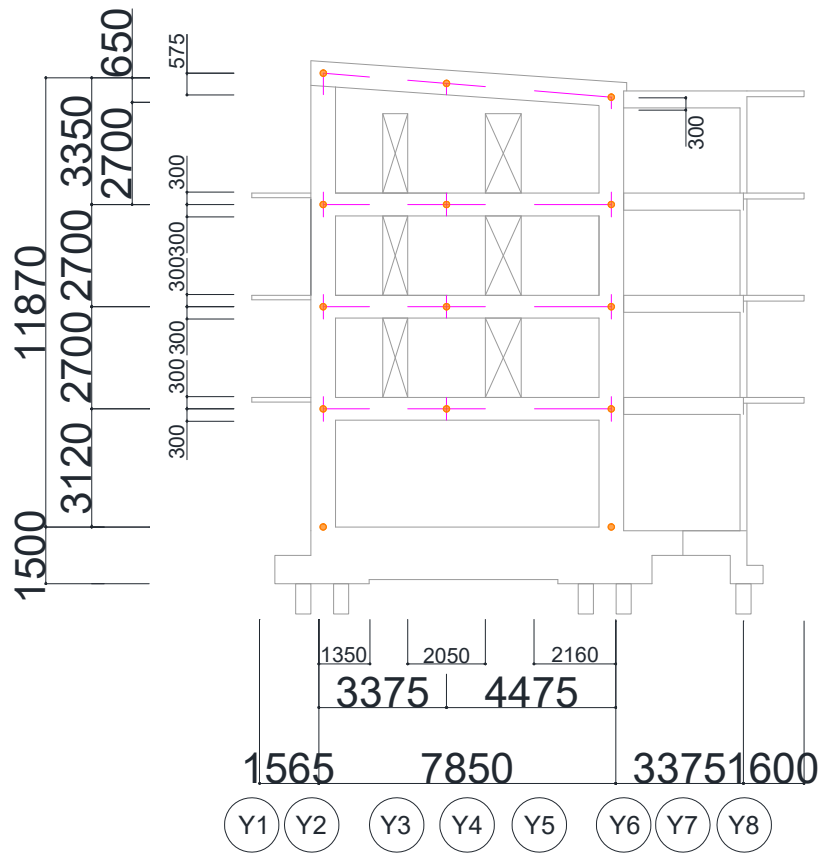


図 5.4.29 X5・X7 構面線材置換後モデル図

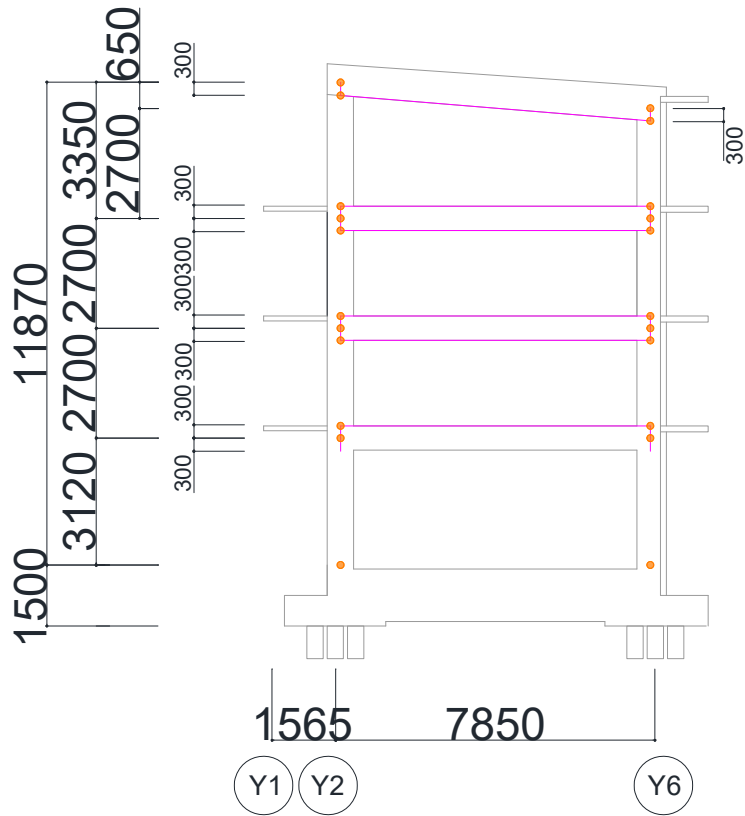


図 5.4.30 X6 構面線材置換後モデル図

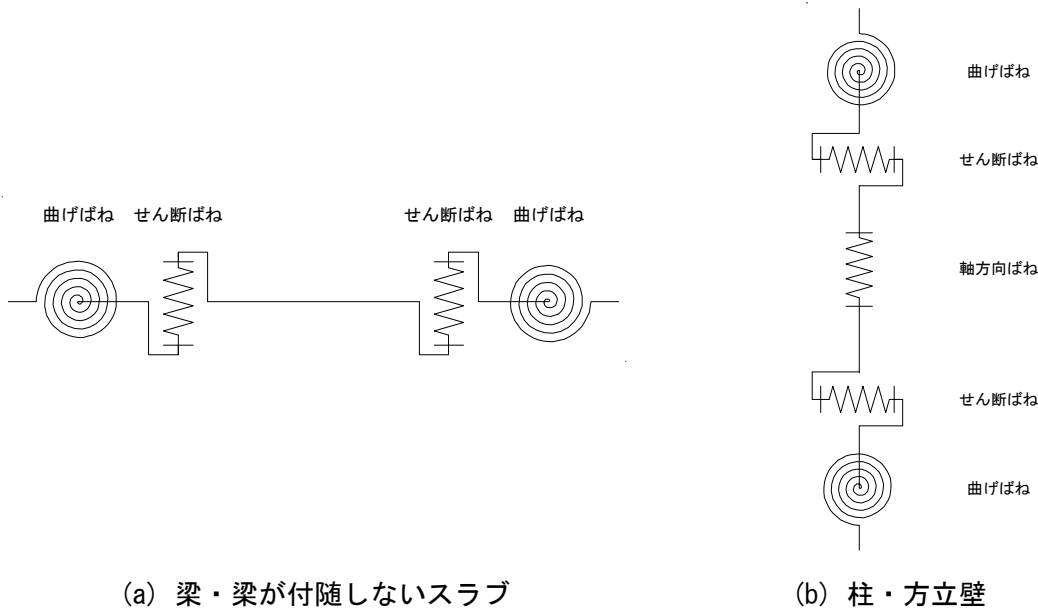
(2) 部材のモデル化

1) ばねのモデルの設定

各部材のモデル化を行った際の単軸ばねモデル図を図5.4.31に示す。

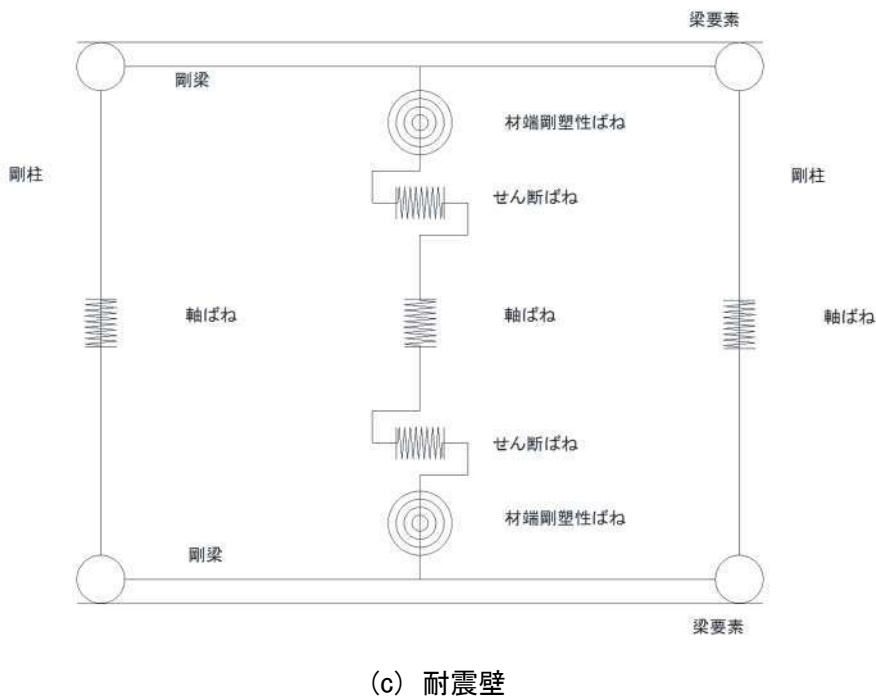
柱・梁・方立壁・耐震壁・梁が付随しないスラブを、ひび割れおよび降伏を考慮した弾塑性部材としてモデル化する。柱・方立壁は曲げ・せん断・軸方向のばねを危険断面位置（軸方向ばねは部材可とう長さの中央）に有し、梁・梁が付随しないスラブは曲げ・せん断のばねを危険断面位置に有している。耐震壁を3本柱置換によりモデル化する場合、耐震壁の長さを剛域とする梁、耐震壁両脇の両端ピンで接続される軸ばねのみを有する鉛直材、耐震壁中央の上下端に曲げばね、せん断ばね、軸ばねを有する鉛直材により構成される。

曲げばねおよびせん断ばねは、ひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデルとし（図5.4.32）、軸方向ばねは圧縮側は弾性、引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている（図5.4.33）。



(a) 梁・梁が付随しないスラブ

(b) 柱・方立壁



(c) 耐震壁

図5.4.31 単軸ばねモデルにおける弾塑性ばねの概念図

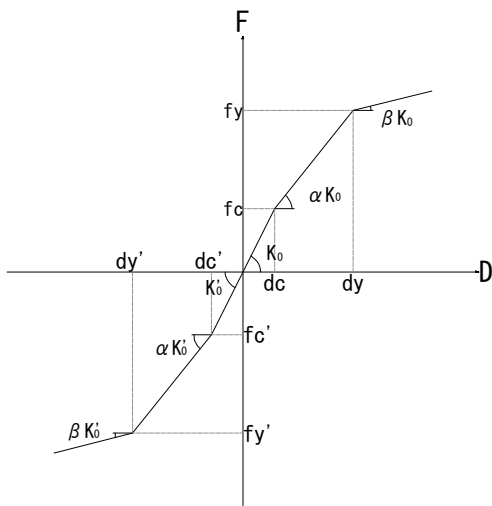


図 5.4.32 曲げ・せん断ばね骨格曲線

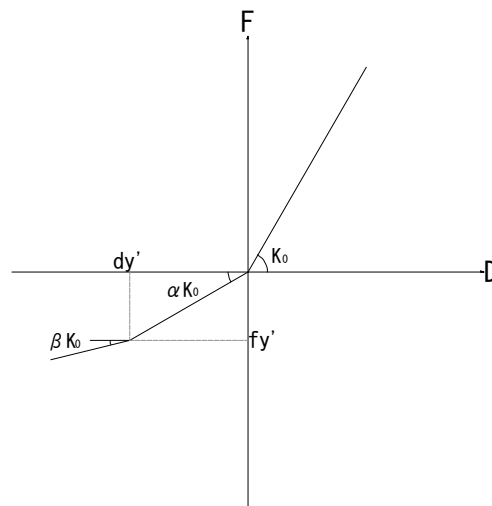


図 5.4.33 軸方向ばね骨格曲線

ここで、図 5.4.32、図 5.4.33 の骨格曲線の符号は表 5.4.2 のように定義している。

表 5.4.2 骨格曲線の符号の定義

ばね	柱	梁
曲げ	断面の左側が引張となる場合を正	断面の上端が引張となる場合を正
せん断	柱頭に荷重を加えたとき、 柱脚の反力となる状態を正	左端：部材端反力が上向きとなるものを正 右端：部材端反力が下向きとなるものを正
軸方向	圧縮力を正	—

2) 剛性・耐力の算定

部材の剛性・耐力の算出は以下の仮定に従う。

- (a) 反曲点高さ比は、片持ち部材以外は逆対称曲げを仮定する。
- (b) 柱の曲げ耐力算定時の軸力は建物重量まとめに示した軸力とし、方立壁の耐力算定時の軸力は軸力比 0.2 とする。また、変動軸力を考慮するため、長期軸力時の耐力を入力し静的増分解析を行った際のピロティ階の柱に作用する圧縮軸力および引張軸力から再度耐力計算を行い、さらに解析を行う。
- (c) 降伏後の剛性低下率は初期剛性の 0.001 倍とする。
- (d) 材料強度は、実際の構造設計概要書に基づく値を用いる。
- (e) 梁が付随しないスラブ（スラブ厚さ 150mm）は、スラブ端部にスラブの配筋に準じた仮の梁（寸法 150mm×150mm）を想定し、RC 規準の有効幅を採用しスラブを考慮した、スラブ付き梁として剛性・耐力を算定しモデル化を行う。
- (f) 検討結果より 3 方スリット部分の垂れ壁の剛性増大率は 1.5 とする。以下に検討内容について示す。

■ 3 方スリット部分の垂れ壁付き梁の剛性増大率の確認

既往文献^[5-4]ではスリットを有する垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究が行われており、それらの考察では、壁長さの違いによる初期剛性の増減は見られず、スリット試験体では壁を長くしても剛性は単調増加しないと述べている。

スリットが設けられた垂れ壁付き梁の場合の剛性増大率の算定法の検討にあたり、既往文献^[5-4]における実験値と構造スリット設計指針^[5-3]に基づく計算値の比較を行う。

構造スリット設計指針^[5-3]に基づく剛性増大率 G/G_0 は以下の式により算定する。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{(0.17l + 0.51)h_w}{D} + (1 - h_w) \quad \text{式(5.4.1)}$$

ここで、

$\frac{G}{G_0}$: 剛性増大率 (ただし, $\frac{G}{G_0} > 1$)

l : 内法スパン (mm)

h_w : 壁高さ (mm)

D : 梁せい (mm)

以下に既往文献^[5-4]の実験で使用された試験体の概要として、表 5.4.3 に試験体情報を、表 5.4.4 に材料特性を示し、図 5.4.34 に例として試験体 SP-S1 の配筋図を示す。

表 5.4.3 試験体情報^[5-4]

	既往試験体 ¹⁾		試験体		
	SP-B1	SP-S1	SP-S2	SP-S3	SP-S4
梁幅 (mm)	200				
梁せい (mm)	300				
梁主筋	3-D13 [SD345]				
引張鉄筋比 p_t	0.63%				
あばら筋	2-D6@100 [SD295]				
あばら筋比 p_w	0.32%				
壁幅 (mm)	-	80	-	-	-
壁長さ (mm)	-	350	650	350	1400
壁	-	両側		片側	
スリット幅 (mm)	-	15	30	15	60
壁横筋	-	2-D4@150 [SD295]			
壁横筋比	-	0.23%			
壁縦筋	-	2-D4@150 [SD295]			
壁縦筋比	-	0.23%			
壁端部筋	-	4-D6 [SD345]			
コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	21				
部材スパン (mm)	2500				
せん断スパン比	4.17				

表 5.4.4 材料特性一覧^[5-4]

鉄筋種類	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏時歪 (%)	引張強度 (N/mm ²)
D4 (SD295)	1.94×10^5	347 ※	0.385	526
D6 (SD295)	1.85×10^5	328 ※	0.413	480
D6 (SD345)	1.91×10^5	379 ※	0.445	537
D13 (SD345)	1.88×10^5	370	0.215	530

※印は0.2%オフセット強度を表す

コンクリート				
試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時歪 (%)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
SP-S2	28.9	0.196	2.55×10^4	2.29
SP-S3	30.9	0.217	2.63×10^4	2.10
SP-S4	31.4	0.207	2.48×10^4	2.06

コンクリートのヤング係数は最大圧縮強度の1/3と原点を結んだ傾きとした。

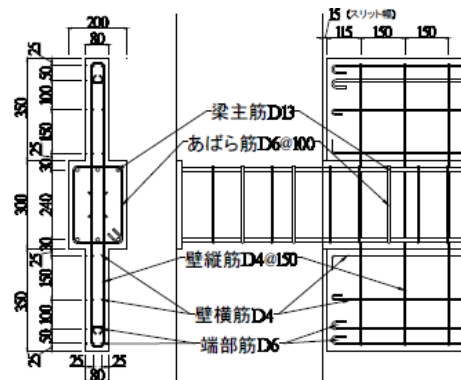


図 5.4.34 試験体 SP-S1 配筋図^[5-4]

既往文献^[5-4]の実験で得られた結果を表 5.4.5 に示す。

表 5.4.5 実験結果一覧

		既往試験体 ¹⁾		試験体		
		SP-B1	SP-S1	SP-S2	SP-S3	SP-S4
50% Q_u 剛性	剛性 (kN/mm)	6.71	13.9	11.3	11.1	10.4
	曲げひび割れ	剛性 (kN/mm)	5.77	14.0	14.2	10.7
使用限界	せん断力 (kN)	10.1	4.99	6.22	9.76	8.54
	正載荷	+1/100	+1/100	+1/200	+1/200	+1/100
梁主筋降伏	負載荷	-1/100	-1/200	-1/200	-1/200	-1/100
	せん断力 (kN)	30.3	30.9	31.1	31.8	30.6
最大せん断力	変形角 (rad.)	1/166	1/242	1/270	1/211	1/206
	せん断力 (kN)	31.7	33.1	32.6	32.7	32.2
壁接触	τ_u / F_c	0.0172	0.0155	0.0177	0.0178	0.0175
	変形角 (rad.)	-	+1/26	+1/19	+1/19	+1/21

●各数値の算出方法

計算値は式(5.4-1)を用いて算出した。実験値に関しては、表 5.4.5 の 50% Q_{cr} 剛性を初期剛性とし、そこから剛性増大率を算出した。SP-S1～SP-S4 の初期剛性を K_{Sn} ，SP-B1 の初期剛性を K_{B1} ，剛性増大率を $(G/G_0)_{Sn}$ とすると、剛性増大率の実験値は以下の式で表される。

$$(G/G_0)_{Sn} = \frac{K_{Sn}}{K_{B1}} \tag{5.4.2}$$

●計算値と実験値の比較

上記の算出方法によって出た各試験体の値を比較した図を以下に示す。

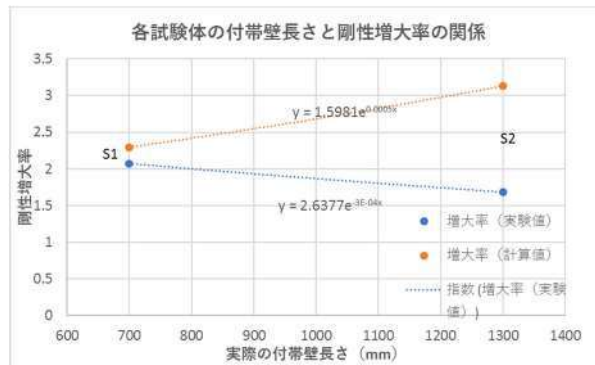


図 5.4.35 壁長さと剛性増大率関係(壁両側付帯)

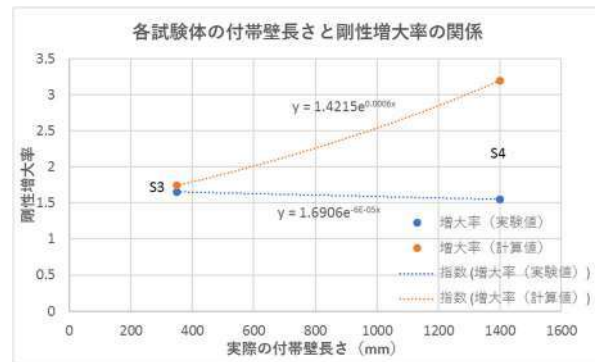


図 5.4.36 壁長さと剛性増大率関係(壁片側付帯)

計算値では付帯壁の長さが長くなるにつれて、剛性増大率が大きくなるように評価されているが、実験値では既往文献^[5-4]の考察通り、壁長さの違いによる初期剛性の増減は見られなかった。これより、式(5.4-1)の評価式を用いての3方スリット部分の梁の剛性評価には課題があるといえる。

今回の検討では実験値による剛性増大率の指数が 1.5～2.0 に属することから、

$$\frac{G}{G_0} = 1.5 \text{ として解析を行う。}$$

(3) 解析条件

1) 固有値解析条件

解析方向は平面 X 方向（桁行方向）および平面 Y 方向（梁間方向）とし、複数の平面フレームを同時に平面解析する。

連棟モデルの 1 次固有周期を表 5.4.6 に示す。

表 5.4.6 各方向の 1 次固有周期（単位 sec）

モデル名	桁行方向	梁間方向
モデル 1	0.527	0.215
モデル 2	0.275	0.228
モデル 3	0.343	0.234
モデル 5	0.265	0.224

2) 静的増分解析条件

荷重増分による静的解析を行い、荷重分布は A_i 分布（表 5.4.7）に基づく外力分布を使用して行う。解析は桁行方向と梁間方向それぞれ行う。建物の重量は、表 5.2.1 に示された構造計算書の値とする。

表 5.4.7 A_i 分布

階	A_i
4	1.59
3	1.28
2	1.12
1	1.00

3) 動的解析条件

解析では、熊本地震の前震と本震の地震波を使用する。前震、本震のデータは K-NET 宇土^[5]のデータを使用する。南北方向、東西方向の 2 方向から地震波を入力した場合について検討を行う。減衰の種別は瞬間剛性比例型を用い、減衰定数は 5% とする。2 方向(NS, EW 成分)の加速度記録波形を図 5.4.37, 図 5.4.38（前震）および図 5.4.40, 図 5.4.41（本震）に示し、さらに、それぞれの減衰率 5% の応答スペクトルを図 3.4.39 および図 3.4.42 に示す。

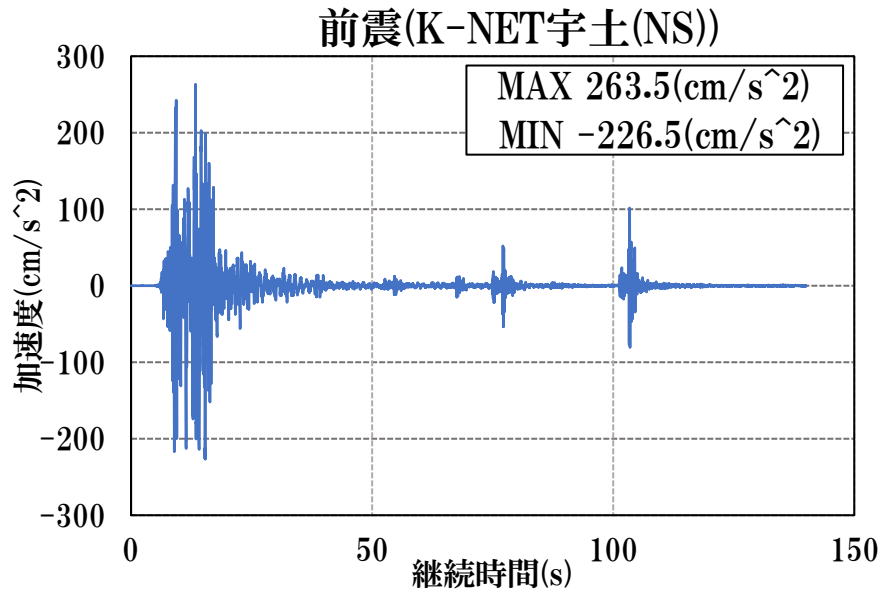


図 5. 4. 37 K-NET 宇土前震 (NS 成分) の加速度記録

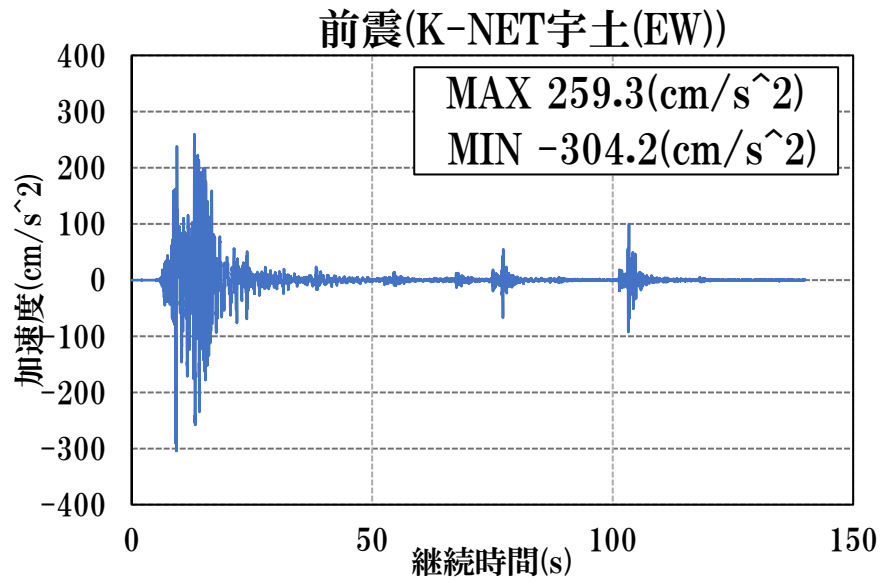


図 5. 4. 38 K-NET 宇土前震 (EW 成分) の加速度記録

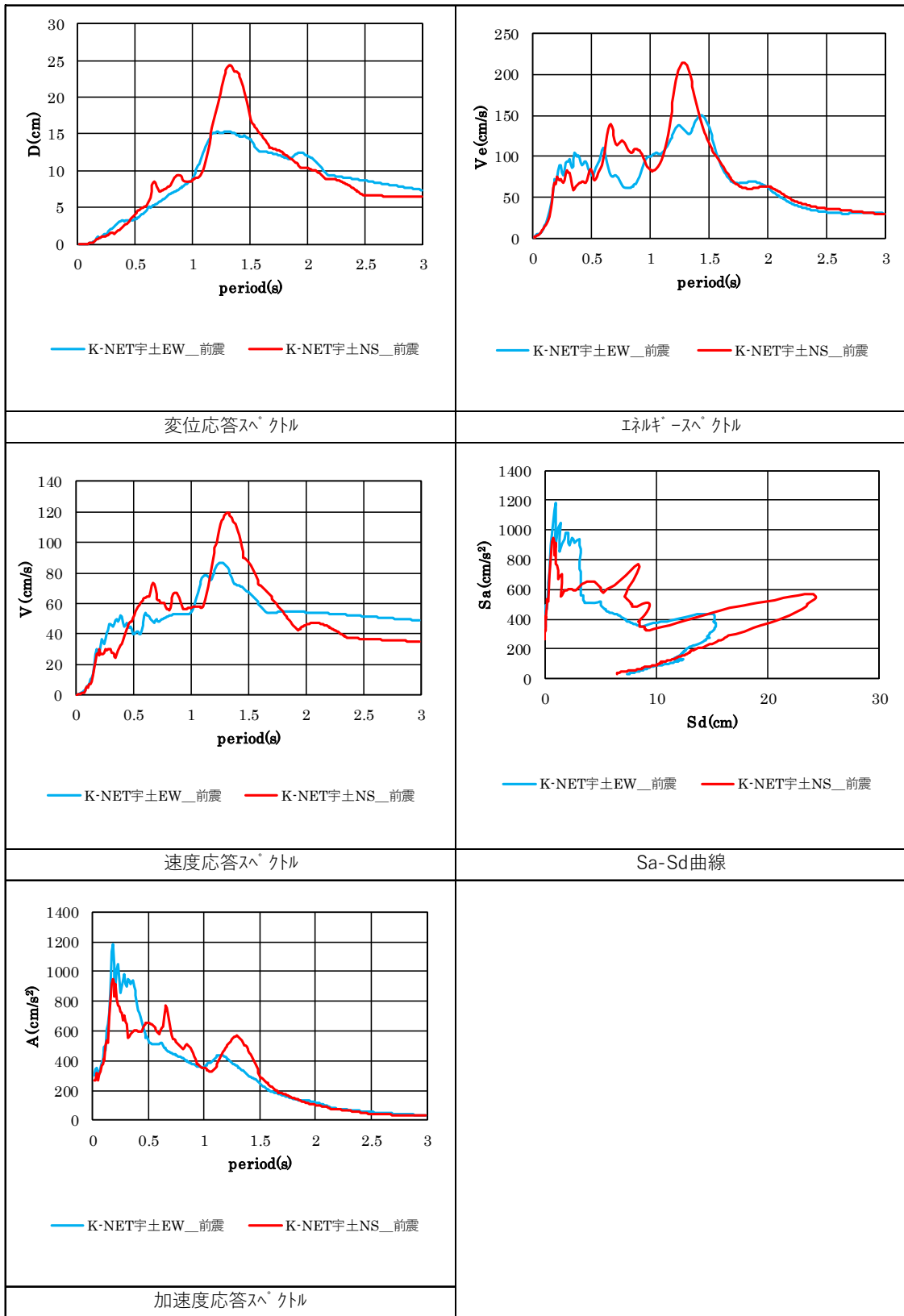


図 5.4.39 K-NET 宇土前震の最大応答スペクトル

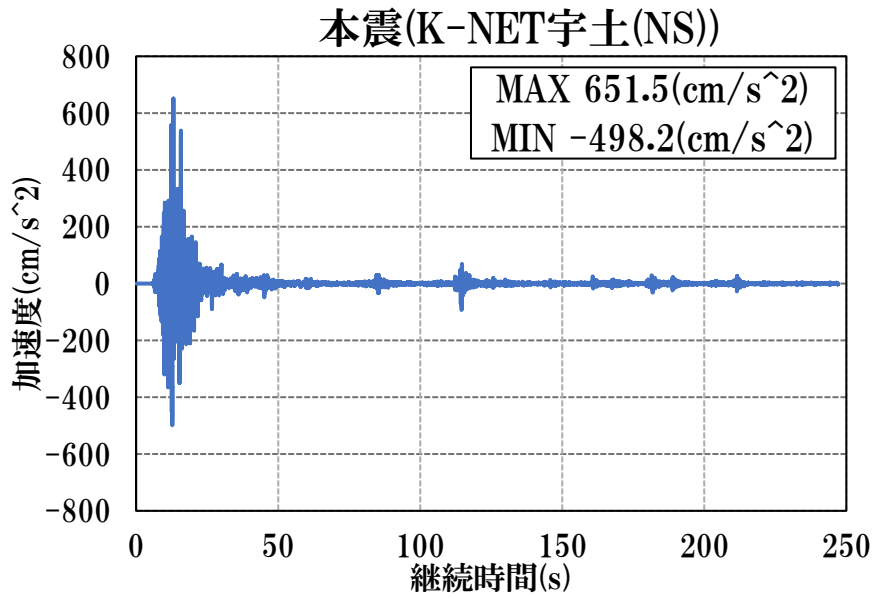


図 5. 4. 40 K-NET 宇土本震 (NS 成分) の加速度記録

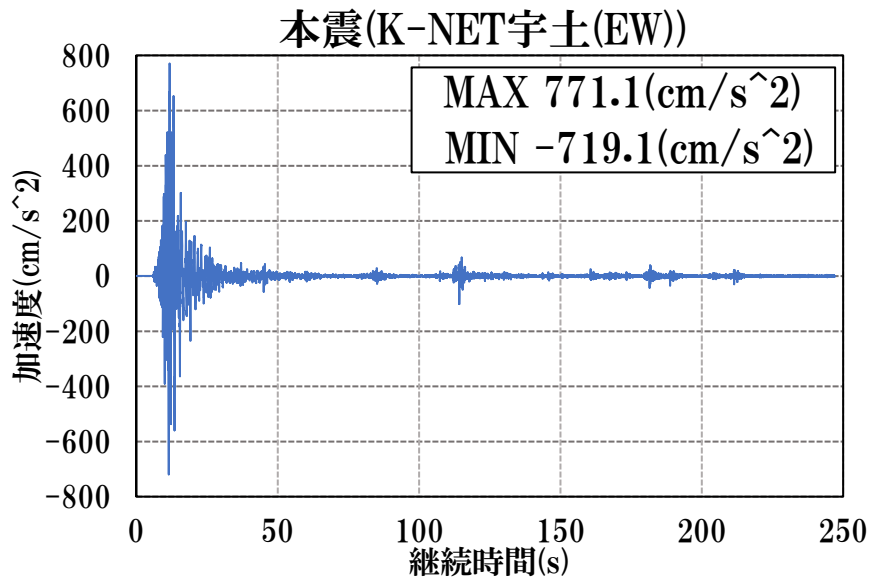


図 5. 4. 41 K-NET 宇土本震 (EW 成分) の加速度記録

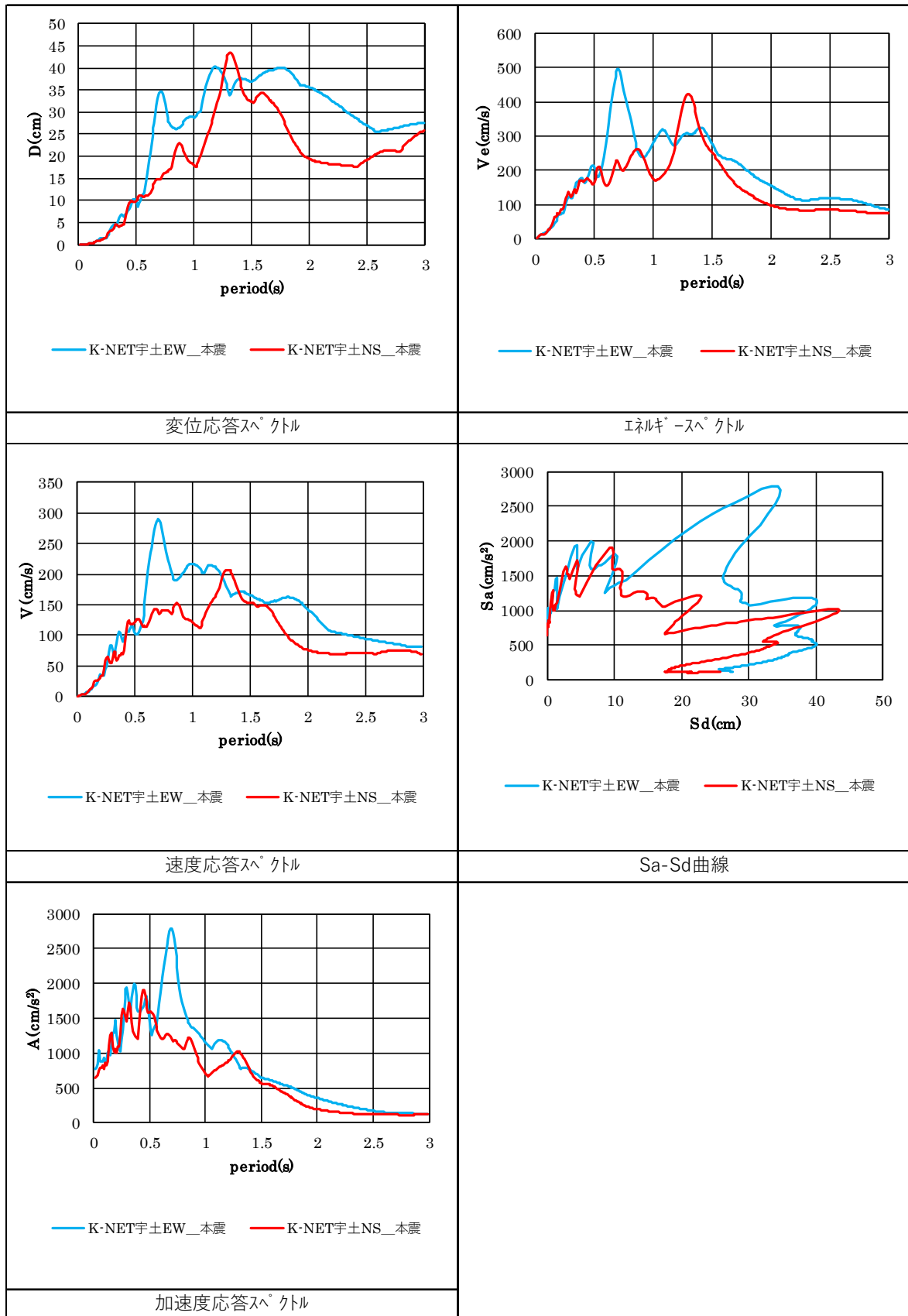


図 5.4.42 K-NET 宇土本震の最大応答スペクトル

5.4.2 各モデルの解析結果

まず、桁行方向を純ラーメン架構、梁間方向を一部耐震壁付きラーメン架構としたモデル1における長期軸力入力時と変動軸力を考慮した場合の1層の層せん断力-変形角関係の解析結果を図5.4.43に示す。変動軸力を考慮した場合の1層の層せん断力が長期軸力入力時の1層の層せん断力と比べて桁行方向載荷ではおよそ1.01倍、梁間方向載荷ではおよそ1.04倍大きくなった。以上から、変動軸力の効果は限定的であることから、動的応答解析においては変動軸力を考慮しないこととする。

各モデルの静的増分解析で得られた桁行方向と梁間方向の層せん断力-変形角関係を図5.4.44と図5.4.45にそれぞれ示す。また、K-NET宇土^[5]で観測された前震、本震の地震波を入力し動的応答解析を行い得られた、各モデルの桁行方向と梁間方向の各層の最大層間変形角を表したグラフを図5.4.46と図5.4.47にそれぞれ示す。なお、対象建物がピロティ構造建物であり、被害がピロティ階に集中していたことから、本検討では主にピロティ階に着目して検討を行った。

(1) 壁のモデル化の違いが応答に与える影響

連棟モデルを対象とした静的増分解析より、桁行方向を純ラーメン架構、梁間方向を一部耐震壁付きラーメン架構としたモデル1と桁行方向の構面に3方スリットを有する壁を反映したモデル3の1層の層せん断力を比較すると、図5.4.44より、桁行方向では、モデル1は10000kNとなっているのに対し、モデル3は11000kNであり、モデル3の1層のせん断力がモデル1に比べて1.1倍大きく、1層の変形集中は確認できなかった。また、その他の層の層せん断力も同様にモデル3の方がモデル1よりおよそ1.1倍大きくなった。モデル3のせん断力が大きくなった要因としては、p.30に示すように桁行方向について、モデル1は壁を無視した純ラーメン架構としてモデル化し、モデル3はY7構面の方立壁および袖壁付き柱のモデル化をしていることが考えられる。

桁行方向の構面に2方スリットを有する壁を反映したモデル2では、図5.4.44より、桁行方向では、1層のせん断力がモデル1に比べて1.15倍大きく、1層の変形集中が確認できた。2方スリットで壁を考慮したことで、壁がある2階以上の水平剛性が高くなり、1層に変形が集中したと考えられる。

また、梁間方向では、図5.4.45より、建物全体ではモデル1, 2, 3の1層の層せん断力に大きな違いは見られなかった。しかし、実被害では妻構面(X1構面)の被害が大きかった。そこで、妻構面(X1構面)の1層の最大層間変形角(0.04rad.)時の1階柱のせん断力・軸力の比較を行うと、せん断力は、表5.4.8より、モデル1がモデル2, 3と比べると20kN程度小さくなっているものの、モデル2とモデル3は同値であり、大きな違いは見られなかった。一方で、軸力は、表5.4.9より、妻構面の壁を考慮していないモデル1の軸力が小さく、壁をより反映しているモデル2の軸力が最も大きかった。主筋に引張力と圧縮力が交互に作用する際、引張軸力作用時に主筋が伸び、この状態で圧縮軸力が作用したことで、主筋が座屈したと予想される。実際の該当箇所の被害においても、主筋の座屈、軸支持能力低下が見受けられており、後述する検討で、対象建物のスリット条件はおそらく2方スリットであると推察できている。

動的応答解析結果より、桁行方向を純ラーメン架構、梁間方向を一部耐震壁付きラーメン架構としたモデル1と桁行方向の構面に3方スリットを有する壁を反映したモデル3を比較すると、図5.4.46より、桁行方向では、前震の地震波においてはモデル3の方が全ての層において変形を抑えられている。しかし、本震の地震波においては、1層ではモデル1よりもモデル3の変形が大きくなった。壁を考慮しているため2階以上の剛性率が大きくなり、1階の変形が大きくなっている。桁行方向の構

面に2方スリットを有する壁を反映したモデル2に関しては、壁をより反映しており、2階以上の剛性率が非常に大きくなり、1階の変形が極端に大きくなっている。

また、梁間方向では、図5.4.47よりモデル1, 2, 3の層間変形角に大きな違いは見られず、モデル1の1層の変形角が僅かに大きい程度だった。モデル1, 2, 3の梁間方向のモデル化の違いは妻構面(X1構面)のスリット条件のみであり、モデル1では妻構面(X1構面)の壁を考慮していないため、X1-2棟の偏心率が大きくなり、変形が大きくなったと考えられる。

(2) 梁が付随しないスラブのモデル化の違いが応答に与える影響

1) 建物全体のモデル化の違い

5つの棟をピン梁で繋いだモデル2と別々の建物とみなした分棟モデル4-1,2,3を用いて、棟の負担せん断力の分布性状に基づき、各棟の建物応答の建物全体の被害に与える影響について検討した。

静的増分解析結果より、モデル2の解析で得られた1層の各柱のせん断力を足し合わせることで、棟ごとの1層のせん断力を算定した。算定値を図5.4.44と図5.4.45のモデル4-1, 4-2, 4-3のグラフに点線で示す。図5.4.44と図5.4.45より、桁行方向・梁間方向のどちらにおいても、1層の層せん断力が全ての棟で算定値とおよそ一致したことから、負担せん断力に偏りはなかったことが分かる。

動的応答解析結果では、図5.4.46より、桁行方向では、変形に偏りはみられなかった。一方で、梁間方向の1層は、図5.4.47より、分棟モデル4-1(X1-2構面)、4-2(X3-4構面)、4-3(X5-7構面)の最大応答変形角がそれぞれ0.04(rad.)、0.05(rad.)、0.08(rad.)で、連棟モデル2が0.07(rad.)であった。この結果より、モデル4-3(X5-7棟)の最大応答が建物全体の最大応答に与えた影響があると推察できる。

2) 連棟モデルにおけるモデル化の違い

5棟をピン梁で繋いだモデル2と5棟を梁が付随しないスラブで繋いだモデル5を比較すると、静的増分解析では、図5.4.44, 図5.4.45より、桁行方向・梁間方向のいずれにおいても層せん断力に大きな違いは見られなかった。動的応答解析では、図5.4.46, 図5.4.47より、桁行方向・梁間方向のいずれにおいても層間変形角に大きな違いはなくおよそ一致していた。以上の結果から、梁が付随しないスラブが建物応答に与える影響は極僅かであり、連棟モデルにおけるモデル化の違いが応答に与える影響は小さいと考えられる。

(3) 実被害と連棟モデルとの比較

実際に設けられていたと考えられるスリット的设计条件を、実被害とモデル2(桁行方向の構面に2方スリットを有する壁を反映)、モデル3(桁行方向の構面に3方スリットを有する壁を反映)を比較して確認する。

1階の柱部分の被害調査による部材損傷度判定結果^[5-1]とモデル2,モデル3の動的応答解析による破壊状況を比較する。

本検討における被害調査による部材損傷度判定結果^[5-1]との比較は、動的応答解析により得られた部材の塑性率を適当な値でランクに分類することで行う。本検討では、塑性率から解析上での破壊状況を以下のように3ランクに分類した。

$\mu < 5.0$: 1 (損傷度Ⅲ相当), $5.0 < \mu < 9.0$: 2 (損傷度Ⅳ相当), $9.0 < \mu$: 3 (損傷度Ⅴ相当)

各柱の塑性率は入力した地震波それぞれで得られる上端・下端での塑性率のうち大きい方を採用する。図5.4.48に各モデルの1階柱の塑性率の一覧を示す。ここで、図において上記の3ランクを1が

黄色，2 がオレンジ色，3 が赤色として色分けした。また，部材損傷度判定結果^[5-1]についても，損傷度Ⅲを黄色，損傷度Ⅳをオレンジ色，損傷度Ⅴを赤色として色分けした。(図 5. 4. 49) 各モデルの破壊状況を比較すると，モデル 2 の部材ごとの破壊の大小関係が損傷度判定結果^[5-1]と概ね一致しており，耐震スリットが設置されていたとすれば，2 方スリット相当であったものと推察できる。

図 5. 4. 48(a) と図 5. 4. 49 より，桁行方向の損傷度合は比較的精度が良かった。梁間方向は，被害調査による判定結果では，Y6-7 通りに比べ Y1-2 通りに被害が集中している。一方，解析では損傷が基本的に対称に現れた。これは解析の対象外である Y6-7 通りの北東にある階段部分が構造的に耐力を持っていたことが原因として考えられる。以上から，モデルの妥当性は概ね確認できたが，損傷をより精度よく再現できるモデルを構築する必要がある際には，階段部分をモデル化の対象にする必要があると思われる。また，損傷度は塑性率により定められているわけではないが，被災度区分判定基準^[5-2]では，曲げ部材では塑性率 1 前後が損傷度Ⅱ，最大耐力までが損傷度Ⅲ，最大耐力の 2 割減程度までが損傷度Ⅳ，それ以降がⅤとしており，本検討では部材ごとの破壊の大小関係に関しては，実被害と概ね一致したが，塑性率における損傷度の定義は，今後さらに検討する必要がある。

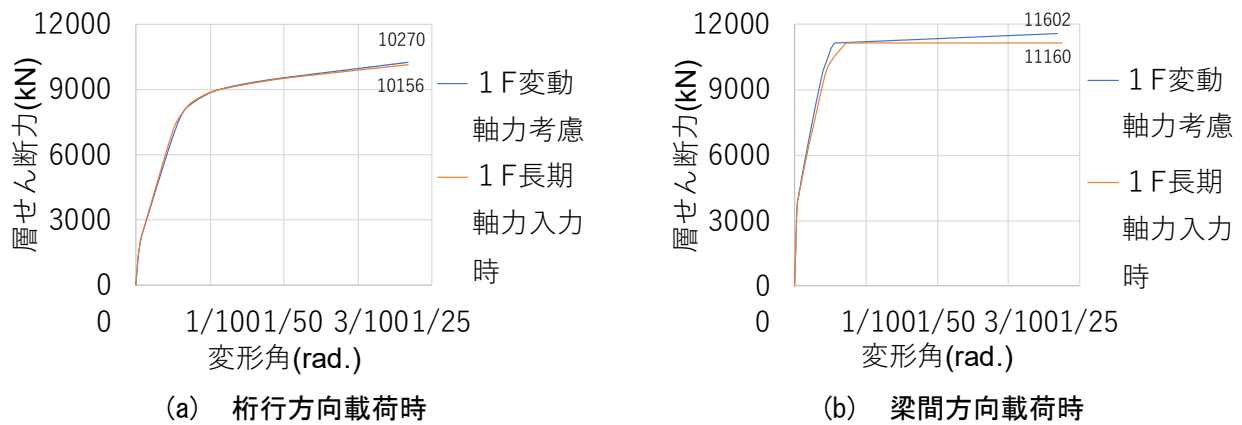
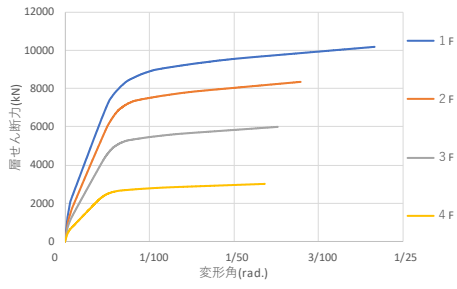
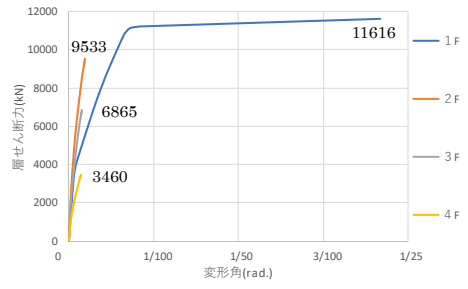


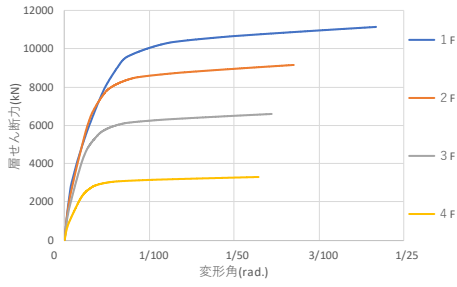
図 5. 4. 43 層せん断力-層間変形角 (変動軸力考慮による影響)



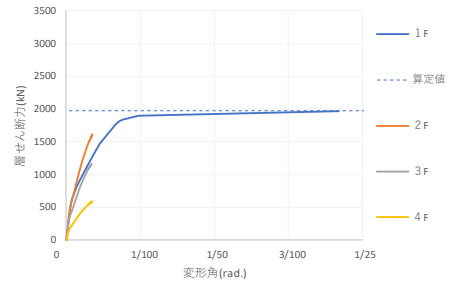
(a) モデル 1



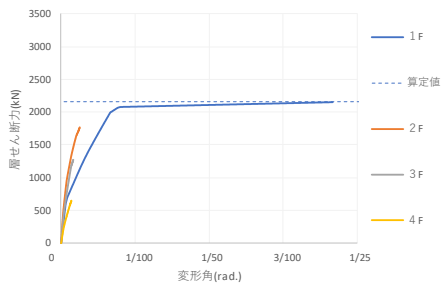
(b) モデル 2



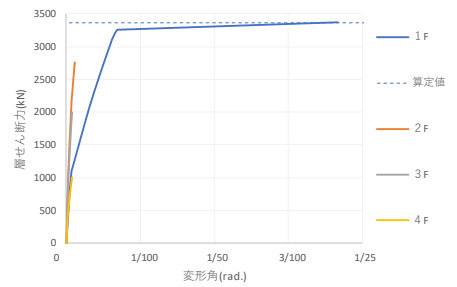
(c) モデル 3



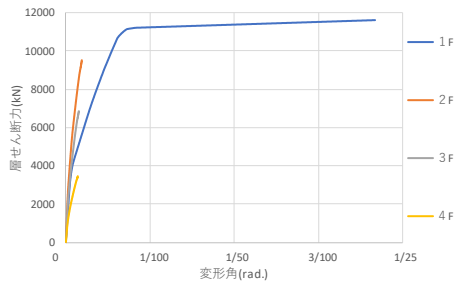
(d) モデル 4-1 X1-2 構面



(e) モデル 4-2 X3-4 構面

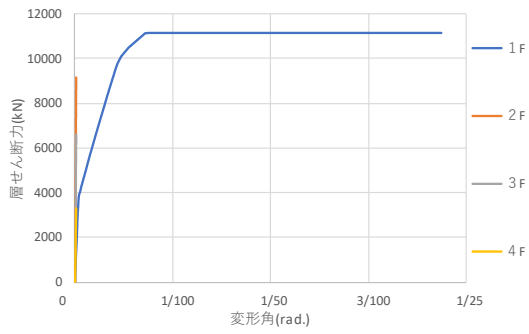


(f) モデル 4-3 X5-7 構面

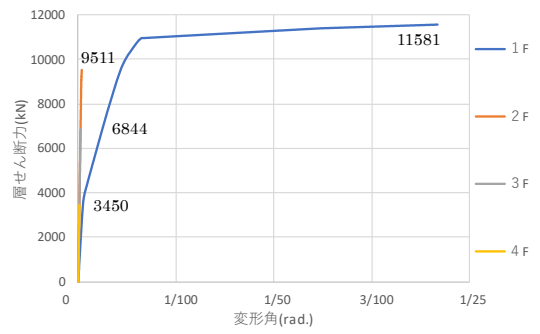


(g) モデル 5

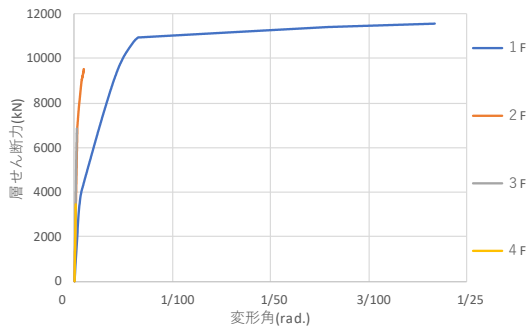
図 5. 4. 44 層せん断力-層間変形角（桁行方向載荷時）



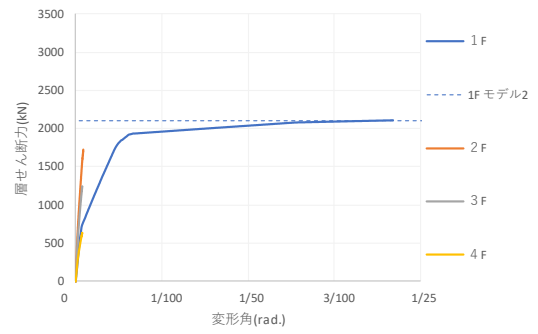
(a) モデル 1



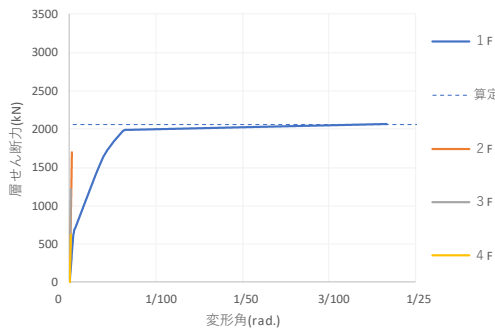
(b) モデル 2



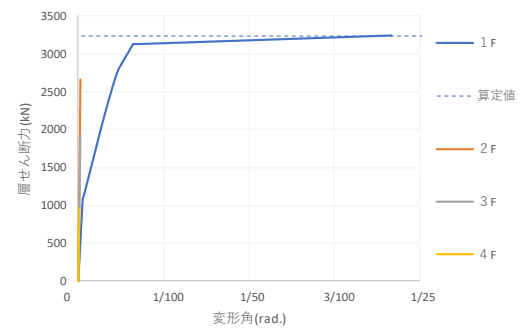
(c) モデル 3



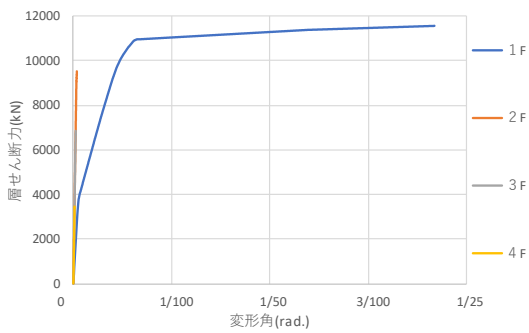
(d) モデル 4-1 X1-2 構面



(e) モデル 4-2 X3-4 構面



(f) モデル 4-3 X5-7 構面



(g) モデル 5

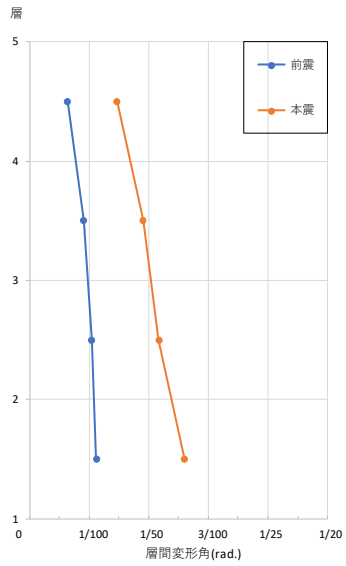
図 5. 4. 45 層せん断力-層間変形角 (梁間方向載荷時)

表 5.4.8 各モデル妻構面のピロティ階の柱のせん断力
(梁間方向載荷時)

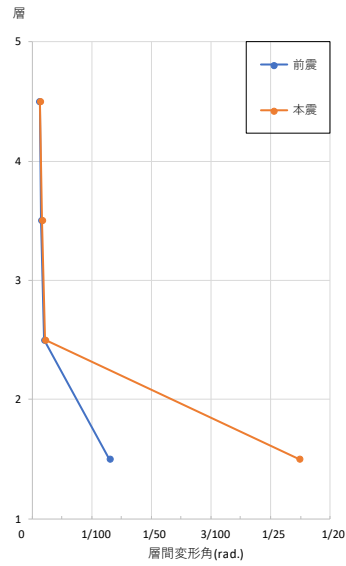
部材	せん断力 (単位 kN)		
	モデル 1	モデル 2	モデル 3
X1-Y1 柱	399	418	418
X1-Y7 柱	410	429	429

表 5.4.9 各モデル妻構面のピロティ階の柱の圧縮軸力 (長期軸力+短期軸力)
(梁間方向載荷時)

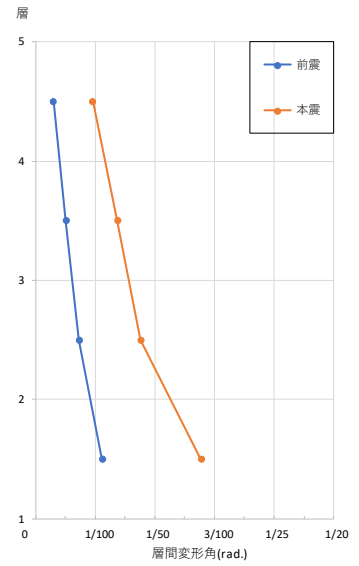
部材	圧縮軸力 (単位 kN) / 軸力比		
	モデル 1	モデル 2	モデル 3
X1-Y1 柱	1080 / 0.122	1420 / 0.160	1132 / 0.128
X1-Y7 柱	1156 / 0.130	1497 / 0.169	1228 / 0.138



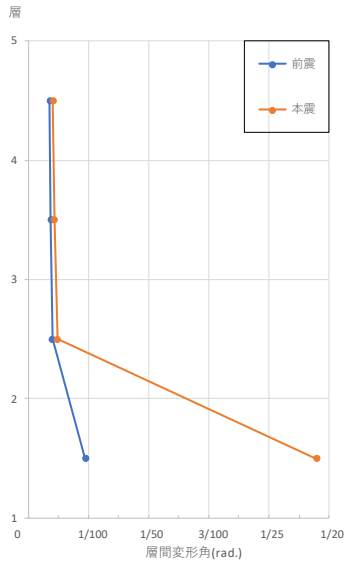
(a) モデル 1



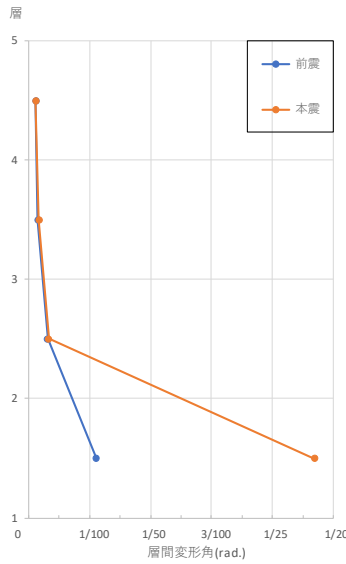
(b) モデル 2



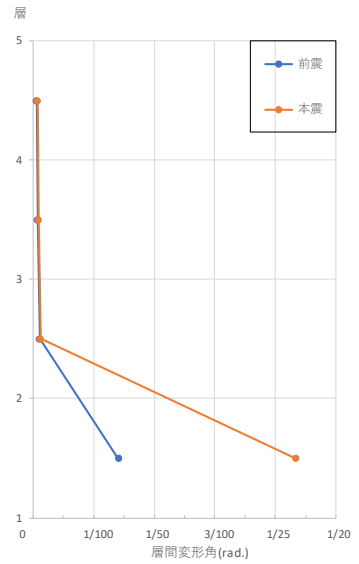
(c) モデル 3



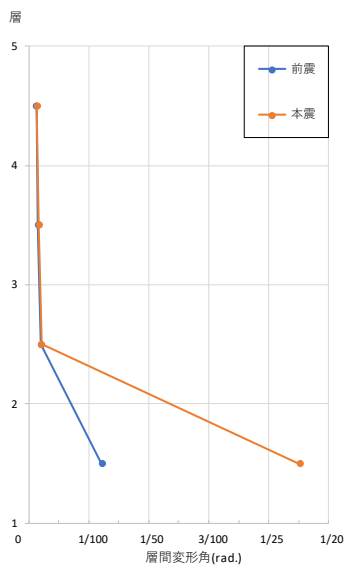
(d) モデル 4-1 X1-2 構面



(e) モデル 4-2 X3-4 構面

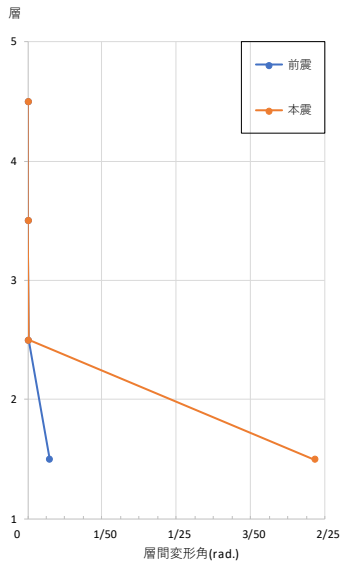


(f) モデル 4-3 X5-7 構面

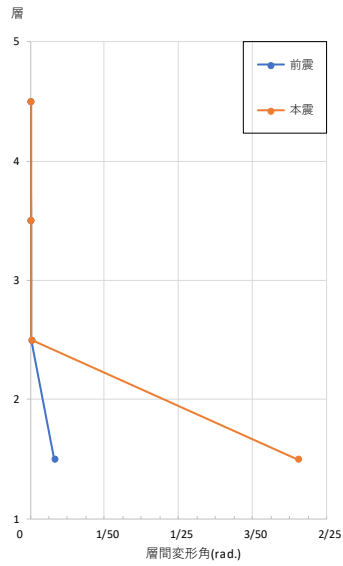


(g) モデル 5

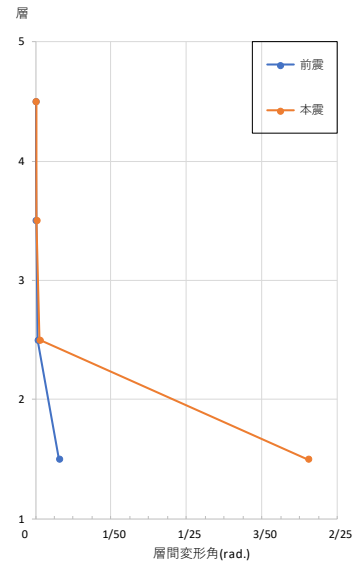
図 5. 4. 46 最大層間変形角分布 (桁行方向)



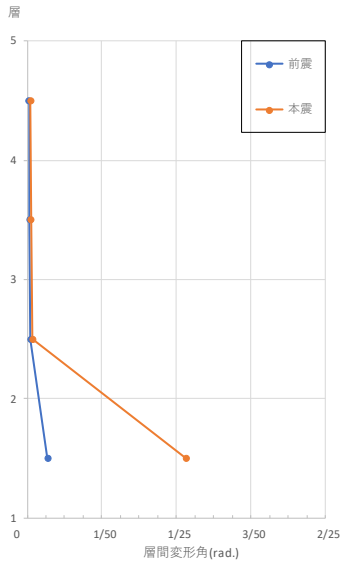
(a) モデル 1



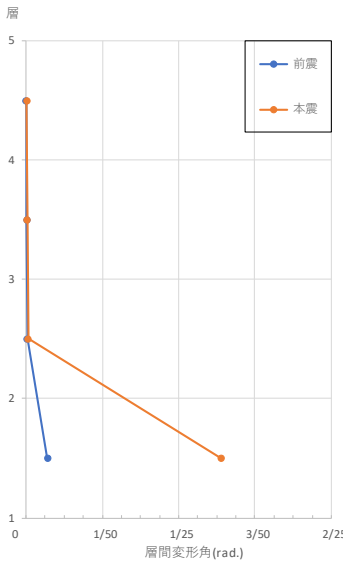
(b) モデル 2



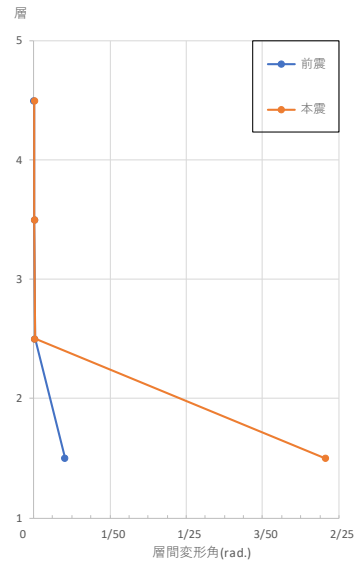
(c) モデル 3



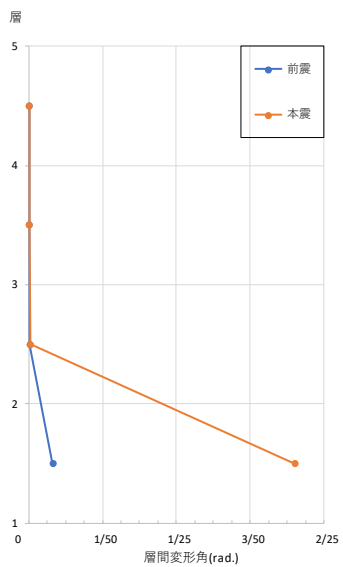
(d) モデル 4-1 X1-2 構面



(e) モデル 4-2 X3-4 構面

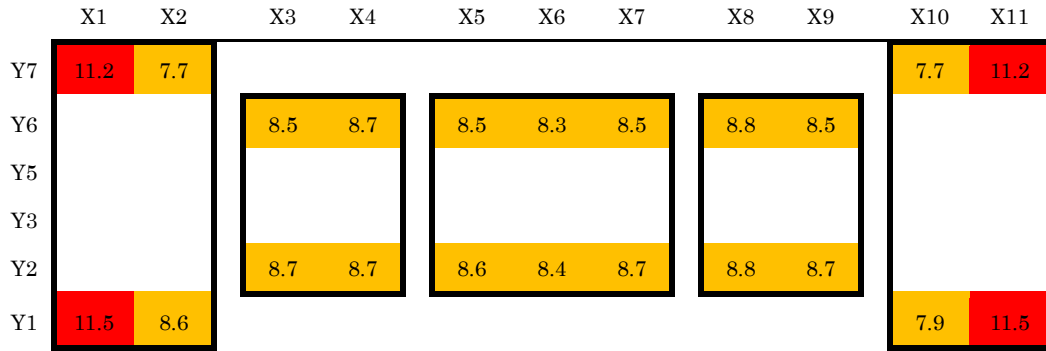


(f) モデル 4-3 X5-7 構面

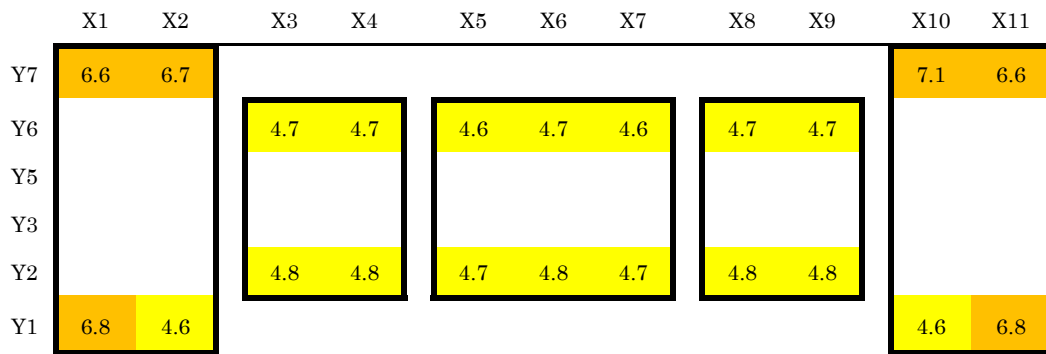


(g) モデル 5

図 5.4.47 最大層間変形角分布 (梁間方向)



(a) モデル 2



(b) モデル 3

図 5.4.48 塑性率一覧

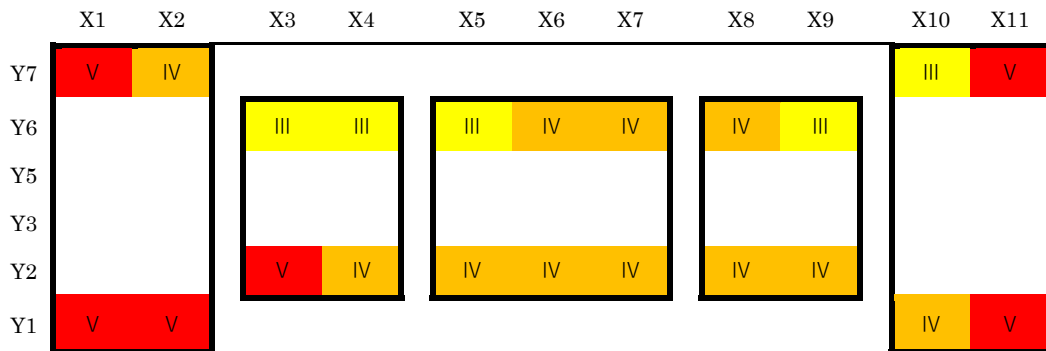


図 5.4.49 部材損傷度判定結果

5.4.3 現在推奨されているピロティの設計方法に基づく検討

(1) ピロティ階の検討概要

建設当初の設計法で設計した建物をモデル化し、解析を行ったところ、モデル2においてピロティ階に変形が集中し、ピロティ階の破壊が見受けられ、実被害においてもピロティ階の損傷が著しかった。そこで、現在推奨されているピロティの設計方法の一つである構造関係技術基準解説書^[5-6]「ピロティ階の層崩壊形式および全体崩壊形式を許容する設計法」を基にピロティ階の柱の検討を行う。ここで、その他の部分は、桁行方向を純ラーメン架構、梁間方向を一部耐震壁付きラーメン架構（X2, X4, X6, X8, X10 構面の壁を耐震壁）としてモデル化を行う。

現在扱われているピロティの設計方法の条件に関してまとめたものを以下に記載し、対象建物が条件を満たしているか否か、さらには設計法に沿った解析条件を項目ごとに示す。

■構造関係技術基準解説書^[5-6]「ピロティ階の層崩壊形式および全体崩壊形式を許容する設計法」

この設計法は、令第82条の3に規定する保有水平耐力の検討において、ピロティ階の必要保有水平耐力の算出に用いる F_s を適切に設定することで、ピロティ階を有する建築物を安全に設計するために用いる。

1) 適用範囲

(a) 本設計法は、高さが45m以下の鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造あるいはこれらの混合構造のうちピロティ階を有する建築物(純ピロティ型建築物および一部耐力壁付きピロティ型建築物)で、1階での層崩壊あるいは全体曲げ崩壊形を形成する建築物に適用する。ここで、ピロティ階とは、建築物の低層部分の階で構面内の耐力壁が抜けることにより、その保有水平耐力あるいは水平剛性が直上階のそれらより極端に小さい階をいう。

対象建物は高さ12.32mのピロティ形式の鉄筋コンクリート造であり、1階での層崩壊形を形成しているため、上記適用範囲を満たしていることを確認した。

(b) 本設計法に定められていない事項は、関連諸基・規準による。

5.2.3 構造体と使用材料の表5.2.3 柱断面リストにおけるC1柱（妻構面の柱）の主筋比が0.73であり、現在の関連諸基・規準を満たしていないことを確認した。

2) 設計の基本方針

(a) 想定する崩壊形はピロティ階の単独柱の曲げ降伏による層崩壊か、引張側柱の全引張降伏による全体曲げ破壊とする。(図5.4.50)

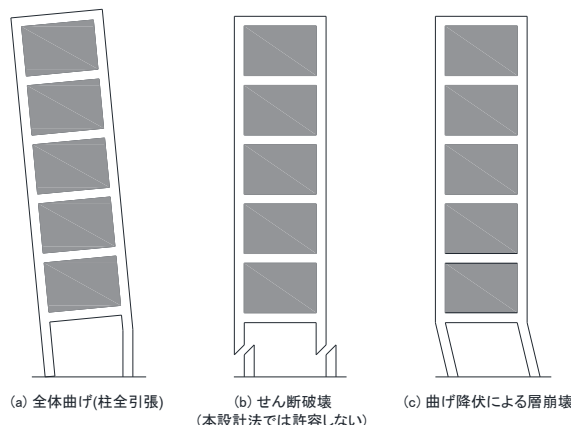


図 5.4.50 ピロティ構面の崩壊形式

本検討においては、想定する崩壊形はピロティ階の単独柱の曲げ降伏による層崩壊とする。

(b) 層崩壊するものは、特定層にエネルギーが集中する影響を考慮するために、(3.3)に規定する強度割増し係数 α_p により必要強度を割り増す。

対象建物は4階建てであるので強度割増し係数 $\alpha_p=1.5$ として必要強度を割り増すこととする。

3) 必要保有水平耐力の計算

(a) 必要保有水平耐力

a) 各階の必要保有水平耐力 Q_{un} は、次式を用いて計算する。

$$Q_{un} = D_s F_e F_s Z R_t A_i C_o W \tag{式 5.4.1}$$

D_s : 構造特性係数

F_e : 偏心率による割増し係数 (※1)

F_s : 剛性率による割増し係数 (※2)

Z : 地震地域係数

R_t : 振動特性係数

A_i : 層せん断力分布係数

C_o : 標準せん断力係数

W : 当該階が支える固定荷重と積載荷重の和 (kN)

ここで、 F_e は偏心率 R_e に応じた割増し係数で、図 5.4.51 に示す値となる。偏心率とは、建物の平面的な耐震要素の偏りを表すもので、階ごとに次式で計算される。

$$R_e = e/r_e$$

e : 偏心距離, r_e : 弾力半径

F_s は剛性率 R_s に応じた割増し係数で、図 5.4.52 に示す値となる。剛性率とは、建物の立面的な耐震要素の偏りを表すもので、許容応力度計算で用いる地震力が作用する際に生じる各階の層間変形角の逆数 r_s を用いて、次式で計算される。

$$R_s = r_s/\bar{r}_s$$

\bar{r}_s : 全階の r_s の平均値

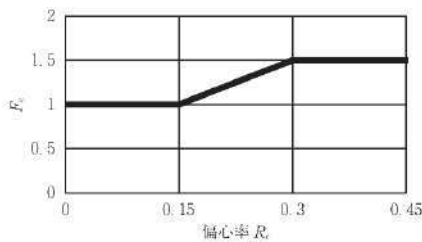


図 5.4.51 偏心率による割増し係数 F_e

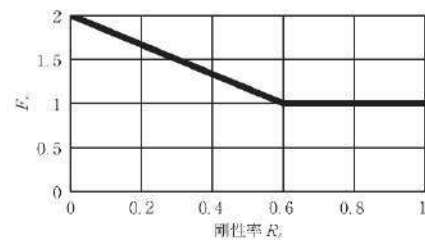


図 5.4.52 剛性率による割増し係数 F_s

ここで、対象建物における各係数の数値および計算結果を示す。なお、対象建物の設計図書より、地震地域係数 $Z = 0.8$ 、振動特性係数 $R_t = 1.0$ 、標準せん断力係数 $C_o = 1.0$ とし、構造特性係数 D_s 、層せん断力分布係数 A_i は表5.4.10に示す値を用いて計算を行った。また、 F_s は(3.3)より、剛性率による割増し係数を用いており、保有水平耐力はモデル2の解析結果を用いている。(図5.4.44(b)、図5.4.45(b))

表 5.4.10 構造特性係数・形状係数・層せん断力分布係数・建物重量

階	構造特性係数 D_s		形状係数 $F_e \cdot F_s$		A_i	建物重量 W
	桁行方向	梁間方向	桁行方向	梁間方向		
4	0.30	0.40	1.00	1.00	1.586	4866
3	0.30	0.40	1.00	1.00	1.279	11962
2	0.30	0.40	1.00	1.00	1.120	19038
1	0.30	0.30	1.89	1.95	1.000	25934

表 5.4.11 必要保有水平耐力と保有水平耐力

階	Q_{un}		Q_u	
	桁行方向	梁間方向	桁行方向	梁間方向
4	1852	2470	3460	3450
3	3672	4896	6865	6844
2	5118	6823	9533	9511
1	11764	12137	11616	11581

モデル2の静的増分解析結果より計算したところ、元の柱断面では桁行方向・梁間方向のいずれにおいても1階の保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回っていなかった。

(b) 構造特性係数 D_s の設定

- a) ピロティ階を有する建築物で、崩壊形がピロティ階での層崩壊となることが予想される場合のピロティ階の構造特性係数は0.3以上とする。ただし、ピロティ階の柱は表5.4.12を満足すること。

表 5.4.12 ピロティ階の柱部材の性能

	柱	耐力壁
破壊形式	曲げ破壊	
h_0/D	2.5 以上	—
σ_0/F_c	0.35 以下	—
P_t	0.8%以下	—
τ_u	0.10 以下	0.20 以下

ここで、 h_0 ：柱の内法高さ(mm)

D ：柱せい(mm)

σ_0 ：崩壊メカニズム時の軸方向応力度(N/(b×D)) (N/mm²)

b ：柱の幅(mm)

F_c ：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

P_t ：引張鉄筋比

τ_u ：崩壊メカニズム時の平均せん断応力度(N/mm²)

対象建物の設計では、ピロティ階の構造特性係数は 0.3 としており、ピロティ階の柱部材の性能に関する規定に関しても満足していることを示した。

(c) F_s の算定

- a) ピロティ階で層崩壊するピロティ型建築物の F_s は、剛性率による割増し係数とピロティ階の強度割増し係数 α_p のうち大きい方の値を用いる。
- b) α_p は、階数に応じて表 5.4.13 の値を用いる。

表 5.4.13 階数に応じた α_p および階数と $\alpha_p \cdot D_s$ の関係

階数	2	3	4	5	6以上
α_p	1.17	1.33	1.50	1.67	1.83
$\alpha_p \cdot D_s$	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55

ここで、表 5.4.10 より剛性率による割増し係数は桁行方向が 1.89、梁間方向が 1.95 であり、表 5.4.13 よりピロティ階の強度割増し係数 α_p は 1.50 であるので、 F_s は剛性率による割増し係数を用いることとする。

4) せん断設計

- (a) ピロティの柱の設計用せん断力の余裕率は 1.4 以上とする。

5.2.3 構造体と使用材料の表 5.2.3 柱断面リストにおける C1 柱（妻構面の柱）の余裕率は 1.6 で満たしているが、その他のピロティ階の柱は余裕率が 1.0~1.1 と下回っていることを確認した。

5) 軸方向力に対する設計

- (a) 過大な引張変形を防止すること。
- (b) 柱・耐力壁ともに支配面積分に相当する荷重による変動軸力を考慮する。

6) 構造規定

- (a) 層崩壊を想定するピロティ階の単独柱においては、すべての主筋を中子筋などで拘束する。ただし、断面内で隣り合う横補強筋の間隔がいずれも 200mm 以内となるように中子筋によって拘束する場合はこの限りではない。
- (b) 上記の拘束を行った場合は、FA 部材判定における軸力比の制限を 0.35 以下とあるのを 0.55 以下と読み替える。

全てのピロティ階の柱において、1)の規定を満たしていないため、軸力比の制限は 0.35 とする。

これまでに示した、現在推奨されているピロティの設計方法を全て満たすようにピロティ階の柱部材を変更した。ここで、ピロティ階の柱の検討手順を記す。

まず、柱寸法を決め、鉄筋を関連諸基・規準を満足するように配筋し、設計した柱で建物のモデルを作成し、静的増分解析および動的応答解析を行う。静的増分解析において、ベースシア係数が0.50を超えて曲げ破壊となることを確認する。さらに、ピロティ階の柱で変動軸力を考慮するため、静的増分解析で加力した際の引張側最大柱頭モーメント M_1 と、解析での柱が負担する最大引張軸力および最大圧縮軸力を勘案し算定した柱の終局曲げモーメント M_u を比較し、 M_u が上回ることを確認する。

これを繰り返し行い、部材の大きさを可能な限り抑えるように設計する。

検討を行った結果を以下に示す。表 5.4.14 に変更前、表 5.4.15 に変更後の使用材料を示し、表 5.4.16 に変更前、表 5.4.17 に変更後のピロティ階の柱部材情報を示す。

表 5.4.14 使用材料(変更前)

コンクリート	種類	Fc (kgf/cm ²)	使用する場所
	普通コンクリート	210	全て
鉄筋	種類	材種	使用する場所
	異形鉄筋	SD295	D13(せん断補強筋)
		SD345	D22(主筋)

表 5.4.15 使用材料(変更後)

コンクリート	種類	Fc (kgf/cm ²)	使用する場所
	普通コンクリート	210	全て
鉄筋	種類	材種	使用する場所
	高強度鉄筋	SBPD1275	U12.6(柱のせん断補強筋)
	異形鉄筋	SD490	D25(主筋)

表 5.4.16 1階柱部材(変更前)(単位 mm)

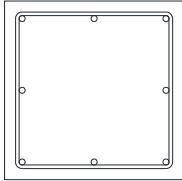
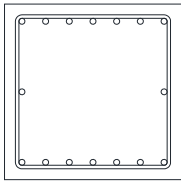
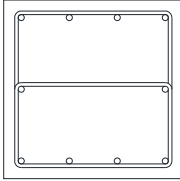
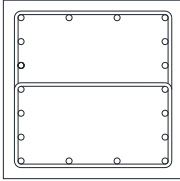
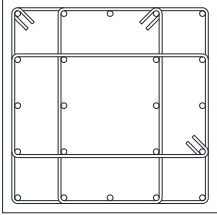
符号	C1	C2	C3	
1階				
B×D	650×650	650×650	650×650	
主筋	8-D22	16-D22	10-D22	18-D22
フープ筋	□-D13-@100	□-D13-@100	日-D13-@100	

表 5.4.17 1階柱部材(変更後)(単位 mm)

1階	
B×D	925×925
主筋	22-D25
フープ筋	日-U12.6-@50
主筋比	1.30%
せん断補強筋比	1.08%
余裕率	1.54

(2) ピロティ階柱の検討結果

ここでは、耐震壁が設けられている梁間方向についての静的増分解析および動的応答解析の結果を示す。

静的増分解析を行ったところ、ベースシア係数が0.50を超えて柱の破壊モードが曲げ破壊先行となった。また、梁間方向正載荷で最大引張軸力1218kN、圧縮軸力は1245kNで、梁間方向負載荷で最大引張軸力1229kN、圧縮軸力は1257kNで引張側最大柱頭モーメントが2365kN・mであった。当該軸力を勘案し算定した柱の終局曲げモーメントは2516kN・mとなった。図5.4.53より、1階柱部材以外のモデル化条件が同じモデル1と比較すると、1階の層せん断力はピロティ柱検討モデルがモデル1の3.7倍となり耐力が大きく向上したことが分かる。

動的応答解析を行ったところ、図5.4.54より、1層の最大層間変形角が、前震では、ピロティ柱検討モデルは1階柱部材以外のモデル化条件が同じモデル1の0.5倍、本震では、ピロティ柱検討モデルはモデル1の0.15倍と大きく変形を抑えられていることが分かる。

現在推奨されているピロティの設計方法を基にピロティ階の部材の検討を行った結果、主筋はSD345-D22からSD490-D25、せん断補強筋はSD295-D13からSBPD1275-U12.6となり、寸法は650×650から925×925となり、部材が極めて過大となるという結果になった。耐力が向上し変形を大きく抑えられた一方で、現在推奨されているピロティの設計方法を満たす場合、部材が過大となり、実施工においては

実現が困難であるという問題点を示した。しかし、日本においてピロティ形式の建物は需要が高く、今後もピロティ形式の建物は数多く建てられることは明らかである。そのため、今後の課題として、部材の大きさを可能な限り抑えて継続使用性を確保できる設計法の検討が必要と考えられる。

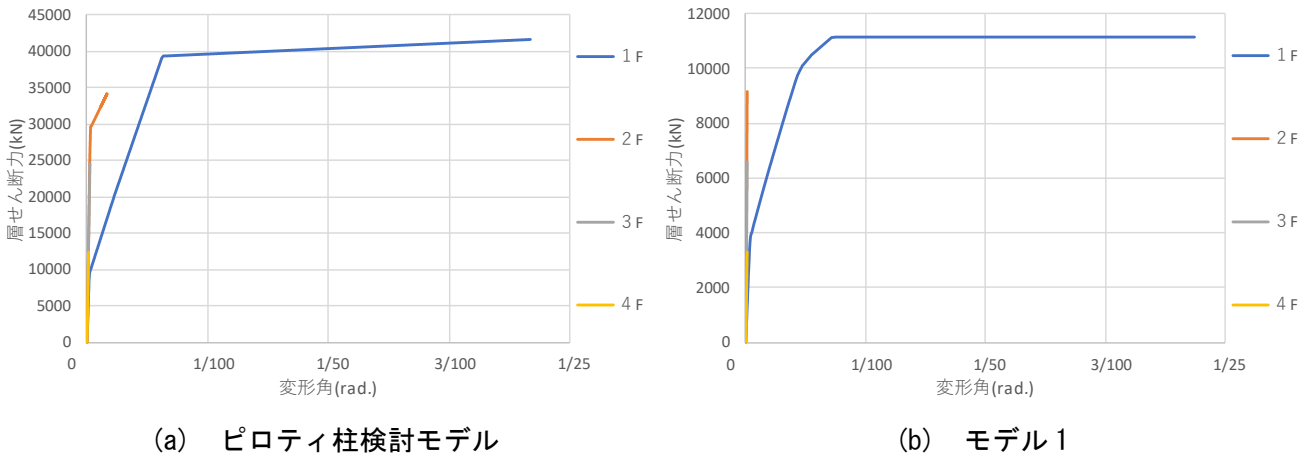


図 5. 4. 53 層せん断力-層間変形角（梁間方向載荷時）

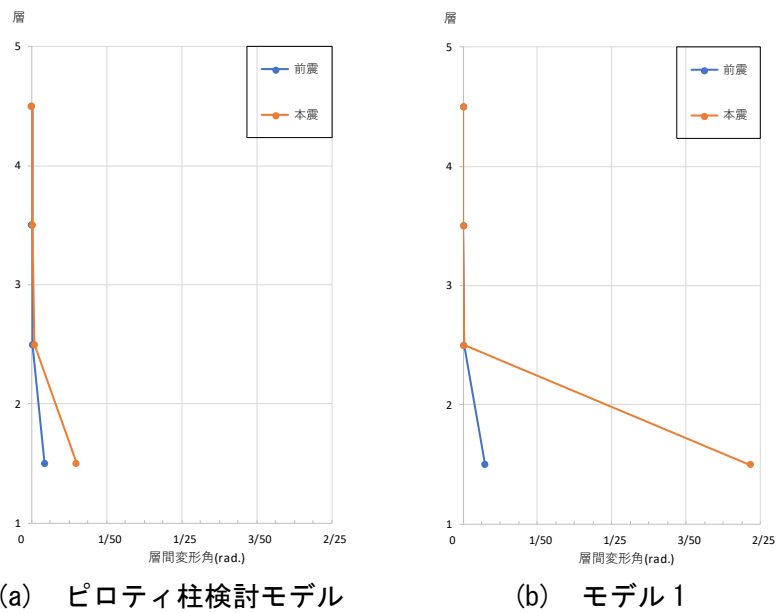


図 5. 4. 54 最大層間変形角分布（梁間方向）

また、ここで最終的に決定した柱部材におよぶまでに行った検討で、設計方法を満たさなかった柱部材の1例を示す。結果を以下に示す。表 5.4.18 に変更後の使用材料を示し、表 5.4.19 に変更後のピロティ階の柱部材情報を示す。

表 5.4.18 使用材料(変更後)

コンクリート	種類	Fe(Kg/cm ²)	使用する場所
	普通コンクリート	210	全て
鉄筋	種類	材種	使用する場所
	高強度鉄筋	SBPD1275	U12.6(柱のせん断補強筋)
	異形鉄筋	SD490	D25(主筋)

表 5.4.19 1階柱部材(変更後)(単位 mm)

1階	
B×D	900×900
主筋	24-D25
フープ筋	-U12.6@50
主筋比	1.38%
せん断補強筋比	1.11%
余裕率	1.70

静的増分解析を行ったところ、ベースシア係数が 0.50 を超えて柱の破壊モードが曲げ破壊先行となった。また、梁間方向正載荷で最大引張軸力 1117kN、圧縮軸力は 1125kN で、梁間方向負載荷で最大引張軸力 1128kN、最大圧縮軸力は 1137kN で引張側最大柱頭モーメントが 2362kN・m であった。当該軸力を勘案し算定した柱の終局曲げモーメントは 2283kN・m となり、引張側最大柱頭モーメントを下回った。上記に示した部材では変動軸力を考慮した場合に規定を満足しなかった。

5.5 まとめと今後の課題

本章では、1998年に新耐震基準で建設され、熊本地震にて1層崩壊を起こした4層鉄筋コンクリート造ピロティ形式の共同住宅を対象に部材の損傷を再現できるモデル化を行った。具体的には、壁のモデル化の違いによる影響、梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる影響を検討した。対象建物の耐震スリットの情報が設計図書からは十分に読み取れなかったことから、2方スリットと3方スリットのそれぞれで壁のモデルを構築した。さらに、この建物は5つの棟が2階以上で梁が付随しないスラブのみにより連結されており、そのスラブが建物応答に与える影響が定かでないため、5つの棟をピン梁および梁が付随しないスラブで繋いだ連棟モデルを構築した。

また、ピロティ階に対して、現在推奨されているピロティの設計方法に基づく検討も行った。

以上の検討を行い、以下の結論を得た。

(1) 壁のモデル化の違いが応答に与える影響

連棟モデルを対象とした静的増分解析より、桁行方向を純ラーメン架構、梁間方向を一部耐震壁付きラーメン架構としたモデル1と桁行方向の構面に3方スリットを有する壁を反映したモデル3とを比較すると、モデル3の1層のせん断力がモデル1に比べて1.1倍大きく、1層の変形集中は確認できない。また、桁行方向の構面に2方スリットを有する壁を反映したモデル2では、1層のせん断力がモデル1に比べて1.15倍大きく、壁がある2階以上の水平剛性が高いことで1層に変形が集中する結果が得られた。

(2) 梁が付随しないスラブのモデル化の違いが応答に与える影響

(a) 建物全体のモデル化の違い

連棟モデルおよび分棟モデルを対象とした静的増分解析では、桁行方向の構面に2方スリットを有し、かつ各棟をピン梁で接合したモデル2の解析で得られたせん断力を基に、棟ごとのせん断力を算定する。一方で、建物を5棟の別々の建物とみなした分棟モデル4-1、4-2、4-3の各せん断力と比較した結果、1層の層せん断力がいずれの棟においても算定値とおよそ一致したことから、建物全体のモデル化の違いの影響はほぼ見られていない。

連棟モデルおよび分棟モデルを対象とした動的応答解析では、連棟モデルに対して各分棟モデルの桁行方向の変形はほぼ同じ程度であった。梁間方向の1層は、分棟モデル4-1(X1-2構面)、4-2(X3-4構面)、4-3(X5-7構面)の最大応答変形角がそれぞれ0.04(rad.)、0.05(rad.)、0.08(rad.)で、連棟モデルが0.07(rad.)であったことから、モデル4-3の最大応答が建物全体の最大応答に与えた影響があると推察できる。

(b) 連棟モデルにおけるモデル化の違い

5棟をピン梁または梁が付随しないスラブで繋いだモデルの静的増分解析結果では、各層の層せん断力がおおそ同じであったという結果が得られたことから、梁が付随しないスラブが建物応答に与える影響は極僅かであることを示した。動的応答解析結果では、層間変形角がおおそ同じであったという結果が得られたことから、梁が付随しないスラブが建物応答に与える影響は極僅かであることを示した。以上のことから、連棟モデルにおけるモデル化の違いが応答に与える影響は小さいと考えられる。

(3) 実被害と連棟モデルとの比較

(a) モデルの妥当性の確認および耐震スリットの設計条件の推定

本検討における被害調査による部材損傷度判定結果^[5-1]との比較は、動的応答解析により得られた部材の塑性率を適当な値でランクに分類することで行った。その結果、モデル2の部材ごとの破壊の大小関係が損傷度判定結果^[5-1]と概ね一致しており、耐震スリットが設置されていたとすれば、2方スリット

相当であったものと推察でき、モデル2は部材の損傷を再現するモデルとして概ね妥当であることを確認した。ここで、損傷度は塑性率により定められているわけではないが、被災度区分判定基準⁵⁻²⁾によると、曲げ部材では塑性率1前後が損傷度Ⅱ，最大耐力までが損傷度Ⅲ，最大耐力の2割減程度までが損傷度Ⅳ，それ以降がⅤとしており、本検討では部材ごとの破壊の大小関係に関しては実被害と概ね一致したが、塑性率における損傷度の定義は、今後さらに検討する必要がある。

(b) 階段が応答に与える影響

本建物は被害状況から階段部分が地震の際に水平力を負担していたことが推測されるが、本検討におけるモデル化では当該階段部分を考慮していない。結果として、本検討で構築したモデル2の妥当性は概ね確認できたが、損傷をより精度よく再現できるモデルを構築するためには、階段部分の適切な考慮が必要と考えられる。

(4) 現行基準におけるピロティ構造に求められる耐震性能

静的増分解析を行ったところ、ベースシア係数が0.50を超えて柱の破壊モードが曲げ破壊先行となった。また、梁間方向正載荷で最大引張軸力1218kN，圧縮軸力は1245kNで、梁間方向負載荷で最大引張軸力1229kN，圧縮軸力は1257kNで引張側最大柱頭モーメントが2365kN・mであった。当該軸力を勘案し算定した柱の終局曲げモーメントは2516kN・mとなった。1階柱部材以外のモデル化条件が同じモデル1と比較すると、1階の層せん断力はピロティ柱検討モデルがモデル1の3.7倍となり耐力が大きく向上したことが分かる。

動的応答解析を行ったところ、1層の最大層間変形角が、前震では、ピロティ柱検討モデルは1階柱部材以外のモデル化条件が同じモデル1の0.5倍、本震では、ピロティ柱検討モデルはモデル1の0.15倍と大きく変形を抑えられていることが分かる。

現在推奨されているピロティの設計方法を基にピロティ階の部材の検討を行った結果、主筋はSD345-D22からSD490-D25，せん断補強筋はSD295-D13からSBPD1275-U12.6となり、寸法は650×650から925×925となり、部材が極めて過大となるという結果になった。耐力が向上し変形を大きく抑えられた一方で、現在推奨されているピロティの設計方法を満たす場合、部材が過大となり、実施工においては実現が困難であるという問題点を示した。しかし、日本においてピロティ形式の建物は需要が高く、今後もピロティ形式の建物は数多く建てられることは明らかである。そのため、今後の課題として、部材の大きさを可能な限り抑えて継続使用性を確保できる設計法の検討が必要と考えられる。

謝辞

本研究で用いた地震動の観測データには防災科学研究所の運用する地震動観測システム（K-NET, KiK-NET）において観測された時刻歴加速度データを使用させて頂きました。ここに感謝の意を申し上げます。

参考文献

- [5-1] 平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報）
国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所
(<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/173/index.html>)
- [5-2] 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針：2005
- [5-3] 日本建築構造技術者協会：鉄筋コンクリート造建築物における構造スリット設計指針：2009
- [5-4] 鈴木淳史ほか：構造スリットを有する垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，2010
- [5-5] NIED 国立研究開発法人防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET, KiK-NET)
(<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- [5-6] 国土政策技術総合研究所ほか監修：2015 年度版建築物の構造関係技術基準解説書：2015

第6章

建築物Dに関する調査分析

6.1 検討目的と方法

6.1.1 検討目的

2016年の熊本地震では、非耐力壁や杭の損傷が激しく、地震後の機能を維持できない共同住宅がみられた。これにより、被災者は避難所生活や車中泊を強いられ、ストレスやエコノミークラス症候群など2次災害を招いた。そこで、耐震安全性の評価だけでなく被災後の建物の機能維持や早期回復が可能となる構造設計・評価体系の提案が必要である。そのためには、実建物の地震時における被害を再現できるモデル化の構築を行い、非耐力壁や杭の損傷度合の観点から、本建物の被害要因を分析することが重要であると考えられる。また、室内の被害状況やモニタリング需要意識に及ぼしている影響の確認のために、居住者を対象にアンケート調査を行う。

6.1.2 検討方法

(1) 非耐力壁に関する被害分析

建築物Dは、5スパンの建物D-1（全階住宅）と6スパンの建物D-2（1階部分ピロティ、2階以降は住宅）の2棟の建物がエキスパンションジョイントを介して連結された構成である。不確定要素である建物の減衰や入力地震動の大きさ等の因子を変動させて動的解析を実施し、その得られた結果と共用廊下側壁の損傷分布の比較から、応答挙動を把握することを目的とする。さらに、建物D-1では、共用廊下側壁を修復する際に要した労務量にも着目し、より詳細に実被害を説明できるモデルおよび因子の組み合わせを検討した。一方で、建物D-2では、共用廊下側桁行方向の5階1スパンを対象として有限要素解析を行い、方立壁が負担したと思われる軸力比を推定し、損傷範囲、損傷度等について被害調査結果と比較を行う。なお、ここで方立壁の軸力比に着目している理由は、方立壁が回転変形し上下の梁がこの変形を拘束することによって生じる軸力が大きいことを想定していることによる。

(2) 杭に関する被害分析

杭の二次設計に相当するせん断力に対して、杭耐力との比較・ヒンジ発生の有無の確認を行う。さらに、熊本地震の前震・本震による上部構造からの慣性力と地盤変位を適切に考慮した解析法で求めた杭頭変位から、損傷状況の推定を行う。

(3) アンケート調査

2016年熊本地震により被災したRC造共同住宅の居住者を対象にして、建物モニタリングに関する需要および居住する室内の被害状況についてアンケート用紙への回答記入方式による調査を計画し、その質問項目などを取りまとめた。室内の被害状況や、その被害が住民生活に及ぼす影響、さらにはモニタリング技術に対する需要を把握し、住戸内壁、外壁、出入りドアサッシ、室内ドア引き戸といった部位の損傷度とそれが地震後の共同住宅の生活に及ぼす影響を明らかにする。

6.2 建物概要

6.2.1 構造形式

昭和 50 年代前半に建設され、熊本地震により被災した 11 階建て(30.95m)鉄骨鉄筋コンクリート(1-8F SRC, 9F 以上 RC)構造の集合住宅である(以下建物 D)。また、図 6.2.1 に示すように 5 スパンの建物 D-1 (全階住宅)と 6 スパンの建物 D-2 (1 階部分ピロティ, 2 階以降は住宅)の 2 棟の建物が連結されている。建物高さは 30.95m で、桁行方向は 5.6m×5 スパン, 梁間方向は 8.3m である。基礎種別は場所打ちコンクリート杭である。

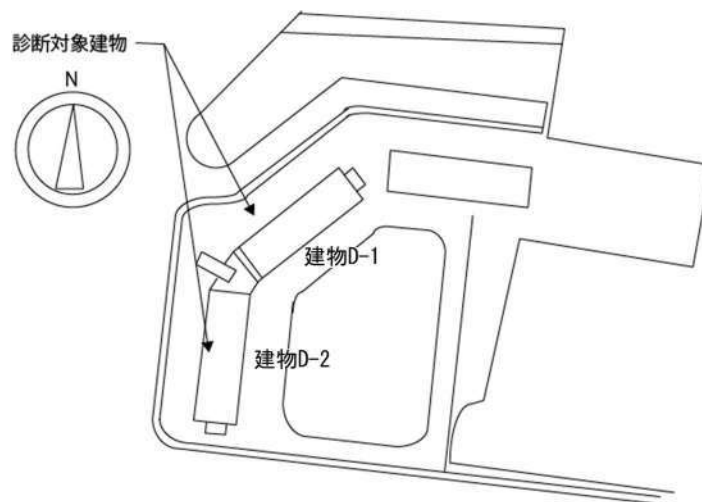


図 6.2.1 建物配置図

6.2.2 構造計画の特徴

建物D-1は平成18年、建物D-2はX方向（桁行方向）で平成12年、Y方向（梁間方向）で平成9年に耐震診断が実施されている。なお、X方向（桁行方向）はラーメン構造、Y方向（梁間方向）耐震壁構造となっている。建物D-1の各階 I_s 値を表6.2.1、D-1の各階 I_s 値を表6.2.2に示す。建物D-1では、X,Y方向ともに全ての階で $I_{s0}=0.54$ （地域係数 $Z=0.9$ ）を満足していた。一方、建物D-2では、Y方向全ての階で $I_{s0}=0.54$ （地域係数 $Z=0.9$ ）を満足していたが、X方向は、3~6,9階において $I_{s0}=0.54$ （地域係数 $Z=0.9$ ）を満足していなかった。

表 6.2.1 建物D-1 耐震診断結果

(a) X方向

階	I_s 値
11	1.458
10	0.903
9	0.766
8	1.230
7	0.828
6	0.738
5	0.686
4	0.692
3	0.665
2	0.691
1	0.852

(b) Y方向

階	I_s 値
11	2.581
10	1.627
9	1.224
8	1.562
7	1.371
6	1.322
5	1.181
4	1.039
3	0.910
2	0.883
1	0.829

表 6.2.2 建物D-2 耐震診断結果

(a) X方向

階	I_s 値
11	0.797
10	0.571
9	0.472
8	0.636
7	0.586
6	0.536
5	0.511
4	0.504
3	0.519
2	0.596
1	0.720

(b) Y方向

階	I_s 値
11	1.542
10	1.093
9	0.897
8	1.038
7	0.922
6	0.863
5	0.754
4	0.671
3	0.677
2	0.669

6.2.3 構造体と使用材料

使用材料は以下の通りである。

(1) 建物 D-1

- 1) 設計時コンクリート : $F_c=24$ (1~3 階 : 普通), $F_c=21$ (4 階以上 : 軽量 I 種)
- 2) 診断時コンクリート : $F_c=17.4$ (1~3 階 : 普通), $F_c=27.1$ (4 階以上 : 軽量 I 種)
- 3) 鉄筋 : $9\phi \sim 13\phi$: SR235, $\sim D19$: SD295, D22 \sim : SD345
- 4) 鉄骨 : $\sim PL19$: SS400, PL22 \sim : SM490A

(2) 建物 D-2

- 1) 設計時コンクリート : $F_c=24$ (1~3 階 : 普通), $F_c=21$ (4 階以上 : 軽量 I 種)
- 2) 診断時コンクリート : $F_c=15.87$ (1~3 階 : 普通), $F_c=14.67$ (4 階以上 : 軽量 I 種)
- 3) 鉄筋 : $9\phi \sim 13\phi$: SR235, $\sim D19$: SD295, D22 \sim : SD345
- 4) 鉄骨 : $\sim PL19$: SS400, PL22 \sim : SM490A

建物の伏図, 軸組図を図 6.2.2~図 6.2.1.13 に示す。

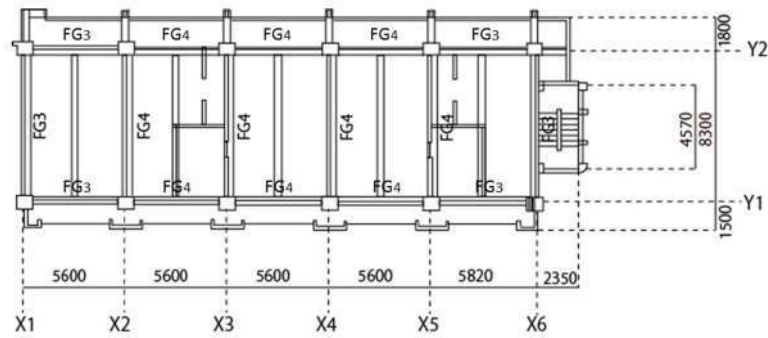


図 6.2.2 1階伏図 (建物 D-1)

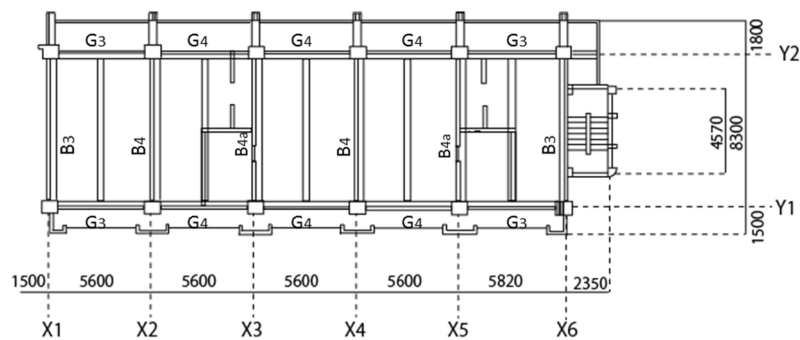


図 6.2.3 2階伏図 (建物 D-1)

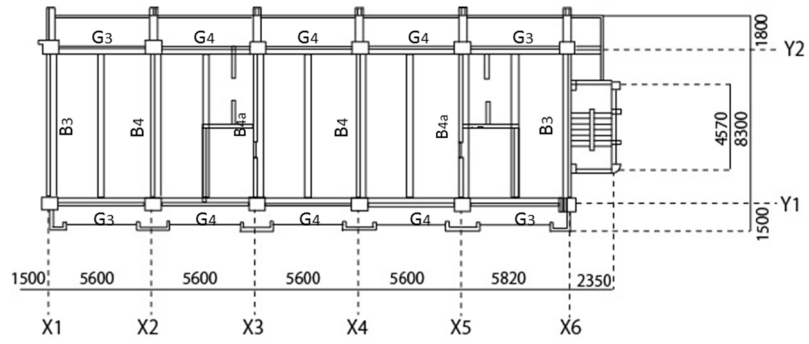


図 6.2.4 3~11階伏図 (建物D-1)

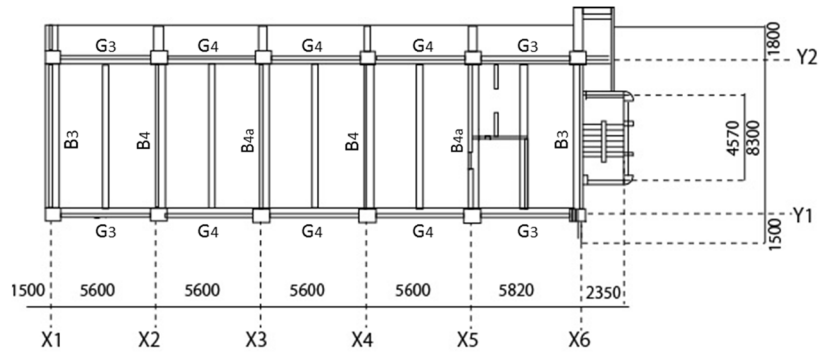


図 6.2.5 屋根階伏図 (建物D-1)

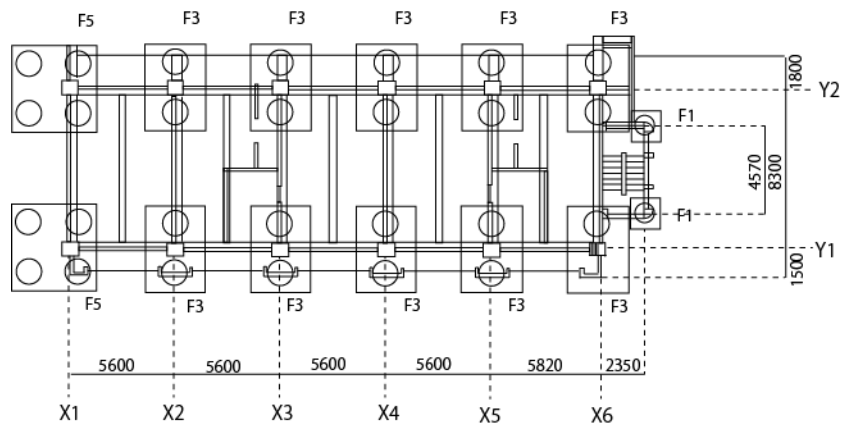


図 6.2.6 杭・基礎伏図 (建物D-1)

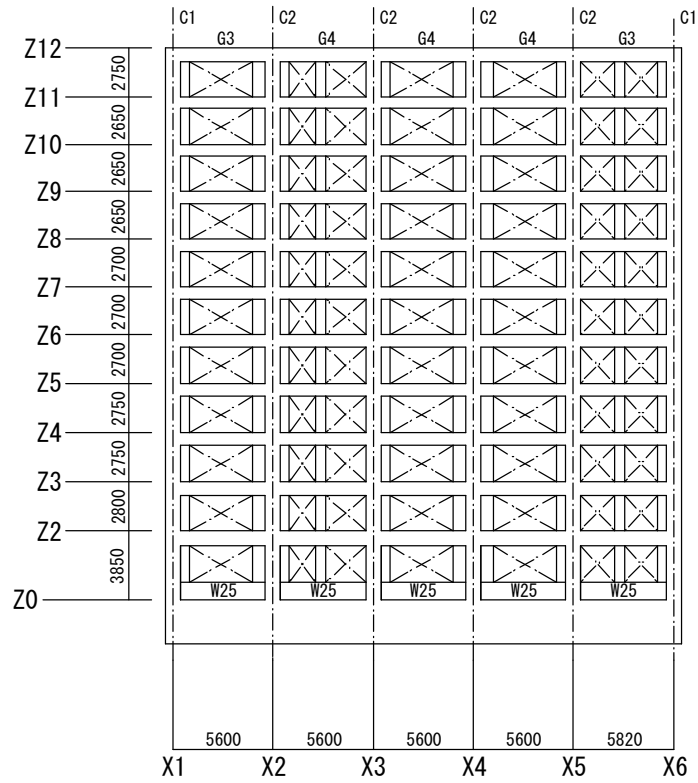


図 6.2.7 Y1 軸通り軸組図 (建物D-1)

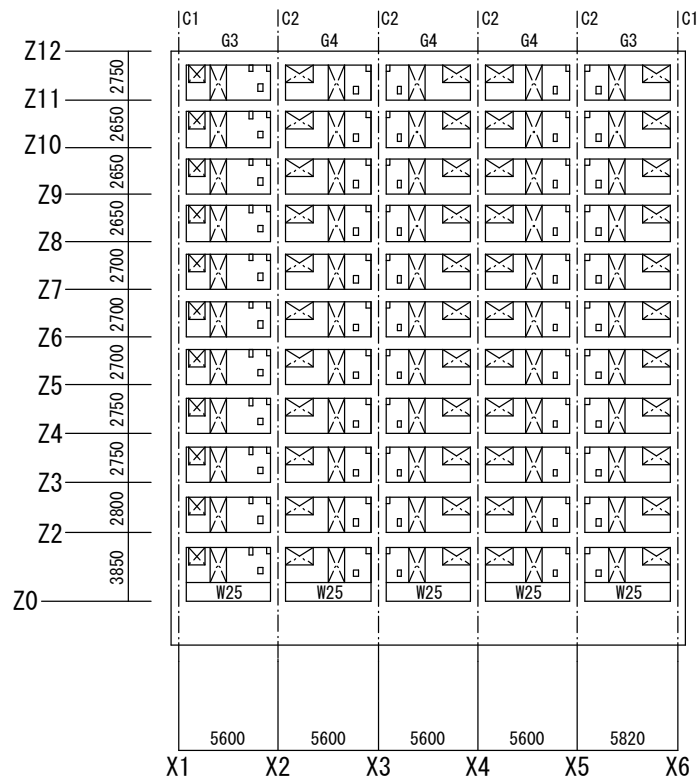


図 6.2.8 Y2 軸通り軸組図 (建物D-1)

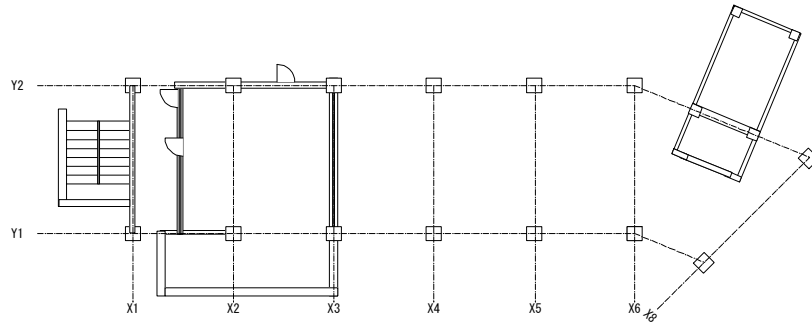


図 6.2.9 1階伏図 (建物D-2)

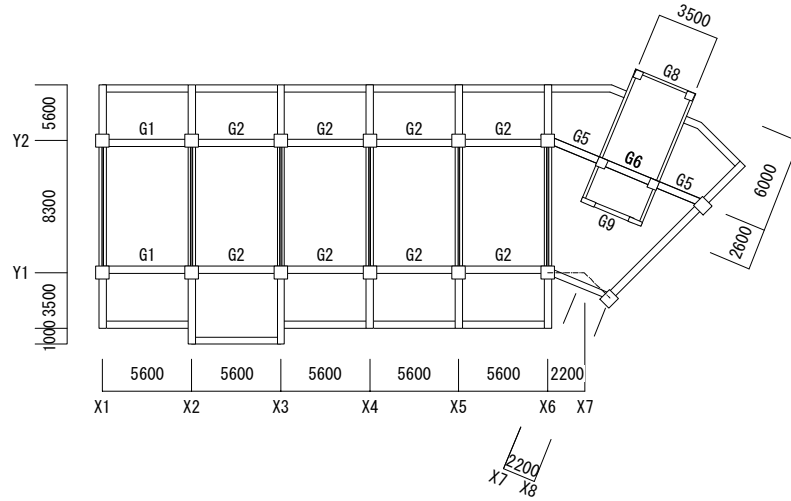


図 6.2.10 2階伏図 (建物D-2)

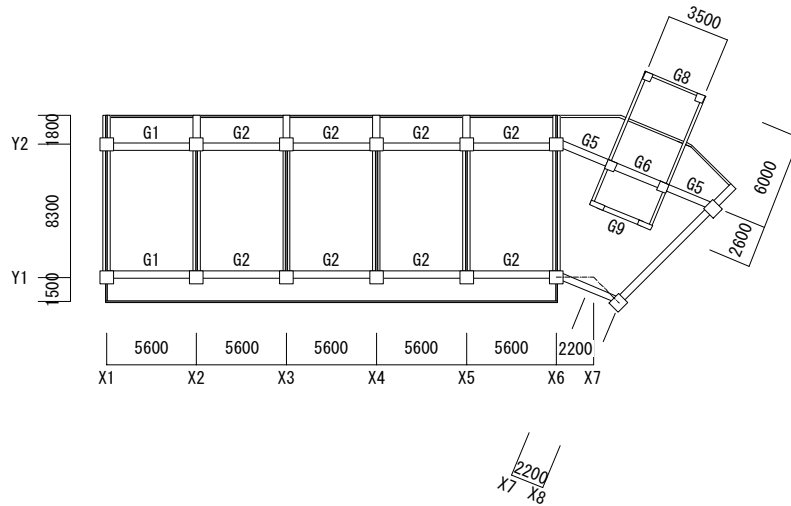


図 6.2.11 3~11階伏図 (建物D-2)

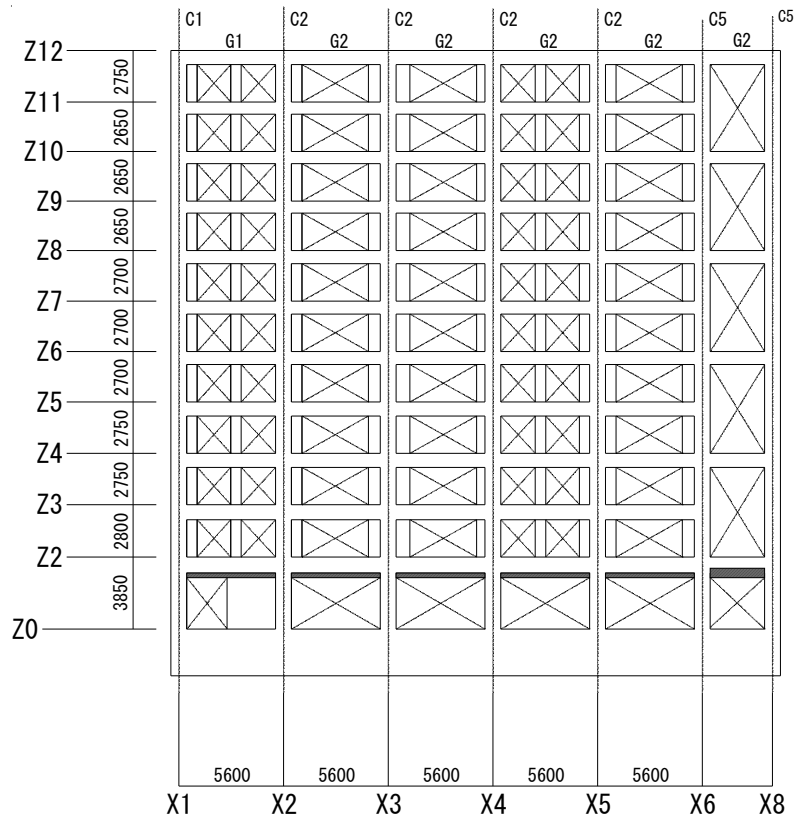


図 6.2.12 Y1 軸通り軸組図 (建物 D-2)

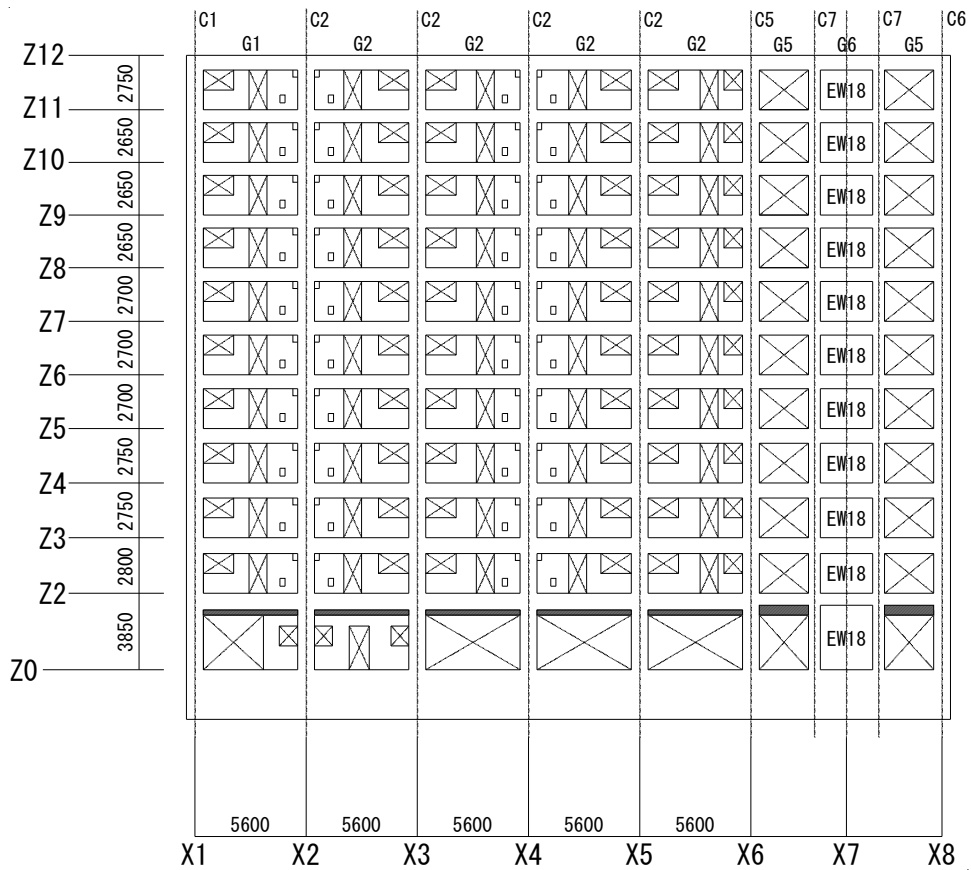


図 6.2.13 Y2 軸通り軸組図 (建物 D-2)

表 6.2.3～表 6.2.7 に各部材の断面図を示す。

表 6.2.3 建物D-1 柱断面リスト (続く)

SRC	符号	C1		C2		SRC	符号	C1		C2	
5階	寸法	850×700		850×650		8階	寸法	850×700		850×550	
	断面						断面				
	方向	X	Y	X	Y		方向	X⑧	Y	X⑧	Y
	フランジ	150×12-600	-	175×12-600	-		フランジ	150×12-600	-	150×12-600	-
	ウェブ	6	-	6	-		ウェブ	6	-	6	-
	主筋	6-D25+2-D13		4-D25+2-D13			主筋	6-D25+2-D13		4-D25+2-D13	
帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100		帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100			
4階	寸法	850×700		850×650		7階	寸法	850×700		850×600	
	断面						断面				
	方向	X	Y	X	Y		方向	X	Y	X	Y
	フランジ	175×19-600	-	175×12-600	-		フランジ	150×12-600	-	150×12-600	-
	ウェブ	9	-	6	-		ウェブ	6	-	6	-
	主筋	6-D25+2-D13		4-D25+2-D13			主筋	6-D25+2-D13		4-D25+2-D13	
帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100		帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100			
3階	寸法	850×700		850×700		6階	寸法	850×700		850×600	
	断面						断面				
	方向	X	Y	X	Y		方向	X	Y	X	Y
	フランジ	175×19-600	-	175×16-600	-		フランジ	150×12-600	-	175×12-600	-
	ウェブ	12	-	6	-		ウェブ	6	-	6	-
	主筋	6-D25+2-D13		6-D25+2-D13			主筋	6-D25+2-D13		4-D25+2-D13	
帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100		帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100			
2階	寸法	850×700		850×700		1階	寸法	850×800		850×800	
	断面						断面				
	方向	X	Y	X	Y		方向	X	Y	X	Y
	フランジ	200×22-600	-	175×16-600	-		フランジ	200×25-600	-	200×22-600	-
	ウェブ	19	-	6	-		ウェブ	22	-	16	-
	主筋	6-D25+2-D13		6-D25+2-D13			主筋	6-D25+2-D13		6-D25+2-D13	
帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100		帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100			

表 6.2.3 建物D-1 柱断面リスト

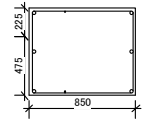
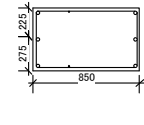
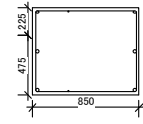
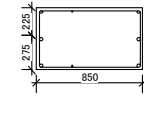
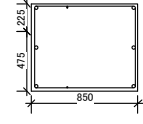
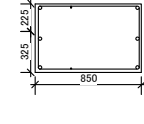
RC	符号	C1	C2
11階	寸法	850×700	850×500
	断面		
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100
10階	寸法	850×700	850×500
	断面		
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100
9階	寸法	850×700	850×550
	断面		
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100

表 6.2.4 建物D-2 柱断面リスト (続く)

	記号	C1	C2	C5,C5A	C6,C6A	C7
6階	寸法	850×700	850×600	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×150×6×12	H-600×175×6×12	H-600×175×6×12	H-600×175×6×12	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	4-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
5階	寸法	850×700	850×650	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×150×6×12	H-600×175×6×16	H-600×175×6×12	H-600×175×6×12	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	4-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
4階	寸法	850×700	850×650	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×175×16×19	H-600×175×6×16	H-600×175×12×19	H-600×175×9×19	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	4-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
3階	寸法	850×700	850×700	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×200×16×22	H-600×175×9×19	H-600×200×16×22	H-600×175×12×19	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
2階	寸法	850×700	850×700	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×200×25×25	H-600×175×16×19	H-600×200×22×25	H-600×200×19×22	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
1階	寸法	850×1000	850×1000	850×1000	850×800	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×200×25×25	H-600×200×16×22	H-600×200×22×25	H-600×200×19×22	H-350×175×7×11
	Y方向鉄骨	H-650×200×12×19	H-650×200×12×19	H-650×200×12×19	H-650×200×12×19	-
主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25	
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	

表 6.2.4 建物D-2 柱断面リスト

	記号	C1	C2	C5,C5A	C6,C6A	C7
11階	寸法	850×700	850×500	850×700	850×700	600×600
	断面					
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100
10階	寸法	850×700	850×500	850×700	850×700	600×600
	断面					
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100
9階	寸法	850×700	850×550	850×700	850×700	600×600
	断面					
	主筋	6-D25+2-D13	8-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100
8階	寸法	850×700	850×550	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	4-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
7階	寸法	850×700	850×600	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	4-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	

表 6.2.5 建物D-1 梁断面リスト (続く)

階	記号	G3		G4	
		端部	中央	端部	中央
7階	寸法	450×700		450×700	
	断面				
	フランジ	2PL-200×16	2PL-200×12	2PL-200×16	2PL-200×12
	ウェブ	PL-6	FB-9×125	PL-6	FB-9×125
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
6階	寸法	450×700		450×700	
	断面				
	フランジ	2PL-200×16	2PL-200×12	2PL-200×16	2PL-200×12
	ウェブ	PL-6	FB-9×125	PL-6	FB-9×125
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
5階	寸法	450×750		450×750	
	断面				
	フランジ	2PL-200×16	2PL-200×12	2PL-200×16	2PL-200×12
	ウェブ	PL-6	FB-9×150	PL-6	FB-9×150
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
4階	寸法	450×750		450×750	
	断面				
	フランジ	2PL-200×19	2PL-200×16	2PL-200×19	2PL-200×16
	ウェブ	PL-9	FB-9×150	PL-9	FB-9×150
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
3階	寸法	450×800		450×800	
	断面				
	フランジ	2PL-200×19	2PL-200×16	2PL-200×19	2PL-200×16
	ウェブ	PL-9	FB-9×200	PL-9	FB-9×200
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
2階	寸法	450×850		450×850	
	断面				
	フランジ	2PL-200×19	2PL-200×16	2PL-200×22	2PL-200×19
	ウェブ	PL-9	FB-9×200	PL-9	FB-12×200
	主筋	4-D25+3-D25	2-D25+2-D25		
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	

表 6.2.5 建物D-1 梁断面リスト

	記号	G1		G2	
	位置	端部	中央	端部	中央
12階	寸法	350×750		350×750	
	断面				
	主筋	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@200		□-D10-@200	
	寸法	350×650		350×650	
11階	寸法	350×650		350×650	
	断面				
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D13-@150		□-D13-@150	
	寸法	400×650		400×650	
10階	寸法	400×650		400×650	
	断面				
	主筋	5-D25+2-D25	2-D25+2-D25	5-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D13-@125		□-D13-@125	
	寸法	450×650		450×650	
9階	寸法	450×650		450×650	
	断面				
	フランジ	2PL-175×16	2PL-150×12	2PL-175×16	2PL-150×12
	ウェブ	PL-6	FB-9×100	PL-6	FB-9×100
	主筋	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
8階	寸法	450×700		450×700	
	断面				
	フランジ	2PL-175×16	2PL-150×15	2PL-175×16	2PL-150×12
	ウェブ	PL-6	FB-9×125	PL-6	FB-9×125
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	

表 6.2.6 建物D-2 梁断面リスト (続く)

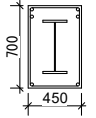
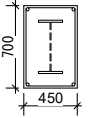
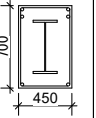
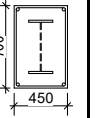
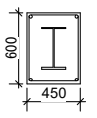
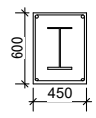
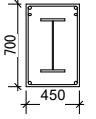
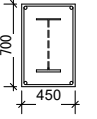
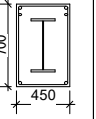
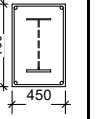
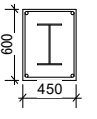
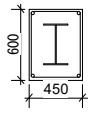
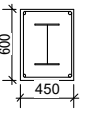
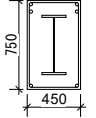
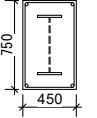
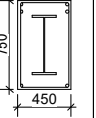
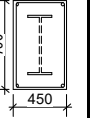
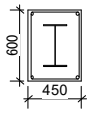
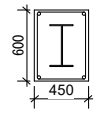
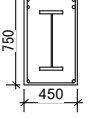
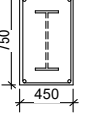
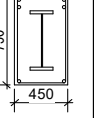
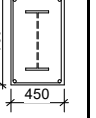
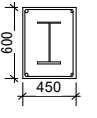
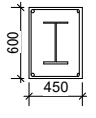
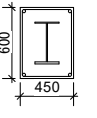
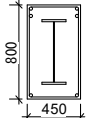
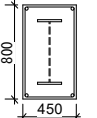
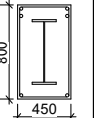
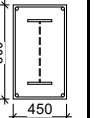
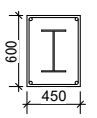
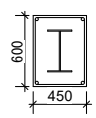
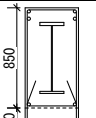
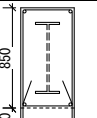
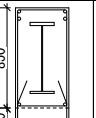
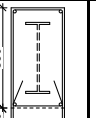
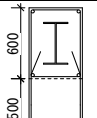
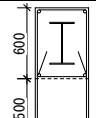
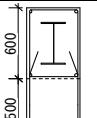
	記号	G1		G2		G5		G6		G7	
		位置	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部
7階	寸法	450×800		450×800		450×600		450×600		/	
	断面										
	フランジ	2PL-200×22	2PL-200×19	2PL-200×22	2PL-200×19	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11			
	ウェブ	PL-9	FB-12×200	PL-9	FB-12×200						
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25			
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150			
6階	寸法	450×700		450×700		450×600		450×600		450×600	
	断面										
	フランジ	2PL-200×19	2PL-200×16	2PL-200×19	2PL-200×16	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11		H-350×175×7×11	
	ウェブ	PL-9	FB-9×125	PL-9	FB-9×125						
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25		2-D25+2-D25	
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150	
5階	寸法	450×750		450×750		450×600		450×600		/	
	断面										
	フランジ	2PL-200×19	2PL-200×16	2PL-200×19	2PL-200×16	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11			
	ウェブ	PL-9	FB-9×150	PL-9	FB-9×150						
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25			
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150			
4階	寸法	850×750		850×750		450×600		450×600		450×600	
	断面										
	フランジ	2PL-200×22	2PL-200×19	2PL-200×22	2PL-200×19	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11		H-350×175×7×11	
	ウェブ	PL-9	FB-12×150	PL-9	FB-12×150						
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25		2-D25+2-D25	
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150	
3階	寸法	450×800		450×800		450×600		450×600		/	
	断面										
	フランジ	2PL-200×22	2PL-200×19	2PL-200×22	2PL-200×19	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11			
	ウェブ	PL-9	FB-12×200	PL-9	FB-12×200						
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25			
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150			
2階	寸法	450×850		450×850		450×600		450×600		450×600	
	断面										
	フランジ	2PL-200×22	2PL-200×19	2PL-200×22	2PL-200×19	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11		H-350×175×7×11	
	ウェブ	PL-9	FB-12×200	PL-9	FB-12×200						
	主筋	4-D25+2-D25 2-D13	2-D25+2-D25 2-D13	4-D25+2-D25 2-D13	2-D25+2-D25 2-D13	2-D25+2-D25 2-D16		2-D25+2-D25 2-D16		2-D25+2-D25 2-D16	
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150	

表 6.2.6 建物D-2 梁断面リスト

	記号	G1		G2		G5		G6		G7	
		位置	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部
12階	寸法	350×750		350×750		350×600		350×600		350×600	
	断面										
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+4-D25	4-D25+4-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+3-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@100		□-D10-@200		□-D10-@100	
11階	寸法	350×650		350×650		350×600		350×600		/	
	断面										
	主筋	5-D25+3-D25	2-D25+2-D25	5-D25+3-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+4-D25	4-D25+4-D25	2-D25+2-D25		
	帯筋	□-D13-@125		□-D13-@125		□-D10-@150		□-D10-@150			
10階	寸法	400×650		400×650		400×600		400×600		400×600	
	断面										
	主筋	6-D25+4-D25	3-D25+3-D25	6-D25+4-D25	3-D25+3-D25	2-D25+2-D25	4-D25+4-D25	4-D25+4-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+3-D25
	帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150	
9階	寸法	450×650		450×650		450×600		450×600		/	
	断面										
	フランジ	2PL-175×19	2PL-150×15	2PL-175×19	2PL-150×15	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11			
	ウェブ	PL-9	FB-9×125	PL-9	FB-9×125	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11			
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25			
帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150				
8階	寸法	450×700		450×700		450×600		450×600		450×600	
	断面										
	フランジ	2PL-175×19	2PL-150×15	2PL-175×19	2PL-150×15	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11		H-350×175×7×11	
	ウェブ	PL-9	FB-9×125	PL-9	FB-9×125	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11		H-350×175×7×11	
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25		2-D25+2-D25	
帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		

表 6.2.7 壁断面リスト

記号	W12	EW12	EW15	EW18	EW20
壁厚	120	120	150	180	200
断面					
縦筋	9Φ-250 S	D10-150 S	D10-150 TD	D10-200 D	D10-200 D
横筋	9Φ-250 S	D10-150 S	D10-150 TD	D10-200 D	D10-200 D
開口部 補強筋	縦筋	1-13D	2-D19	4-D19	4-D22
	横筋	1-13D	2-D19	3-D22	3-D25
	斜筋	1-13D	-	-	-

また、建物重量を表 6.2.8, 表 6.2.9 に示す。

表 6.2.8 建物D-1

	W(t)	Σ W(t)
12層	374.2	374.2
11層	358.1	732.3
10層	356.7	1089.0
9層	371.8	1460.8
8層	379.8	1840.6
7層	383.7	2224.3
6層	387.8	2612.2
5層	394.8	3007.0
4層	428.7	3435.7
3層	448.7	3884.3
2層	499.1	4383.4
1層	765.2	5148.6

表 6.2.9 建物D-2

	W(t)	Σ W(t)
12層	498.7	498.7
11層	471.7	970.4
10層	475.9	1446.3
9層	482.9	1929.2
8層	499.6	2428.8
7層	500.9	2929.7
6層	509.3	3438.9
5層	512.0	3950.9
4層	563.8	4514.7
3層	583.0	5097.8
2層	769.6	5867.4
1層	940.1	6807.5

6.3 被害概要

6.3.1 簡易調査^[6-1]

建物の損傷状況の概略を把握するために、全住戸の共用廊下側におけるRC造非耐力壁を対象に、目視・写真によるコンクリートのひび割れ・剥落状況の記録や、クラックスケールを使用して最大ひび割れ幅を記録した。これらの結果に基づき非耐力壁の損傷度の判定（損傷度区分は文献[6-2]を参照）を行った。なお、柱、梁は顕著なひび割れが確認されなかったため、記録は省略している。

共用廊下側非耐力壁についてクラックスケールで記録した最大ひび割れ幅および目視・写真で記録したコンクリートの剥落の有無、それらの結果に基づいて判定した損傷度を図6.3.1に示す。また、写真記録を基にして作成した共用廊下側構面の全住戸ひび割れ図を図6.3.2、図6.3.3に示す。

階	建物C-1					建物C-2				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	II	II	I	II	II	II	II	II	II	II
	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
10	0.20	0.20	0.10	0.30	0.30	0.50	0.40	0.90	0.60	0.20
	I	II	II	I	II	II	III	IV	III	II
9	○	○	○	○	○	○	○修	×修	○	○
	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.80	1.20	剥落	1.20	0.30
8	I	II	II	III	II	IV	IV	IV	IV	III
	○	○	○	×	○	○	○修	×修	○	○
7	0.10	0.90	0.50	1.10	0.70	剥落	剥落	剥落	剥落	1.00
	I	II	IV	III	II	III	IV	IV	IV	III
6	○	○	○	×	○	○修	×修	×修	×修	○
	0.10	0.60	0.50	2.50	0.20	3.00	補済	補済	剥落	2.50
5	I	II	IV	III	II	III	IV	IV	IV	IV
	○	×	×	×	○	△修	△	×	○修	○修
4	0.15	0.50	剥落	5.00	0.20	3.50	剥落	補済	補済	剥落
	II	IV	IV	III	III	IV	IV	IV	IV	IV
3	○	○	×	○	○	×	×	×	×	○
	0.60	剥落	剥落	2.50	1.10	剥落	剥落	補済	剥落	剥落
2	III	III	IV	IV	III	IV	IV	IV	IV	IV
	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×
1	2.00	2.00	剥落	剥落	2.50	剥落	剥落	剥落	補済	剥落
	III	IV	IV	IV	III	IV	IV	IV	III	III
1	○	△修	×	○修	○	×	×	×	×	×
	1.30	剥落	剥落	補済	2.50	剥落	補済	補済	5.00	1.20
1	IV	IV	IV	IV	III	IV	IV	IV	IV	IV
	○修	△修	×	○	○	×	×	×	△修	×
1	剥落	剥落	剥落	剥落	2.00	剥落	補済	補済	剥落	剥落
	III	III	IV	IV	III	IV	IV	IV	IV	III
1	○	△修	○修	○修	×	○	○修	×	△修	○
	2.50	3.50	剥落	剥落	2.50	剥落	剥落	剥落	剥落	3.00
1	II	II	III	III	III				IV	II
	○	○修	○	○	○				剥落	0.80
1	0.30	0.90	1.30	5.00	2.00					

- III 【非耐力壁の損傷度】 文献【6-2】に示すⅠ～Ⅴ
- 【玄関扉の開閉障害】 ○：無し，△：疑い有り，×：有り，修：修復実施
- 1.30 【最大ひび割れ幅(mm)】 ただし，調査時に補修済みは「補修」

図 6.3.1 目視・写真・クラックスケールなどの記録に基づく損傷度調査および玄関扉の不具合状況

表 6.3.1 損傷度定義^[6-2]

部材の 損傷度	耐震性能低 減係数 η	損傷度定義 (被災度区分判定基準より)	
		曲げ部材	せん断部材
I	0.95	近寄らないと見えにくい程度のひび割れ (ひび割れ幅0.2mm程度以下)	
II	0.6	部材として曲げ降伏し、部材端部に肉眼ではっきり見える程度のひび割れが生じている。(ひび割れ幅0.2~1mm程度)	肉眼ではっきり見える斜め方向のひび割れ (せん断ひび割れ) が発生している。(ひび割れ幅0.2~1mm程度)
III	0.3	降伏後の塑性化が進行し比較的大きなひび割れ (曲げせん断ひび割れなど) が生じているが、かぶりコンクリートの剥落は極わずかで、コアコンクリートは健全で耐力低下は生じていない。(ひび割れ幅1~2mm程度)	せん断ひび割れの幅が比較的大きくなり、複数発生しているが、かぶりコンクリートの剥落は極わずかで、コアコンクリートは健全で耐力低下は生じていない。(ひび割れ幅1~2mm程度)
IV	0	大きなひび割れが多数生じ、かぶりコンクリートの剥落や圧縮破壊が著しく鉄筋がかなり露出している。水平耐力は低下しているが、柱や壁では軸力は支持している。	せん断ひび割れの幅が拡大し、多数発生している。かぶりコンクリートの剥落や圧縮破壊が著しく鉄筋がかなり露出していることもある。耐力低下が生じているが、主筋やせん断補強筋の損傷 (座屈・破断) はなく、ある程度耐力は維持している。
V	0	鉄筋が曲がり、内部のコンクリートも崩れ落ちるなど、部材耐力がほとんど残っていない状態。柱や耐力壁では一見して高さ方向や水平方向に変形が生じていることがわかるもの。沈下や傾斜が見られるのが特徴。鉄筋の破断が生じている場合もある。	

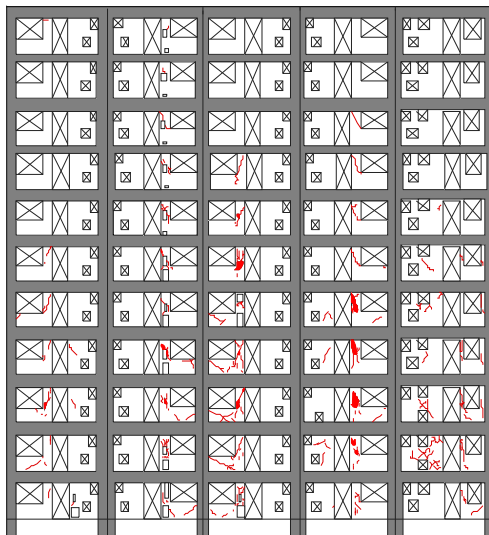


図 6.3.2 建物 D-1 ひび割れ図

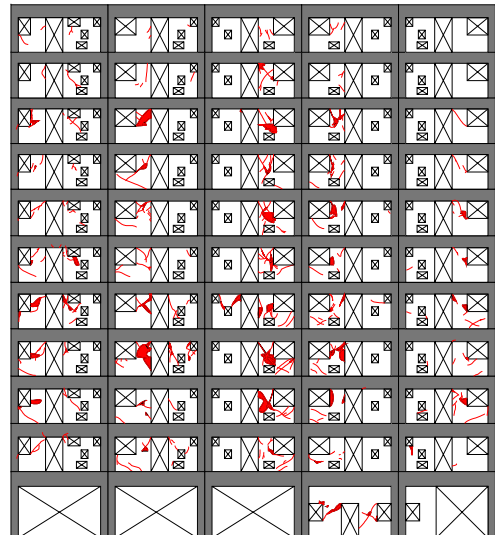


図 6.3.3 建物 D-2 ひび割れ図

6.3.2 詳細調査^[6-1]

損傷量・修復量にかかる詳細なデータ収集のために、建物D-2の5階部分5住戸および1階部分1住戸の共用廊下側非耐力壁を対象に、OHPシートを部材表面に重ね、手書きで損傷状態を記録した図をスキャナーで取込み、統合した。

OHPシートを使用した詳細なひび割れ計測によって得られた記録に基づき作成したひび割れ図の例を図6.3.4～図6.3.9に示す。黒斜線部分は設備機器、赤く塗りつぶした部分は剥落、赤斜線部分はうき、黄色部分は補修済み箇所とする。

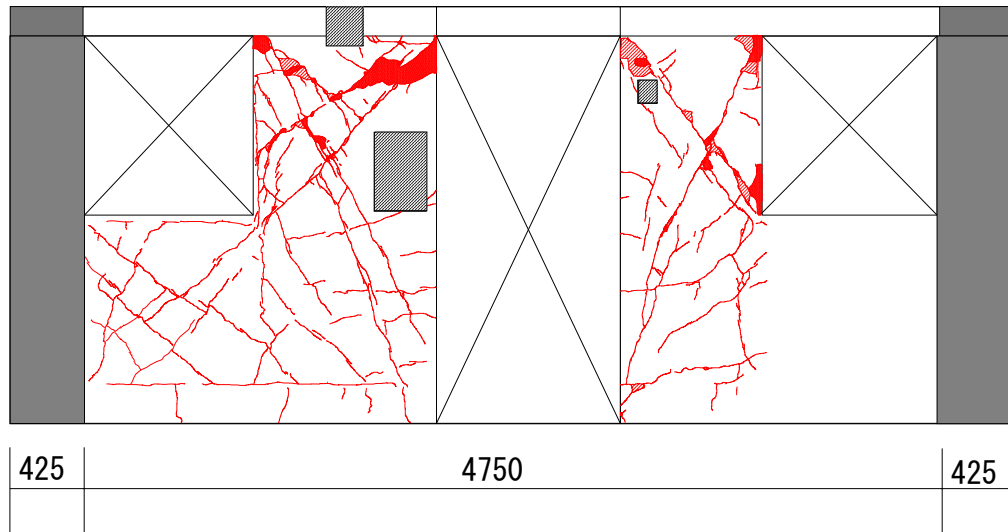


図6.3.4 109号室ひび割れ図

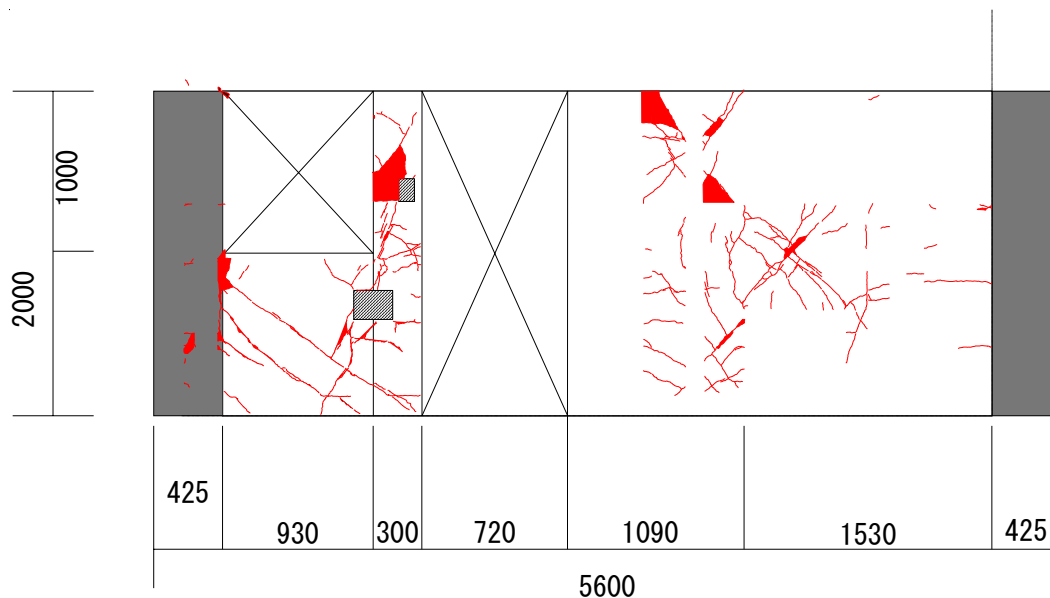


図6.3.5 506号室ひび割れ図

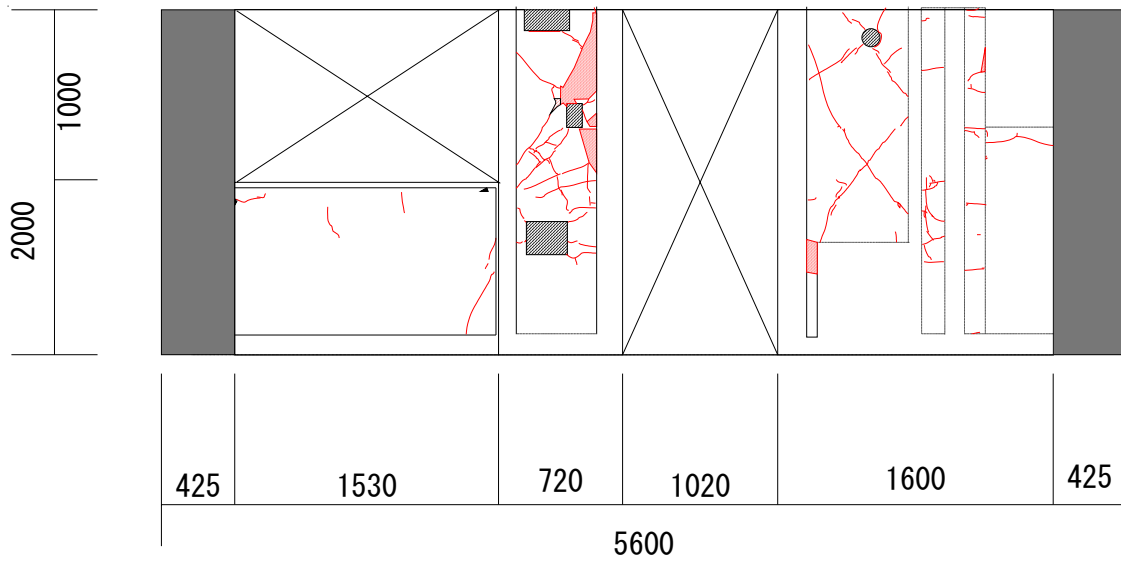


図6.3.6 507号室ひび割れ図

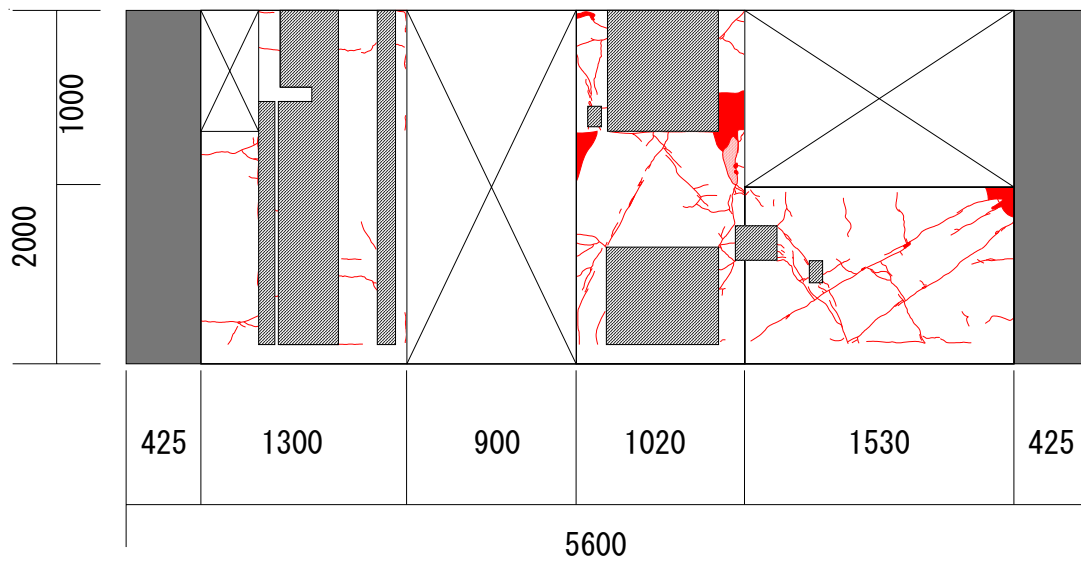


図6.3.7 508号室ひび割れ図

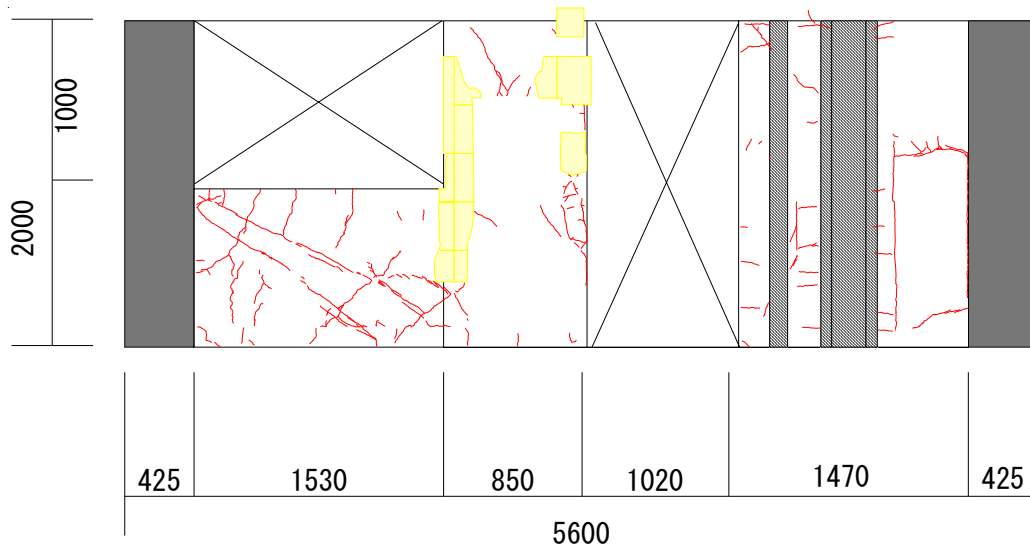


図6.3.8 509号室ひび割れ図

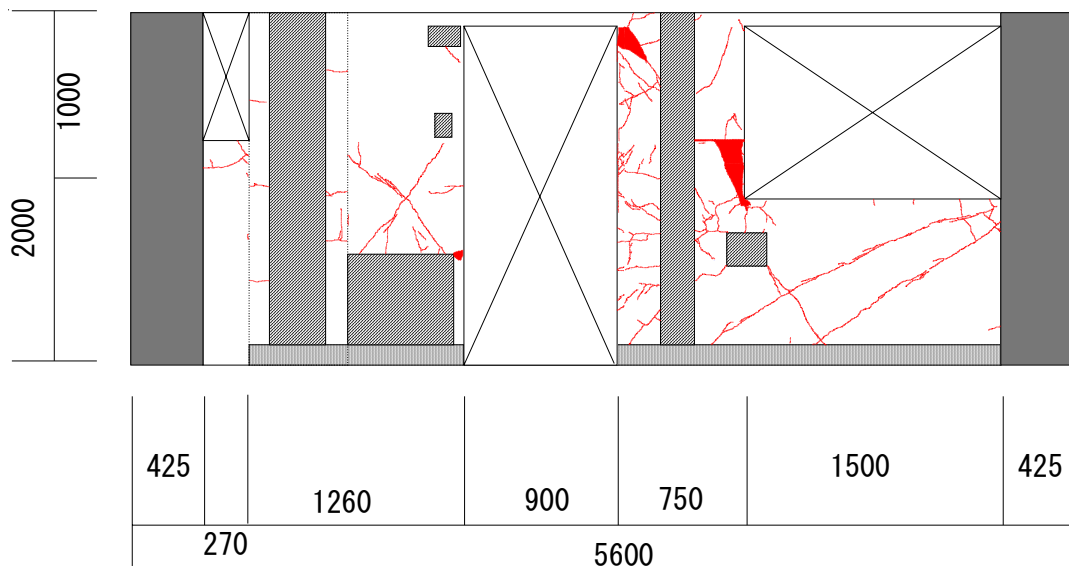


図6.3.9 510号室ひび割れ図

6.3.3 Exp.J 変位

建物D-1の11階Exp.Jの手すりに、建物が動いた時に残ったと思われる傷痕が確認された。図6.3.10に計測した変形量を示す。

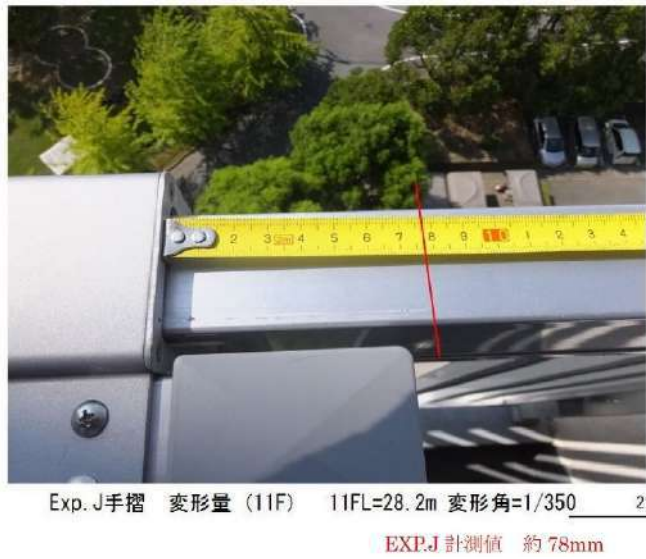


図 6.3.10 Exp. J 変形量

6.3.4 常時微動測定記録^[6-3]

(1) 測定概要

表6.3.2に測定ケースと測定点を示す。測定時期は損傷した非構造壁の補修後の平成29年2月である。測定点は、地表、建物1FとRF（11階屋根スラブ）で、各点に水平2方向・上下方向の測定機器を建物の長辺（X）および短辺（Y）方向に合わせて設置した。ケース1では上部構造の振動特性，ケース2では地盤との相互作用を考慮した振動特性の把握を目的とした。測定は、GPSで時刻同期を行い，サンプリング周波数200Hz，各ケースで20分間の記録を収録した。これを100Hzにリサンプルし，各ケース1区間80秒の記録を抽出し，フーリエスペクトル振幅を求めて分析を行った。

表6.3.2 測定ケースと測定点

	ケース 1		ケース 2	
	建物D-1	建物D-2	建物D-1	建物D-2
測定点1	RF南東隅	RF南西隅	RF南東隅	RF南東隅
測定点2	RF北西隅	RF北東隅	RF北西隅	RF北西隅
測定点3	1F南西隅	1F北東隅	1F南西隅	1F南西隅
測定点4	1F北西隅	1F南西隅	東側地盤上	東側地盤上
備考	上部構造のみ		相互作用考慮	

(2) 測定結果

表6.3.3に微動記録の分析結果を示す。固有振動数はフーリエスペクトル比のピーク位置から求めたものであり，測定ケースによってばらつくため，0.05Hz刻みで丸めている。このためその値には±0.02程度の幅がある。また固有振動数に続く括弧の中は固有周期である。減衰定数は，スペクトル比のピーク高さから求めた概算値である。

表6.3.3 微動記録分析結果一覧

	項目	長辺(X)方向	短辺(Y)方向
建物D-1	固有振動数（上部構造のみ，RF/1F）	1.55Hz (0.64秒)	1.70Hz (0.59秒)
	減衰定数（上部構造のみ，RF/1F）	2.3%	2.0%
	固有振動数（相互作用込，RF/GL）	1.45Hz (0.69秒)	1.60Hz (0.63秒)
建物D-2	固有振動数（上部構造のみ，RF/1F）	1.70Hz (0.59秒)	1.80Hz (0.56秒)
	減衰定数（上部構造のみ，RF/1F）	3.3%	3.8%
	固有振動数（相互作用込，RF/GL）	1.45Hz (0.69秒)	1.60Hz (0.63秒)

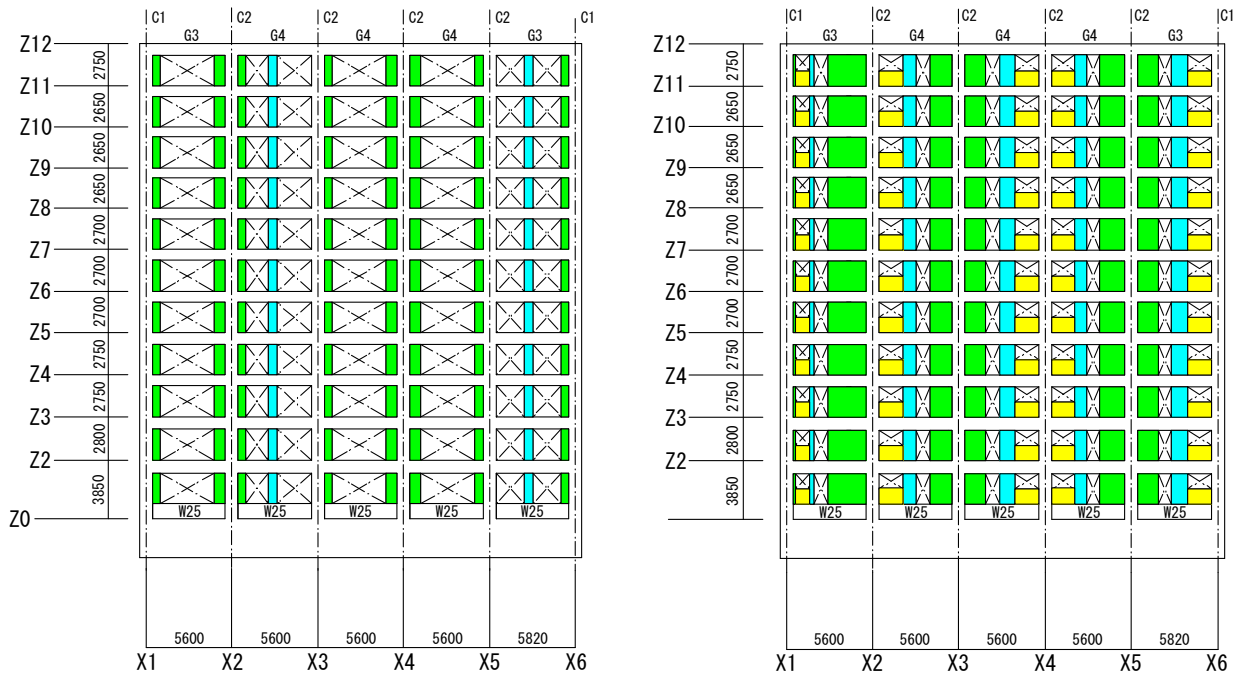
6.4 分析概要と結果

6.4.1 非耐力壁に関する被害分析

(1) 建物D-1

1) モデル化概要

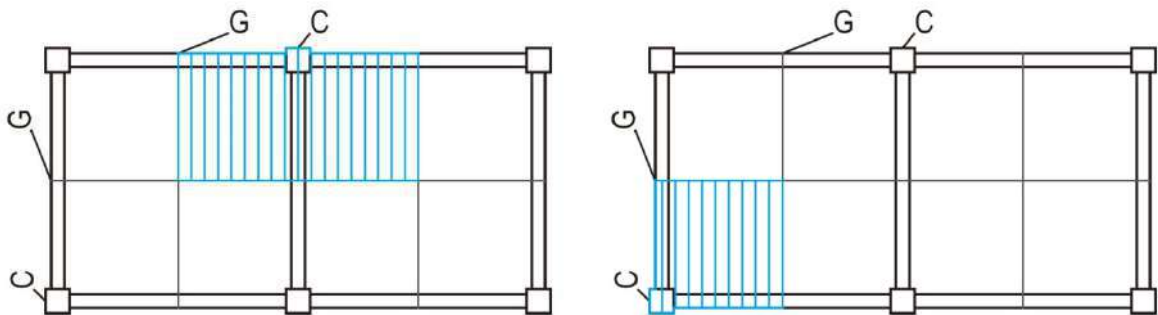
壁付き部材のモデル化について示す。本検討では壁部分に取り付く設備や小開口については考慮せず大開口のみを考慮しモデル化を実施した。長辺方向における壁分類図を図6.4.1に示す。緑色を柱に付帯する袖壁，黄色を梁に付帯する腰壁，水色を方立壁とする。さらに，小梁，パラペットに加え，階段については水平力に影響しないとし，モデル化しない。



左：Y1 通り，右：Y2 通り

図 6.4.1 壁分類図

柱は図6.4.2の面積分の建物重量を負担するとし，柱に作用する軸力を算定した。



左：中央柱，右：端部柱

図 6.4.2 負担面積

モデル化は以下のように4つのモデルを作成した。

- (a)モデル①：剛域端，危険断面位置をフェイス位置とする。
- (b)モデル②：文献[6-4]より剛域の設定，剛域端をフェイス位置より部材のせいD（袖壁付き柱の場合は壁部分を含む全せい）の1/4内側の位置とし，危険断面位置をフェイス位置と仮定する。
(図6.4.3参照)
- (c)モデル③：モデル①のように剛域，危険断面位置を設定し，また，腰壁付き梁及び方立壁の強度低下を考慮し，負勾配を設定したモデル。
- (d)モデル④：モデル②のように剛域，危険断面位置を設定し，また，腰壁付き梁及び方立壁の強度低下を考慮し，負勾配を設定したモデル。

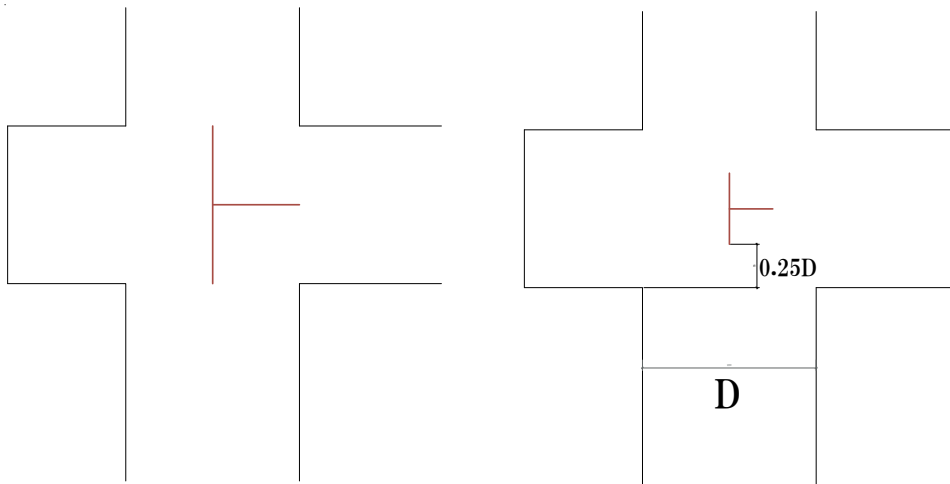


図 6.4.3 剛域低減詳細図

モデル③，④における耐力低下モデルのばねモデルを図6.4.4に示す。文献[6-5]に基づき，表6.4.1のようにパラメータを設定する。

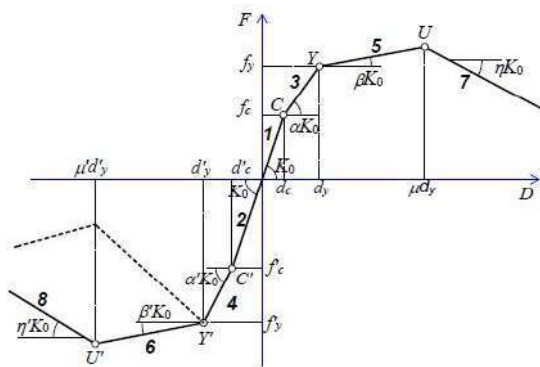
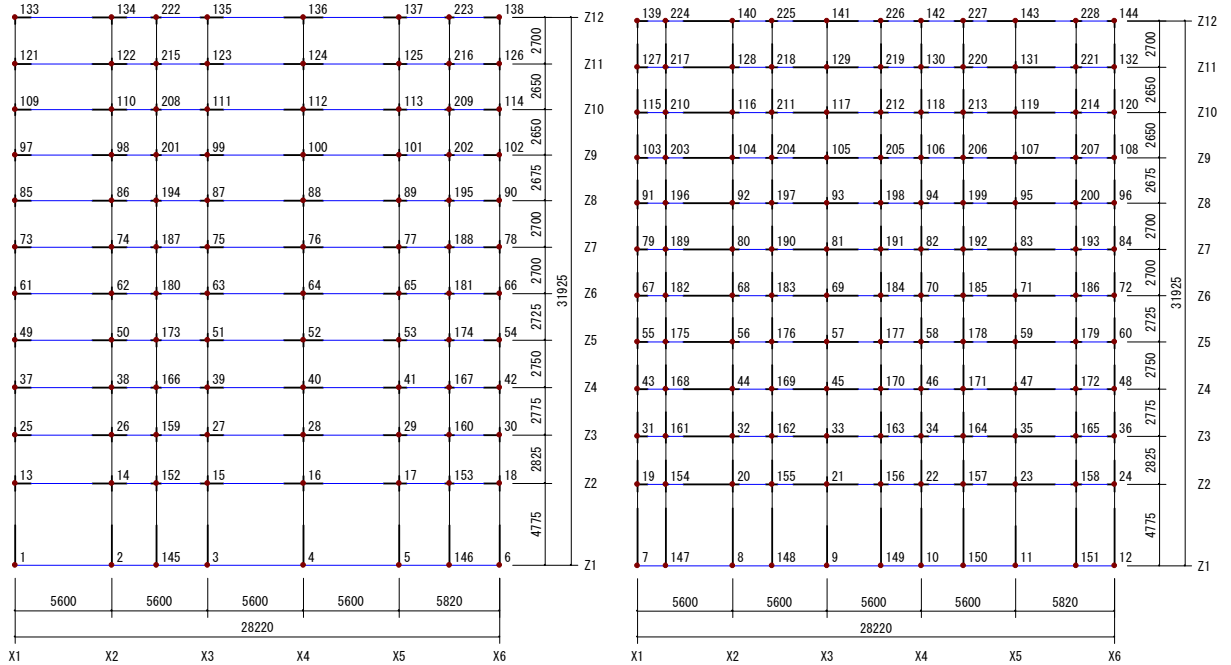


図 6.4.4 4折れ線ばねモデル

表 6.4.1 パラメータ [6-5]

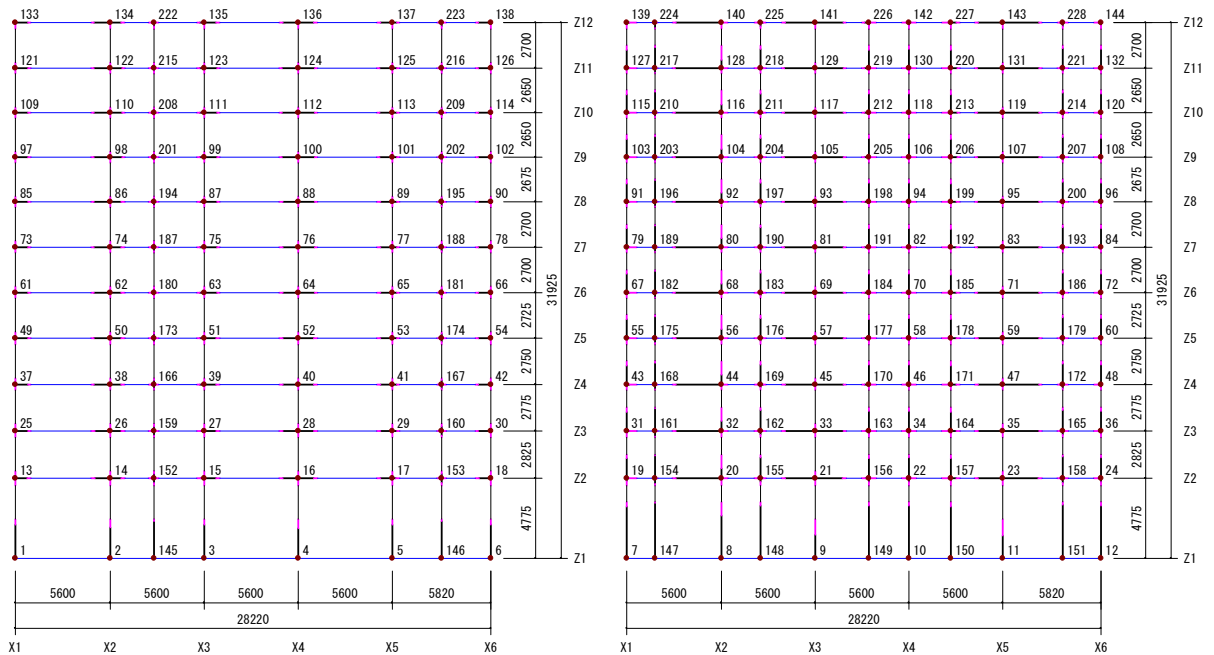
部材	パラメータ	
方立壁	β	0.001
	η	-0.081
	μ	1.57
腰壁付き梁	β	-0.01
	η	0.001
	μ	梁単体の耐力まで耐力低下すると仮定し幾何学的に算出

線材置換後のモデルを図 6.4.5, 図 6.4.6 に示す。節点は柱及び方立壁の中心軸と梁の中心軸の交点とし, 1階部分の節点の拘束はピンとした。また, 階高は階段室を除いて長辺方向だけを見たときの構造階高とする。方立壁は柱と同様に曲げばね, せん断ばね, 軸ばねを設け, 梁には軸ばねを設けない。



左 : Y1 通り, 右 : Y2 通り

図 6.4.5 線材置換モデル (剛域低減なし)



左 : Y1 通り, 右 : Y2 通り

図 6.4.6 Y2 通り (剛域低減なし)

2) 解析概要

解析プログラムは(株)構造システムのSNAPver.7を用い、静的増分解析、動的解析を行う。

(a)固有値解析

固有値解析では、X方向を解析対象とする。

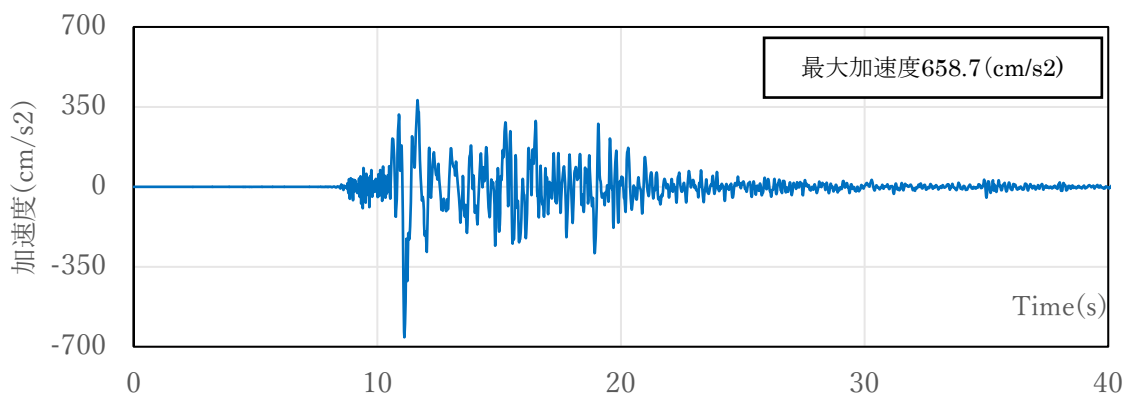
(b)静的増分解析

荷重増分による非線形静的解析を行い、荷重分布はAi分布に基づく外力分布を使用して行った。解析は長辺方向を荷重方向とし、最大変形角が2%となる時点まで行った。

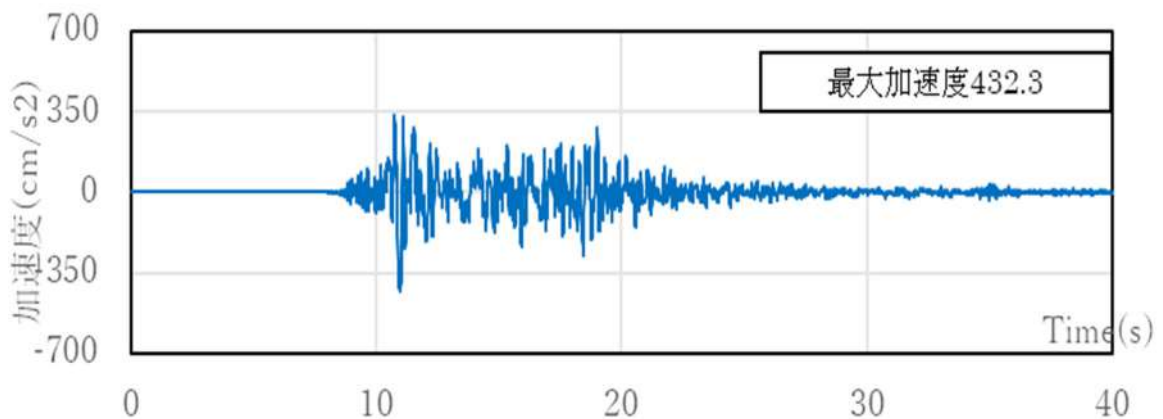
(c)動的解析条件

熊本地震における建設地付近で観測されたデータ(JMA 熊本西区春日 NS・JMA 熊本西区春日 EW^[6-6])の前震(4月14日21時26分)と本震(4月16日1時25分)の連続波を用いる。なお、継続時間は前震40秒、本震40秒とし、建物の応答が止まったことを再現するために前震後と本震後に100秒間のインターバルを設ける。

図6.4.7～図6.4.10にJMA 熊本西区春日の時刻歴加速度データとスペクトルを示す。

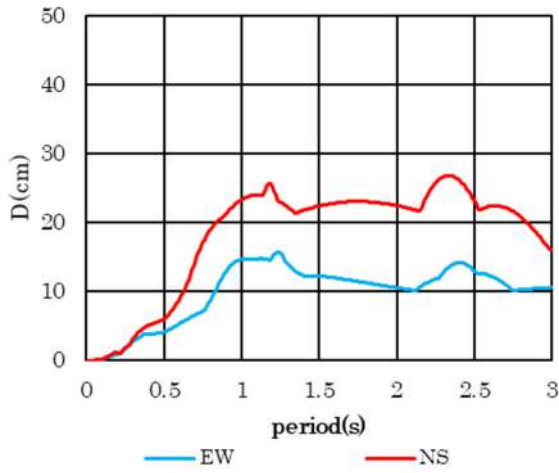


(a) NS 方向

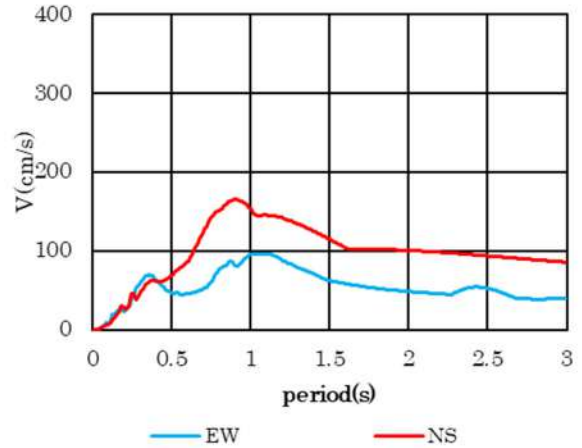


(b) EW 方向

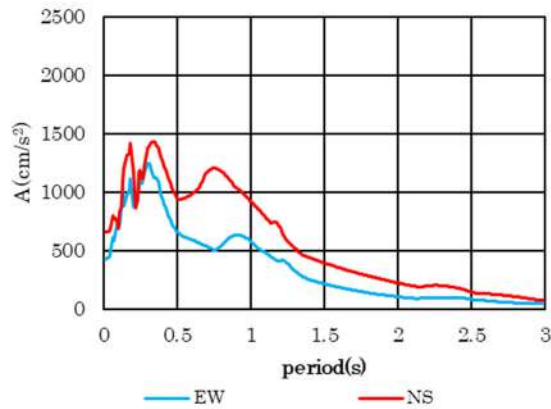
図 6.4.7 JMA 熊本西区春日前震の加速度記録



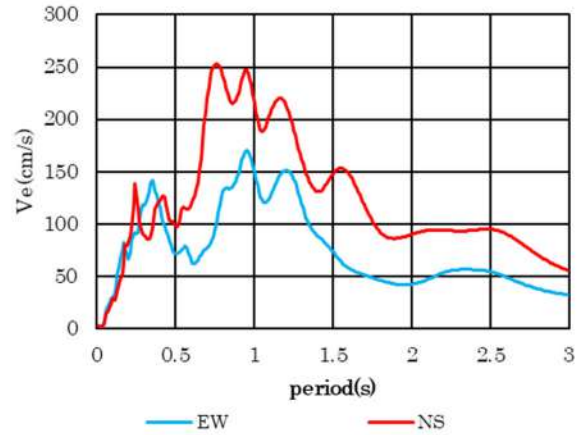
(a) 変位応答スペクトル



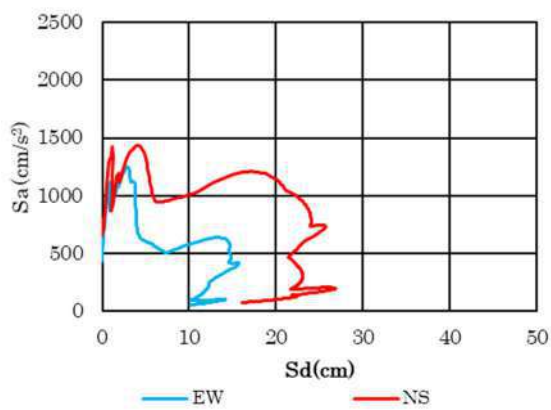
(b) 速度応答スペクトル



(c) 加速度応答スペクトル

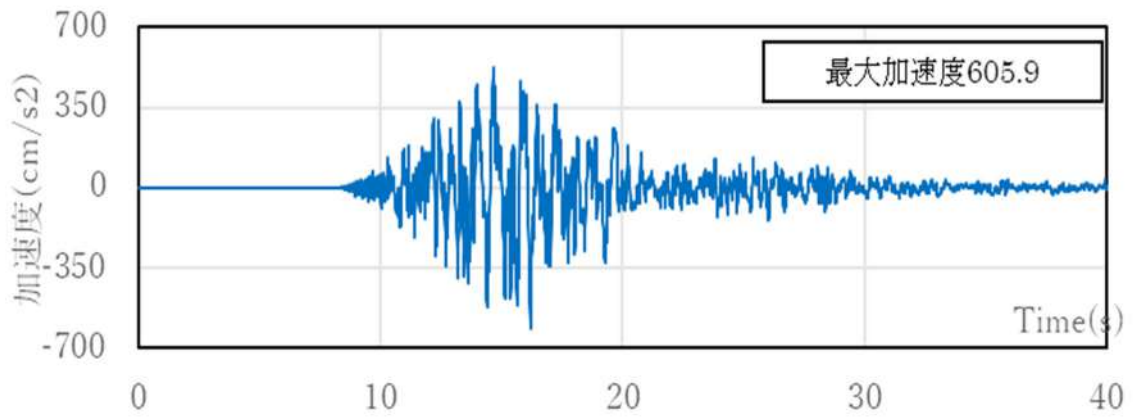


(d) エネルギースペクトル

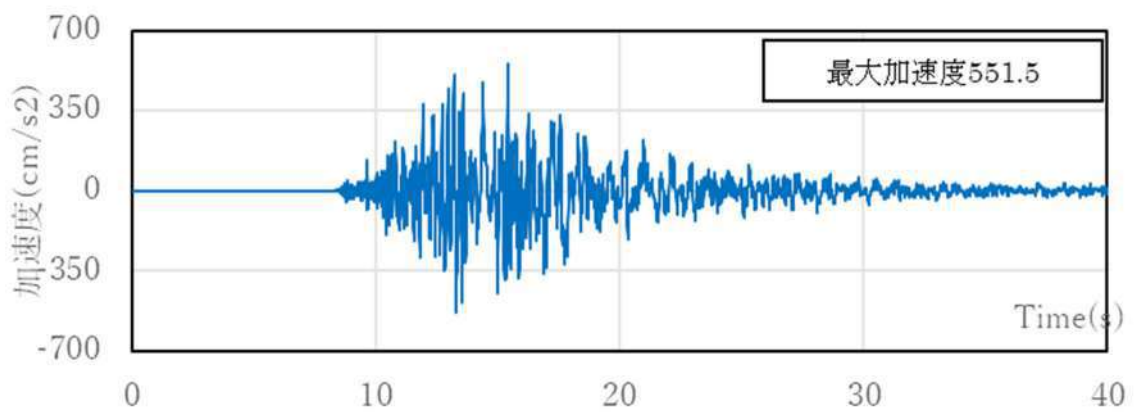


(e) Sa-Sd 曲線

図 6.4.8 JMA 熊本西区春日前震の最大応答スペクトル (減衰 5%)

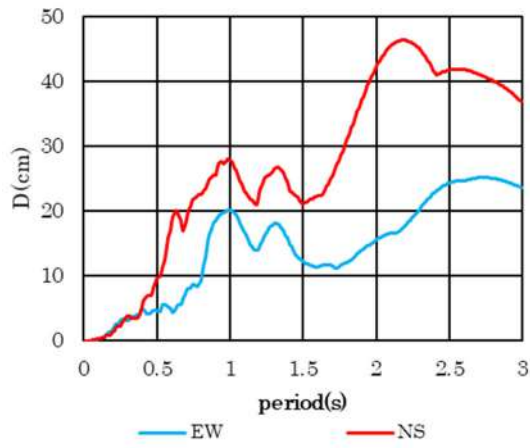


(a) NS 方向

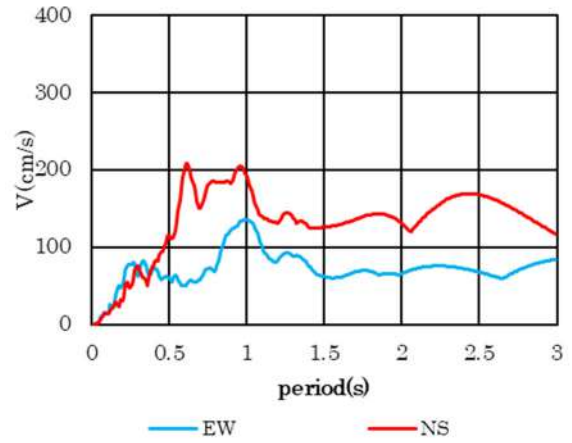


(b) EW 方向

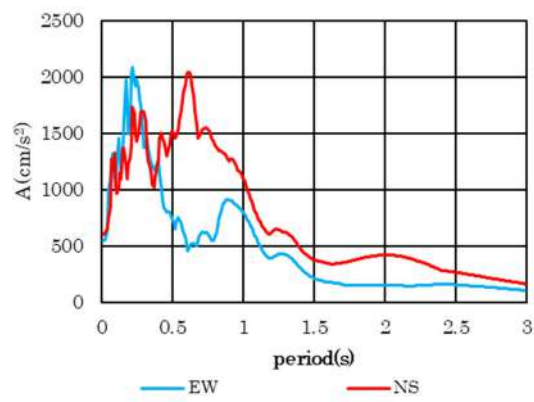
図 6.4.9 JMA 熊本西区春日本震の加速度記録



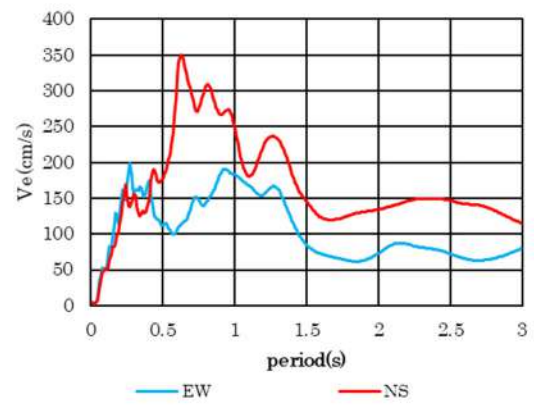
(a) 変位応答スペクトル



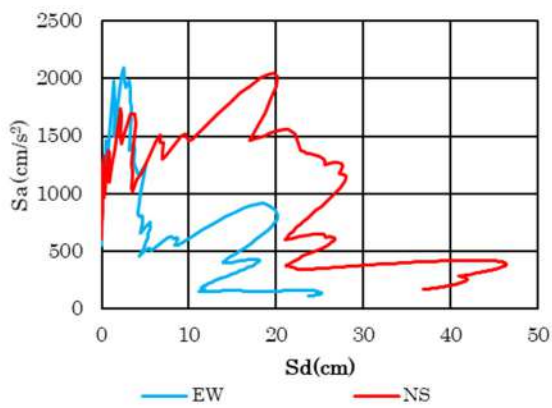
(b) 速度応答スペクトル



(c) 加速度応答スペクトル



(d) エネルギースペクトル



(e) Sa-Sd 曲線

図 6.4.10 JMA 熊本西区春日本震の最大応答スペクトル (減衰 5%)

なお、建物 D-1 の長辺 X 方向，短辺 Y 方向は図 6.4.11 のように観測された NS，EW 方向とは 45°ずれている。

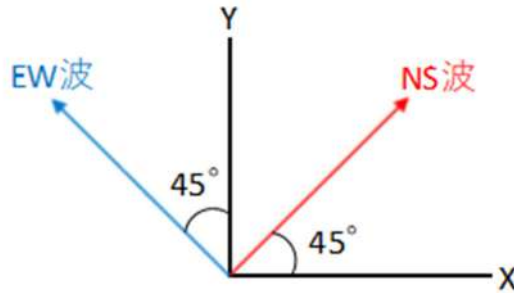


図 6.4.11 地震波方向

よって，入力した地動加速度 a_X を以下の式で求める。

$$a_X = a_H \cdot \cos 45^\circ - a_V \cdot \sin 45^\circ \quad (\text{式 6.4.1})$$

a_H : NS 方向地動加速度 (北を正方向とする)

a_V : EW 方向地動加速度 (西を正方向とする)

熊本地震において 3 階建て RC 造建物にて観測された地震波^{[6-6], [6-7]}の S_a - S_d 曲線を図 6.4.12 に示す。1 階建物内で観測された地震波は地表面地震波に対し， $T=0.2\sim 0.4(\text{s})$ では 50%~60%， $T=0.4\sim 0.6(\text{s})$ では 60~80%， $T=0.6\sim 0.7(\text{s})$ では 80%以上程度であった。そこで本検討では，地震動倍率を 50~100%に変動させ解析を行うものとする。また，既往の研究^[6-8]では，ひび割れ等の損傷を受けた建物では減衰定数が 3~8%程度の値をとっており，ばらつきが多い傾向が見られると報告されている。そこで，減衰定数は 3~8%を想定し，解析を行った。

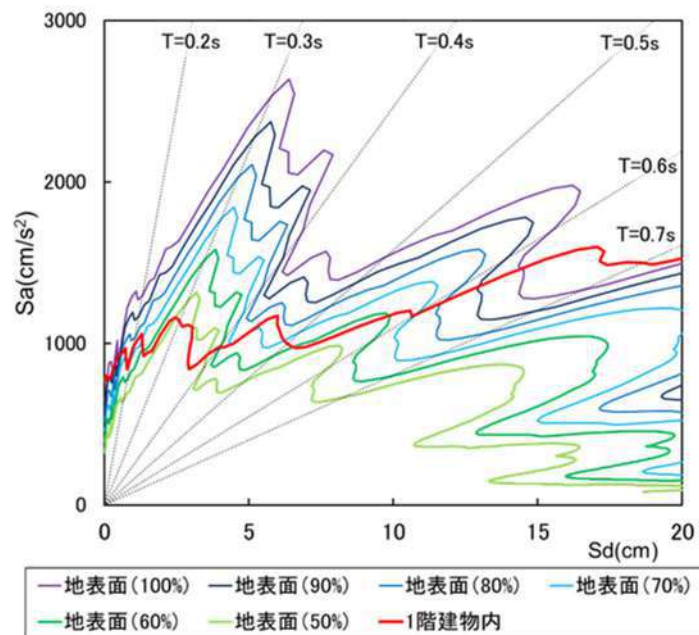


図 6.4.12 地表面および建物内地震波 S_a - S_d 曲線比較

3) 固有値解析結果

建物の1次固有周期は、剛域を壁フェイス位置とするモデル①、③では0.30(s)、剛域を壁フェイス位置からD/4低減したモデル②、③では0.38(s)であった。微動記録における固有周期が0.64(s)（表6.3.3参照）であったことから、地震による壁の損傷から大幅に固有周期が伸びたと考察される。加えて、建物の1次固有周期をX方向入力地震波の変位応答スペクトルと比較したものを図9.4.13、加速度応答スペクトルと比較したものを図9.4.14に示す。

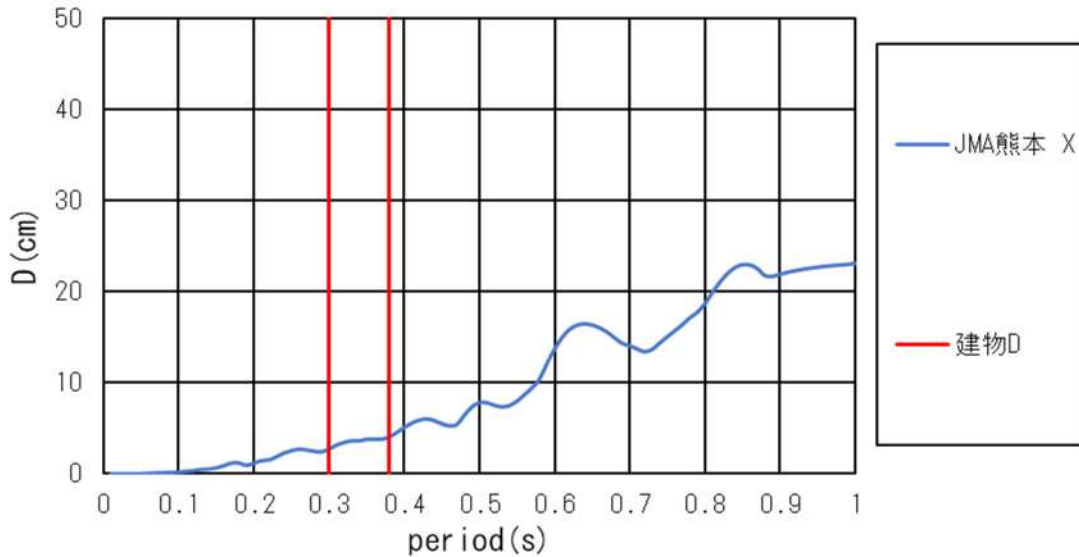


図9.4.13 変位応答スペクトル比較

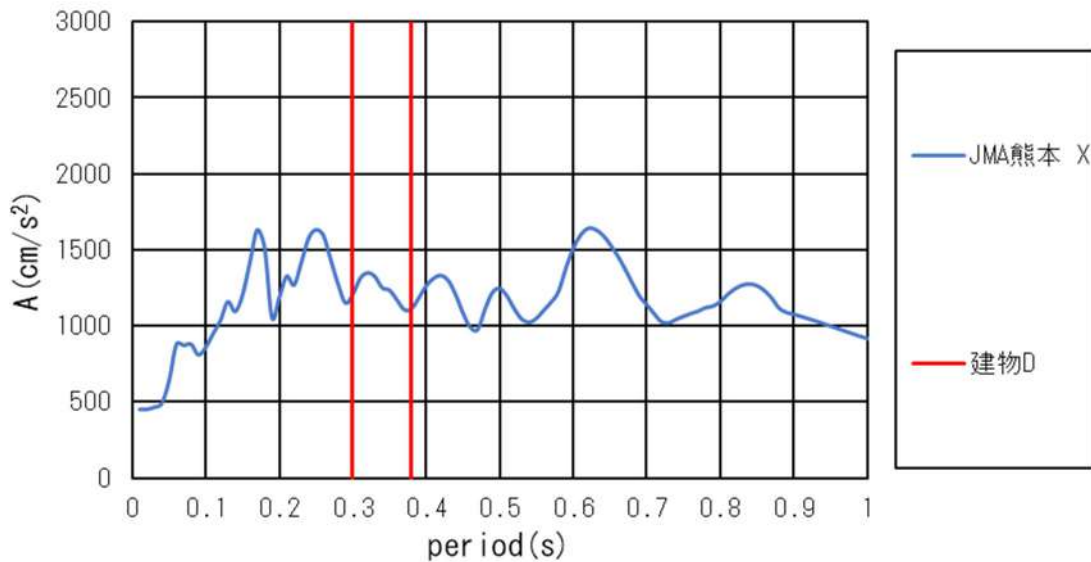
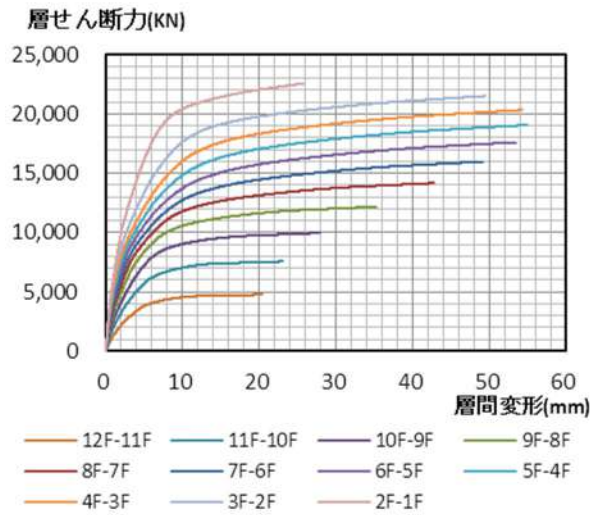


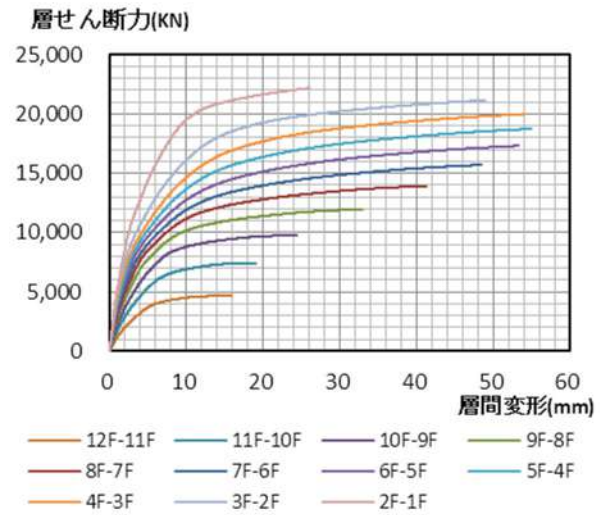
図9.4.14 加速度応答スペクトル比較

4) 静的増分解析結果

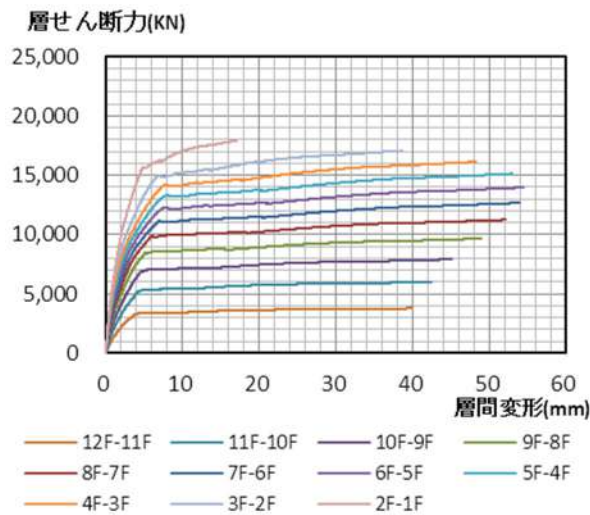
図 6.4.15 に、各モデルにおける層せん断力—層間変形関係を示す。また、1階層せん断力—全体変形角関係を図 6.4.16 に示す。モデル③、④ともに全体変形角 1/1000rad で3層共用廊下側の方立壁からせん断破壊し始める。また、主にベランダ側全層及び共用廊下側 2~6 層の非耐力壁の損傷によりモデル③では全体変形角約 1/400 rad, モデル④では全体変形角約 1/300 rad から耐力低下が開始している。



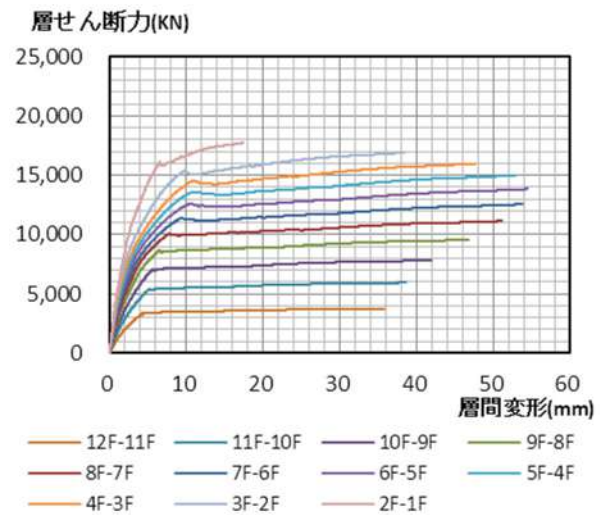
(a) モデル①



(b) モデル②



(c) モデル③



(d) モデル④

図 6.4.15 層せん断力—層間変形角関係

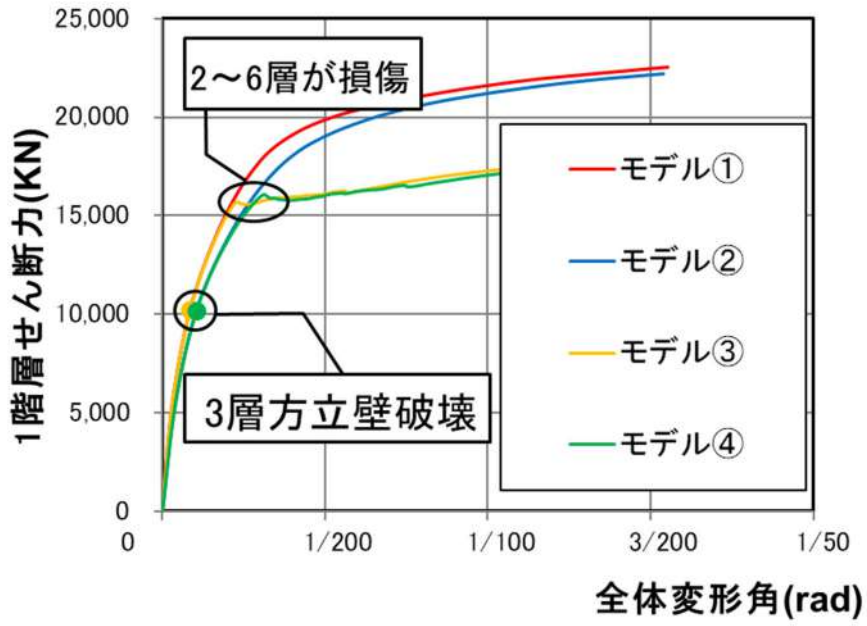


図 6.4.16 1階層せん断力—全体変形角関係

5) 動的解析結果

(a) 共用廊下側の損傷分布に基づく分析

2)の(c)の解析条件に基づき、建物のモデル化方法および減衰，入力地震動を変化させたパラメータで動的解析を行う。なお，地震動倍率は10%，減衰は1%刻みで変化させる。実被害における損傷度IVの壁部分と解析で得られた方立壁のせん断破壊位置を比較し，各モデルにおいて，共用廊下側壁の被害に迫る地震動倍率，減衰の組み合わせを考察する。図6.4.17～図6.4.40に各パラメータにおける機構図を示す。なお，黄色○は曲げひび割れ，黄色△はせん断ひび割れ，赤○は曲げ破壊，赤△はせん断破壊，赤□軸圧縮破壊を示している。また，モデル③，④において青色は耐力低下を起こした部材を示している。

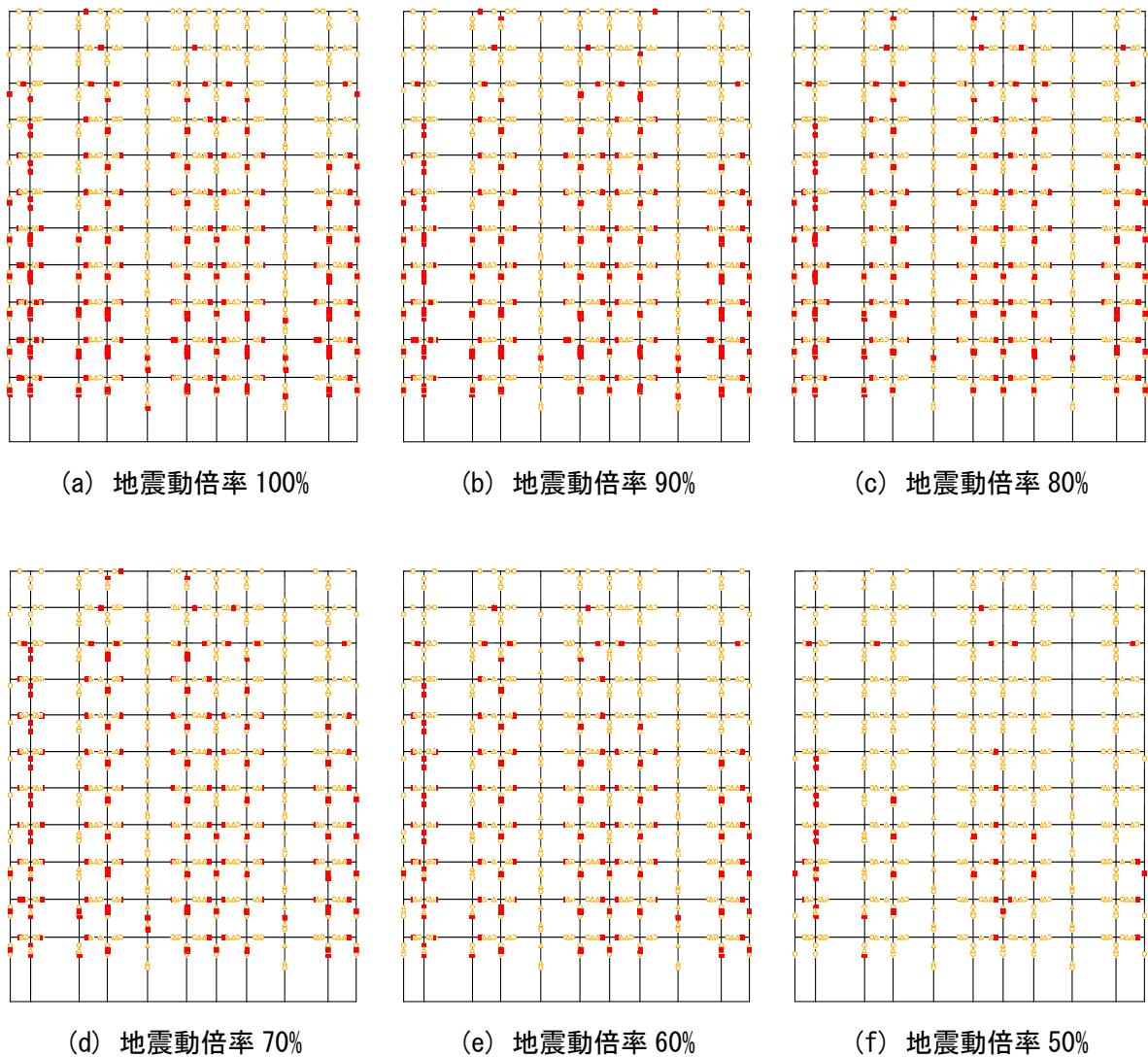
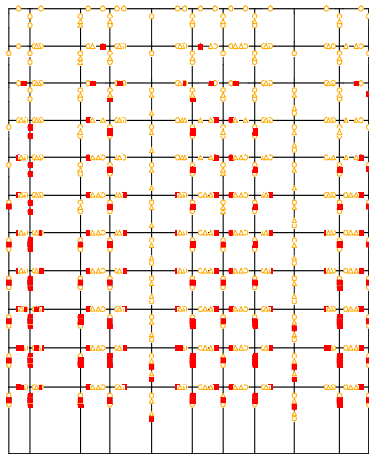
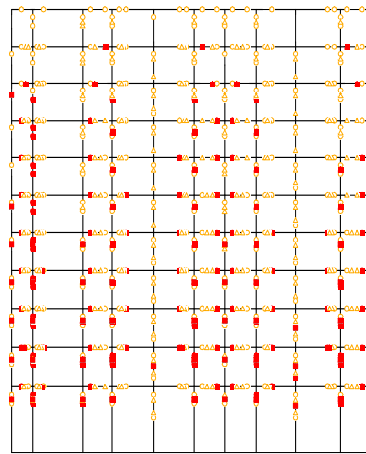


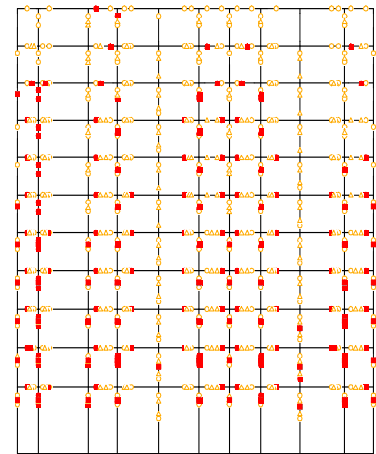
図 6.4.17 モデル①損傷図 (減衰 3%)



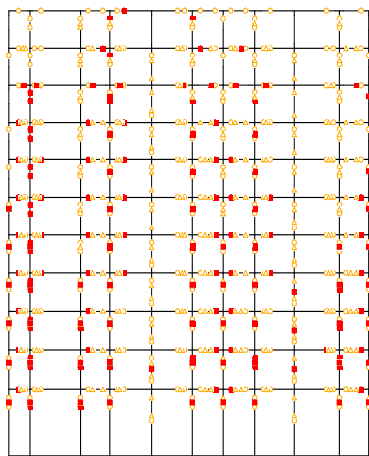
(a) 地震動倍率 100%



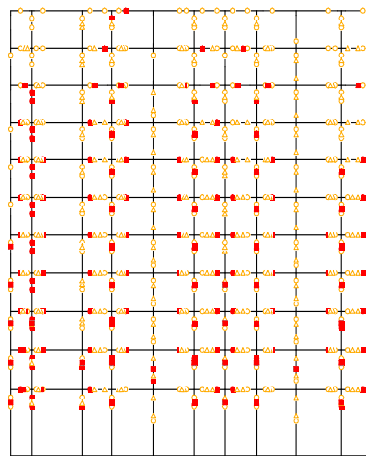
(b) 地震動倍率 90%



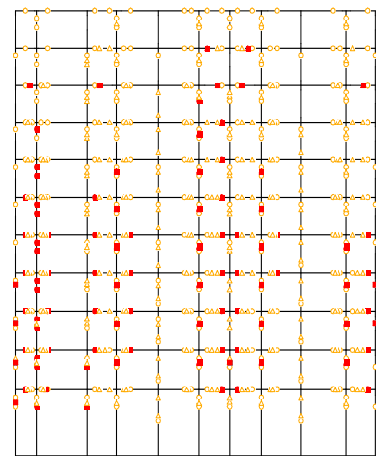
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%



(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

図 6.4.18 モデル①損傷図 (減衰 4%)

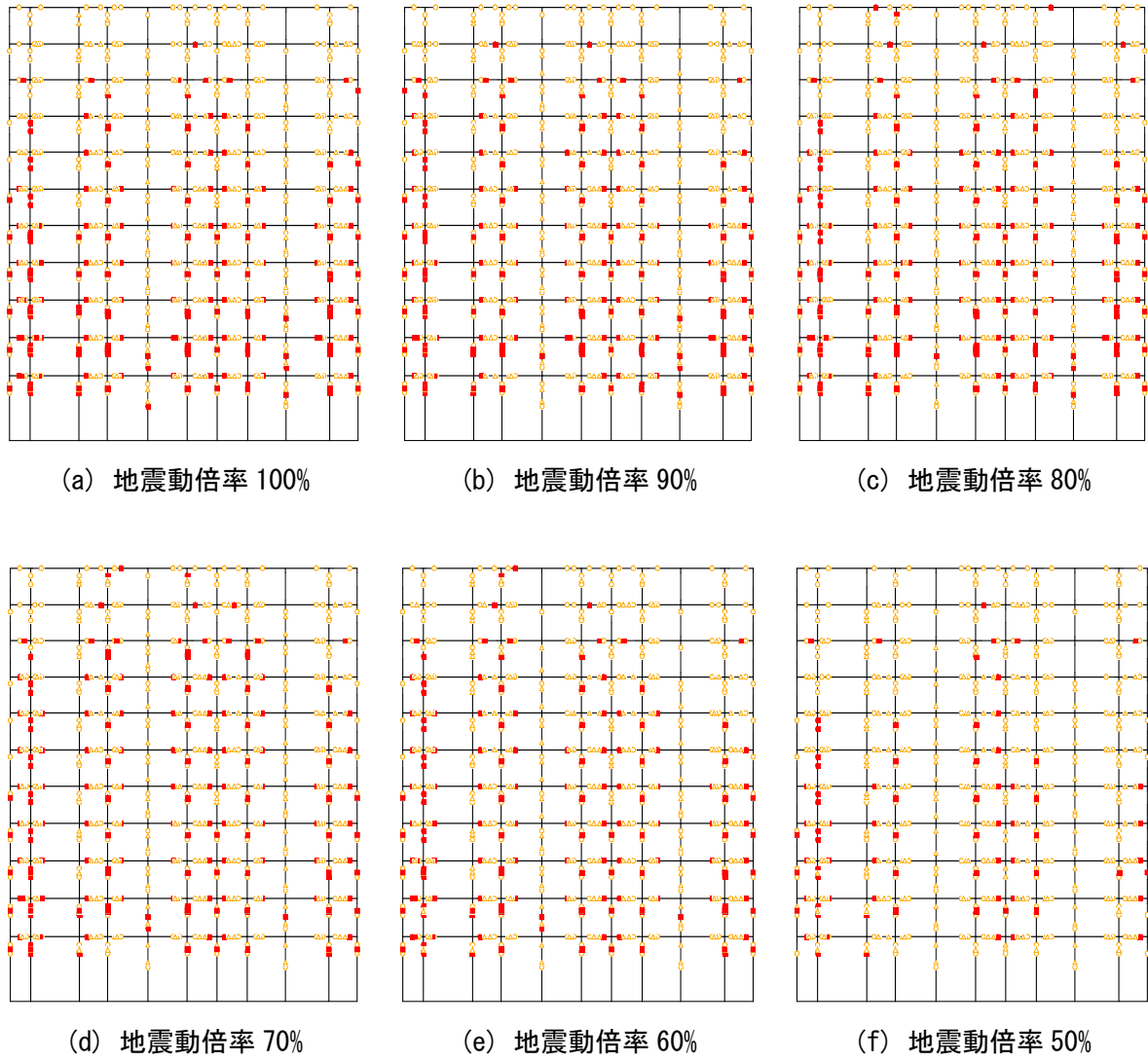


図 6.4.19 モデル①損傷図 (減衰 5%)

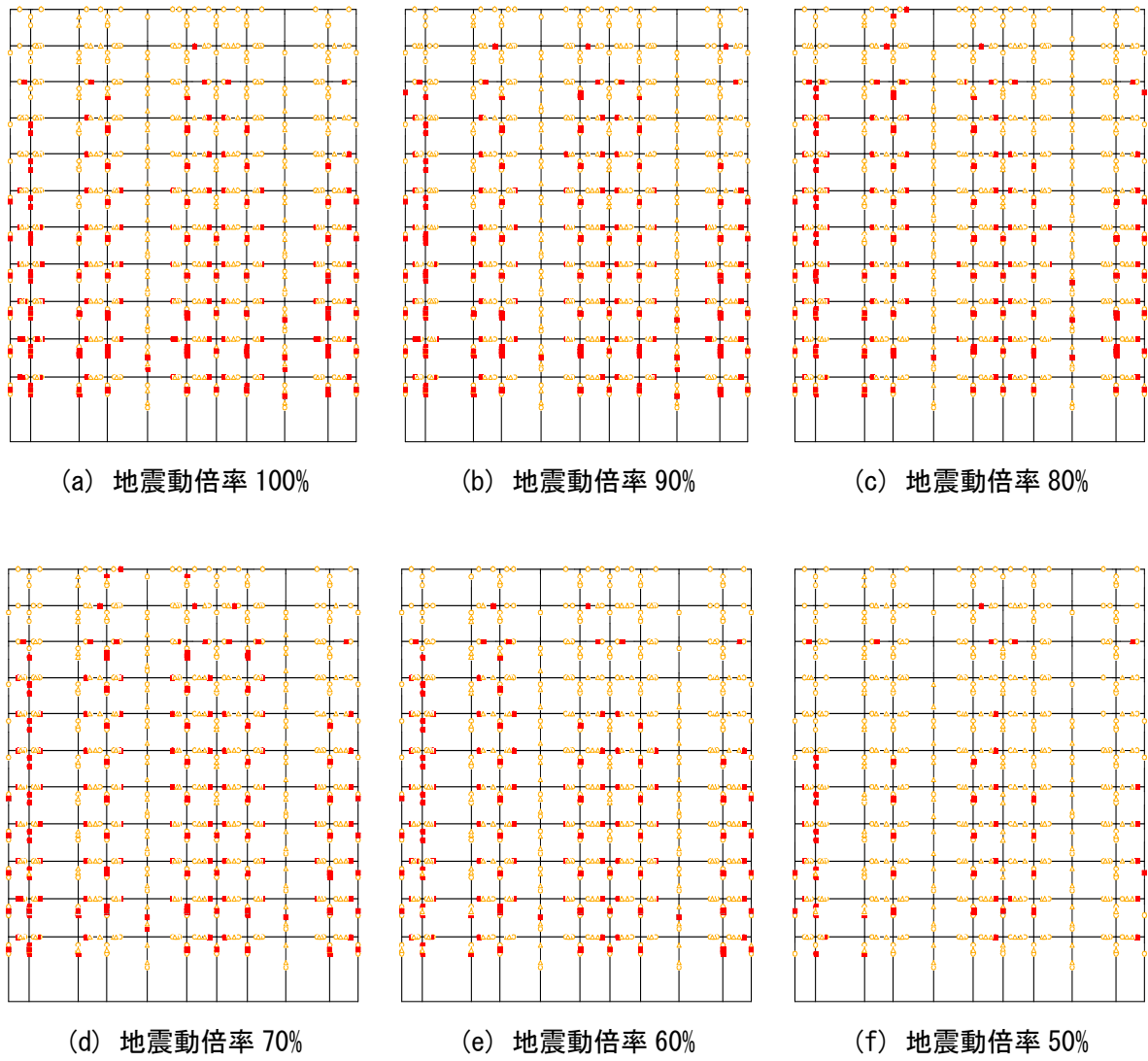


図 6.4.20 モデル①損傷図 (減衰6%)

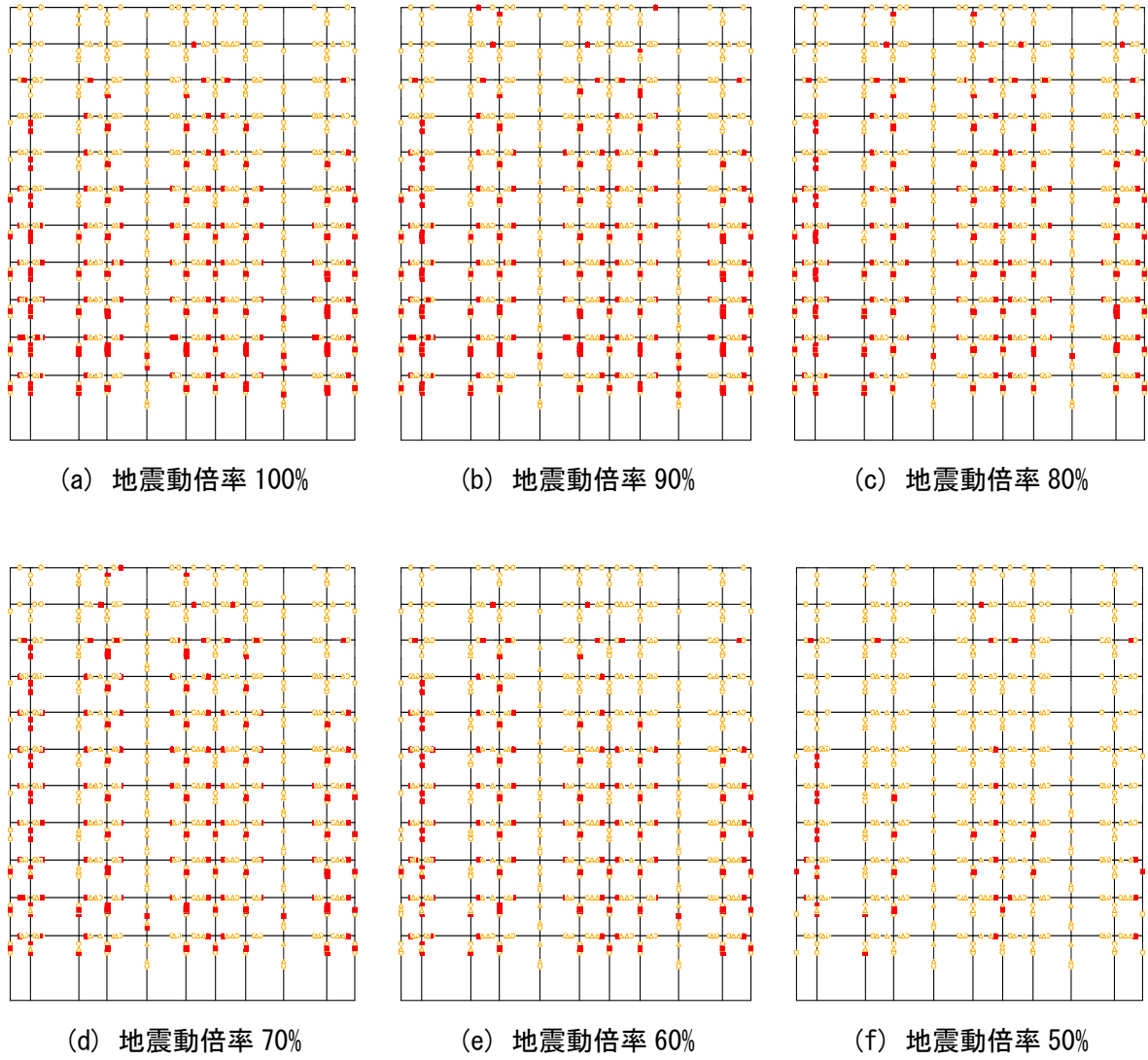


図 6.4.21 モデル①損傷図 (減衰 7%)

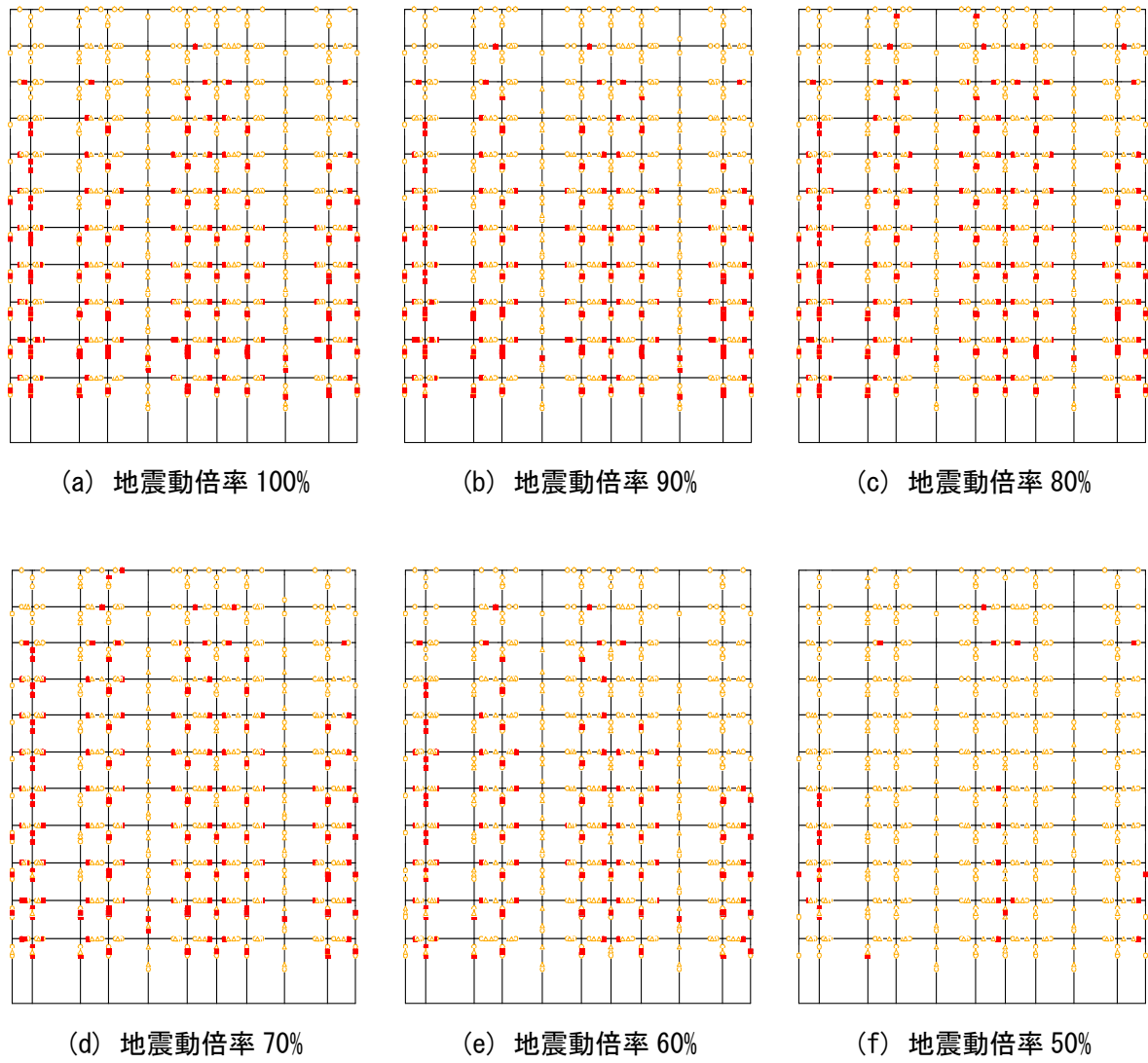


図 6.4.22 モデル①損傷図 (減衰 8%)

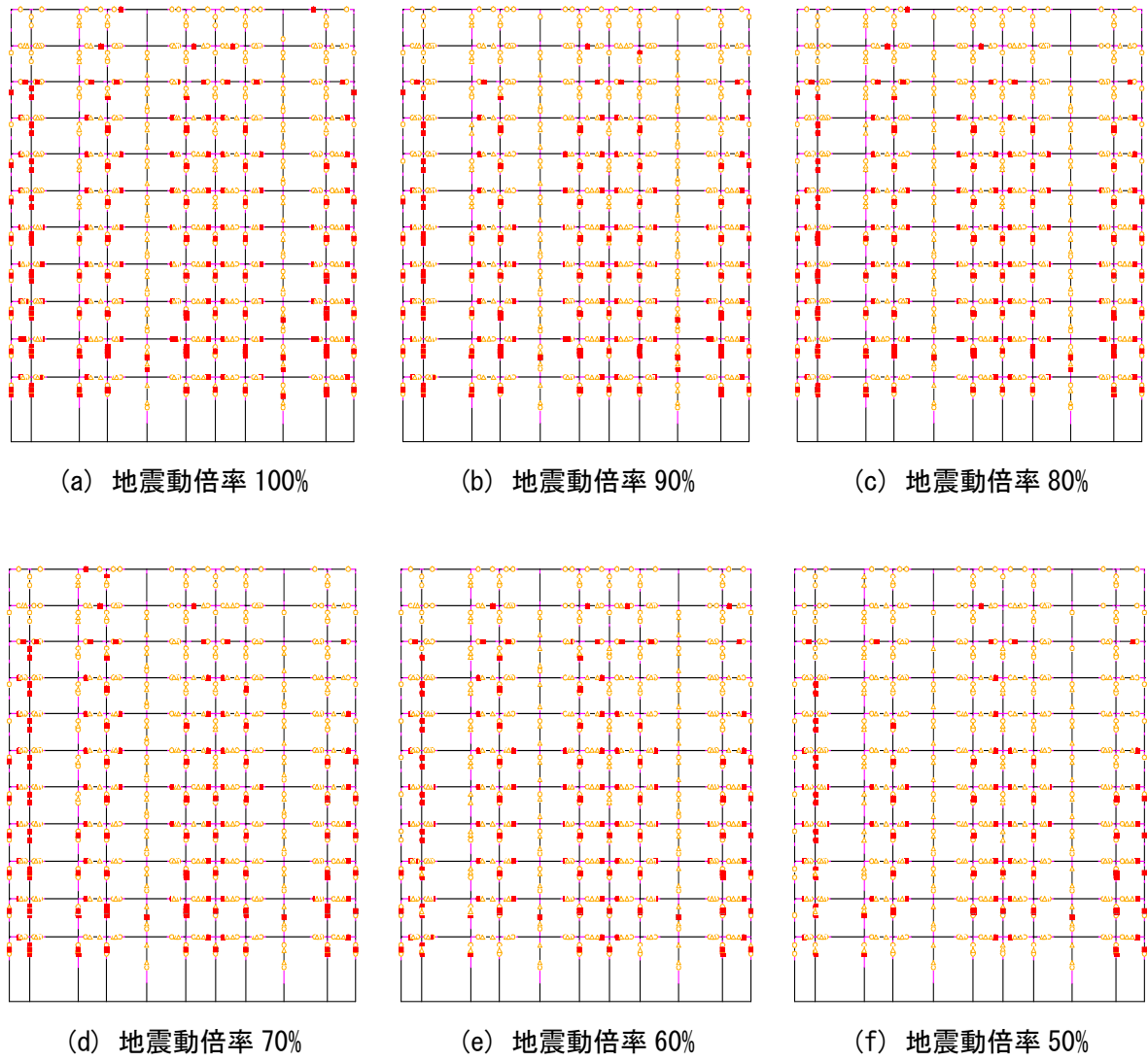


図 6.4.23 モデル②損傷図 (減衰 3%)

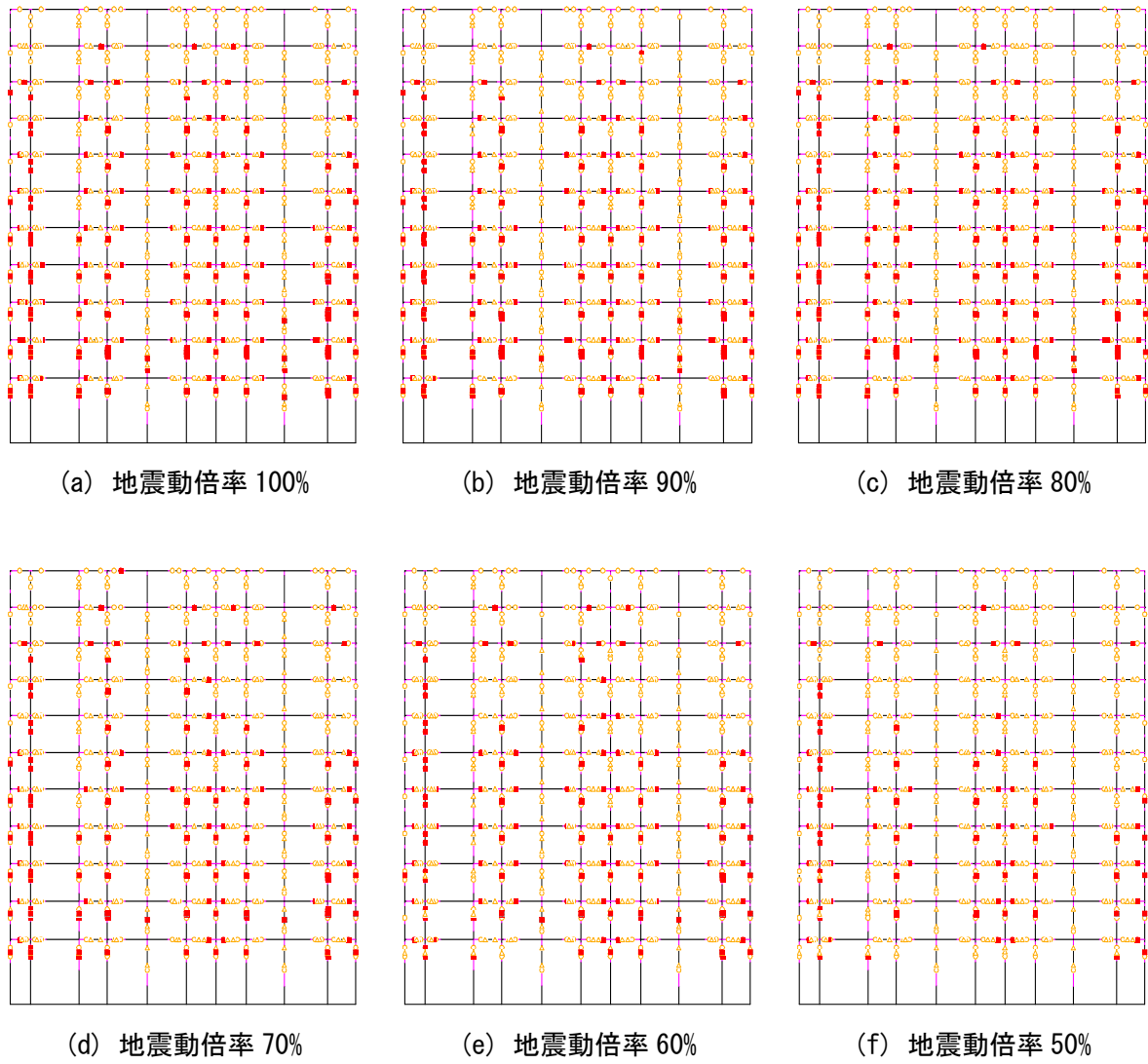


図 6. 4. 24 モデル②損傷図 (減衰 4%)

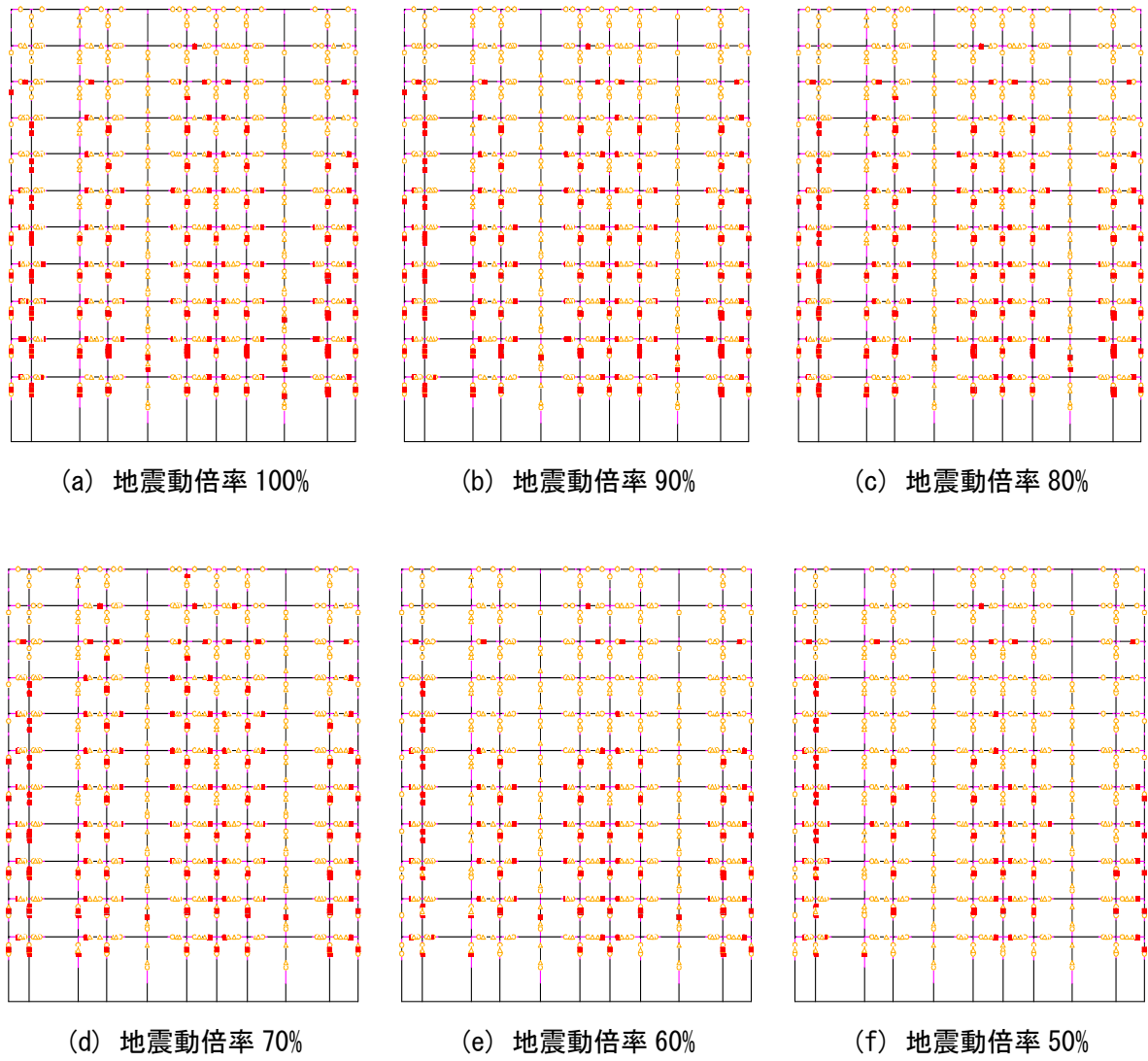
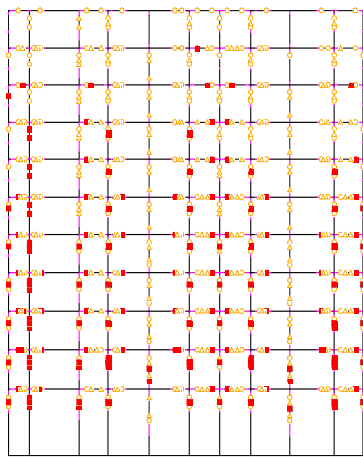
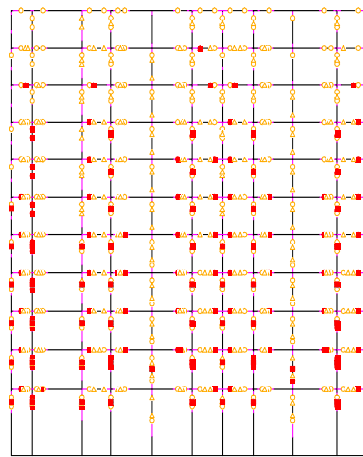


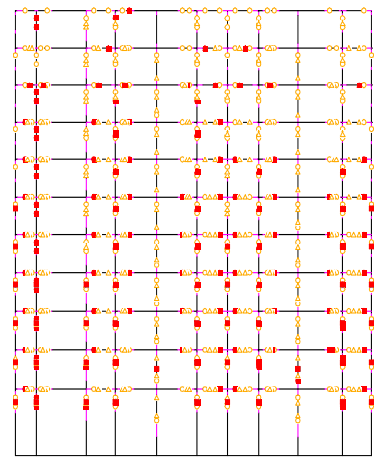
図 6.4.25 モデル②損傷図 (減衰 5%)



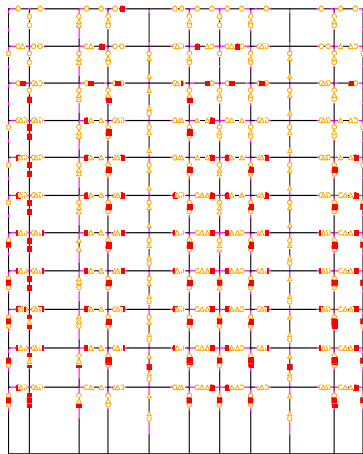
(a) 地震動倍率 100%



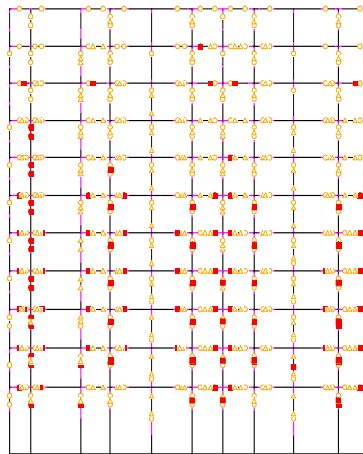
(b) 地震動倍率 90%



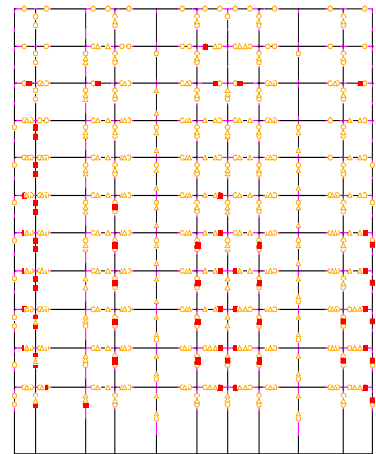
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

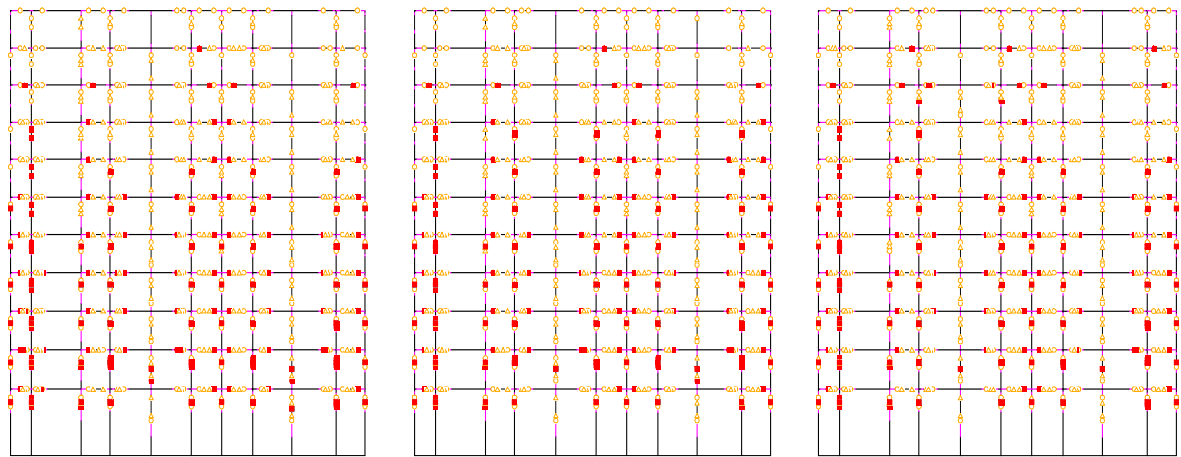


(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

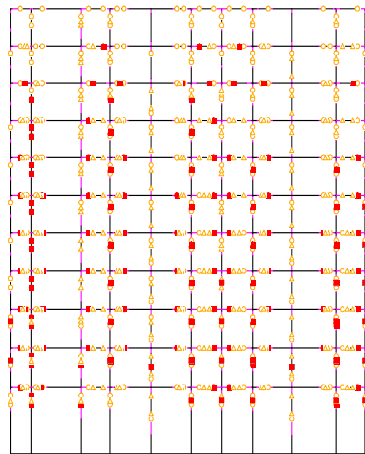
図 6.4.26 モデル②損傷図 (減衰 6%)



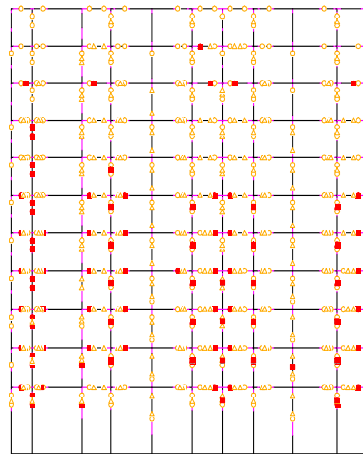
(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

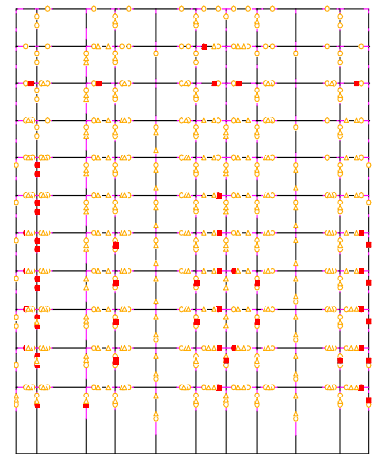
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

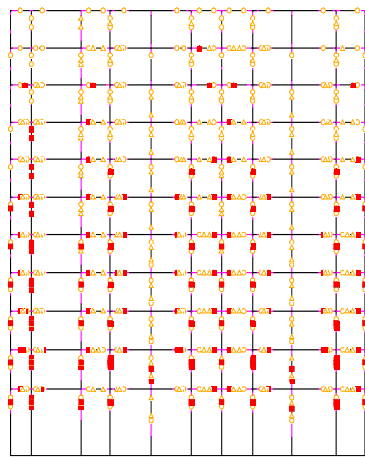


(e) 地震動倍率 60%

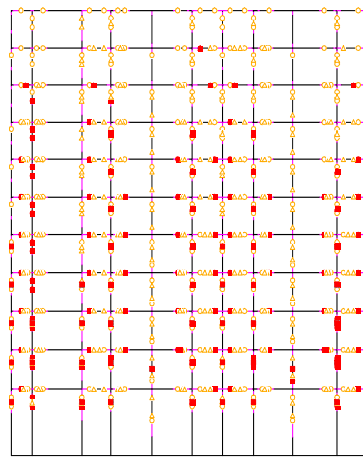


(f) 地震動倍率 50%

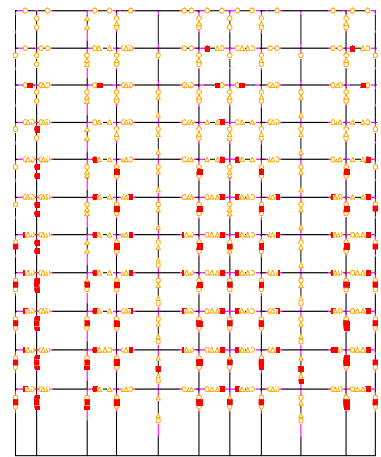
図 6.4.27 モデル②損傷図 (減衰 7%)



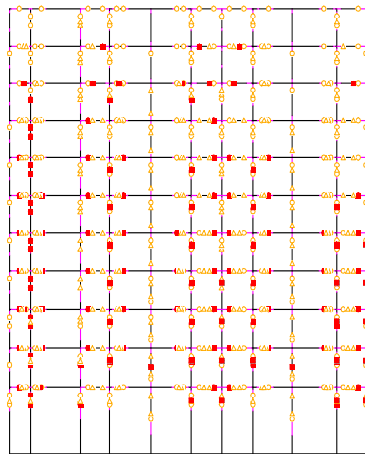
(a) 地震動倍率 100%



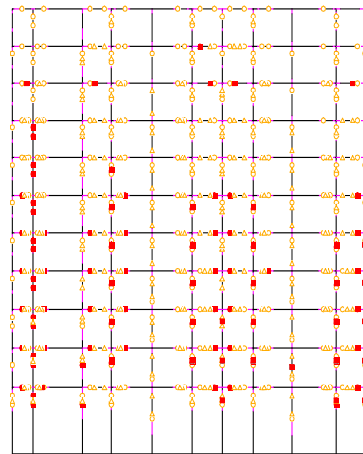
(b) 地震動倍率 90%



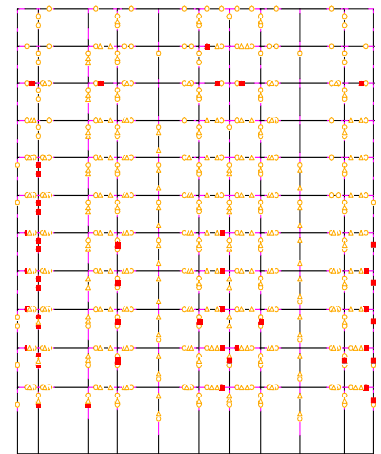
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

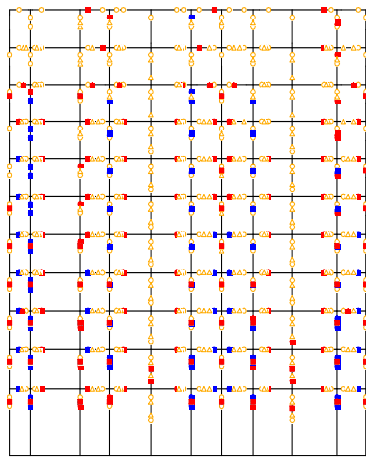


(e) 地震動倍率 60%

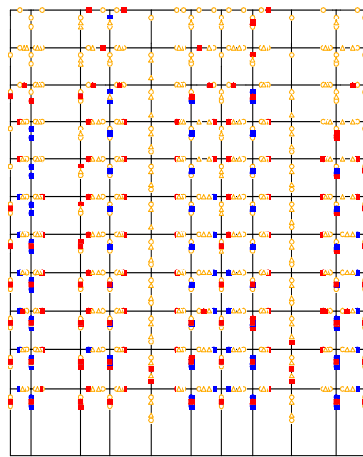


(f) 地震動倍率 50%

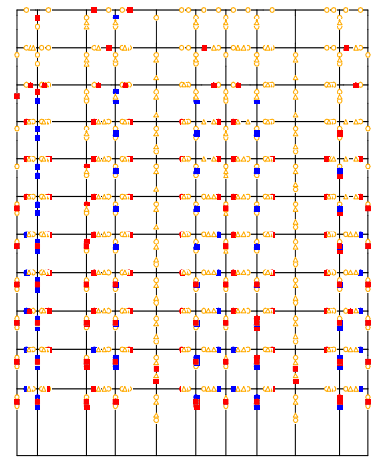
図 6.4.28 モデル②損傷図 (減衰 8%)



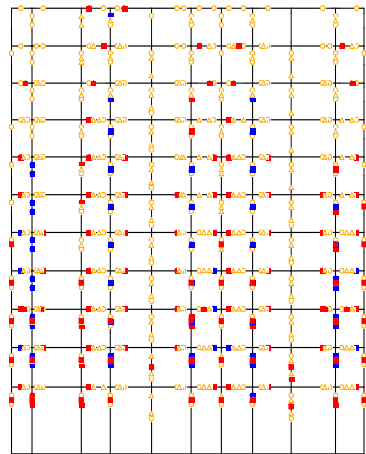
(a) 地震動倍率 100%



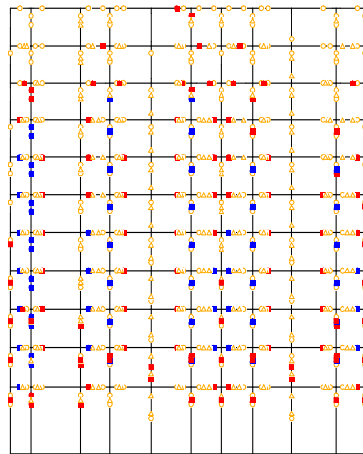
(b) 地震動倍率 90%



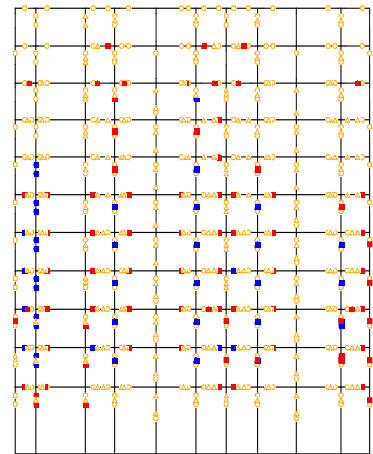
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

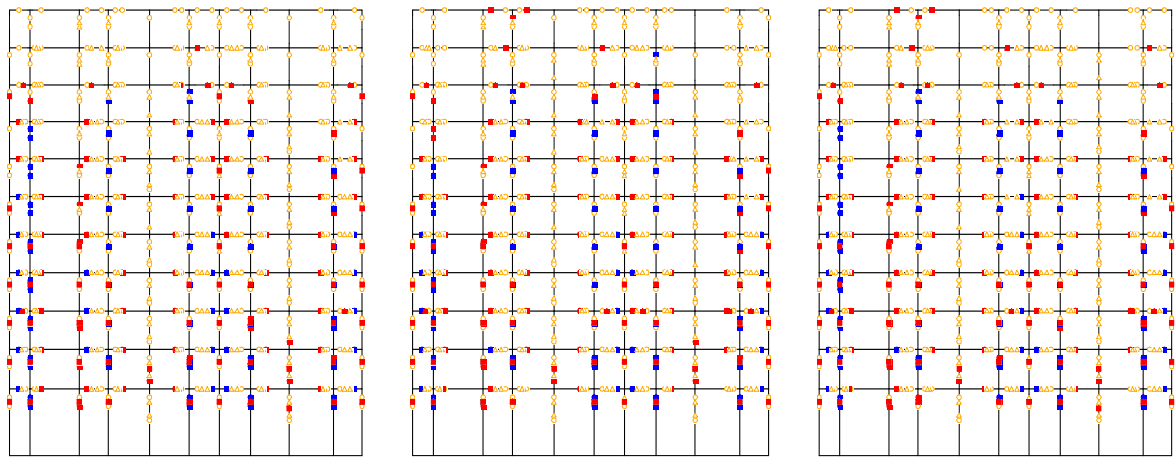


(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

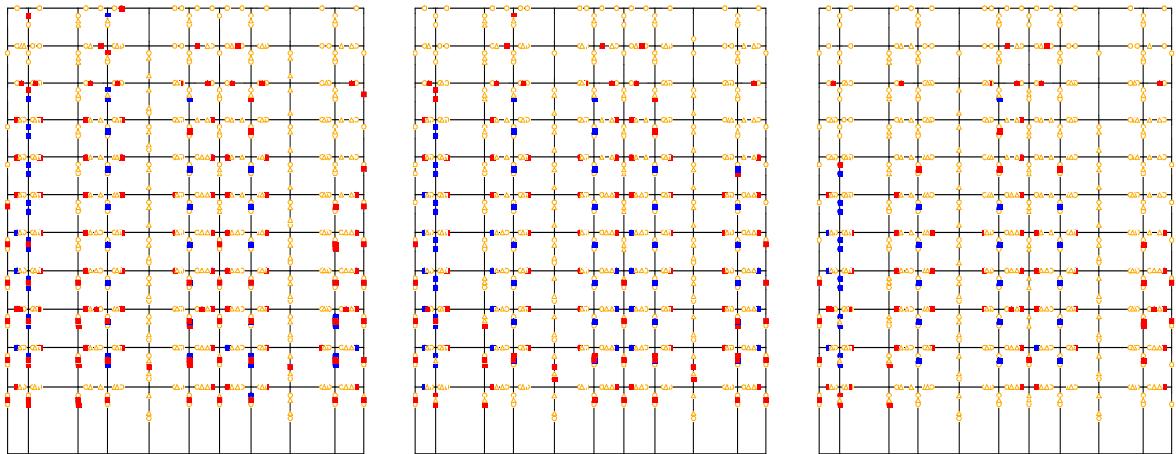
図 6.4.29 モデル③損傷図 (減衰 3%)



(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

(e) 地震動倍率 60%

(f) 地震動倍率 50%

図 6.4.30 モデル③損傷図 (減衰 4%)

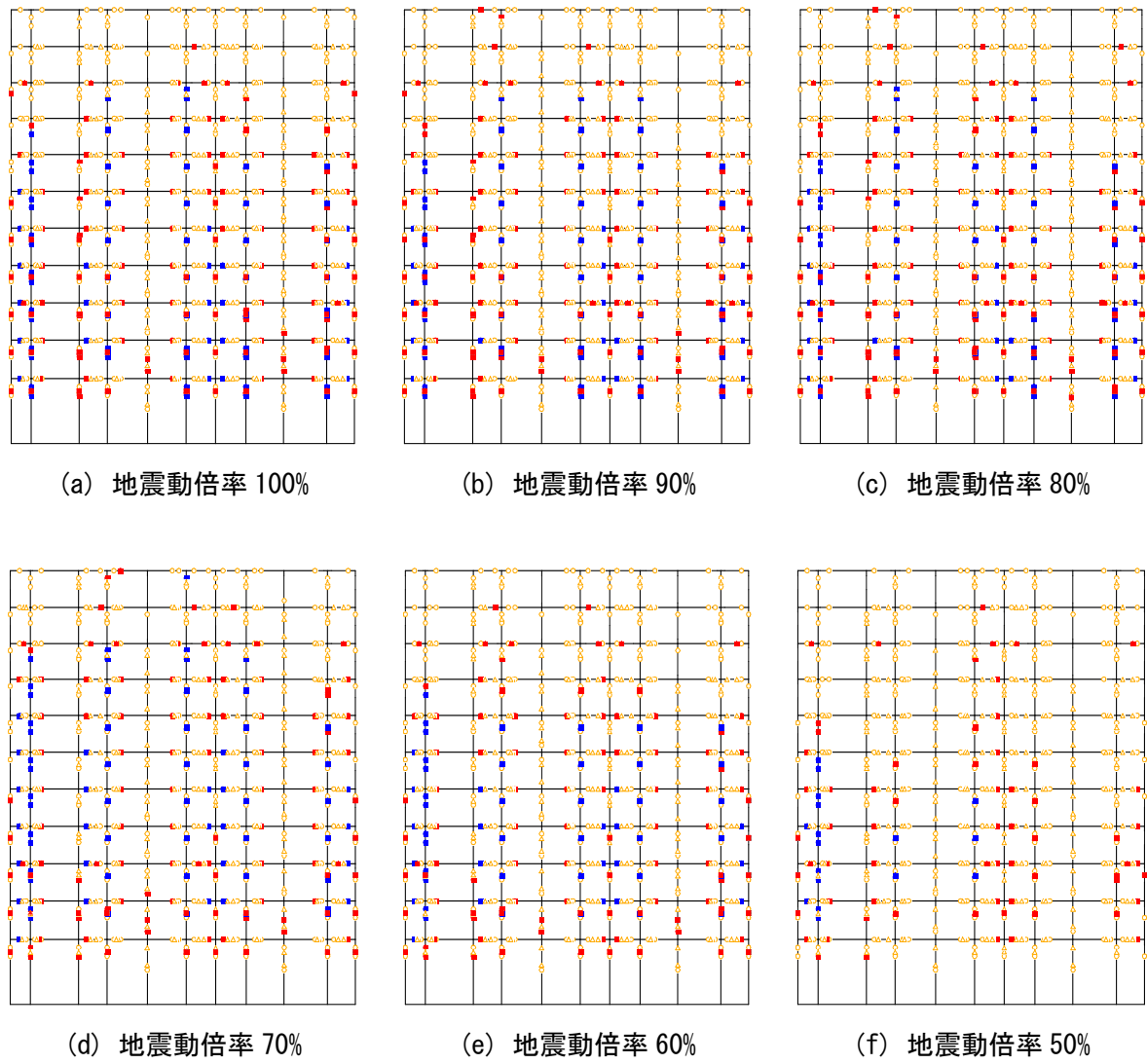
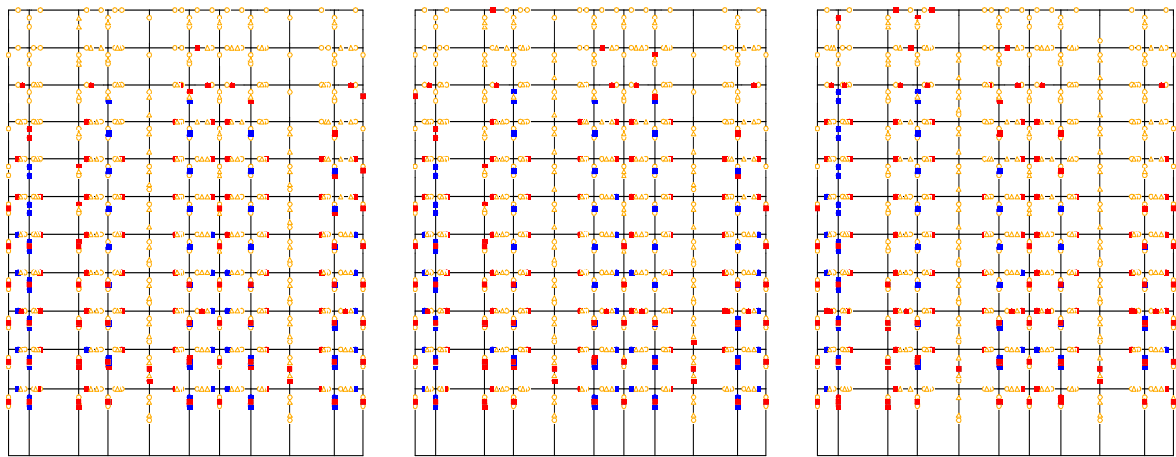


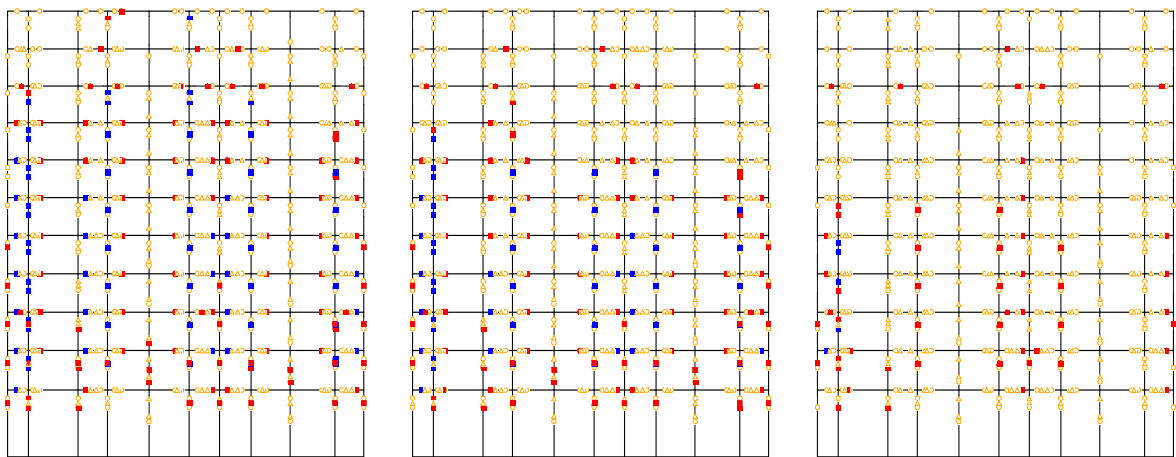
図 6.4.31 モデル③損傷図 (減衰 5%)



(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

(c) 地震動倍率 80%

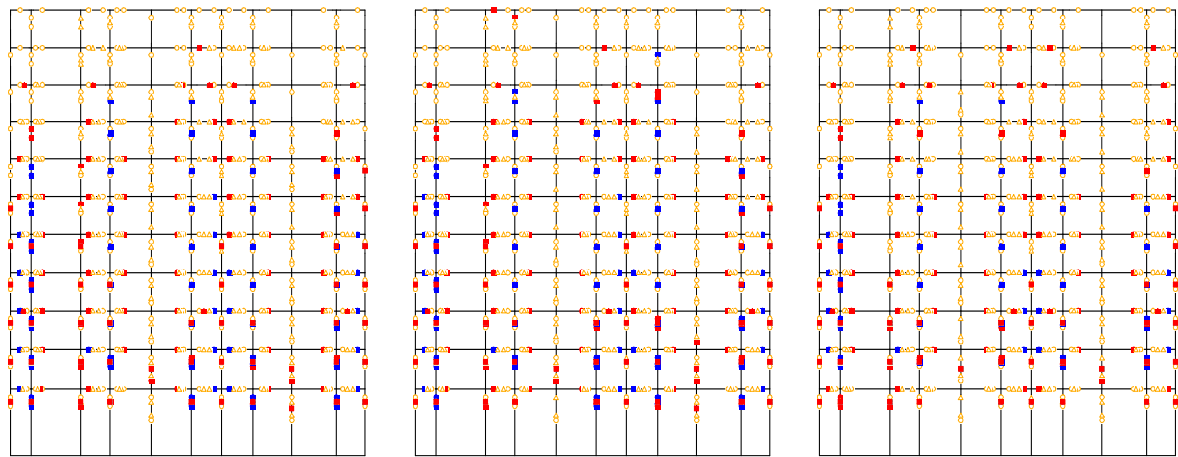


(d) 地震動倍率 70%

(e) 地震動倍率 60%

(f) 地震動倍率 50%

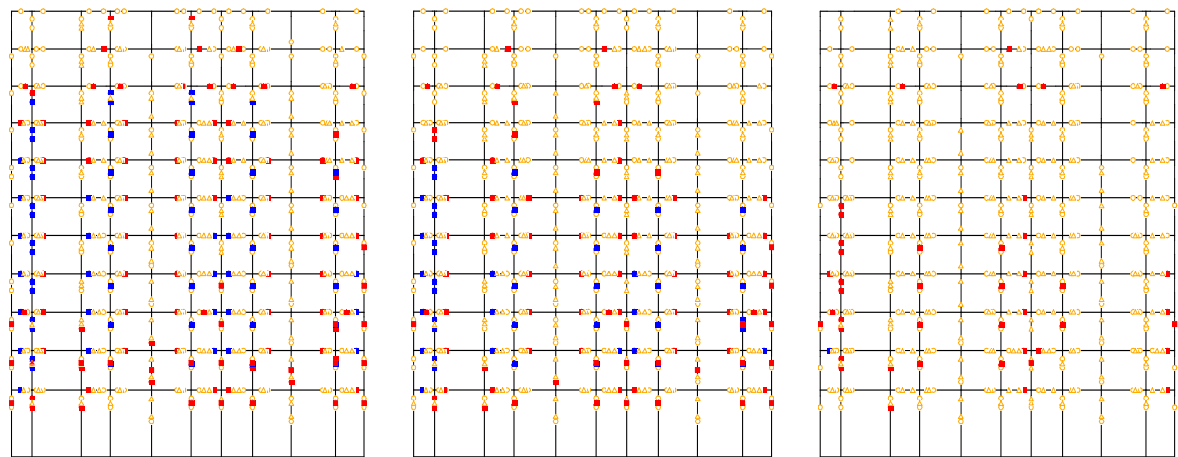
図 6.4.32 モデル③損傷図 (減衰 6%)



(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

(c) 地震動倍率 80%

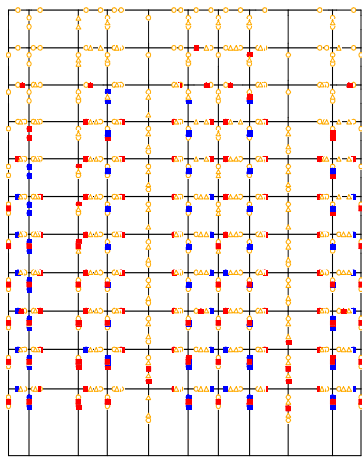


(d) 地震動倍率 70%

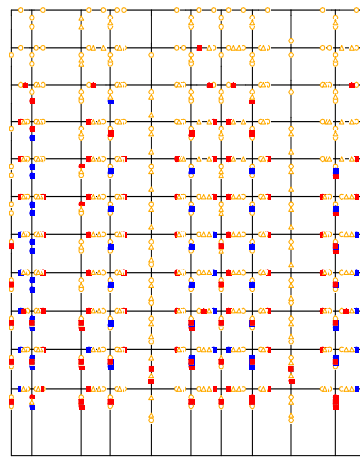
(e) 地震動倍率 60%

(f) 地震動倍率 50%

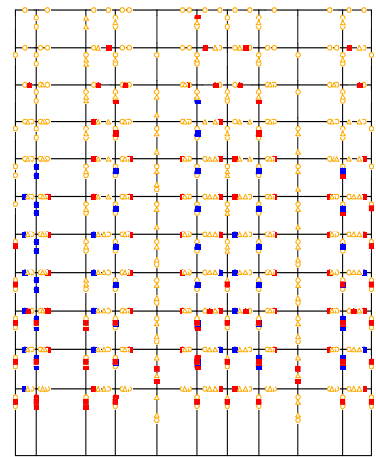
図 6.4.33 モデル③損傷図 (減衰 7%)



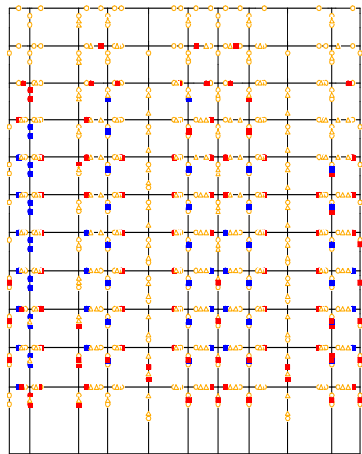
(a) 地震動倍率 100%



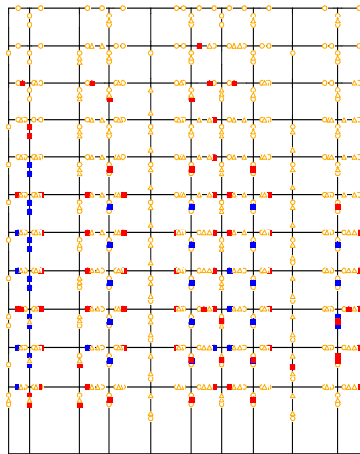
(b) 地震動倍率 90%



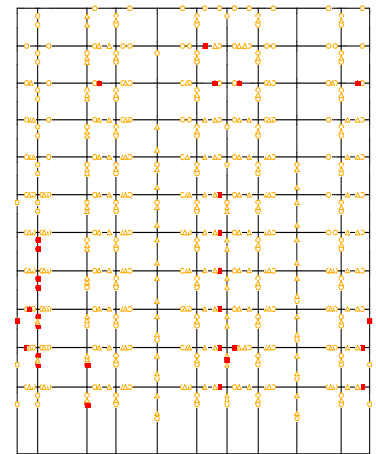
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

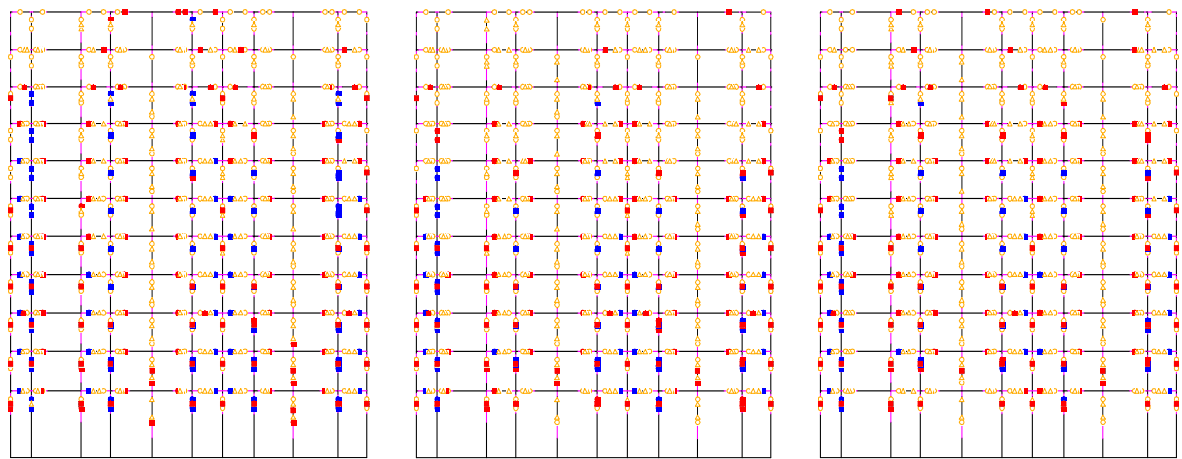


(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

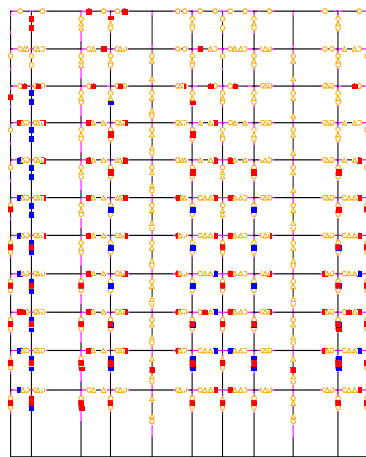
図 6.4.34 モデル③損傷図 (減衰 8%)



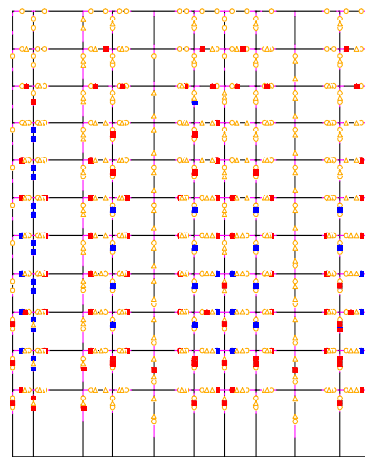
(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

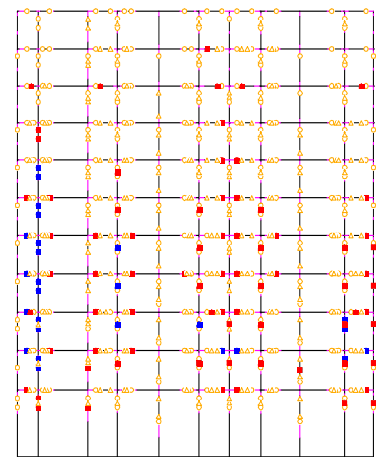
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

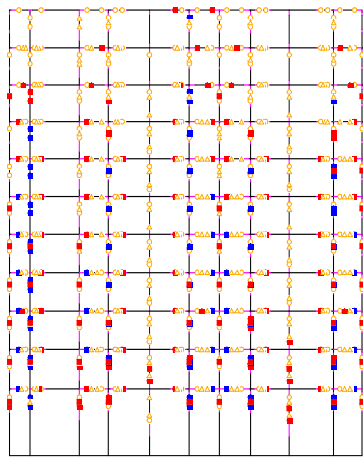


(e) 地震動倍率 60%

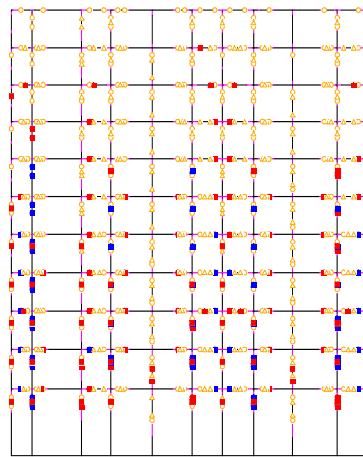


(f) 地震動倍率 50%

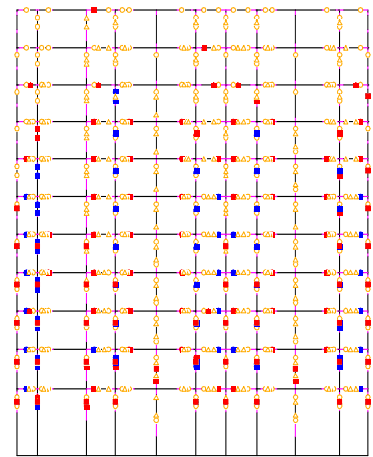
図 6.4.35 モデル④損傷図 (減衰 3%)



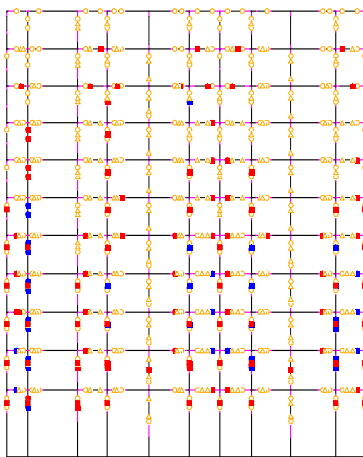
(a) 地震動倍率 100%



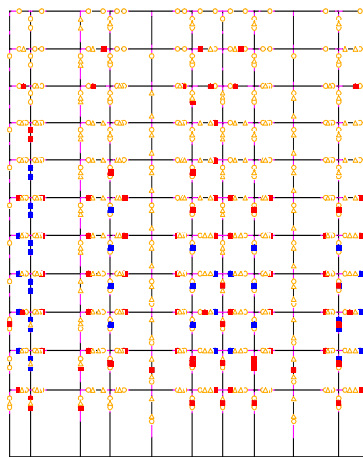
(b) 地震動倍率 90%



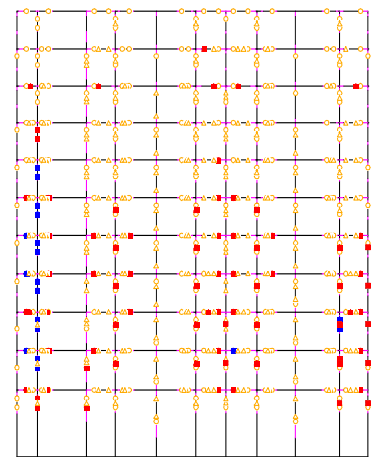
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

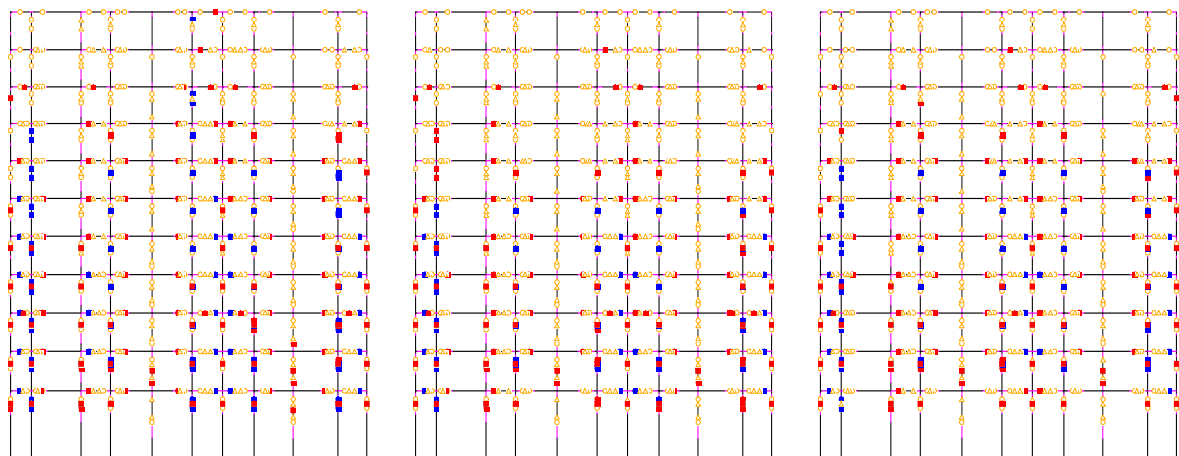


(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

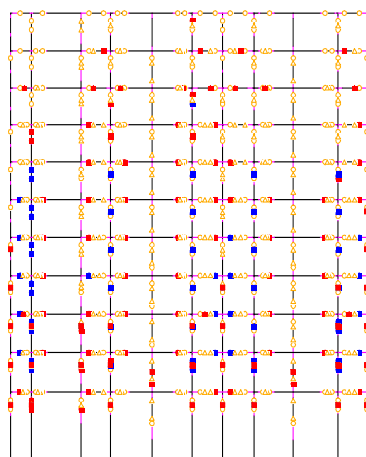
図 6.4.36 モデル④損傷図 (減衰 4%)



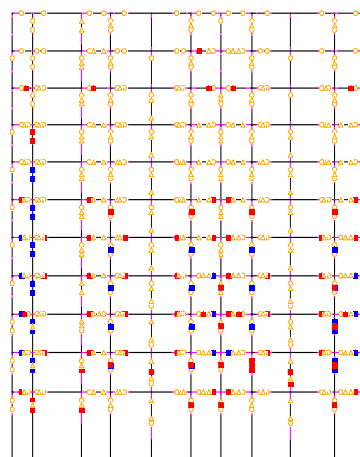
(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

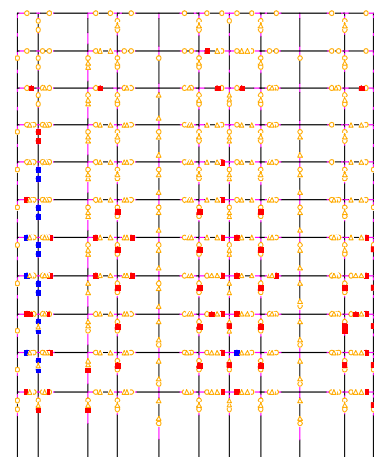
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

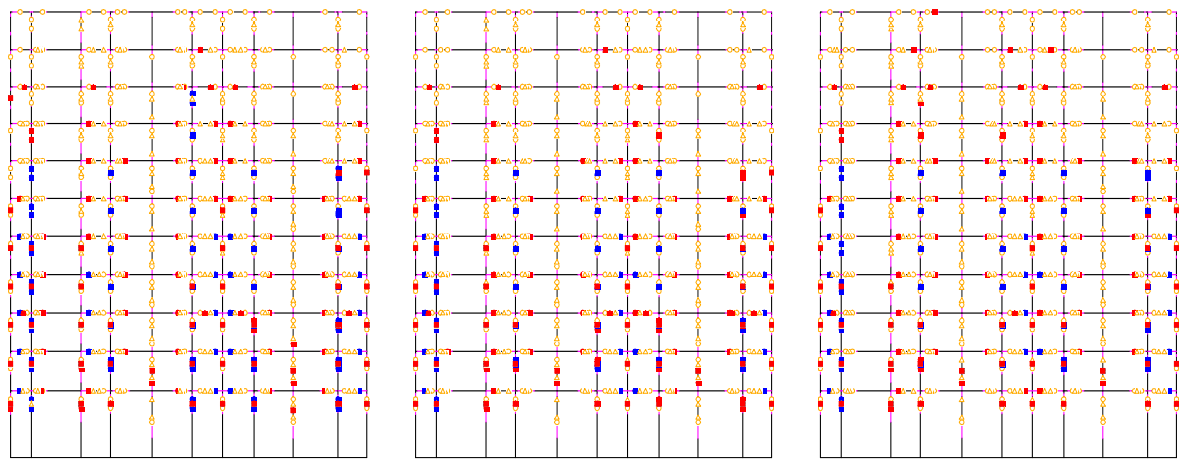


(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

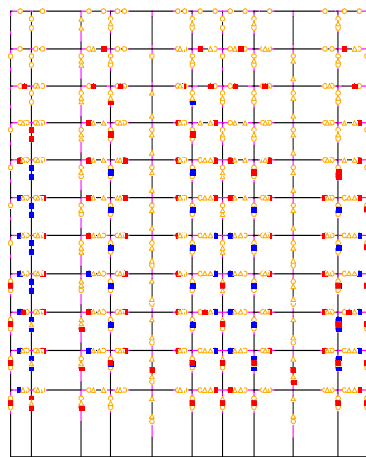
図 6.4.37 モデル④損傷図 (減衰 5%)



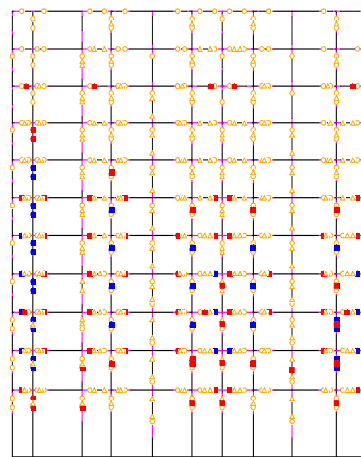
(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

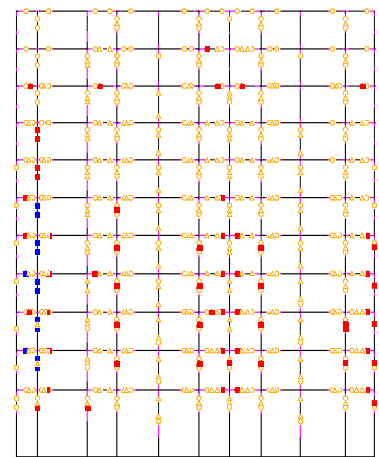
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%



(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

図 6.4.38 モデル④損傷図 (減衰6%)

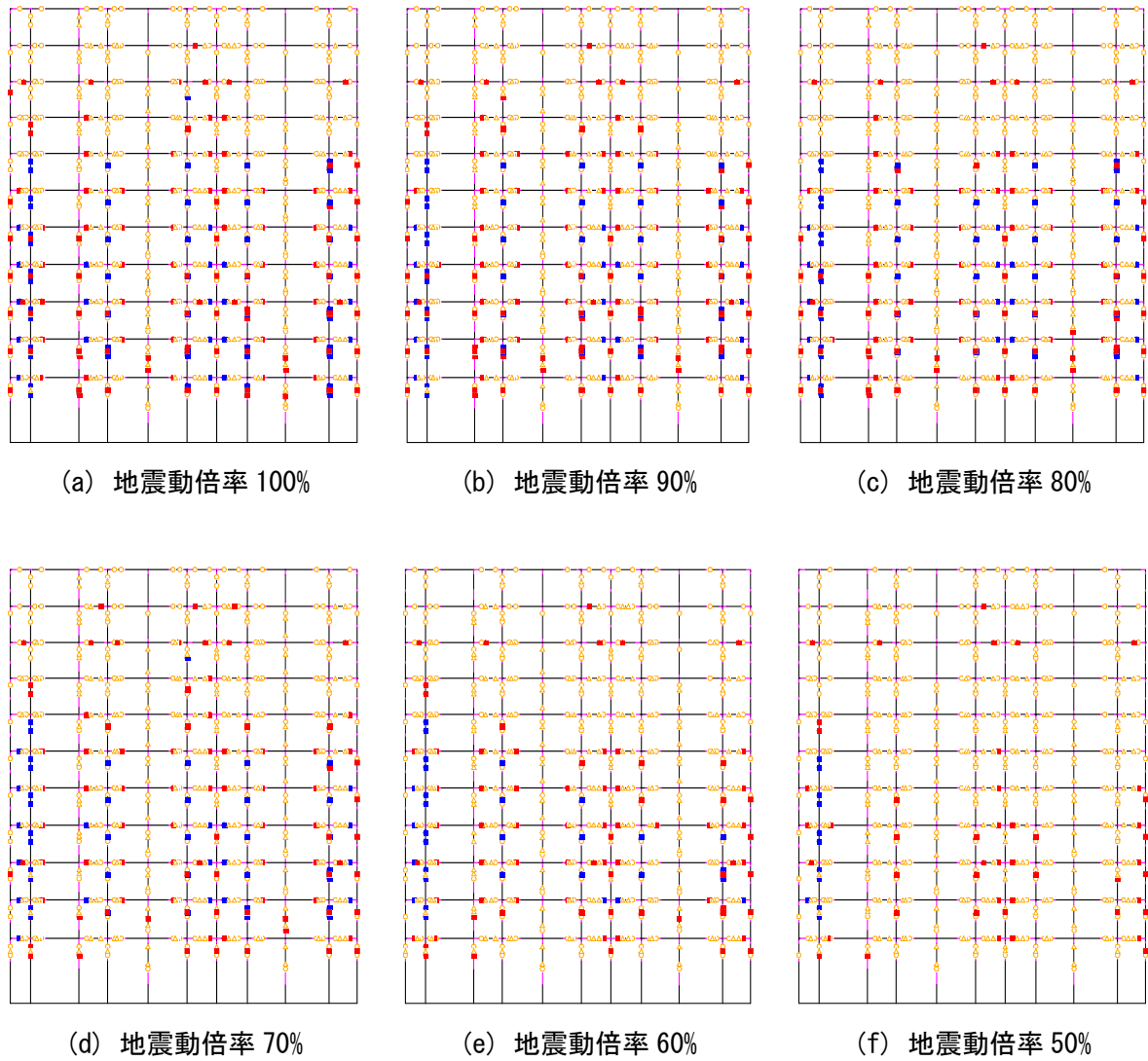
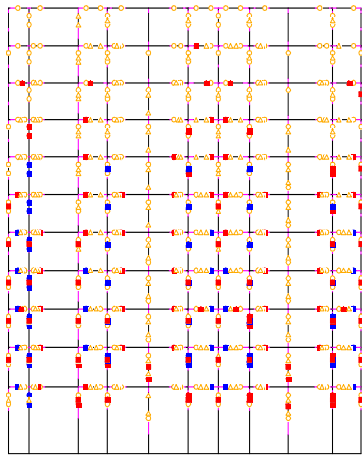
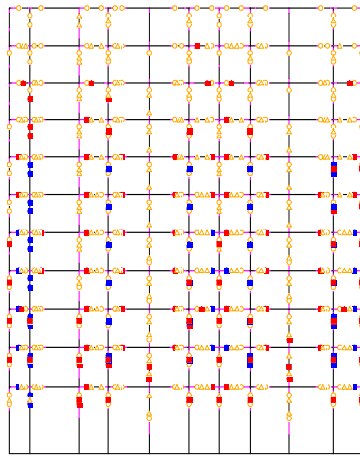


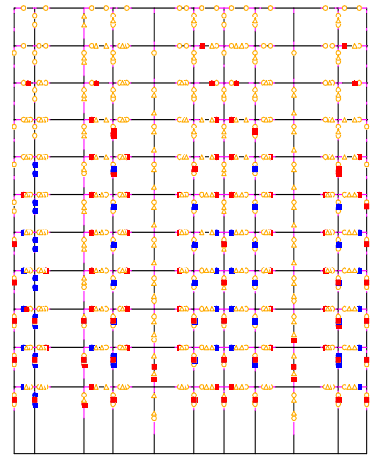
図 6. 4. 39 モデル④損傷図 (減衰 7%)



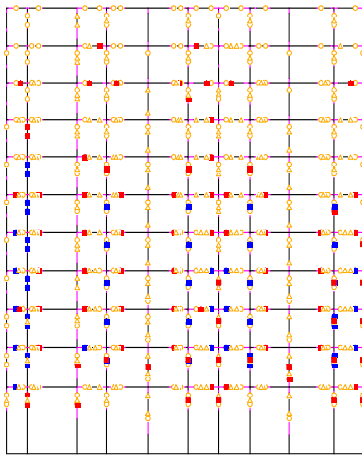
(a) 地震動倍率 100%



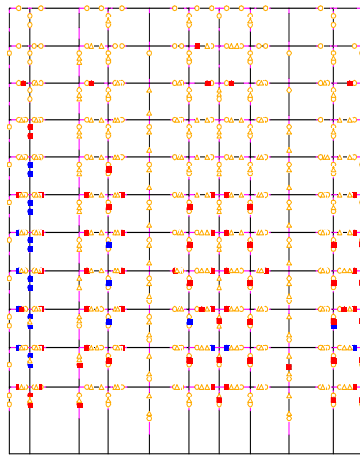
(b) 地震動倍率 90%



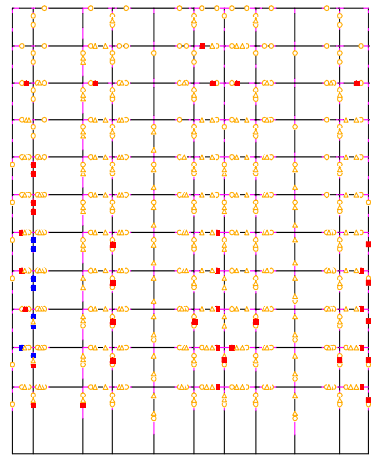
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%



(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

図 6.4.40 モデル④損傷図 (減衰 8%)

損傷度Ⅳと方立壁のせん断破壊，あるいは損傷度Ⅰ，Ⅱ，Ⅲと方立壁のせん断破壊なしで整合とし，実被害に近いかどうかの判断を行う。なお，X1-X2 構面の方立壁は壁せい長さが短く曲げ破壊の先行が想定されるため，X1-X2を除いた44住戸のみで整合率を算出する。表6.4.2～表6.4.5に各建物モデル，減衰，地震動倍率における整合率を示す。（整合率0.80以上のものは赤字で示す）整合率0.80以上のパラメータを実被害に近いものと推定する。

モデル01では，地震動倍率50%かつ減衰3%~7%のものが実被害に近い可能性を残した。モデル02では，地震動倍率60%かつ減衰4,5,8%，地震動倍率50%かつ減衰3%~8%のものが実被害に近い可能性を残した。モデル03では，地震動倍率50%かつ減衰5%~8%のものが実被害に近い可能性を残した。モデル04では，地震動倍率70%かつ減衰8%，地震動倍率60%かつ減衰4,5,8%，地震動倍率50%かつ減衰3~8%のものが実被害に近い可能性を残した。剛域低減を行わないモデル01とモデル03では地震動倍率が50%に絞られた一方，剛域低減を行ったモデル02とモデル04は地震動倍率が50~70%の可能性を残した。

表 6.4.2 モデル①整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614
地震動倍率90%	0.591	0.614	0.614	0.591	0.568	0.614
地震動倍率80%	0.591	0.568	0.591	0.727	0.705	0.682
地震動倍率70%	0.727	0.773	0.568	0.591	0.591	0.636
地震動倍率60%	0.636	0.614	0.636	0.682	0.705	0.727
地震動倍率50%	0.841	0.818	0.909	0.864	0.864	0.682

表 6.4.3 モデル②整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.614	0.614	0.614	0.636	0.682	0.682
地震動倍率90%	0.614	0.614	0.591	0.591	0.682	0.682
地震動倍率80%	0.682	0.682	0.636	0.636	0.659	0.705
地震動倍率70%	0.727	0.750	0.705	0.727	0.727	0.795
地震動倍率60%	0.750	0.818	0.818	0.795	0.795	0.818
地震動倍率50%	0.818	0.864	0.909	0.841	0.864	0.818

表 6.4.4 モデル③整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.591	0.591	0.591	0.591	0.591	0.568
地震動倍率90%	0.523	0.545	0.614	0.568	0.568	0.614
地震動倍率80%	0.591	0.591	0.614	0.682	0.705	0.705
地震動倍率70%	0.659	0.727	0.614	0.636	0.636	0.659
地震動倍率60%	0.682	0.659	0.636	0.682	0.705	0.727
地震動倍率50%	0.750	0.795	0.886	0.864	0.909	0.682

表 6.4.5 モデル④整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.591	0.614	0.591	0.682	0.659	0.636
地震動倍率90%	0.659	0.705	0.682	0.682	0.682	0.682
地震動倍率80%	0.682	0.705	0.682	0.682	0.682	0.682
地震動倍率70%	0.727	0.795	0.727	0.750	0.750	0.818
地震動倍率60%	0.750	0.818	0.818	0.795	0.795	0.818
地震動倍率50%	0.818	0.841	0.886	0.864	0.886	0.818

(b) 共用廊下側の投入労務量に基づく分析

a) 実修復情報

共用廊下側壁では，ひび割れ幅0.2mm以下のエポキシ樹脂充填工法，ひび割れ幅0.2mm以上のエポキシ樹脂注入工法，欠損（面的崩壊）の欠損部修繕工法，平滑処理の初期外壁補修工法の4種類の補修が行われている。各住戸における補修した損傷量を表6.4.6に示す。

表 6.4.6 各住戸における補修した損傷量

1101号室			1102号室			1103号室			1104号室			1105号室					
300	0.06	250	1,550	1.36	500	3,000	1.66	500	100	0.15	500	0.24					
1001号室			1002号室			1003号室			1004号室			1005号室					
1,200	0.56	1,700	0.43	4,500	2.14	1,000	0.48	1,100	0.78								
901号室			902号室			903号室			904号室			905号室					
300	250	0.16	1,700	1,750	1.15	1,000	500	1.27	900	0.92	1,700	0.70					
801号室			802号室			803号室			804号室			805号室					
500	0.25	3,100	2,050	2.28	1,500	2,400	3.14	850	1,650	0.97	1,600	400	1.65				
701号室			702号室			703号室			704号室			705号室					
150	350	0.16	5,550	2.54	5,550	0.05	3.17	5,700	0.01	2.40	3,100	2,000	2.38				
601号室			602号室			603号室			604号室			605号室					
1,950	2,750	2.33	4,500	0.19	2.80	10,700	0.12	3.77	1,300	0.11	2.57	5,850	2.49				
501号室			502号室			503号室			504号室			505号室					
5,350	2.26	7,100	0.10	3.13	7,100	0.02	2.44	6,100	0.14	3.60	8,450	3.38					
401号室			402号室			403号室			404号室			405号室					
300	3,700	2.74	4,550	0.38	2.84	7,600	0.07	3.85	6,800	0.15	3.78	11,800	3.70				
301号室			302号室			303号室			304号室			305号室					
550	6,100	0.03	2.63	300	8,150	0.05	3.28	12,000	0.18	3.69	6,600	0.22	3.16	300	8,350	0.01	3.29
201号室			202号室			203号室			204号室			205号室					
7,450	0.09	3.41	5,600	2.52	1,900	9,700	0.06	3.78	5,300	5,600	0.05	3.95	3,800	7,100	3.58		
101号室			102号室			103号室			104号室			105号室					
4,000	1.42	400	6,500	2.65	9,000	3.47	8,450	3.47	10,050	3.34							
X6	X5				X4				X3				X2				X1

部屋番号			
ひび割れ幅0.2mm未満 (mm)	ひび割れ幅0.2mm以上 (mm)	面的崩壊 (mm ²)	平滑処理 (mm ²)

各階における損傷量を表 6.4.7 に示す。また、各階における損傷分布を図 6.4.41 に示す。ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れや剥落に着目すると、2~6 階の被害が大きかったことが推測できる。

表 6.4.7 各階における損傷量

(a) ひび割れ幅 0.2mm 未満

階	ひび割れ長さ(mm)
11階	1,250
10階	0
9階	3,000
8階	7,050
7階	3,250
6階	1,950
5階	0
4階	300
3階	1,150
2階	11,000
1階	400
合計	29,350

(b) ひび割れ幅 0.2mm 以上

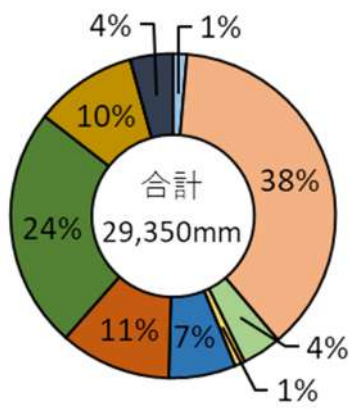
階	ひび割れ長さ(mm)
11階	5,450
10階	9,500
9階	5,100
8階	7,000
7階	19,150
6階	25,100
5階	34,100
4階	34,450
3階	41,200
2階	35,450
1階	38,000
合計	254,500

(c) 剥落

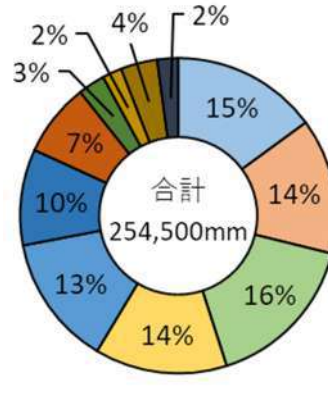
階	剥落面積(m ²)
11階	0.00
10階	0.00
9階	0.00
8階	0.00
7階	0.06
6階	0.42
5階	0.26
4階	0.60
3階	0.49
2階	0.20
1階	0.00
合計	2.03

(d) 平滑処理

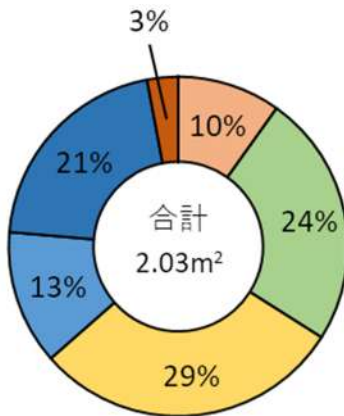
階	平滑処理面積(m ²)
11階	3.47
10階	4.39
9階	4.20
8階	8.29
7階	10.65
6階	13.96
5階	14.81
4階	16.91
3階	16.05
2階	17.24
1階	14.35
合計	124.32



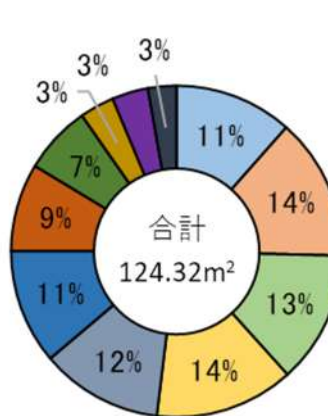
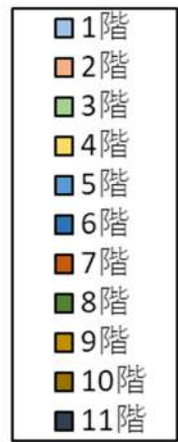
(a) ひび割れ幅 0.2mm 未満



(b) ひび割れ幅 0.2mm 以上



(c) 剥落



(d) 平滑処理



図 6.4.41 各階における損傷分布

使用した単位損傷量あたりの材料量を表 6.4.8 に示す。また、表 6.4.9 のように各作業員に要した使用した材料費（各材料単価，使用数量），労務費（1人あたりの人件費，各部屋の投入人数）及び諸経費（純工事費の23%）から工事費が記載されている。

表 6.4.8 単位損傷量あたりの材料量

内容		工法（補修方法）	材料／単位量	
①	ひび割れ幅0.2mm未満	〔エポキシ樹脂充填工法〕 ひび割れ部清掃 ⇒エポキシ樹脂塗布	目止めシール材：0.2g/mm	ひび割れ長さ
②	ひび割れ幅0.2mm以上	〔エポキシ樹脂注入工法〕 ひび割れ部清掃 ⇒仮止めシール（エポキシ樹脂塗布） ⇒穿孔・孔内清掃 ⇒可とう性エポキシ樹脂充填	目止めシール材：0.2g/mm	ひび割れ長さ
			注入剤：50g/穴	穿孔数
③	欠損（面的崩壊）	〔欠損部修繕工法〕 下地処理 ⇒エポキシプライマー塗布 ⇒厚付モルタル充填 t=20mm（NS-DM程度）	欠損部補修用厚塗材：1.39g/mm ²	欠損部面積
④	平滑処理	〔初期外壁補修工法〕 セメント系下地調整塗材	初期補修用塗付材：1kg/m ²	仕上げ面積

表 6.4.9 対象建物実修復費用例（203号室）

名称	摘要	数量	単位	単価	金額	備考
材料費						
目止め用シール材	目止めシール用エポキシ樹脂	2.32	kg	1,620	3,758	
注入材	注入用エポキシ樹脂	1.75	kg	2,280	3,990	
欠損部補修用厚塗材	欠損部補修用軽量プレミックスモルタル	1.67	kg	255	426	
初期補修用塗付材	初期補修用プレミックスポリマーセメントペースト	3.78	kg	272	1,028	
※副資材(プライマー等)は諸経費に含む						
労務用						
				公共工事労務単価 H28.2		
はつり工		0.01	人	17,800	178	8h当り作業人工(作業時間0.00min)
左官工		1.44	人	19,300	27,792	8h当り作業人工(作業時間255.60min)
防水工		5.02	人	19,300	96,886	8h当り作業人工(作業時間1,320.00min)
普通作業員	手元	1.01	人	15,900	16,059	8h当り作業人工(作業時間280.00min)
※労務費には準備・片付けを含む						
直接工事費計					150,117	
純工事費					150,117	
諸経費					諸経費率 23%	34,526
基準工事価格						184,643
					落札率 0.960	落札率適用後
工事価格						端数処理後
消費税相当額					消費税 8%	14,160
工事費計						191,160

各住戸及び各階における共用廊下側壁の実修復労務量を表 6.4.10、表 6.4.11 に示す。また、各階における労務量分布を図 6.4.42 に示す。図 6.3.1 において損傷度Ⅳが存在しなかった 8~11 階では実修復労務量が 10（人日）を下回っているのに対し、損傷度Ⅳが存在した 2~7 階の実修復労務量は少なくとも 15（人日）を上回っている。特に、損傷度Ⅳの住戸が最も多かった 4 階では約 33（人日）要していることがわかる。したがって、損傷分布と実修復労務量分布の間には類似した傾向がみられるといえる。一方で、例外として、損傷度Ⅳが存在しなかった 1 階の実修復労務量が約 37（人日）要している。1 階では防水工が多く占めていたが、他階との傾向が異なった原因は不明である。

表 6.4.10 各住戸における共用廊下側壁実修復労務量（単位：人日）

1101号室	1102号室	1103号室	1104号室	1105号室	
0.27	1.60	2.57	0.46	0.51	
1001号室	1002号室	1003号室	1004号室	1005号室	
1.12	1.26	3.88	0.79	1.05	
901号室	902号室	903号室	904号室	905号室	
0.32	2.01	1.07	1.10	1.95	
801号室	802号室	803号室	804号室	805号室	
0.66	2.05	2.37	1.76	1.06	
701号室	702号室	703号室	704号室	705号室	
0.61	5.72	4.98	4.38	2.22	
601号室	602号室	603号室	604号室	605号室	
3.12	4.66	8.87	1.94	5.15	
501号室	502号室	503号室	504号室	505号室	
4.58	7.29	4.37	8.87	6.28	
401号室	402号室	403号室	404号室	405号室	
4.35	3.62	6.13	9.73	9.02	
301号室	302号室	303号室	304号室	305号室	
5.39	6.26	8.10	5.29	6.69	
201号室	202号室	203号室	204号室	205号室	
8.10	4.86	7.48	5.38	6.03	
101号室	102号室	103号室	104号室	105号室	
6.69	7.60	6.95	8.65	10.19	
X6	X5	X4	X3	X2	X1

表 6.4.11 各階における共用廊下側壁実修復労務量（単位：人日）

階	実労務量（人日）
11階	5.41
10階	8.10
9階	6.45
8階	7.90
7階	17.91
6階	23.74
5階	31.39
4階	32.85
3階	31.73
2階	29.86
1階	37.25
合計	232.59

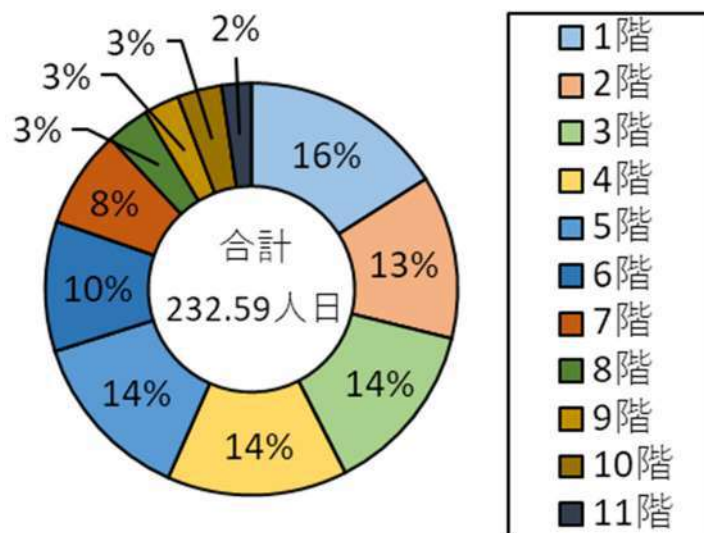


図 6.4.42 各階における労務量分布

b) 投入労務量算出方法

動的解析により得られた各部材の応答値から損傷状態を推定する損傷評価データベース（以下、損傷評価 DB）と、その損傷状態から必要労務量を推定する修復性評価データベース（以下、修復性評価 DB）の2つのDBを用いて修復性評価を行う。また、本検討では共用廊下側の壁を柱に付帯する袖壁，梁に付帯する腰壁，方立壁に分けて修復費用を推定し，各住戸及び各階で実修復データと比較する。修復費用算定フローを図 6.4.43 に示す。

なお使用するDBは，近年ひび割れ幅及び長さ，剥落量の詳細計測が行われた以下の実験の計測結果から作成されたものである。

柱に付帯する袖壁：CW-S

（RC造袖壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究^[6-9]より）

梁に付帯する腰壁：BWW-D-FS-B

（損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験^[6-10]より）

方立壁：NSW2

（RC造非耐力壁の地震後の損傷状態に関する実大試験体実験^[6-11]より）

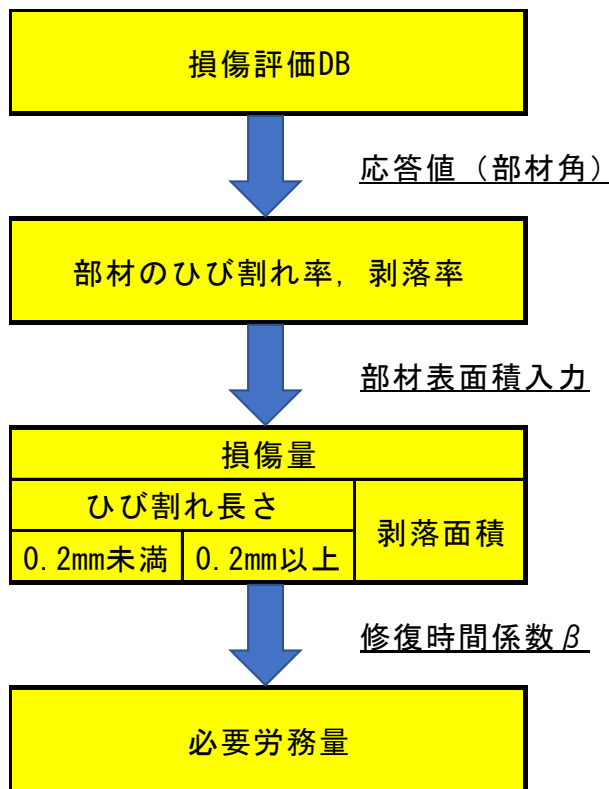


図 6.4.43 労務量算定フロー

今回は、部屋番号 203 における方立壁を例に労務量及び修復費用算定方法を解説する。なお、建物モデルはモデル①とする。

損傷評価 DB では、部材角—残留ひび割れ率関係及び部材角—剥落率関係が得られる。試験体 NSW2 におけるひび割れ率を図 6.4.44、剥落率を図 6.4.45 に示す。なお、ひび割れ率は式 (式 6.4.2)、剥落率は (式 6.4.3) のように算出されている。

$$\text{ひび割れ率} = \frac{l}{\sqrt{A}} \tag{式 6.4.2}$$

ただし、
 l : ひび割れ長さ
 A : 部材表面積

$$\text{剥落率} = \frac{S}{A} \tag{式 6.4.3}$$

ただし、
 S : 剥落面積
 A : 部材表面積

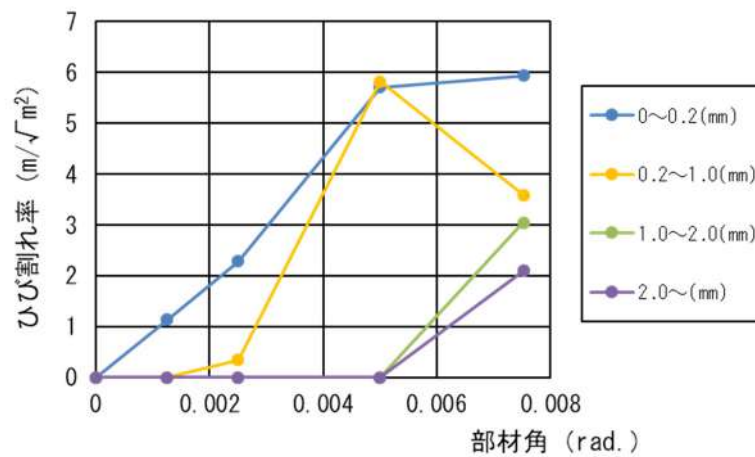


図 6.4.44 NSW2 ひび割れ率

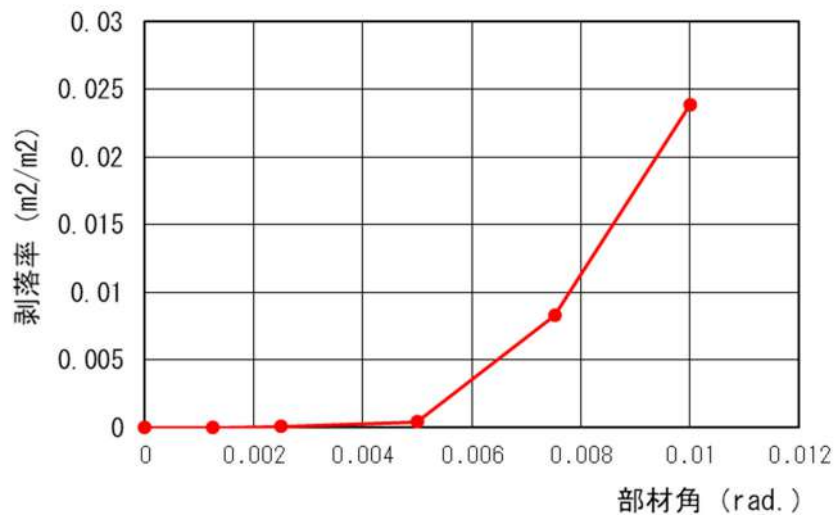


図 6.4.45 NSW2 剥落率

ここに動的解析で得られた応答値（部材角）を入力すると、203号室の方立壁のひび割れ率及び剥落率は表6.4.12のように推定できる。

表 6.4.12 方立壁ひび割れ率剥落率（203号室）

部屋番号	部材角 rad	仕上げ面	残留ひび割れ率 m/m	剥落率 m ² /m ²
		残留ひび割れ幅区分 mm		
203	0.0094255	0.00～0.20未満	6.10	0.0142785
		0.20～1.00未満	1.90	
		1.00～2.00未満	5.35	
		2.00～5.00未満	3.69	
		5.00～	0.00	
		ひび割れ総和	0.04	

次に、ひび割れ率及び剥落率に方立壁表面積を乗じてひび割れ長さ、剥落面積を推定する。（式6.4.2）に示されているように、ひび割れ率には方立壁表面積の累乗根を乗じる。なお、図6.4.46のように剛域部分を除いた部分が方立壁表面積となる。

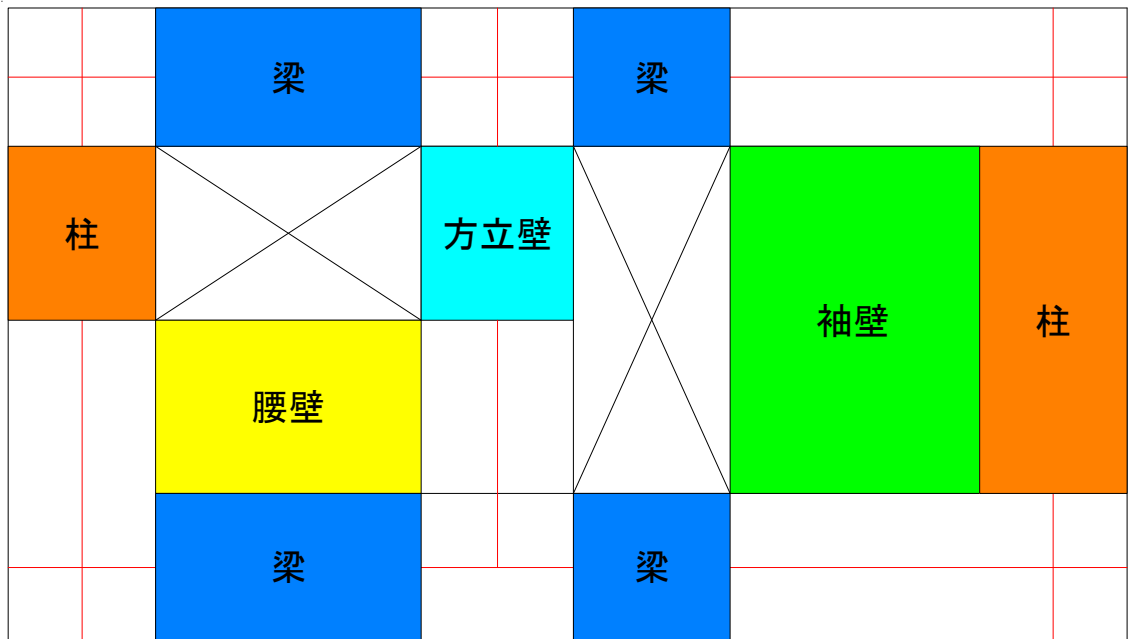


図 6.4.46 共用廊下側壁分類図（203号室）

さらに、修復性評価ワークシートに記載されている修復単位あたりの人工及び費用にひび割れ長さ、剥落面積を乗じて労務量、修復費用を算定する。本検討で使用した修復工法毎の修復性評価ワークシートの一例を図6.4.47～図6.4.49に示す。

シール工法								
内訳	名称	摘要	単位	単価 UPi	数量 Ai	金額(円)	備考	
材料費	エポキシ樹脂プライマー		kg	2600	0.003	7.8		
人工	シール材		kg	2400	0.040	96.0		
	墨出し工		人・日	20000	0.005	100.0		
	清掃工		人・日	20000	0.005	100.0		
	プライマー工		人・日	20000	0.005	100.0		
	シール工		人・日	20000	0.010	200.0		
消耗品	雑工		人・日	20000	0.004	80.0		
	式		式		1	15.0		
工具損料			式		1	23.0		
現場管理費			式		1	37.0		
諸経費			式		1	82.0		
計						840.8		
修復単位当たりの費用							840	円/m
修復単位当たりの人工 rMi							0.03	人・日/m
各工法の費用係数 α'							2.07	-

図 6.4.47 シール工法 修復性評価ワークシート
(最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れ)

自動低圧樹脂注入工法								
内訳	名称	摘要	単位	単価 UPi	数量 Ai	金額(円)	備考	
材料費	シール材		本	1600	0.330	528.0		
人工	注入材		kg	3800	0.400	1520.0		
	器具		セット	450	4.000	1800.0		
	取付け工		人・日	18000	0.050	900.0		
	シール工		人・日	18000	0.050	900.0		
	注入工		人・日	18000	0.070	1260.0		
	シール除去工		人・日	18000	0.030	540.0		
	墨出し工		人・日	20000	0.005	100.0		
	清掃工		人・日	20000	0.003	60.0		
	仕上げ工		人・日	20000	0.010	200.0		
	雑工		人・日	20000	0.020	400.0		
その他	(材+労)×0.2		式		1	1641.0		
計						9849.0		
修復単位当たりの費用							9849	円/m
修復単位当たりの人工 rMi							0.24	人・日/m
各工法の費用係数 α'							2.96	-

図 6.4.48 自動低圧樹脂注入工法 修復性評価ワークシート
(最大ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れ)

RCパッチング								
内訳	名称	摘要	単位	単価 UPi	数量 Ai	金額(円)	備考	
材料費	プライマー		kg	2600	0.007	18		
人工	防錆剤		kg	3500	0.002	7		
	エポキシ樹脂モルタル		kg	3000	0.256	768		
	墨出し工		人・日	20000	0.006	120		
	はつり工		人・日	20000	0.020	400		
	鉄筋処理工		人・日	20000	0.017	340		
	充填仕上げ工(防錆塗布含)		人・日	20000	0.018	360		
消耗品	雑工		人・日	20000	0.010	200		
	式		式		1	44		
工具損料			式		1	68		
現場管理費			式		1	116		
諸経費			式		1	244	施工部形状 W100×L100×T30	
計						2685		
修復単位当たりの費用							268500	円/m ²
修復単位当たりの人工 rMi							7.10	人・日/m ²
各工法の費用係数 α'							2.70	-

図 6.4.49 RCパッチング 修復性評価ワークシート
(コンクリートの剥落)

c) 必要労務量算出結果

ここでは、(a) 共用廊下側壁の損傷分布に基づく分析で実被害に近いと考察されたモデル、減衰、地震動倍率のパラメータに絞って算出する。表 6.4.13 に各パラメータにおける各階の整合率 (= 必要労務量算出結果 / 実修復労務量) を示す。(整合率 0.8~1.2 のものを赤字で示す) なお、1 階の実修復労務量は損傷分布と類似した関係性が得られなかったため、本検討では除外する。

モデル 01 では、地震動倍率 50%かつ減衰 3~4%のパラメータが実被害に近いものとなった。8~11 階の上層部の労務量が実労務量に比べ高めに算定されたが、実労務量の多かった 2~7 階の労務量を追えているといえる。

モデル 02 では、地震動倍率 60%かつ減衰 4~5%のパラメータが実被害に近いものとなった。モデル 01 と同様に、実労務量の多かった 2~7 階の労務量を追えている。

モデル 03 では、2~7 階の算定労務量が実労務量を大きく下回り、実労務量に近いパラメータは得られなかった。

モデル 04 では、地震動倍率 70%かつ減衰 8%、地震動倍率 60%かつ減衰 4~5%のパラメータが実被害に近いものとなった。特に、地震動倍率 60%のものは減衰に幅を利かせられ、実挙動の可能性が高いといえる。さらに、モデル 02 から部材の耐力低下を考慮したことで、損傷の激しい中層部に必要労務量が集中し、実労務量により近い分布になった。

表 6.4.13 各パラメータにおける労務量整合率

解析モデル	地震動倍率	減衰定数	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	11階	合計
モデル01	50%	3%	0.872	0.982	0.963	0.972	1.104	1.087	1.856	1.992	1.458	1.789	1.096
	50%	4%	0.790	0.866	0.828	0.815	0.927	0.918	1.610	1.676	1.131	1.352	0.933
	50%	5%	0.674	0.715	0.660	0.634	0.721	0.741	1.281	1.296	0.843	0.947	0.743
	50%	6%	0.567	0.585	0.531	0.504	0.578	0.593	0.995	0.987	0.616	0.600	0.592
	50%	7%	0.485	0.486	0.440	0.413	0.468	0.463	0.773	0.759	0.448	0.410	0.479
モデル02	60%	4%	0.791	0.874	0.846	0.825	0.898	0.896	1.572	1.629	1.091	1.336	0.929
	60%	5%	0.836	0.894	0.861	0.835	0.929	0.901	1.577	1.711	1.189	1.425	0.957
	60%	8%	0.670	0.747	0.740	0.748	0.854	0.846	1.456	1.488	0.988	0.985	0.826
	50%	3%	0.658	0.737	0.735	0.743	0.851	0.865	1.516	1.575	1.048	1.071	0.832
	50%	4%	0.584	0.652	0.634	0.638	0.729	0.737	1.308	1.443	1.036	1.147	0.736
	50%	5%	0.545	0.611	0.594	0.598	0.680	0.691	1.194	1.185	0.743	0.727	0.663
	50%	6%	0.503	0.563	0.541	0.535	0.606	0.629	1.065	1.062	0.669	0.587	0.599
	50%	7%	0.468	0.515	0.487	0.474	0.542	0.563	0.957	0.969	0.622	0.558	0.543
モデル03	50%	5%	0.689	0.747	0.692	0.661	0.734	0.731	1.256	1.278	0.832	0.960	0.759
	50%	6%	0.578	0.606	0.549	0.515	0.583	0.590	0.982	0.976	0.609	0.609	0.601
	50%	7%	0.491	0.501	0.451	0.418	0.472	0.462	0.767	0.751	0.441	0.407	0.485
モデル04	70%	8%	0.821	0.976	0.999	0.997	1.048	0.896	1.509	1.571	1.095	1.425	1.019
	60%	4%	0.764	0.923	0.933	0.901	0.913	0.862	1.493	1.533	1.032	1.336	0.949
	60%	5%	0.863	0.963	0.958	0.901	0.929	0.862	1.509	1.622	1.119	1.430	0.987
	60%	8%	0.673	0.780	0.779	0.780	0.863	0.803	1.375	1.416	0.955	0.985	0.834
	50%	3%	0.659	0.784	0.794	0.805	0.919	0.923	1.636	1.772	1.251	1.382	0.902
	50%	4%	0.586	0.670	0.659	0.663	0.755	0.760	1.430	1.577	1.124	1.254	0.769
	50%	5%	0.553	0.631	0.616	0.618	0.690	0.670	1.130	1.204	0.833	0.850	0.679
	50%	6%	0.513	0.580	0.558	0.551	0.612	0.614	1.027	1.011	0.629	0.551	0.602
	50%	7%	0.477	0.533	0.502	0.485	0.542	0.553	0.932	0.941	0.599	0.538	0.547
	50%	8%	0.446	0.491	0.456	0.430	0.493	0.500	0.868	0.909	0.585	0.536	0.504

(2) 建物 D-2

1) 検討概要

方立壁の被害調査結果に近い損傷モードとなる立体フレームモデルの条件や入力地震動倍率について考察し、被害状況を観測波による時刻歴応答解析により再現することを目標とする。

方立壁の被害調査結果と観測波による時刻歴応答解析結果の方立壁のヒンジ図のせん断破壊を比較し、被害調査結果に近い立体フレームモデルの条件や入力地震動倍率を推定する。

また、建物 D-2 は建物 D-1 に比べ、共用廊下側 (Y2 通り) RC 造非耐力壁の損傷が激しかったことから 5 階部分 5 住戸及び 1 階部分 1 住戸を対象に OHP シートを部材表面に重ね、手書きで損傷状態を記録している。通常の方立壁であれば、曲げ破壊することが想定されるが、この例のように実際はせん断破壊していることから、方立壁が負担する軸力の大きさを検討する必要があると考えた。そこで、再現に近い時刻歴応答解析結果から共用廊下側桁行方向 5 階 X3-X4 間を対象として有限要素法解析を行い、方立壁に入っていたと思われる軸力比を推定する。加えて、方立壁の回転角 $R=1/400\text{rad}\sim 1/200\text{rad}$ で軸力比 30%程度となる時の層間変位を推定するとともに、損傷範囲、損傷度等について被害調査結果と比較する。なお、有限要素法解析のモデルは板要素で構築し、境界条件の影響を受けにくくするため、5 階 X3-X4 間を中心とした 3 層 3 スパン分の柱・梁・非耐力壁についてモデル化を行う。

2) 検討モデル及び検討ケース

立体フレームモデルの部材、スパン、階高は既存図を元に作成し、荷重及び材料は地震被害調査後に入手した既存構造計算書を基に作成した。ただし、屋上部分の積載荷重は 0 N/m^2 とし、コンクリートの圧縮強度は設計基準強度を使用せず、地震被害調査後に入手した耐震診断等結果報告書内の推定圧縮強度を参照した。

方立壁は柱として入力し、方立壁下の支点は解除し、杭位置のみにピン支点を設けるモデルとした。以下、このモデルを「袖壁方立モデル」と呼ぶ。

上記の条件は変えないものとして、その他、解析結果に影響するパラメータとして、剛域長さ（剛域低減の有無）、減衰に着目して検討ケースを設定する。

一般的に設計における減衰は安全側に考えるため、瞬間剛性比例型とした減衰定数 $2\sim 5\%$ 程度に設定されることが多いが、2011年東北地方太平洋沖地震の観測波を元にした研究では、RC造5階建ての壁式構造の減衰定数は $6.5\% \sim 12.7\%$ [6-12]、ひび割れ等の損傷を受けた建物では減衰定数 5% 以上となるものもあった [6-8] と報告されている。よって、ここでは減衰定数を 10% として検証を行った。

また、被害調査結果では柱・梁に顕著なひび割れが確認されなかったが、解析結果では最大応答時にヒンジが生じる結果となった。実現象とかけ離れている立体フレームモデルでの再現解析は現実的でないと判断し、柱・梁に顕著なひび割れが確認されなかったことから初期剛性比例型を用いた場合等を対象として表 6.4.14 のように Case 1～Case 3 を設定する。

入力する地震動は建物 D-1 と同様に JMA 熊本西区春日 [6-6] で観測された地震波とし、建物桁行方向に対し、NS 波を入力する。

表 6.4.14 検討ケース

パラメータ	Case 1	Case 2	Case 3
剛域低減	考慮	考慮	非考慮
内部減衰	瞬間剛性比例型	初期剛性比例型	初期剛性比例型
減衰定数	10%	10%	変動
地震動倍率	変動	変動	100%

3) 入力地震動倍率の推定方法

方立壁の被害調査結果で方立壁がせん断破壊していると判断した箇所と袖壁方立モデルに対し、観測波による時刻歴応答解析を行った結果の方立壁のヒンジ図のせん断破壊を比較し、被害調査結果に近い入力地震動倍率を推定する。

ここでは、被害調査結果に近いかどうかの判断方法は簡便かつ、定量的に行うため、下記のような方法をとる。

被害調査結果で方立壁がせん断破壊していると判断した方立壁の各通りにおける範囲を100とし、方立壁のヒンジ図(せん断破壊)がそれよりも1層分少ない場合は-10, 2層分少ない分は-20, 逆に1層分多い場合は+10, 2層分多い場合は+20という形式で通りごとに100に対する点数をつける。各通りに点数をつけた後に、相加平均をとり、100に最も近いヒンジ図(せん断破壊)となる入力地震動倍率を再現解析の解とする。

4) 解析方法及び解析モデル

- ・使用する構造計算プログラムは、(株)構造システムの「BUS-6 Ver.1.0.8.2」「SNAP Ver.7」とする。
- ・荷重分布は $A_i \cdot \sum w_i$ に基づく分布とする。
- ・梁の曲げ剛性，せん断剛性には，RC 規準による有効幅内のスラブを考慮する。腰壁・垂壁・スラブ付き梁の場合は断面に応じて鉄筋を考慮する。また，SRC 部分については上記に加えて内蔵鉄骨を考慮する。
- ・梁の曲げ耐力，せん断耐力には，片側につき 1m の範囲のスラブを考慮する。
- ・剛床仮定とする。
- ・袖壁付柱は，1 本の柱部材としてモデル化し，鉄筋及び内蔵鉄骨を考慮する。
- ・危険断面位置は，フェイス位置とする。
- ・剛域端は，フェイス位置から D/4 だけ内側に入った位置とする。
- ・D は，柱せいまたは梁せいとする。袖壁は考慮しない。
- ・曲げバネは，危険断面位置に設ける。
- ・剛性算定用の部材長さは，剛域端間距離とする
- ・応答解析は立体フレーム弾塑性解析を行う。柱・梁は曲げ，せん断共に単軸バネモデル（柱・梁：曲げ 剛性低減型 H(CP3)，柱・梁：せん断 原点指向型(OO3)，柱：軸ばね 軸変形逆行型(AE1)，梁：軸ばね 弾性(EL1)）で評価する。各部材において使用するばねモデルを表 6.4.15，部材のばねモデル化詳細図を図 6.4.1.50 に示す。また，各ばねモデルにおける復元力情報を図 6.4.51～図 6.4.53 に示す。

表 6.4.15 使用ばねモデル

柱/壁	曲げばね	9：剛性低減型H(CP3)
	せん断ばね	12：原点指向型(OO3)
	軸ばね	22：軸変形逆行型(AE1)
梁	曲げばね	9：剛性低減型H(CP3)
	せん断ばね	12：原点指向型(OO3)
	軸ばね	0：弾性(EL1)



図 6.4.50 部材のばねモデル化

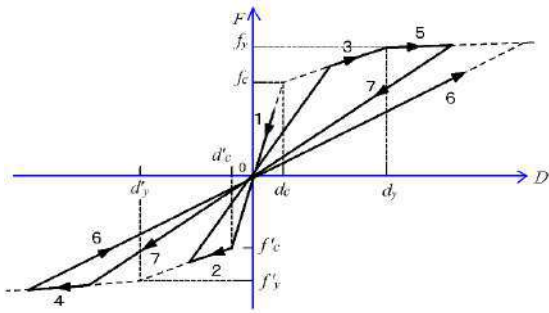


図 6.4.51 原点指向型 (003)

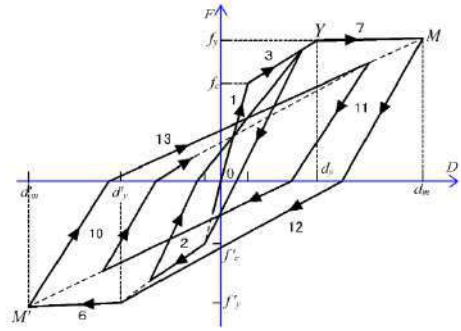


図 6.4.52 剛性低減型 H (CP3)

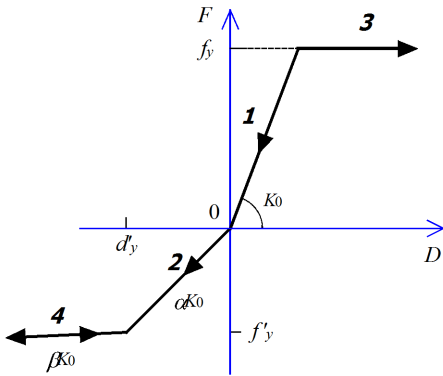


図 6.4.53 軸変形逆行型 (AE1)

線材置換モデル図を図 6.4.54 に示す。

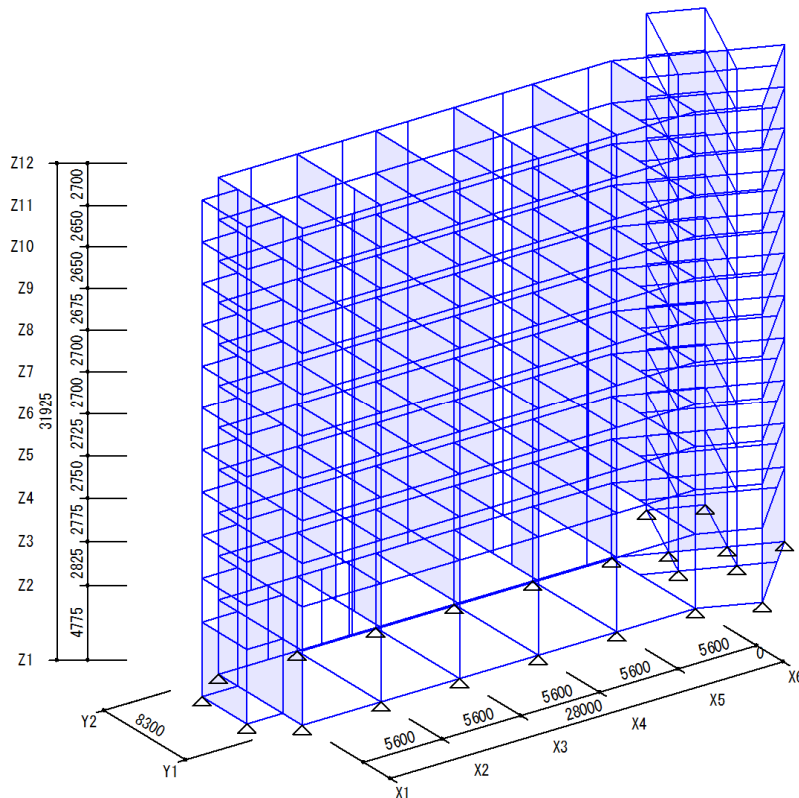


図 6.4.54 線材置換モデル

5) 固有値解析結果

建物のX方向1次固有周期は、0.43(s)であった。微動記録における固有周期が0.59(s) (表6.3.3参照)であったことから、建物D-1と同様に地震による壁の損傷から大幅に固有周期が伸びたと考察される。加えて、建物の1次固有周期をNS方向地震波の変位応答スペクトルと比較したものを図6.4.55、加速度応答スペクトルと比較したものを図6.4.56に示す。

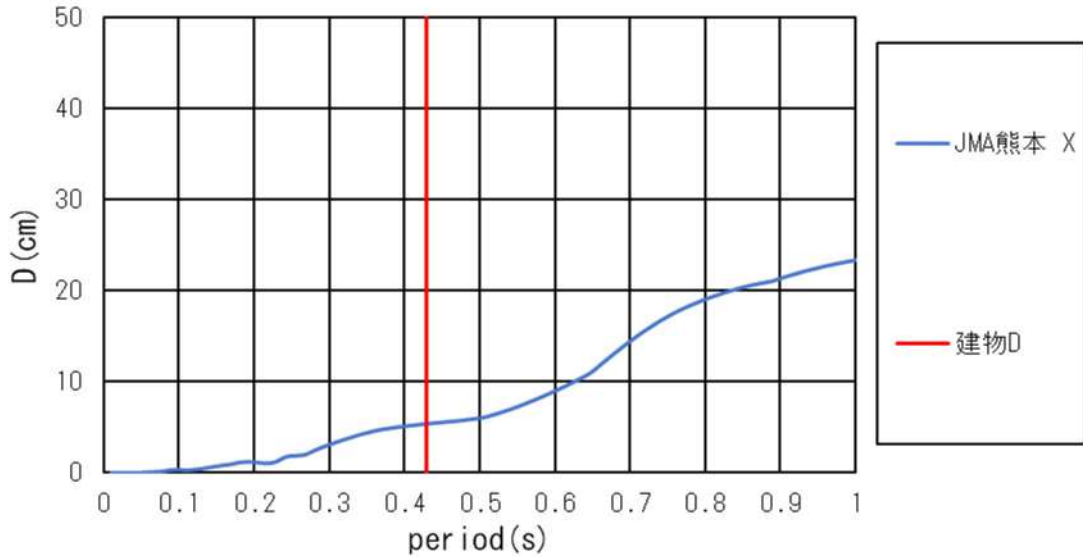


図 6.4.55 変位応答スペクトル比較

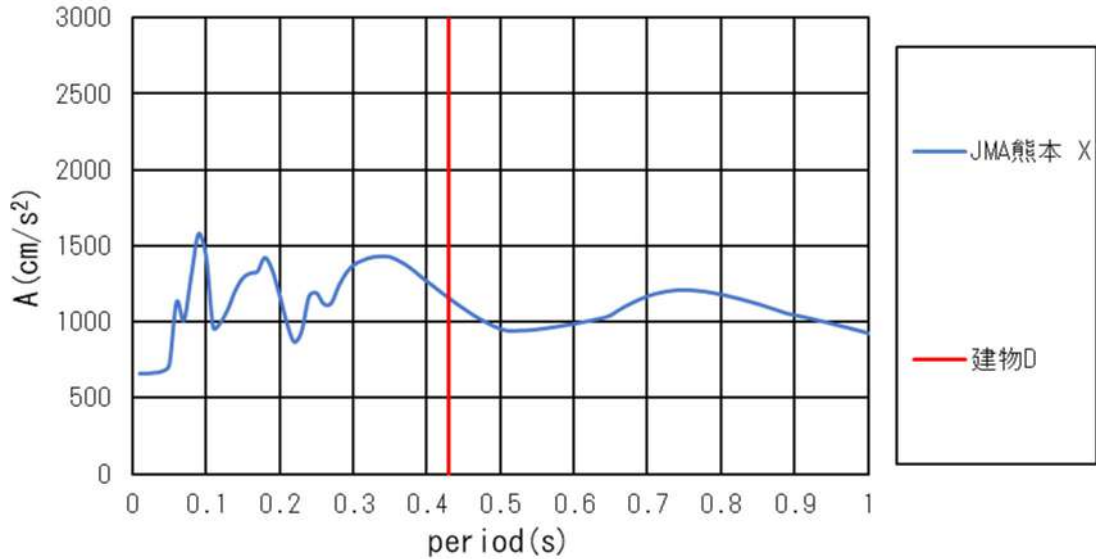
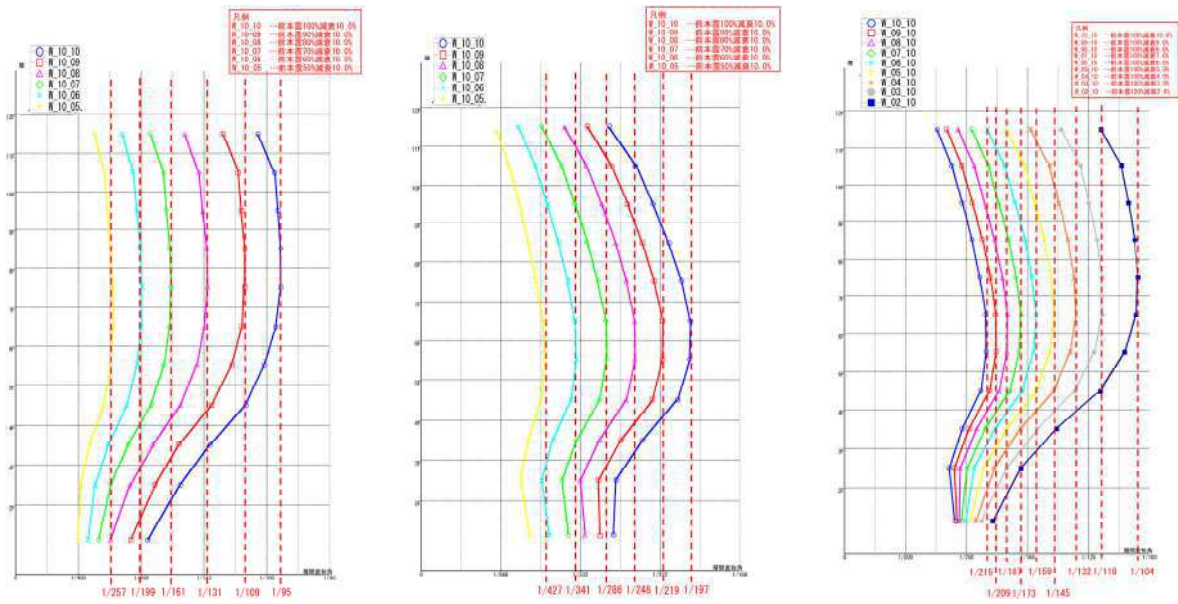


図 6.4.56 加速度応答スペクトル比較

6) 時刻歴応答解析結果

図 6. 4. 57 に Case 1~Case 3 における最大層間変形分布を示す。なおここで層間変形分布とは、ある層が最大の層間変形角に達した時点の結果である。



(a) Case 1

(b) Case 2

(c) Case 3

図 6. 4. 57 最大層間変形角分布

次に、図 6.4.58～図 6.4.60 に建物 D-2 Case 1～3 のヒンジ図を示す。赤○は曲げ破壊を示し、赤△はせん断破壊を示す。図中赤枠で方立壁の被害があった箇所を示し、せん断破壊状況と比較する。

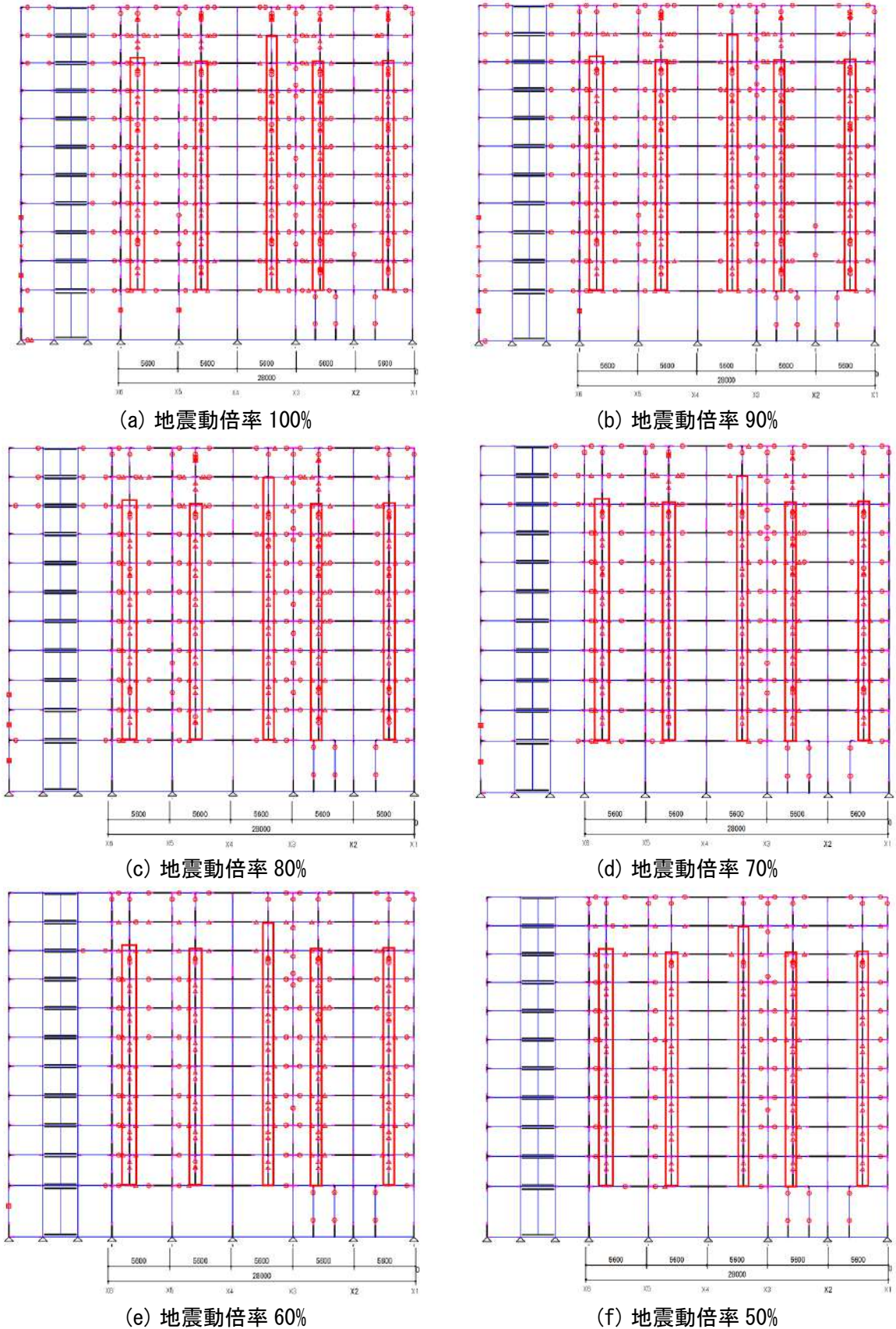
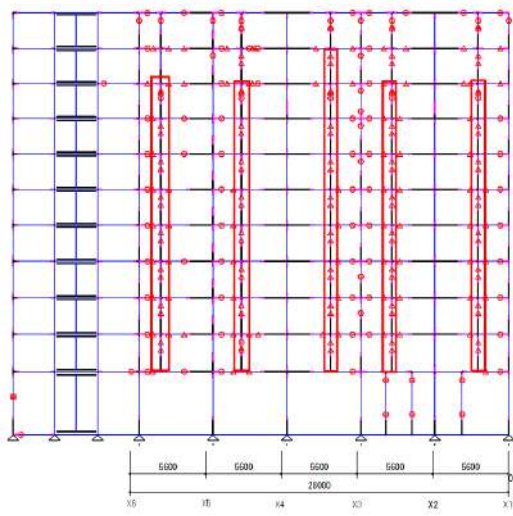
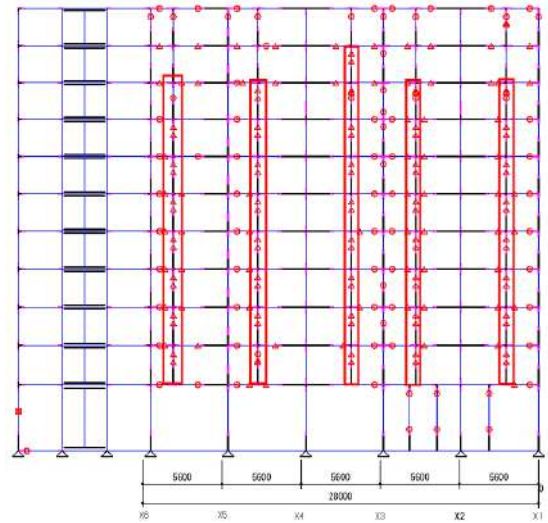


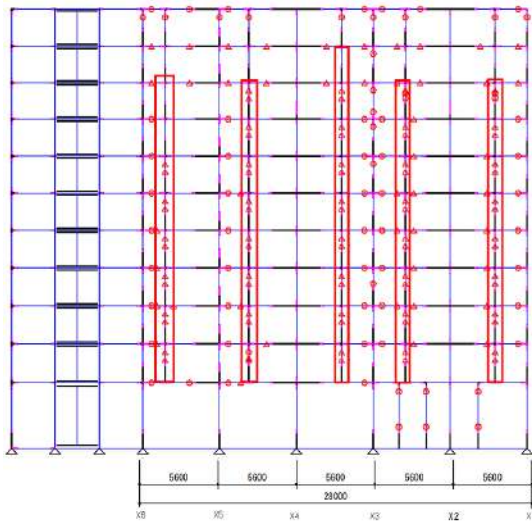
図 6.4.58 Case 1 ヒンジ図



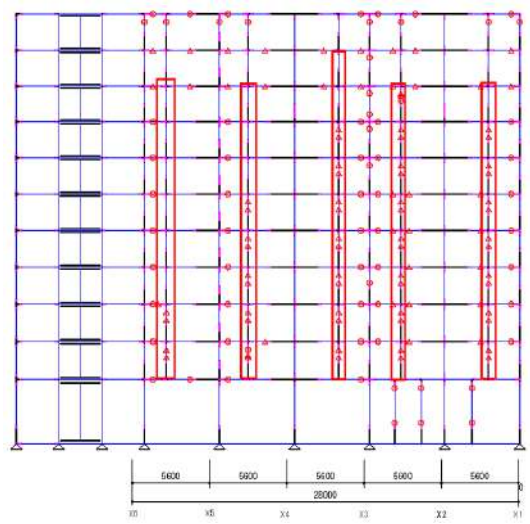
(a) 地震動倍率 100%



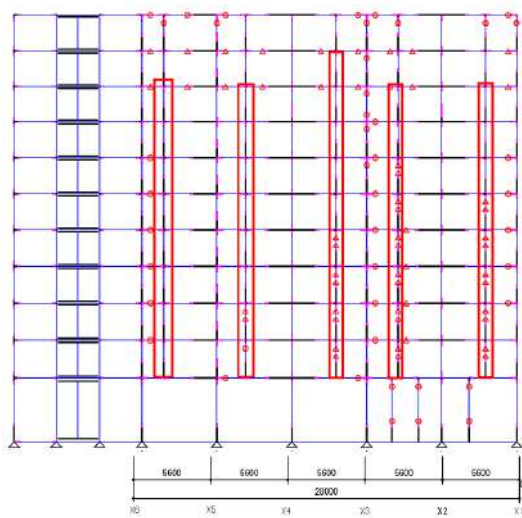
(b) 地震動倍率 90%



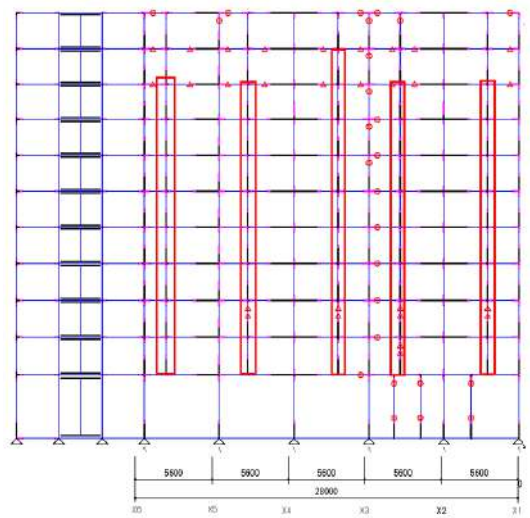
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%



(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

図 6.4.59 Case 2 ヒンジ図

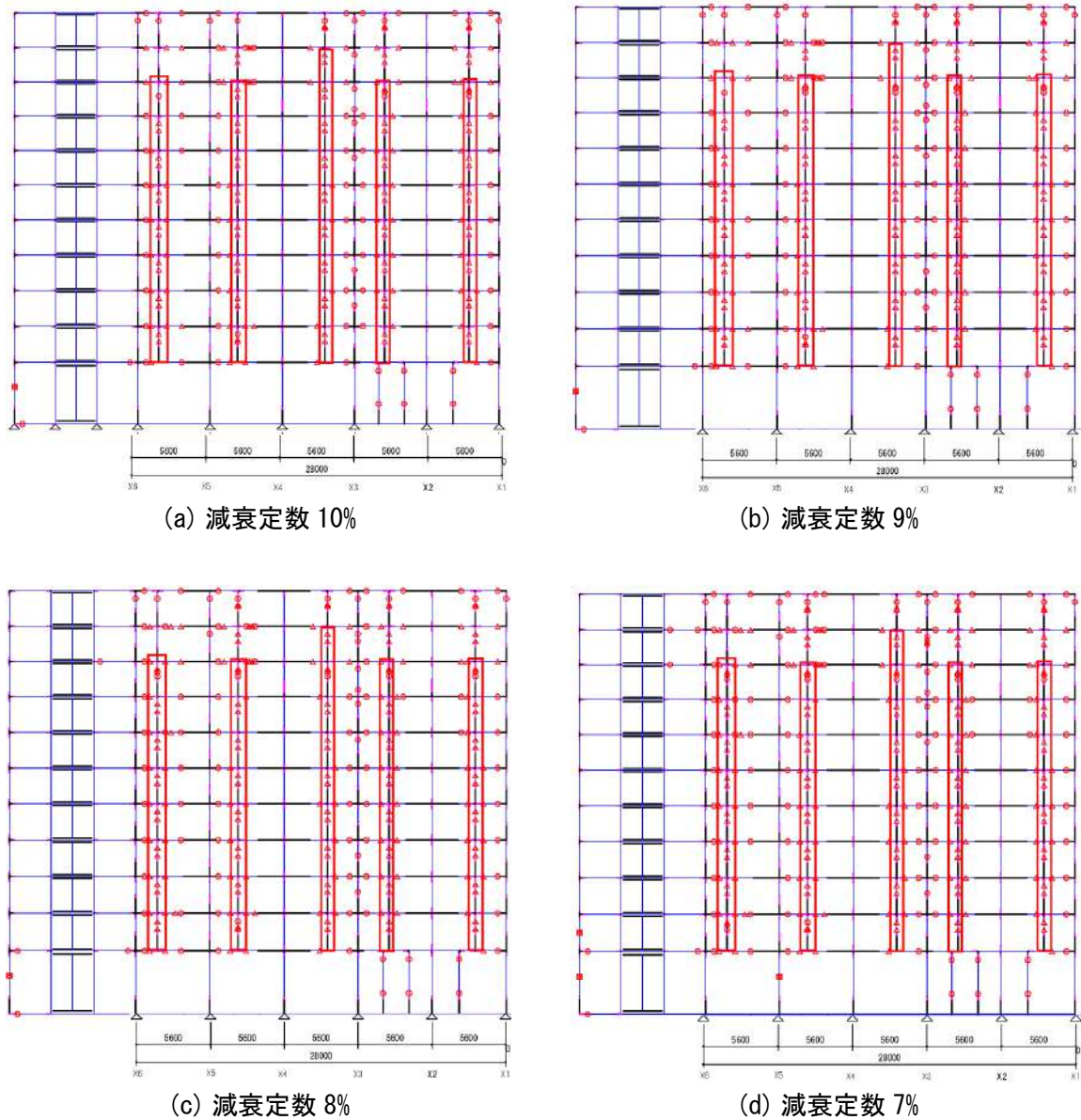


図 6.4.60 Case 3 ヒンジ図

表 6.4.16 に各 Case において被害調査結果の再現性が最も高くなる地震動倍率及び減数定数の組み合わせについての一覧表を示す。

- ・ Case1：剛域低減を考慮した袖壁方立モデルにおいて、減衰を「瞬間剛性比例型」の $h=10.0\%$ とした場合、実被害に近い地震動倍率は 70% 時のヒンジ図。
- ・ Case2：剛域低減を考慮した袖壁方立モデルにおいて、減衰を「初期剛性比例型」の $h=10.0\%$ とした場合、実被害に近い地震動倍率は 90%～80% 時のヒンジ図。
- ・ Case3：剛域低減を考慮しない袖壁方立モデルにおいて、地震動を 100% とし、減衰を「初期剛性比例型」とした場合、実被害に近い減衰は $h=9.0\sim 8.0\%$ 時のヒンジ図。

表 6.4.16 再現解析結果一覧表

パラメータ	Case 1	Case 2	Case 3
剛域低減	考慮	考慮	非考慮
内部減衰	瞬間剛性比例型	初期剛性比例型	初期剛性比例型
減衰定数	10%	10%	9.0~8.0%
地震動倍率	70%	90%~80%	100%

7) 非耐力壁の損傷検証

ここでは、複数開口を有する非耐力壁の損傷分布の検証として、複数開口を含む非耐力壁をモデル化した FEM 解析を行うことにより非耐力壁の損傷時の応力分布を確認する。

図 6.4.61 に対象となる非耐力壁及び開口寸法を示す。解析対象は 5 階, Y2 通り, X3-4 間とする。

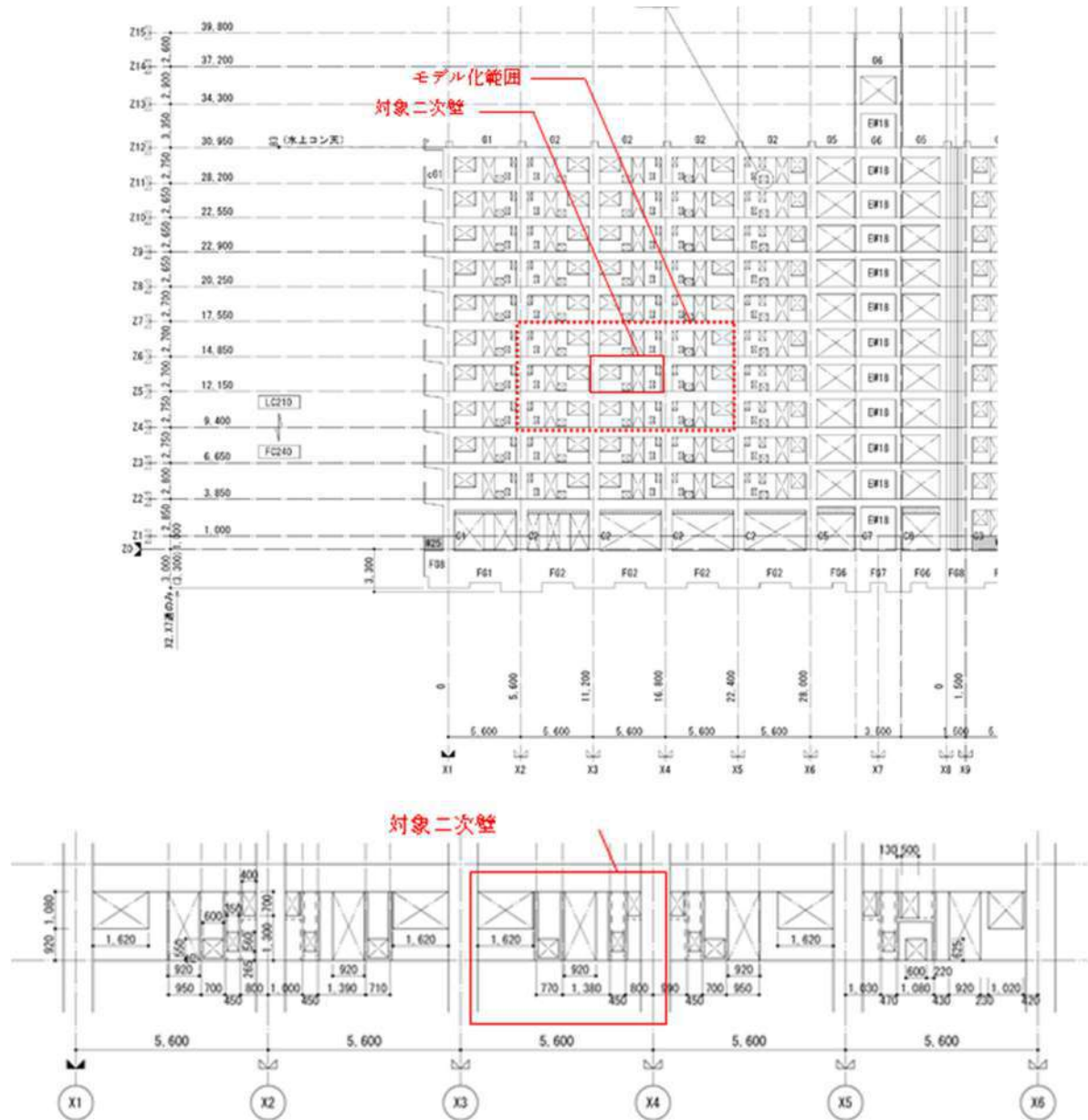


図 6.4.61 対象となる非耐力壁の開口寸法

既往の文献より、柱無し壁を有する RC 連層架構の繰り返し水平載荷試験を行っており、せん断降伏を生じた柱無し壁の最大負担軸力は軸力比で 0.28~0.26 程度である。フレームの弾塑性解析の結果より方立壁はせん断破壊を生じていることから、方立壁の軸力比が 0.2 程度であると考える。FEM 解析は弾性解析のため、変形量を直接は計算できないが最大層間変形を生じた時点の軸力比から軸力比 0.2 となる変形量の推定を行う。

(a) 解析方法および解析モデル

解析モデルを図 6.4.62 に示す。また、解析条件は下記の通りである。

- ・立体フレームモデルの時刻歴応答解析結果より被害状況に応答結果が近い入力地震動 80%、瞬間剛性比例減衰 10%のモデルの強制変形を入力する。
- ・解析モデルに入力する強制変形は時刻歴応答解析の結果から、6 階が最大層間変形を生じた時刻の Z5、Z6、Z7 の層間変形量を入力する。
- ・FEM 解析は弾性解析としているため、値には着目せず応力分布の傾向に着目する。
- ・解析は Midas Gen(Ver.855)を用いた有限要素法解析を行う。
- ・柱、梁及び壁共に板要素としてモデル化する。
- ・柱、梁の鉄骨の剛性の影響は小さいとし、コンクリートの剛性を評価する。鉄筋の剛性はその影響度が小さいと判断し、モデル化には考慮しない。
- ・非耐力壁のメッシュはほぼ整形となるように約 100mm 角でモデル化を行う。柱及び梁も壁との応力不均衡をなくすため同様 100mm 角でモデル化を行う。
- ・境界条件の影響を小さくするために検討対象フレームの周囲のフレームについてもモデル化を行う。
- ・柱の頂部には長期軸力を入力する。
- ・境界条件について柱頭は鉛直方向に自由とし、柱脚は拘束とする。各要素共面外の回転は拘束し、面内回転は自由とする。柱脚及び下層梁上層の層間変形を強制変形として入力するため、加力方向の変位も拘束する。

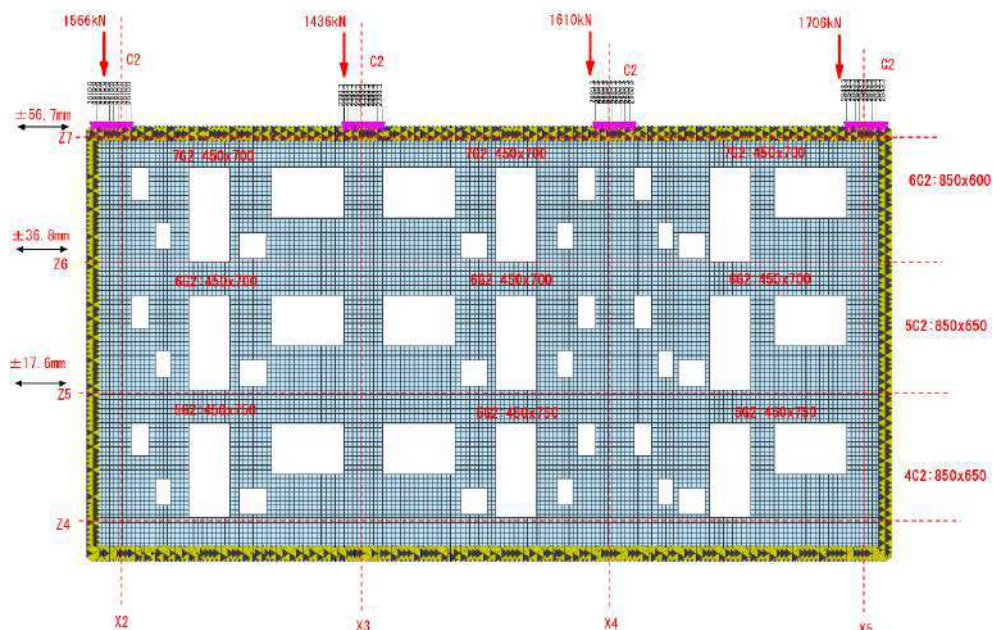


図 6.4.62 解析モデル

(b) 非耐力壁の損傷と有限要素法による解析結果

図 6.4.63～図 6.4.64 に正負加力時の鉛直応力の結果を示す。

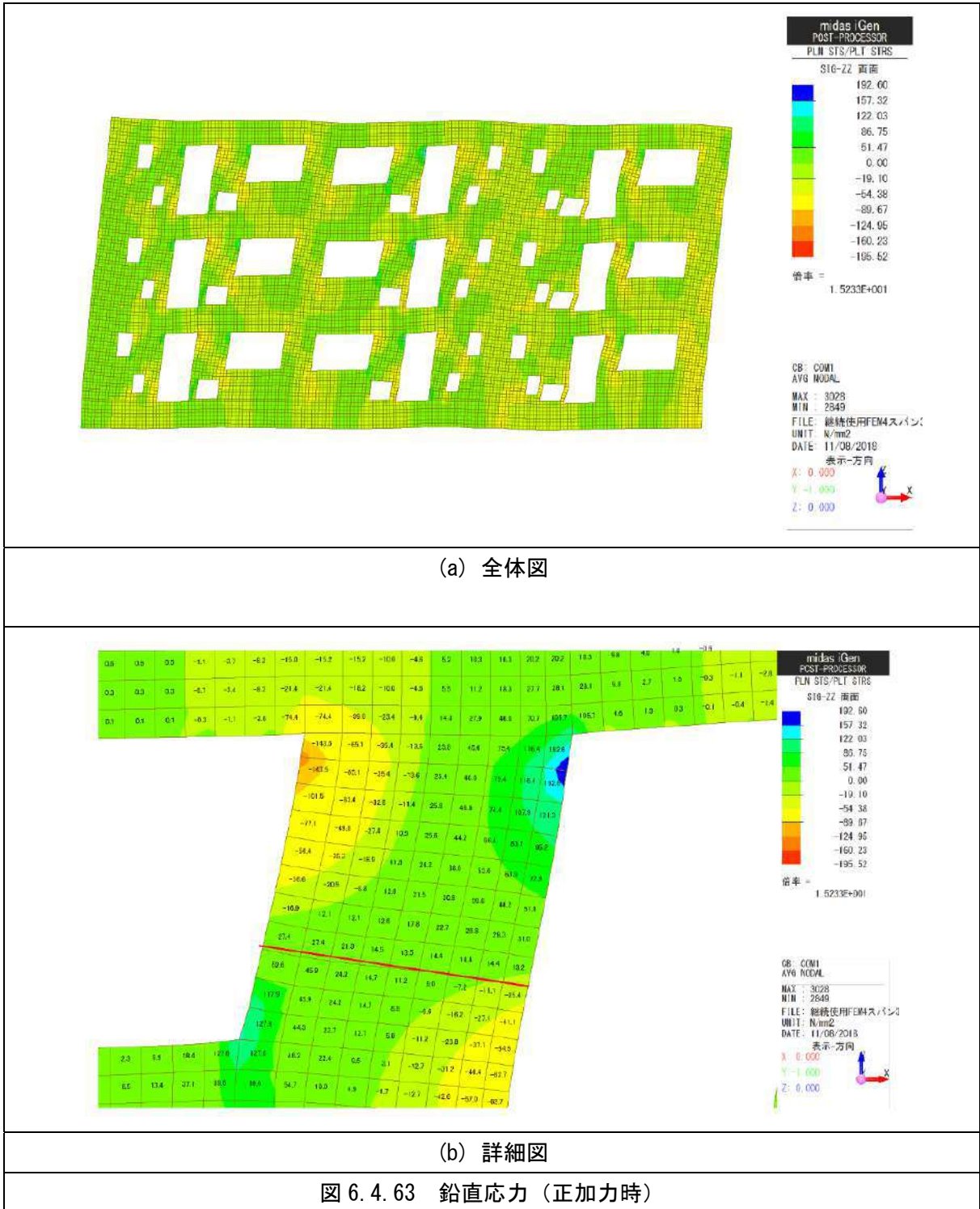
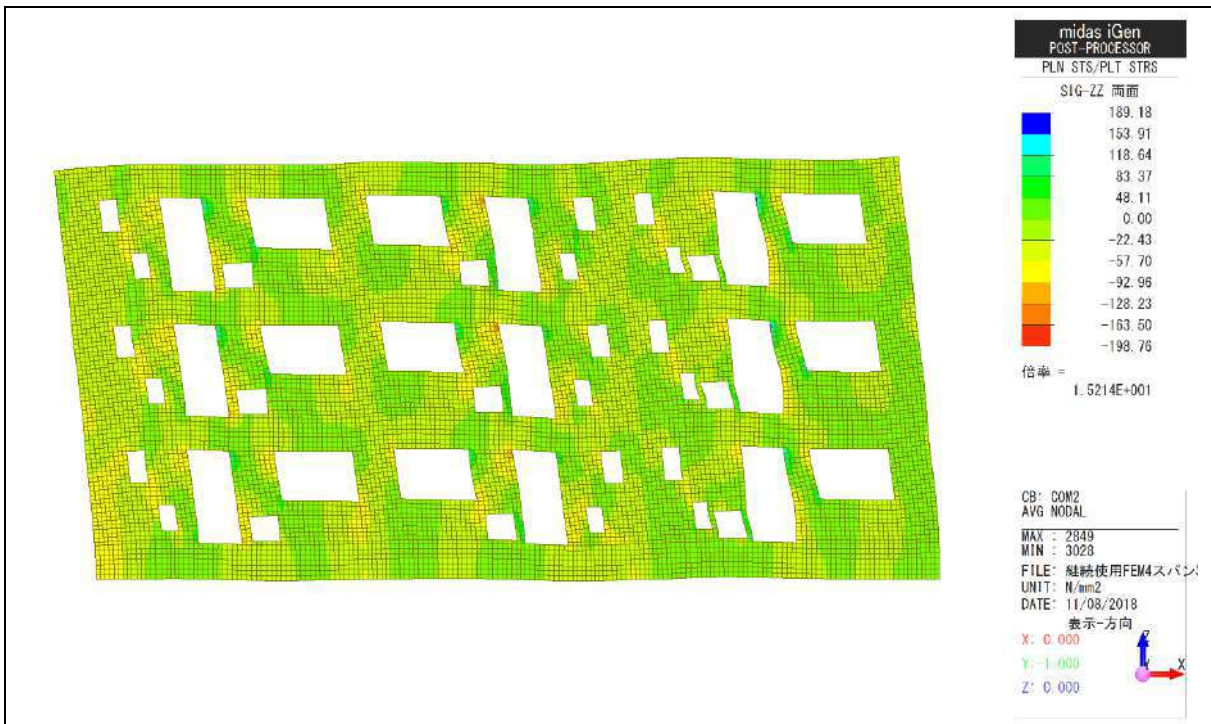
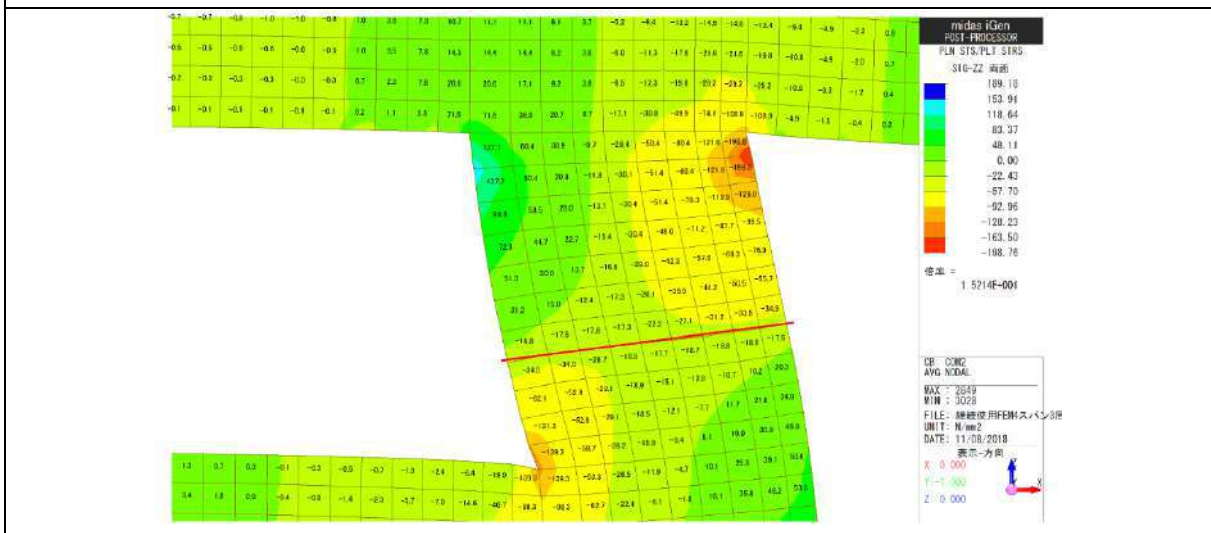


図 6.4.63 鉛直応力 (正加力時)



(a) 全体図



(b) 詳細図

図 6.4.64 鉛直応力（負加力時）

表 6.4.1.17 方立壁の負担軸力

負担応力 N/mm ²	壁厚 mm	方立幅 mm	負担軸力 N		
-16.8	120	130	-262080		
-17.6	120	100	-211200		
-17.6	120	100	-211200		
-17.3	120	100	-207600		
-22.2	120	100	-266400		
-27.1	120	100	-325200		
-31.2	120	100	-374400		
-33.5	120	85	-341700		
-34.9	120	85	-355980	軸力比	
合計			900	-2555760	1.49

表 6.4.1.18 軸力比

軸力比	Fc N/mm ²	壁厚 mm	方立幅 mm	軸力 N	強制変形(mm)		
					7F	6F	5F
0.2	15.87	120	900	342792	11.34	7.36	3.52
0.3	15.87	120	900	514188	-	-	-
1	15.87	120	900	1713960	56.7	36.8	17.6

図 6.4.63, 図 6.4.64 の鉛直方向の応力分布から、方立壁が負担している軸力に対してコンクリートの圧縮強度との軸力比を算定する。負担軸力の算出方法は各要素の鉛直応力 σ_c に方立壁厚と要素幅を乗じた値を、方立壁幅方向に累積して算出する。負担軸力を表 6.4.1.17 に、軸力比を表 6.4.1.18 に示す。応力度は要素の平均値を採用しているため、柱頭、柱脚にみられる応力集中の影響が少ない中立軸位置の応力を採用した。応答解析結果から方立壁はせん断破壊しているため、軸力比を 0.2 程度あると想定される。本解析は弾性解析であるため、弾塑性応答の変形量から軸力比に対する変形量を正確に算出することは難しいが、方立壁が負担する軸力と変形関係を線形として仮定し、軸力比が 0.2 となる変形量を推定すると入力変位は 7F で 11.34mm となり、元の入力に対して 13%程度である。

図 6. 4. 65 に既往実験^[6-11]の残留ひび割れ図を示す。また、図 6. 4. 66、図 6. 4. 67 に正負の最大主応力図のコンター図およびベクトル図を示す。残留ひび割れ図には非耐力壁にせん断ひび割れのラインを記載した。調査結果のひび割れ図と最大主応力図の応力状態を比較すると、ひび割れ図に沿って引張応力が生じていることがわかる。よってひび割れ図と応力図について高い相関性を示せた。

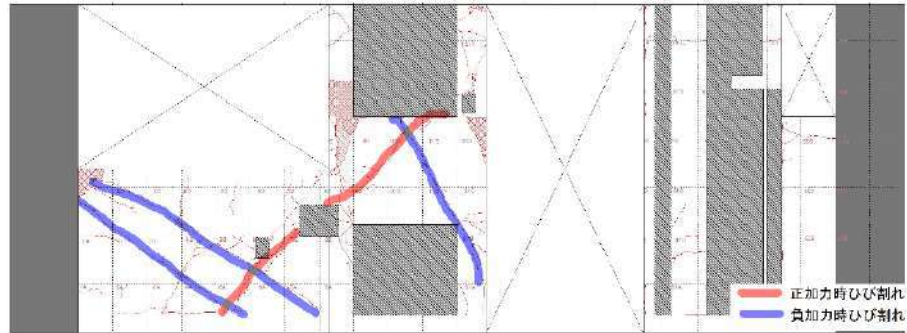
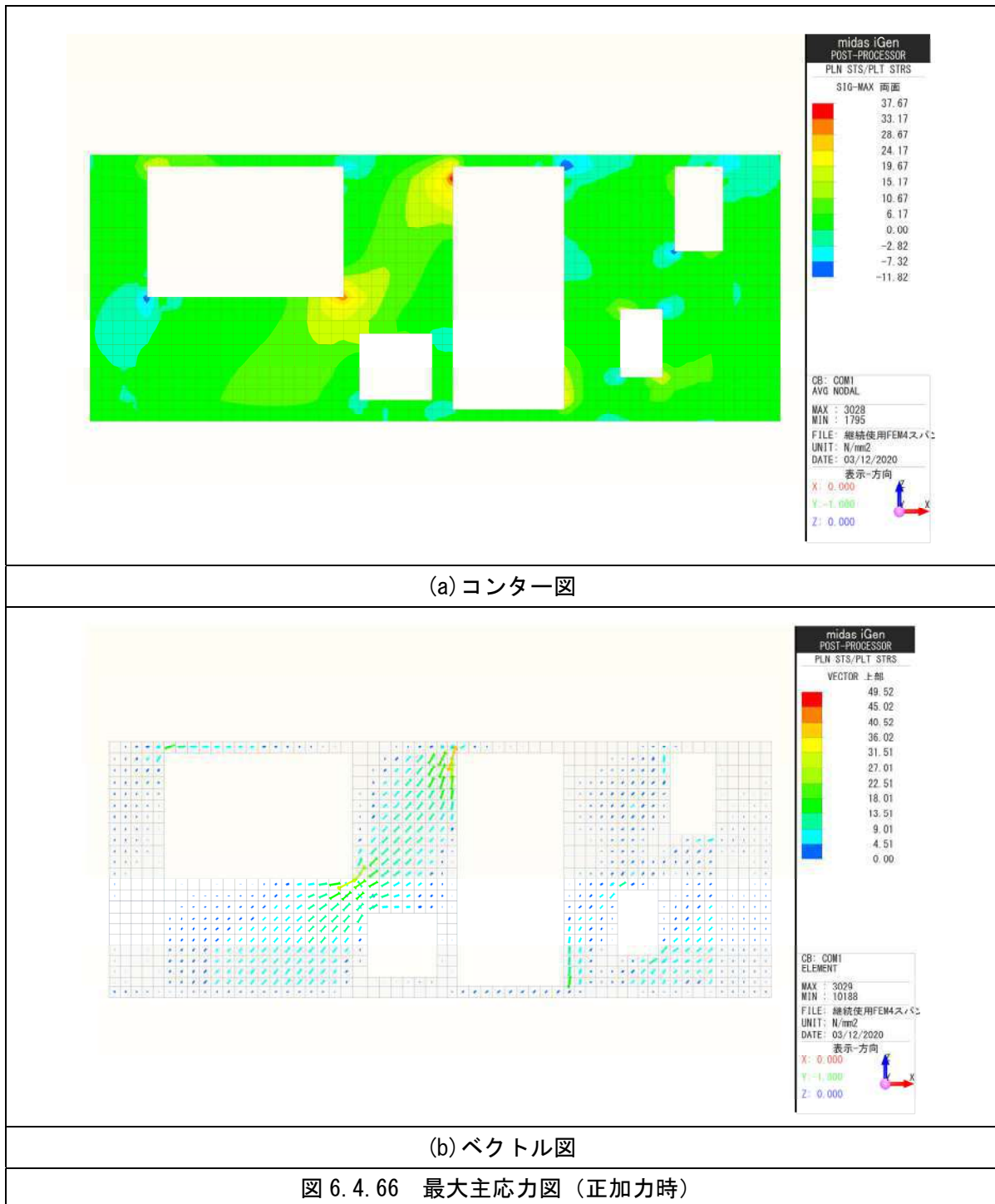
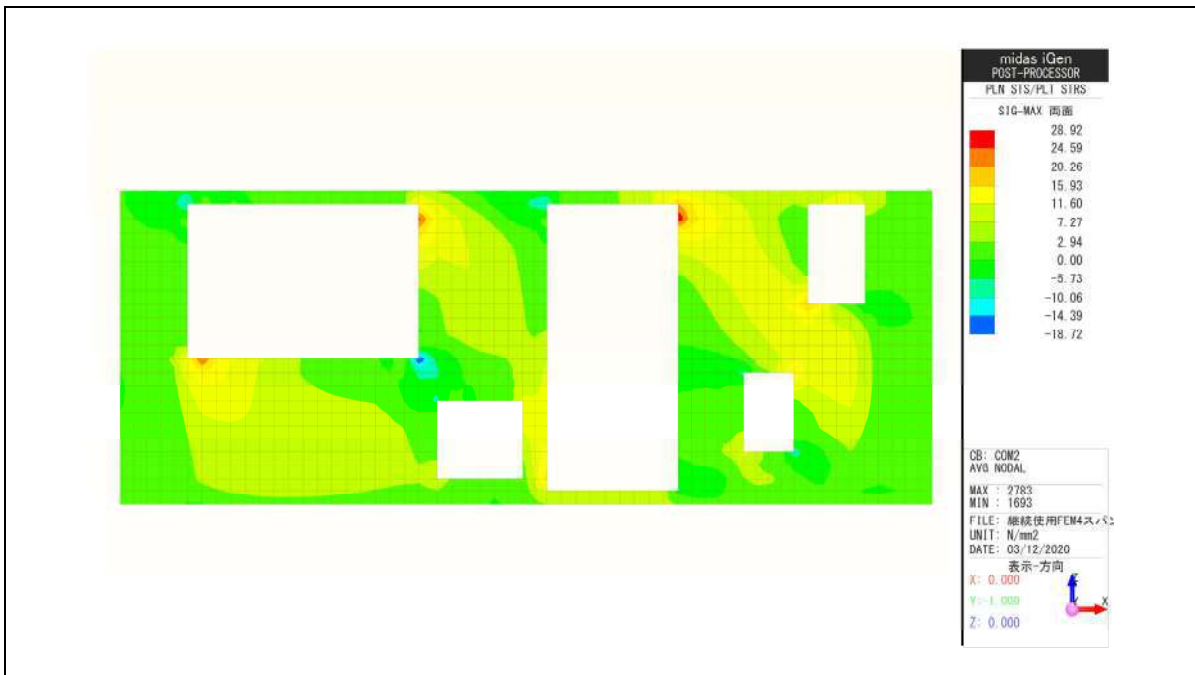
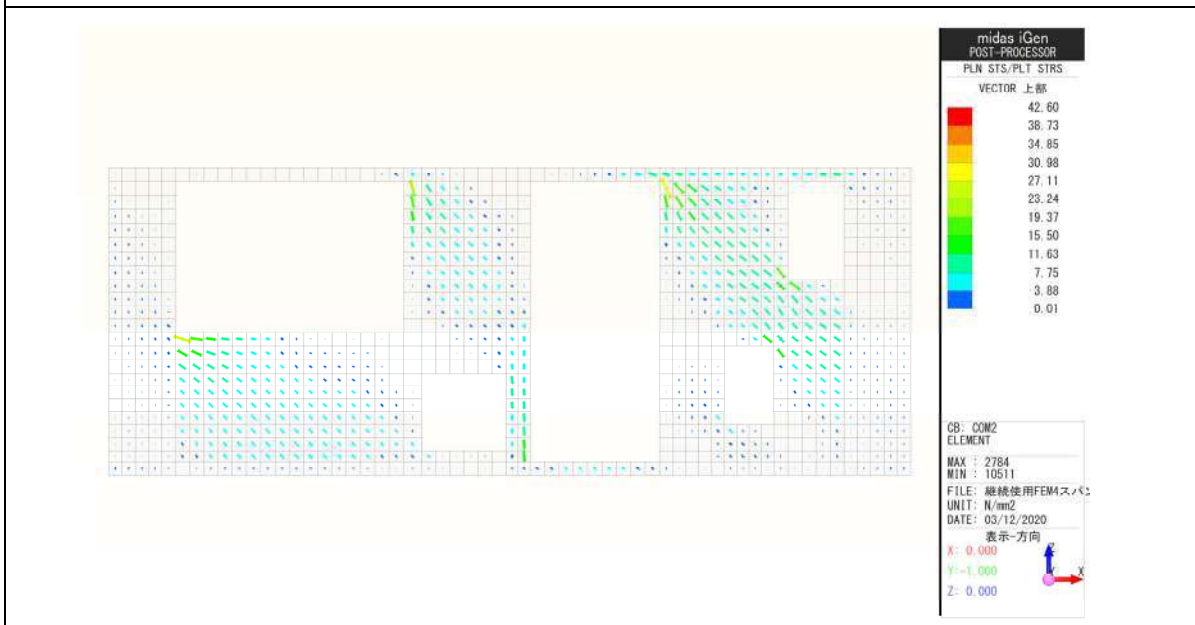


図 6. 4. 65 残留ひび割れ図





(a) コンター図



(b) ベクトル図

図 6.4.67 最大主応力図 (負加力時)

6.4.2 杭に関する分析

(1) 杭の損傷検証

1) 検証概要

(a) 耐震性能：現行の建築基準法・施行令に基づく設計（1次設計レベル）

(b) 杭設計用地震力：本建物は基礎梁部で建物D-1と建物D-2が一体となっており、剛床仮定として建物全体で検討を行う。杭の地震力は、2棟の総重量を全本数で分配して算定する。

	建物 D-1	建物 D-2
上部構造の地震力($C_0=0.20$)	$Q_1 = 8581(\text{kN})$	$Q_1 = 11822(\text{kN})$
1階部分の重量	$W1 = 7485(\text{kN})$	$W1 = 9219(\text{kN})$
基礎の重量	$Wf = 12442(\text{kN})$	$Wf = 18144(\text{kN})$
地下部設計震度	$K = 0.1$	
杭設計用地震力	$\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W1 + Wf) = 23317(\text{kN})$	
杭本数	$n=24(\text{本})$	$n=35(\text{本})$
杭1本当たり設計用地震力	$Q_p = \Sigma Q_p / n = 395(\text{kN}) (n=59)$	

2) 解析方法および解析モデルと杭の概要

(a) 地震時応力算定方法

- a) 現行法規に基づいた杭の1次設計を行う。
- b) 水平地盤ばねは、群杭係数を考慮した地盤の動的相互作用^[6・13]による Francis の地盤ばねを用い、地盤のひずみによる剛性低下を考慮した弾性モデルとする。
- c) 杭体は弾性支承梁とする。
- d) 境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- e) 基礎の根入れ効果は考慮しない。

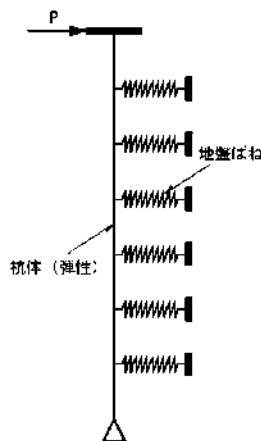
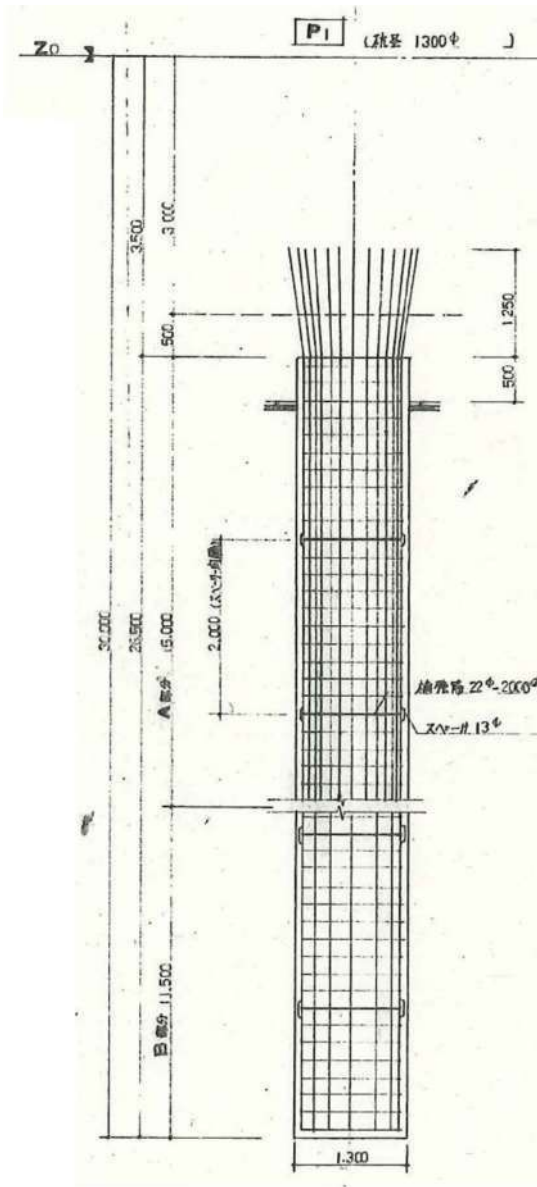


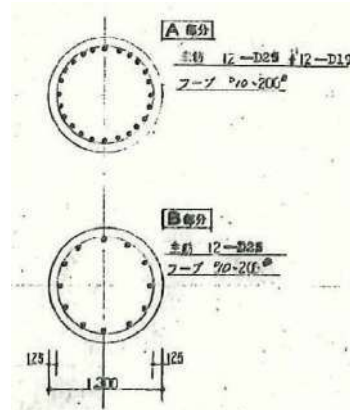
図 6.4.74 杭応力解析モデル図

(b) 杭の概要

- a) 場所打ちコンクリート杭
- b) 杭径 $\phi 1300\text{mm}$
- c) 杭長 $L=26.5\text{m}$
- d) コンクリート設計基準強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$
- e) 主筋 上杭 ($L=15\text{m}$) 12-D25+12-D19, 下杭 ($L=11.5\text{m}$) 12-D25
- f) フープ D10@200



(a) 杭軸組図



(b) 断面図

図 6.4.75 杭姿図

3) 杭の検証結果

下記に杭の検証結果を示す。

(a) 地震時応力算定結果

図 6.4.2.3 に地震時の杭の応力図を示す。

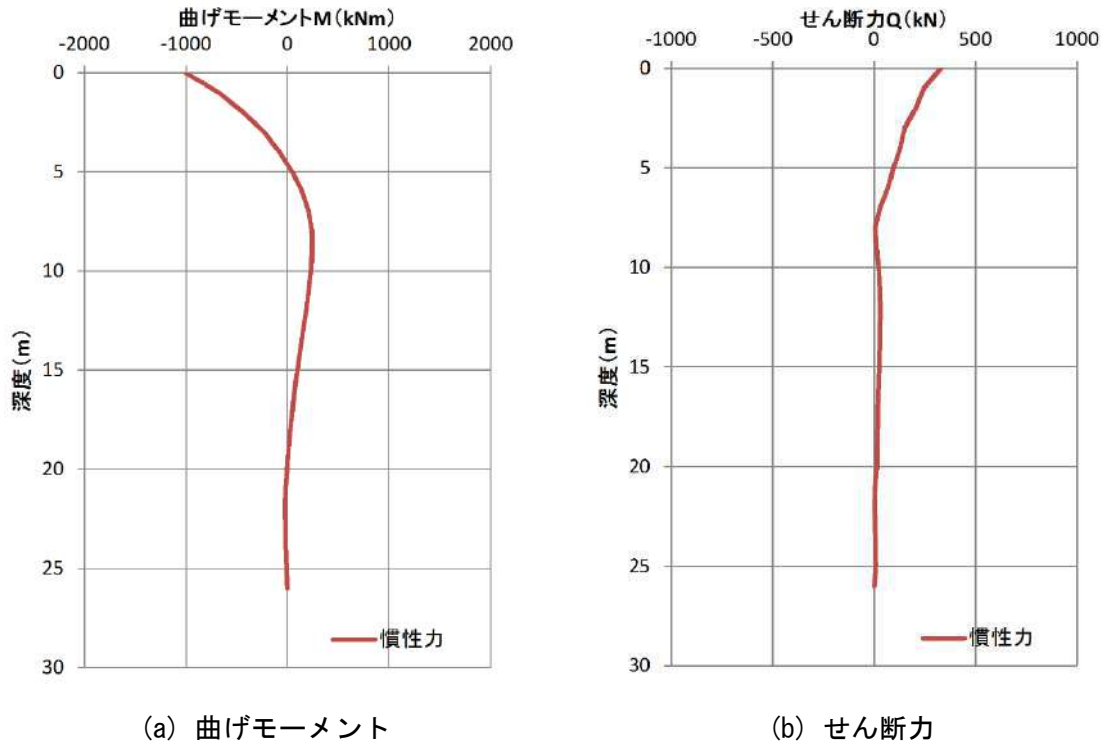


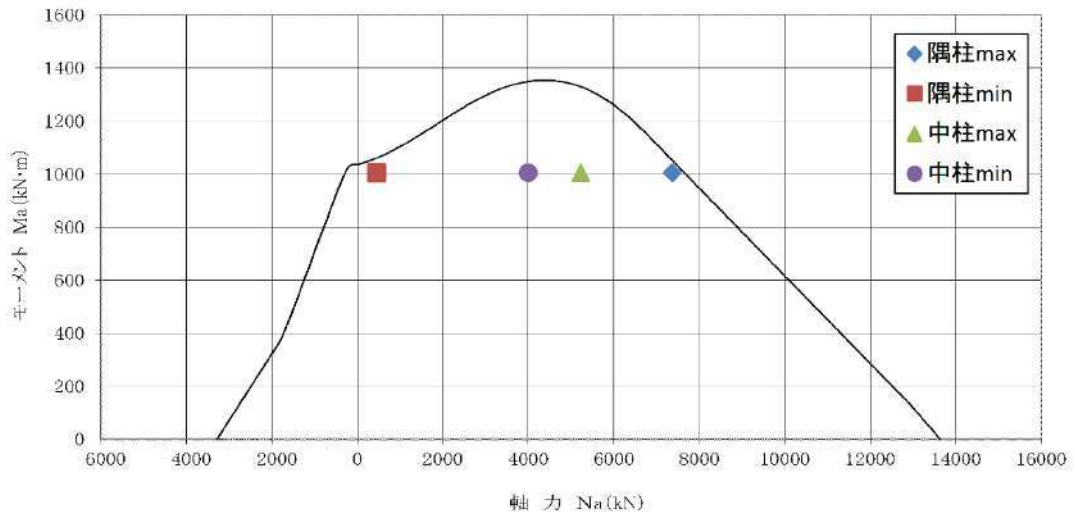
図 6.4.76 杭の応力図

(b) 杭断面算定

a) 軸力と曲げモーメントの検討

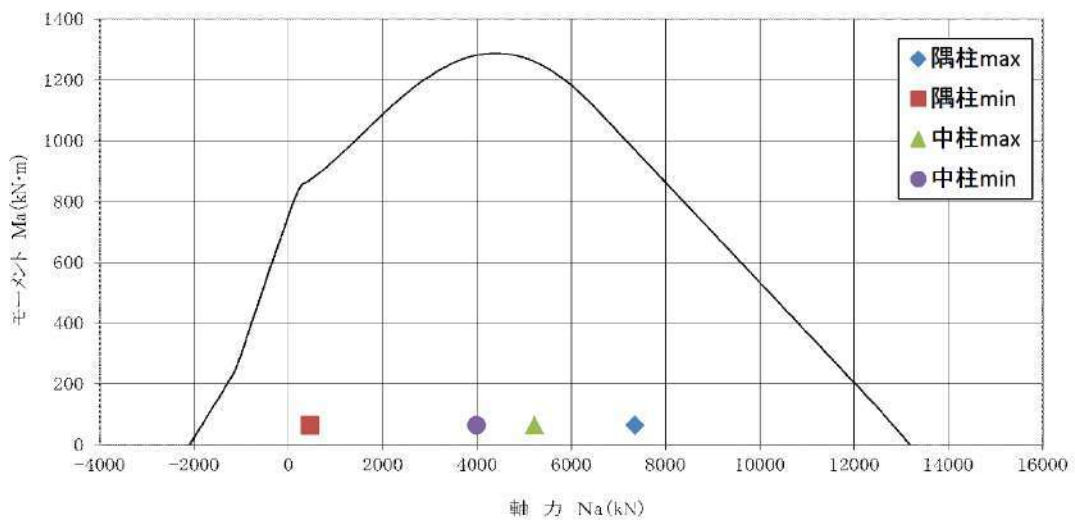
杭の短期曲げモーメントに対する断面算定は、M-N 曲線により確認する。杭の短期曲げモーメントは、隅柱と中柱のそれぞれに対して最大軸力・最小軸力により断面算定を行ったが、図 6.4.77 のように、すべて M-N 曲線以内であり、許容曲げモーメント以内となった。

許容状態 Ma-Na 曲線	断面直径: $\phi = 1300 \text{ mm}$	主筋 12-D25 + 12-D19 (SD345)
	配筋率: $P_g = 0.72 \%$	配筋径: 1004 mm
	材料強度(N/mm ²): $F_c = 21$	$F_{ca} = 9.33$ $r_f = 345$



(a) 上杭

許容状態 Ma-Na 曲線	断面直径: $\phi = 1300 \text{ mm}$	主筋 12-D25 (SD345)
	配筋率: $P_g = 0.46 \%$	配筋径: 1004 mm
	材料強度(N/mm ²): $F_c = 21$	$F_{ca} = 9.33$ $r_f = 345$



(b) 下杭

図 6.4.77 杭断面算定

b) せん断力に対する検討

設計せん断力の1.5倍の応力に対して短期許容応力度以下であることを確認する。

上杭 設計せん断力 $Q_d = 1.5 \times 395 = 593$ (kN)

せん断応力度 $\tau = 4/3 Q_d / A = 0.50$ N/mm² < $f_s = 1.05$ N/mm² OK

下杭 設計せん断力 $Q_d = 1.5 \times 22 = 33$ (kN)

せん断応力度 $\tau = 4/3 Q_d / A = 0.04$ N/mm² < $f_s = 1.05$ N/mm² OK

(2) 杭の耐震性能評価

1) 検証概要

上部構造からの慣性力と地盤を適切に考慮した解析法で求めた杭頭変位から、杭の損傷状況の推定を行う。

(a) 杭設計用地震力

本建物は基礎梁部で D-1 建物と D-2 建物が一体となっており、剛床仮定として建物全体で検討を行う。杭の地震力は、2 棟の総重量を全本数で分配して算定する。

上部構造の慣性力は前述の時刻歴応答解析結果による各棟のベースシア係数とし、基礎部の設計震度は 0.30 とした。

	建物 D-1	建物 D-2
上部構造の地震力(C ₀ =0.20)	Q ₁ = 17205(kN)	Q ₁ = 36943(kN)
	(C ₀ =0.40)	(C ₀ =0.63)
1 階部分の重量	W ₁ = 7485(kN)	W ₁ = 9219(kN)
基礎の重量	W _f = 12442 (kN)	W _f = 18144 (kN)
地下部設計震度	K = 0.30	
杭設計用地震力	$\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 68335 \text{ (kN)}$	
杭本数	n=24(本)	n=35 (本)
杭 1 本当たり設計用地震力	$Q_p = \Sigma Q_p / n = 395 \text{ (kN) (n=59)}$	

(b) 地盤変位

平 12 建告第 1461 号イに定められた解放工学的基盤における加速度応答スペクトルをもち、建設地表層地盤による増幅を適切に考慮して作成した地震波（以下、告示波）による地盤変位を杭の強制変位として応力を算定する。検証用は地盤の最大変位を示した八戸位相を採用する。

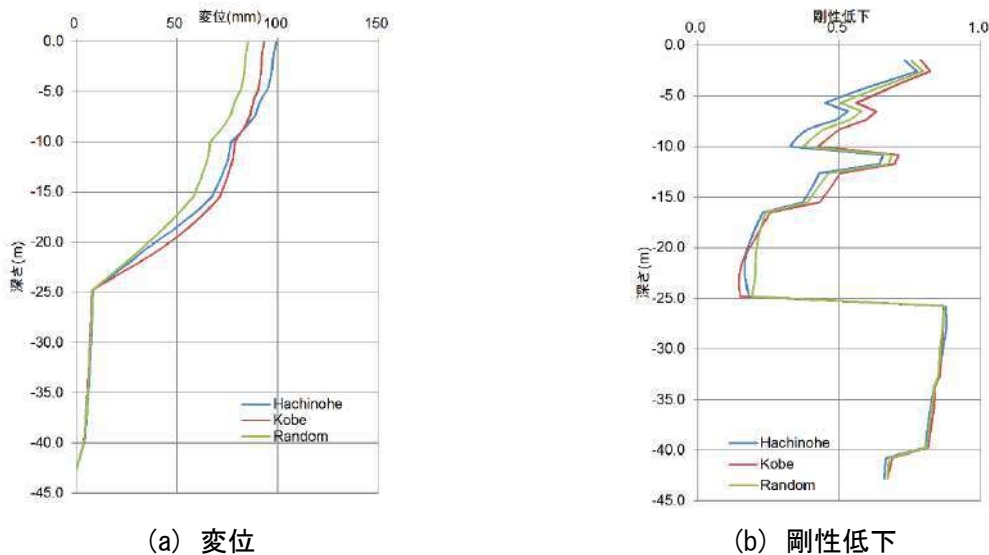


図 6.4.78 告示波による地盤の変位と剛性低下率

2) 解析方法および解析モデルと杭の概要

(a) 地震時応力算定方法

- a) 建物慣性力は杭頭部に加力した弾性解析を行う。
- b) 地盤変位は地震動に応じた地盤変形分布による弾性解析を行う。
- c) 設計用応力は建物慣性力による応力と地震動に応じた地盤変形を考慮した応力，絶対値和による組合せとする。
- d) 水平地盤ばねは，群杭係数を考慮した地盤の動的相互作用 η による Francis の地盤ばねを用い，地盤のひずみによる剛性低下を考慮した弾性モデルとする。
- e) 杭体は弾性支承梁とする。
- f) 境界条件は，杭頭は固定，杭先端はピン支持とする。
- g) 基礎の根入れ効果は考慮しない。

表 6.4.22 Francis の評価式による水平方向の地盤ばね

深度 m	層厚 m	区分	杭径 m	ρ t/m ³	V_s m/s	ν	G/G_0	E_s kN/m ²	E_p kN/m ²	I_p m ⁴	$ks1$ kN/m ²	$\beta^{4/3}$	K_i kN/m	K_i kN/mm	▽杭先端
1.00	1.00	C	1.300	1.80	156	0.500	0.243	31987	21102535	0.140	41495	0.300	12449	12.45	
2.00	1.00	C	1.300	1.80	117	0.500	0.534	39442	21102535	0.140	52067	0.300	15620	15.62	
3.00	1.00	S	1.300	1.80	136	0.500	0.226	22617	21102535	0.140	28505	0.300	8551	8.55	
4.00	1.00	S	1.300	1.80	183	0.500	0.178	32179	21102535	0.140	41764	0.300	12529	12.53	
5.00	1.00	S	1.300	1.80	130	0.500	0.163	14892	21102535	0.140	18126	0.300	5438	5.44	
6.00	1.00	S	1.300	1.80	130	0.500	0.322	29348	21102535	0.140	37799	0.300	11340	11.34	
7.00	1.00	S	1.300	1.80	130	0.500	0.312	28454	21102535	0.140	36553	0.300	10966	10.97	
8.00	1.00	S	1.300	1.80	252	0.500	0.150	51386	21102535	0.140	69346	0.300	20804	20.80	
9.00	1.00	S	1.300	1.80	202	0.500	0.205	45098	21102535	0.140	60202	0.300	18061	18.06	
10.00	1.00	S	1.300	1.80	202	0.500	0.203	44644	21102535	0.140	59546	0.300	17864	17.86	
11.00	1.00	S	1.300	1.80	202	0.500	0.202	44410	21102535	0.140	59207	0.300	17762	17.76	
12.00	1.00	S	1.300	1.80	202	0.500	0.225	49685	21102535	0.140	66363	0.300	20059	20.06	
13.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.220	38835	21102535	0.140	51199	0.300	15360	15.36	
14.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.220	38863	21102535	0.140	51239	0.300	15372	15.37	
15.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.213	37731	21102535	0.140	49624	0.300	14887	14.89	
16.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.203	35963	21102535	0.140	47111	0.300	14133	14.13	
17.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.203	35902	21102535	0.140	47024	0.300	14107	14.11	
18.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.203	35898	21102535	0.140	47018	0.300	14105	14.11	
19.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.204	36158	21102535	0.140	47388	0.300	14216	14.22	
20.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.199	35264	21102535	0.140	46119	0.300	13836	13.84	
21.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.172	30432	21102535	0.140	39314	0.300	11794	11.79	
22.00	1.00	S	1.300	1.80	485	0.500	0.254	322031	21102535	0.140	506402	0.300	151921	151.92	
23.00	1.00	S	1.300	1.80	485	0.500	0.247	314339	21102535	0.140	493312	0.300	147984	147.99	
24.00	1.00	S	1.300	1.80	485	0.500	0.250	317775	21102535	0.140	499157	0.300	149747	149.75	
25.00	1.00	S	1.300	1.80	485	0.500	0.246	312713	21102535	0.140	490548	0.300	147164	147.16	
25.50	0.50	S	1.300	1.80	485	0.500	0.246	312713	21102535	0.140	490548	0.300	147164	147.16	▽杭先端

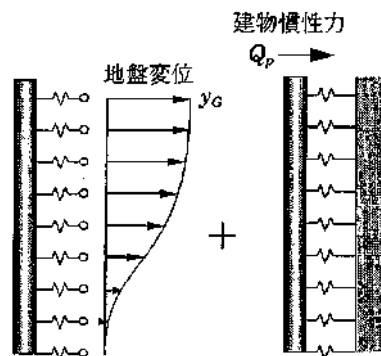
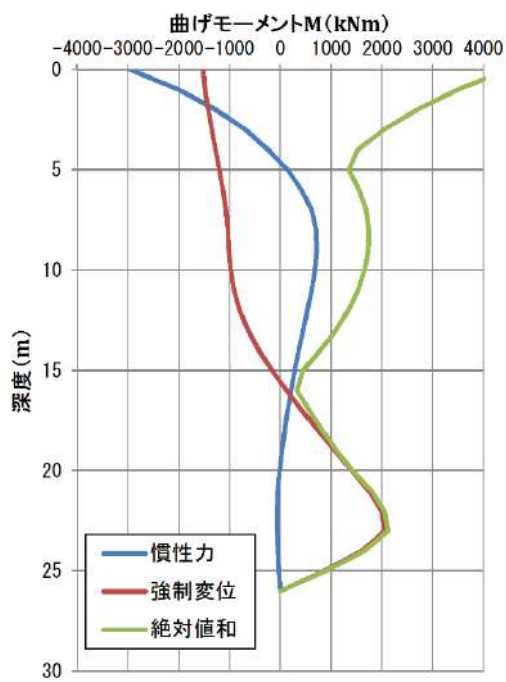


図 6.4.79 杭応力解析モデル概念図

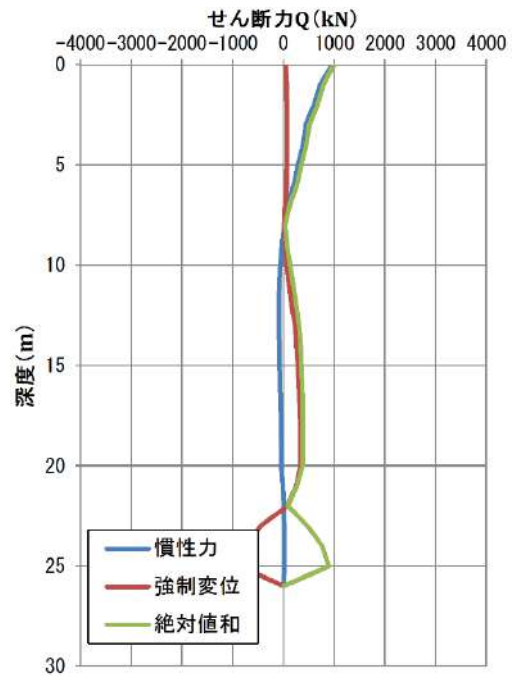
3) 杭の検証結果

下記に杭の検証結果を示す。

(a) 地震時応力算定結果



(a)



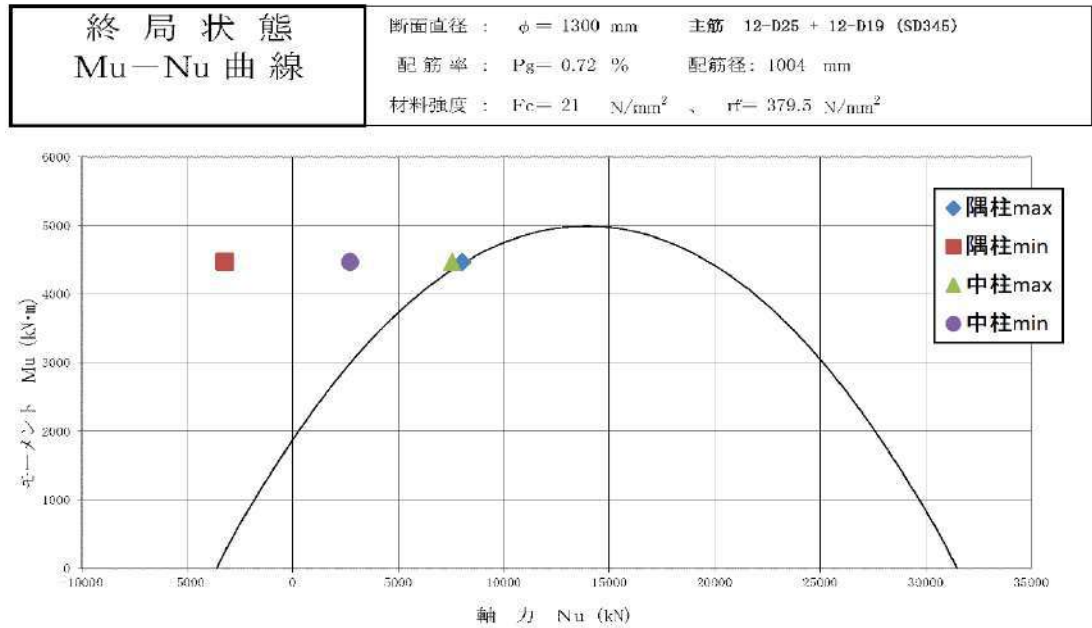
(b) 剛性低下

図 6.4.80 杭の応力図

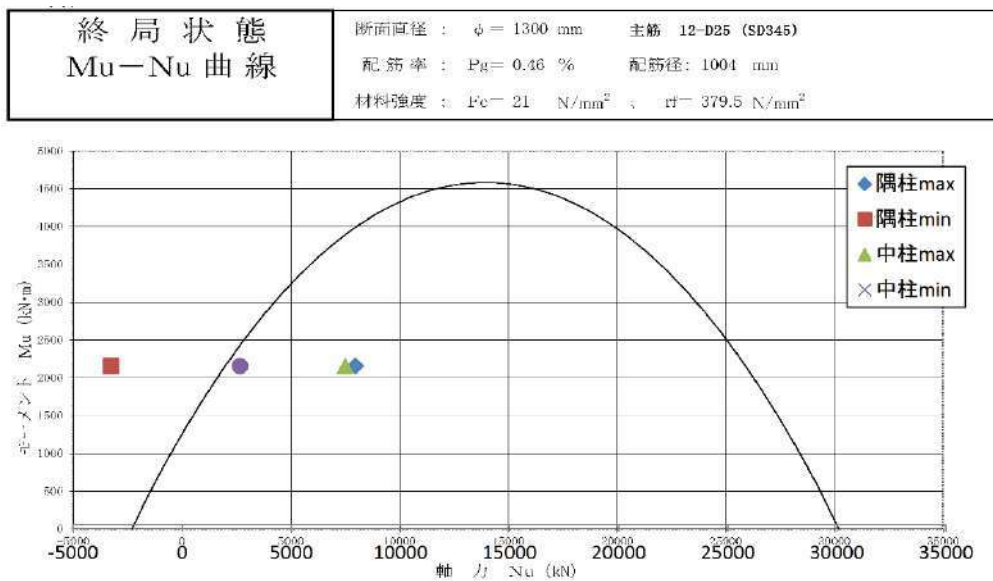
(b) 杭断面算定

a) 軸力と曲げモーメントの検討

杭の終局曲げモーメントに対する断面算定は、M-N 曲線により確認する。杭の終局曲げモーメントは、隅柱と中柱のそれぞれに対して最大軸力・最小軸力により断面算定を行ったが、図 6.4.81 のように上杭については隅柱と中柱すべて M-N 曲線を超えており曲げ降伏ヒンジが生じる結果となった。下杭については、隅柱の引張側で曲げ降伏ヒンジが生じているが、それ以外は終局曲げモーメント以内となり、曲げ降伏ヒンジは生じていない。



(a) 上杭



(b) 下杭

図 6.4.81 杭断面算定

b) せん断力に対する検討

設計せん断力の1.5倍の応力に対して短期許容応力度以下であることを確認する。

上杭 設計せん断力 $Q_d = 1.5 \times 1158 = 1737 \text{ kN}$

せん断応力度 $\tau = 4/3 Q_d / A = 1.75 \text{ N/mm}^2 > f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2$ NG

終局せん断耐力 $Q_{su} = 2389 \text{ kN} > 1737 \text{ kN}$ OK

下杭 設計せん断力 $Q_d = 1.5 \times 890 = 1335 \text{ kN}$

せん断応力度 $\tau = 4/3 Q_d / A = 1.34 \text{ N/mm}^2 > f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2$ NG

終局せん断耐力 $Q_{su} = 2224 \text{ kN} > 1335 \text{ kN}$ OK

6.4.3 アンケート調査

(1) アンケート内容

アンケートの内容を以下に示す。なお、アンケート用紙は各住戸郵便受けに直接投函し、回答者からの郵送による回収方法とした。

熊本地震における共同住宅の被害と継続使用性に関するアンケート調査

目的： 2017.12. 東京理科大学理工学部建築学科 衣笠研究室
 大地震後に建物機能を維持する性能（人々の生活を守る性能）の確保を目標とした耐震設計法の開発を行っています。このアンケートはその検討に必要な、「コンクリート系共同住宅の被害状況とその後の継続使用状況の分析」を目的として、該当する共同住宅にお住まいの皆様のご意見をお尋ねするものです。お答えしにくいものは省略していただいても構いません。
 今回の熊本地震の教訓を活かすために検討を進めて参りますので、何卒ご協力よろしくお願い致します。

アンケートの回収方法

年末のお忙しい中恐縮ですが、出来ましたら2018年1月31日までに返信用封筒(切手不要)にてこのアンケート用紙をご返送頂ければ幸いです。

アンケートの回答方法： 選択肢の場合、番号部分に○をつけてお答え下さい。

回答例：今日は快晴である。

①. 1. そう思う 2. どちらでもない 3. そう思わない

① あなたの年齢を教えてください。

1. 39歳以下 2. 40～59歳 3. 60～79歳 4. 80歳以上

② あなたの性別を教えてください。

1. 男性 2. 女性

③ ご自宅の住戸内の壁にひび割れは生じましたか。

1. 特にひび割れは発生しなかった。 2. 近寄らないと見えにくい程度のひび割れが生じた
 3. 離れて肉眼ではっきり見える程度のひび割れが生じた 4. コンクリート片が少し落ちる程度のひび割れが生じた
 5. コンクリート片が大きく落ちて中の鉄筋が見える程度のひび割れが生じた



■ 「1.」以外とお答えの方にお尋ねします
 (「1.」とお答えの方は④へお進みください)

③-1 ③で回答したひび割れのために生活に支障が出ることを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

③-2 ③で回答したひび割れの修繕費用を心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

③-3 ③で回答したひび割れのために地震に弱い建物という評判がたつことを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

③-4 ③で回答したひび割れを見つけたとき、修復完了までどの程度の期間、我慢できると思いましたが、ひび割れをできるだけ早く修復したいが、

1. 2～3日は我慢できると思った 2. 1週間程度は我慢できると思った 3. 2週間程度は我慢できると思った
 4. 1ヶ月程度は我慢できると思った 5. 3ヶ月程度は我慢できると思った 6. 半年程度は我慢できると思った
 7. 1年程度は我慢できると思った 8. その他(修復の必要無しと思った) 9. その他(1日も我慢できないと思った)

※次ページに続く

2017-01-01-1

④ ご自宅の「ベランダ側や廊下側の壁」の外側にひび割れは生じましたか。

1. 特にひび割れは発生しなかった。 2. 近寄らないと見えにくい程度のひび割れが生じた
 3. 離れて肉眼ではっきり見える程度のひび割れが生じた 4. コンクリート片が少し落ちる程度のひび割れが生じた
 5. コンクリート片が大きく落ちて中の鉄筋が見える程度のひび割れが生じた



■ 「1.」以外とお答えの方にお尋ねします
 (「1.」とお答えの方は⑤へお進みください)

④-1 ④で回答したひび割れのために生活に支障が出ることを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

④-2 ④で回答したひび割れの修繕費用を心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

④-3 ④で回答したひび割れのために地震に弱い建物という評判がたつことを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

④-4 ④で回答したひび割れを見つけたとき、修復完了までどの程度の期間、我慢できると思いましたか。

ひび割れをできるだけ早く修復したいが、

1. 2～3日は我慢できると思った 2. 1週間程度は我慢できると思った 3. 2週間程度は我慢できると思った
 4. 1ヶ月程度は我慢できると思った 5. 3ヶ月程度は我慢できると思った 6. 半年程度は我慢できると思った
 7. 1年程度は我慢できると思った 8. その他(修復の必要無しと思った) 9. その他(1日も我慢できないと思った)

⑤ ご自宅の「玄関のドア」や「ベランダ側サッシ」の異常はありましたか。

1. 異常は生じなかった 2. 少し抵抗があったが開けることができた 3. 開けるのに大きな力が必要だった
 4. 損傷して開けられなかった 5. その他 ()

■ 「1.」以外とお答えの方にお尋ねします
 (「1.」とお答えの方は⑥へお進みください)

⑤-1 ⑤で回答した損傷のために生活に支障が出ることを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑤-2 ⑤で回答した損傷の修繕費用を心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑤-3 ⑤で回答した損傷のために地震に弱い建物という評判がたつことを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑤-4 ⑤で回答した損傷を見つけたとき、修復完了までどの程度の期間、我慢できると思いましたか。

その損傷をできるだけ早く修復したいが、

1. 2～3日は我慢できると思った 2. 1週間程度は我慢できると思った 3. 2週間程度は我慢できると思った
 4. 1ヶ月程度は我慢できると思った 5. 3ヶ月程度は我慢できると思った 6. 半年程度は我慢できると思った
 7. 1年程度は我慢できると思った 8. その他(修復の必要無しと思った) 9. その他(1日も我慢できないと思った)

※次ページに続く

2017-01-01-2

⑥ ご自宅の「部屋の間のドアや引き戸」の異常はありましたか。

1. 異常は生じなかった 2. 少し抵抗はあったが開けることができた 3. 開けるのに大きな力が必要だった
4. 損傷して開けられなかった 5. その他()

■ 「1.」以外とお答えの方にお尋ねします

(「1.」とお答えの方は⑦へお進みください)

⑥-1 ⑥で回答した損傷のために生活に支障が出ることを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑥-2 ⑥で回答した損傷の修繕費用を心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑥-3 ⑥で回答した損傷のために地震に弱い建物という評判がたつことを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑥-4 ⑥で回答した損傷を見つけたとき、修復完了までのどの程度の期間、我慢できるとお考えでしたか。
その損傷をできるだけ早く修復したいが、

1. 2～3日は我慢できると思った 2. 1週間程度は我慢できると思った 3. 2週間程度は我慢できると思った
4. 1ヶ月程度は我慢できると思った 5. 3ヶ月程度は我慢できると思った 6. 半年程度は我慢できると思った
7. 1年程度は我慢できると思った 8. その他(修復の必要無しと思った) 9. その他(1日も我慢できないと思った)

⑦ 来年1月に修復工事が完了すると仮定します(地震発生から1年と10ヶ月が経過)。

⑦-1 この「修復完了までの期間」は長すぎたと思いませんか。

1. とてもそう思う 2. ややそう思う 3. どちらでもない 4. あまりそう思わない 5. 全くそう思わない

⑦-2 許容できる「修復完了までの期間」はどの程度までお考えですか。

1. 1年6ヶ月 2. 1年 3. 6ヶ月 4. 3ヶ月 5. 1ヶ月 6. 2週間 7. 1週間 8. 3日
9. その他()

⑧ 修復完了までの日々にご自身の受けた心的ストレスについてお尋ねします。

⑧-1 修復に対する住民の意見集約の困難さが心的ストレスとなった

1. とてもそう思う 2. ややそう思う 3. どちらでもない 4. あまりそう思わない 5. 全くそう思わない

⑧-2 損傷および修復工事による生活阻害(生活への悪影響)が心的ストレスとなった

1. とてもそう思う 2. ややそう思う 3. どちらでもない 4. あまりそう思わない 5. 全くそう思わない

⑧-3 修繕費用が心的ストレスとなった

1. とてもそう思う 2. ややそう思う 3. どちらでもない 4. あまりそう思わない 5. 全くそう思わない

⑧-4 周辺建物との「損傷の程度の差」や「修復完了までの期間の差」が心的ストレスとなった

1. とてもそう思う 2. ややそう思う 3. どちらでもない 4. あまりそう思わない 5. 全くそう思わない

※次ページに続く

2017-01-01-3

⑨ 地震発生後に、次の情報がどの程度必要か教えて下さい。

(1) 大地震後時に起こりうる近隣地域の震度情報

1.絶対に必要 2.必要 3.参考程度になる 4.あまり必要ない 5.不要

(2) 大地震後時に起こりうる お住まいの部屋の揺れ情報

1.絶対に必要 2.必要 3.参考程度になる 4.あまり必要ない 5.不要

(3) 大地震時に起こりうるお住まいの部屋の損傷情報

1.絶対に必要 2.必要 3.参考程度になる 4.あまり必要ない 5.不要

(4) 大地震後に避難すべきかの情報

1.絶対に必要 2.必要 3.参考程度になる 4.あまり必要ない 5.不要

(5) 大地震後にお住まいの部屋を補修するのに必要な時間の情報

1.絶対に必要 2.必要 3.参考程度になる 4.あまり必要ない 5.不要

⑨-1 質問⑨(1)～(5)の中で必要と感じた情報を提供できる装置が将来開発された場合、役に立つと思いますか。

「役に立たない」と回答した場合、その理由を教えてください。

1.役に立つ 2.役に立たない 理由(

⑨-2 質問⑨(1)～(5)の中で必要と感じた情報がわかる装置を仮に購入する場合、いくらであれば検討されますか。

1. 百円以下 2. 千円以下 3. 一万円以下 4. 十万円以下 5. 百万円以下 6. 百万円以上

⑩ その他、地震後の被害、防災意識に関して、気づいた点、不安な点ありましたら教えてください。

以上でアンケートは終了になります。
返信用封筒に入れて投函頂きますようお願い申し上げます。
ご協力大変、ありがとうございました。

(2) アンケート結果

図 6.4.82(a) から、60 歳以上が 80% を占めることがわかる。定年退職者が多く、家に滞在する時間が長い可能性がある。図 6.4.82(b) から、性別は半々であることがわかる。図 6.4.82(c) から、各棟の割合は半々であるが、オール住宅棟の方が 1 割多い。図 6.4.82(d) から、おおよそ各階に入居者が分布しているが、6 階は解答数 0 で、2, 8, 9 階は解答数が少ない。

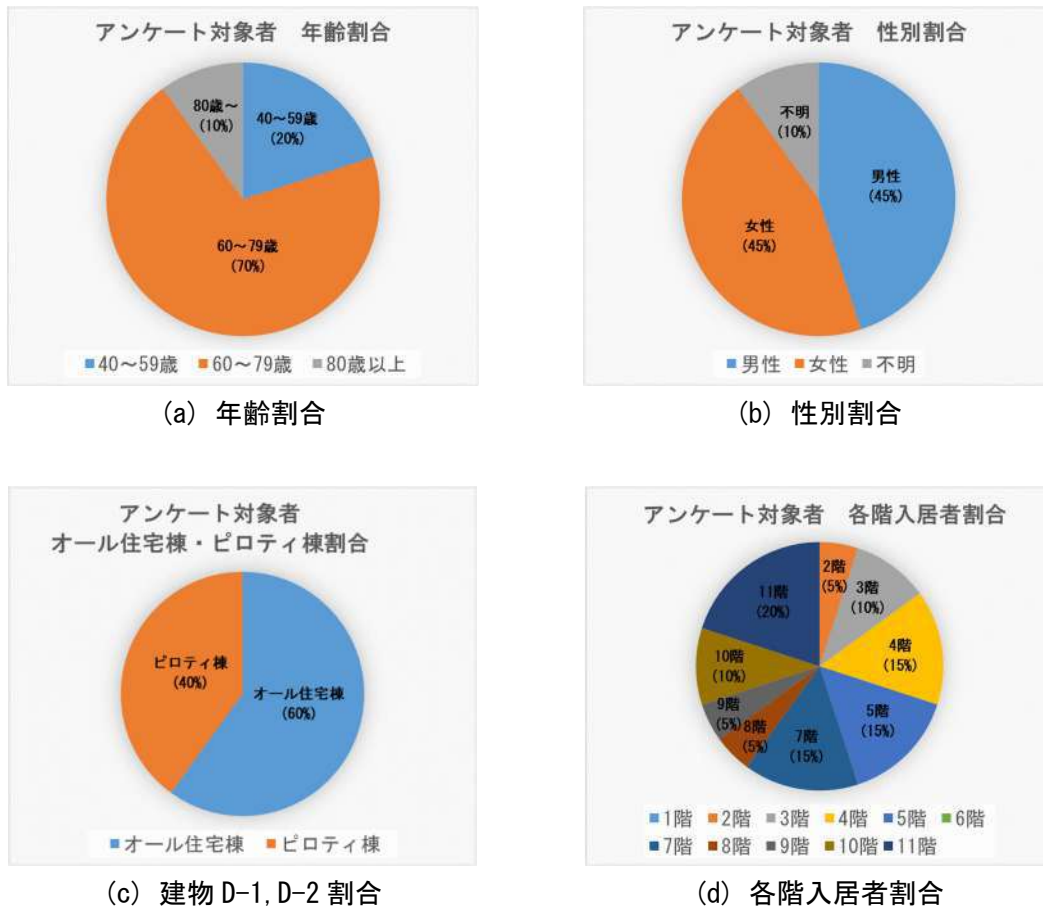
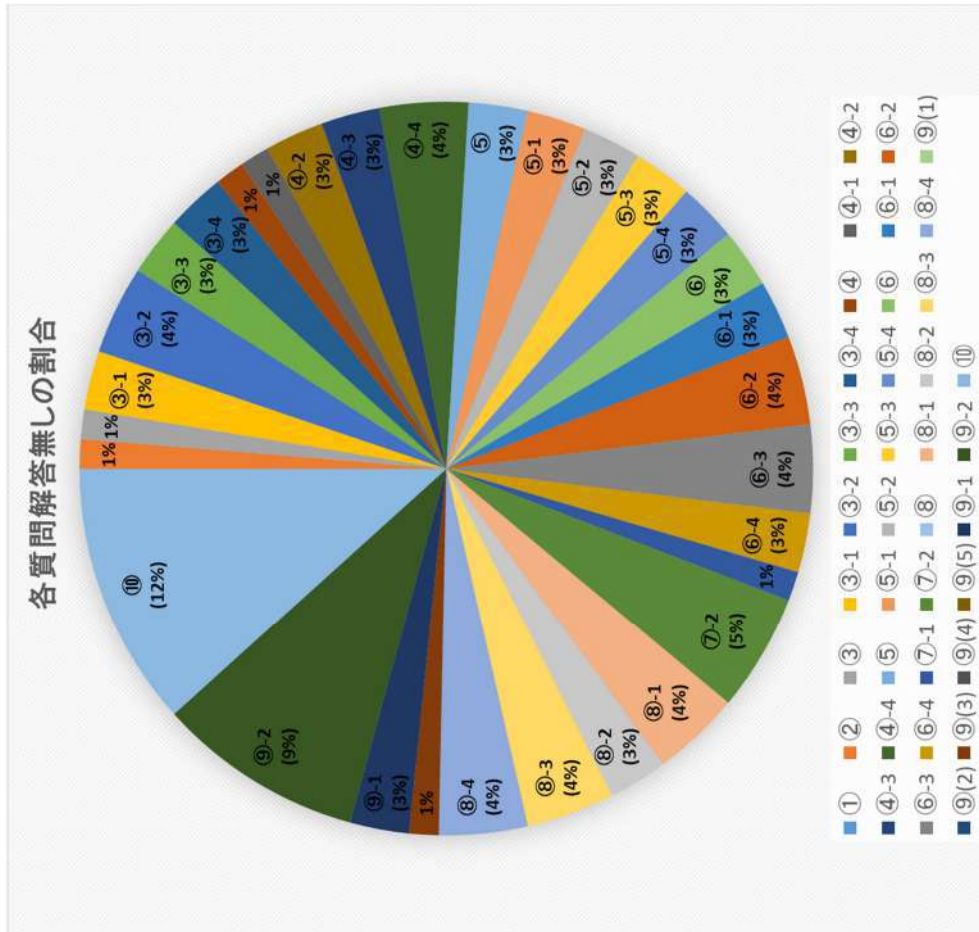


図 6.4.82 備考(質問①~②に対する解答含む)

各質問における回答なしの割合を図6.4.83に示す。図6.4.83から、⑨-2の解答率が低いことがわかる。図6.4.83から、質問⑨-2、質問⑩を除く解答なしの割合の平均は2.26%である。



質問ごとの不明割合	不明解答数(/20人)	割合(%)
①		0.00
②	1	1.30
③	1	1.30
③-1	2	2.60
③-2	3	3.90
③-3	2	2.60
③-4	2	2.60
④	1	1.30
④-1	1	1.30
④-2	2	2.60
④-3	2	2.60
④-4	3	3.90
⑤	2	2.60
⑤-1	2	2.60
⑤-2	2	2.60
⑤-3	2	2.60
⑤-4	2	2.60
⑥	2	2.60
⑥-1	2	2.60
⑥-2	3	3.90
⑥-3	3	3.90
⑥-4	2	2.60
⑦-1	1	1.30
⑦-2	4	5.19
⑧		0.00
⑧-1	3	3.90
⑧-2	2	2.60
⑧-3	3	3.90
⑧-4	3	3.90
⑨(1)		0.00
⑨(2)		0.00
⑨(3)	1	1.30
⑨(4)		0.00
⑨(5)		0.00
⑨-1	2	2.60
⑨-2	7	9.09
⑩	9	11.69
合計	77	100

図 6.4.83 備考 2

質問③～⑥を対象とした円グラフを図6.4.84～図6.4.87に示す。なお、グラフにある損傷度の定義は以下とする。

表 6.4.23 住戸内壁および外壁の損傷度の定義

部材の損傷度	
I	近寄らないと見えにくい程度のひび割れあり
II	離れて肉眼ではっきり見える程度のひび割れあり
III	コンクリート片が少し落ちる程度のひび割れあり
IV	コンクリート片が大きく落ちて中の鉄筋が見える程度のひび割れあり

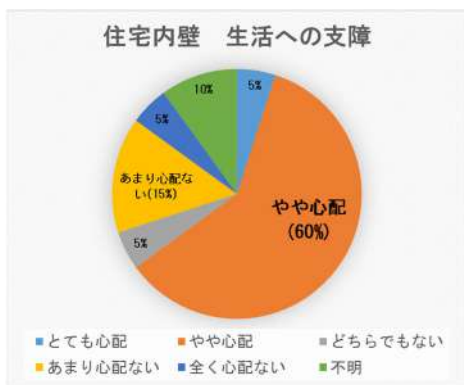
表 6.4.24 出入りドアサッシおよび室内ドア引き戸の損傷度の定義

部材の損傷度	
I	少し抵抗はあったが開けることができた
II	開けるのに大きな力が必要だった
III	損傷して開けられなかった

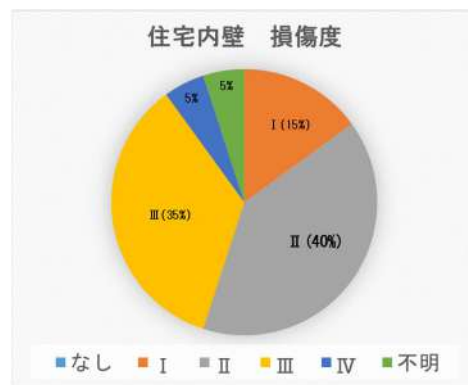
表 6.4.25 損傷度の定義(被災度区分判定) [6-2]

部材の 損傷度	損傷内容	
	曲げ部材	せん断部材
I	近寄らないと見えにくい程度のひびわれ(ひび割れ幅 0.2mm 程度以下)が発生しているが、鉄筋の降伏は生じておらず弾性の状態	
II	部材として曲げ降伏し、部材端部に肉眼ではっきり見える程度のひびわれが発生。(ひびわれ幅 0.2～1mm 程度)	肉眼ではっきり見える斜め方向のひび割れ(せん断ひび割れ)が発生。(ひびわれ幅 0.2～1mm 程度)
III	降伏後の塑性化が進行し比較的大きなひび割れ(曲げせん断ひび割れなど)が生じているが、かぶりコンクリートの剥落はごくわずかで、コアコンクリートは健全で耐力低下が生じていない。(ひびわれ幅 1～2mm 程度)	せん断ひびわれの幅が比較的大きくなり、複数発生しているが、かぶりコンクリートの剥落はごくわずかで、コアコンクリートは健全で耐力低下は生じていない。(ひびわれ幅 1～2mm 程度)
IV	大きなひび割れが多数生じ、かぶりコンクリートの剥落や圧縮破壊が著しく鉄筋がかなり露出している。 水平耐力は低下しているが、柱や壁では軸力は支持している。	せん断ひびわれの幅が拡大し、多数発生している。かぶりコンクリートの剥落や圧縮破壊が著しく鉄筋がかなり露出していることもある。耐力低下が生じているが、主筋やせん断補強筋の損傷(座屈・破断)はなく、ある程度耐力は維持している。
V	鉄筋が曲がり、内部のコンクリートも崩れ落ちるなど、部材耐力がほとんど残っていない状態。柱や耐力壁では一見して高さ方向や水平方向に変形が生じていることがわかるもの。沈下や傾斜が見られるのが特徴。鉄筋の破断が生じている場合もある。	

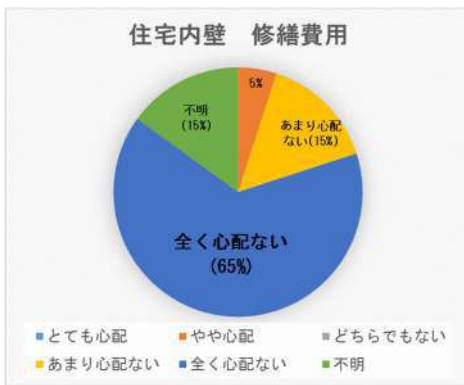
図 6.4.84 (b) から、住宅内壁では損傷度 I と解答した割合は 15%、損傷度 II は 40%、損傷度 III は 35%、損傷度 IV は 5% であることがわかる。図 6.4.84 (d) から、修復許容期間 180 日が 20%、90 日が 25% であり、比較的長く許容できると解答した割合が顕著である。この結果は、損傷が少ない部屋の住人の意見が反映され、その人達は生活機能が確保できればよいと考えている可能性を考察する。図 6.4.84 (a) から、住戸内壁では生活への支障に対し、とても心配、やや心配と解答した割合が 65% を占めることがわかる。図 6.4.84 (c) から、住戸内壁では修繕費用に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 80% を占めることがわかる。また、図 6.4.84 (e) から、建物価値の低下に関する評判に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 70% を占めることがわかる。賃貸住宅の特徴として、修繕費用を負担する必要がないことや建物の所有者とはならない点で建物の価値低下に対してさほど気にならないことが挙げられるが、これらの特徴がアンケート結果に顕著に出ているといえる。



(a) 生活への支障



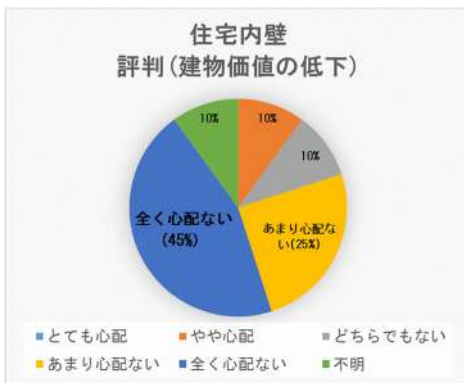
(b) 損傷度



(c) 修繕費用



(d) 修復許容期間 (日)



(e) 評判 (建物価値の低下)

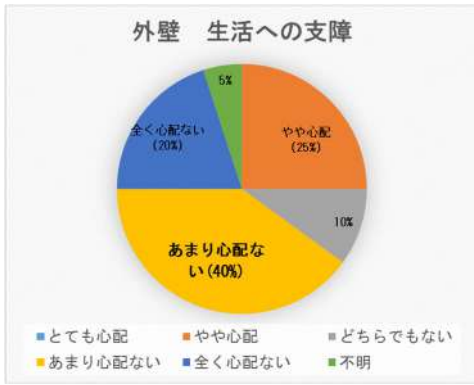
図 6.4.84 住戸内壁 アンケート結果(質問③に対する解答)

図 6.4.85(b) から、外壁では損傷度Ⅰと解答した割合は 25%、損傷度Ⅱは 25%、損傷度Ⅲは 35%、損傷度Ⅳは 5%、損傷なしと解答した割合が 5%であることがわかる。住戸内壁と比較すると、各損傷度の割合は同じ比率である。住戸内壁と外壁は同じような壊れ方をしている。(外壁への関心が少ない)

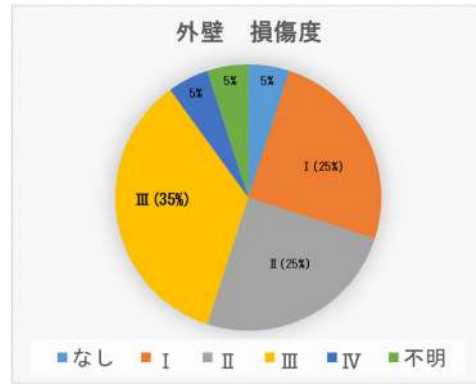
図 6.4.85(d) から、修復許容期間 180 日が 20%、90 日が 25%であり、比較的長く許容できると解答した割合が顕著である。この結果は、損傷が少ない部屋の住人の意見が反映され、その人達は生活機能が確保できればよいと考えている可能性を考察する。

図 6.4.85(a) から、外壁では生活への支障に対し、とても心配、やや心配と解答した割合が 25%を占めることがわかる。住戸内壁は 65%であり、外壁の割合が低い。

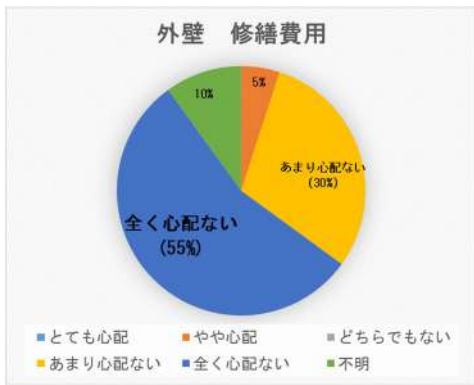
図 6.4.85(c) から、外壁では修繕費用に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 85%を占めることがわかる。また、図 6.4.85(e) から、建物価値の低下に関する評判に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 70%を占めることがわかる。この結果には、住戸内壁と同様に賃貸住宅の特徴が顕著に出ているといえる。



(a) 生活への支障



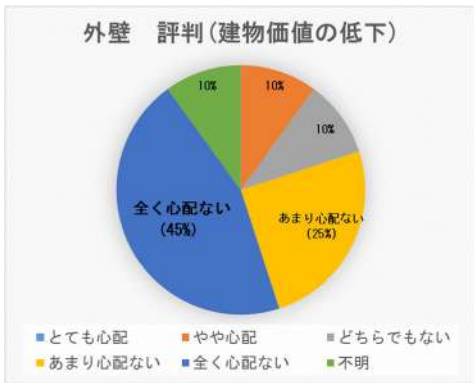
(b) 損傷度



(c) 修繕費用



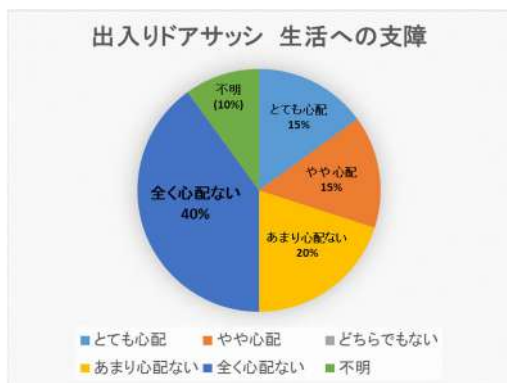
(d) 修復許容期間 (日)



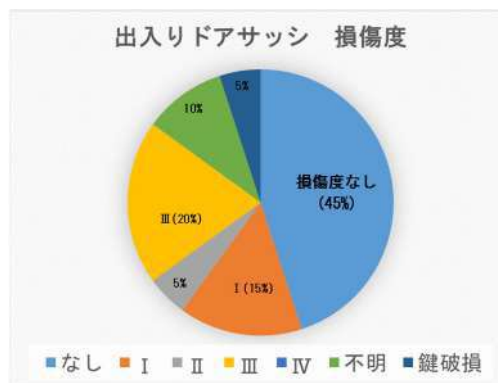
(e) 評判 (建物価値の低下)

図 6.4.85 外壁 アンケート結果(質問④に対する解答)

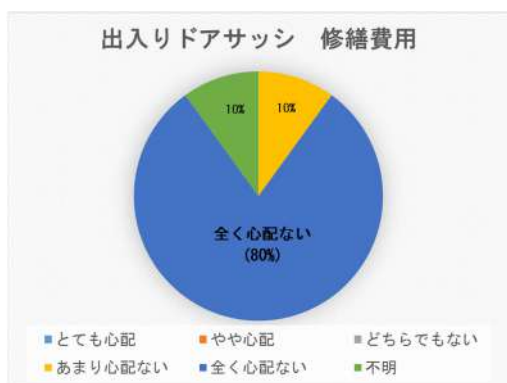
図 6.4.86(b)から、出入りドアサッシでは損傷度 I と解答した割合は 15%、損傷度 II は 5%、損傷度 III は 20%、鍵破損は 5%、損傷なしと解答した割合が 45%であることがわかる。図 6.4.86(d)から、修復許容期間 180 日が 10%、90 日が 5%である。図 6.4.86(a)から、出入りドアサッシでは生活への支障に対し、とても心配、やや心配と解答した割合が 30%を占めることがわかる。図 6.4.86(c)から、出入りドアサッシでは修繕費用に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 90%を占めることがわかる。また、図 6.4.86(e)から、建物価値の低下に関する評判に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 80%を占めることがわかる。この結果には、住戸内壁と同様に賃貸住宅の特徴が顕著に出ているといえる。



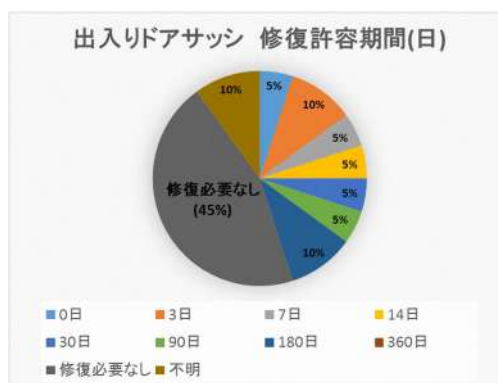
(a) 生活への支障



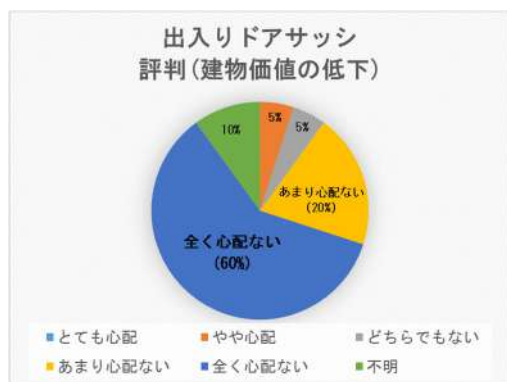
(b) 損傷度



(c) 修繕費用



(d) 修復許容期間 (日)



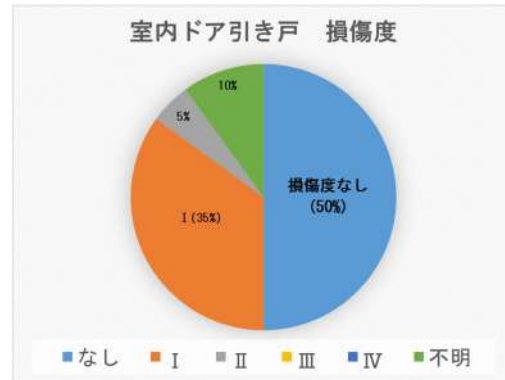
(e) 評判 (建物価値の低下)

図 6.4.86 出入りドアサッシ アンケート結果(質問⑤に対する解答)

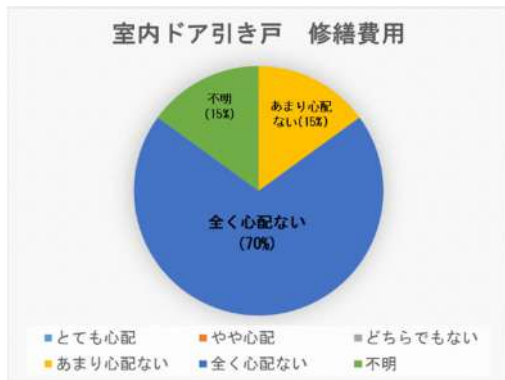
図 6.4.87(b)から、室内ドア引き戸では損傷度 I と解答した割合は 35%、損傷度 II は 5%、損傷なしと解答した割合が 50%であることがわかる。出入りドアサッシに比べ、損傷が小さい。図 6.4.87(d)から、修復許容期間 180 日が 10%、90 日が 5%である。図 6.4.87(a)から、室内ドア引き戸では生活への支障に対し、とても心配、やや心配と解答した割合が 5%を占めることがわかる。図 6.4.87(c)から、室内ドア引き戸では修繕費用に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 85%を占める。また、図 6.4.87(e)から、建物価値の低下に関する評判に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 85%を占める。この結果には、住戸内壁と同様に賃貸住宅の特徴が顕著に出ているといえる。外壁と出入りドアサッシの「生活への支障」をやや心配、とても心配と解答した割合が多い。



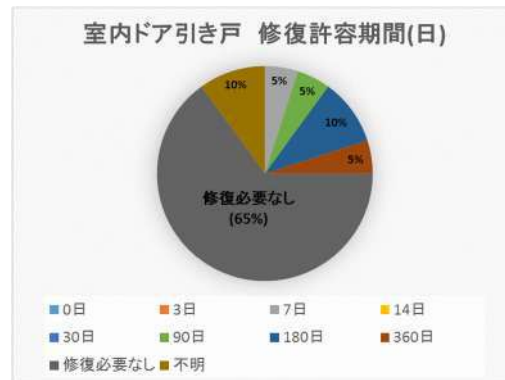
(a) 生活への支障



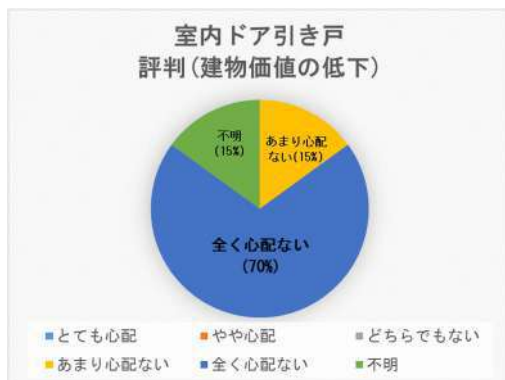
(b) 損傷度



(c) 修繕費用



(d) 修復許容期間 (日)



(e) 評判 (建物価値の低下)

図 6.4.87 室内ドア引き戸 アンケート結果(質問⑥に対する解答)

質問⑦～⑧を対象とした円グラフを図6.4.88に示す。図6.4.88(a)から、アンケート上で想定された修復完了期間(1年と10ヶ月)をやや長い、とても長いと感じた割合は55%を占めることがわかる。図6.4.88(c)から、建物全体の修復許容期間は540日と解答した割合が11%、360日は21%、180日は42%、90日は5%であり、半年がもっとも多いことがわかる。修復許容日数は建物全体より室内の方が短い。図6.4.88(b), (d), (e), (f)から、ストレスの要因は主に、生活への支障と意見集約である。図6.4.88(d), (f)から、修復費用と評判について、ややストレスと解答した割合がそれぞれ5%であり、その2つに対し、ストレスを感じたと解答した割合が少ない。

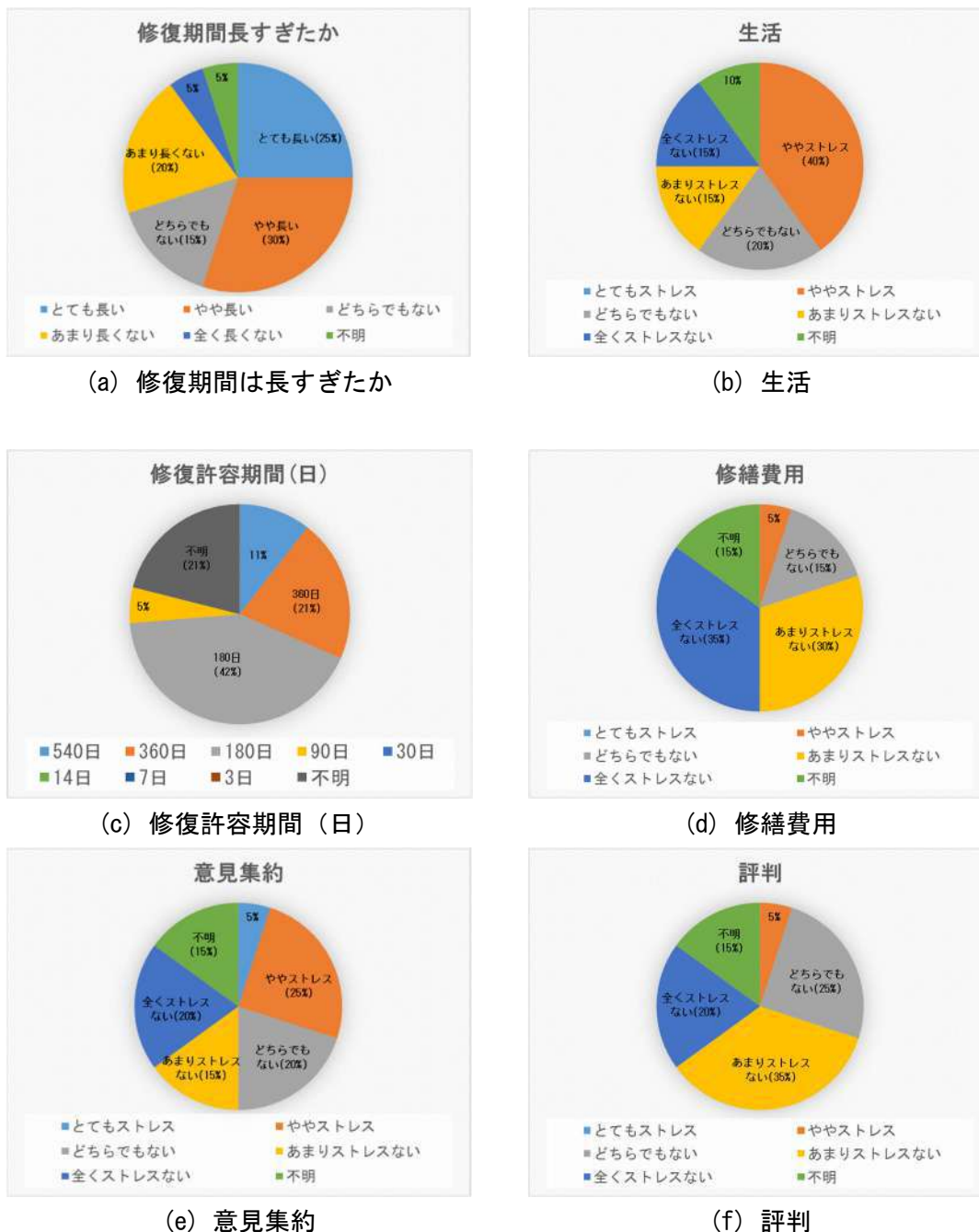
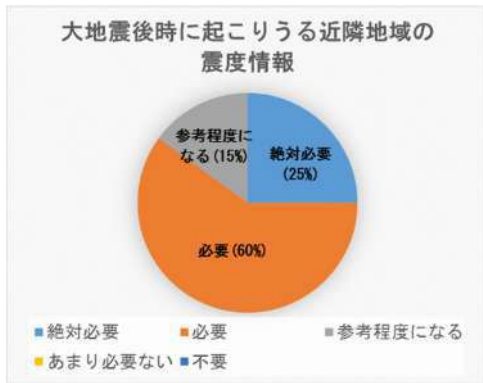
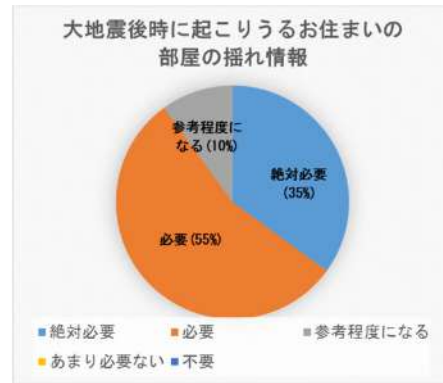


図 6.4.88 建物全体 アンケート結果(質問⑦～⑧に対する解答)

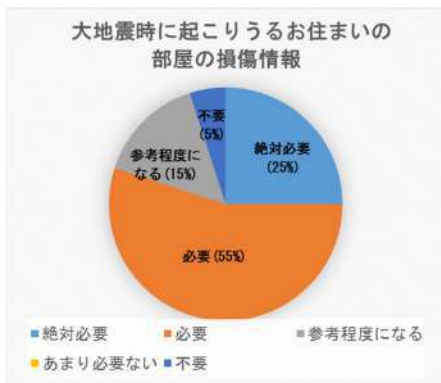
質問⑨を対象とした円グラフを図6.4.89に示す。図6.4.89(a)～(e)から、各情報に対し、絶対必要又は必要とした解答結果に着目すると、大地震後にお住まいの部屋を補修するのに必要な時間を知りたいと解答した割合が他の4項目に比べるとやや少なく、許容期間に寛容な人が多い。図6.4.89(a)～(e)から、各情報に対し、絶対必要又は必要とした解答は80%以上を占めることがわかる。また、絶対必要と解答した割合は、(a)が25%、(b)が35%、(c)が25%、(d)が50%であり、大地震後に非難すべきかの情報をもっとも値が高いことがわかる。



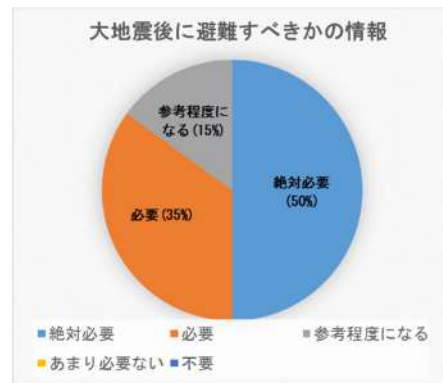
(a) 震度情報



(b) 部屋の揺れ情報



(c) 部屋の損傷情報



(d) 避難すべきかの情報



(e) 補修時間情報

図6.4.89 建研質問 アンケート結果(質問⑨に対する解答)

図 6.4.90 (1)(2)から、震災時の必要な情報がわかる装置が役立つと解答した割合が 85%であり、一万円以下で購入すると解答した割合が 55%を占めた。

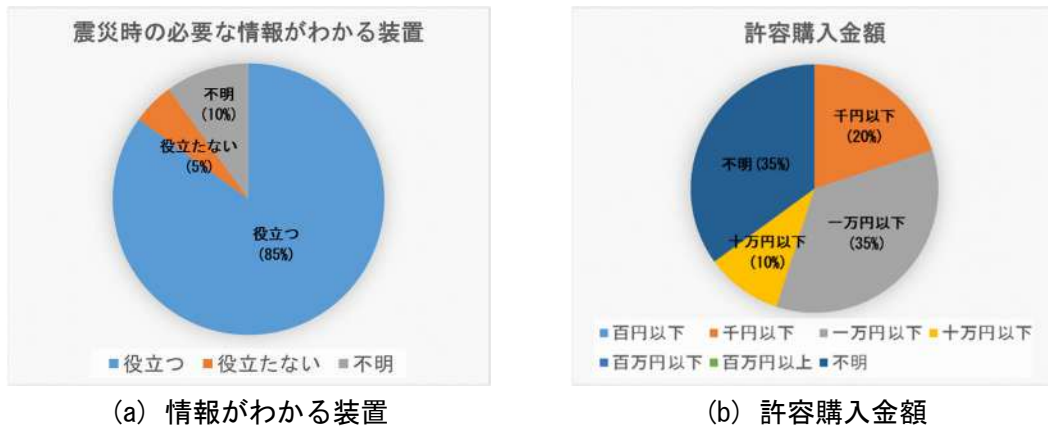


図 6.4.90 アンケート結果(質問⑨に対する解答)

各質問の特殊な解答および質問⑩の筆記解答の要約を以下に示す。

質問番号③-4

- ・修復の必要なしと思った

質問番号④-4

- ・修復の必要なしと思った

質問番号⑤

- ・鍵が壊れた

質問番号⑤-4

- ・1未満
- ・修復の必要なしと思った

質問番号⑥-4

- ・修復の必要なしと思った

質問番号⑦-2

- ・損傷の程度によると思う
 - ・生活に不自由はない。応急工事済。

質問番号⑨-1

- ・装置より耐震性向上が先，死んだら意味ない
- ・どの程度の装置か想像がつかないので答えられません・・・。
- ・理由（そりゃ知らんより知った方がいいに決まっています）

質問番号⑨-2

- ・？
- ・その値段は自分では決められないのでは？自分で決めてよいのであれば安いのに越したことはありません。

質問番号⑩**①地震発生時について**

- ・地震時は部屋が回転しているような感覚だった。
- ・防災グッズを準備していても，停電になった状態では探し当てられない。

②地震後について

- ・家具やキッチン用品が壊れてしまった。
- ・玄関のドアが開け締め出来ず困った。
- ・断水が10日も続き，水の確保が大変だった。
- ・知らない人ともお互い声をかけ合うようになった。
- ・公営住宅のため補修費用の負担がないことが助かった。
- ・修復はされたが今後この建物に住み続けることができるか心配。
- ・精神面での回復に1年以上要した。

6.5 まとめと今後の課題

本研究では、熊本県熊本市にある11階建てコンクリート系共同住宅を対象に、実被害を再現できる建物のモデル化の構築を行い、非耐力壁や杭の損傷分析を行った。また、室内の被害状況やモニタリング需要意識に及ぼしている影響を確認するために、居住者を対象にアンケート調査を行った。以上の検討から以下の知見を得た。

6.5.1 非耐力壁に関する分析

(1) 建物D-1

熊本地震により被災したコンクリート系共同住宅に対して、建物のモデル化および減衰、入力地震動をパラメータとした動的解析を実施し、共用廊下側壁の損傷性状及び必要労務量といった実被害に近いパラメータの可能性を模索し、以下の知見を得た。

- ・部材の剛域を壁フェイス位置、部材の耐力低下を考慮しないモデルの挙動では、地表面地震動の約50%の入力地震動、減衰3~4%程度であった可能性を確認した。

- ・部材の剛域を壁フェイス位置から低減したモデルの挙動では、部材の耐力低下の有無に関わらず、地表面地震動の約60%の入力地震動、減衰4~5%程度であった可能性を確認した。特に、部材の耐力低下を考慮したモデルは、各階の被害分布が実被害に近いものとなった。

(2) 建物D-2

- ・入力地震動をパラメータとした時刻歴応答解析を行い、方立壁部材の崩壊形と被害調査結果図との比較から損傷状態の比較を行い、建物への入力地震動は地表面地震動の約80%、減衰約10%であることを推定した。

- ・有限要素法解析による主応力分布とひび割れ形状図を比較し、主応力は概ねひび割れ形状図に沿った応力分布を示すことを確認した。

6.5.2 杭に関する検討

- ・建築基準法による1次設計レベルの上部構造のベースシア係数 $C_0=0.20$ 時においては、杭の許容曲げモーメント以内、短期許容センダ引力以内でありであり、杭が損傷しないことを確認した。

- ・入力地震動による動的解析結果による上部構造のベースシア係数に対しては上杭がすべて曲げ降伏ヒンジが生じ、下杭においては引張側（隅柱部）で曲げ終局状態を超えていることを確認した。また、せん断力に対する検討では、許容応力度を超えていたが、終局せん断耐力を超えていないことを確認した。

6.5.3 アンケート調査

- ・各損傷度より住戸内壁、外壁、出入りドアサッシ、室内ドア引き戸の順に損傷が発生していたことを確認した。一方で、生活への支障について、住戸内壁と出入りドアサッシについて心配する人がいたが、外壁、室内ドア引き戸について心配する人はほとんどいなかった。

- ・どの部位においても、修繕費用に対する心配は小さかった。これは、対象建物が公営住宅であることから修繕費用の負担がないことが要因であると考えられる。

- ・モニタリング技術に対する需要では、大地震後に避難すべきかの情報が最も必要とされていることを確認した。

謝辞

本研究は、(国研) 建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」により実施され、気象庁の強震観測 (JMA) 及び防災科学研究所の運用する強震観測網 (K-NET, KiK-NET) において観測された時刻歴加速度データを使用させて頂きました。関係各位に謝意を表します。また、アンケート調査・作成にご協力頂いた皆様に心より御礼申し上げます。

参考文献

- [6-1] 月俣慶一ほか：熊本地震で被災した 11 階建て SRC 造共同住宅を対象とした検討 その 1：建物概要及び被害調査手法とその結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.179-180，2017
- [6-2] 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針，2016.3
- [6-3] 田沼毅彦ほか：熊本地震で被災した 11 階建て SRC 造共同住宅を対象とした検討 その 2：常時微動測定記録と固有値解析結果から得られる固有周期の比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.181-182，2017
- [6-4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- [6-5] 川越悠馬ほか：静的非線形増分解析に基づく壁付き架構のモデル化手法の検討：2017 年コンクリート工学年次論文集，vol.39，No.2，pp.79-84
- [6-6] 国土交通省気象庁 主な地震の強振観測データ
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- [6-7] NIED 国立研究開発法人防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET, KiK-NET)
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- [6-8] 森田高市ほか：2011 年東北地方太平洋沖地震における中低層 RC 造・SRC 造建築物の振動特性の評価，日本建築学会技術報告書，vol.22，No.52，pp.905-908，2016.10
- [6-9] 近藤祐輔ほか：RC 造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究 その 3：垂れ壁・腰壁付き RC 造袖壁付き柱の構造特性と損傷状態に関する実験的研究，日本地震工学会論文集 Vol. 16 (2016) No. 1 特集号「第 14 回日本地震工学シンポジウム」その 3 p. 1_162-1_172
- [6-10] 福山洋ほか：損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験 その 5：ひび割れ性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.217-218，2016
- [6-11] 谷昌典ほか：RC 造非耐力壁の地震後の損傷状態に関する実大試験体実験 その 2：ひび割れ計測概要及び結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.449-450，2014
- [6-12] 岡野創ほか：観測記録から推測される地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果，日本建築学会構造系論文集，pp.237-246，2014
- [6-13] 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計

第7章

建築物Eに関する調査分析

7.1 序論

7.1.1 はじめに

2011年に発生した東日本大震災では、構造設計時に十分な検討が明示的に求められていない部位の損傷が顕在化し、その結果、当該建築物が地震後継続使用できなくなる事例が確認されており、現行基準の要求レベルを確保するだけでは、地震後の建築物の継続使用性は必ずしも確保されないことも明らかとなった^[7.1-1]。そこで建築研究所では、2013年度より、地震後の継続使用が強く求められる庁舎および避難施設の建築物を対象に、地震後継続使用性を確保するための要求性能の提案や、地震後継続使用性を判断する部位の損傷評価技術の開発を行ってきた^[7.1-2]。2016年に発生した熊本地震では、地震によって多くの建築物が大小様々な被害を受けた。また、複数の庁舎において地震後継続使用できなくなった例が報告されている^[7.1-3]。その中には、杭基礎の被害によって上部構造が傾斜したために継続使用が出来なくなった例がある。そこで本章では、杭基礎部分が被災した庁舎である建築物Eを対象に、地震によってどのように建築物が損傷を受け、どのような損傷によって庁舎の継続使用が出来なくなったかについての検討を行う。

7章の構成を以下のように示す。

7.1節では、7.1.1項で研究の背景を説明し、7.1.2項では現在の建築基礎構造についての状況を簡単に概説する。

7.2節では、2016年に発生した熊本地震について概要を示す。

7.3節では、対象とした建築物の概要を示す。

7.4節では、地震の被害状況として、今回実施した被害状況を、上部構造と基礎構造に分けて示す。

7.5節では、地震の被害の再現および被害要因の解明を目的として解析モデルを用いた検討を実施する。なお、解析モデルは上部構造と基礎構造でそれぞれ分けてモデル化を行う。

7.6節で研究のまとめと今後の検討課題を示す。

7.1.2 建築基礎構造について

(1) 建築基礎の地震被害と耐震性能評価方法

建築基礎では、杭基礎の被害が顕在化した1978年宮城県沖地震を受けて1984年に建設省住宅局建築指導課から「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」が示され、中小地震に対する杭の耐震設計法（許容応力度計算）の普及がはかられた。さらに、1995年兵庫県南部地震以降は大地震時の評価法も提案されてきている。

1964年新潟地震以降に提案、整備されてきた耐震設計評価手法の特徴を以下に、建築基礎や地盤の地震被害とこれまでの耐震性評価手法の整備の時系列を表7.1.2.1に示す。

①1974年「建築基礎構造設計規準」

建築分野で杭の耐震設計について初めて公に示された

応力解析は線型地盤反力法（弾性支承梁に基づく解析法で「Changの方法」と呼ばれることが多い（式7.1.2.1）および極限水平抵抗力による方法「Bromsの式」と呼ばれることが多い）が示された。水平地盤反力 k_h は弾性論に基づく方法、N値を用いた概略値が示されている。

$$EI \frac{d^4 y}{dy^4} + k_h y = 0 \quad (\text{式 7.1.2.1})$$

ここで、 EI :杭の曲げ剛性

k_h : 水平地盤反力係数

y : 杭の水平変位

②1984年「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」

宮城県沖地震での杭の被害を契機に編集・刊行され、許容応力度計算の方法が示された。（センター指針と呼ばれることが多い）応力解析法は弾性支承梁の方法、水平地盤反力係数 k_h は様々な評価手法の比較を示したうえで、「バックデータが豊富である」という理由で、日本道路協会「道路橋示方書」（1980刊行）で規定された杭の水平載荷試験に基づいて統計的に導かれた実験式（式7.1.2.2）を採用している。

$$k_h = 80 \cdot E_0 \cdot B^{3/4} \quad (\text{kN/m}^3, \text{原式はkg/cm}^3 \text{で係数は0.8}) \quad (\text{式 7.1.2.2})$$

ここで、 E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2 , 原式は kg/cm^2)

B : 杭径を cm で表した無次元量 (原式は cm)

また、地下震度による基礎部分の根入れ効果を含む慣性力の計算方法が示された。

1985年建設省住指発第324号建設省住宅局建築指導課長通達「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」の取り扱いについて、センター指針を「建築基準法令における最低基準として位置づけることについてもさらに検討を続けていく方針・・・当分の間、望ましい水準の基準として推奨すべきものとして、本指針の周知及び普及に努めることとしたい」としている。なお、本指針のQ&Aでは「自主的に2次設計を行い、構造安全性を検討しておくことは一向に構わず、むしろ歓迎される」と述べられている。

さらに1995年建設省住指発第176号建設省住宅局建築指導課長通達「構造物の構造耐力上の安全確保に関わる措置について」では、1995年兵庫県南部地震を受けて、基礎も「地震力に対する安全性について構造計算により確認すること」が要求されるようになった。

③1988年「建築基礎構造設計指針」

応力解析は1974年版と同様に弾性支承梁および極限水平抵抗による方法、水平地盤反力は上記「センター指針」の方法に加え、非線形性を水平変位 $y^{1/2}$ で考慮する方法「道路橋示方書」に基づく、群杭効果の考え方が示された。

④1990年「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」

構成材料の応力-ひずみ関係に基づく杭体の強度・変形性能の評価方法が示された。

⑤2000年「新建築構造体系の開発 性能評価分科会 基礎WG最終報告書」

基礎構造の2次設計法についてまとめられており、杭基礎の耐震設計に関しては応答変位法における杭慣性力と地盤変位の組み合わせに関する提案や、杭体や地盤ばねの非線形化を考慮した設計方法が示されている。杭体(④にならう)および杭頭接合部の終局強度、変形性能について示された。水平地盤反力は③にならっており、群杭効果は考え方のみが示された。

⑥2001年「平成13年度国土交通省告示第1113号」

杭基礎の許容応力度が規定された。ここで、短期許容応力度が規定されたことにより耐震設計が義務化された。-杭材の短期許容応力度を規定→耐震設計(許容応力度計算)が法的に義務化

⑦2001年「建築基礎構造設計指針」

限界状態を考慮した設計法が示された。杭基礎の耐震設計法は1988年版の考え方を踏襲しているが、地盤・基礎・上部構造の一体解析や地盤変位を考慮するための方法(応答変位法・荷重分布法)について触れられた。また、水平地盤反力係数・塑性地盤反力に対する群杭効果が定式化された。

⑧2007年「2007年版建築物の構造関係技術基準解説書」

②の方法を技術基準として示す。

ここで、現行の技術基準に従って杭の耐震設計を行う場合は②、③で示された方法が採用されるのが一般的で、被害建物のうち杭の耐震設計を実施された建物でもこれが用いられている。また、基礎部分の慣性力を地下震度から求める方法は、②に示された考え方および建築基準法施行令第88条の規定に基づくもので、⑧では「地上部分と地下部分とは振動性状が異なる」ことを考慮したとしている。

⑤、⑦に示された大地震時の設計法も基本的な考え方はこの延長上にあり、部材の非線形性や地盤変位の影響を考慮することを求めている。

また、その他の建築基礎に関する技術資料としては以下のようなものがある。

⑨2002年「評定・評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務」(日本建築センター)

高層建築物の性能評価における大地震時の基礎部材の設計法に関し、設計クライテリアの設定や解析手法、地盤変位の評価方法等の事例がまとめられている

⑩2006年 日本建築学会「建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計」

動的解析に用いる地盤ばね(水平地盤反力)と静的解析に用いる地盤ばねの違いについて比較・検討され

ている。

⑪2011年「風力発電設備支持物構造設計指針・同解説」（土木学会）

2007年の法改正により60m以上の工作物で性能評価が求められるようになったことに対応して、風力発電施設の基礎構造について極稀地震や暴風時の設計方法が規定された。ただし、2014.4以降は建築基準法の工作物としての規制はなくなり、電気事業法に基づく経済産業省の審査に一本化された。

⑫2012年「津波避難ビル等の構造上の要件に関する解説」（国土技術政策総合研究所）

国土交通省国住指第2570号技術的助言「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について」に示された「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」（2011.11）の解説として作成された。

「建築物が、浮力及び自重を考慮して、津波荷重によって転倒又は滑動しないこと（杭基礎にあつては、杭の引き抜き耐力を超えないこと等）を確かめる」という規定における滑動に対する設計法として、杭の曲げ破壊時のせん断力の総和を杭の保有水平耐力とする方法が示されている。

⑬2013年「基礎構造の耐震診断指針（案）」（ベターリビング）

基礎構造の耐震診断方法として、上記指針類の2次設計法に準じた応力解析手法が提案されている。また、基礎構造の性能レベルとして軸力保持に関する要求性能と判定指標が提案されている。

⑭2017年 日本建築学会「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」

上部構造と基礎構造一体解析を中心とした基礎構造部材の耐震設計方法、および杭種ごとの杭体の強度・変形特性の評価方法がまとめられている。

表 7.1.2.1 建築基礎の主な技術基準類と地震被害

年	地震、地震と基礎構造の技術基準類	基礎の被害、基礎構造に関する規定等
1964 昭 39	新潟地震	液状化・側方流動による杭被害→継続使用 液状化による直接基礎の転倒他
1974 昭 49	①日本建築学会 「建築基礎構造設計規準」改定	杭の耐震設計法の提案
1978 昭 53	宮城県沖地震	杭の破損による建物傾斜 宅地崩壊
1979 昭 54	東京都建築士事務所協会 建築構造設計指針 改訂2 版	基礎の耐震設計推奨（大規模建物対象。 2002 年版よりすべての建物が対象）
1981 昭 56	建築基準法改正 (新耐震設計法)	上部構造 1 次設計, 2 次設計の導入 基礎構造の耐震設計の規定なし
1982 昭 57	浦河沖地震	杭の破損による建物傾斜
1984 昭 59	昭和 59 年住指発第 324 号 (住宅局建築指導課長通達)	②「地震力に対する建築物の基礎の設計指 針」による杭の耐震設計を推奨
1985 昭 60	メキシコ地震	杭の破損による建物の転倒・崩壊
1988 昭 63	③日本建築学会 「建築基礎構造設計指針」改定	杭の耐震設計法の改定 －非線形性や群杭効果の考え方を示す
1990 平 2	④日本建築学会 「保有耐力と変形性能(1990)」刊行	2 次設計のための基礎構造の強度・変形特 性を提示
1995 平 7	兵庫県南部地震 (阪神淡路大震災)	杭の破損による建物傾斜・層崩壊 大規模な液状化・側方流動の発生
1995 平 7	平 7 住指発第 176 号 (住宅局建築指導課長通達)	基礎の地震力に対する安全性について構 造計算による確認を要求
1995 平 7	建築物の耐震改修の促進に関する法律	耐震診断・補強の促進 基礎構造の具体的な規定はなし
1999 平 11	住宅の品質確保の促進等に関する法律	耐震等級の設定 (基礎も構造計算が必要。 ただし, 安全限界は除外)
2000 平 12	建築基準法改正	限界耐力計算, エネルギー法の導入 構造計算審査の厳格化
2000 平 12	⑤建設省総合技術開発プロジェクト 「新構造体系の開発」報告書	安全限界状態の設計法を示す －地盤・杭の非線形性, 応答変位法
2001 平 13	⑥日本建築学会 「建築基礎構造設計指針」改定	限界状態表示型の設計方法 －応答変位法の考え方を示す
2001 平 13	⑦国土交通省告示第1113号/地盤の許容応力度及び 基礎の許容支持力を求めるための方法を定める件	基礎構造の短期許容応力度を規定 →基礎の耐震設計を義務化
2003 平 13	十勝沖地震	杭の破損による建物傾斜
2006 平 18	平 18 国交告第 184 号/耐震診断及び耐震 改修の促進を図るための基本的な方針	技術的指針として敷地の基準を規定 (液状化・がけ崩れの防止)
2007 平 19	平 19 国交告第 594 号/保有水平耐力計算 及び許容応力度等計算の方法を定める件	保有水平耐力の計算において, 塔状比 4 以 上の場合は極限支持力の確認を要求
2007 平 19	⑧「2007 年版 建築物の構造関係技術 基準解説書」刊行	②, ⑦を杭の耐震設計法のための技術基準 として示す
2011 平 23	東北地方太平洋沖地震 (東日本大震災)	杭の破損による建物沈下・傾斜 大規模な液状化・宅地崩壊
2013 平 25	⑬ベターリビング「基礎構造の耐震診 断指針 (案)」刊行	基礎構造の耐震診断 (大地震時の耐震性評 価) 手法の提案
2014 平 26	住宅の品質確保の促進等に関する法律 施行規則の改正	液状化に関する情報提供を規定
2016 平 28	熊本地震	杭の破損による建物・傾斜 断層上の基礎の被害
2017 平 29	⑭日本建築学会「鉄筋コンクリート基 礎構造部材の耐震設計指針 (案)」	一体解析による基礎部材の設計の考え方 杭体の強度・変形特性の評価方法を示す

(2) 過去の大地震時の杭被害の概要

1) 1964年新潟地震 [7.1-3][7.1-4]

・地震後に傾斜したものの継続使用されていた2つの建物が1980年台に解体され、杭の被害が確認された。いずれもRC造2階一部3階の事務所建物で、杭径 $\phi 300 \cdot \phi 350$ 杭長10~12mの既製RC杭およびPC杭が使用されていた。建物の沈下量は最大1.3m 不同沈下575mm、および不同沈下量500mmと報告されているが、上部構造の被害が軽微であることから、床の補修や杭の増し打ちを行って継続使用していた。

・いずれも掘り出された杭の杭頭ではあまり被害は見られず、液状化が考えられる層の中間部分および支持層(N値20~30)の直上の2箇所で圧壊が見られた。杭の全数が調査された建物では、すべての杭が破壊しかつ同一方向に傾斜し1.0~1.2m水平変位していたことから、液状化に伴う側方流動力によるものと考えられている。

2) 1978年宮城県沖地震[7.1-5]~[7.1-9]

・杭に被害を受けた6件の建物の調査が行われた。杭種はいずれも既製コンクリート杭(RC杭・PC杭、 $\phi 250 \sim 600$)で、内5件は上部構造の被害は軽微であった^[7.1-6]。

・L字型に直交する板状の2棟で構成される建物2組(SRC11階建 $\times 2$ ・SRC14階建 $\times 2$)が沈下・傾斜し、杭頭の被害が確認された^[7.1-6]。上部構造は非構造壁のひび割れ程度である。地形はいずれも沖積低地で、大規模な液状化は見られていない。

11階建物のうち傾斜が1/100程度となった棟はジャッキアップして直接基礎に変更、3mm程度の沈下の棟も78本中49本の杭に鋼管を巻いて補修された^{[7.1-7][7.1-8]}。14階建の建物は2棟間で2cm程度の段差が生じ、隅角部の杭のみが鋼管で補修され、いずれも継続使用された^{[7.1-7][7.1-8]}。2011年東北地方太平洋沖地震では、これらの建物のうち、11階建の建物では傾斜・沈下がなかったのに対し、14階建の建物では1/50程度の傾斜が生じるとともに、上部構造では非構造壁が大破し、最終的に解体された^[7.1-9]。杭の状況は不明である。

・杭の被害による建物の沈下・傾斜が確認され、杭の耐震設計および被害を受けた杭の補修・補強技術の必要性が認識された。

3) 1982年浦河地震[7.1-10][7.1-11]

・台地上にあるRC造3階建て建物で上部構造の被害は軽微であるが100mmの不同沈下が生じた。表層地盤はN値2~8程度の粘性土で、支持層はやや傾斜している。杭は既製コンクリート杭 $\phi 300$ 杭長8m、掘削調査した2本の杭頭部は圧壊していた。

・鋼管杭が使われたRC造4階建て建物では、杭は無被害であったがパイルキャップが破損した。杭径400mmに対してパイルキャップのへりあき(杭中心からパイルキャップ端部までの距離)が300mmと、パイルキャップの耐力不足が指摘されている。

4) 1985年メキシコ地震[7.1-12][7.1-13][7.1-14]

9階建てのアスペクト比が高い杭基礎建物の転倒、崩壊があった(死者8名)。地盤は非常に軟弱であるが、杭は支持層に達しておらず沈下制御のための摩擦杭で、水平抵抗(耐震性能)にも期待していないと考えられる(杭径400・RC杭、芯鉄筋のみ)。転倒の要因は水平耐力喪失に加え、押し込み方向の支持力が不足していたことも考えられる。

5) 1995年兵庫県南部地震^{[7.1-15]~[7.1-19]}

・液状化による地盤変位，側方流動によると考えられる杭の被害が多く見られた。その中には上部構造施工前で杭のみ（慣性力なし）のものも含まれている^[7.1-15]。

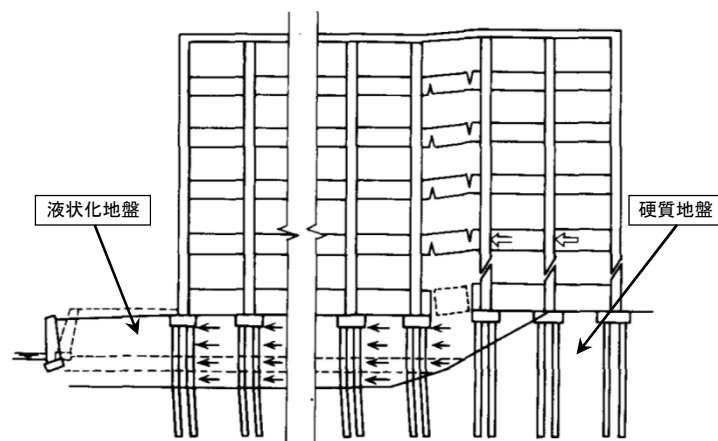
・文献^[7.1-16]に示された180件の調査事例の傾向は以下である。

基礎に被害のあった97件のうち，地形は埋立地(49件) 平坦地(35件)が多い。97件中1985年以降に建設された建物も27件（調査は50件）含まれるのに対し，上部構造が大破となった建物54件のうち1981年以前の建設が44件を占める。基礎の被害があった建物で，上部構造が大破した建物は12件である。

・杭基礎の被害のあった89件のうち既製コンクリート杭は62件（打込み34，埋込み28）

・傾斜した6階建てRC造の建物で，一部の杭のみが破損し，かつ1つのパイルキャップの中でも杭の被害に差がある例があった。（PHC杭C種(一部A種)φ600）

・杭の被害が原因となって層崩壊が生じたと推定されている建物（RC5階・PC杭φ350）があった^[7.1-19]。この建物は杭基礎であるが短辺方向18通りのうち16通りは液状化地盤，2通りは硬質な地盤に杭が打設されていた。そのため，**図7.1.2.1**に示すような側方流動力が加わる液状化地盤の杭と硬質地盤の杭で変位量の差が生じ，地盤の境界部のほり（基礎ばりも含む）の破壊および硬質地盤上の柱のせん断破壊につながったとされている。



③ 埋立地盤の締固めと砂層の液状化による側方流動

図 7.1.2.1 兵庫県南部地震で層崩壊した建物の破壊メカニズムの推定^[7.1-19]に加筆

・基礎構造の被害は埋立地・沖積低地・緩扇状地に多く，その要因としては上部構造からの水平力および転倒モーメント，液状化地盤の振動中の地盤変位，地盤破壊による支持力の減少，液状化後の側方流動を含む地盤の残留変位が挙げられ，これらの影響を適切に考慮した耐震設計が必要であることが確認された。一方で，新しい埋立地では被害は比較的少なく，埋立地盤の圧密対策による剛性確保などの地盤条件とともに，これらでは基礎構造の耐震設計が確実に行われていたために被害の緩和につながった可能性が指摘されている。

6) 2003年十勝沖地震^{[7.1-20][7.1-21]}

RC造3階の建物で，長手方向の端部に近いスパンで最大傾斜角1/220の被害が見られた。杭はPC杭φ400，地盤は軟弱な粘性土層が30m程度続いている。杭の被害は杭頭部の圧壊とともに，GL-4-6m付近，およびN値0~5の粘土質シルトとN値10程度の砂質シルトの境界であるGL-20m付近でもひび割れが見られ，地盤変位の影響が考えられる。

7) 2011年東北地方太平洋沖地震^[7.1-22]

被害が広範囲であり、杭の被害調査は学校や公営住宅など公共施設を中心に実施された。民間建築物の被害の全体は不明である。調査範囲での傾向を以下に示す^[7.1-22]。

a. 建設年代

被害建物の建設年代は杭の耐震性の考慮がなされていない1970年代のものが40例中22件(55%)、1985年の通達以前で30件(合わせて75%)あるが、杭基礎の耐震設計が普及した1980年代後半以降でも10件(25%)含まれていた。

b. 上部構造の構造規模

調査対象が学校や集合住宅が主であることから、5階以下が37件(93%)で、すべて地下階のない建物である。このうち、1970年代に建設され、その後、上部構造の耐震補強が実施されているものも3件含まれていた。また、アスペクト比(建物高さと建物幅の比)

でも、情報が得られている建築物26件中16件(70%)で2.0以下、最大でも3.6と、地震力による転倒モーメント・変動軸力はそれほど大きくはなかったと考えられる。また、板状の建物で、変動軸力が大きいと思われる短辺方向ではなく長辺方向に傾いた例や、中央部の杭にも被害が生じた例もあった。

c. 上部構造の被害

傾斜した建築物の33件中20件(61%)は上部構造の構造体がほぼ無被害、または軽微なひび割れが生じた程度となった。また、被害ありとなっている13件(39%)では柱・はり・耐震壁にせん断ひび割れが生じているが、層崩壊するような被害に至ったものはない。なお、これらの被害には杭の破壊に伴う傾斜により生じたひび割れも含まれている。

それに対して、傾斜量から被災度区分判定を行うと大破(1/75以上)が29件中16件(55%)、中破(1/150以上)が7件(合わせて79%)であった。また、不同沈下が報告されているもののうち、大破となる30cm以上が6件、中破の10cm以上と合わせると11件(28%)であった。

また、「上部構造被害なし」および「軽微」の17件でも、傾斜角は大破(1/75以上)が10件(59%)、中破(1/150以上)4件(合わせて82%)となった。

d. 杭種

被害があった杭種はすべて既製コンクリート杭であった。建設年代が古いものは設計図書にはPC杭と記載されているのみで詳細は不明である。1989年以降に建設された9件はPHC杭が使用されている。SC杭の例では被害は下杭のPHC杭で生じている。杭径は300~400mmが33件(92%)、500~600mmが6件(8%)であった。杭の配置は、ラーメン構造の場合は柱下に2~6本打設され、壁式構造では布基礎の下に連続的に配置されていた。

e. 地盤条件・地形

被害が見られた建築物の敷地のうち、明確に液状化の影響によると思われるのは7件であった。その他にも敷地内または近隣で小規模な噴砂が見られるものもあったが、土質柱状図では明確に液状化が考えられる層はない。その他は台地の7件を除き、地形図で「氾濫平野」や「谷底平野」と表現される低地または盛土である。敷地は谷を埋めて造成されており、他の被害事例も同様な地形であるものが多い。なお、台地上の建物についても当該建物建設にあたって造成されており、一部は盛土である可能性がある。

また、1つの建物内で杭長が異なるものがあり、これらは支持層が平坦でないと考えられる。さらに、敷地内に同じ形状の建物が多数並んでいる中の1棟のみ、あるいは同じ建物の1部のみが破損した例が数例あるが、これらは敷地内の最も低い場所であったり、川や用水路の跡に建設されていた。表層地盤が不均質で、被害の

あった側が他より軟弱で地盤反力が小さくかつ地盤変位が大きくなったことが被害形態に影響したと推定される。

d.その他の特徴

建物が沈下・傾斜した側で、沈下・傾斜量に相当する杭頭の破壊や傾斜が見られない、かつ地中部の損傷もひび割れ程度と推定される例が見られた²⁰⁾。杭の破壊と地盤の支持力不足が混在し、沈下・傾斜につながった可能性が考えられる。

e.まとめ

東日本一帯の広い範囲で建築物の杭基礎に大きな被害のあったことが明らかとなった。建物の建設年代が古いものに被害が多いものの新耐震以降の建物も例外ではない。また、軟弱地盤での被害が多いものの比較的地盤が良いと思われる場所での被害も含まれている。このことから、大地震時における杭基礎の耐震性能が必ずしも十分ではない可能性のあることが示唆される。特に既製コンクリート杭は、大きな地震力が作用したときの変形性能を十分に保有していない可能性が高い。

8) 過去の被害の特徴のまとめ

- ・杭に被害を受けた建物の大部分では、上部構造の被害は非構造壁の破壊は見られたが、構造部材の破壊はほとんど報告されていない。
- ・杭の被害の大部分は既製コンクリート杭が占めていた。
- ・上部構造が軽量あるいは建設中で慣性力（杭頭水平力）がほとんどない場合でも杭が破損する例があった。
- ・杭の損傷がありかつ若干の沈下・傾斜があっても、軽微な補修で継続使用された例もあった。一方で、杭の補修・補強が不十分であったために、再び大地震を受けた場合、より大きな被害につながったと考えられる例があった。
- ・基礎構造の支持力もしくは水平耐力の不足により、大地震時に建物全体が転倒・崩壊した例や層崩壊したと考えられる例もあった。
- ・同じ杭の仕様であっても建物内の被害は一様ではない例があった。被害が長手方向の端部に集中する場合や、同じパイルキャップ内でも被害状況が異なる場合もある。
- ・液状化地盤以外では、建築物の規模によらず、盛土上や低地等で地層構成が不均質な地盤で、既製コンクリート杭が使用される場合の被害が多い傾向が見られた。

(3) 建設年代と杭の仕様

1) 既製コンクリート杭

既製コンクリート杭の規格と開発の変遷^{[7.1-23][7.1-24]}を表7.1.2.2に示す。1960年代までは F_c40N/mm^2 のRC杭が主流で、それ以降は F_c50N/mm^2 のPC杭も使用されるようになった。1970年代からは高強度の杭の開発が進み F_c80N/mm^2 のPHC杭が使用されるようになり、RC杭やPC杭は1990年代以降はほとんど使用されていない。(前者は小規模建築物で用いられることもある。)PRC杭やSC杭も1970年代以降開発が行われたが、全体の需要としてはPHC杭の使用が大部分を占めている。

図7.1.2.2^[7.1-25]に1968年(昭和43年)から2000年(平成12年)までのPC杭とPHC杭の年ごとの出荷実績を示す。昭和60年代以降は $F_c=80$ または $85N/mm^2$ のPHC杭が大部分で、2000年代後半からは F_c105N/mm^2 も使われるようになってきている。SC杭やPRC杭はほとんど規模の大きな建築物の杭頭部に限定されていると思われ、全体に占める出荷量としては多くはない。ただし、1995年阪神淡路大震災をはじめとする杭の被害を受けた耐震性向上の要求や、拡大根固め工法の普及に伴う鉛直支持力の増大から、PRC杭+SC杭の使用は増加傾向である。同時に、PHC杭の高強度化、大径化も進められている。

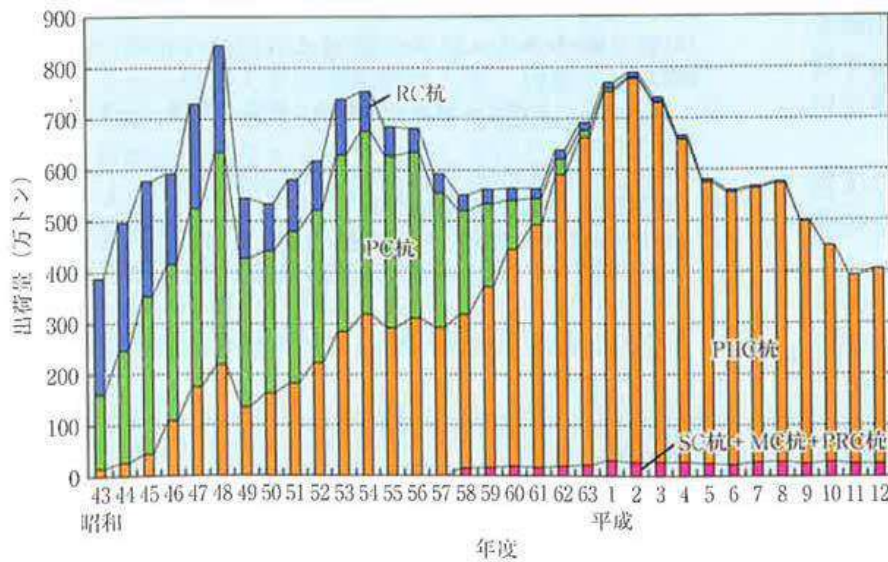


図7.1.2.2 既製コンクリート杭の出荷実績^[7.1-25]

表 7.1.2.2 既製コンクリート杭の規格と開発の変遷^{[7.1-23][7.1-24]}を参考に作成

	最大径	RC 杭	Fc	PC 杭	Fc	PHC 杭	Fc	PRC 杭	Fc	SC 杭	Fc
森林資源の保護 木杭→コンクリート杭へ											
1955		JIS A 5310 制定	27								
1960		JIS A 5310 改訂	35	PC 杭の開発							
1968				JIS A 5535 制定	50	オートクレーブRC 杭	70				
1970		JIS A 5310 改訂	40			オートクレーブPC 杭	80				
騒音規制・振動規制強化 打撃工法→埋込み工法へ											
1975 頃										SC 杭の開発	
1978	宮城県沖地震										
1979										SC 杭設計指針	
1982	600					JIS A 5337 制定	80				
1985 頃	800							PRC 杭の開発			
1993	1000			JIS A 5535 廃止							
1995	兵庫県南部地震										
1999								基本評価取得	85		
2000	1200	JIS A 5372 制定	40			JIS A 5373 制定	80	JIS A 5373 制定	80	JIS A 5372 制定	80
2001		告示 1113 号制定	40	告示 1113 号制定	50	告示 1113 号制定	80,85			告示 1113 号制定	80
2004						JIS A 5373					
2005 頃							105	基本評定取得	105		105
現在	1500						123				

2) 鋼管杭

鋼管杭は1900年ごろからレールやH型鋼を中心に使用されてきた。1950年代から使用実績が多くなり、以下のような鋼管杭の規格が制定された。

1961年 JIS G 3444 一般構造用炭素鋼鋼管 (STK41,STK50,STK51)

1963年 JIS A 5525 鋼管グイ (STK-K41, 71年改訂/STK-K50 が加わる)

1983年 JIS A 5525 鋼管ぐい (SKK41, SKK50)

現在の鋼管杭の製造範囲を図7.1.2.3に示すが、最大径2500mm、径厚比はほぼ100以下である。

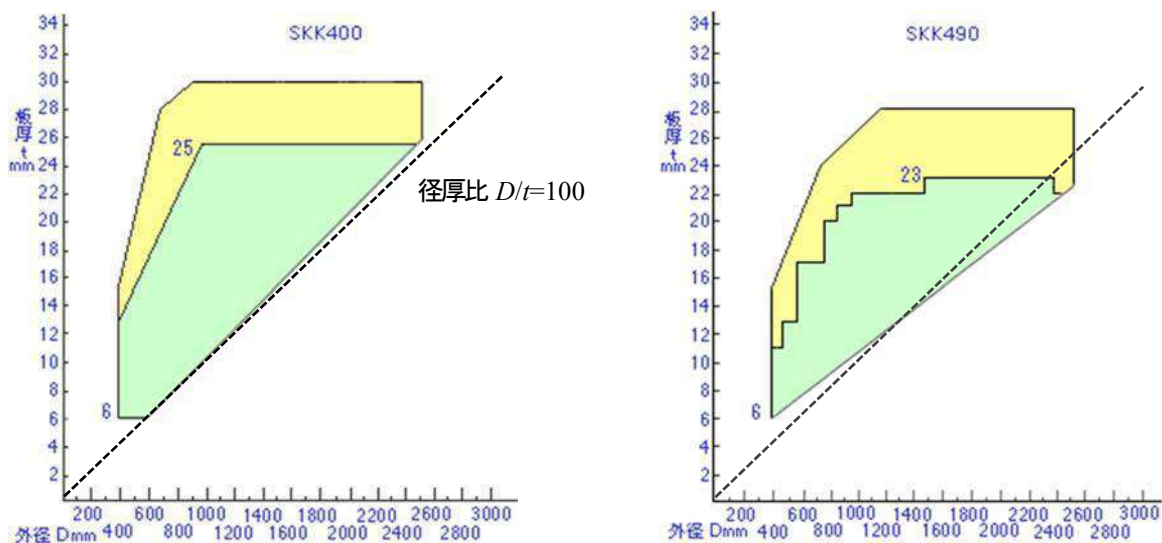


図7.1.2.3 鋼管杭の製造範囲^[7.1-26]に追記

3) 場所打ちコンクリート杭

場所打ちコンクリート杭工法は明治の終わりごろから用いられており、コンプレッソル杭、ペDESTAL杭などと呼ばれる工法が使用されていた。現在用いられている工法の導入、開発の年代を以下に示す。拡底杭工法は1970年代から使われ始めている。

1954年 オールケーシング工法 (揺動式)

1959年 アースドリル工法

1962年 リバースサーキュレーション工法

1971年 リバースサーキュレーション拡底工法

1982年 オールケーシング工法 (回転式)

1984年 アースドリル拡底工法

図7.1.2.4に日本基礎建設協会会員43事業所における2015年度(平成27年度)の各工法の使用割合、軸径、拡底の有無の施工実績^[7.1-27]を示す。建築分野ではアースドリル工法が61%で、拡底杭が44.3%である。拡底の形状は、2002年までは傾斜角度は12度以下、拡底径4.2m以下、拡底率3.2以下とされていたが、現状は

上限値が撤廃され、傾斜角度 21.1 度、拡底径 5.5m、拡底率 7.29 まで拡張されている。

使用材料については、コンクリートは 1990 年代まで Fc18~24 が使われていたが、それ以降はより高い強度のものも使われており、特に拡底径（率）の増大に伴いFc60 まで使用可能になっている。

また、場所打ち鋼管コンクリート杭は 1984 年に最初に技術評定を取得しているが、コンクリート強度は Fc45 が最大である。鋼管は主に SKK 材が使用され、最大径は 2700mm である。

図 7.1.2.5 は 2 次設計を実施した杭（対象が主に大型建築物・重要建築物であることに留意されたい。）に対する、コンクリート強度、杭径、鋼管厚の使用実績に関する調査結果^[7.1-28]を示す。

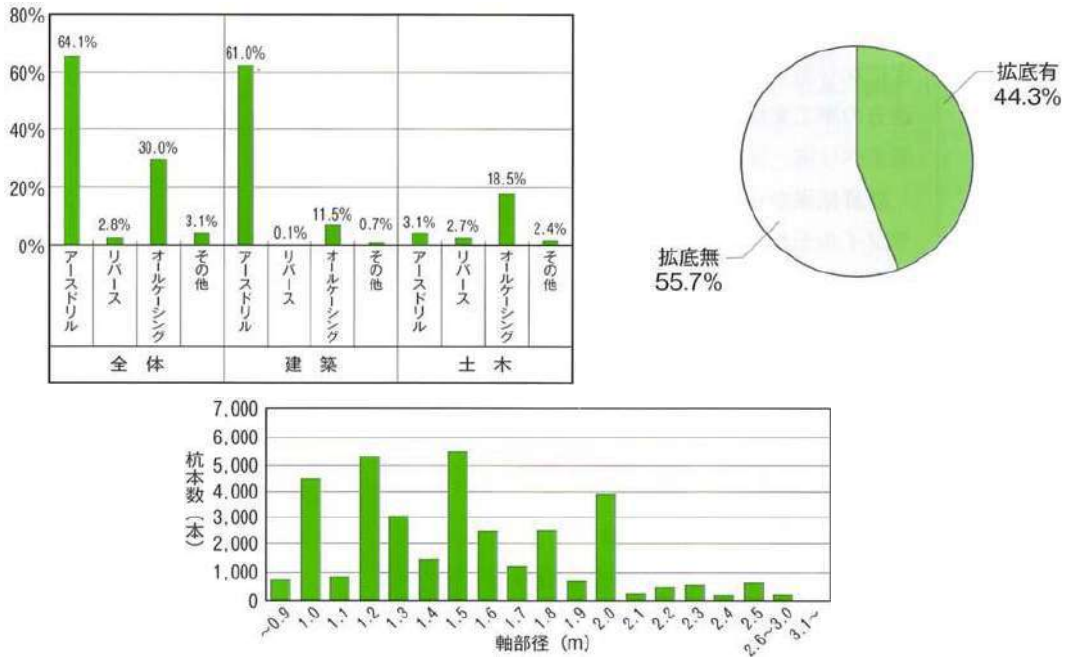


図 7.1.2.4 場所打ちコンクリート杭の施工実績^[7.1-27]

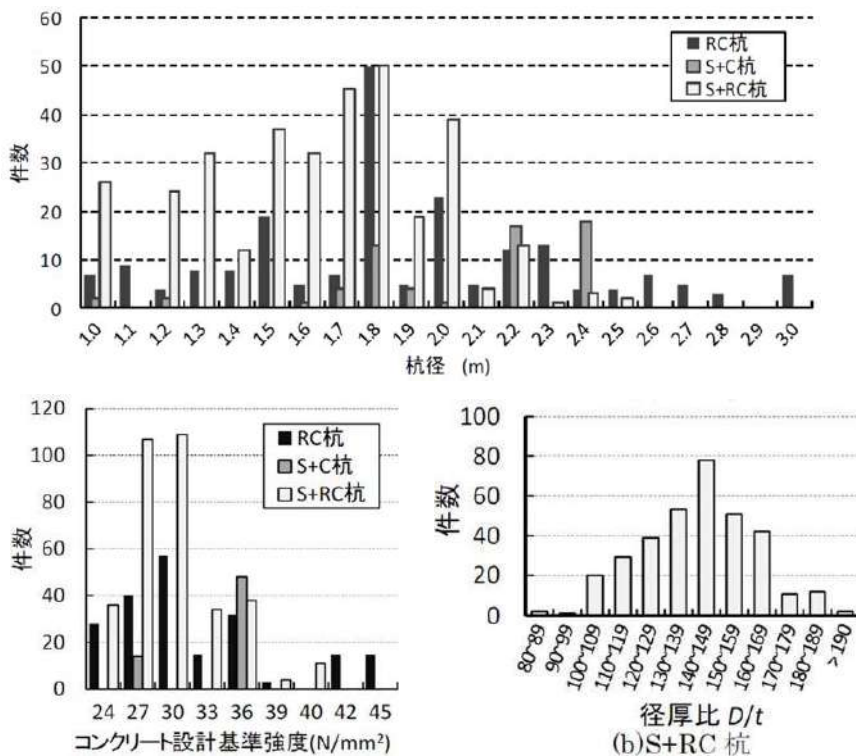


図 7.1.2.5 2 次設計を行った場所打ちコンクリート杭の仕様^[7.1-28]

参考文献

- [7.1-1] 国土技術政策総合研究所，建築研究所：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第674号，建築研究資料第136号，2012.3
- [7.1-2] 向井智久：東日本大震災での教訓を活かした耐震設計法に関する研究成果，建築研究所講演会資料，2015.3，(<https://www.kenken.go.jp/japanese/research/lecture/h27/pdf/T3.pdf>)
- [7.1-3] 国交省：熊本地震における建築物被害の原因分析を行う委員会報告書概要，2016.9，(https://www.mlit.go.jp/report/press/house05_hh_000633.html)
- [7.1-4] 西沢敏明，河村壮一，田尻貞夫：新潟地震時に破損した既製RCぐいの調査と耐震解析（その1）調査概要，日本建築学会学術講演梗概集構造系，767-768，1982
- [7.1-5] 河村壮一，西沢敏明，和田暉日英：新潟地震震害調査「20年後の発掘で分かった液状化による杭の被害」，日経アーキテクチュア，1985年7月29日号，130-134
- [7.1-6] 杉村義広，大岡弘：1978年宮城県沖地震による既製コンクリート杭の被害調査報告，建築研究資料 No.31,1981.7
- [7.1-7] 志賀敏男：宮城県沖地震におけるぐいの被害とその復旧，建築技術1980年4月号，79-91
- [7.1-8] 志賀敏男：コンクリートぐいと地震，コンクリート工学，vol.18，No.8，14-21，1980.4
- [7.1-9] 源栄正人：東日本大震災における地震動と建物被害の実態と教訓，東日本大震災に関する技術講演会論文集－巨大地震・巨大津波がもたらした被害と教訓，21-39，2012.2
- [7.1-10] 岸田英明・上杉守道：浦河沖地震(1982)における杭基礎の被害－浦河町立浦河小学校の被害調査－，日本建築学会学術講演梗概集構造系，2755-2756，1983
- [7.1-11] 川上圭二：浦河沖地震(1982)における鋼管杭基礎構造物の調査結果について，日本建築学会学術講演梗概集構造系，2757-2758，1983
- [7.1-12] M.J.Mendoza and G.Auvient:The Mexico earthquake of September 19, 1985-Behavior of building foundations in Mexico City, Earthquake Spectra, Vol.4, No.4, 835-853, 1988
- [7.1-13] 10)岸田英明，風間了，八尾眞太郎，花里利一，五十嵐健，牧原依夫，松尾宏司：4。基礎及び地盤の被害，日本建築学会メキシコ地震災害調査団 1985年メキシコ地震災害調査速報，23-26，1986.1
- [7.1-14] 杉村義広：津波による建築物の被害と対策，基礎工，2012年12月号，23-27
- [7.1-15] 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4 木造構造物・建築基礎構造，1998.3
- [7.1-16] 日本建築学会近畿支部基礎構造部会兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書，1996
- [7.1-17] 日本建築学会近畿支部基礎構造部会：基礎の調査・補強・耐震設計の課題，2000
- [7.1-18] 建築基礎における液状化・側方流動対策検討委員会（BTL委員会）：兵庫県南部地震における液状化・側方流動に関する研究，建築研究報告，No.138，2000
- [7.1-19] 伊藤淳志，西田一彦，八尾眞太郎，楠見晴重，西形達明，兵庫県南部地震における私立西宮高校の被害調査結果および破壊機構に関する検討，関西大学工業技術研究所，直下型地震防災研究報告書，24-40，1997
- [7.1-20] 古山田耕司，宮本裕司，福田孝晴：2003年十勝沖地震における杭の実被害調査とその解析的検討，日本建築学会構造系論文集，第598号，97-401，2005.3

- [7.1-21] 福田孝晴, 宮本裕司, 古山田耕司: 2003年十勝沖地震での杭被害に関する解析的検討(その1) 上部構造及び杭基礎の被害概要, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, 735-736, 2004
- [7.1-22] 金子治, 中井正一, 阿部秋男, 飯場正紀, 久世直哉, 平出務, 2011年東日本大震災における建築物の杭基礎の被害状況と要因分析, 地盤工学会誌, Vol.62, No.1, 16-19, 2014.1
- [7.1-23] 日本建築センター, 既製コンクリート杭の変遷, らびど, 2012.10, pp.4-7
- [7.1-24] 林隆浩, 先崎大樹, 既製コンクリート杭の時代変遷について, 基礎工, 2007年7月号, pp.8-10
- [7.1-25] 堀口隆司, 世界で初めての高温高圧養生コンクリート杭の開発と事業化ー旭化成の例からー, 基礎工, 2017年6月号, pp.106-110
- [7.1-26] 鋼管杭鋼矢板技術協会ホームページ,
(<http://www.jaspp.com/koukannkui/standard.html>)
- [7.1-27] 日本基礎建設協会広報誌 Foundation, Vol.8, 2018
- [7.1-28] 金子治: 大地震に対する耐震設計におけるコンクリート杭の適用条件に関する実態調査, 日本建築学会技術報告集, 第23巻, 第53号, pp.87-92, 2017.2

7.2 地震概要

7.2.1 地震動観測記録

2016年熊本地震とは、4月14日21時26分以降に発生した熊本県を中心とする一連の地震活動を指す[7.2-1]。このうち、震度5弱以上の地震は24回（震度7：2回、震度6強：2回、震度6弱：3回、震度5強：5回、震度5弱：12回）発生した。特に、4月14日21時26分に発生した前震（以下、前震）および4月16日01時25分に発生した本震（以下、本震）では、益城町宮園にある熊本県の震度情報ネットワークの震度計によって最大震度7が観測された。図7.2.1.1 に前震による震度分布を、図7.2.1.2 に本震による震度分布を示す。

図7.2.1.3～7.2.1.6は対象建物近傍のKiK-net観測点（KiK-net益城, KMMH016）の地震記録[7.2-3]、図7.2.1.7, 7.2.1.8は対象建築物1階に設置された地震計による地震記録である。最大振幅は前震と本震で大差ないが、本震の方が1Hz以下の低周波数（長周期）成分の寄与が大きい傾向にある。これは、KiK-netの記録と対象建築物1Fの地震計の記録とで共通である。KiK-netの記録と対象建築物内地震計の記録との違いに着目すると、対象建築物内の地震計の記録では1～2Hz以上の高周波数成分の寄与が小さい傾向にある。これは、KiK-net観測点と対象建築物敷地地盤の地震応答特性の違いによる影響が大きいものと考えられる。7.5.3に詳細を示しているが、KiK-netの地中観測記録を、対象建築物敷地の地盤の解析モデルに入力して地表面の応答を求めると、計算結果と対象建築物内の地震計の記録は概ね整合する。

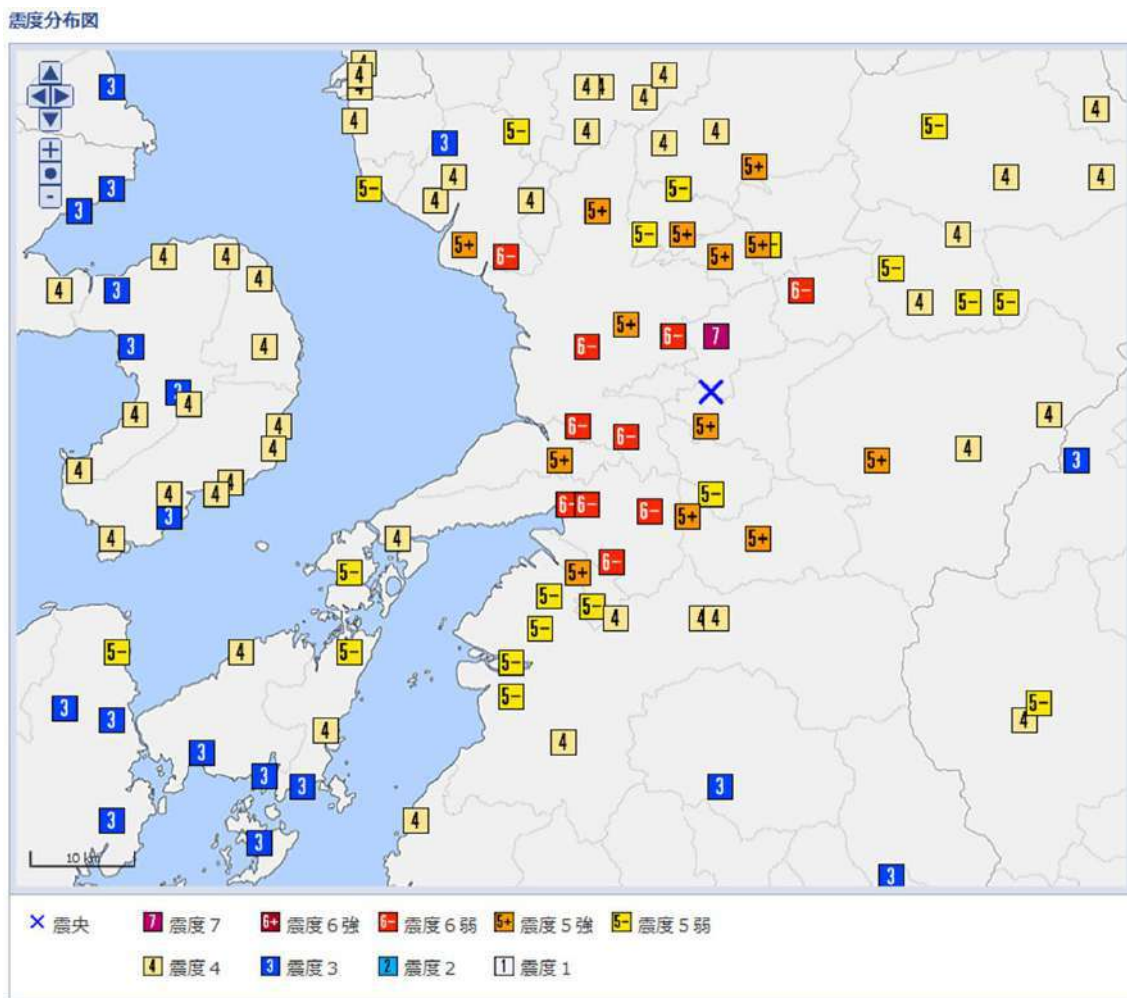


図 7.2.1.1 熊本地震・前震（2016年4月14日21時26分）の震度分布
（気象庁 震度情報データベース^[7.2-2]より）

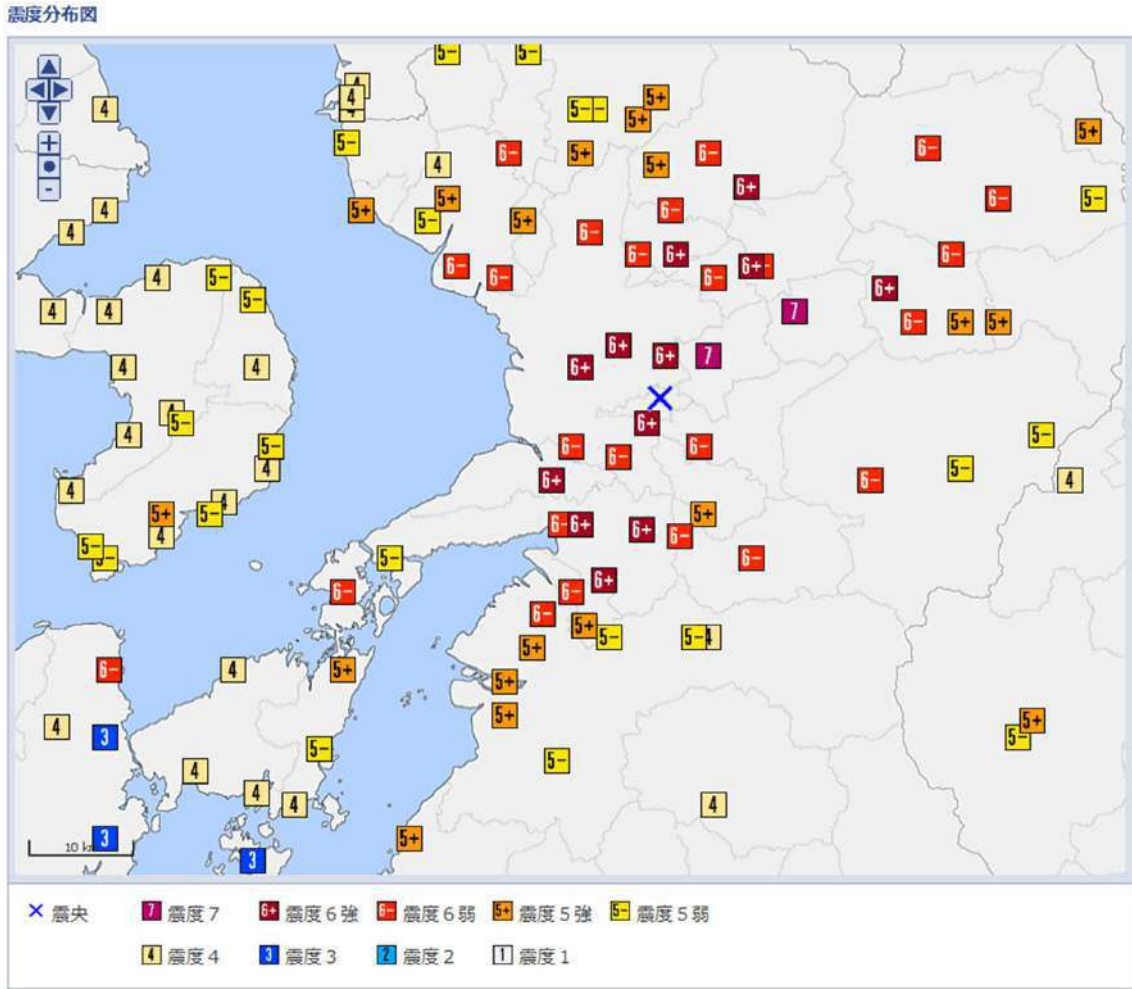


図 7.2.1.2 熊本地震・本震（2016年4月16日01時25分）の震度分布
 （気象庁 震度情報データベース^[7.2-2]より）

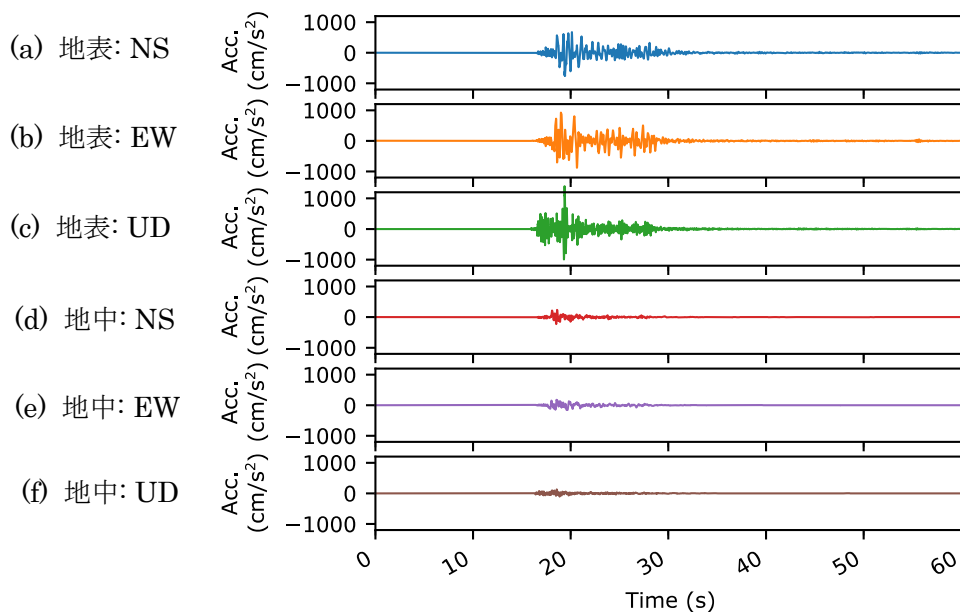


図 7.2.1.3 KiK-net 益城 (KMMH016) 観測点, 前震記録の加速度時刻歴波形

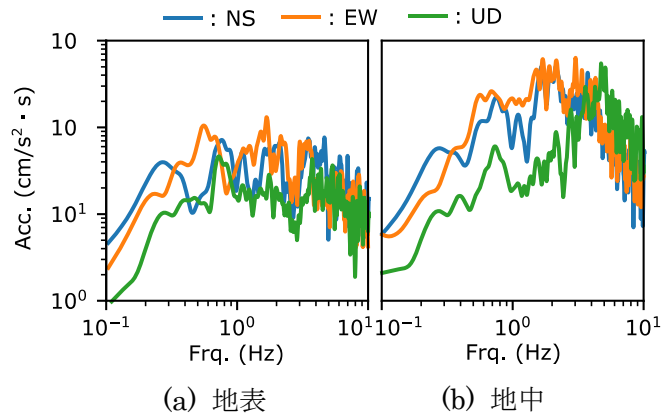


図 7.2.1.4 KiK-net 益城 (KMMH016) 観測点, 前震記録の加速度フーリエスペクトル

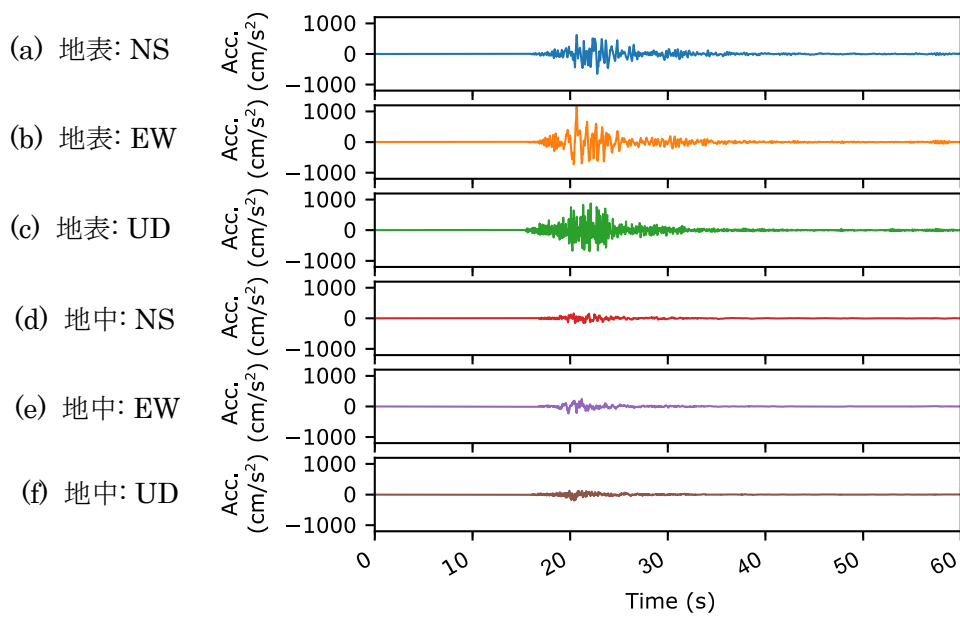


図 7.2.1.5 KiK-net 益城 (KMMH016) 観測点, 本震記録の加速度時刻歴波形

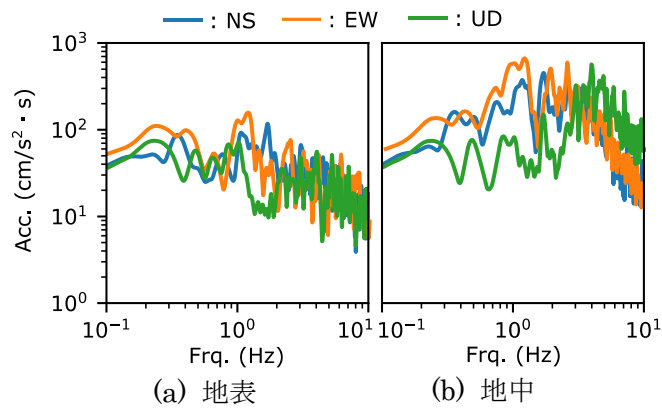


図 7.2.1.6 KiK-net 益城 (KMMH016) 観測点, 本震記録の加速度フーリエスペクトル

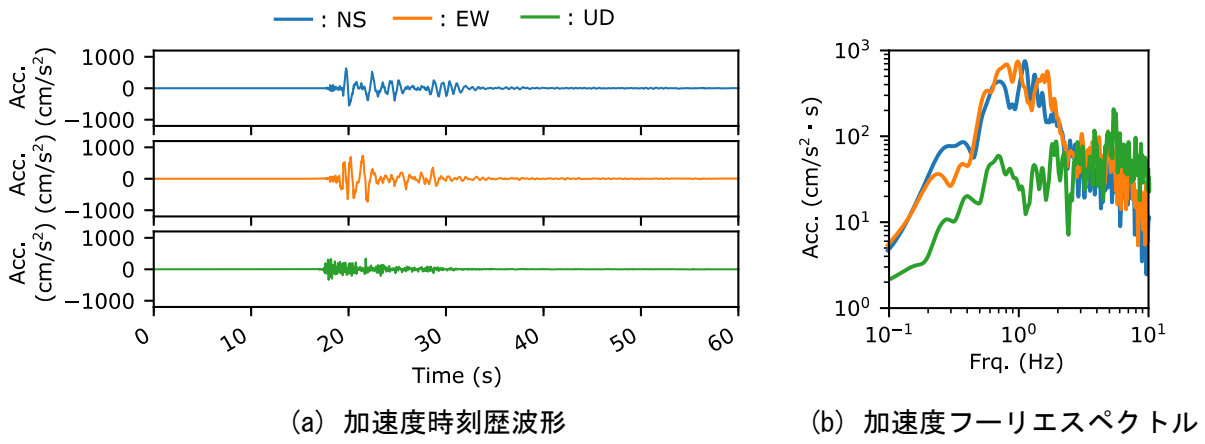


図 7.2.1.7 対象建築物内地震計, 前震記録

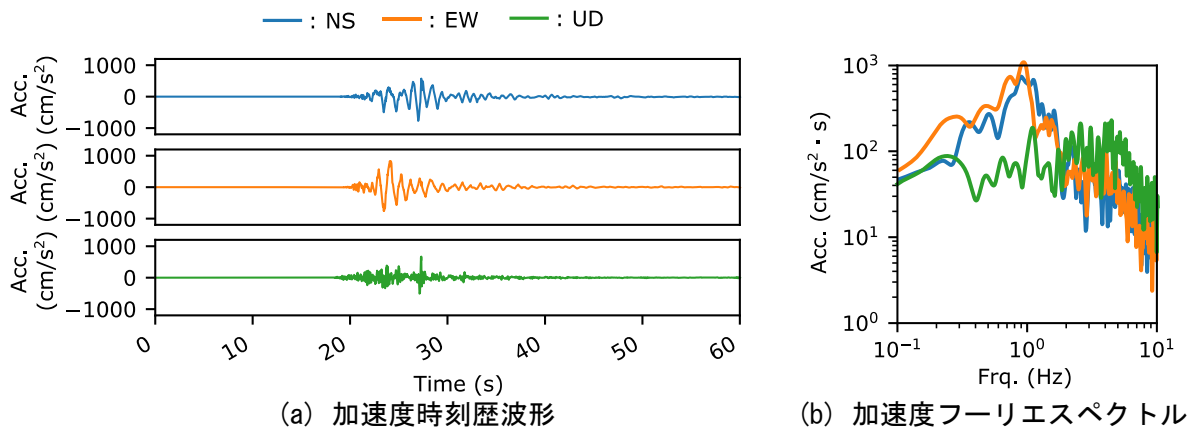


図 7.2.1.8 対象建築物内地震計, 本震記録

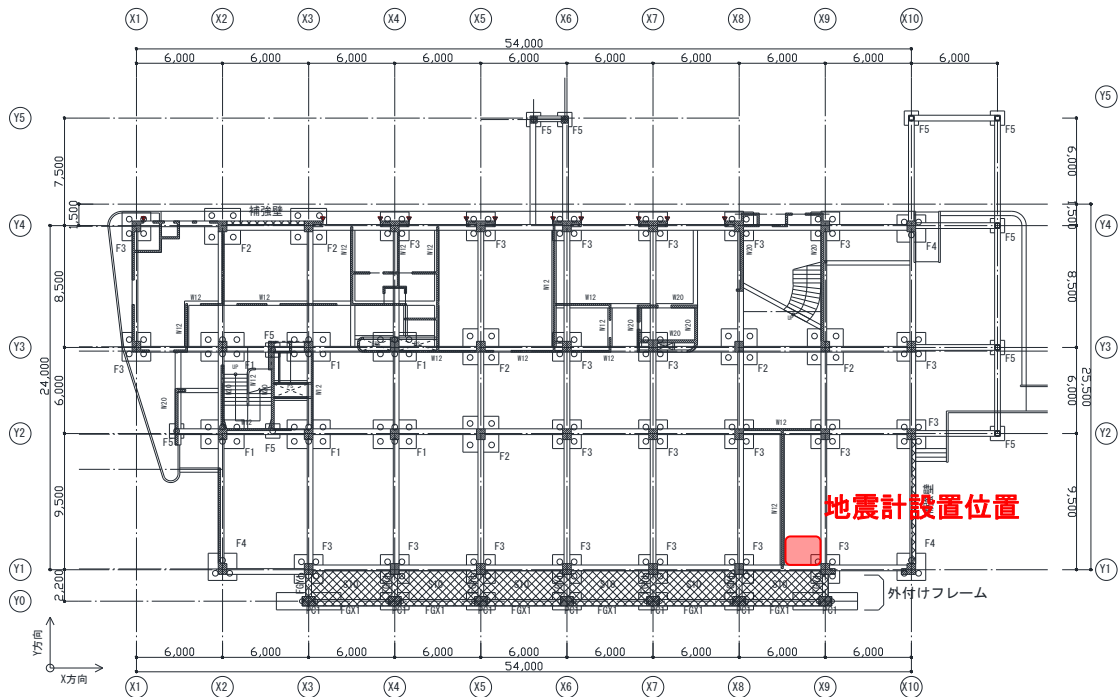


図 7.2.1.9 対象建築物内地震計, 設置位置

参考文献

- [7.2-1] 「平成28年（2016年）熊本地震」について（第41報），2016.7，
(<https://www.jma.go.jp/jma/press/1607/12a/kaisetsu201607121030.pdf>)
- [7.2-2] 気象庁 震度情報データベース，2016.7 閲覧
(<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.php>)
- [7.2-3] 防災科学技術研究所，KiK-net，2017.1 閲覧
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/docs/kyoshin.shtml>)

7.3 対象建築物について

7.3.1 敷地および地盤概要

対象建築物は、熊本県上益城郡熊本県上益城郡益城町宮園に立地している建築物であり、前震の震央から北に 5.6km、本震の震央から北東に 6.7km の距離に立地している。図 7.3.1.1 に立地状況を、図 7.3.1.2 に建築物敷地図を示す。

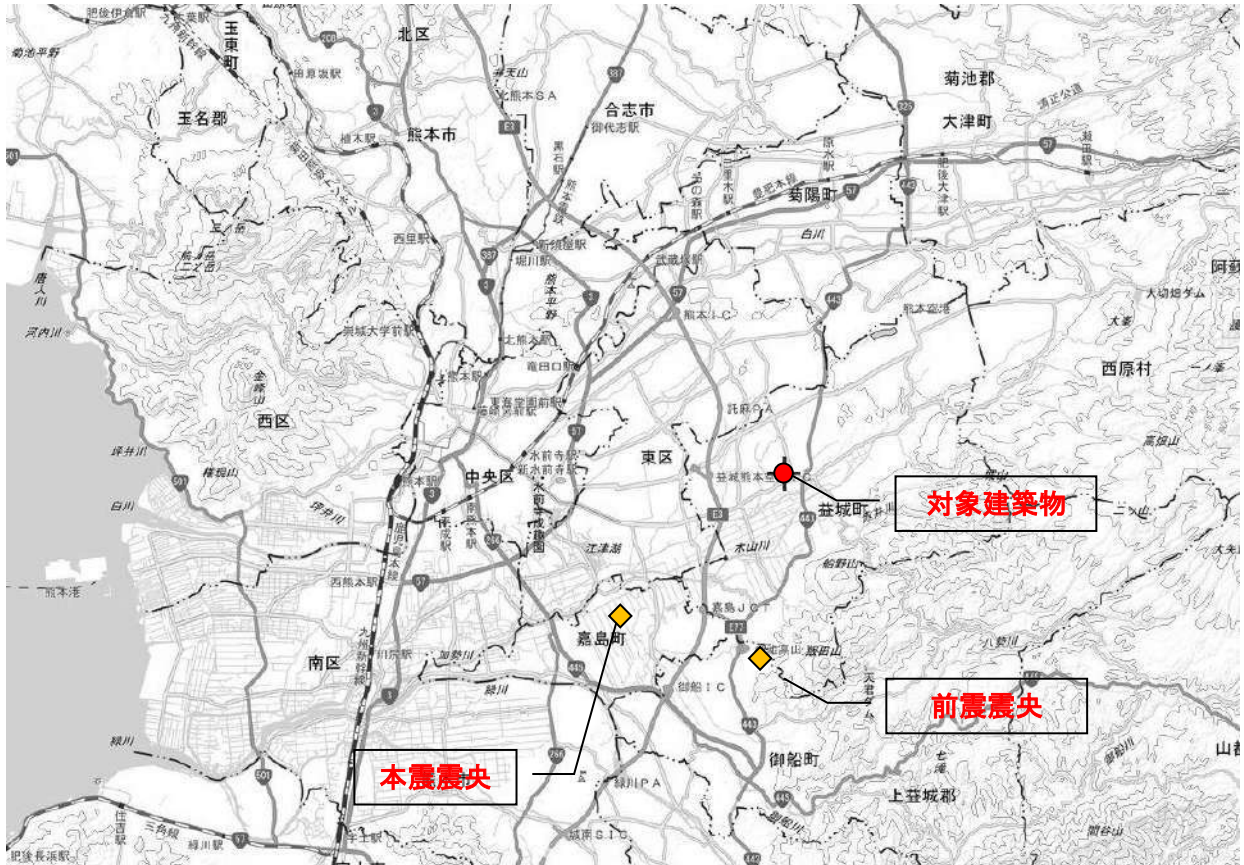


図7.3.1.1 建築物立地状況（地図出典：国土地理院ウェブサイト^[7.3-1]）

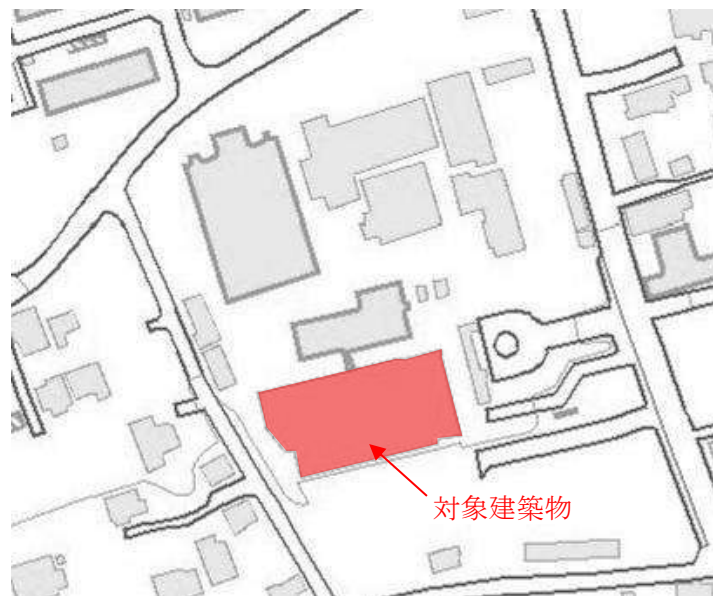


図7.3.1.2 建築物敷地図（地図出典：国土地理院ウェブサイト^[7.3-1]）

対象建物の建築に先立ち、1979年に実施された地盤調査について、調査位置および柱状図を図7.3.1.3～図7.3.1.7に示す。

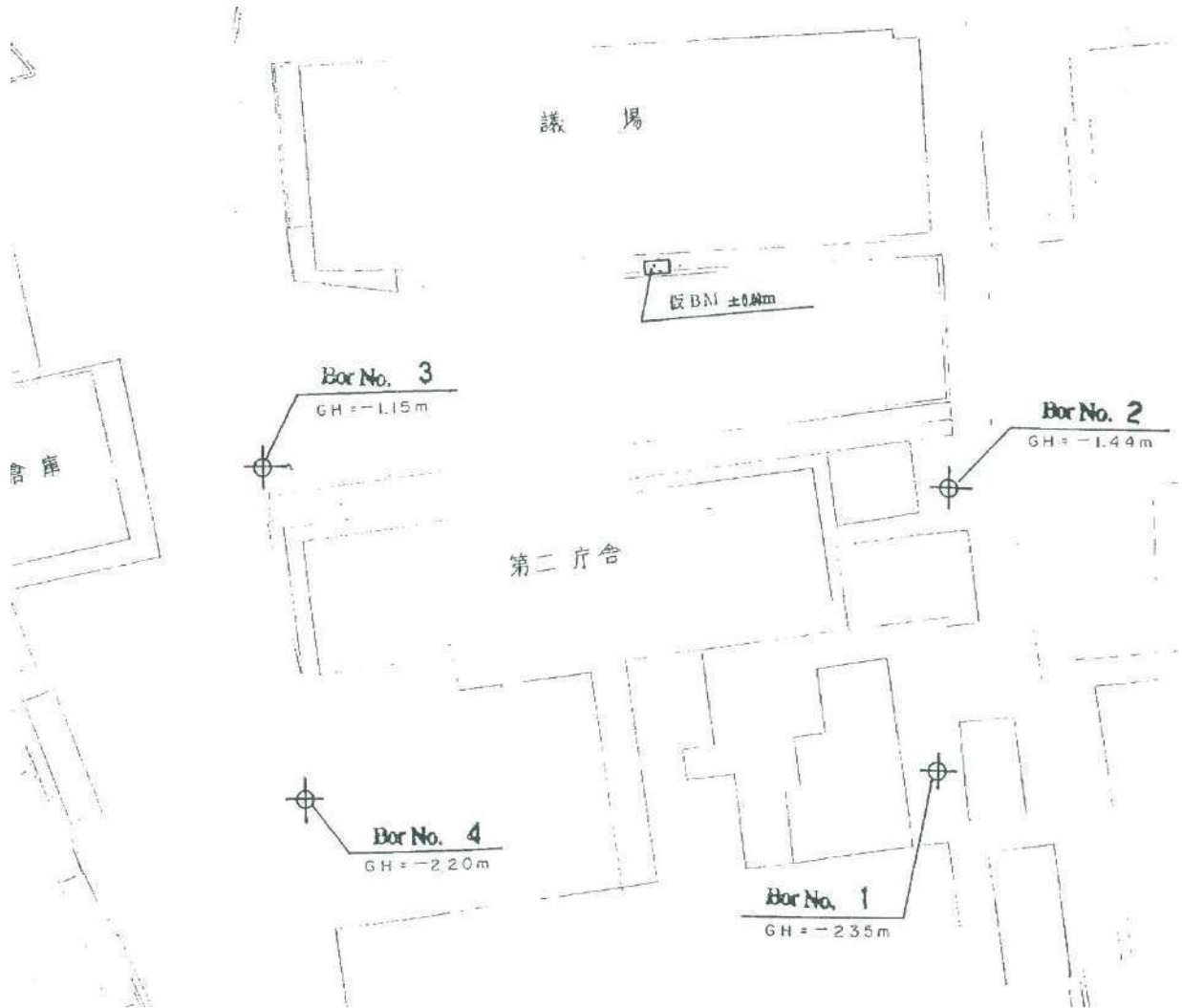


図7.3.1.3 地盤調査位置[7.3-2]

試錐結果柱状図

s = 1/100

Bor. No. 1

調査名称	益城町庁舎建設敷地地頂調査	地盤深	2.35 M (基礎)	試験	標準貫入試験
調査場所	上益城郡益城町水山	孔内水位	0.5 M	測定日時	年月日
調査年月日	昭和54年10月 日 ~ 10月 日	掘削径	130 % 100 % 86 % 66 %	施工者	サシヨ-コンサルタンツ株式会社
工法	ロータリー式コアボーリング	試錐タイプ		担当者	丸修一

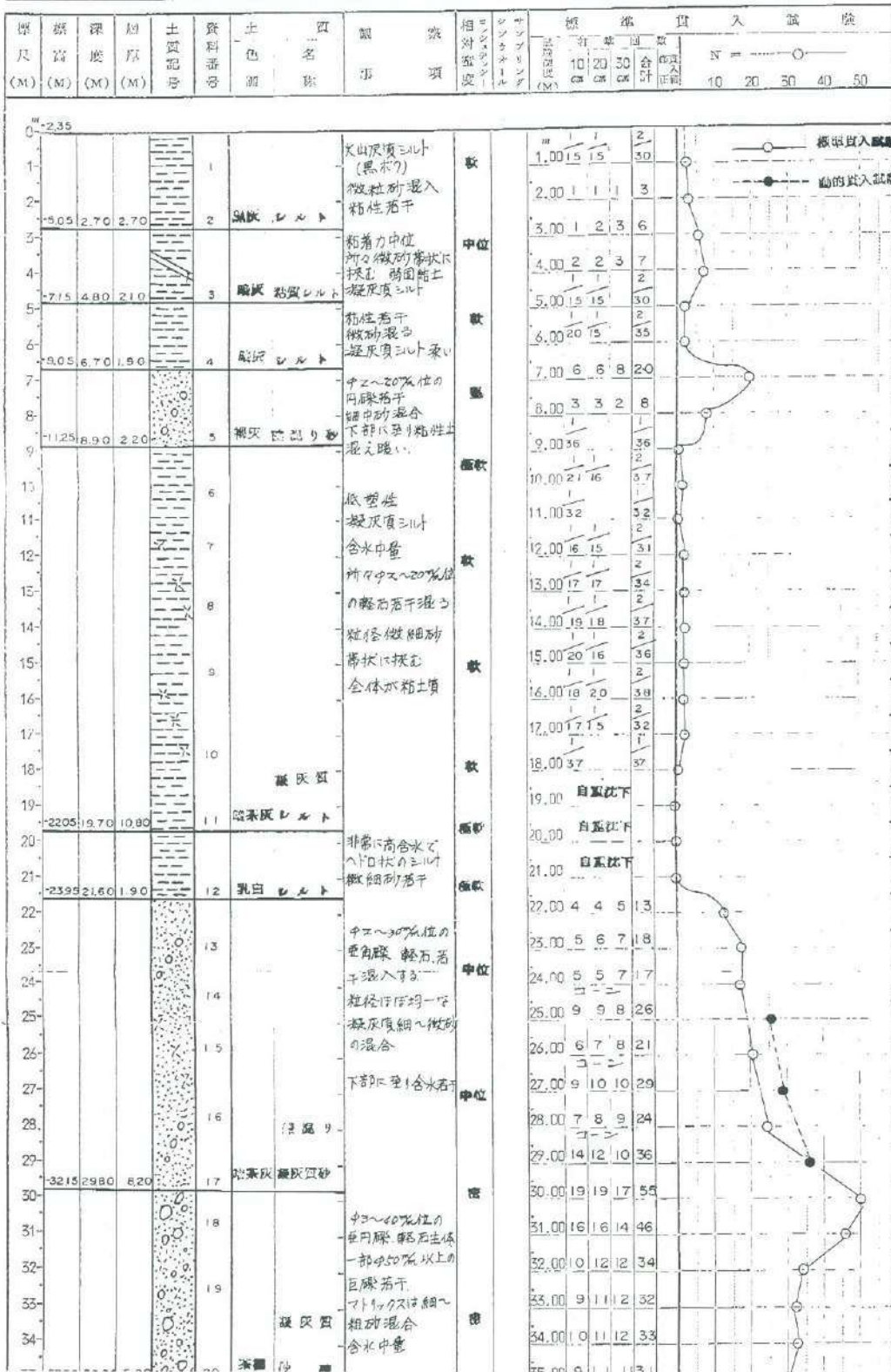


図7.3.1.4 ボーリングデータ (No.1 柱状図) [7.3-2]

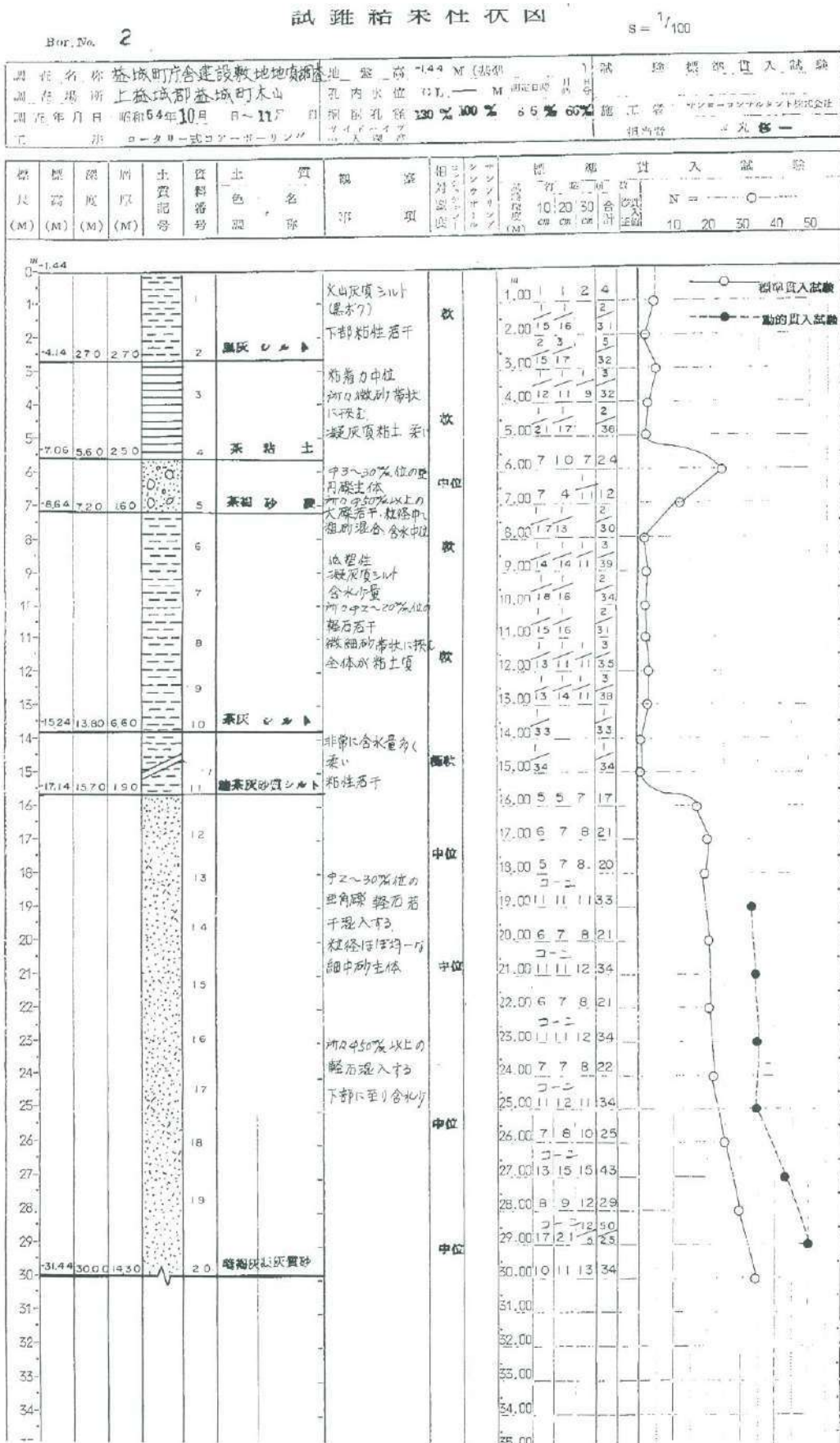


図7.3.1.5 ボーリングデータ (No.2 柱状図) [7.3-2]

試錐結果柱状図

s = 1/100

Bor. No. 3

調査名称	益城町庁舎建設敷地地質調査	地盤深	11.5 M (深部)	試験	標準貫入試験
調査場所	上益城郡益城町木山	孔内水位	GL. M 測定日時	月	
調査年月日	昭和54年10月 日~11月 日	掘削孔径	φ100 % 3.6 % 66%	施工者	マシローコンクリート株式会社
工法	ロータリー式コアボーリング	掘削機		担当者	田丸 肇一

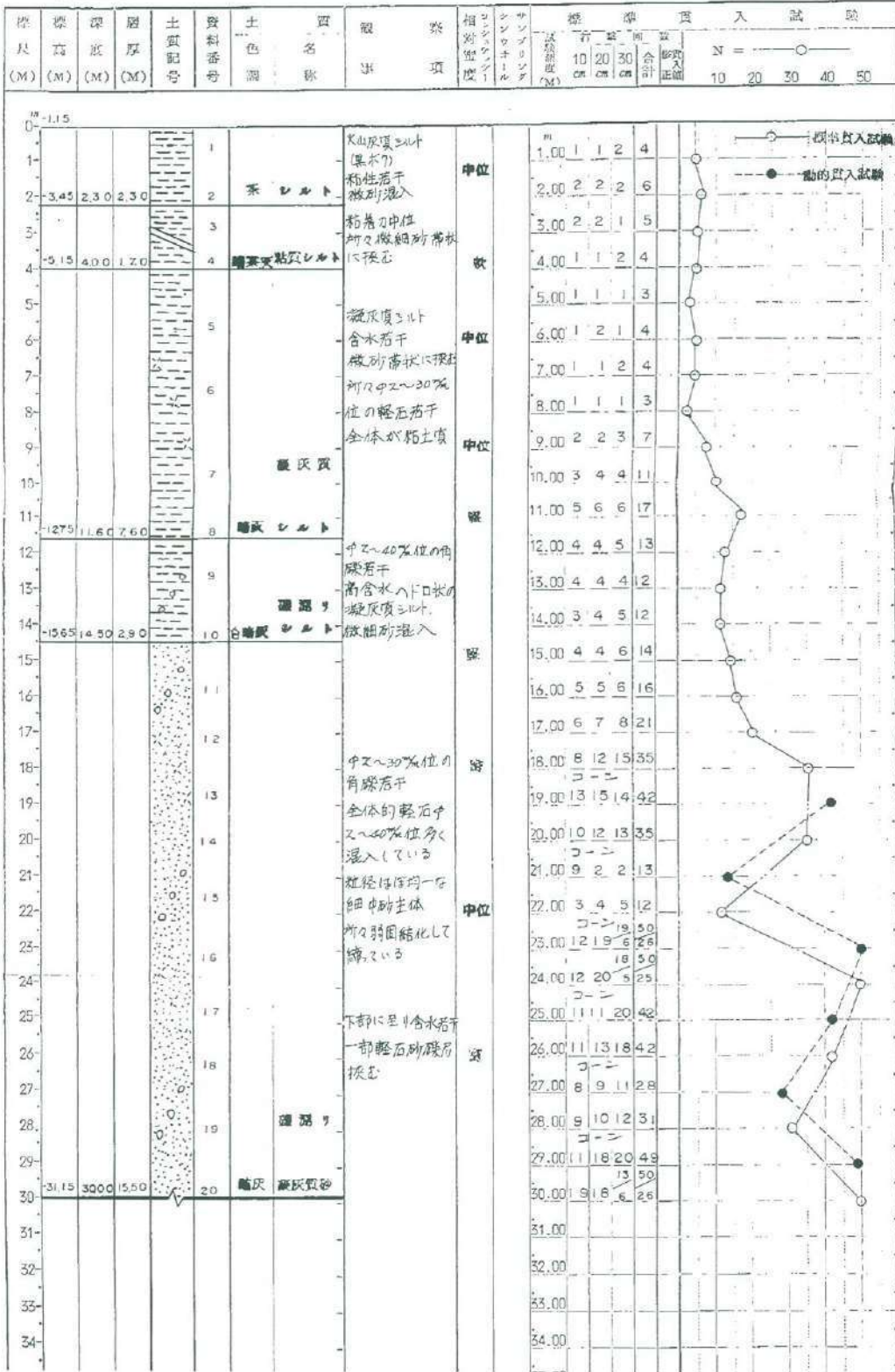
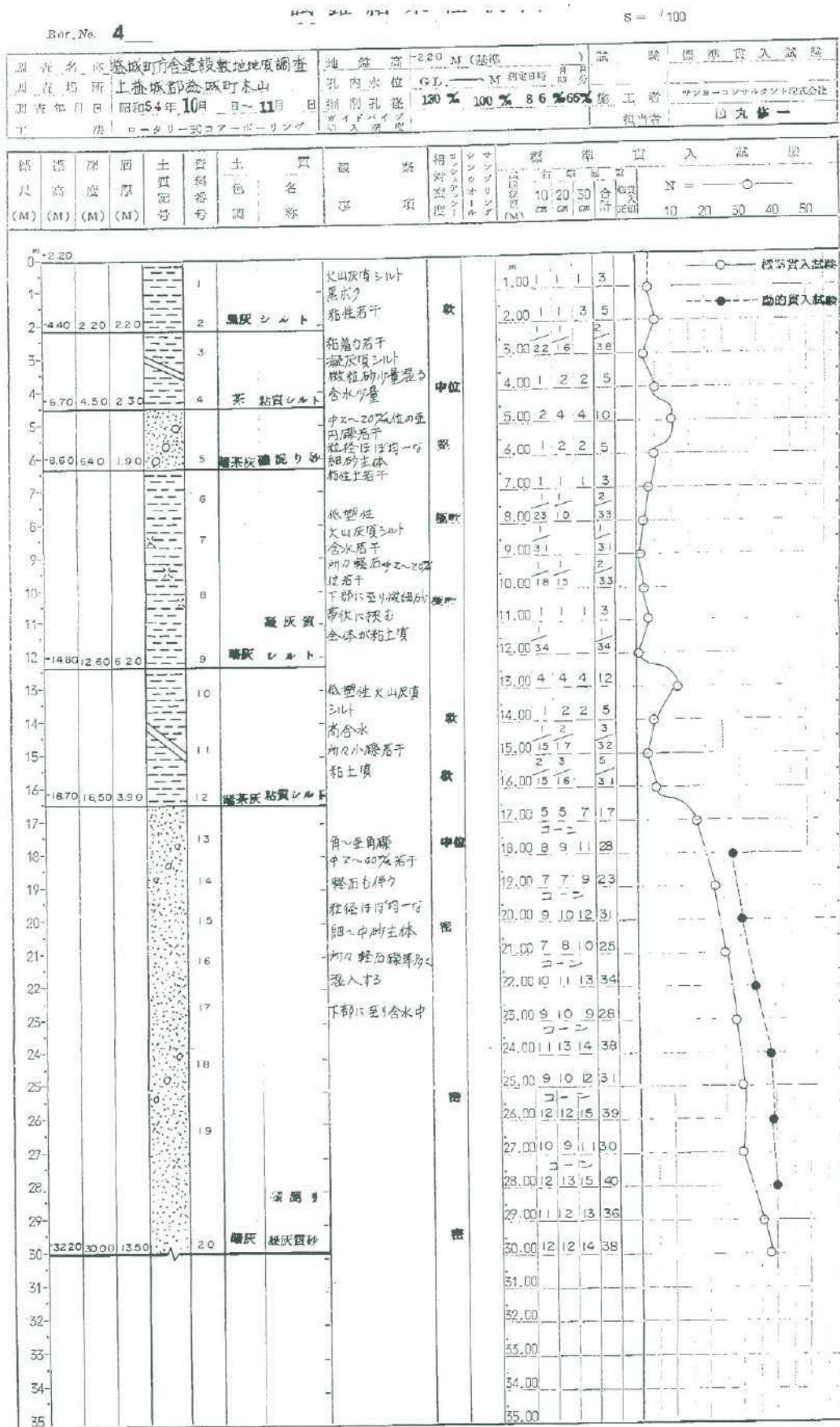


図7.3.1.6 ボーリングデータ (No.3 柱状図) [7.3-2]



7.3.2 建築物概要および耐震改修概要

対象とする建築物は、熊本県上益城郡益城町宮園にあり、1980年に建設された。本建築物は桁行方向9スパン、張間方向4スパンのRC造の地上3階、塔屋1階の庁舎建築物で、平面形状は長方形である。北側には隣接する建築物を繋ぐ渡り廊下棟（RC造2階）がエキスパンションジョイントを介して繋がっている。建築物の基礎は杭基礎であり、耐震補強時に作成された構造計算書には、 $\phi 400$ のPC杭またはAC杭（PHC杭）（長さ26～32m）、長期許容支持力500kN（50ton）との記載がある。杭本数は177本で、下屋や渡り廊下部分を除き1柱あたり3～6本ずつ配置されている。施工方法や杭頭接合部の詳細は不明である。また、地震時には北東側にエレベータ棟と鉄骨造の庇（写真7.3.2.2）が存在したが、詳細調査実施時は撤去されていた（写真7.3.2.1）。



写真7.3.2.1 対象建築物南面



写真7.3.2.2 建築物北東のエレベータ棟と鉄骨造の庇

本建築物は2012年に耐震改修を実施している。図7.3.2.1に示すようにX10通りとY4通りに鉄筋コンクリート造壁の増し打ち工法を用いた耐震補強を行っている。また、図7.3.2.2に示すように南側のY0構面にプレキャスト外フレーム工法を用いた耐震補強を行っている。外付けフレームの基礎も杭基礎であり、回転杭工法による鋼管杭（軸径φ318.5mm、羽根径φ637mm、長さ27.0m）が柱1本あたり2本ずつ配置されている。地震時水平力の負担は不明である。また、Y4通りに耐震スリットを用いた靱性能の改善がなされている。

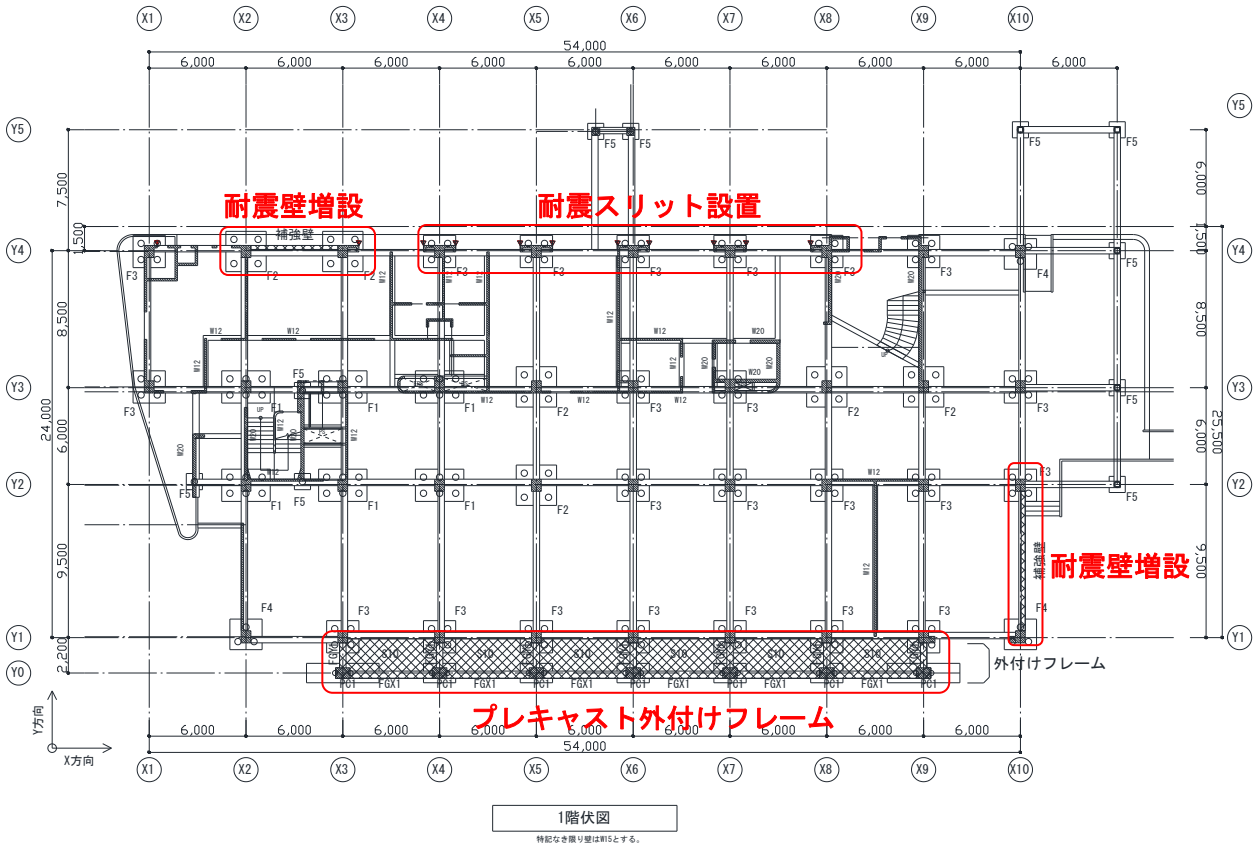


図7.3.2.1 対象建築物1階平面図

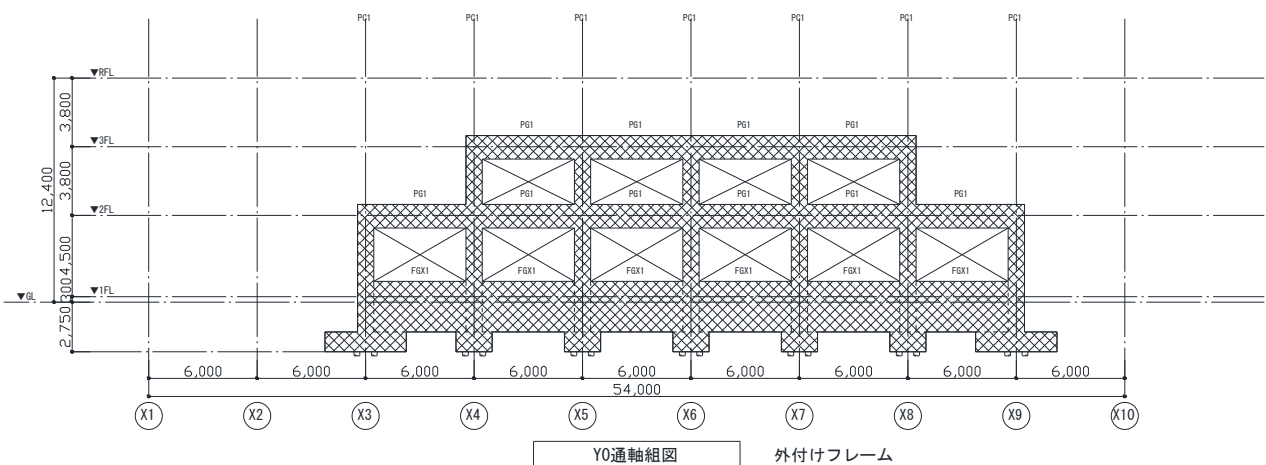


図7.3.2.2 対象建築物 Y0構面軸組図

7.3.3 耐震診断結果と耐震改修後の診断結果

対象建築物は、2000年に耐震診断を2012年に耐震改修を実施している。表7.3.3.1～表7.3.3.2に耐震診断の結果と耐震改修後の診断結果^[7.3-2]を示す。なお、耐震診断は第二次診断法を採用している。

X(東西)方向の補強前の崩壊形は、曲げ柱、せん断柱、柱型付き曲げ壁、柱型付きせん断壁、せん断壁、極脆性柱の混在する崩壊形である。フレーム外雑壁の耐力を無視して計算したところ正側加力で2Fが $I_s=0.67$ 、1Fが $I_s=0.39$ となり所要値(0.7)を下回っている。また、1Fは偏心しているためにSD指標が0.86となっている。以上より、所要の耐震性能が不足していると判断された。

X方向の耐震補強計画は、耐力増加および偏心率の改善を行う補強としてプレキャスト外フレームを南側構面に新設することとした。さらに、北側構面の壁を撤去し、耐震壁を新設した。また、北側構面の極脆性袖壁付き柱および極脆性柱を改善する目的で、腰壁にスリットを設置した。

Y(南北)方向の補強前の崩壊形はX方向と同様に、曲げ柱、せん断柱、柱型付き曲げ壁、柱型付きせん断壁、せん断壁、極脆性柱の混在する崩壊形である。フレーム外雑壁の耐力を無視して計算したところ正側加力で1Fが $I_s=0.56$ となり所要値(0.7)を下回っている。また、1Fは偏心しているためにSD指標が0.80となっている。以上より、X方向と同様に所要の耐震性能が不足していると判断された。

Y方向の耐震補強計画は、偏心率の改善を行う補強として1Fに開口付き耐震壁を新設することとなった。SD指標が改善されたことや、耐震壁増設により1Fの I_s 値が0.74となり所要値(0.7)を満足した。

表 7.3.3.1 X(東西)方向 耐診断結果および耐震改修後の診断結果^[7.3-2]

	階	ΣW_i	$1/A_i$	W/A	C	F	E0	SD	T	I_s	CTU・SD	判定	
補強前	PH	$\{2.5 \cdot (AW1+AW2)+0.7 \cdot Ac\} \cdot \alpha / (Z \times W \times A_i) = \{2.5 \cdot (900000+1117500)\} \cdot 1.07 / (0.9 \times 1057200 \times 2.0) = 2.84 \geq 1.00$											OK
	3	15952.1	0.71	12.3	1.34	1.00	0.95	1.00	0.98	0.93	0.95	OK	
	2	31483.3	0.85	12.4	0.8	1.00	0.68	1.00	0.98	0.67	0.68	NG	
	1	49337.1	1.00	12.0	0.46	1.00	0.46	0.86	0.98	0.39	0.39	NG	

	階	ΣW_i	$1/A_i$	W/A	C	F	E0	SD	T	I_s	CTU・SD	判定	
補強後	PH	$\{2.5 \cdot (AW1+AW2)+0.7 \cdot Ac\} \cdot \alpha / (Z \times W \times A_i) = \{2.5 \cdot (900000+1117500)\} \cdot 1.07 / (0.9 \times 1057200 \times 2.0) = 2.84 \geq 1.00$											OK
	3	15952.1	0.71	12.3	1.34	1.00	0.95	1.00	0.98	0.92	0.95	OK	
	2	31943.0	0.85	12.7	0.91	1.00	0.77	1.00	0.98	0.76	0.77	OK	
	1	50805.0	1.00	12.7	0.75	1.00	0.75	1.00	0.98	0.73	0.75	OK	

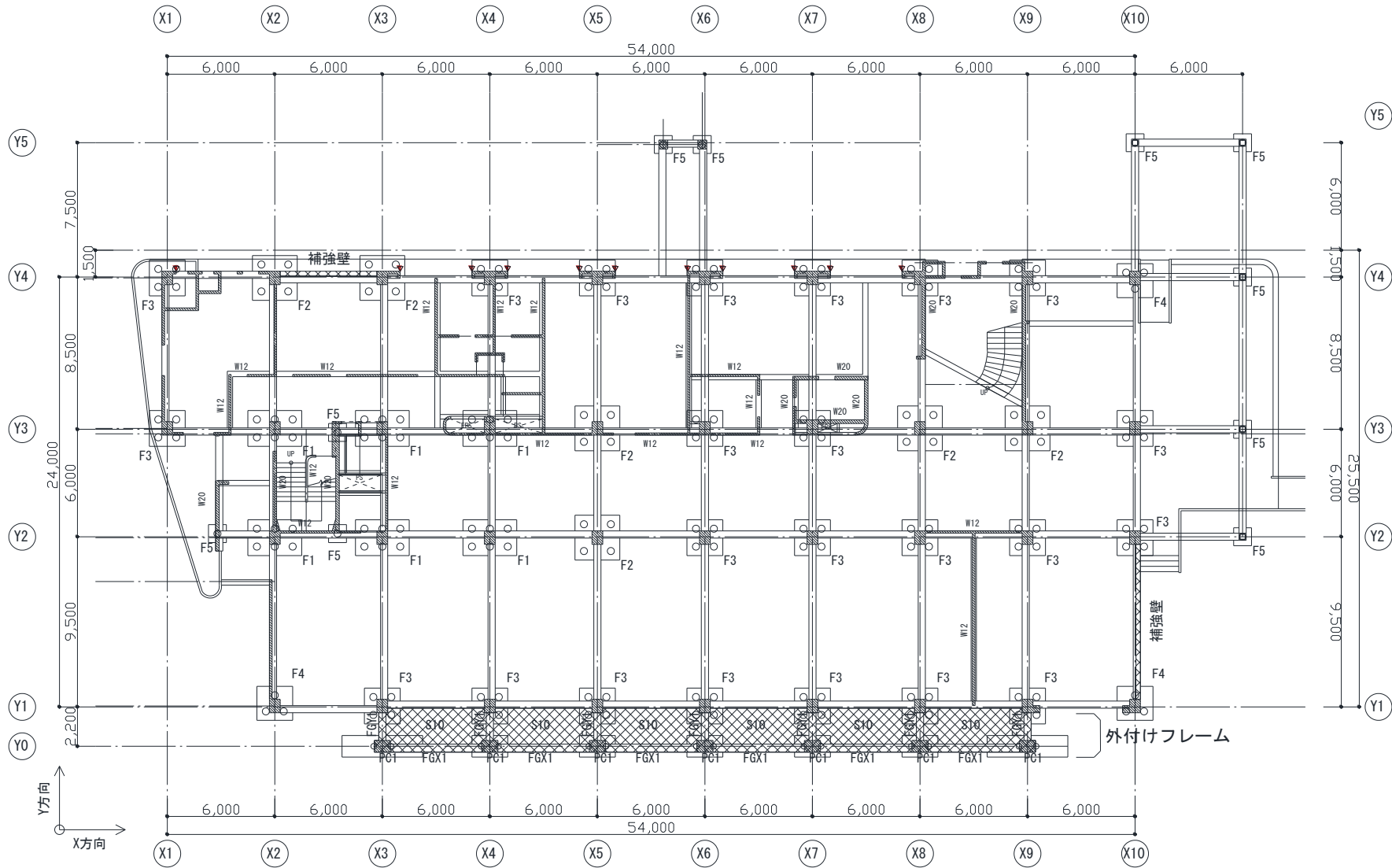
表 7.3.3.2 Y(南北)方向 耐診断結果および耐震改修後の診断結果^[7.3-2]

	階	ΣW_i	$1/A_i$	W/A	C	F	E0	SD	T	I_s	CTU・SD	判定	
補強前	PH	$\{2.5 \cdot (AW1+AW2)+0.7 \cdot Ac\} \cdot \alpha / (Z \times W \times A_i) = \{2.5 \cdot (900000+472500)\} \cdot 1.07 / (0.9 \times 1057200 \times 2.0) = 1.93 \geq 1.00$											OK
	3	15952.1	0.71	12.3	1.34	1.00	1.55	1.00	0.98	1.52	1.55	OK	
	2	31483.3	0.85	12.4	0.8	1.00	1.03	1.00	0.98	1.01	1.03	OK	
	1	49337.1	1.00	12.0	0.39 0.39	1.00 1.50	0.71	0.80	0.98	0.56	0.31	NG	

	階	ΣW_i	$1/A_i$	W/A	C	F	E0	SD	T	I_s	CTU・SD	判定	
補強後	PH	$\{2.5 \cdot (AW1+AW2)+0.7 \cdot Ac\} \cdot \alpha / (Z \times W \times A_i) = \{2.5 \cdot (900000+472500)\} \cdot 1.07 / (0.9 \times 1057200 \times 2.0) = 1.93 \geq 1.00$											OK
	3	15952.1	0.71	12.3	2.17	1.00	1.55	1.00	0.98	1.50	1.53	OK	
	2	31943.0	0.85	12.7	1.18	1.00	1.00	1.00	0.98	0.98	1.00	OK	
	1	50805.0	1.00	12.7	0.76	1.00	0.76	1.00	0.98	0.74	0.76	OK	

7.3.4 建築物の図面

対象建築物について、耐震改修後の建築物の図面を図7.3.4.1～図7.3.4.17に示す。



1階伏図

特記なき限り壁はW15とする。

図7.3.4.1 1階伏図

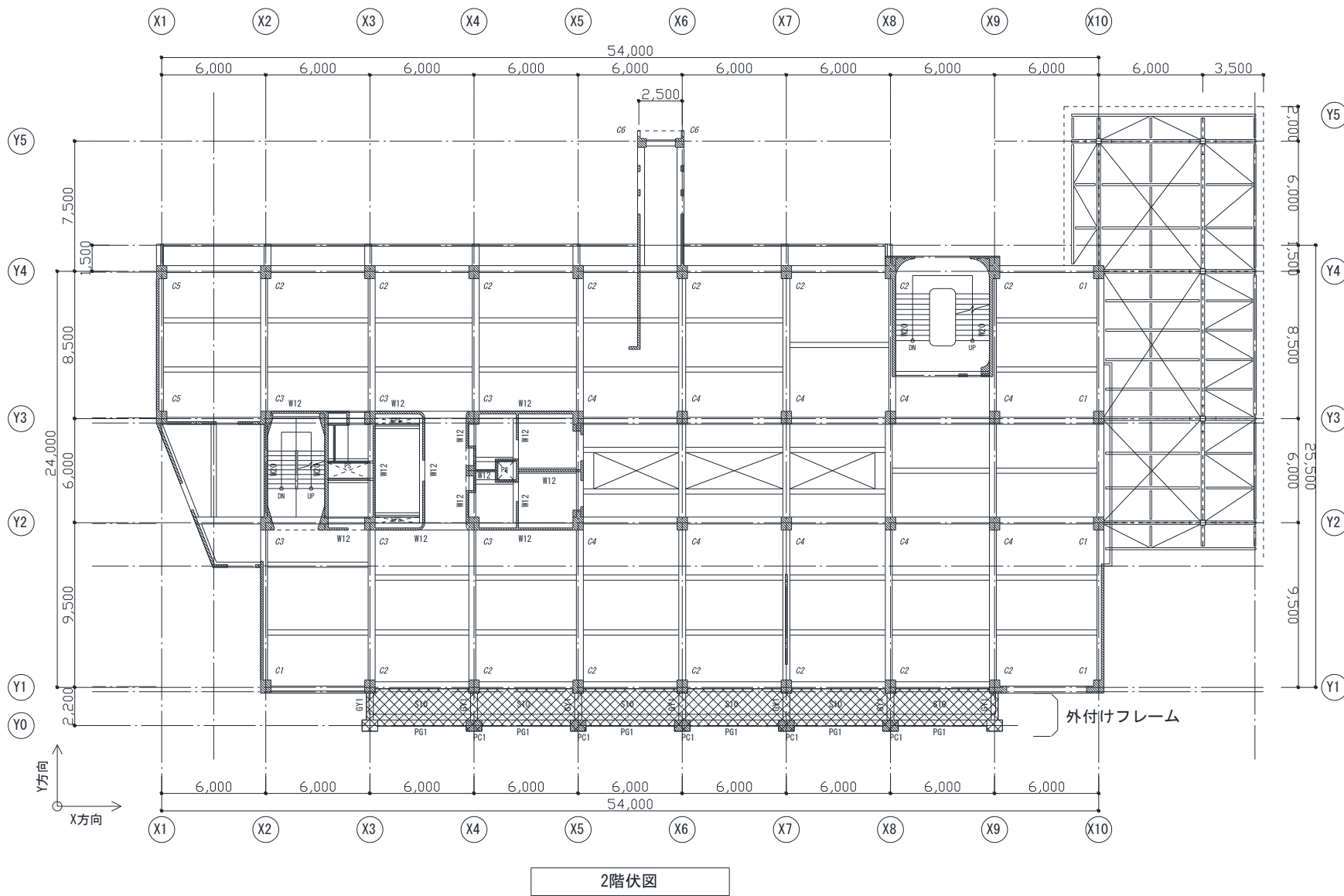


図7.3.4.2 2階伏図

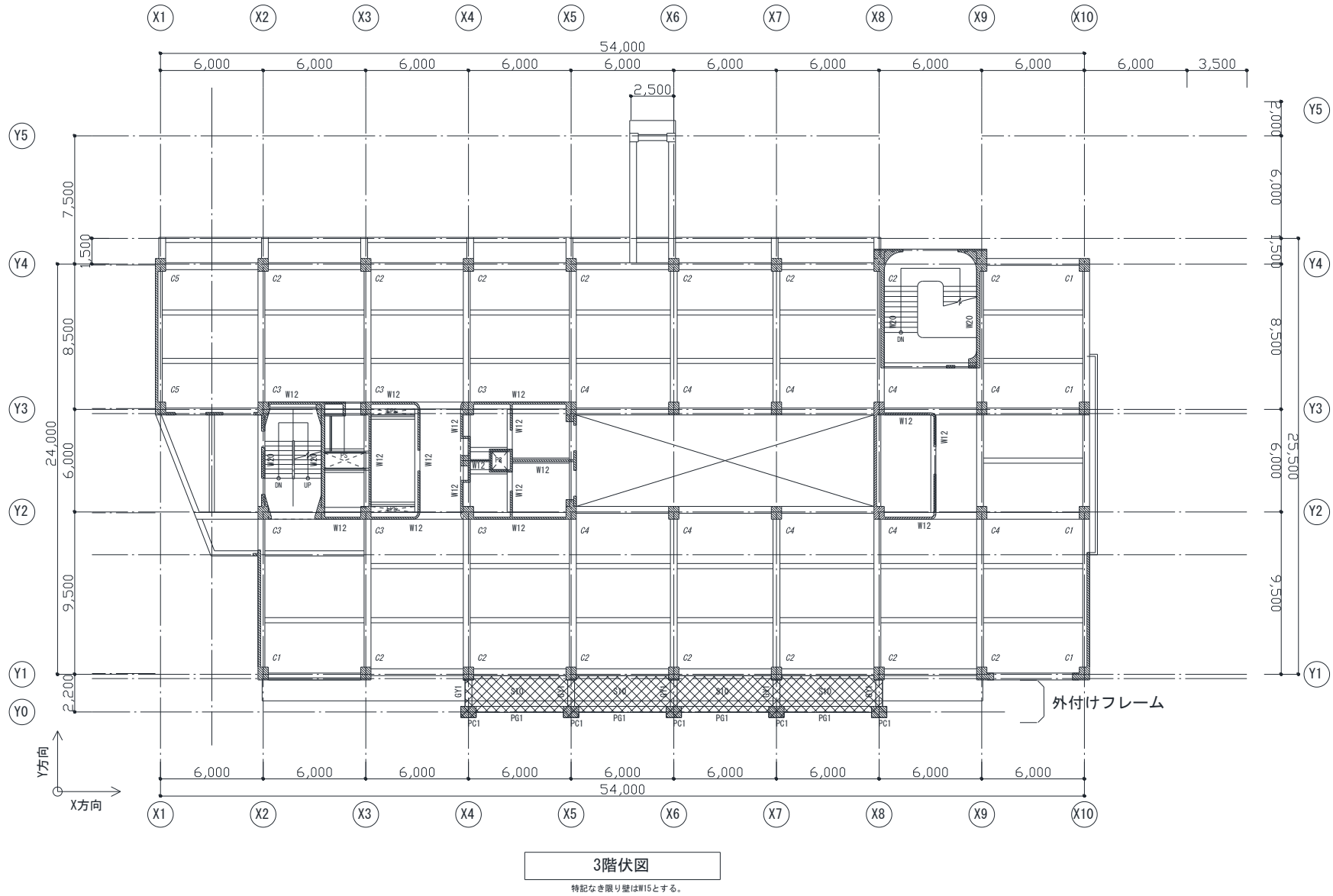
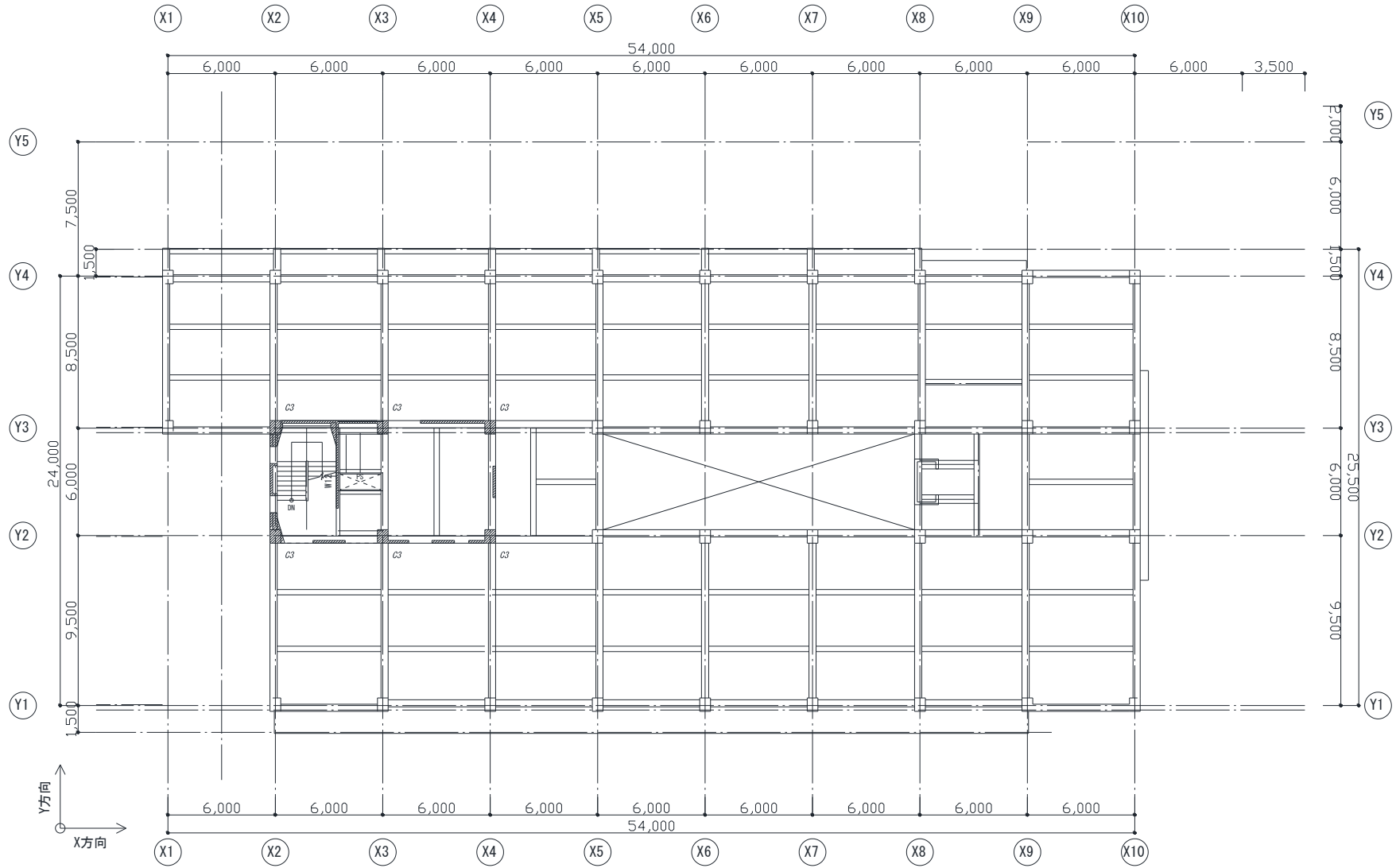


図7.3.4.3 3階伏図

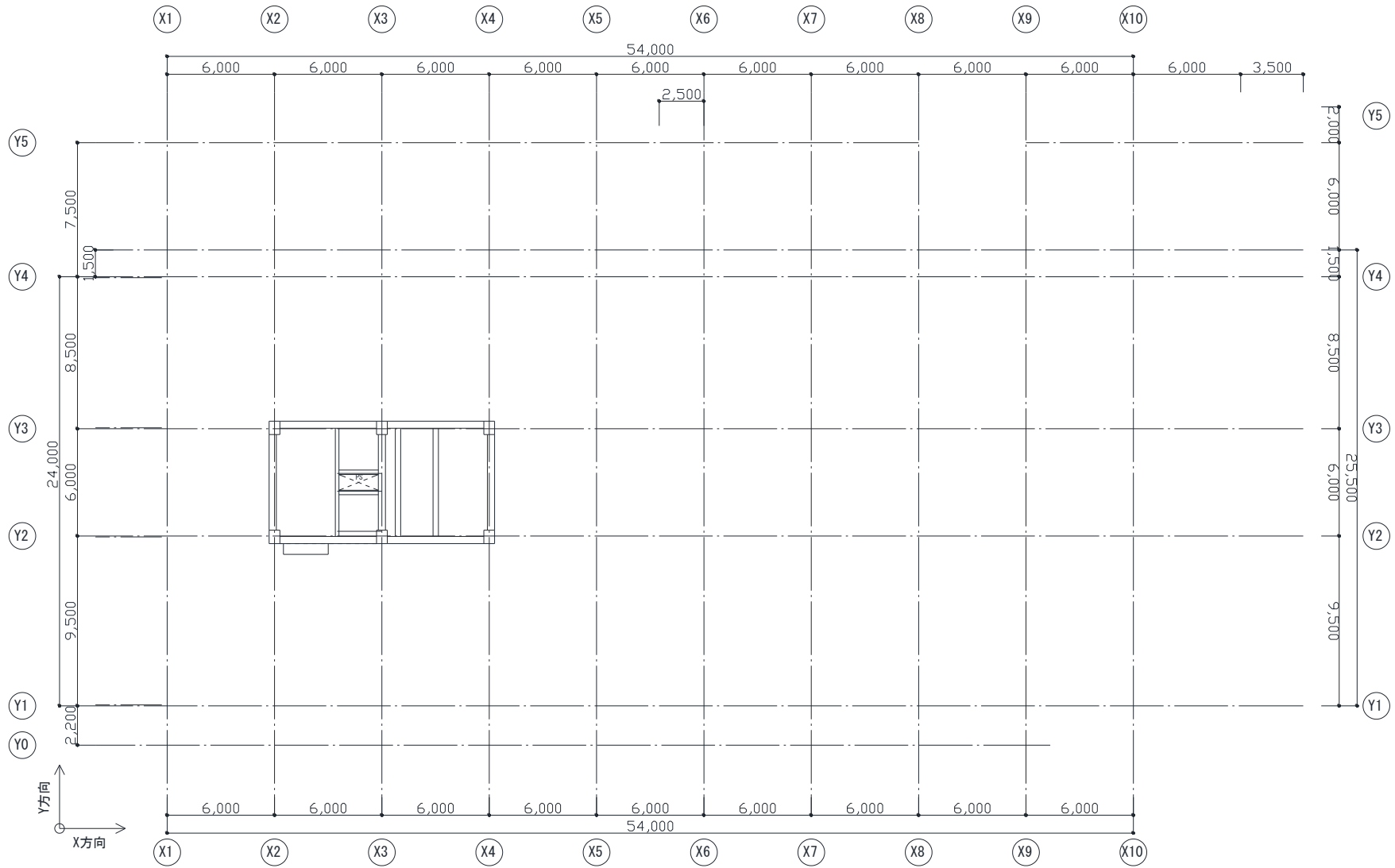
7-34



R階伏図

特記なき限り壁はW15とする。

図7.3.4.4 PH階伏図



R階伏図

特記なき限り壁はW15とする。

図7.3.4.5 R階伏図

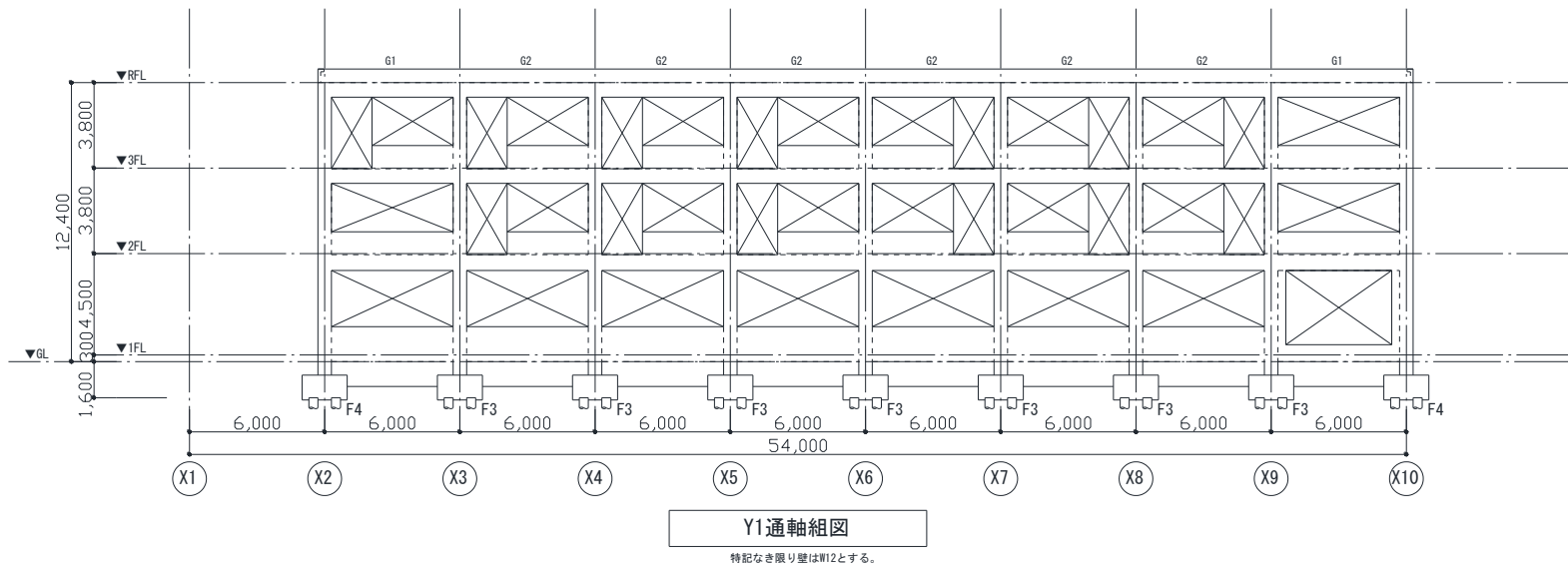
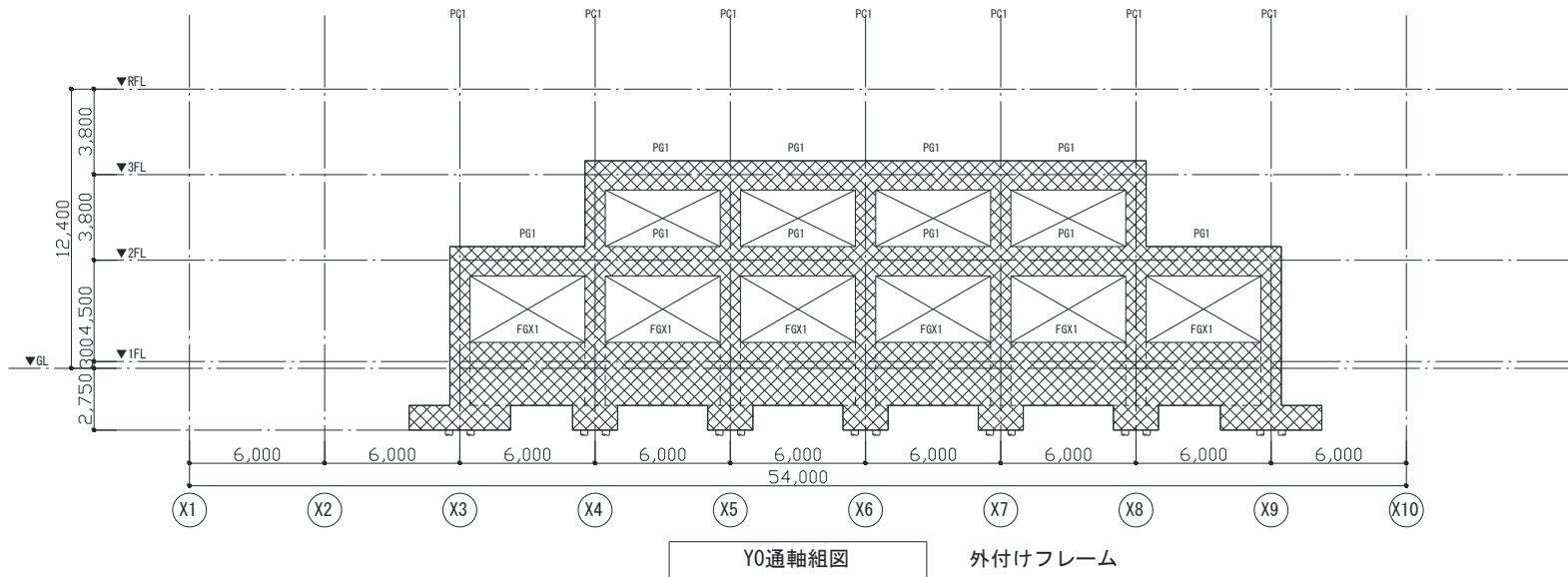


図7.3.4.6 YO通り, Y1通り軸組図

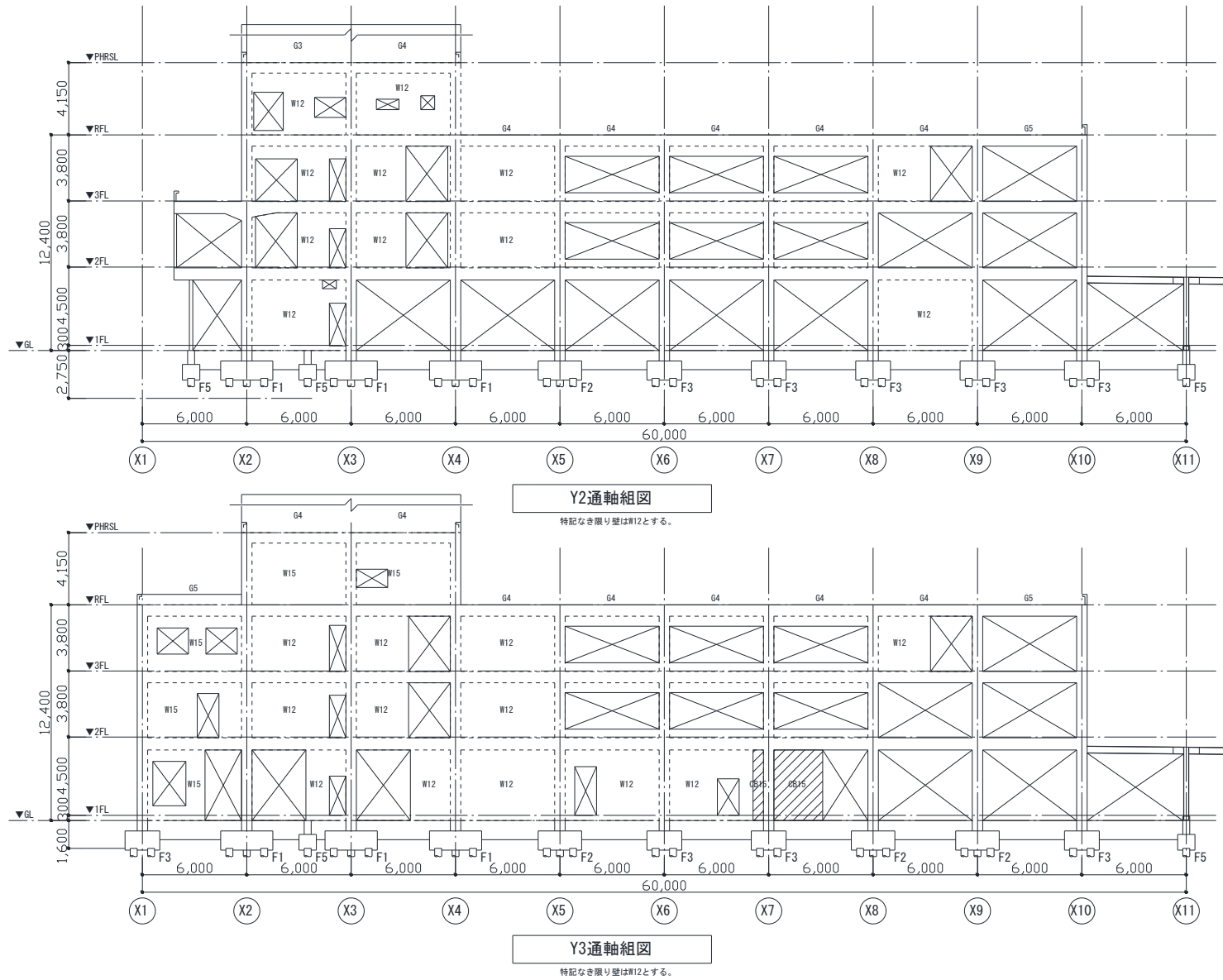
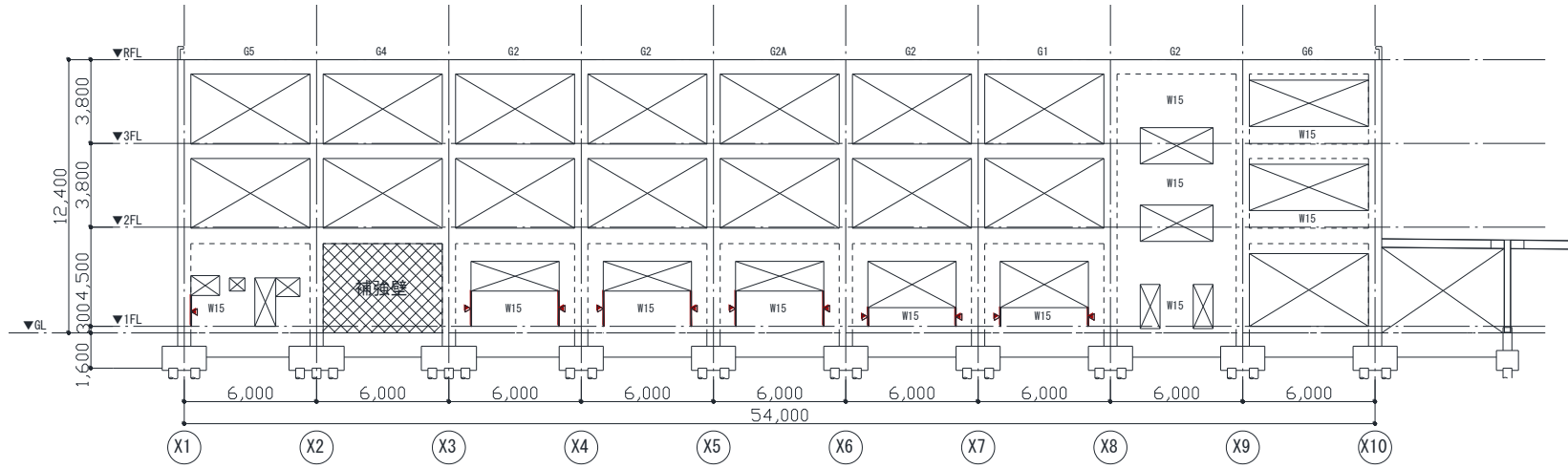
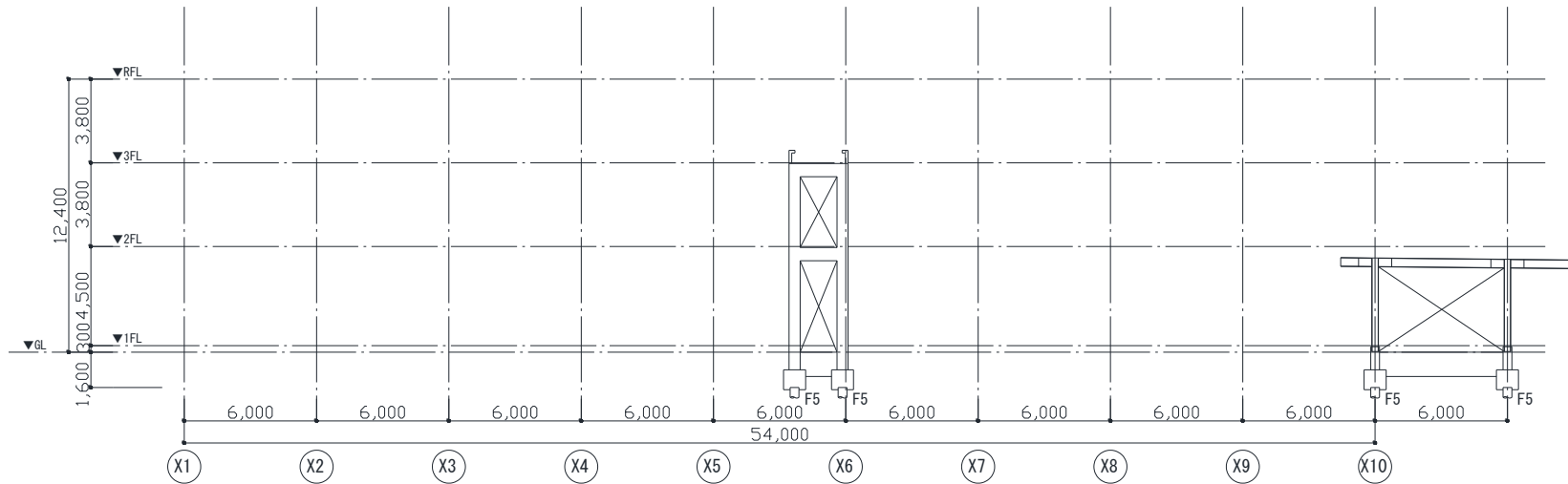


図7.3.4.7 Y2通り, Y3通り軸組図



Y4通軸組図

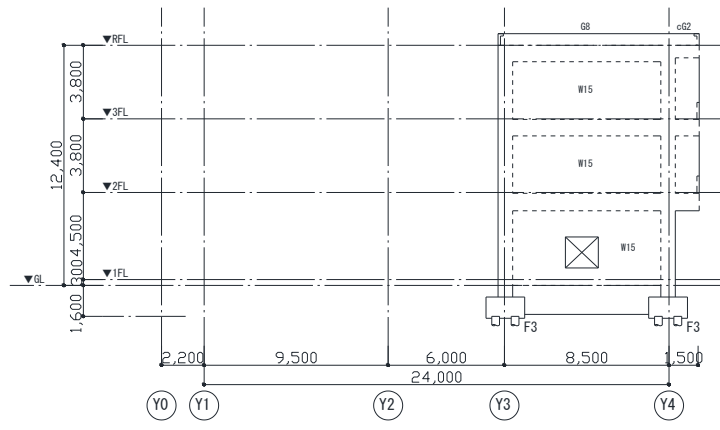
特記なき限り壁はW12とする。



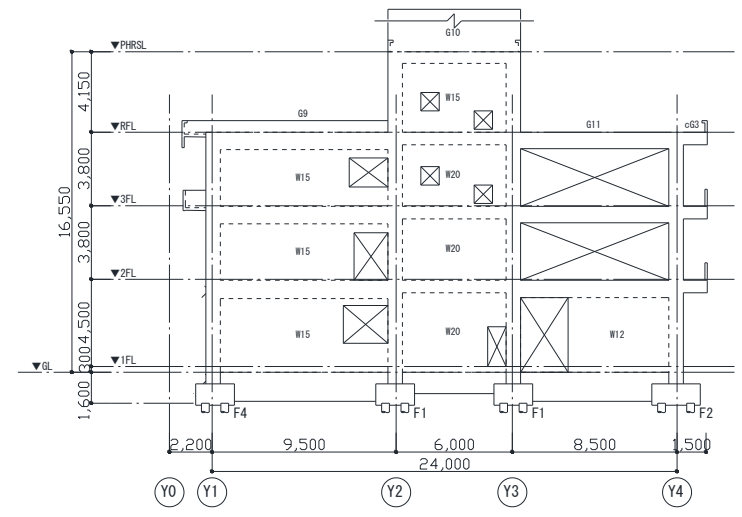
Y5通軸組図

特記なき限り壁はW12とする。

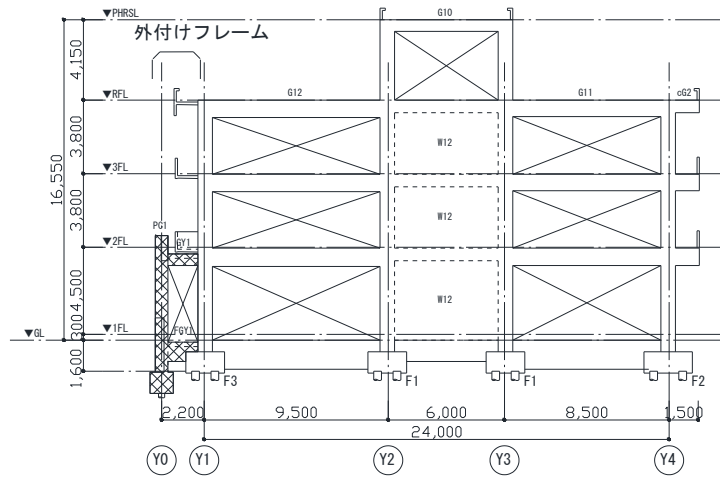
図7.3.4.8 Y4通り, Y5通り軸組図



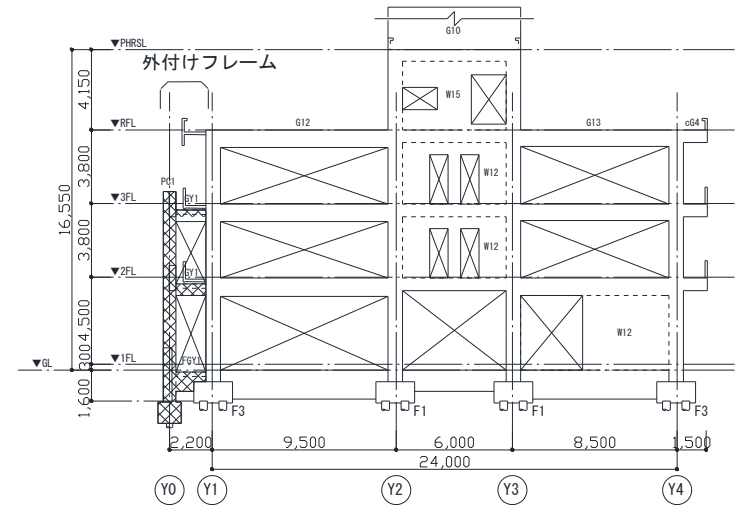
X1通軸組図
特記なき限り壁はW12とする。



X2通軸組図
特記なき限り壁はW12とする。



X3通軸組図
特記なき限り壁はW12とする。



X4通軸組図
特記なき限り壁はW12とする。

図7.3.4.9 X1～X4通り軸組図

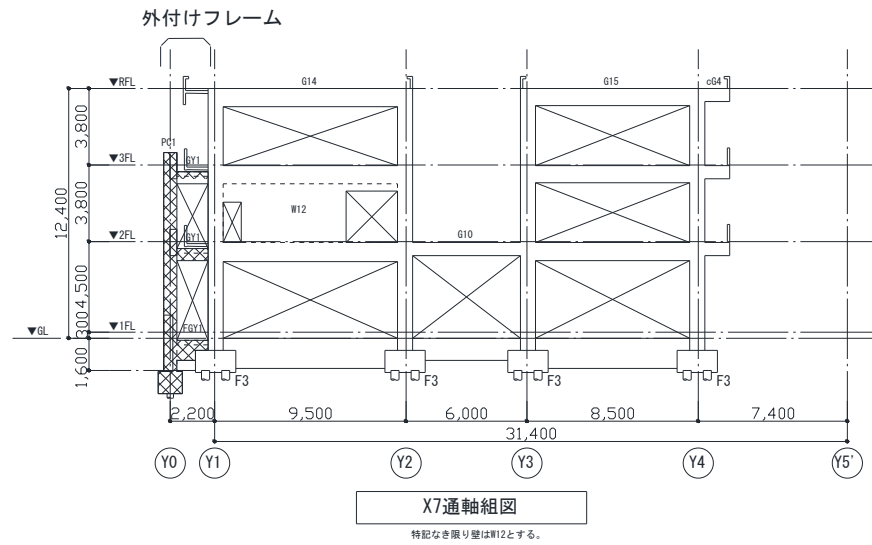
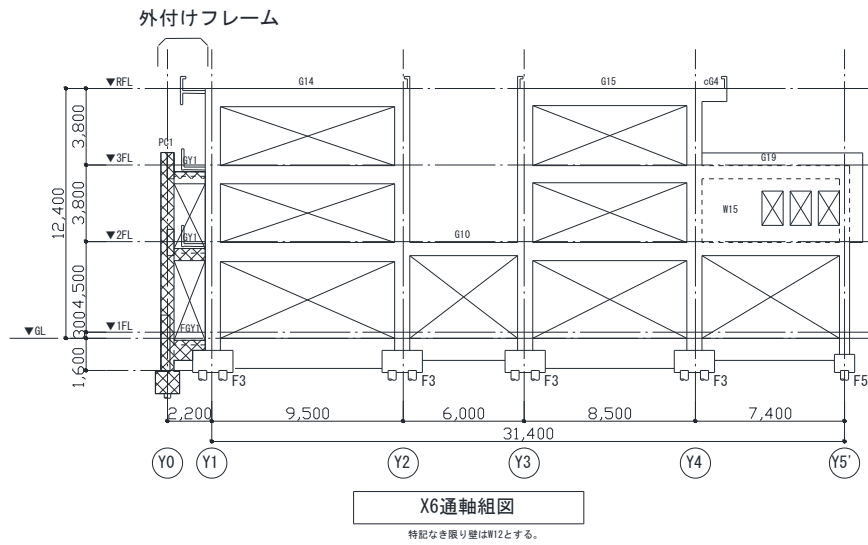
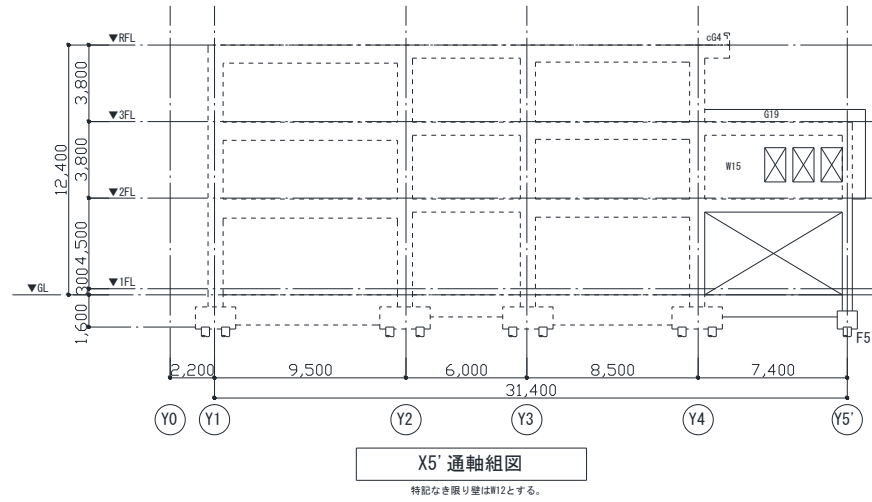
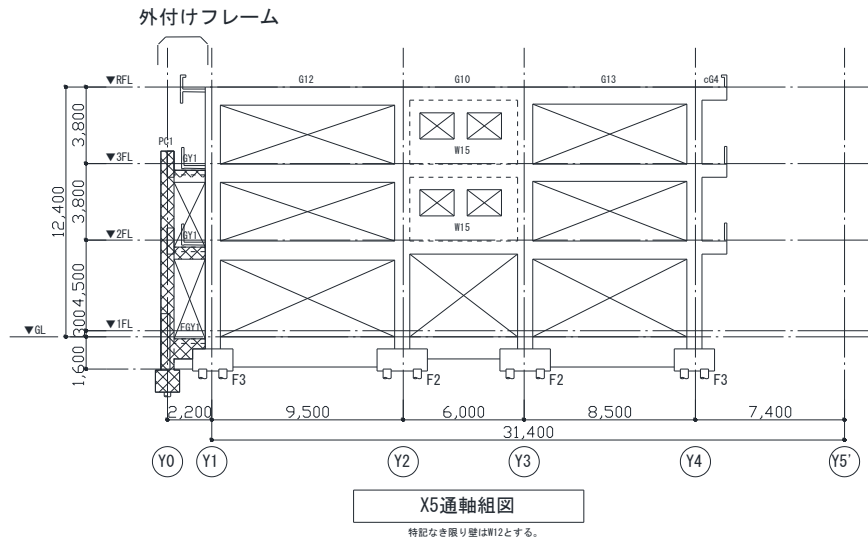


図7.3.4.10 X5～X7通り軸組図

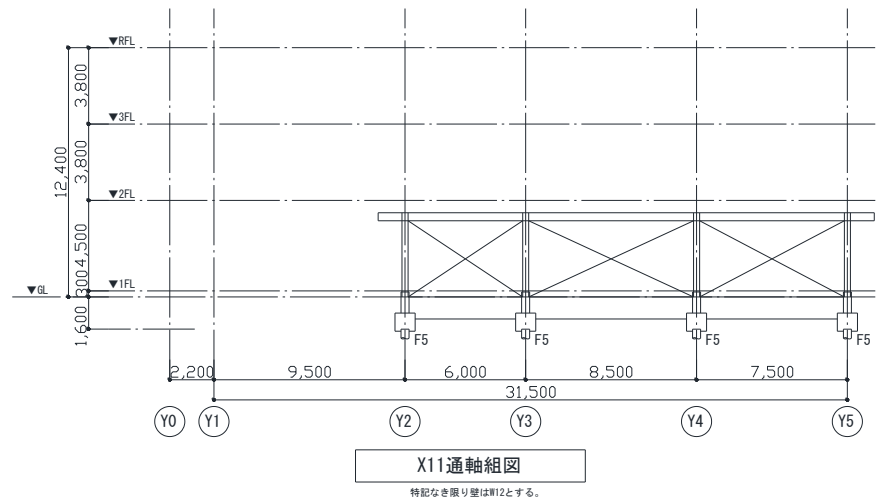
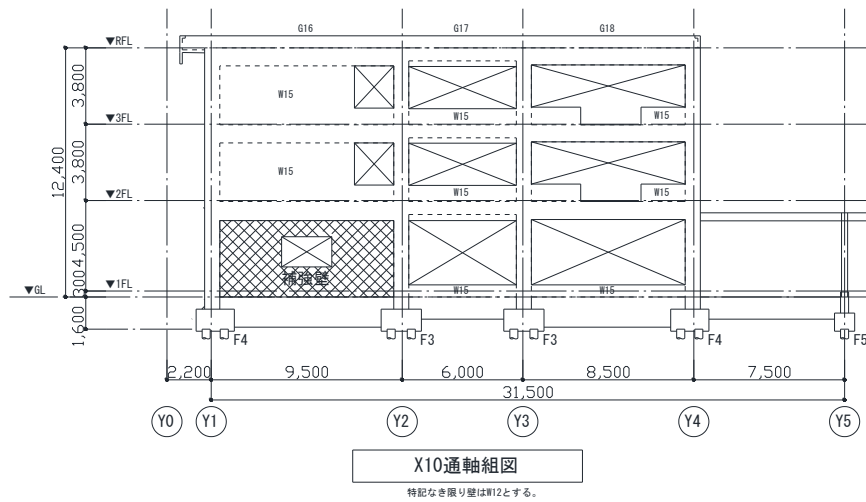
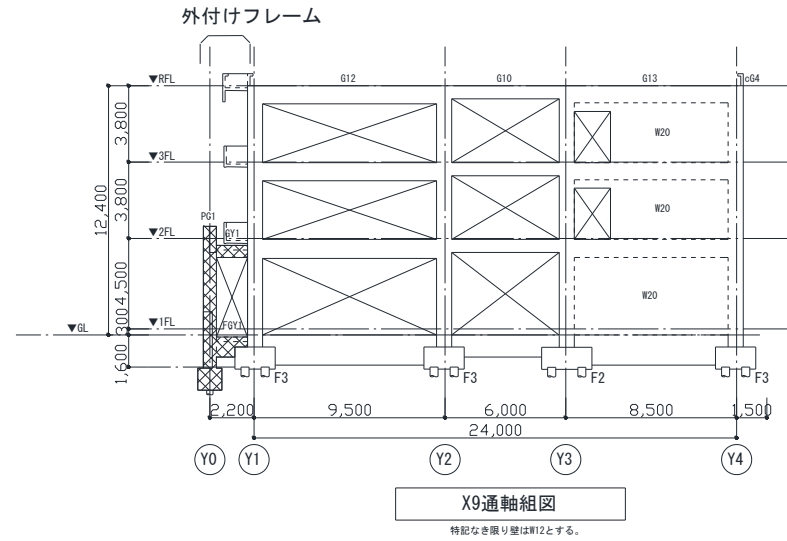
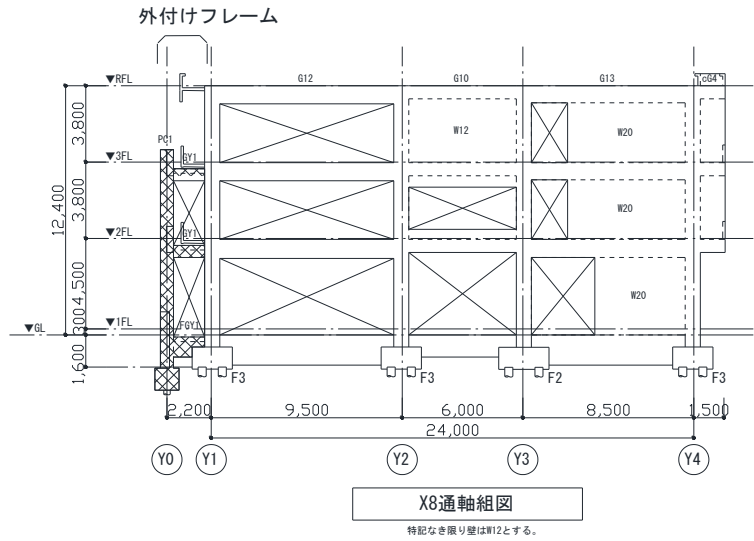


図7.3.4.11 X8～X11通り軸組図

符号	G1		G1		G1		G2		G2		G2	
階	3F - 3F		2F - 2F		1F - 1F		3F - 3F		2F - 2F		1F - 1F	
位置	全断面		全断面		全断面		全断面		全断面		全断面	
方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
断面												
D (cm)	60 x 75		60 x 75		60 x 75		60 x 75		60 x 75		60 x 75	
寄せ筋	XY		XY		XY		XY		XY		XY	
主筋	1段筋 4-D25	2段筋 4-D25	4-D25	4-D25	6-D25	6-D25	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25	9-D25	7-D25
帯筋 (mm)	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100
芯鉄筋	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鉄骨断面 (mm)	-		-		-		-		-		-	
符号	G3		G3		G3		G3		G4		G4	
階	RF - RF		3F - 3F		2F - 2F		1F - 1F		3F - 3F		2F - 2F	
位置	全断面		全断面		全断面		全断面		全断面		全断面	
方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
断面												
D (cm)	60 x 75		60 x 75		60 x 75		60 x 75		60 x 75		60 x 75	
寄せ筋	XY		XY		XY		XY		XY		XY	
主筋	1段筋 3-D25	2段筋 3-D25	4-D25	5-D25	6-D25	5-D25	8-D25	7-D25	4-D25	4-D25	4-D25	6-D25
帯筋 (mm)	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100
芯鉄筋	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鉄骨断面 (mm)	-		-		-		-		-		-	
符号	G4		G5		G5		G5		G6		G6	
階	1F - 1F		3F - 3F		2F - 2F		1F - 1F		2F - 2F		1F - 1F	
位置	全断面		全断面		全断面		全断面		全断面		全断面	
方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
断面												
D (cm)	60 x 75		60 x 75		60 x 75		60 x 75		50 x 50		50 x 50	
寄せ筋	XY		XY		XY		Y		XY		XY	
主筋	1段筋 9-D25	2段筋 6-D25	3-D25	4-D25	3-D25	4-D25	7-D25	6-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25
帯筋 (mm)	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100
芯鉄筋	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鉄骨断面 (mm)	-		-		-		-		-		-	
符号	PC1		PC1		P0							
階	2F - 2F		1F - 1F		1F - 3F							
位置	全断面		全断面		全断面							
方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向						
断面												
D (cm)	90 x 65		90 x 65		20 x 20							
寄せ筋	XY		XY		XY							
主筋	1段筋 4-D25	2段筋 5-D25	4-D25	5-D25	2-D16	2-D16						
帯筋 (mm)	3-D13@100	2-D13@100	3-D13@90	2-D13@90	2-D10@100	2-D10@100						
芯鉄筋	-	-	-	-	-	-						
鉄骨断面 (mm)	-		-		-							

図7.3.4.12 柱断面リスト

符号	G1			G1			G1			G2	
	RF			3F			2F			RF	
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	両端	中央
b x D (cm)	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 70	40 x 70	40 x 70	40 x 65	40 x 65
心子長 (cm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	4-D25	3-D25	4-D25	5-D25	3-D25	5-D25	5-D25	4-D25	5-D25	3-D25
	2段筋	—	—	—	—	—	—	3-D25	—	2-D25	—
下端筋	2段筋	—	—	—	—	—	—	2-D25	—	2-D25	—
	1段筋	3-D25	3-D25	3-D25	4-D25	3-D25	3-D25	5-D25	4-D25	4-D25	3-D25
あばら筋 (mm)	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@125	2-D10@125	2-D10@125	4-D10@100	2-D10@100	4-D10@100	2-D10@150	2-D10@150
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号	G2		G2		G2A		G2A		G2A	
	3F		2F		RF		3F		2F	
位置	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
b x D (cm)	40 x 65	40 x 65	40 x 70	40 x 70	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 70	40 x 70
心子長 (cm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	5-D25	3-D25	5-D25	3-D25	3-D25	3-D25	5-D25	3-D25	5-D25
	2段筋	—	—	2-D25	—	—	—	—	2-D25	—
下端筋	2段筋	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1段筋	3-D25	5-D25	5-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	5-D25	5-D25
あばら筋 (mm)	2-D10@150	2-D10@150	4-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	4-D10@150	2-D10@150
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号	G3			G3			G3			G4	
	RF			3F			2F			RF	
位置	左端	中央	右端	左端	中央	右端	左端	中央	右端	両端	中央
b x D (cm)	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 90	40 x 65	40 x 65	40 x 70	40 x 70	40 x 70	40 x 65	40 x 65
心子長 (cm)	—	—	—	75.00	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	4-D25	3-D25	5-D25	5-D25	3-D25	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25	3-D25
	2段筋	3-D25	3-D25	3-D25	2-D25	—	—	4-D25	—	4-D25	—
下端筋	2段筋	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1段筋	3-D25	3-D25	3-D25	4-D25	3-D25	4-D25	5-D25	5-D25	5-D25	3-D25
あばら筋 (mm)	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100	4-D13@150	2-D13@150	4-D13@150	2-D10@150	2-D10@150
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号	G4		G4		G5		G5			
	3F		2F		RF		3F			
位置	両端	中央	両端	中央	外端	中央	内端	外端	中央	内端
b x D (cm)	40 x 65	40 x 65	40 x 70	40 x 70	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65
心子長 (cm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	5-D25	4-D25	4-D25	4-D25	3-D25	4-D25	4-D25	3-D25	4-D25
	2段筋	—	—	4-D25	—	—	—	—	2-D25	—
下端筋	2段筋	—	—	3-D25	—	—	—	—	—	—
	1段筋	5-D25	4-D25	4-D25	4-D25	3-D25	3-D25	3-D25	4-D25	3-D25
あばら筋 (mm)	4-D10@150	2-D10@150	4-D10@100	2-D10@100	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	4-D10@150	2-D10@150	4-D10@150
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

図7.3.4.13 梁断面リスト1

符号		G5 2F			G6 RF		G6 3F		G6 2F		G7 3F	G7 2F
層												
位置		外端	中央	内端	両端	中央	両端	中央	両端	中央	全断面	全断面
位置												
b x D (cm)		40 x 70	40 x 70	40 x 70	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 70	40 x 70	35 x 60	35 x 60
ハンチ長 (cm)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	5-D25	5-D25	5-D25	4-D25	3-D25	5-D25	3-D25	5-D25	4-D25	3-D22	3-D22
	2段筋	4-D25	—	4-D25	—	—	—	—	3-D25	—	—	—
下端筋	2段筋	3-D25	—	4-D25	—	—	—	—	3-D25	—	—	—
	1段筋	5-D25	5-D25	5-D25	3-D25	3-D25	4-D25	3-D25	5-D25	4-D25	3-D22	3-D22
あばら筋 (mm)		4-D10@100	2-D10@100	4-D10@100	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@125	2-D10@125	5-D10@100	2-D10@100	2-D10@200	2-D10@150
鉄骨断面 (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号		G8 RF		G8 3F		G8 2F		G9 RF		G9 3F	
層											
位置		両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
位置											
b x D (cm)		40 x 85	40 x 85	40 x 85	40 x 85	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90
ハンチ長 (cm)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	5-D25	3-D25	4-D25	3-D25	5-D25	4-D25	5-D25	3-D25	4-D25	3-D25
	2段筋	—	—	2-D25	—	4-D25	—	—	—	2-D25	—
下端筋	2段筋	—	—	—	—	2-D25	—	—	—	—	—
	1段筋	3-D25	4-D25	3-D25	4-D25	4-D25	4-D25	3-D25	4-D25	3-D25	4-D25
あばら筋 (mm)		2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	5-D10@100	2-D10@100	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150
鉄骨断面 (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号		G9 2F		G10 RF		G10 3F		G10 2F		G11 RF	
層											
位置		両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
位置											
b x D (cm)		40 x 95	40 x 95	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 85	40 x 85
ハンチ長 (cm)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	5-D25	4-D25	4-D25	3-D25	5-D25	3-D25	5-D25	4-D25	4-D25	3-D25
	2段筋	3-D25	—	—	—	—	—	3-D25	—	2-D25	—
下端筋	2段筋	—	—	—	—	—	—	2-D25	—	—	—
	1段筋	5-D25	5-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	4-D25	4-D25	3-D25	5-D25
あばら筋 (mm)		2-D10@100	2-D10@100	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	4-D10@100	2-D10@100	2-D10@150	2-D10@150
鉄骨断面 (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号		G11 3F		G11 2F		G12 RF			G12 3F		
層											
位置		両端	中央	両端	中央	外端	中央	内端	外端	中央	内端
位置											
b x D (cm)		40 x 85	40 x 85	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90
ハンチ長 (cm)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	5-D25	4-D25	5-D25	5-D25	5-D25	3-D25	4-D25	5-D25	4-D25	5-D25
	2段筋	3-D25	—	5-D25	—	—	—	2-D25	3-D25	—	3-D25
下端筋	2段筋	—	—	2-D25	—	—	—	—	—	—	—
	1段筋	4-D25	5-D25	5-D25	5-D25	3-D25	5-D25	4-D25	4-D25	5-D25	5-D25
あばら筋 (mm)		4-D10@125	2-D10@125	4-D10@100	2-D10@100	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	4-D10@150	2-D10@150	4-D10@150
鉄骨断面 (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

図7.3.4.14 梁断面リスト2

符号	G12			G13			G13		
	2F			RF			3F		
層	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端
位置									
b x D (cm)	40 x 95	40 x 95	40 x 95	40 x 85	40 x 85	40 x 85	40 x 85	40 x 85	40 x 85
ハナ長 (cm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25	3-D25	5-D25	5-D25	5-D25
	2段筋	5-D25	—	5-D25	—	—	—	—	3-D25
下端筋	2段筋	2-D25	2-D25	2-D25	—	—	—	—	2-D25
	1段筋	4-D25	4-D25	4-D25	3-D25	5-D25	3-D25	5-D25	5-D25
あばら筋 (mm)	4-D10@125	2-D10@125	4-D10@125	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	4-D10@100	2-D10@100	4-D10@100
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号	G13			G14		G14		G14		G15	
	2F			RF		3F		2F		RF	
層	外端	中央	内端	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
位置											
b x D (cm)	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 95	40 x 95	40 x 85	40 x 85
ハナ長 (cm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	5-D25	5-D25	5-D25	5-D25	3-D25	5-D25	3-D25	5-D25	5-D25	3-D25
	2段筋	5-D25	—	5-D25	—	—	2-D25	—	4-D25	—	—
下端筋	2段筋	2-D25	—	2-D25	—	—	—	—	—	—	—
	1段筋	5-D25	5-D25	4-D25	3-D25	5-D25	3-D25	5-D25	5-D25	3-D25	5-D25
あばら筋 (mm)	4-D10@100	2-D10@100	4-D10@100	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@100	2-D10@100	4-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号	G15		G15		G16		G16		G16	
	3F		2F		RF		3F		2F	
層	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
位置										
b x D (cm)	40 x 85	40 x 85	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 90	40 x 95	40 x 95
ハナ長 (cm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	4-D25	4-D25	5-D25	5-D25	4-D25	3-D25	5-D25	3-D25	5-D25
	2段筋	4-D25	—	4-D25	—	—	—	—	—	2-D25
下端筋	2段筋	—	—	2-D25	—	—	—	—	—	—
	1段筋	4-D25	5-D25	4-D25	5-D25	3-D25	4-D25	3-D25	4-D25	3-D25
あばら筋 (mm)	4-D10@150	2-D10@150	4-D10@125	2-D10@125	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号	G17		G17		G17		G18		G18	
	RF		3F		2F		RF		3F	
層	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
位置										
b x D (cm)	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 85	40 x 85	40 x 85	40 x 85
ハナ長 (cm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋	4-D25	3-D25	4-D25	3-D25	5-D25	3-D25	4-D25	3-D25	5-D25
	2段筋	—	—	—	—	—	—	—	—	—
下端筋	2段筋	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1段筋	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	5-D25	3-D25
あばら筋 (mm)	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

図7.3.4.15 梁断面リスト3

符号	G18		G19		G19		G3		G4	
層	2F		3F		2F		PHRF		PHRF	
位置	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央	両端	中央
断面										
b x D (cm)	40 x 90	40 x 90	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	35 x 60	35 x 60	35 x 60	35 x 60
ハナ長 (cm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋 2段筋	5-D25 3-D25	4-D25 3-D25	3-D25 3-D25	5-D25 3-D25	3-D25 3-D25	4-D25 3-D25	3-D25 3-D25	4-D25 3-D25	3-D25 3-D25
下端筋	2段筋 1段筋	— 5-D25	— 3-D25	— 3-D25	— 3-D25	— 3-D25	— 3-D25	— 3-D25	— 3-D25	— 3-D25
あばら筋 (mm)	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号	G10		PG1	GY1	B2	CG1	CG1	GO	FG1	
層	PHRF		2F - 3F	2F - 3F	2F - 3F	3F	2F	1F - RF	1F	
位置	両端	中央	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	両端	中央
断面										
b x D (cm)	35 x 60	35 x 60	35 x 130	40 x 60	30 x 60	40 x 90	40 x 70	10 x 10	40 x 110	40 x 110
ハナ長 (cm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋 2段筋	4-D25 3-D25	2-D22 —	2-D19 —	3-D25 —	5-D25 3-D25	5-D25 —	2-D25 —	5-D25 —	3-D25 —
下端筋	2段筋 1段筋	— 3-D25	— 2-D22	— 2-D19	— 3-D25	— 5-D25	— 4-D25	— 2-D25	— 5-D29	— 3-D29
あばら筋 (mm)	2-D10@200	2-D10@200	2-D13@1000	2-D13@100	2-D10@200	2-D10@100	2-D10@150	2-D10@250	2-D13@250	2-D13@250
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

符号	FG2	FG3			FGX1		FGY1
層	1F	1F			1F		1F
位置	全断面	両端	中央	外端	中央	内端	全断面
断面							
b x D (cm)	40 x 110	40 x 150	40 x 150	45 x 280	45 x 280	45 x 280	40 x 100
ハナ長 (cm)	—	—	—	—	—	—	—
上端筋	1段筋 2段筋	5-D25 —	5-D25 —	3-D25 3-D29	3-D29 —	3-D29 —	2-D19 —
下端筋	2段筋 1段筋	— 5-D25	— 5-D25	— 3-D25	— 3-D29	— 3-D29	— 2-D19
あばら筋 (mm)	2-D13@250	2-D13@250	2-D13@250	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100	2-D13@100
鉄骨断面 (mm)	—	—	—	—	—	—	—

図7.3.4.16 梁断面リスト4

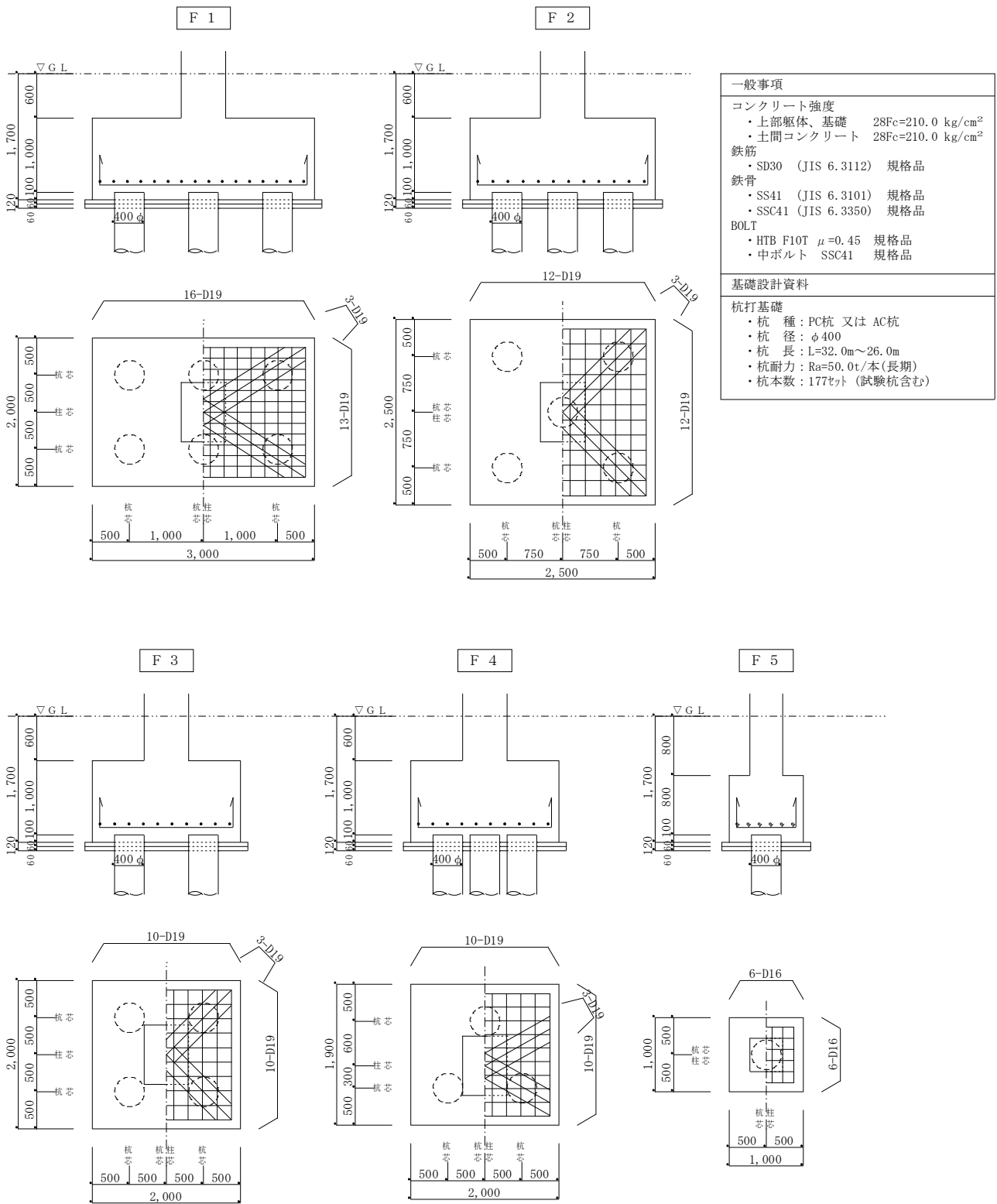


図7.3.4.17 基礎フーチング

参考文献

- [7.3-1] 国土交通省国土地理院：国土地理院ウェブサイト (<https://maps.gsi.go.jp/>)
- [7.3-2] 益城町庁舎 耐震診断改修計画報告書

7.4 地震被害状況

本研究では、対象建築物に対して複数回にわたり地震被害状況の調査を行った。表 7.4.1.1 に、実施した地震被害調査の一覧を示す。

表 7.4.1.1 地震被害調査の一覧

調査年月	調査名	調査者	調査範囲	調査方法	建築物の状況
2016.4	—	—	—	—	地震発生
2016.8	調査 1 回目	地方自治体	上部構造 基礎構造	・被災度区分判定など ・IT 試験など	エレベーター棟と鉄骨庇撤去 済み
2017.5	調査 2 回目	建築研究所	上部構造	・被災度区分判定など	同上
2018.2	調査 3 回目	建築研究所	上部構造	・損傷度調査 ・高解像度写真計測調査 ・地上型レーザーキャ ンナーを用いた調査	建築物内の内装・什器・天井な ど撤去済み
2018.3	調査 4 回目	建築研究所	上部構造	・コア抜き調査など	同上
2018.5	調査 5 回目	建築研究所	基礎構造	・損傷度調査 ・コア抜き調査など	上部構造撤去済み

7.4.1 上部構造の被害状況

上部構造の被害調査は、2016年8月に地方自治体が第1回目の調査を、2017年5月に建築研究所が第2回目の調査を、2018年2月に建築研究所が第3回目の調査を実施した。本項では、そのうち2回目と3回目の調査について調査結果を報告する。

(1) 被害調査2回目

2017年5月に建築研究所が上部構造について第2回目の被害調査を実施した。この時、エレベーター棟と鉄骨底撤去済みの状態であった。上部構造の被害状況について、写真7.4.1.1～写真7.4.1.12のように示す。また、上部構造の被害状況を以下に示す。

(既存部)

既存部の被害は、建築物内部・桁行方向の両側耐震壁に損傷度Ⅲの被害が見られた以外は、損傷度ⅠまたはⅡの被害であった。写真7.4.1.1、写真7.4.1.2のように、袖壁付柱と腰壁の接合部分において、腰壁の上部のタイルが剥落している様子が見られた。図面上ではこの部分に構造スリットが設けられているが、確認出来なかった。

(補強部)

南側桁行方向に設置されたプレキャスト外フレームと既存部を繋ぐ境界梁は7本中、6本が損傷度Ⅲ、1本が損傷度Ⅰとなった。写真7.4.1.3は、7本の境界梁のうち最も東側の梁であり、損傷度Ⅲのせん断ひび割れが観測された(写真7.4.1.4)。また、この梁の北下端部および南上端部の目開きを確認した。(写真7.4.1.5)南上端部の目開き量は16mmであり、梁の下端を仮に回転中心と考えると、梁せいが600mmから残留部材角は $16/600=2.67\%$ であった。この梁が取付く既存部の周辺の土間コンクリートにおいて、既存部柱から見て円周上にひび割れが発生していることが確認出来た(写真7.4.1.6)。また、写真7.4.1.7のように耐震補強の外フレームの基礎梁の端部に曲げせん断ひび割れを確認した。写真7.4.1.8のように、耐震補強によって増し打ちした耐震壁の中央部に軽微なせん断ひび割れを、下部に軽微な水平スリップひび割れを確認した。

(周辺地盤変状)

写真7.4.1.6のように、既存部と補強部間の床スラブのひび割れや、建築物南西部の地盤変状も確認されている(写真7.4.1.9)ため、基礎構造が何らかの被害を受けることによって、既存部と補強部間で不同沈下が発生した可能性がある。また、建築物所有者が、地震後に杭のIT検査を実施し、その後埋め戻した痕跡が見られた(写真7.4.1.10)。

(渡り廊下棟)

本建築物からエキスパンションジョイントで縁を切られている渡り廊下棟の東側一階柱(損傷度Ⅴ)の柱脚部分において、コアコンクリートの圧壊および主筋の座屈が確認出来た(写真7.4.1.11)。西側柱が2.4度、東側柱が1.6度、西側に傾いていることが確認できた。また写真7.4.1.12のように、渡り廊下棟の東側一階柱の柱梁接合部に破壊が認められた。

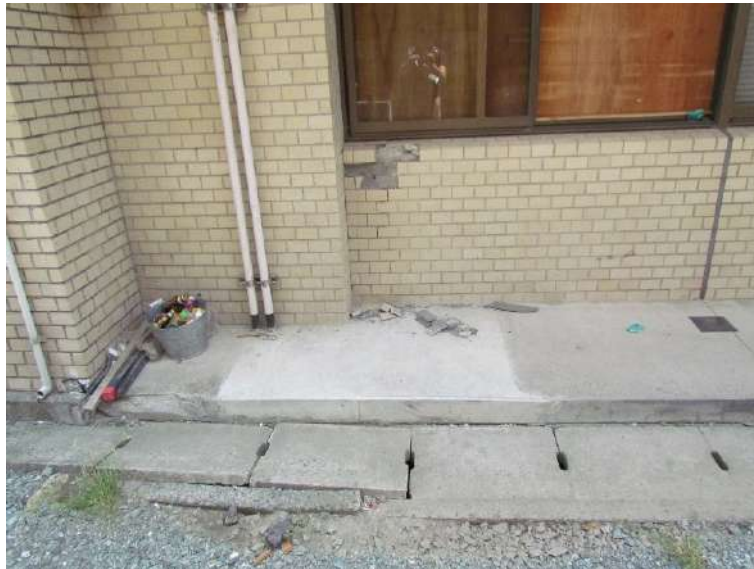


写真 7.4.1.1 腰壁上部のタイル剥落



写真 7.4.1.2 タイル剥落部の拡大写真



写真 7.4.1.3 外フレームと既存部の境界梁



写真 7.4.1.4 境界梁の拡大写真



写真 7.4.1.5 境界梁の南側端部目開き量

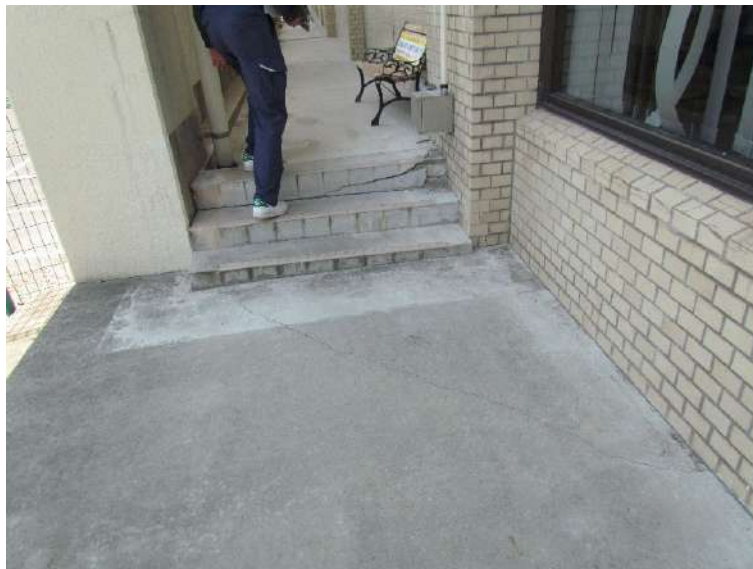


写真 7.4.1.6 写真 7.4.1.3 の柱のあしもと



写真 7.4.1.7 損傷度 II の基礎梁



写真 7.4.1.8 損傷度 I の両側柱付壁



写真 7.4.1.9 外フレーム西側階段



写真 7.4.1.10 杭調査の跡



写真 7.4.1.11 渡り廊下棟の柱の柱脚



写真 7.4.1.12 渡り廊下棟の柱

最も被害が大きい1階について、被災度区分判定^[7.4-1]の方法により部材の損傷調査を行った。調査した結果を図 7.4.1.1に示す。室内には天井があったため、室内の梁は損傷調査を実施することができなかった。また、壁や柱には仕上げ材の上から部材の損傷度を判定した。

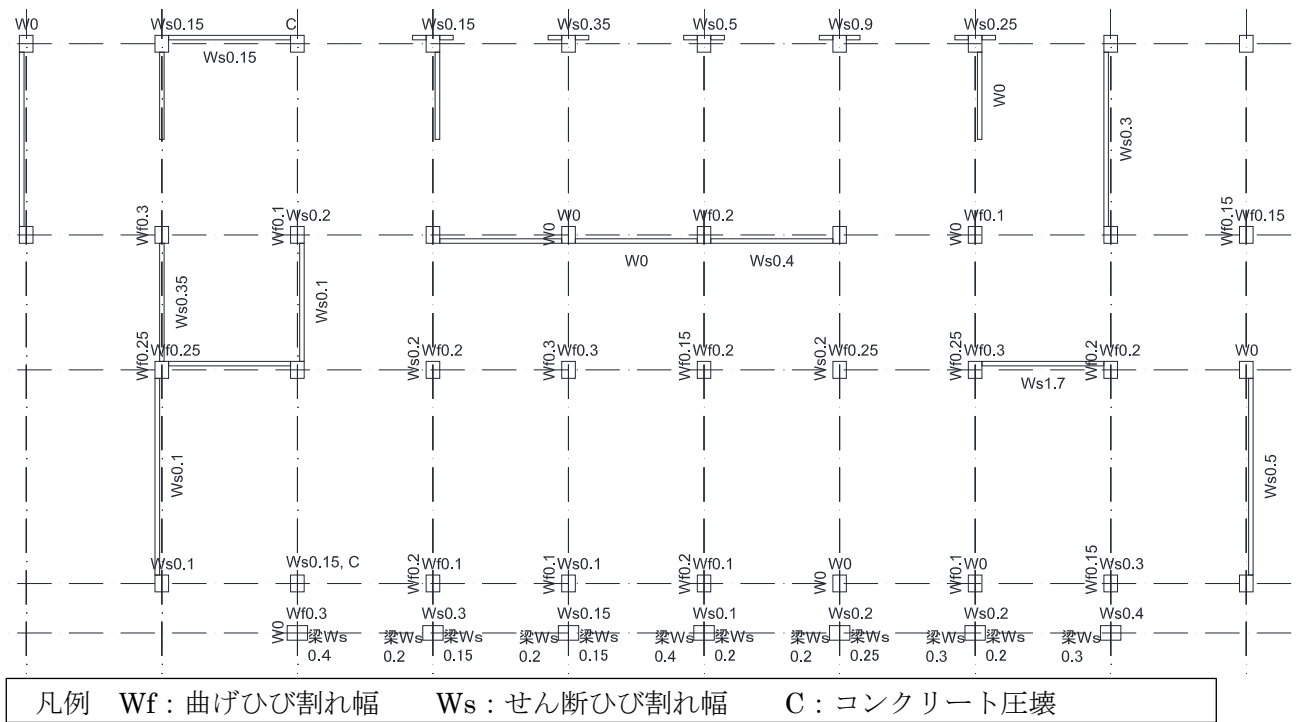


図 7.4.1.1 部材損傷一覧（1階）

建築物の傾斜について計測結果を図 7.4.1.2 および図 7.4.1.3 に示す。なお、建築物の傾斜は直接計測出来なかったため、柱の傾斜と床の傾斜の計測を行った。柱の計測は 1800mm の高さから下げ振りを下ろして、その水平移動距離を計測し傾斜を求めた。図中には、柱の上部が傾いている方向を矢印で、傾きの数値を**/1800 (**は計測値) として示している。床の計測は、傾斜計を用いて床の傾斜角度を計測した。図中には、床が下がっている方向を矢印で、傾きの数値を**° (**は計測値) として示している。建築物は全体的に北側に向かって傾いていることがわかった。ただし、外フレームの傾きよりも既存建築物の傾きのほうが大きい結果となった。

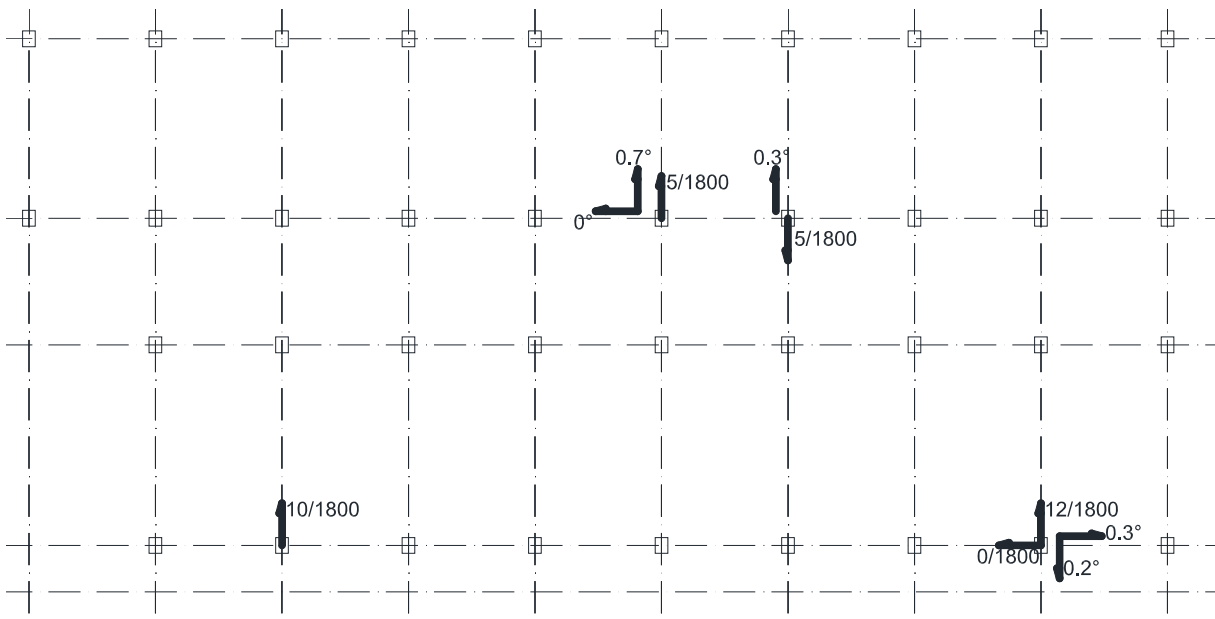


図 7.4.1.2 建築物の傾斜（3階）

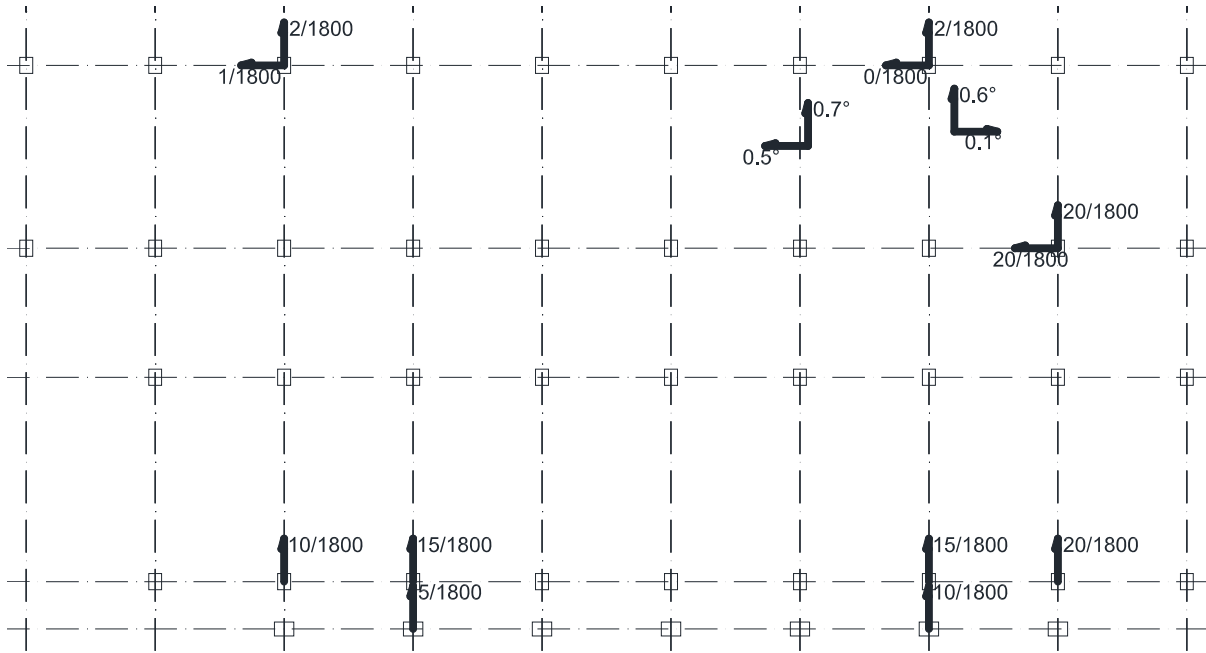


図 7.4.1.3 建築物の傾斜 (2階)

(2) 被害調査3回目

2018年2月に建築研究所が上部構造について第3回目の被害調査を実施した。この時、室内の什器が撤去され、天井や柱や梁にとりついていた仕上げ材が撤去された状態であった。この時、上部構造の被害調査は損傷度調査を行ったA班およびB班、高解像度写真計測調査を実施したC班、地上型レーザー測定スキャナーを用いた調査を実施したD班の合計4班によって実施された。

A班は目視によるひび割れ、浮き剥落損傷調査を行った。A班は各階の壁を調査した後に、1階柱をできるだけ多く調査することとし、FLから高さ2000mmまでを計測範囲とした。ひび割れ性状及びひび割れ幅計測位置を記録するため、マジックペンを用いて部材に直接ひび割れを記入する。次にひび割れ幅については、各部材の曲げとせん断の最大ひび割れ幅を計測しその値を記録する。幅の計測は、クラックスケールを用いて目視により行う。但し、ひび割れを目視確認でき、かつ0.05mm未満のひび割れの場合はひび割れ幅を0.00mmと表記する。また1本のひび割れの中で最大ひび割れ幅を計測した点にはひび割れと直交するよう線を引き、後に最大ひび割れ幅の計測位置が写真から判別できるようにした。続いて、1階の壁及び柱に対してOHPシートを用いてひび割れ長さ形状を計測した。浮き・剥落の計測は損傷の大きい壁1部材を対象としOHPシートを用いて計測した。

B班は、建物の被災度区分判定を実施することを目的として全層の柱と壁および大梁の調査を実施した。その際、調査する部材数が多く、調査時間は限られていたため、損傷の小さい部材1本にかかる時間を極力短縮して調査を行った。

C班は、高解像度カメラの撮影計測を行った。この高解像度カメラで撮影した画像を処理することで、ひび割れの位置・長さ・幅の計測を実施した。また、コンクリートの剥落や浮きを計測することを目的として、損傷部を複数の場所から撮影した。これらの損傷は、A班の損傷計測結果との比較を行った。

D班は、地上型レーザーสキャナーを用いた計測を実施した。地上型レーザーสキャナーは測定誤差が±5mm（確度±3mm）、測定可能距離は0.5～800m、計測レートは最大50万点/秒の仕様を用い、計測情報として対象物の座標値、表面の反射強度、色情報を取得できる。本調査においては、建物外周部に加え、建物内においても計測を実施し、建物や柱部材の残留傾斜や室内床面の傾斜を計測する計画とした。

1) 損傷度調査 (B班)

今回の調査では、大半の部材の仕上げ材が除去されていた。しかし、一部の部材では仕上げ材が残っていた。そこで、例えば図 7.4.1.4 のように仕上げ材が残っている面と仕上げ材が除去された面を跨がって発生していたひび割れに対して、仕上げ材の上から計測したひび割れ幅と、仕上げ材が除去されたあとのコンクリートの躯体のひび割れ幅とをそれぞれ計測した。計測結果を表 7.4.1.2 に示す。サンプル数が 22 個と多いモルタル仕上げの柱の曲げひび割れにおける躯体ひび割れ幅と仕上げひび割れ幅との関係を図 7.4.1.5 に示す。モルタル仕上げの柱の曲げひび割れは、仕上げの上から計測したひび割れ幅が 0.1~0.45 に対して、実際のコンクリート躯体のひび割れ幅が 0.15mm 以下となった。このことから、今回の調査において、モルタル仕上げの柱の曲げひび割れが 0.45mm 以下の場合には、コンクリート躯体のひび割れ幅が 0.15mm 以下と判断し、損傷度を I として評価することとした。



(a) モルタル仕上げの柱

(b) 石膏ボード仕上げの壁

図 7.4.1.4 仕上げ材が一部残っている例

表 7.4.1.2 躯体ひび割れ幅と仕上げひび割れ幅との関係

位置	仕上げ	仕上げ 厚さ (mm)	ひび割れ 種類	躯体ひび割 れ幅 (mm)	仕上げひび 割れ幅 (mm)
X3-Y1-1F	モルタル	12	曲げ	0.1	0.25
X4-Y1-1F	モルタル	12	曲げ	0.1	0.25
X4-Y1-1F	モルタル	12	曲げ	0.1	0.15
X5-Y1-1F	モルタル	12	曲げ	0.15	0.4
X6-Y1-1F	モルタル	30	曲げ	0.1	0.35
X6-Y1-1F	モルタル	30	曲げ	0.1	0.35
X7-Y1-1F	モルタル	30	曲げ	0.05	0.15
X4-Y1-2F	モルタル	25	曲げ	0.15	0.45
X5-Y1-2F	モルタル	?	曲げ	0.1	0.25
X6-Y1-2F	モルタル	?	曲げ	0.1	0.2
X6-Y1-3F	モルタル	20	曲げ	0.05	0.2
X6-Y1-3F	モルタル	20	曲げ	0	0.15
X6-Y1-3F	モルタル	20	曲げ	0	0.2
X6-Y1-3F	モルタル	20	曲げ	0.05	0.2
X6-Y1-3F	モルタル	20	曲げ	0.1	0.2
X7-Y1-3F	モルタル	12	曲げ	0.05	0.1
X7-Y1-3F	モルタル	30	曲げ	0.1	0.35
X7-Y1-3F	モルタル	30	曲げ	0.05	0.2
X7-Y1-3F	モルタル	30	曲げ	0.05	0.15
X7-Y1-3F	モルタル	30	曲げ	0	0.1
X8-Y1-3F	モルタル	20	曲げ	0	0.1
X8-Y1-3F	モルタル	20	曲げ	0	0.15
X2~3-Y3-2F	モルタル	?	せん断	0.35	0.5
X2~3-Y3-2F	モルタル	?	せん断	0.35	0.6
X2~3-Y3-2F	モルタル	?	せん断	0.25	0.5
X2~3-Y3-2F	モルタル	?	せん断	0.2	0.35
X2~3-Y3-2F	タイル	?	せん断	0.5	2
X4~5-Y3-3F	石膏ボード	?	せん断	0.8	0.8
X2~3-Y3-3F	石膏ボード	?	せん断	1.3	1.3

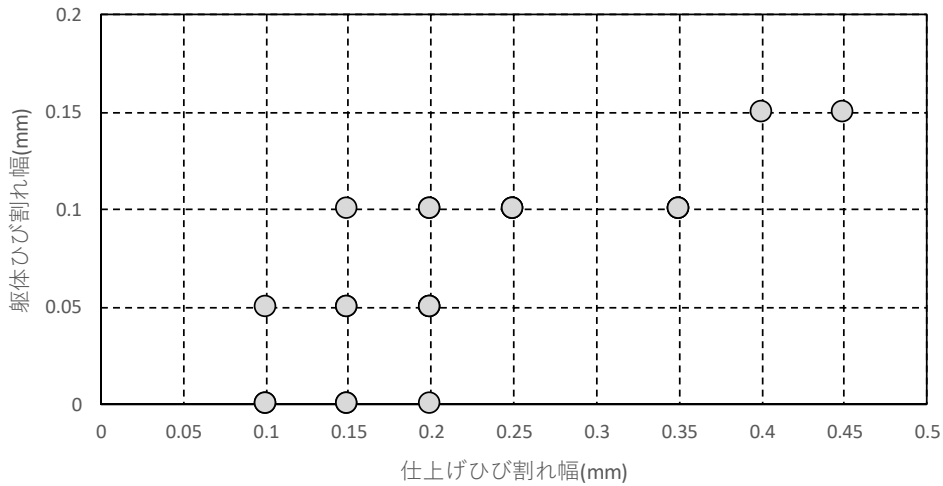


図 7.4.1.5 モルタル仕上げの柱の曲げひび割れにおける躯体ひび割れ幅と仕上げひび割れ幅との関係

部材の損傷を図 7.4.1.6～図 7.4.1.10 に示す。なお、1階は柱・壁だけでなく梁のひび割れ情報があるが、2階～PH階は、梁のひび割れ情報がない。柱・壁のひび割れ幅はクラックスケールで計測した値であるが、1階における梁のひび割れ幅はクラックスケールを使用せず、ひび割れから2m程度離れた距離から見えるひび割れを目視によって推定したものであるため、精度が悪いと考えられる。一方、2階～PH階では梁のひび割れ幅は記録せずに目視によって判断した損傷度だけを記録した。

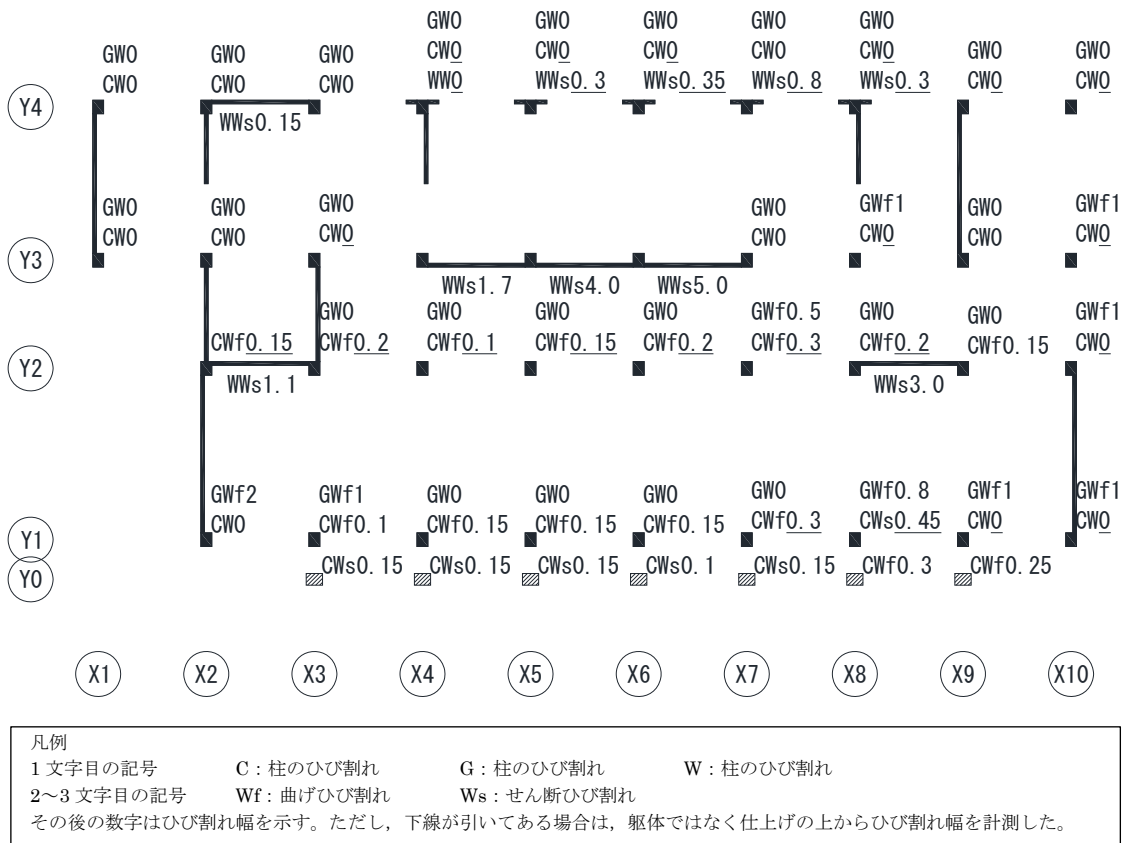
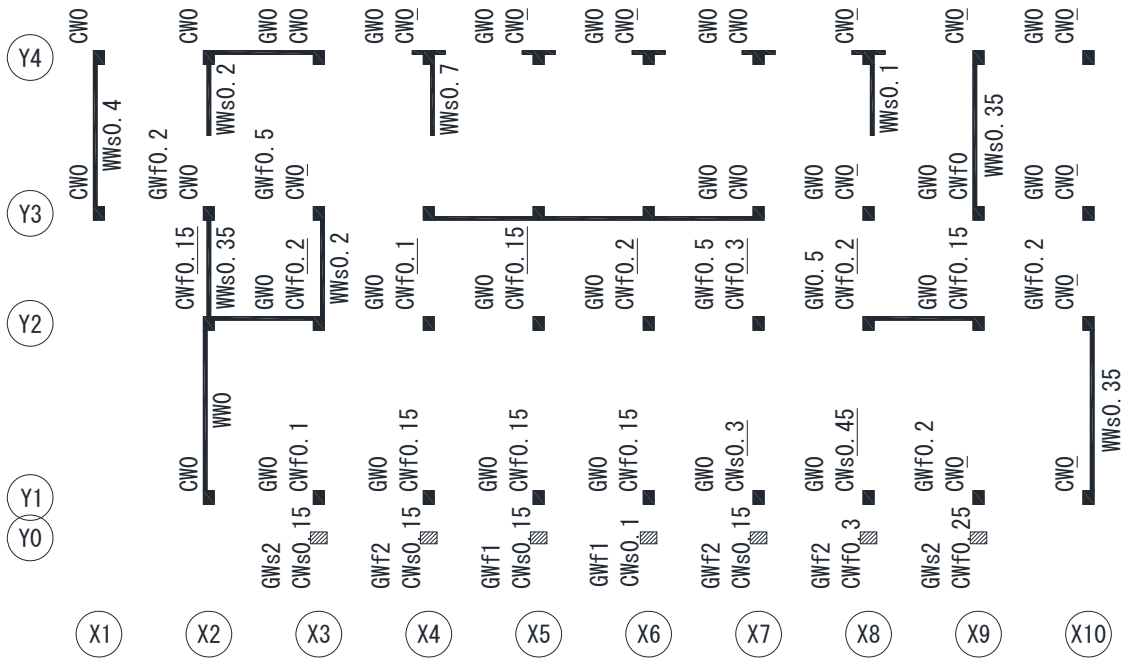
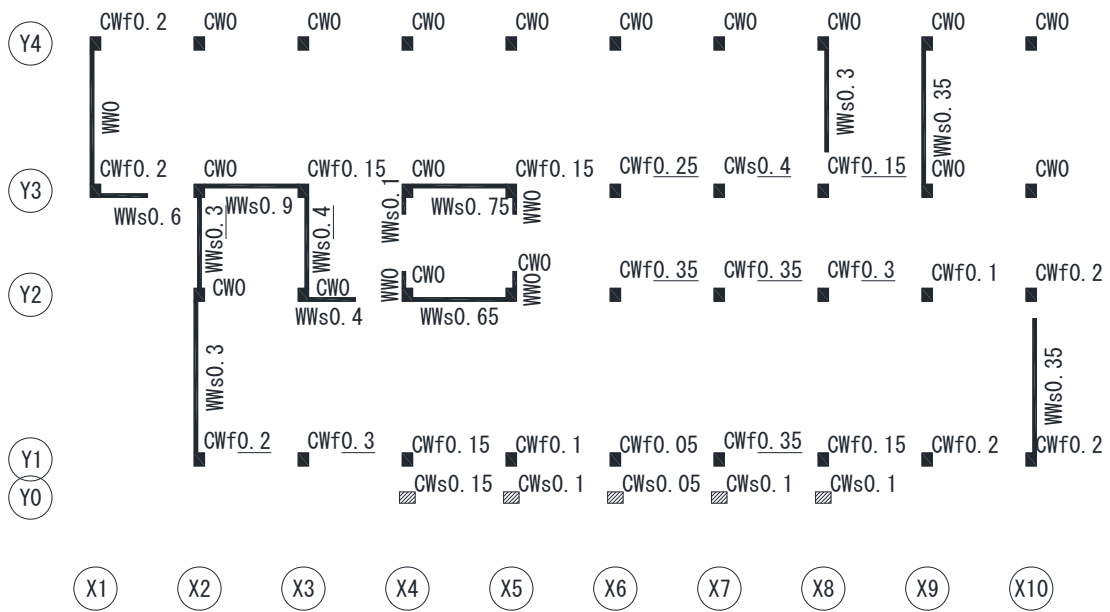


図 7.4.1.6 部材損傷一覧 (1階, X方向)



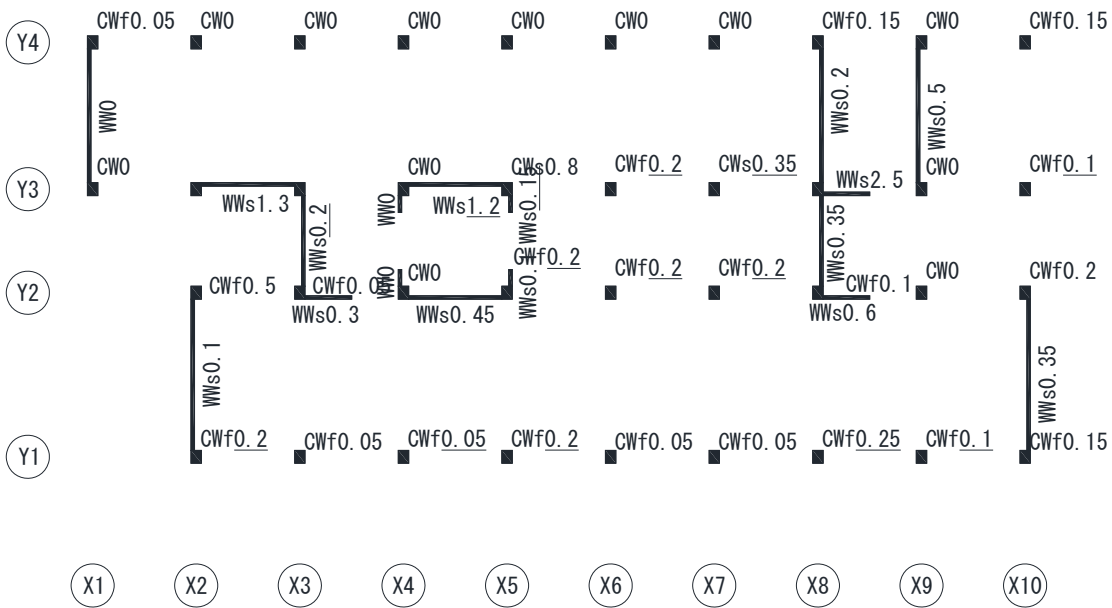
凡例
 1文字目の記号 C: 柱のひび割れ G: 柱のひび割れ W: 柱のひび割れ
 2~3文字目の記号 Wf: 曲げひび割れ幅 Ws: せん断ひび割れ幅
 その後の数字はひび割れ幅を示す。ただし、下線が引いてある場合は、躯体ではなく仕上げの上からひび割れ幅を計測した。

図 7.4.1.7 部材損傷一覧 (1階, Y方向)



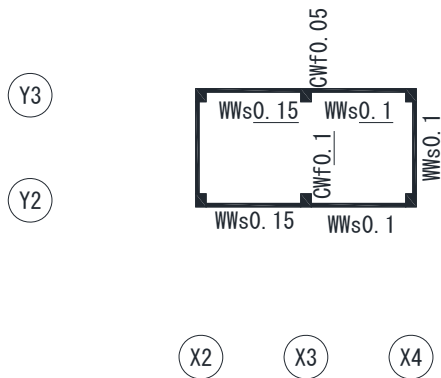
凡例
 1文字目の記号 C: 柱のひび割れ G: 柱のひび割れ W: 柱のひび割れ
 2~3文字目の記号 Wf: 曲げひび割れ幅 Ws: せん断ひび割れ幅
 その後の数字はひび割れ幅を示す。ただし、下線が引いてある場合は、躯体ではなく仕上げの上からひび割れ幅を計測した。

図 7.4.1.8 部材損傷一覧 (2階)



凡例
 1文字目の記号 C: 柱のひび割れ G: 柱のひび割れ W: 柱のひび割れ
 2~3文字目の記号 Wf: 曲げひび割れ Ws: せん断ひび割れ
 その後の数字はひび割れ幅を示す。ただし、下線が引いてある場合は、躯体ではなく仕上げの上からひび割れ幅を計測した。

図 7.4.1.9 部材損傷一覧 (3階)



凡例
 1文字目の記号 C: 柱のひび割れ G: 柱のひび割れ W: 柱のひび割れ
 2~3文字目の記号 Wf: 曲げひび割れ Ws: せん断ひび割れ
 その後の数字はひび割れ幅を示す。ただし、下線が引いてある場合は、躯体ではなく仕上げの上からひび割れ幅を計測した。

図 7.4.1.10 部材損傷一覧 (PH階)

2) 損傷度調査 (A班)

熊本県益城町役場 (3層 RC造) にて損傷量調査を行った。本資料では損傷量調査の方法及び調査結果を示す。損傷量の調査項目は表 7.4.1.3 に示す以下の3点とした。

表 7.4.1.3 調査項目

計測項目
建物内部の柱のひび割れ幅・長さ
建物内部の壁のひび割れ幅・長さ
建物内部の壁の浮き・剥落面積

(a) 計測方法

今回の損傷量調査では2組の調査結果を用いて結果を示すものとした。調査AではGLから2000mmまで高さの範囲でひび割れ幅だけでなくその形状や浮き剥落の面積及び形状の取得を目的とした。調査Bでは被災度区分判定の観点から建物の損傷量を計測した。調査Aにおいてひび割れの形状は手持ちカメラによる写真を用いて計測を行った。また、特に損傷の大きい壁及び柱を、それぞれ1部材ずつOHPシートを用いてひび割れ幅の形状を計測した。ひび割れ幅は野帳に記入すること取得し、後にエクセルに記入することでデジタルデータとする方法とした。浮き、剥落の計測は損傷の大きい壁1部材を対象としOHPシートを用いて計測した。図7.4.1.11に計測のフローを示す。

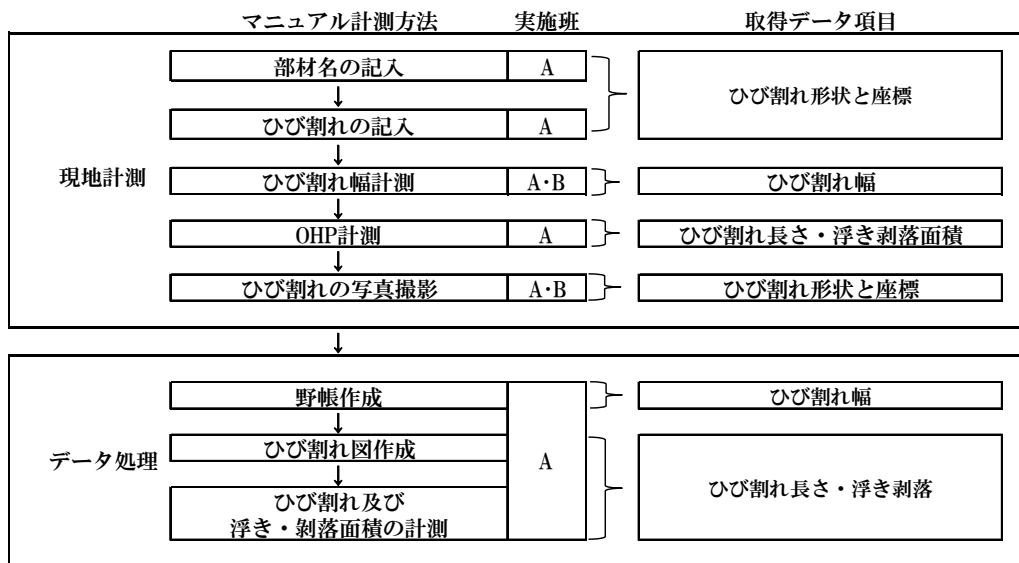


図 7.4.1.11 計測のフロー

(b) 計測範囲

今回の全ての計測は壁及び柱部材共通でGLから高さ2000mmまでを計測範囲とした。計測を始める前に準備として各部材にメジャーを用いて高さ2000mmを計測し、その位置にマジックペンで水平に線を引いた。

(c) 計測のフロー

a) 部材名の記入

計測時、部材を各階で順に計測することやデータ処理が困惑しないため、柱及び壁に名称を付ける。部材名は、柱は「階数 C Y軸 - X軸」壁は「階数 CW Y軸 - X軸」とする。柱及び壁は1部材に対して複数の面を計測できるため計測部材は計測可能な室内側の全ての面を計測した。複数面計測可能な部材は部材名の後に方角を追記した。計測部材の名称及び計測可能面数を以下に示す。

柱

柱の計測部材は以下の伏図(図7.4.1.12)に示す部材とした。また、柱は部材ごとに室内側に2~4面あり、室内側から計測可能な面は全て計測した。部材に対する計測面数は以下とする。

2面 (C1-2, C2-2, C3-3)

3面 (C1-3, C1-4, C1-5, C1-6, C1-7, C1-8, C2-3, C2-8, C3-2)

4面 (C2-4, C2-5, C2-6, C2-7)

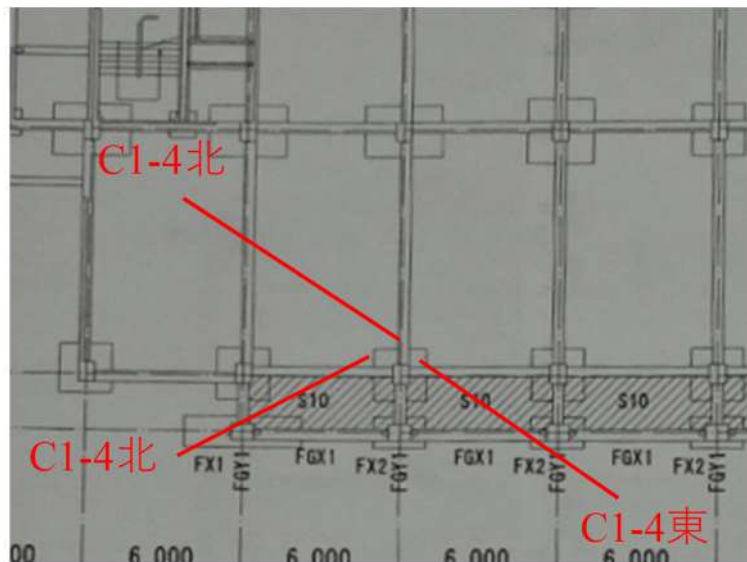


図 7.4.1.12 計測面名の例

壁

壁の計測部材は以下の伏図（図 7.4.1.13～図 7.4.1.15）に示す部材とした。また，柱は部材ごとに室内側に 1~3 面あり，室内側から計測可能な面は全て計測した。部材に対する計測面数は以下とする。

1 階

- 1 面 全部材
- 2 面 なし

2 階

- 1 面 (2CW1-2, 2CW1-7, 2CW1-10, 2CW2-5, 2CW3-2, 2CW3-3, 2CW3-8, 2CW3-9, 2CW4-1)
- 2 面 (2CW2-2, 2CW2-3, 2CW3-1, 2CW3-4)
- 3 面 (2CW2-4) (北南面は同じ壁だが，西面は別の壁で構面による名称付の関係で CW2-4 が 3 方角となっている)

3 階

- 1 面 (3CW1-2, 3CW1-10, 3CW2-2, 3CW2-3, 3CW2-5, 3CW3-1, 3CW3-2, 3CW3-3, 3CW3-8, 3CW3-9, 3CW4-1)
- 2 面 (3CW2-4, 3CW3-4)
- 3 面 (3CW2-8) (4 方角とも異なる部材だが，構面による名称付の関係で CW2-8 が 3 方角となっている)

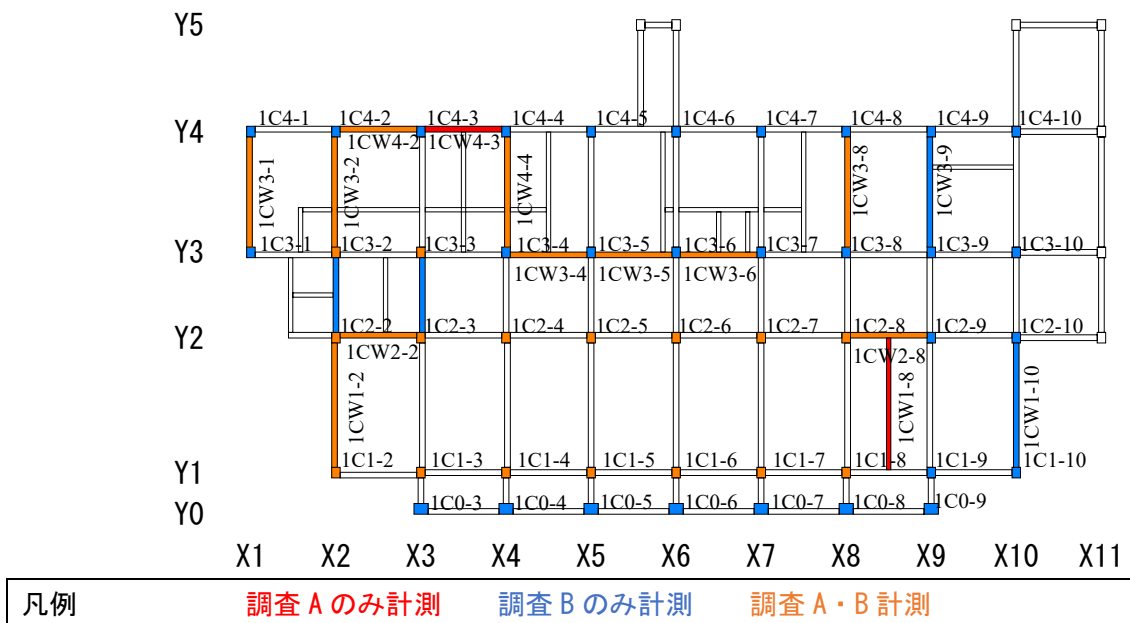


図 7.4.1.13 計測を行った柱部材とその部材名 (1 階)

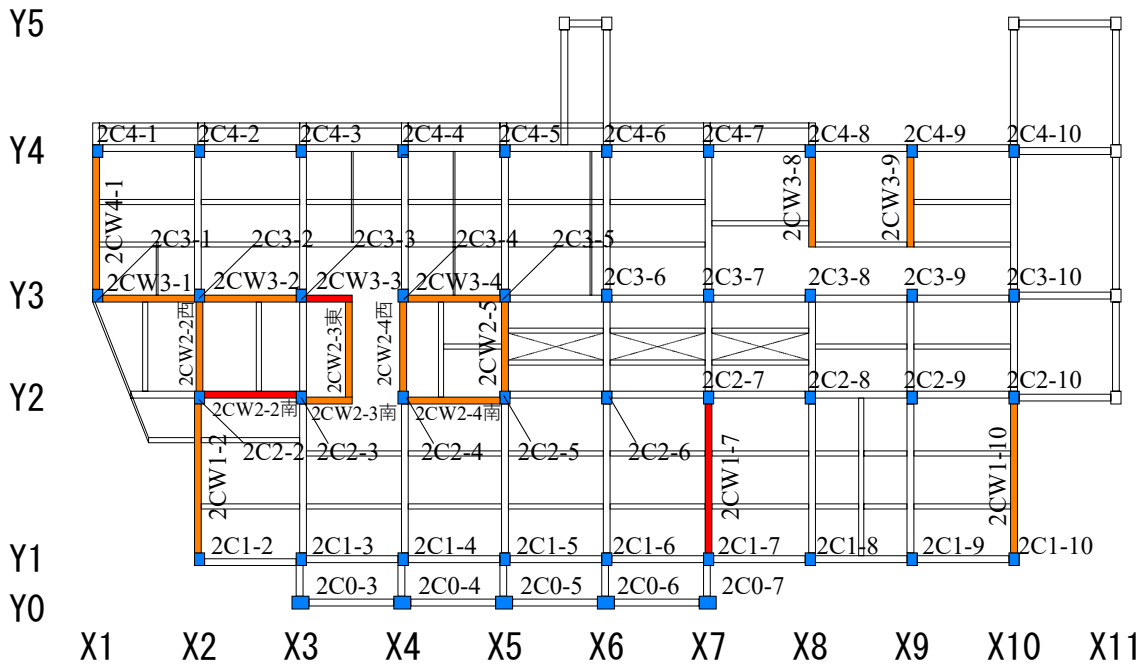


図 7.4.1.14 計測を行った壁部材とその部材名 (2階)

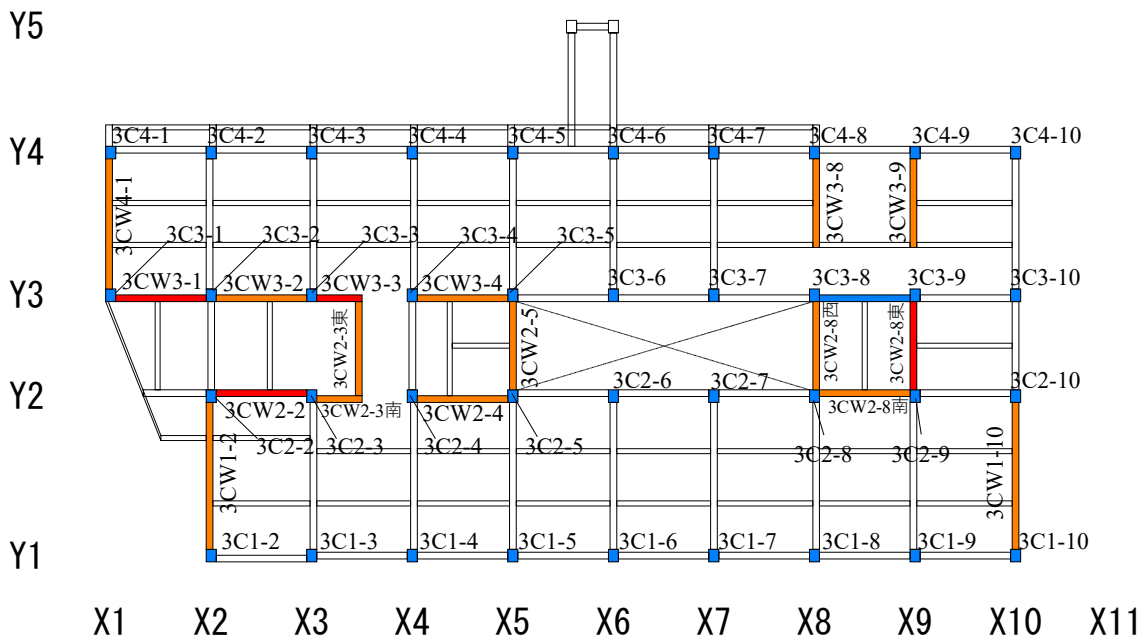


図 7.4.1.15 計測を行った壁部材とその部材名 (3階)

b) ひび割れの記入

今回の計測では、写真撮影によりひび割れの形状及び座標を計測するためマジックペンを用いて部材に直接ひび割れ形状を記入する。Vectorを用いることで写真からひび割れの長さ、形状、座標を把握できる。

c) ひび割れ幅計測

ひび割れに対して最大ひび割れ幅を計測し、あらかじめ用意しておいた野帳に記録する。計測するひび割れは1部材に対し最も幅の大きい曲げ及びせん断ひび割れ1本ずつとする。各ひび割れにおける最大ひび割れ幅の計測場所は、以下に示す通りで、各ひび割れで最大と考えられる箇所を計測する。ひび割れ幅の計測は目視により行い、使用するクラックスケールに示されている幅で表現する(0.00~3.50mmで表現、それ以上は定規を使用)。但し、目視により確認でき、かつ0.05mm未満のひび割れの場合はひび割れ幅を0mmと表記する。

また、1本のひび割れの中で最大ひび割れ幅を計測した点にはひび割れと直行するよう線を引き、後に最大ひび割れ幅計測点が写真からわかるようにした。

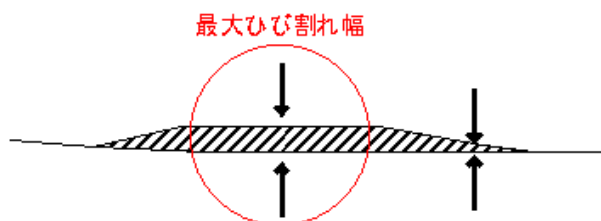


図 7.4.1.16 1本のひび割れにおける最大ひび割れ幅計測位置

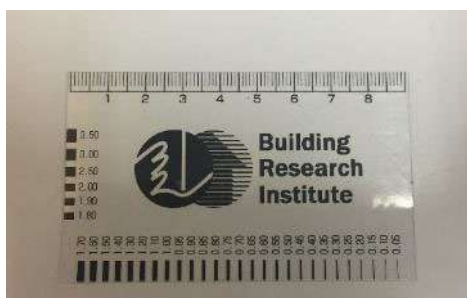


図 7.4.1.17 クラックスケール

d) OHP 計測

高解像度写真計測によるひび割れデータの精度検証を計るため、損傷度の多い1階の柱・壁部材にてOHPシートによるひび割れ・浮き剥落計測を行う。損傷度の多い部材にて比較を行うことを目的とするため、上記した1階損傷度判定より、壁についてはⅢと判定された1CW3-5、柱は1C1-8を計測する。

次に、計測に使用するOHPシートの作成を行う。1グリットに対してOHPシート1枚を使用した。グリットとOHPシートの寸法が一致していれば、A4サイズのOHPシートをそのまま使用するが、グ

グリットの寸法が OHP シート寸法と異なる場合は、グリットの寸法に合わせた線を OHP シートに記入し、計測時はその線を壁面の実際のグリットに合わせて計測を行う。また、シートの裏表や上下が混乱しないように各シートにはグリット名を記入する。

コンクリートに浮きが発生した場合は斜線によるハッチング、剥離が生じた時は網掛けによるハッチングを行う。(図 7.4.1.19)



図 7.4.1.18 グリッド説明図

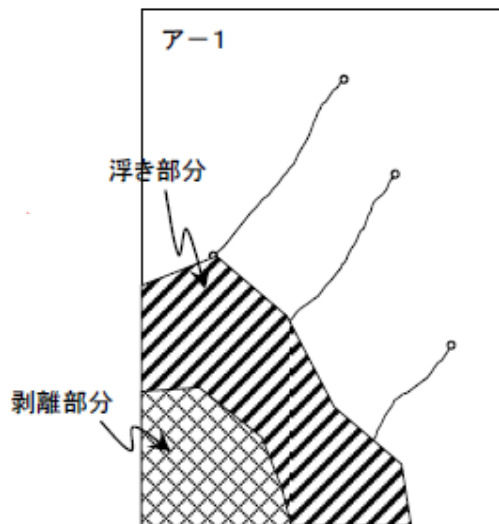


図 7.4.1.19 浮き・剥離の表現方法

4) ひび割れの写真撮影

2)に続き、各部材で最大ひび割れ幅と捉えたひび割れをマジックペンでなぞり、部材の写真を撮ることでひび割れの座標や形状を取得する。図 7.4.1.20 に例として撮影した部材を示す。丸で囲まれた線がマークしたひび割れである。

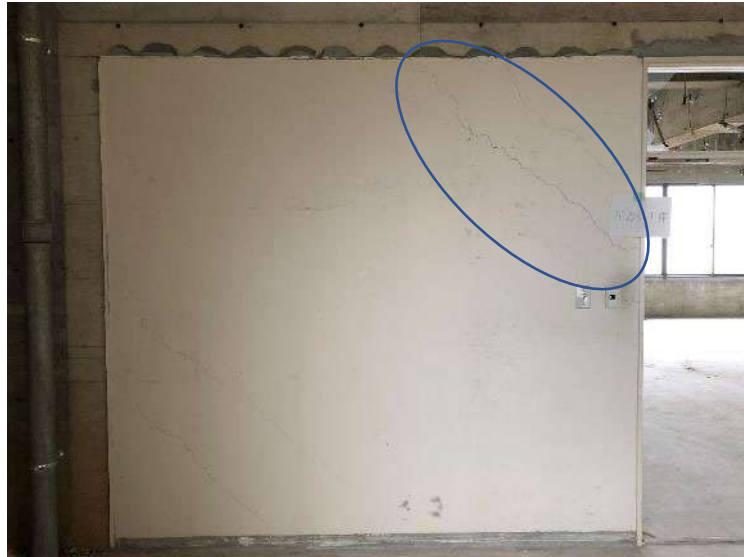


図 7.4.1.20 ひび割れ記入写真の例

(d) 目視によるひび割れ計測結果

図 7.4.1.21 に損傷量計測結果を示す。各部材複数の面で計測を行った内の曲げ・せん断のひび割れ幅の最大値をそれぞれ示した。また、各階で計測した部材のひび割れの様子を写真で示す。

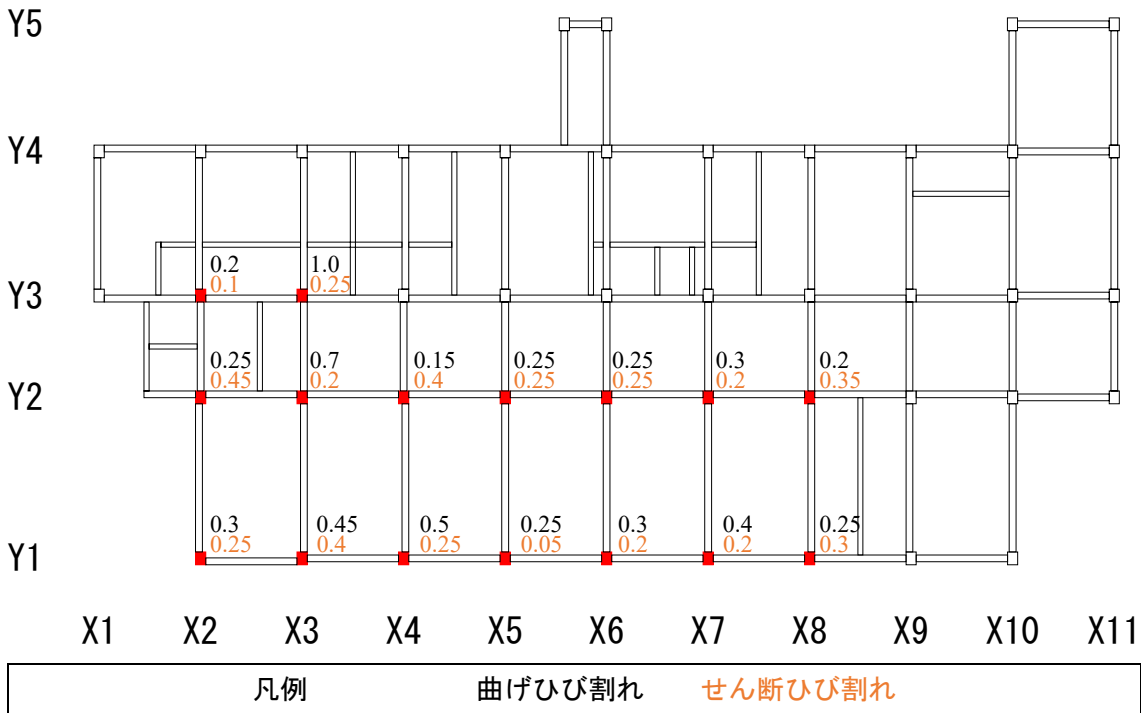


図 7.4.1.21 柱部材の最大曲げひび割れ (1階)



(a) 1C2-3 の部材写真



(b) 1C2-2 の部材写真

写真 7.4.1.13 部材写真

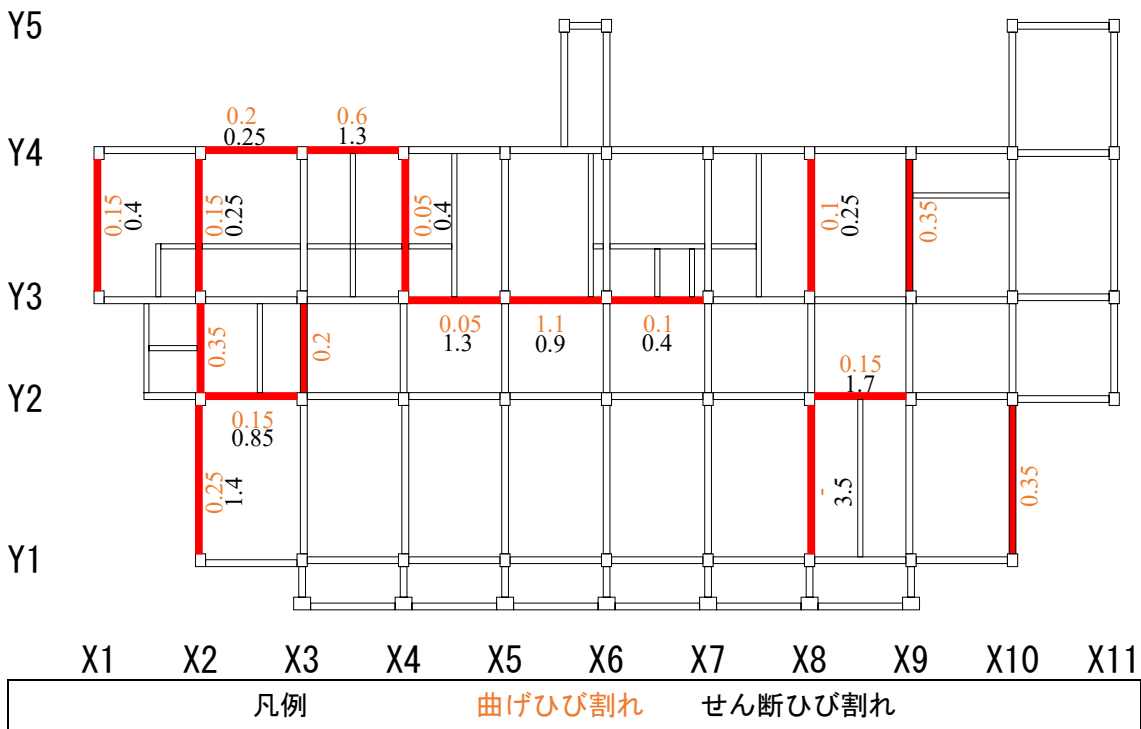


図 7.4.1.22 壁部材の最大曲げひび割れ (1階)



写真 7.4.1.14 1CW2-8 の部材写真

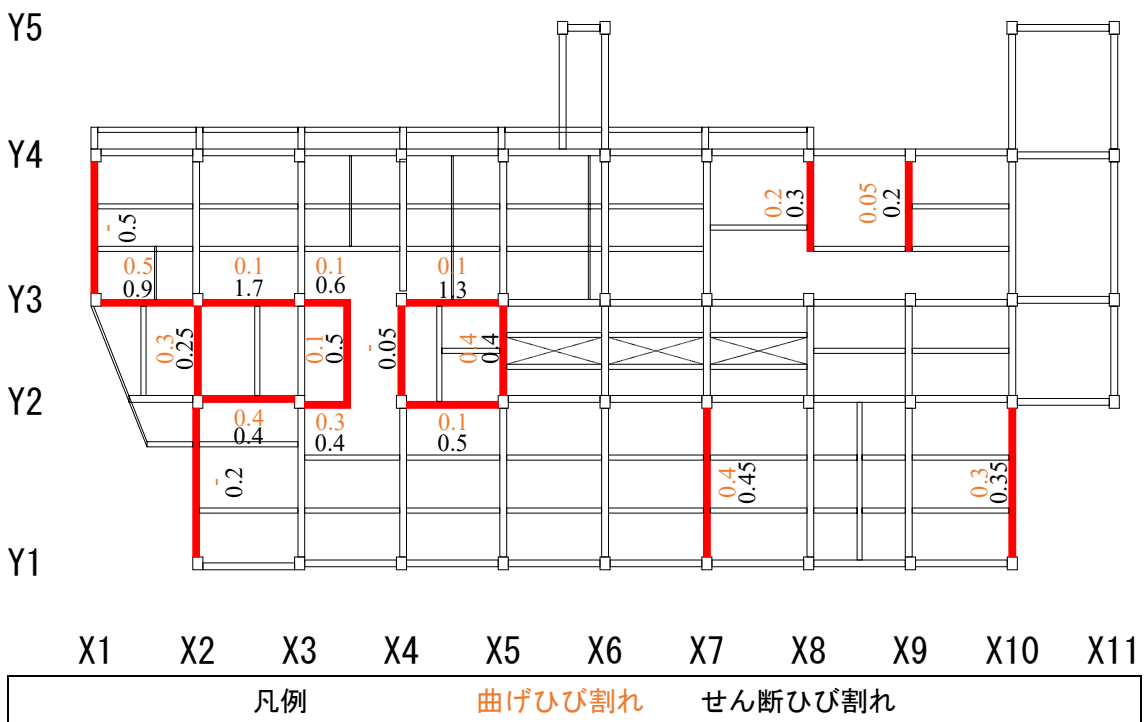


図 7.4.1.23 壁部材の最大曲げひび割れ (2階)



写真 7.4.1.15 2CW1-7 の部材写真

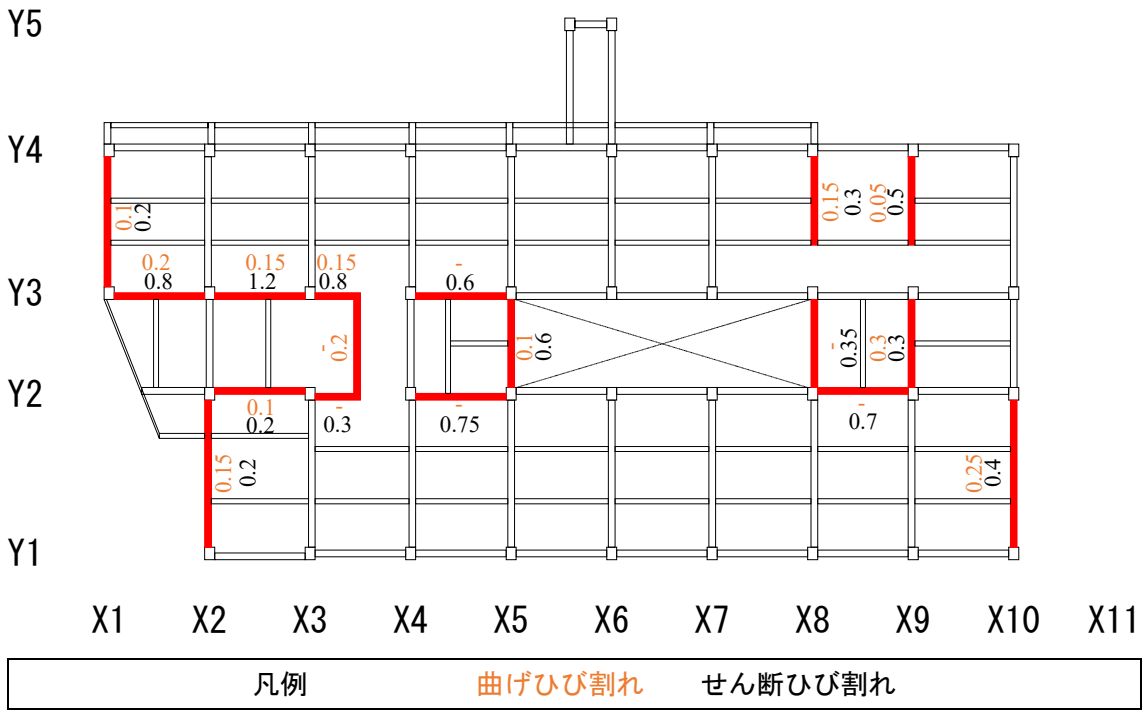


図 7.4.1.24 壁部材の最大曲げひび割れ (3階)



写真 7.4.1.16 3CW3-1 の部材写真

(e) OHP によるコンクリート損傷の計測結果

OHP シートにて計測した柱部材 (1C1-8) 及び壁部材 (1CW3-5) のひび割れ図を図 7.4.1.25, 図 7.4.1.26 に示す。また, 1CW3-5 の OHP 計測範囲よりも高い位置に発生していた浮き剥落の図及びその面積を図 7.4.1.27 に示す。また, 1CW3-5 のひび割れ図では図 7.4.1.25 に示す赤ハッチ部分のデータを損失してしまったためにそれ以外のデータのみを示した。

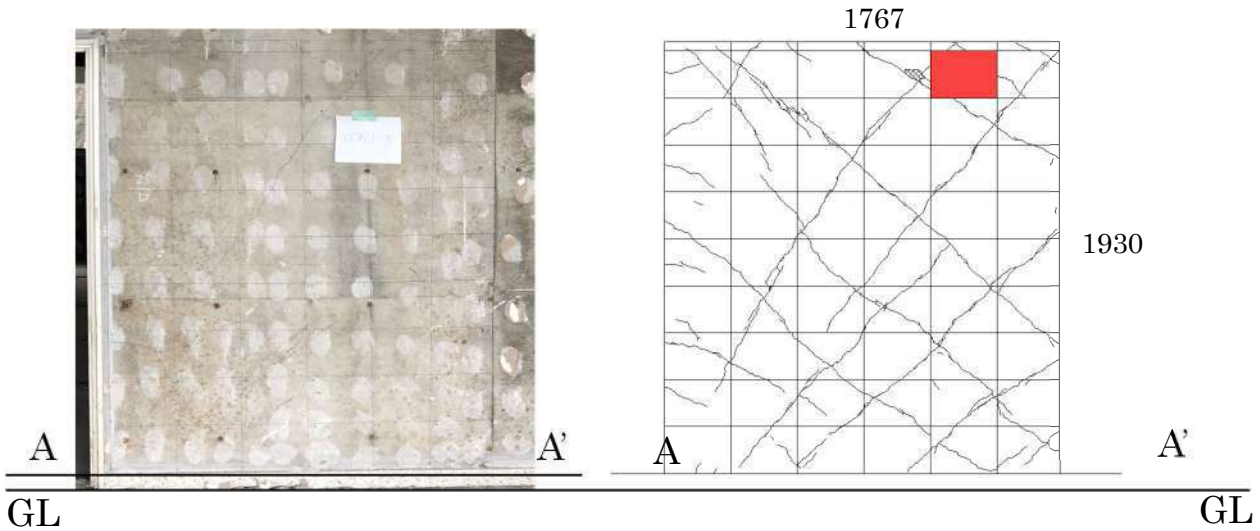


図 7.4.1.25 1CW3-5 のひび割れ図

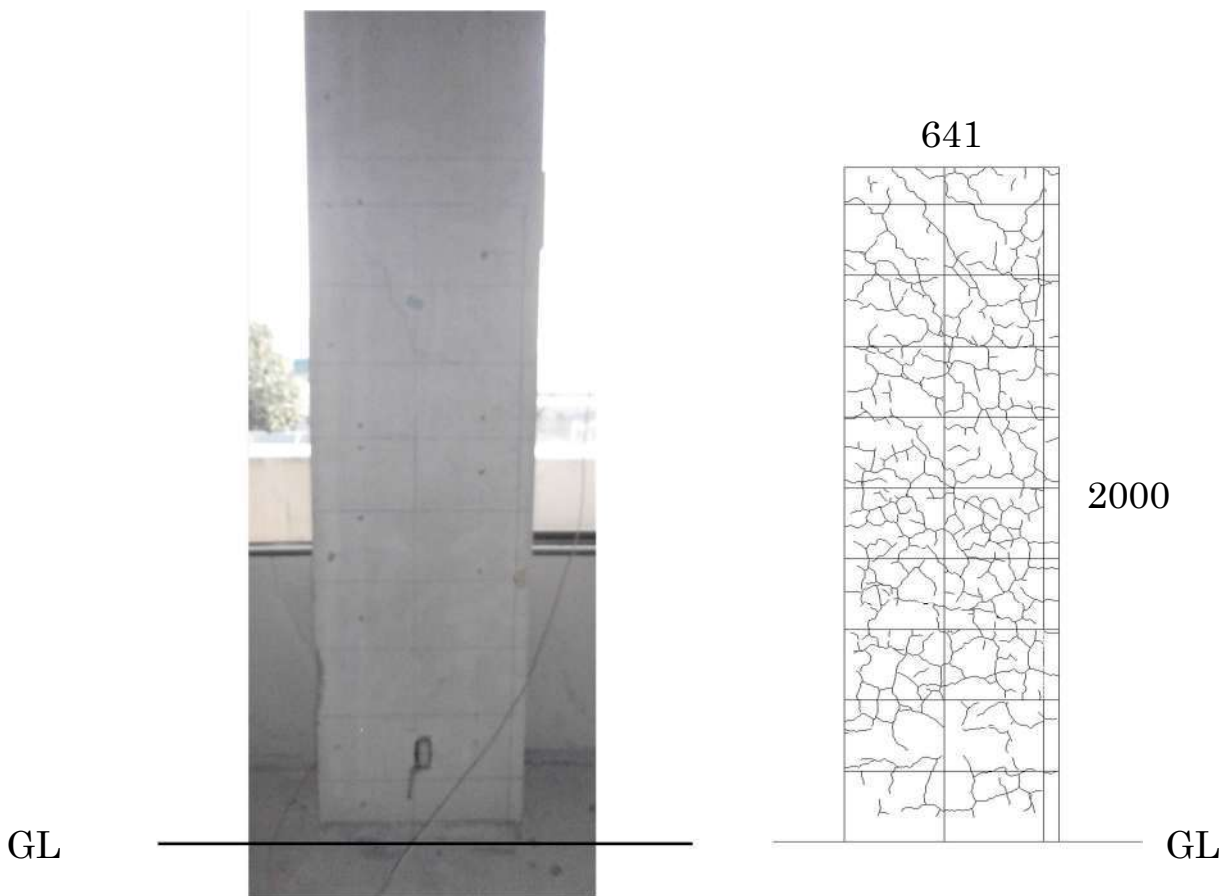
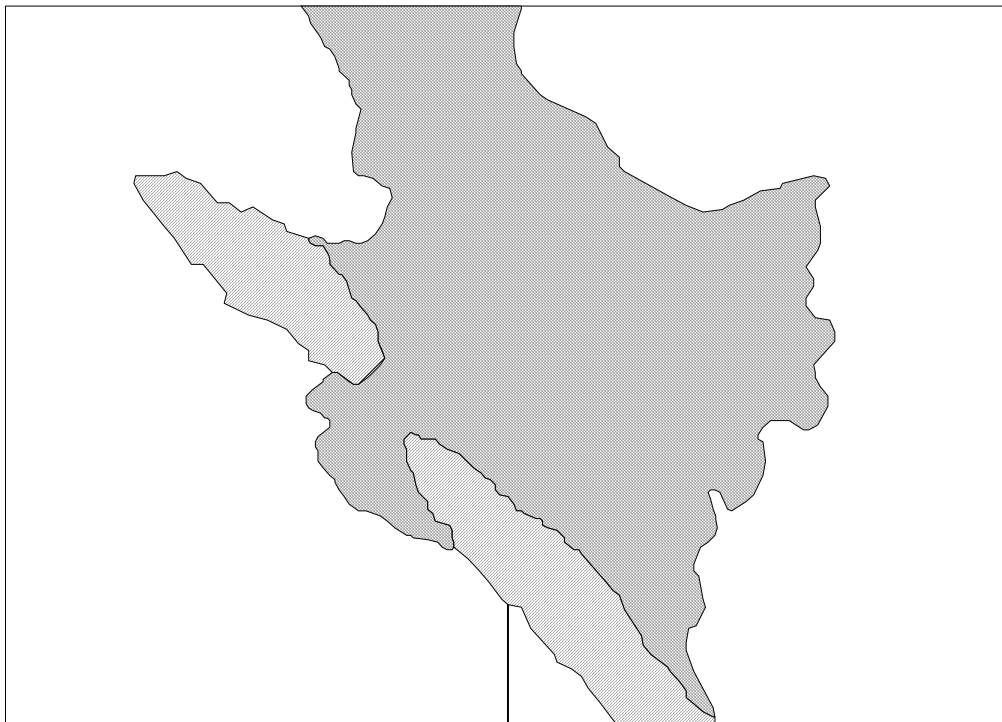


図 7.4.1.26 1C1-8 のひび割れ図

420



297

剥落面積(両ハッチ部分) : 34490mm²

浮き面積(片ハッチ部分) : 8355mm²

図 7.4.1.27 開口の上の剥落部分ひび割れ図

(f) 調査Bによる損傷量調査結果との比較

以下に計測した壁及び柱の最大曲げ・せん断ひび割れ幅の結果を示す。

曲げひび割れの結果とせん断ひび割れの結果をそれぞれの図で示している。また、その後に1部材での最大ひび割れ（最大曲げひび割れと最大せん断ひび割れの大きい方）で、調査Bが損傷量調査を行った結果と比較を行う。現地での目視による計測のため、異なるひび割れを計測していることがあり、結果に差が生じている部材が存在した。以下（図 7.4.1.28～図 7.4.1.33）に両者の計測結果を示す。また、両者の計測結果の違いが生じた原因について考察する。2階及び3階の柱部材については調査Bのみが計測を行ったため調査Bのみの結果を示している。

ひび割れ幅結果の比較において以下の6通りがある。全部材をこれらに区分し図 7.4.1.28～図 7.4.1.33のひび割れ幅の前に記載する。

- 1) 同じひび割れを計測しているが計測誤差がある
- 2) 調査Aの調査高さ内で異なるひび割れを計測した
- 3) 調査Aの計測高さに上限がある。その他、値が同じでも 4)。異なるひび割れを計測している可能性や、5)。どちらか一方のみしか調査できていないケースもある。

写真 7.4.1.17(a)に1階柱C1-8の両者の計測したひび割れを示す。調査Aの計測したひび割れは青い丸で囲まれたもので、調査Bのひび割れは緑のテープを貼った点にあるものである。C1-8では両者が同じひび割れを計測しており、両者せん断ひび割れを捉えているが、計測結果は調査Aが0.3mm、調査Bが0.45mmと差が生じている。これについては同一のひび割れを計測しており、数値が大きい調査Bの数値を使用することが妥当である。

写真 7.4.1.17(b)に1階柱C2-2の両者の計測したひび割れを示す。調査Aでは赤い丸に囲まれた曲げひび割れより青い丸に囲まれたせん断ひび割れの方が大きく0.45mmと計測している。対して調査Bでは緑のテープの点に曲げひび割れで0.2mmと計測している。これについては異なるひび割れを計測しており、調査Aの数値を使用することが妥当である。

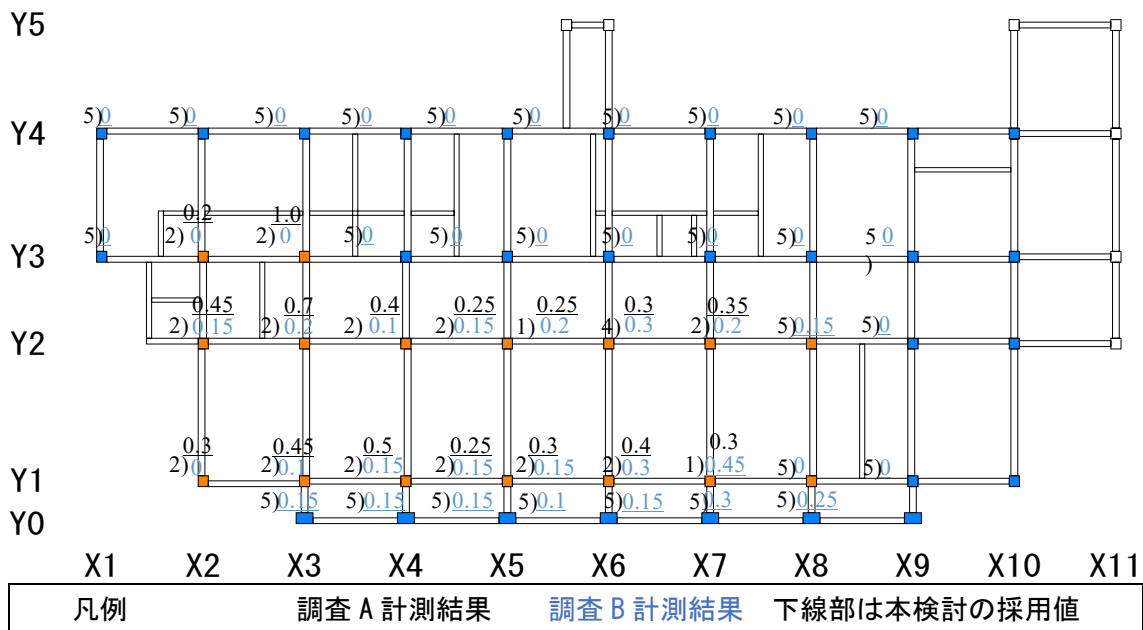
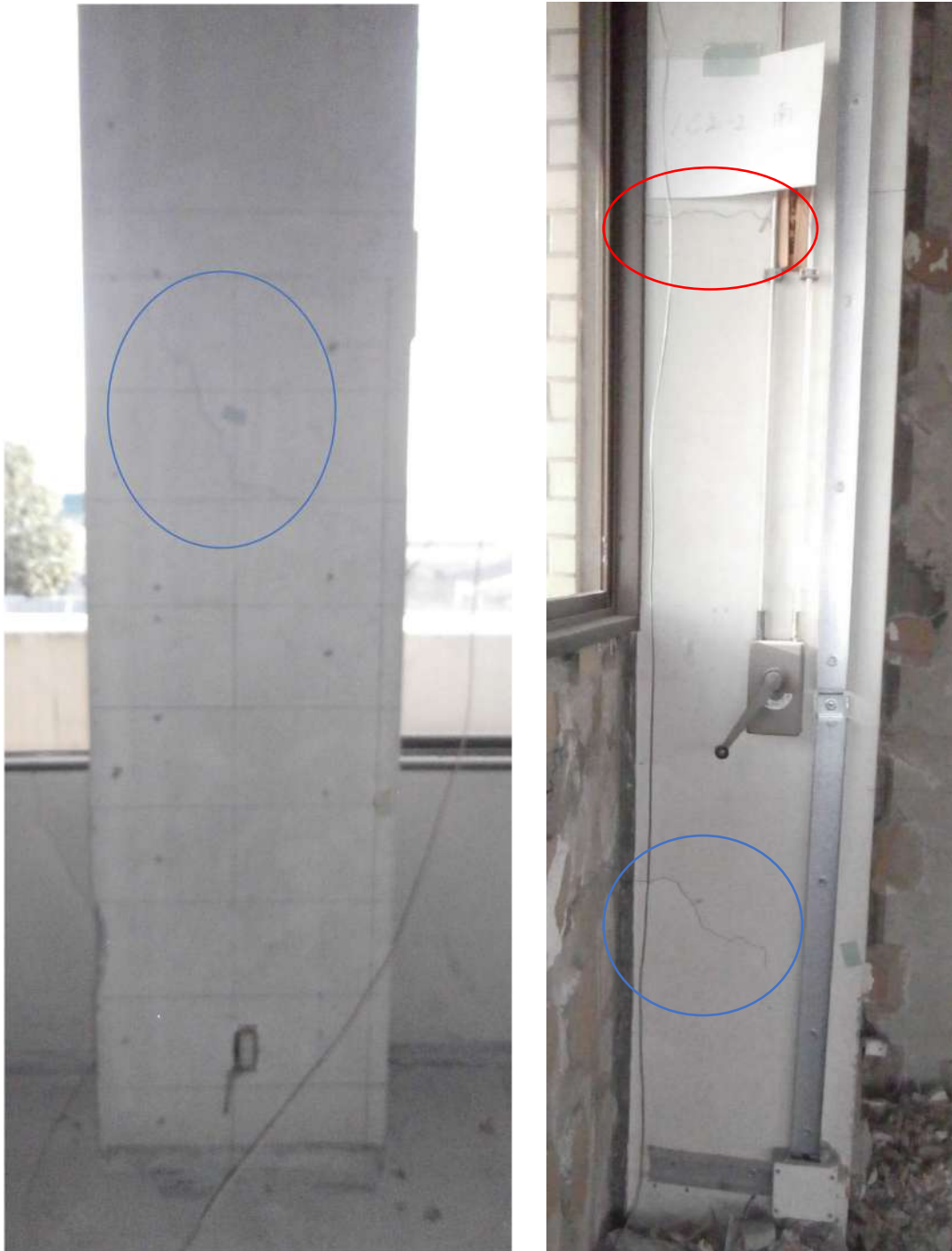


図 7.4.1.28 1階柱部材の調査結果比較



(a) C1-8 部材

(b) C2-2 部材

写真 7.4.1.17 計測したひび割れ

写真 7.4.1.18 に 1 階壁 1CW2-2 の両者の計測したひび割れを示す。両者は同一のひび割れを同一の点で計測しているが、計測では調査 A が 0.85，調査 B が 1.1 と示している。

写真 7.4.1.19 に 1 階壁 1CW3-6 の両者の計測したひび割れを示す。調査 A では青い丸に囲まれたひび割れをせん断ひび割れで 0.4mm と計測しているが、調査 B では計測したひび割れは不明だが、5.0mm と計測しているため、開口上部のひび割れを計測していると考えられる。調査 A では計測範囲を高さ 2000mm までとしたため、計測を行っていないひび割れであることが差の要因である。部材の損傷評価として調査 B の 5.0mm を使用することとした。

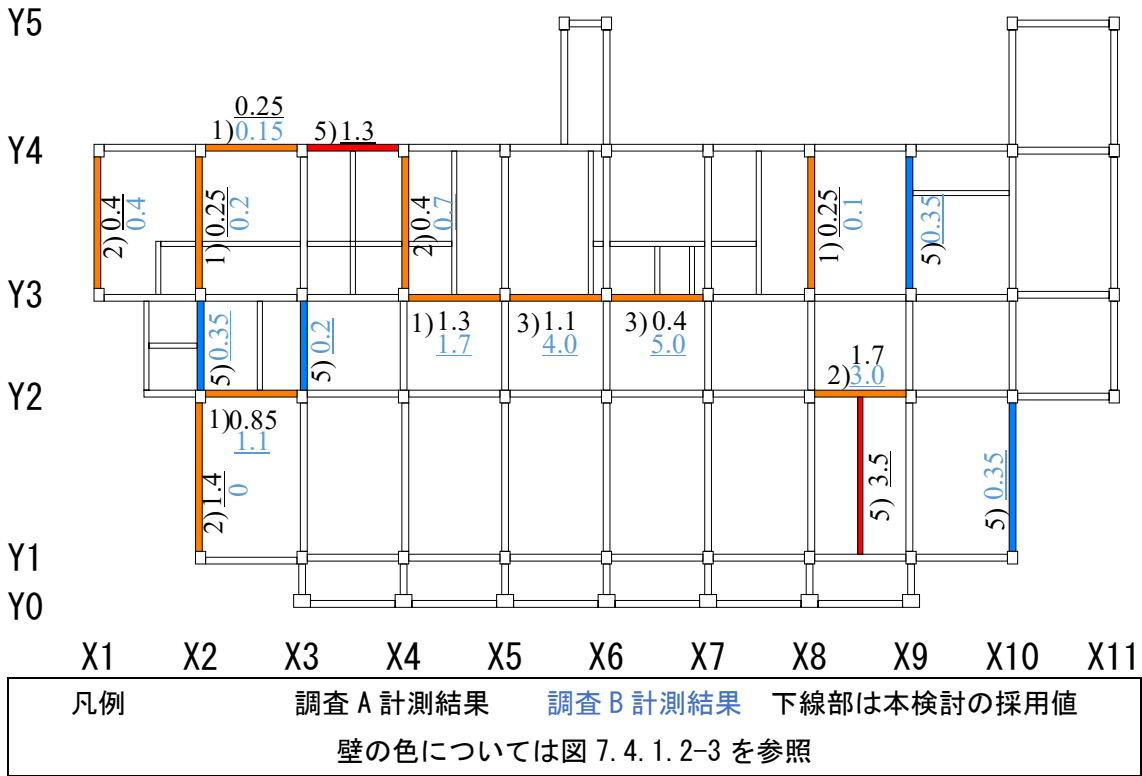
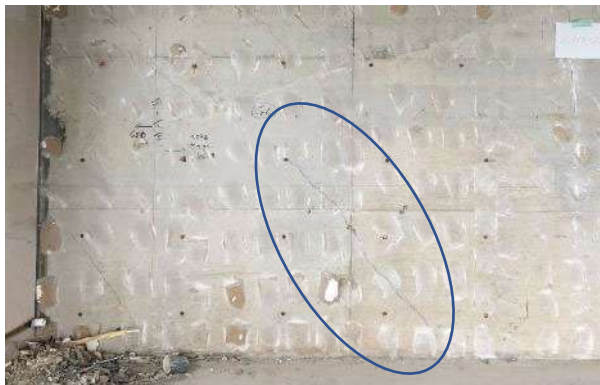


図 7. 4. 1. 29 1 階壁部材の調査結果比較



(a) 調査 A 計測点



(b) 調査 B 計測点

写真 7. 4. 1. 18 1CW2-2 計測点



(a) 調査 A 計測点



(b) 調査 B 計測点

写真 7.4.1.19 1CW3-6 計測点

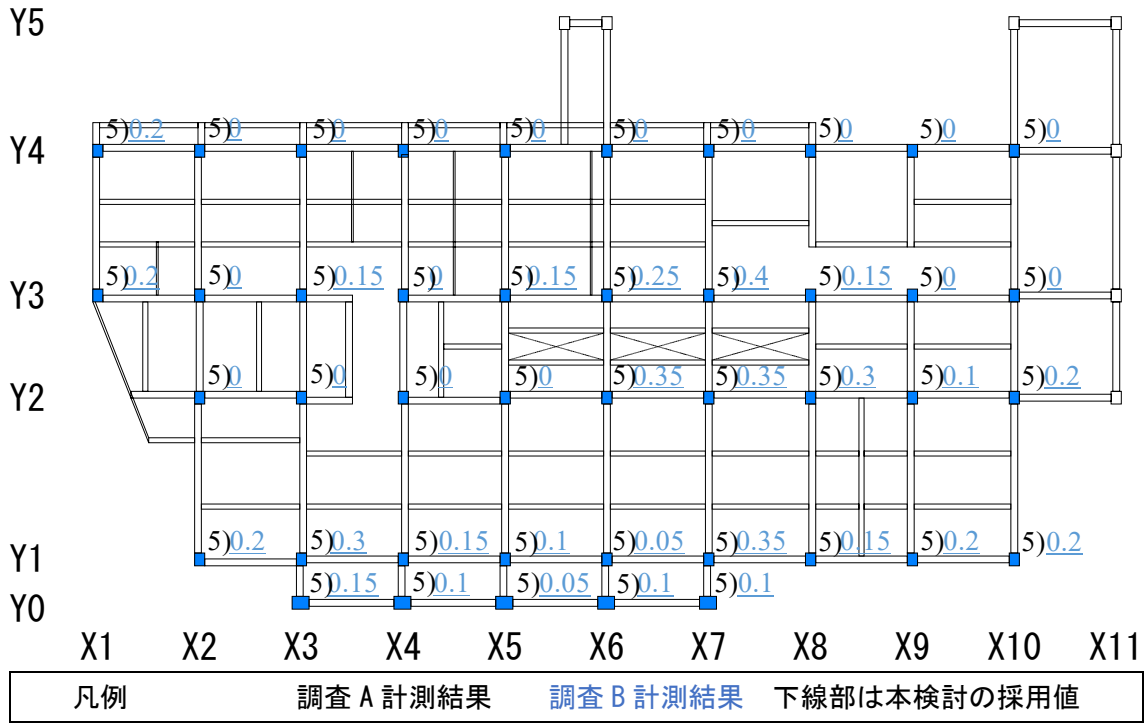


図 7.4.1.30 2階柱部材の調査結果比較

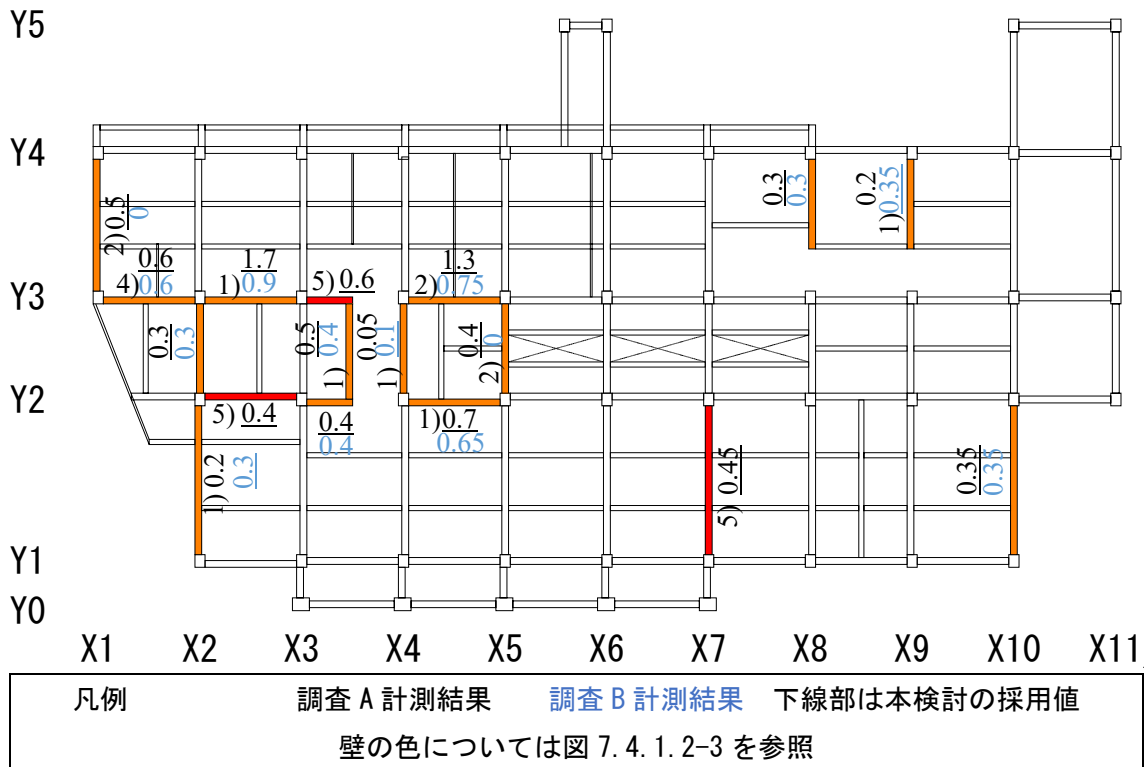


図 7.4.1.31 2階壁部材の調査結果比較

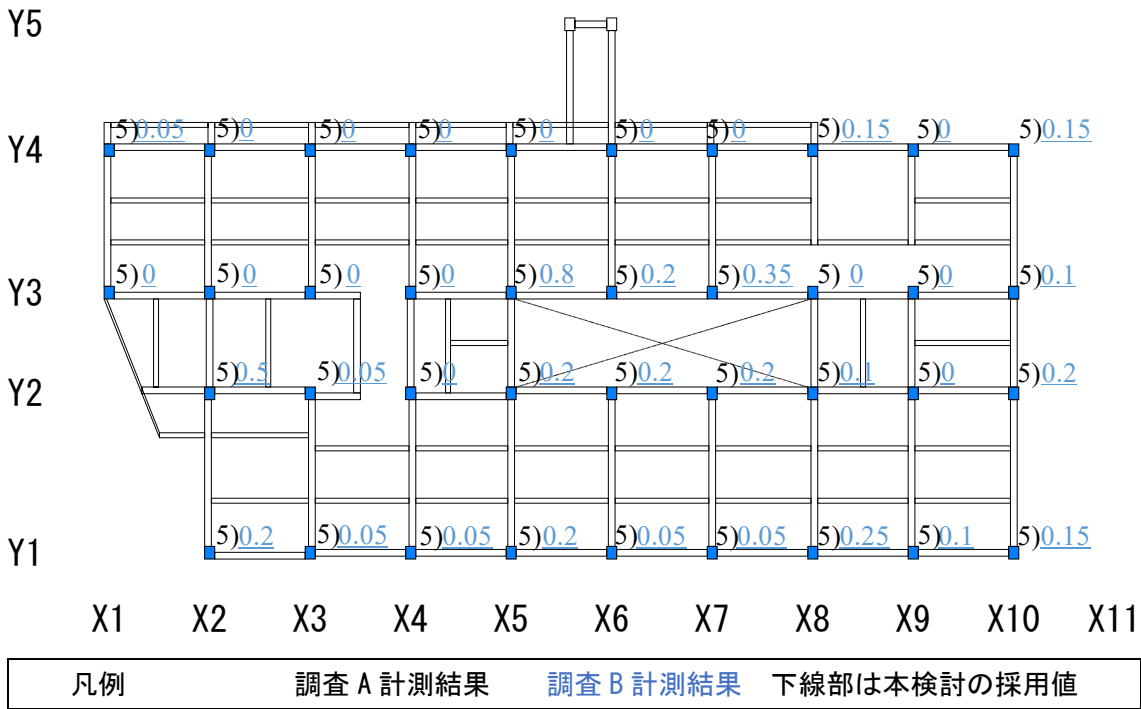


図 7.4.1.32 3階柱部材の調査結果比較

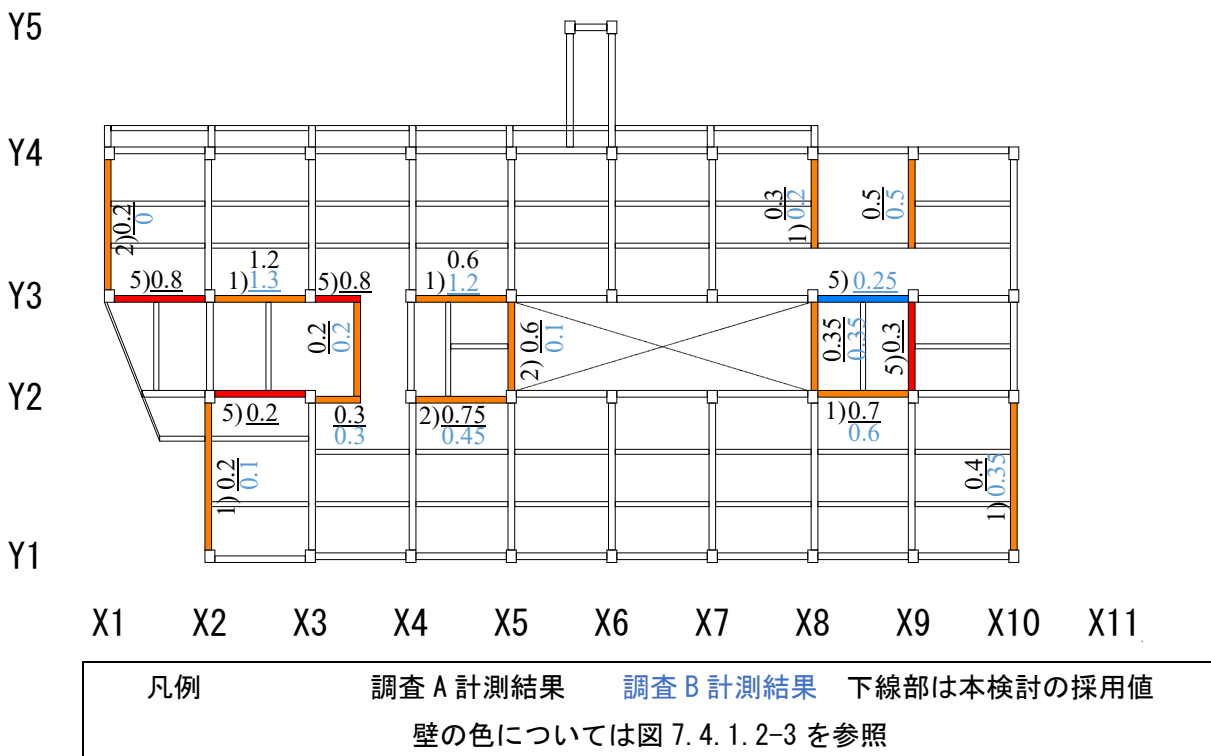


図 7.4.1.33 3階壁部材の調査結果比較

3) 高解像度写真計測調査 (C 班)

(a) 柱・壁面のひび割れ撮影

a) 撮影方法

柱[ICI-8]，壁面[ICW3-5]として，高解像度カメラでの撮影を実施した。撮影状況写真を図 7.4.1.34 に，撮影された画像の例を図 7.4.1.35 に示す。ブレによる画像の品質低下を避けるため，カメラは三脚に設置した上で撮影することが望ましい。ただし三脚の設置が難しい状況の場合は，手持ちでの撮影も可能である。なお現地では参考のためにクラックスケールを貼り付けて撮影しているが，解析では使用していない。

撮影した画像を正対かつスケールを合わせた画像（正規化画像）に変換するためには，撮影対象の寸法が必要である。寸法は，現地でメジャーを当てて計測することで取得した。本撮影では，画像同士が 30% 程度オーバーラップするようにしながら対象を複数枚に分割して撮影している。正規化によって分割撮影したそれぞれの画像が同じ座標系となるため，正規化画像を重ね合わせた上で重複した撮影範囲の中間付近で切り分けることで画像の接合が可能である。



図 7.4.1.34 撮影状況



図 7.4.1.35 撮影結果

b) 処理方法

正規化した画像上のひび割れのトレースとひび割れ幅の判読を行う。トレースは，CAD ソフト等を使用するのが効率的である。正規化画像は画像自体に座標情報を持っているため，画像上のひび割れ幅の

画素数と分解能から逆算することでひび割れ幅を算定することができる。具体的には画像データ上に上記スケールを計算した仮想的なクラックスケールを重畳表示することでひび割れ幅を判読することができる。

c) 結果

画像を正規化・接合した結果を図 7.4.1.36 に、ひび割れをトレースした結果を図 7.4.1.37 に示す。柱のひび割れトレースにおいて、0.05mm 以下のひび割れを取得できていることが読み取れる。また、現状ではひび割れの幅の判読単位はトレースしたひび割れ毎としているが、判読単位を細分することで補修材を充填するための補修計画図も作成できると考えている。

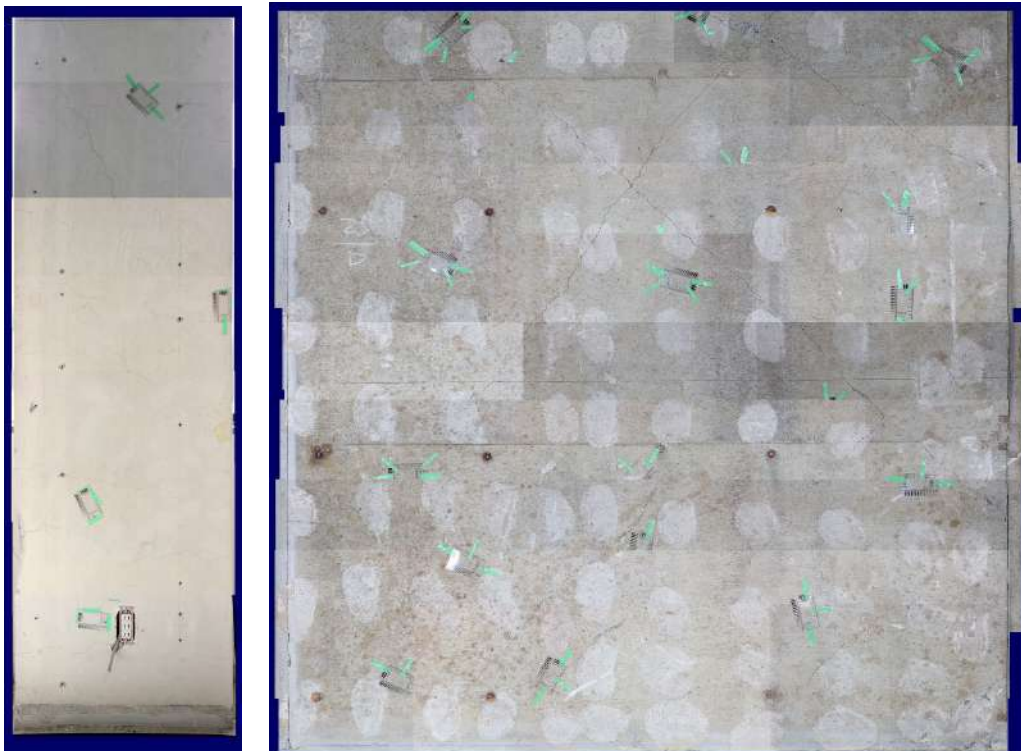


図 7.4.1.36 正規化接合画像（左：柱 右：壁面）

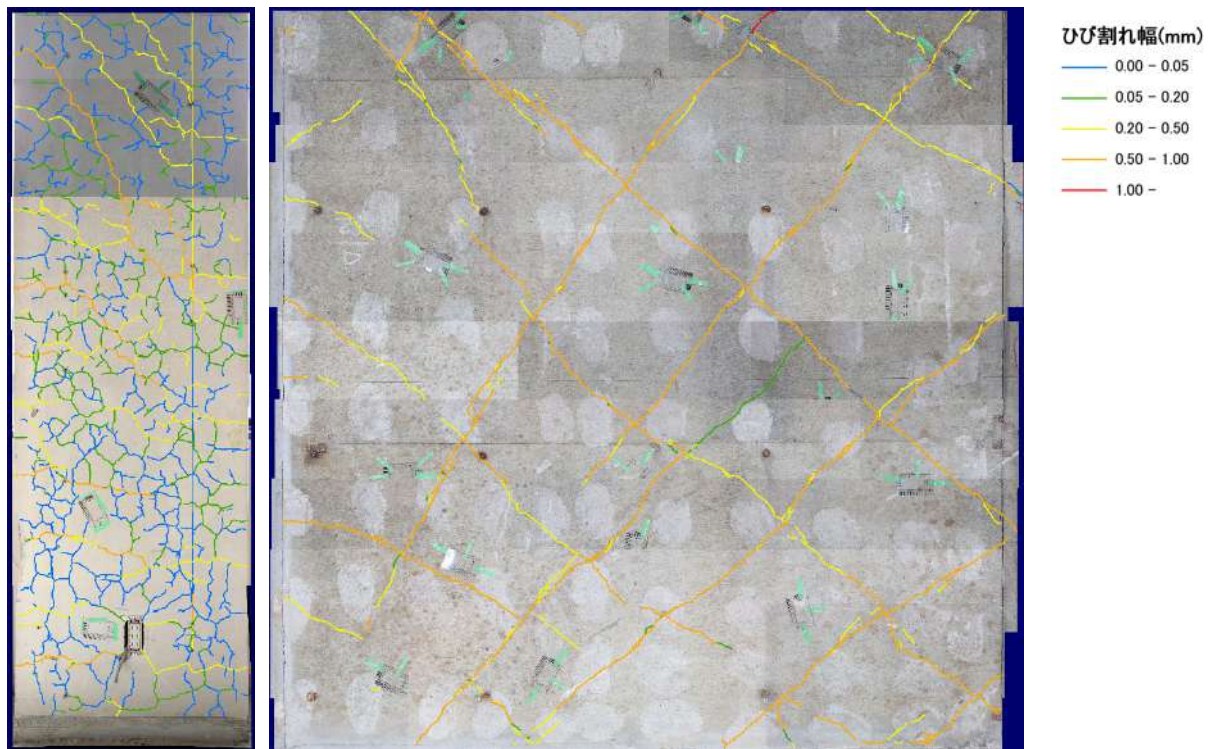


図 7.4.1.37 ひび割れトレース結果 (左：柱 右：壁面)

目視計測手法で取得した最大の曲げひび割れ幅とせん断ひび割れ幅に対して、高解像度写真計測で取得したひび割れ幅を比較する。目視計測では幅の計測位置が特定されているため、高解像度写真計測でも同じ位置のひび割れ幅を計測した。またひび割れ幅はひび割れ方向に対して直交方向の値としている。両者を比較した結果を表 7.4.1.4 に示す。両手法での算定結果は多少の差はあるものの、概ね一致している。またこれらの残留ひび割れ幅より上部構造物の残留水平変形は極端に大きくないと言える。

表 7.4.1.4 ひび割れ幅の比較

		ひび割れ幅 (mm)	
		目視計測	高解像度カメラ
柱	曲げ	0.2	0.3
	せん断	0.45	0.6
壁面	曲げ	0.9	0.9
	せん断	1.1	0.9

(b) うき・剥落の取得

a) 撮影方法

うき・剥落の取得を目的として、ドアの上部にある剥落箇所での撮影を行った。撮影状況を図 7.4.1.38 に、撮影対象範囲を図 7.4.1.39 に示す。撮影枚数は 1 枚ではなく複数枚としている。撮影時は、図 7.4.1.40 に示すように、対象に対して均一距離を保ちつつ、並行移動しながら、重複して撮影するのが望ましい。特に今回の撮影については、図 7.4.1.41 に示すように蛇腹状に撮影した。



図 7.4.1.38 撮影状況



図 7.4.1.39 撮影対象範囲

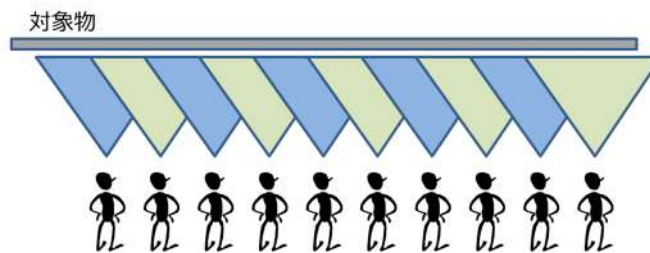


図 7.4.1.40 望ましい撮影方法

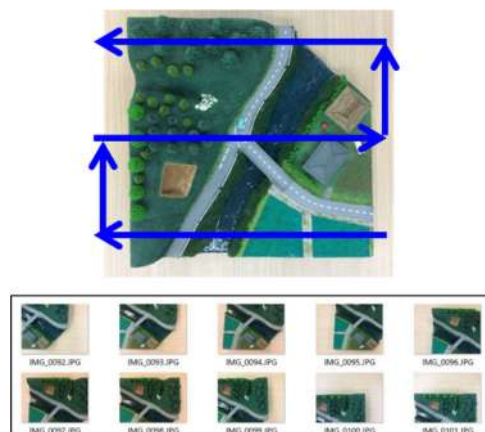


図 7.4.1.41 蛇腹状の撮影イメージ

b) 処理方法

撮影した写真をPix4D Mapper で合成し、三次元モデルを作成した。Pix4D Mapper はSfM (Structure from Motion) と呼ばれる複数画像からカメラの位置姿勢と三次元モデルを復元する技術を使用したソフ

トであり、近年様々な場面で利用されている。作成した三次元モデルから、奥行き方向の値を持った画像であるDSM (Digital Surface Model)を作成することで、浮き・剥落箇所を抽出することができる。

c) 結果

画像とDSMを重ねた結果を図7.4.1.42に示す。画像上で表面が欠けている箇所や亀裂が入っている箇所の位置関係を踏まえ、奥行き方向が0.53mm以上を浮き、-1.51mm以下を剥落範囲として取得した。うき・剥落取得位置を図7.4.1.43に示す。図7.4.1.43より剥落中心部から浮きの部分までの3次元の損傷状態が計測できている事が分かる。

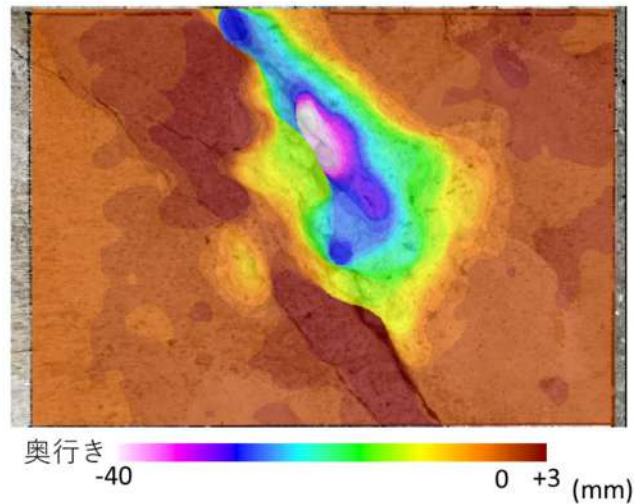


図 7.4.1.42 画像とDSMの重畳

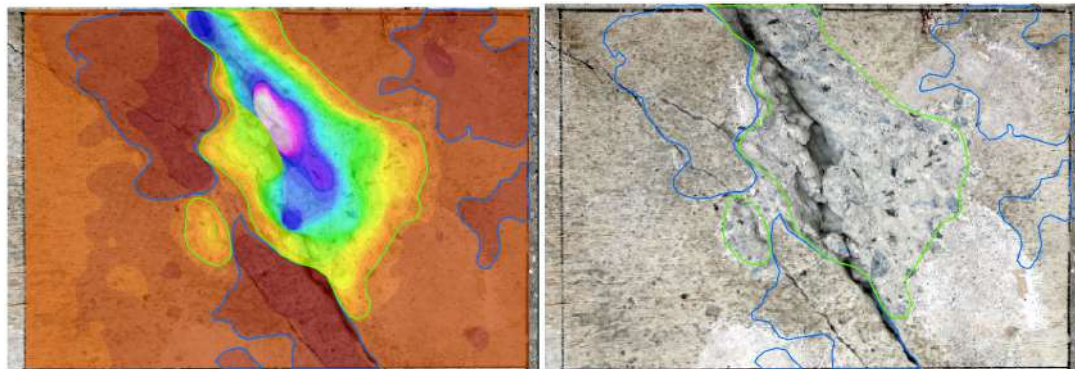


図 7.4.1.43 うき・剥落取得位置 (左: DSM・画像上 右: 画像上) (青: うき 緑: 剥落)

浮き・剥落の面積・体積について、マニュアル計測との比較評価を実施した。比較結果を図7.4.1.44に示す。マニュアル計測による浮きと剥落面積は、それぞれ8410 mm²、34490mm²であり、高解像度計測によるそれらの値はそれぞれ33579 mm²、29366mm²であり、高解像度画像手法のうきの面積は多めに算定された。これは、マニュアル手法では取得できていない箇所も含めたためである。剥落の面積は、マニュアル計測の値がやや大きい結果となった。なお高解像度計測は3次元情報であることから、剥落部分の体積を361333mm³と算定できている点の特徴である。

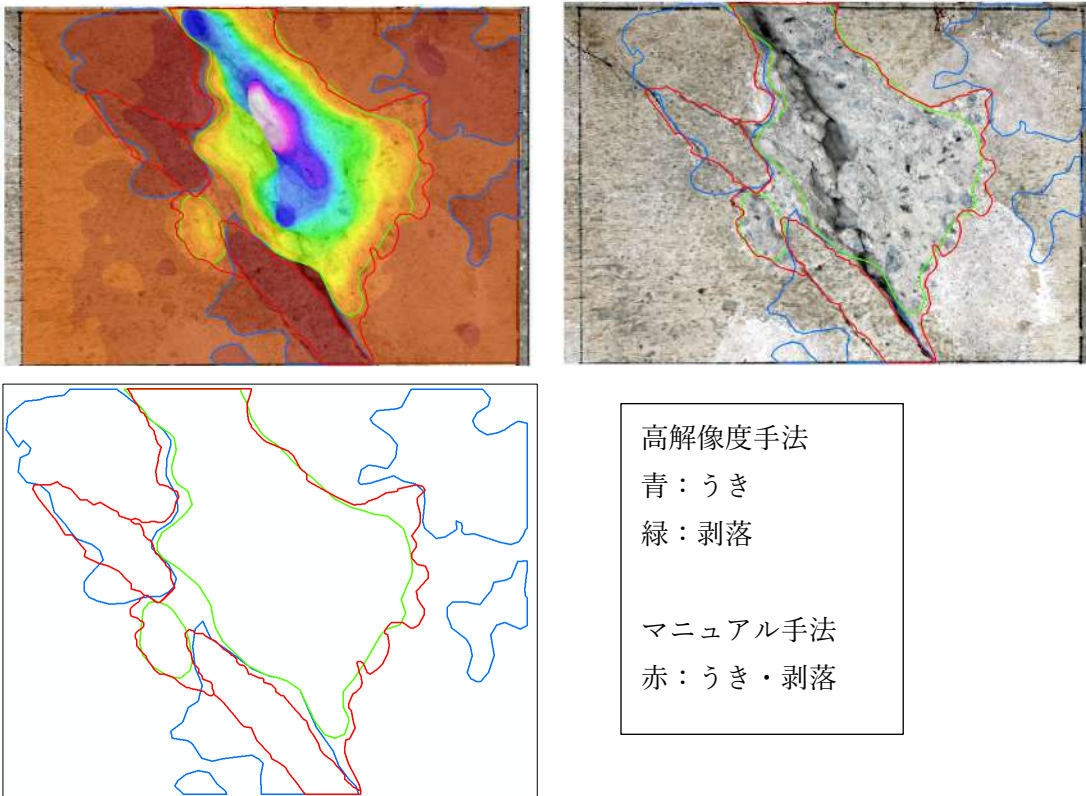


図 7.4.1.44 うき・剥落の比較（左上：DSM・画像重畳 右上：画像重畳 左下：重畳なし）

表 7.4.1.5 うき・剥落の面積・体積の比較

手法	うき	剥落	
	面積(mm ²)	面積(mm ²)	体積(mm ³)
マニュアル手法	8,410	34,490	-
高解像度画像	33,579	29,366	361,333

(c) ベランダの損傷取得

a) 概要

ベランダから見える範囲における損傷状況を速やかに記録するための方法について検討することを目的とし、撮影を実施した。奥行きが限られるため、撮影範囲が狭くなるという課題がある。本撮影では、広角レンズを使って連続的に静止画を撮影し、うき・剥落の計測と同様に SfM ソフトを用いて 3D モデルを作成することで、損傷の把握を試みた。

b) 撮影方法

対象は、ベランダから見える範囲の建物壁面である。壁面と撮影位置の距離をなるべく大きく取るために、カメラは三脚ではなく手持ちで撮影した。撮影状況写真を図 7.4.1.45 に、撮影結果を図 7.4.1.46 に示す。



図 7.4.1.45 撮影状況



図 7.4.1.46 撮影結果

c) 処理方法

浮き・剥離の処理と同様，SfM ソフトを用いて高密度点群と壁面オルソを作成・出力した。これらのデータ上で，損傷状況の把握を試みた。なお SfM ソフトによるこれらの結果の出力方法については，ソフト購入時に付属されるマニュアルを参考にとすると良い。

d) 結果

本対象壁面はブロックによるものであるため，特徴点を捉えやすい。そのため SfM ソフトによる画像マッチングは良好であった。特徴の少ない壁面（例えば，一面が白で損傷がほぼ無い壁面）の場合，本手法が適用できない可能性があるため，それらの適用性については追加の検討が必要である。高密度点群を図 7.4.1.47 に，壁面オルソを図 7.4.1.48 に示す。いずれの結果からも，ひび割れ箇所を明瞭が示されていることから，本手法によって壁面の損傷を捉えられる可能性があることが示された。





図 7.4.1.47 高密度点群（上：全体 右下・左下：部分拡大）



図 7.4.1.48 壁面オルソ（上：全体 右下・左下：部分拡大）

(d) 屋外壁面の損傷取得

a) 概要

足場のない屋外壁面は、マニュアル調査では確認することができない箇所である。そこ望遠レンズを用いて屋外壁面を撮影することで、マニュアル計測では確認できない箇所の損傷状況把握の可能性を検討した。

b) 現地撮影および処理方法

撮影対象は、2階部分と3階部分である。2階部分は、ベランダからクラックスケールを貼り付けた上で、近距離からと遠距離からの2箇所からそれぞれ撮影した。3階部分は、ひび割れやタイル剥がれな

どの損傷が見られるため、全体を撮影して正対補正画像を作成し、これらの損傷位置の把握を試みた。いずれも撮影は町役場の地上駐車場から行った。撮影状況写真を図 7.4.1.49 に、撮影結果を図 7.4.1.50 に示す。また今回、3階部分の正対補正は窓枠の形状が長方形になるよう簡易補正することで実施している。もしレーザスキャナや図面を使用できる状況であれば、柱や壁面の補正と同様、精緻な正対補正も可能である。



図 7.4.1.49 撮影状況

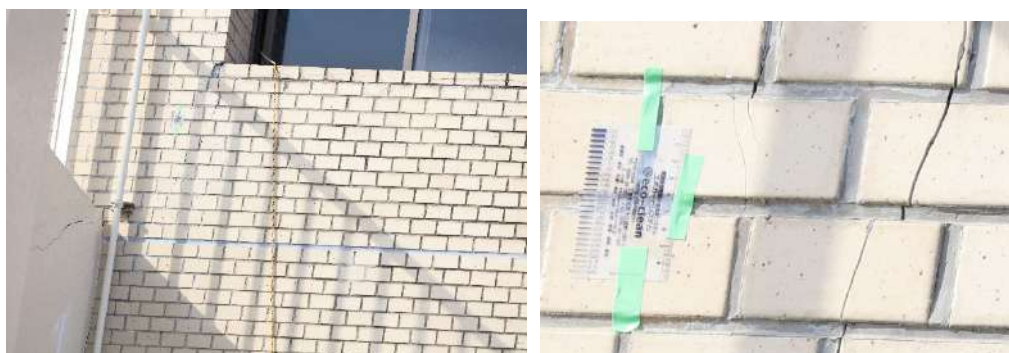


図 7.4.1.50 撮影結果（2階部分）

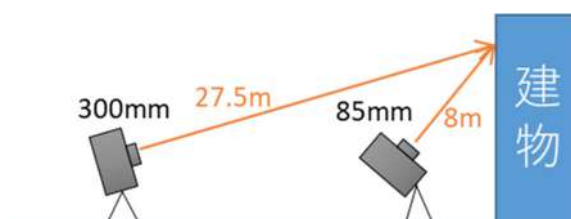


図 7.4.1.51 撮影位置概略図

c) 結果

図 7.4.1.52, 図 7.4.1.53 に、それぞれの位置から撮影した2階の画像の比較結果を示す。図 7.4.1.53 から、85mm レンズを用いて近距離から撮影した画像よりも、300mm レンズを用いて遠距離から撮影した画像の判読性能が高いことが読み取れる。これは、近距離から撮影すると撮影対象に対するカメラの角度が大きくなり、分解能が落ちるためと考えられる。本結果から、地形や他の建物の状況によっては遠方から撮影できない屋外壁面でない限りは、なるべく望遠レンズで遠方から撮影することが望ましいことが明らかとなった。

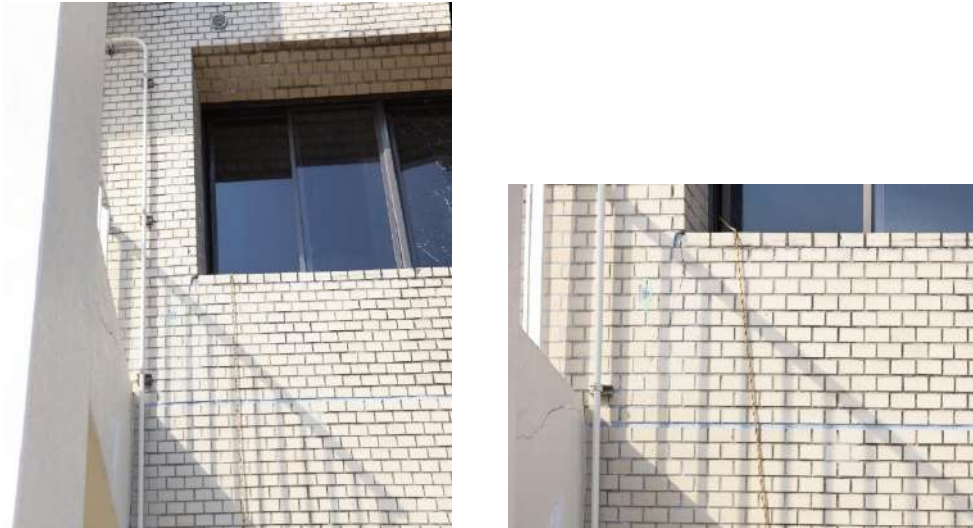


図 7.4.1.52 2階の撮影画像の比較

(左：レンズ焦点距離 85mm 対象までの射距離 8m
 右：レンズ焦点距離 300mm 対象までの射距離 27.5m)

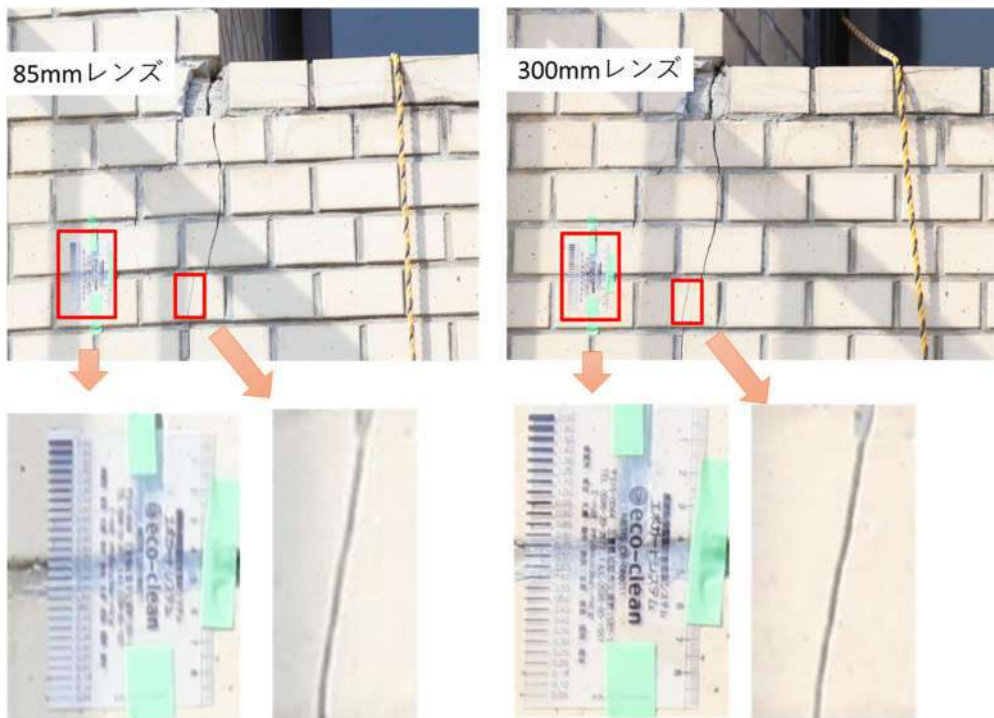


図 7.4.1.53 クラックスケールとひび割れの比較

3階部分の正対補正画像を図 7.4.1.54 に示す。これは1枚の撮影画像ではなく、分割して撮影した複数の画像を接合したものである。窓の右上部分にあるひび割れとタイル剥離を明瞭に把握することが可能であり、本手法による有効性が示された。



図 7.4.1.54 3階の正対補正画像

4) 地上型レーザースキャナーを用いた調査 (D班)

地上レーザースキャナーは測定誤差が $\pm 5\text{mm}$ (精度 $\pm 3\text{mm}$) , 測定可能距離は $0.5\sim 800\text{m}$, 計測レートは最大50万点/秒の仕様を用い, 計測情報として対象物の座標値, 表面の反射強度, 色情報を取得できる。本調査においては, 建物外周部に加え, 建物内においても計測を実施し, 建物や柱部材の残留傾斜や室内床面の傾斜を計測する計画とした。建物内の計測は, 調査対象である柱部材や床面が欠損なく十分な点密度で計測できるよう, 1階49地点, 2階37地点, 3階48地点に地上型レーザースキャナーを設置し, 計測を行った。またそれぞれの計測地点からの主要な計測対象において, 1平方 cm 当たり少なくとも数点の計測点が含まれるよう, 計測点群の解像度を計測機から 10m の距離で 8mm 程度となる設定とした。

以下に地上型レーザースキャナーによる調査結果を示す。まずここでは計測ポジションを以下の図に示す。写真 7.4.1.20にバルコニーと室内それぞれで計測している状況を示す。レーザースキャナーは三脚上部に固定し, 1周約5分未満で計測を行っている。



(a) バルコニー



(b) 室内

写真 7.4.1.20 計測状況

ここで計測した地上および各階での位置を図 7.4.1.55～図 7.4.1.59に示す。

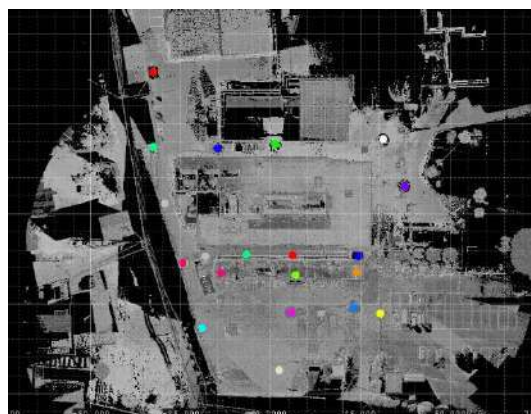


図 7.4.1.55 地上 (建物外周部) での計測位置

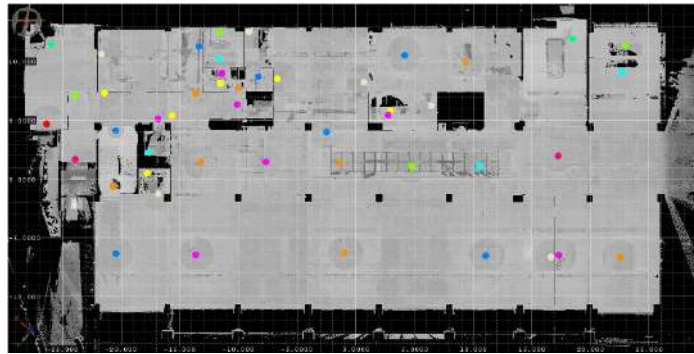


図 7.4.1.56 室内1階での計測位置

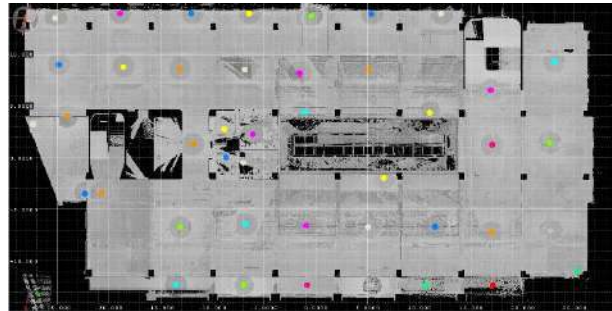


図 7.4.1.57 室内2階での計測位置

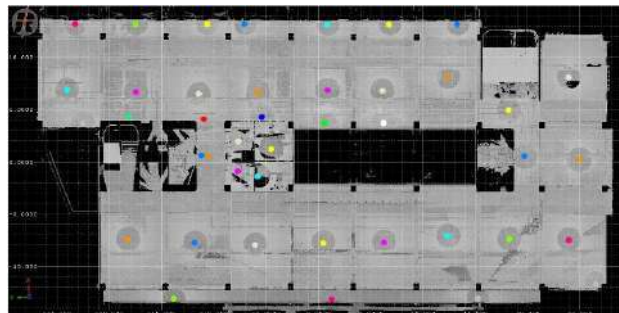


図 7.4.1.58 室内3階での計測位置

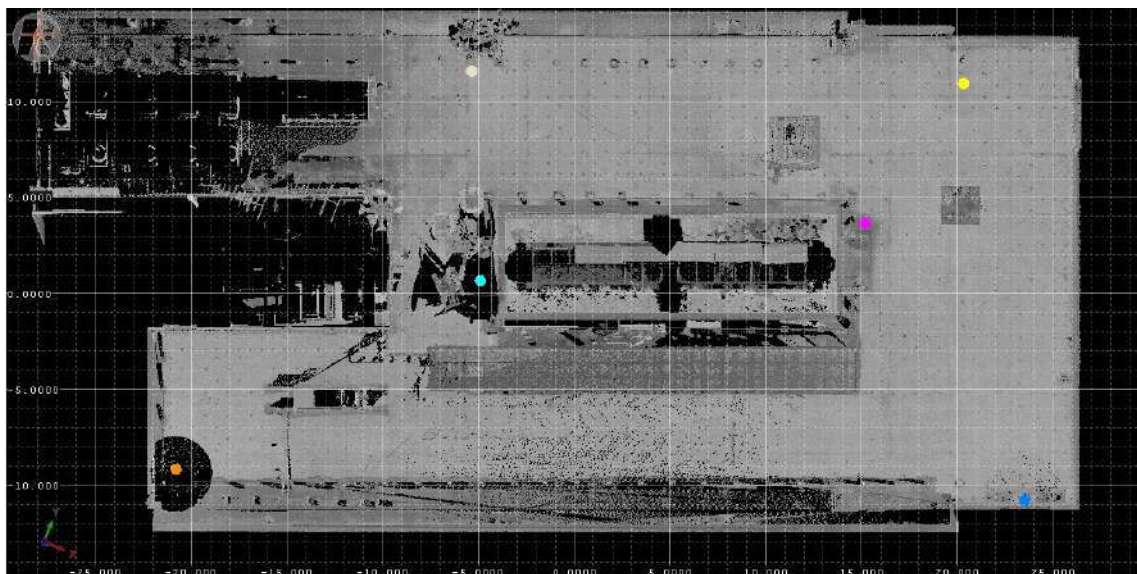


図 7.4.1.59 屋上での計測位置

以上の位置から計測したことで建物外観および室内部分の3次元化を行った。その結果を以下の図に示す。ここで計測された点群は3次元の座標値を有するため、図 7.4.1.60に高さ方向に色分けした情報

を示す。

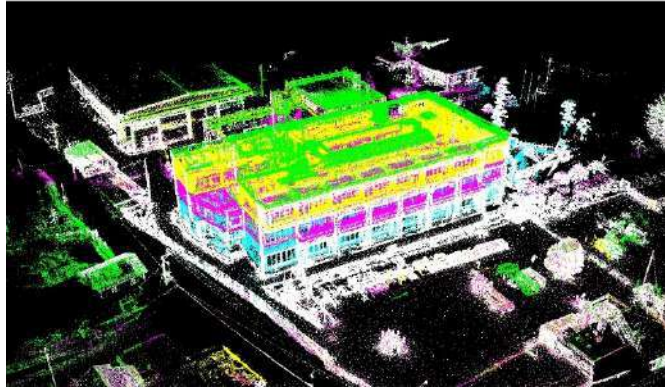


図 7.4.1.60 高さ方向に色分けした南西側からみた外観立体図

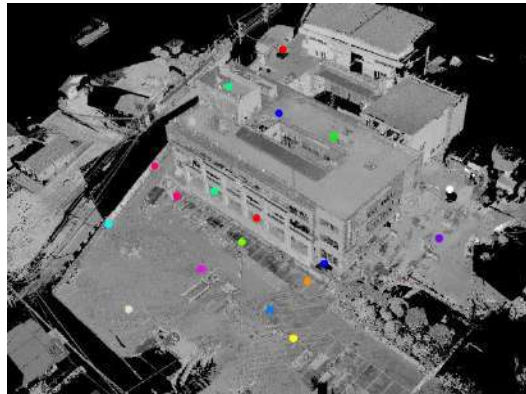


図 7.4.1.61 南東側からみた外観立体図

次に計測密度の違いを示す。実際の計測では1階部分において41カ所で計測した結果とその約半分の19カ所で計測した結果を図 7.4.1.62, 図 7.4.1.63に示す。図 7.4.1.62はほとんどが赤色であり、これは 1cm^2 に少なくとも1.5点以上点密度があることを示しており、十分な計測ができているが、その分多くの時間を要している。それに対して計測時間半分を想定した図 7.4.1.63をみると、いくつか青色の箇所があるが、これは 1cm^2 に0.7点以下であることを示す。図より床の多くは赤や緑であり、柱部材もほぼ赤色であることから、効率的な計測箇所が存在することが分かる。

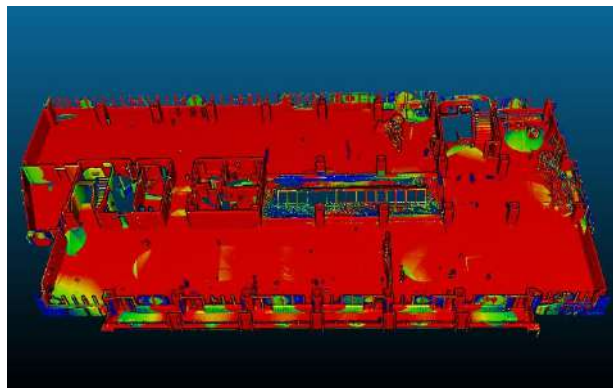


図 7.4.1.62 41箇所から計測した1階室内の点密度

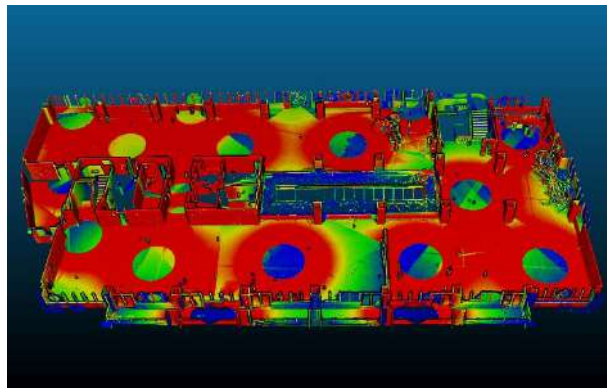


図 7.4.1.63 19箇所から計測した1階室内の点密度

上記の3次元データを用いて、床面の沈下性状および各階柱の傾斜・沈下性状を分析する。

(a) 床面の沈下性状

図 7.4.1.64 に2階床上面で計測された点群情報を等高線表示した結果を示す。図の上部が北の方角を示す。各階の床面で一番高い位置（Y1 構面 X6-7 間）を基準高さとし、それを緑色、10cm 低い部分を黄色、20cm 低い部分を赤色、30cm 低い部分を紫色で、逆に高い部分は青入りでグラデーション表示している。それ以外の色の部分は点群による計測ができていない部分である。なお1cm ごとに白色の等高線を示す。図より北側に向かって床が傾斜している事が分かる。特に北西部の床位置が下がっており、前述の最高高さ位置に比べ、その相対差は約233mm と大きい。今回の調査では地上型レーザースカナーにより各階の床全面も詳細に3次元計測できたことで、限られた個別部位の沈下量ではなく、床全面の精細な沈下性状を得ることができている。

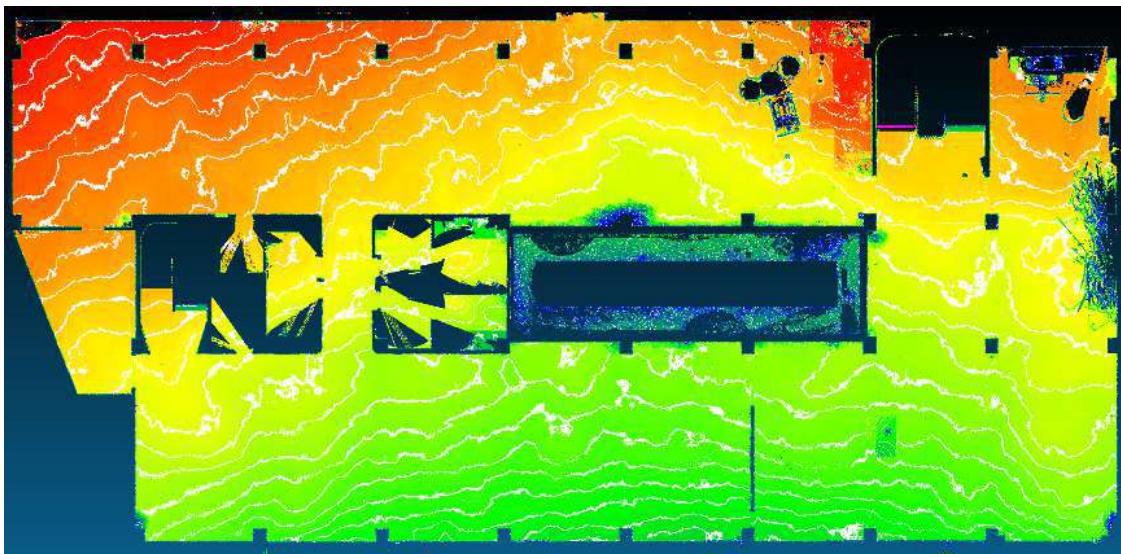
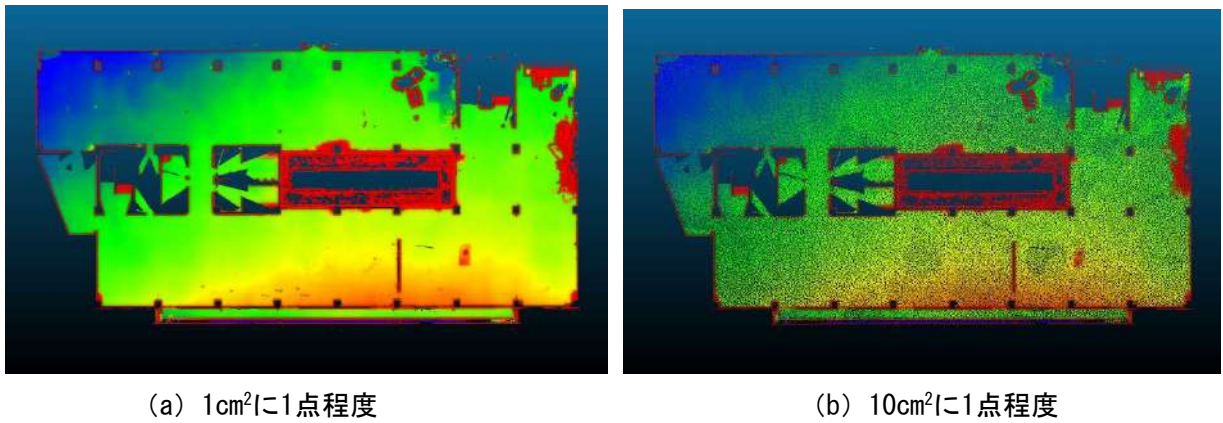


図 7.4.1.64 2階床レベルの高低差を示す観測結果（図の上部が北（Y4 構面）を示す）

次に、図 7.4.1.63 で示した点密度データ群から点を1cm²に1点と10cm²に1点に間引いた場合の2階床レベルの変状分布を図 7.4.1.65 に示す。図より（b）で大きく間引いた方の点密度が薄いことが分かるが、北西方向の床の変状は明確に分かることから、床の変状を把握するのであればこの程度の点密度であったとしても損傷の評価を行うことは十分にできることが分かる。このように被災現場で効率的な計測を行い、かつ損傷性状を把握するのに十分な計測計画を立てることが重要となる。



(a) 1cm²に1点程度

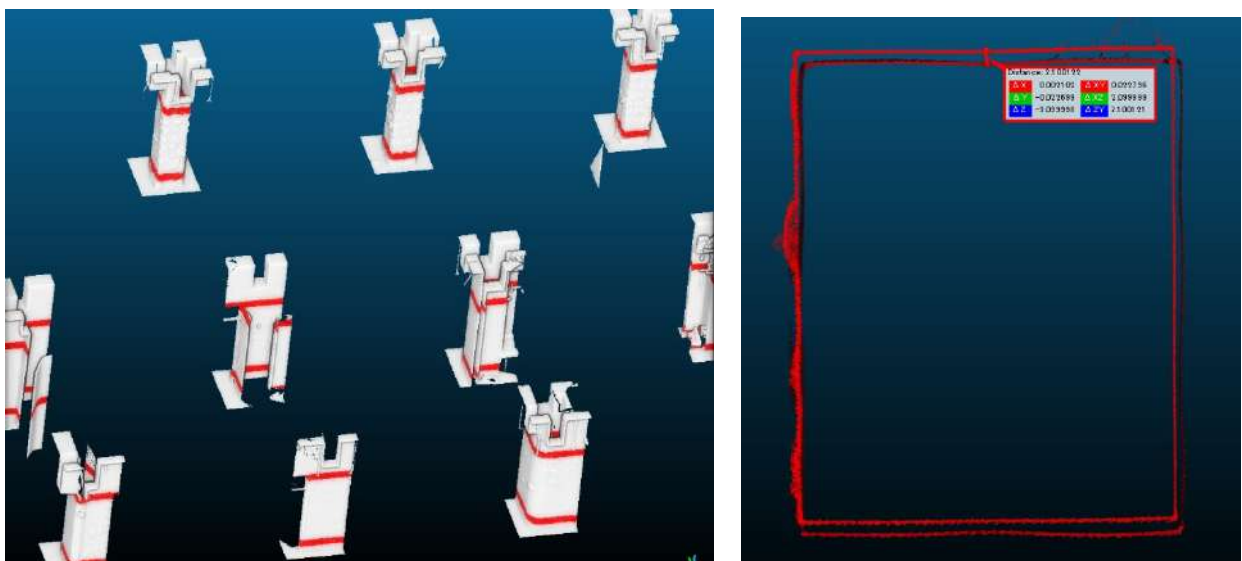
(b) 10cm²に1点程度

図 7.4.1.65 19箇所の計測データを間引いた2階床の変状分布

(b) 柱の傾斜と沈下性状

柱の傾斜は、次の手順で求めた。(1) 計測点群から各柱の上部と下部の表面のデータを取得 (図 7.4.1.66 (a)) し、両者の南北方向および東西方向の水平変位量 (図 7.4.1.66 (b)) をそれぞれ計測した。(2) 前述の変位量を、使用した上部と下部のデータの中心距離 (高低差) で除すことで柱の傾斜を求めた。(3) この手順で柱の傾きを計測するためには、計測点群を利用する柱の上部と下部が同一形状 (水平断面) で垂直に形成されているとともに、表面形状が明確に取得されている必要があるため、それに適した柱頭柱脚部の点群を取得した。また計測値の精度と安定性を高めるために、上部と下部の距離をできるだけ大きくとれるように配慮し、上部と下部の点群の中心距離は2100mmに統一してデータの取得と処理を行った。表 7.4.1.6に各柱の南北方向および東西方向の傾斜角を示す。なお正の値は北または東に傾斜している事を示している。表 7.4.1.6 (a) より、有意な傾きが計測されなかった1本を除き、全ての柱が北方向に傾斜していた。表より北側ほど柱の傾斜が大きい傾向にあることが分かる。一方、東西方向の傾斜はこれらの値よりかなり小さい値であるとともに、傾斜方向が東方向および西方向のものが混在する状況であった。

図 7.4.1.67に1Fベランダの天井部分の南北方向の梁に注目してY0 (補強構面), Y1 (既存の南側構面) の各構面での相対沈下量を示す。YCは短スパン梁中央位置の値である。図よりいずれの構面も西側の柱の沈下量が大きいことが分かる。



(a) 傾斜角計算用に選定した柱頭柱脚位置

(b) 柱頭と柱脚の水平方向のずれ

図 7.4.1.66 柱の傾斜角を算定するために着目した点群情報

表 7.4.1.6 柱の傾斜角

(a) 南北方向

構面	階	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10
Y1	3F	-	1/203	1/212	1/466	1/291	1/244	1/291	1/185	1/146	1/194
	2F	-	1/151	1/172	1/187	1/223	1/166	1/233	1/133	1/130	1/145
	1F	-	1/338	1/198	1/152	1/223	1/203	1/181	1/147	1/147	1/102
	平均	-	1/207	1/192	1/213	1/242	1/200	1/226	1/152	1/141	1/137
Y2	3F	-	1/168	1/223	1/139	1/114	1/214	1/130	1/141	1/152	1/108
	2F	-	1/190	1/146	1/181	1/105	1/120	1/106	1/162	1/114	1/123
	1F	-	1/187	1/166	1/152	1/117	1/131	1/114	1/131	1/142	1/142
	平均	-	1/181	1/173	1/155	1/112	1/145	1/116	1/144	1/134	1/123
Y3	3F	1/276	1/141	1/168	1/179	1/132	1/173	1/230	1/212	1/161	1/151
	2F	1/216	1/265	0	1/175	1/173	1/143	1/152	1/146	1/112	1/107
	1F	1/126	1/179	1/111	1/138	1/156	1/101	1/139	1/122	1/140	1/150
	平均	1/185	1/183	1/200	1/161	1/152	1/133	1/165	1/152	1/135	1/132
Y4	3F	1/92	1/117	1/108	1/116	1/105	1/121	1/128	1/140	1/81	1/99
	2F	1/104	1/146	1/147	1/160	1/156	1/189	1/428	1/155	1/156	1/82
	1F	1/187	1/142	1/146	1/99	1/123	1/166	1/123	1/124	1/111	1/137
	平均	1/116	1/134	1/131	1/120	1/125	1/153	1/164	1/138	1/108	1/101

(b) 東西方向

		X0	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	
Y1	3F		1/-808	1/-778	1/-700	1/-553	1/-955	1/-678	1/-3500	1/-2625	0	
	2F		1/-1236	0	0	1/-1236	1/-1000	1/617	1/-584	1/-657	0	
	1F		1/954	1/1000	1/2333	1/1615	1/-1236	1/-284	1/-356	1/-334	1/1750	
	平均		1/-3000	1/-10500	1/-3000	1/-1500	1/-1050	1/-888	1/-624	1/-612	1/5250	
Y2	3F			0	1/-3000	1/-525	1/-525	1/-618	1/-700	1/-600	1/-254	1/-840
	2F		1/-808	1/-778	1/-955	0	1/-1050	1/-955	1/-334	1/-250	1/-525	
	1F		1/-467	1/-2625	1/-3000	1/-1400	1/-1400	1/-553	1/-438	1/-637	1/-600	
	平均		1/-888	1/-1500	1/-914	1/-1146	1/-914	1/-700	1/-432	1/-315	1/-630	
Y3	3F	1/-467		0	1/-438	1/-840	1/-397	1/-1236	1/-363	1/-955	0	1/-438
	2F	1/-339	1/2100	1/-467		0	1/-397	1/-525	1/-215	1/-248	1/-808	1/368
	1F	1/-700	1/-955	1/411		0	1/-1750	1/-2100	1/-750	1/-657	1/-875	1/-1106
	平均	1/-460	1/-5250	1/-1500	1/-2520	1/-534	1/-941	1/-343	1/-454	1/-1260	1/-6300	
Y4	3F	1/-1236		0	1/189	1/466	1/500	1/466	1/477	1/-2100	1/-2100	0
	2F	1/700	1/428	1/1615	1/636	1/428	1/-840	1/-166	1/-224	1/-174	1/-429	0
	1F	1/-1616	1/-319	1/-420	1/1050	1/1615	1/1500		0	1/-584	1/-525	0
	平均	0	1/-3706	1/851	1/642	1/605	1/1852	1/-760	1/-450	1/-369	1/-1286	

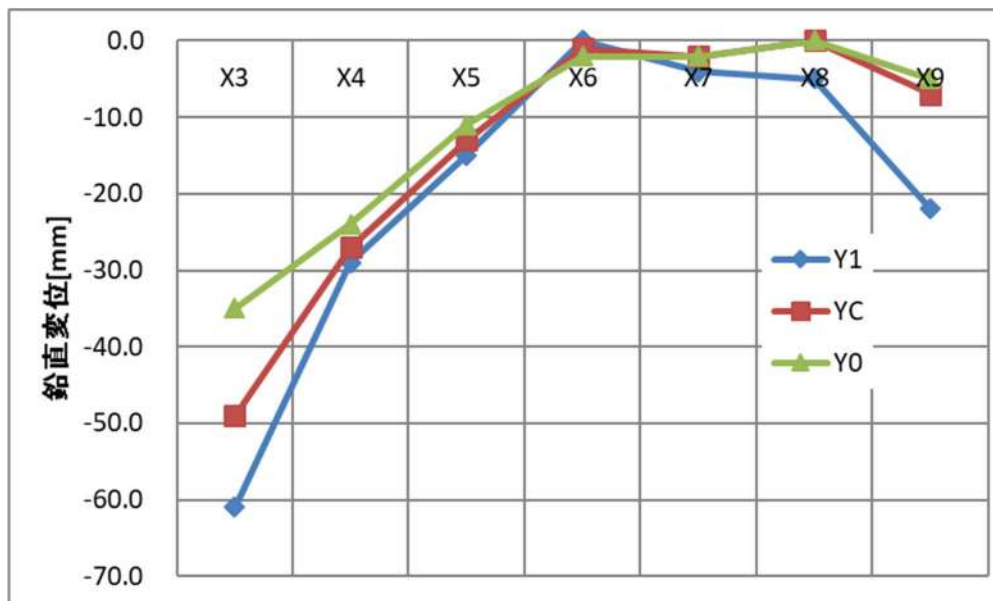


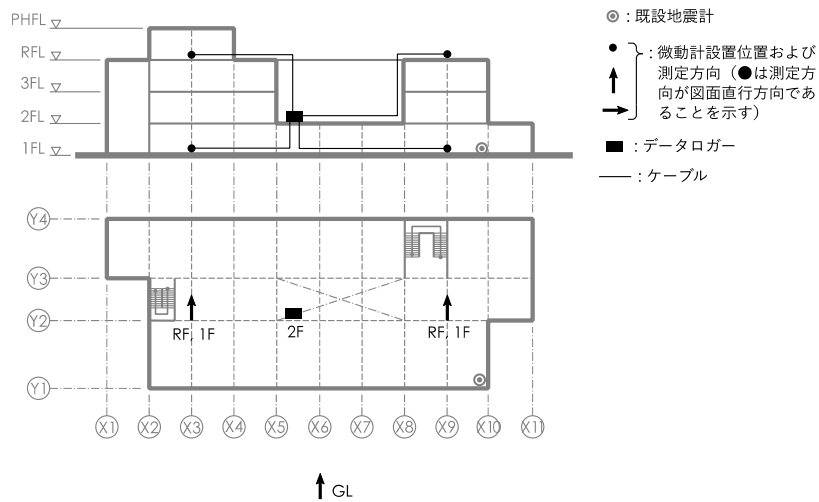
図 7.4.1.67 南側Y0,Y1構面の沈下量

5) 常時微動計測

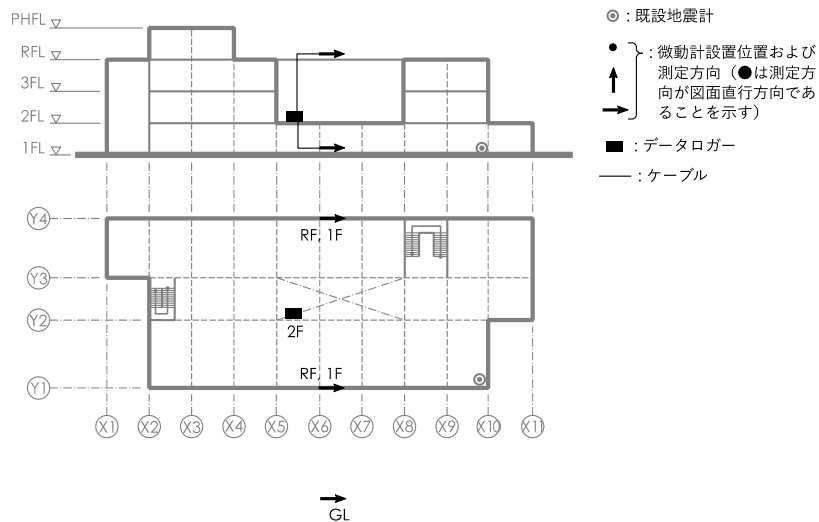
(a) 計測概要

対象建物の固有周期の把握および地盤ばねの推定のため、常時微動計測を行った。

- 日時：2018年2月18日 9:00～17:00
- 計測箇所：
 - 0 建築物E内部：屋上4箇所、1F4箇所（図7.4.1.68参照）
 - 0 地盤：建屋南面駐車場中央1箇所（建屋外壁から15mの位置）
- 使用機材：サーボ型速度計（配置は図7.4.1.68に示す）
- データ収録条件：200Hz サンプリング，各計測ケース（機器配置）20分間



(a) NS 方向配置



(b) EW 方向配置

図 7.4.1.68 機器配置

(b) 固有周期と増幅率

微動計測結果より得られた対象建物の振動特性をまとめて、図 7.4.1.69、図 7.4.1.70、表 7.4.1.7 に示す。これらの図にある通り、微動には明瞭な卓越周波数が現れており、ARX モデルで同定された建物の固有周波数は一貫計算プログラムにより算出された1次固有周期とも概ね対応している（7.5 節参照）。また護ら[7.4-2][7.4-3]による調査結果とも整合的であり、妥当な結果が得られているものと考ええる。

建物1F を分母にとったスペクトル比と地盤を分母にとったスペクトル比の違い（図 7.4.1.70）に着目すると、地盤を分母にとったスペクトル比の方が、ピーク周波数が顕著に低いのが特徴的である（通常はどちらを分母にとっても大差ない場合が多い）。このことは、建物基礎の地盤ばねが非常に小さいこと、つまり、建物の基礎ぐいおよびその周辺地盤の剛性が大きく低下していること示しており、基礎の被害状況（7.4.2 項, 7.5.6 項参照）と整合的である。

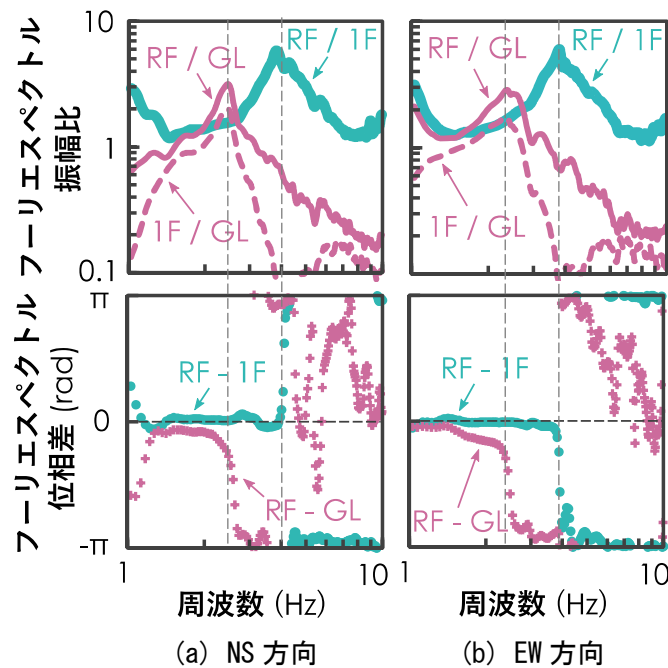


図 7.4.1.69 微動のフーリエスペクトル比

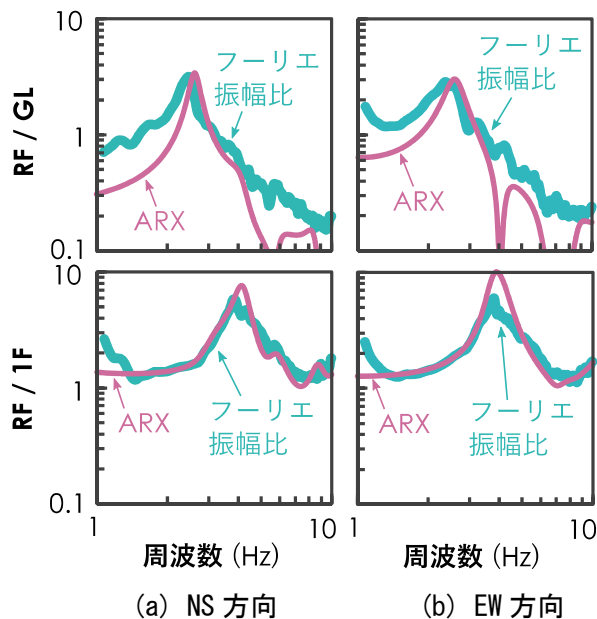


図 7.4.1.70 ARX モデル（次数 100）の同定結果とフーリエスペクトル比

表 7.4.1.7 ARX モデルによる 1 次固有周波数と増幅率

モデル		固有周波数 (Hz)	増幅率
GL 入力 - RF 出力	Y 方向	2.6	3.4
	X 方向	2.6	3.0
1F 入力 - RF 出力	Y 方向	4.2	7.6
	X 方向	3.9	9.4

(c) 地盤ばねの推定 (スウェイばね)

建物設計図書より算出した以下の建物質量を用いて、地盤ばねを介した多質点系モデルの固有周波数が、表 7.4.1.8 の値になるようにばねを決定する。表 7.4.1.9 が、その結果である。

表 7.4.1.8 想定質量

階	階高 (m)	高さ (m)	質量 (t)	慣性モーメント (t・m ²)		
				重心の転倒		重心周りの回転
				I_y	I_x	
RF	3.83	12.92	1,626	2.71.E+05	3.66.E+05	7.81.E+04
3F	3.815	9.09	1,594	1.32.E+05	3.59.E+05	7.65.E+04
2F	5.275	5.275	1,888	5.25.E+04	4.25.E+05	9.06.E+04
1F	-	0	2,575	0.00.E+00	5.80.E+05	1.24.E+05
合計			7,683	4.56.E+05	1.73.E+06	3.69.E+05

表 7.4.1.9 スウェイばね推定値 (NS 方向, EW 方向共通)

ばね (kN/m)	2.86 × 10 ⁶
ダッシュポッド (kN/(m/s))	9.77 × 10 ⁴

(d) 地盤ばねの推定 (ロッキングばね)

建物周辺地盤の計測機器設置可能範囲の都合上、地盤のロッキング入力に対する建物屋上のロッキング応答のスペクトル比がとれるような計測が不可能であったため、建物屋上の上下動の建物両端での差分は、ロッキング応答が卓越しているものと仮定して、建物屋上の上下動の差分データのみを用いて、自己相関関数法^[7.4.4]によりロッキングの固有周波数を求め、それと表 7.4.1.8 の慣性モーメントが整合するようにロッキングばねの値を決定する。微動を用いたロッキングばねの推定は、ロッキング動の比較的顕著な NS 方向 (EW 軸周りの回転) についてのみ行い、EW 方向 (NS 軸周りの回転) のばねについては、ロッキングばねの値が基礎幅の 3 乗に比例する^[7.4.5]性質を用いて、NS 方向のばね値をもとに算出する。

NS 方向の屋上上下動の差分より得られる自己相関関数を図 7.4.1.71 に示す。このフィッティング結果と表 7.4.1.8 の慣性モーメントから算出される NS 方向のロッキングばね、およびそれをもとに算出される EW 方向のロッキングばねは表 7.4.1.10 の通りである。

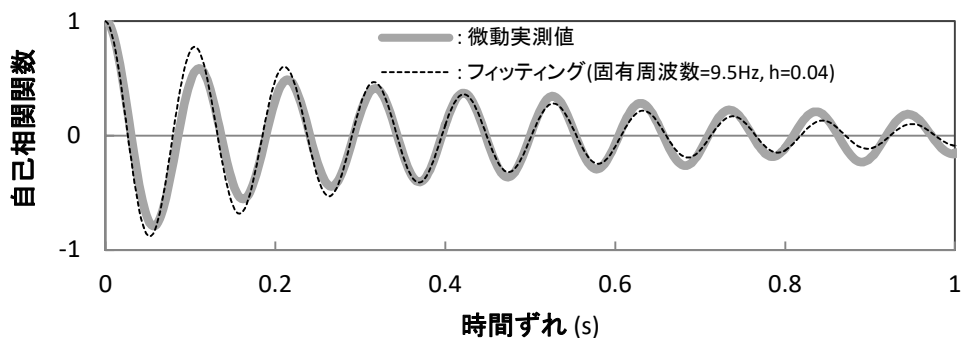


図 7.4.1.71 屋上ロッキング動（上下動の差分）の自己相関関数

表 7.4.1.10 ロッキングばね推定値

NS 方向	ばね (kN/rad)	1.31×10^9
	ダッシュポッド (kN/(rad/s))	1.78×10^6
EW 方向	ばね (kN/rad)	1.33×10^{10}
	ダッシュポッド (kN/(rad/s))	1.81×10^7

(e) 地盤ばね低減率（スウェイ・ロッキングとも）

以上推定したばね値は、微動計測結果から推定した値、つまり微小ひずみ領域での推定値であり、地震応答解析に用いる際には、7.5.3 の地盤の地震応答解析結果より等価せん断ひずみを算出し、想定した地盤の $\gamma - G/G_0$ 関係に基づいて、地盤ばねを低減する。具体的には以下の低減率を用いる。

- 前震での地盤ばね低減率： 0.44
- 本震での地盤ばね低減率： 0.36

7.4.2 基礎構造の被害状況

基礎構造の被害調査は、2016年8月に地方自治体が第1回目の調査を、2018年5月に建築研究所が第5回目の調査を実施した。本項では、その1回目と5回目の調査について調査結果を報告する。

(1) 被害調査1回目

図7.4.2.1に被害調査1回目で計測された建築物の相対沈下量を示す。この沈下量は、南側面、北側面、東側面の3側面の相対沈下量を示している。この値は、建設時には水平であったと推測される建築物1階の外装材の目地の高さを計測することで、相対沈下量を計測している。この相対沈下量とは、各側面の中で最も高い地点を0として、そこからの相対沈下量を表している。図7.4.2.1を見ると、西側のX2通りの相対沈下量が北側で60mm、南側で98mmと大きな値を記録している。また、張間方向では、北側に向かって傾いており上部構造物の傾斜方向と一致した。また、これらの沈下量の大きい3ヶ所について基礎周辺を掘削し、杭頭部分の被害について調査が行われた。その時の杭頭部の状況を写真7.4.2.1および写真7.4.2.2に示す。No.1(X2-Y1)の杭は、杭頭部が大きく斜めに破壊され、また軸方向鉄筋の座屈とともに軸方向にも縮んでいる様子が観察された。No.2(X1-Y4)の杭は杭頭部が軸圧縮により破壊され軸方向鉄筋の座屈が見られた。なお、No.3の杭頭部の被害状況が詳細に分かる資料はないものの、ヒアリングによりNo.3の杭頭部に顕著な被害は見られなかったという報告を得ている。

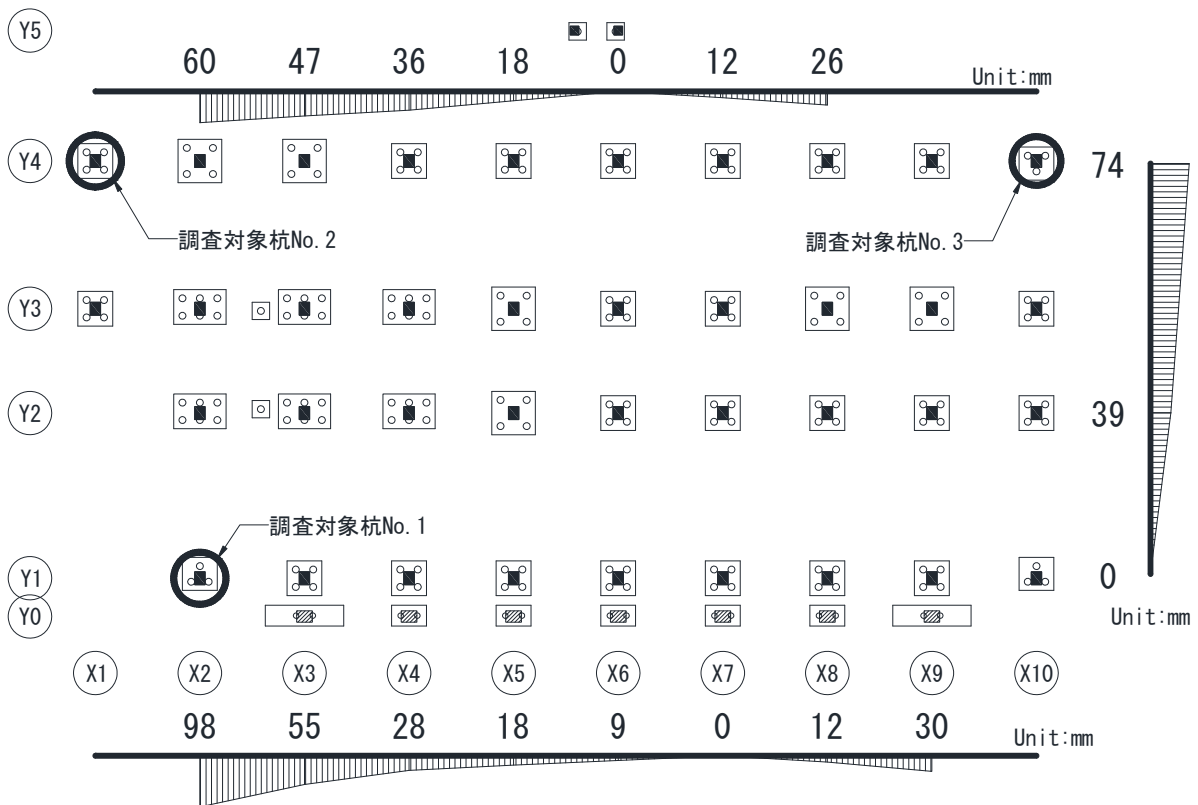


図 7.4.2.1 建築物の相対沈下量と調査した杭の位置



写真 7.4.2.1 No. 1 (X2-Y1) の杭頭部の状況



写真 7.4.2.2 No. 2 (X1-Y4) の杭頭部の状況

(2) 被害調査5回目

1) 基礎構造物の相対沈下量

図 7.4.2.2に建築物の相対沈下量を示す。計測は、既存建築物側と補強フレーム側でそれぞれ分けて行った。既存建築物側の計測点数は18点、補強フレーム側の計測点数は7点である。この相対沈下量は、既存建築物側においては、露出させた基礎フーチングの上天端の相対的な鉛直沈下量を計測した値を用いている。一方、補強フレーム側は基礎梁に取付いたモルタルの化粧材を基準に計測したため、誤差を含む計測値である。図 7.4.2.2では、既存建築物側と補強フレーム側のそれぞれにおいて、最も高い地点を基準地点として、そこからの相対沈下量を表している。なお、既存建築物側と補強フレーム側の基準地点のレベル差は2261mmであった。図 7.4.2.2を見ると、南側計測点と比べ北側計測点の沈下量が大きく、建築物が北方向に向かって大きく傾いていることが分かる。一方東西方向については、西側外側構面のX1構面の沈下量が大きくなっていることが分かる。特に北西隅は沈下量が大きく、建築物の最大沈下量は194mmを記録している。

7-108

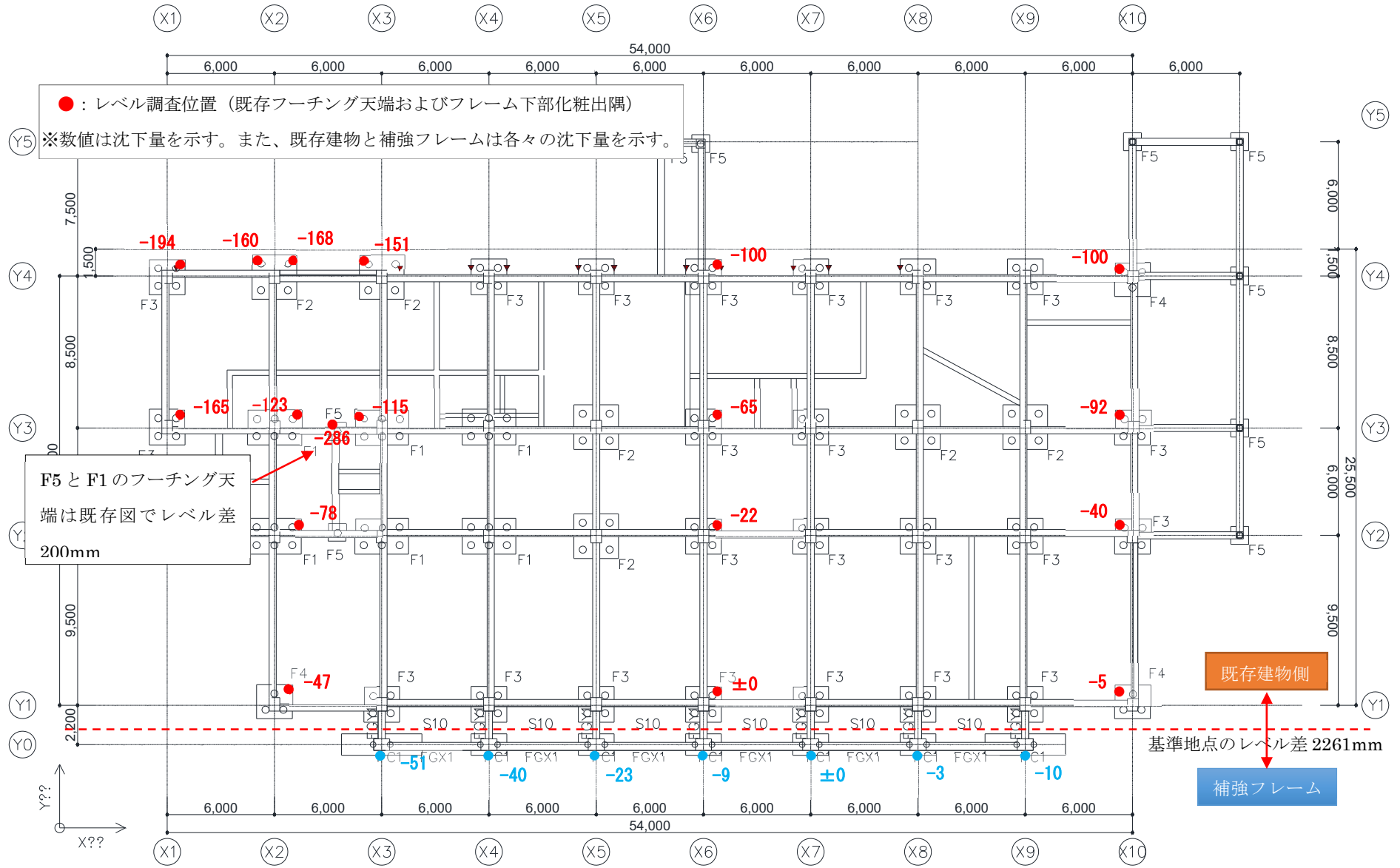


図 7.4.2.2 建築物の相対沈下量

2) 杭，基礎フーチング，基礎梁の被害状況概要

杭，基礎フーチング，基礎梁の地震被害の把握を目的として，上部構造解体後に基礎フーチング周辺の土砂を掘削し，損傷度の調査を行った。今回は，杭頭部から約1.0m下まで掘削した。調査範囲を図7.4.2.3に示す。掘削を実施したのは21箇所の基礎フーチングの周辺であり，この基礎フーチングを図7.4.2.3のように①～㉑の名前を付けた。Y1～Y4通りの既存建築物の基礎フーチングは北側から掘削し，Y0通りの補強フレーム側は南側から掘削した。また，調査した27本の杭の位置とその番号を図7.4.2.4に示す。調査した基礎フーチングの周辺状況を写真7.4.2.3～写真7.4.2.23に示す。また，代表的な被害状況を以下に示す。

(杭の被害)

調査した全ての杭で，何らかの被害が確認された。確認された被害は，杭のひび割れ，杭の圧壊，杭の傾斜，杭の水平せん断破壊，杭外周鋼管の座屈，杭のつぶれ破壊などである。被害の詳細は，「3) 杭の被害状況」で詳しく述べる。

(基礎フーチングの被害)

基礎フーチング②(写真7.4.2.4)において，0.65mmのひび割れが確認された。このひび割れは，基礎フーチングの北側に取付く基礎梁(X10, Y2-Y3)の端部に曲げひび割れと繋がっていた。また，基礎フーチング⑥(写真7.4.2.8, 写真7.4.2.9)にも被害が認められた。詳細は後述する。

(基礎梁の被害)

調査したほとんどの基礎梁において，基礎フーチング天端から斜め下に伸びていくように打ち継ぎ面が確認出来た(例えば写真7.4.2.5)。基礎フーチング②(写真7.4.2.4)では，北側に取付く基礎梁(X10, Y2-Y3)の端部に曲げひび割れが確認出来た。基礎フーチング③(写真7.4.2.5)では，北側に取付く基礎梁(X6, Y1-Y2)部材端部から2.13mの部分にひび割れ幅4.0の鉛直方向ひび割れが確認出来た。

(基礎構造と地盤との隙間)

今回調査した基礎フーチングの一部では，基礎フーチングや基礎梁と地盤との間に隙間が見られた(例えば写真7.4.2.5)。これは地震によって地盤が沈下したためと考えられる。被害の詳細は，「4) 基礎構造と地盤との隙間」で詳しく述べる。

(基礎梁が偏心して取付く基礎フーチングの被害)

基礎フーチング⑥(写真7.4.2.8, 写真7.4.2.9)では，北側に取付く基礎梁(X6, Y4-Y5)が柱芯および基礎フーチング芯から1m程度西にずれて取付いていた。そのため，南北方向の基礎梁(X6, Y4-Y5)の部材下の基礎フーチング部分に大きなひび割れが発生しているのが確認出来た。これは，基礎梁(X6, Y4-Y5)が基礎フーチングに偏心して取付くことにより，基礎フーチングと基礎梁の接合部分に設計で想定しているよりも大きな応力が発生したことが原因と考えられる。

7-110

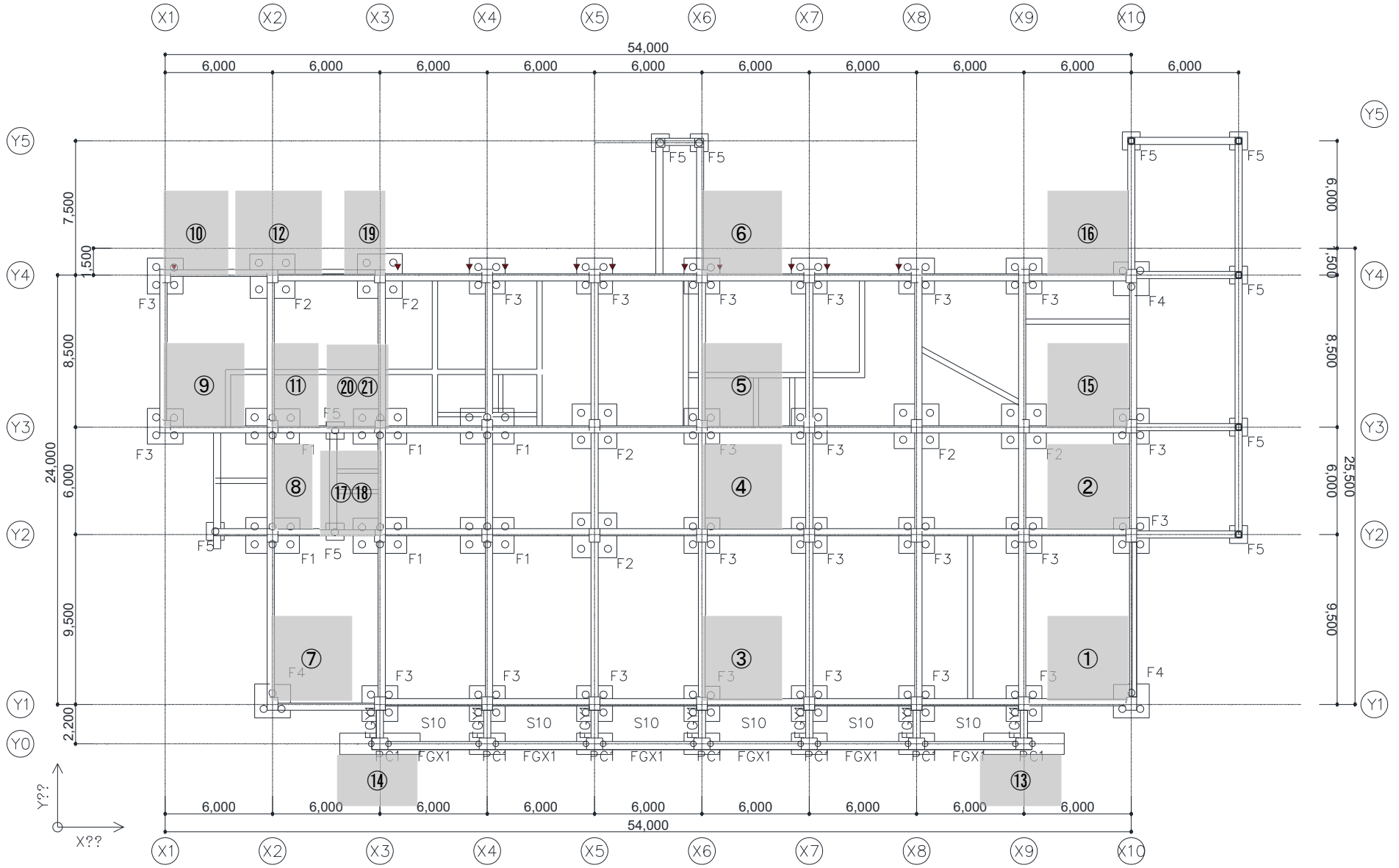


図 7.4.2.3 調査範囲と調査した基礎フーチングの番号

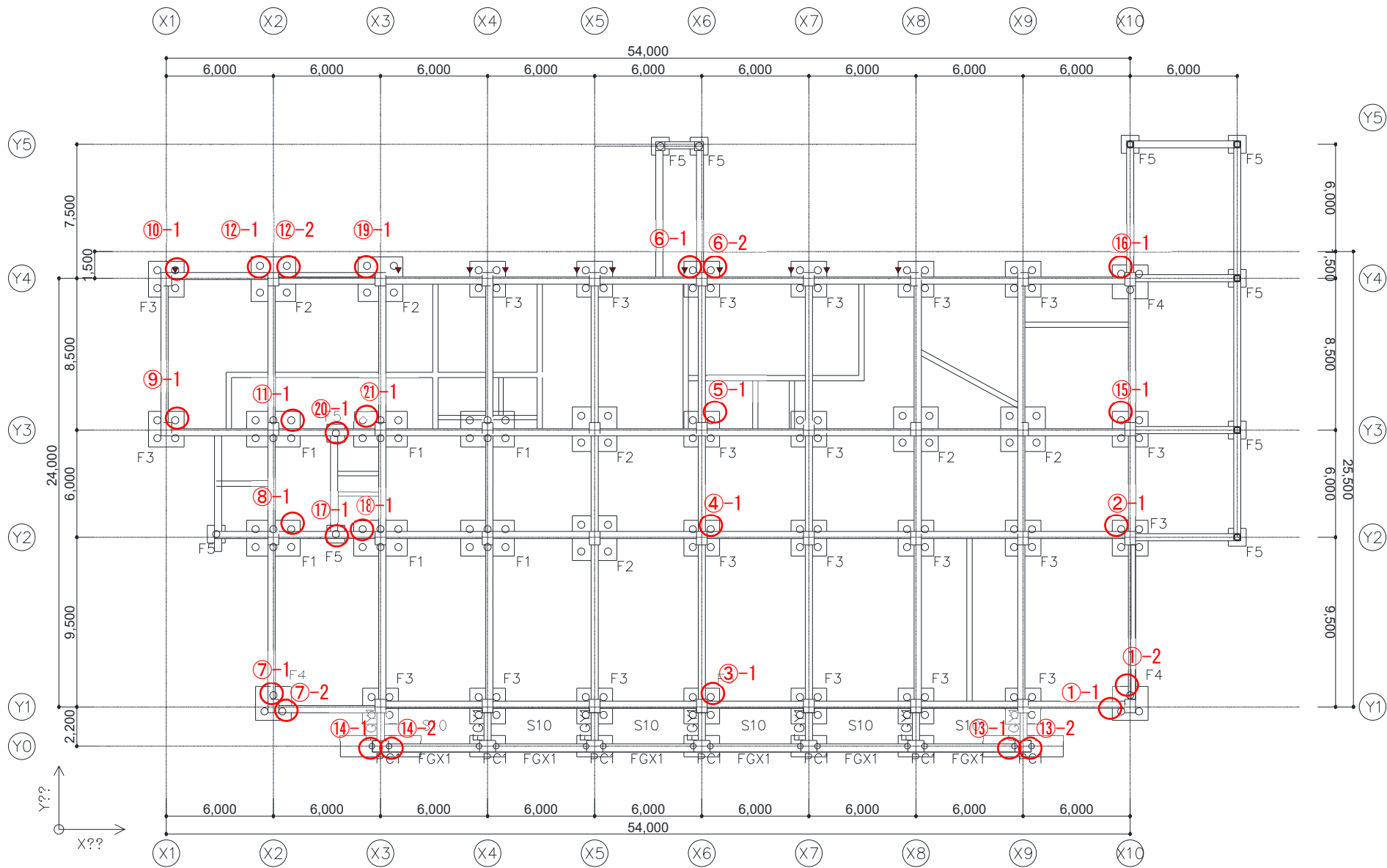


図 7.4.2.4 調査した杭の番号



写真 7.4.2.3 基礎フーチング①周辺の状況



写真 7.4.2.4 基礎フーチング②周辺の状況



写真 7.4.2.5 基礎フーチング③周辺の状況



写真 7.4.2.6 基礎フーチング④周辺の状況



写真 7.4.2.7 基礎フーチング⑤周辺の状況



写真 7.4.2.8 基礎フーチング⑥周辺の状況



写真 7.4.2.9 基礎フーチング⑥周辺の状況



写真 7.4.2.10 基礎フーチング⑦周辺の状況



写真 7.4.2.11 基礎フーチング⑦周辺の状況



写真 7.4.2.12 基礎フーチング⑧周辺の状況



写真 7.4.2.13 基礎フーチング⑨周辺の状況



写真 7.4.2.14 基礎フーチング⑩周辺の状況



写真 7.4.2.15 基礎フーチング⑪周辺の状況



写真 7.4.2.16 基礎フーチング⑫周辺の状況



写真 7.4.2.17 基礎フーチング⑬周辺の状況



写真 7.4.2.18 基礎フーチング⑭周辺の状況



写真 7.4.2.19 基礎フーチング⑮周辺の状況



写真 7.4.2.20 基礎フーチング⑯周辺の状況



写真 7.4.2.21 基礎フーチング⑰および⑱周辺の状況



写真 7.4.2.22 基礎フーチング⑲周辺の状況



写真 7.4.2.23 基礎フーチング⑳および㉑周辺の状況

3) 杭の被害状況

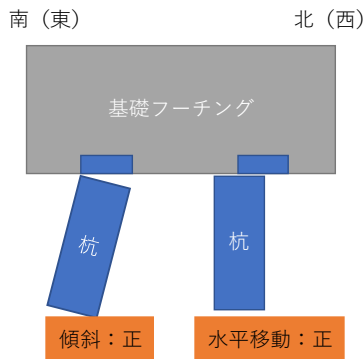
杭の被害状況の一覧を表 7.4.2.1に示す。ここで、フーチングの残留水平移動量は基礎フーチングに残っている杭の跡と、調査時の杭とのずれ量を南北方向と東西方向のそれぞれで計測した値を用いている。また、杭が水平方向にずれてさらに鉛直方向にもずれていることが確認された場合は、鉛直方向のずれている長さを、杭の残留沈下量とした。また、鋼管杭が座屈している場合は、座屈によって水平方向にはらみだした距離を計測し、その距離の二倍を杭の残留沈下量とした。ただし、いずれの計測値であっても正確に計測した値ではなく誤差を含む値であることに注意が必要である。杭の残留傾斜角度は、杭頭部の破壊された部分を避けて、その下から下げ振りを当てて傾斜角度の測定を行った。また、調査した27本の杭の杭頭部の状況を写真 7.4.2.24～写真 7.4.2.52に示す。既存建築物側は北側から、補強フレーム側は南側から撮影した写真である。

表 7.4.2.1 杭の被害状況一覧

杭番号	鋼管座屈	PC鋼材 破断	PC鋼材 座屈	コンクリ ート剥落	杭径	肉厚	フーチング 残留水平移動量※1		杭頭剥落 長さ	杭座屈 長さ	杭残留傾斜角度※2	
							南北方向	東西方向			南北方向	東西方向
①-1		—	一部	杭頭全周	400mm	65mm	45mm	35mm	ほぼ0mm		-1.0%	3.4%
①-2		ほぼ全部	—	杭頭全周	未計測	未計測	50mm	50mm	160mm		-1.0%	3.8%
②-1		ほぼ全部	—	杭頭全周	未計測	70mm	20mm	100mm	100mm		0.0%	3.0%
③-1		ほぼ全部	—	杭頭全周	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	100mm		-1.6%	2.9%
④-1		—	ほぼ全部	杭頭全周	400mm	未計測	60mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-2.1%	8.0%
⑤-1		—	—	一部	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-1.7%	7.6%
⑥-1		—	—	—	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-4.3%	8.0%
⑥-2		—	—	—	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-3.0%	5.0%
⑦-1		ほぼ全部	一部	杭頭全周	未計測	65mm	90mm	-50mm	ほぼ0mm		-3.7%	6.4%
⑦-2		ほぼ全部	一部	杭頭全周	未計測	未計測	90mm	-80mm	ほぼ0mm		不明	不明
⑧-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-1.4%	4.1%
⑨-1		ほぼ全部	一部	杭頭全周	未計測	未計測	60mm	-190mm	ほぼ0mm		-1.9%	13.7%
⑩-1		—	ほぼ全部	杭頭全周	未計測	65mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		2.3%	5.4%
⑪-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-1.9%	-2.0%
⑫-1		—	ほぼ全部	杭頭全周	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		1.3%	5.7%
⑫-2		—	—	—	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-2.9%	7.1%
⑬-1	ほぼ全部				318mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm		20mm	0.9%	4.0%
⑬-2	一部				318mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm		ほぼ0mm	不明	不明
⑭-1	ほぼ全部				未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm		ほぼ0mm	不明	不明
⑭-2	ほぼ全部				未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm		60mm	-2.4%	4.4%
⑮-1		—	—	—	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-2.0%	7.9%
⑯-1		—	—	一部	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-3.6%	6.7%
⑰-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-1.0%	2.3%
⑱-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		0.7%	2.6%
⑲-1		—	ほぼ全部	杭頭全周	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		1.7%	2.6%
⑳-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		2.9%	4.4%
㉑-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-1.4%	7.1%

※1：杭に対して、基礎フーチングが北（または西）方向に動く場合を正の値とする。

※2：杭頭部が北（または西）方向に傾斜した場合を正の値とする。



杭の被害を見てみると、北側構面の被害は少ないが、南側構面の被害が大きくなっていることがわかった。また、杭は全て傾斜しており、特に東西方向には、⑩-1を除くと全て西側方向に傾いていた。傾斜角度は2.6%～13.7%である。また、⑩-1の杭（傾斜角：南に3.9%）は、杭頭部から下に1050mm～1700mmの区間の杭中間部の南側側面に圧壊が生じていた。他の杭は1.0mまでしか掘削していないため、それより下の被害は不明だが、杭の傾斜角が大きいため⑩-1の杭と同様に杭中間部で何らかの被害が発生していることが推測できる。杭①-2、杭②-1などの杭のようにPC鋼棒の破断が観測できた杭は、フーチングの残留水平移動が生じており、杭が地震時に引張破断し建物が浮き上がった後、建物（フーチング）が杭に着地しその時水平方向にずれたことが推測される。



写真 7.4.2.24 杭①-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.25 杭①-2の杭頭部の状況



写真 7.4.2.26 杭②-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.27 杭③-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.28 杭④-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.29 杭⑤-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.30 杭⑥-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.31 杭⑥-2の杭頭部の状況



写真 7.4.2.32 杭⑦-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.33 杭⑦-2の杭頭部の状況



写真 7.4.2.34 杭⑧-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.35 杭⑨-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.36 杭⑨-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.37 杭⑩-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.38 杭⑪-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.39 杭⑫-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.40 杭⑫-2の杭頭部の状況



写真 7.4.2.41 杭⑬-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.42 杭⑬-2の杭頭部の状況



写真 7.4.2.43 杭⑭-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.44 杭⑭-2の杭頭部の状況



写真 7.4.2.45 杭⑮-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.46 杭⑯-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.47 杭⑩-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.48 杭⑰-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.49 杭⑱-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.50 杭⑲-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.51 杭⑳-1の杭頭部の状況



写真 7.4.2.52 杭㉑-1の杭頭部の状況

4) 基礎構造と地盤との隙間

今回調査した基礎フーチングの一部では、基礎フーチングや基礎梁と地盤との間に隙間が見られた。これは地震によって地盤が沈下したためと考えられる。計測出来た基礎フーチングや基礎梁と地盤との隙間量の一覧を表 7.4.2.2 に示す。基礎フーチング①, ③, ⑦, ⑩, ⑭における、基礎フーチングと地盤との隙間が大きい結果となった。これらの基礎フーチングではいずれも杭の被害の大きかった場所である。

表 7.4.2.2 地盤との隙間量一覧

フーチング 番号	フーチング下	基礎梁下 (南北方向)	基礎梁下 (東西方向)
①	60mm	40mm	200mm
②	なし	130mm	100mm
③	200mm	20mm	150mm
④	なし	10mm	?
⑤	なし	なし	なし
⑥	なし	なし	10mm
⑦	90mm	60mm	130mm
⑧	なし	なし	15mm
⑨	30mm	なし	20mm
⑩	50mm	-	10mm
⑪	なし	なし	20mm
⑫	30mm	-	25mm
⑬	15mm	-	-
⑭	100mm	-	-
⑮	なし	なし	なし
⑯	なし	なし	15mm
⑰	なし	-	140mm
⑱	なし	60mm	なし
⑲	なし	なし	なし
⑳	なし	-	30mm
㉑	なし	なし	なし

5) 基礎構造の変形状態のまとめ

各構面における基礎構造の変形状況について、図 7.4.2.5～図 7.4.2.13 に示す。ただし、図は模式図のため正確なサイズで書いているわけではない。図中には、杭の残留傾斜角、杭の残留めり込み量、基礎フーチングの相対沈下量、フーチングと杭との相対水平移動量を示している。記載がない場合はほぼ0mmの場合である。また、杭頭部のコンクリート剥落の程度によって分類し、杭の色を変えている。赤は杭頭全周のコンクリート剥落が見られたもの、黄色は杭頭の一部にコンクリート剥落が見られたもの、青は杭頭にコンクリート剥落が見られなかったものである。

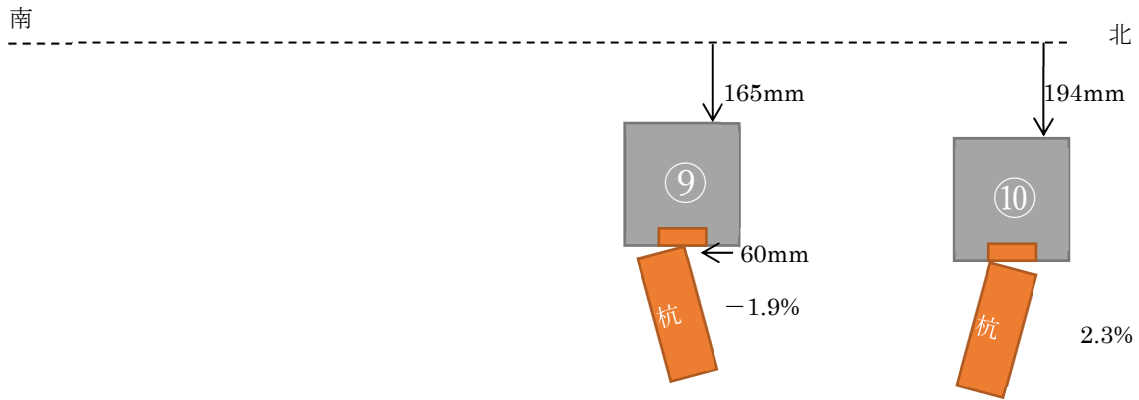


図 7.4.2.5 X1 構面（南北方向）の基礎構造の変形状況

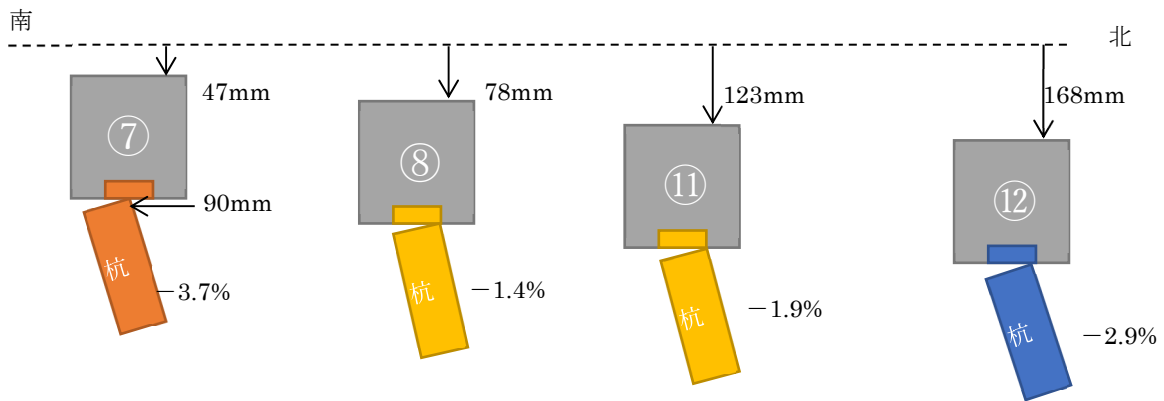


図 7.4.2.6 X2 構面（南北方向）の基礎構造の変形状況

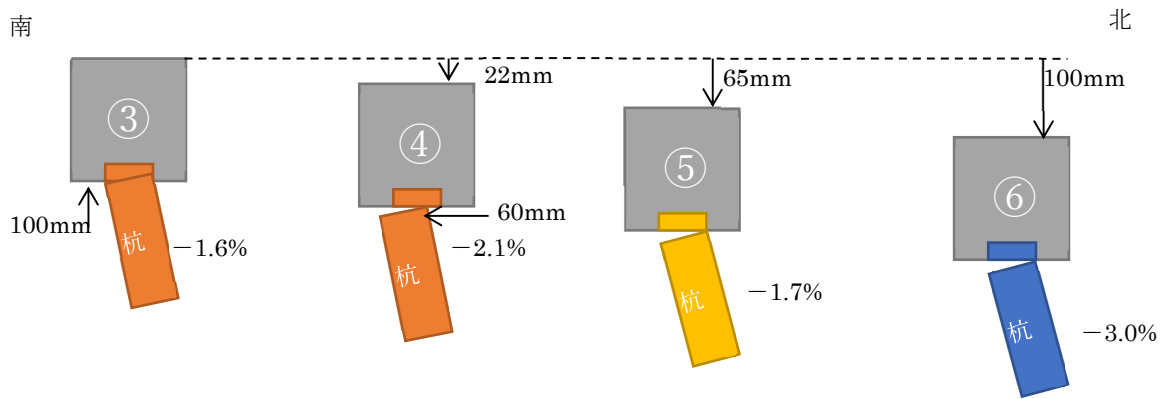


図 7.4.2.7 X6 構面（南北方向）の基礎構造の変形状況

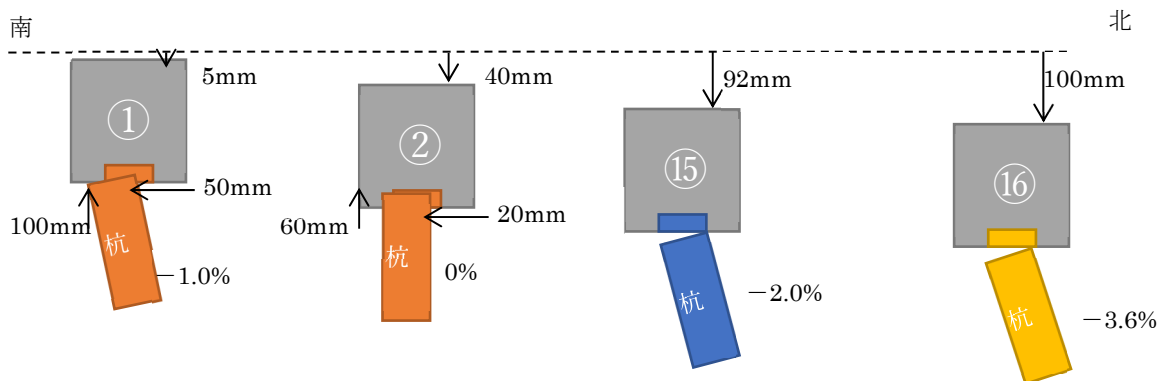


図 7.4.2.8 X10 構面（南北方向）の基礎構造の変形状況

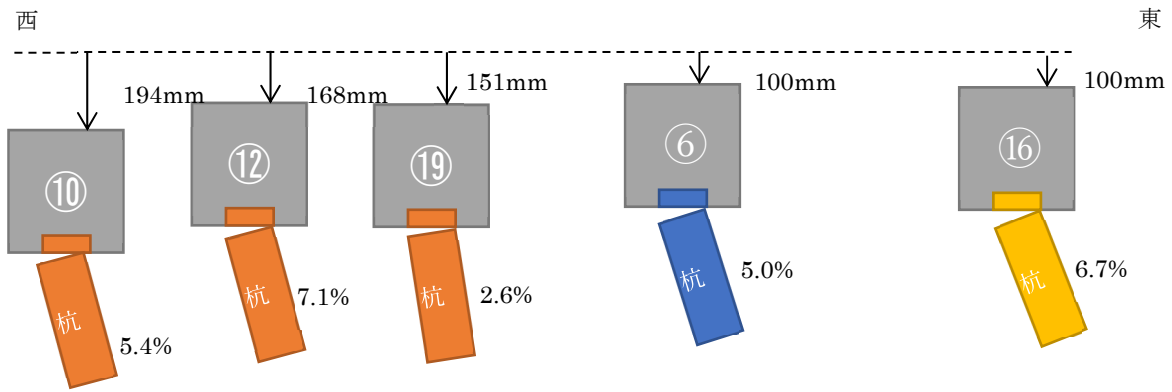


図 7.4.2.9 Y4 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

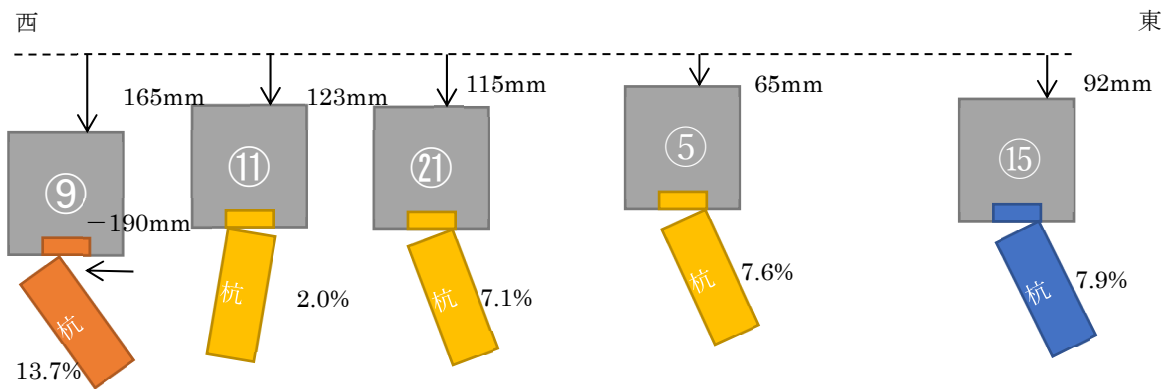


図 7.4.2.10 Y3 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

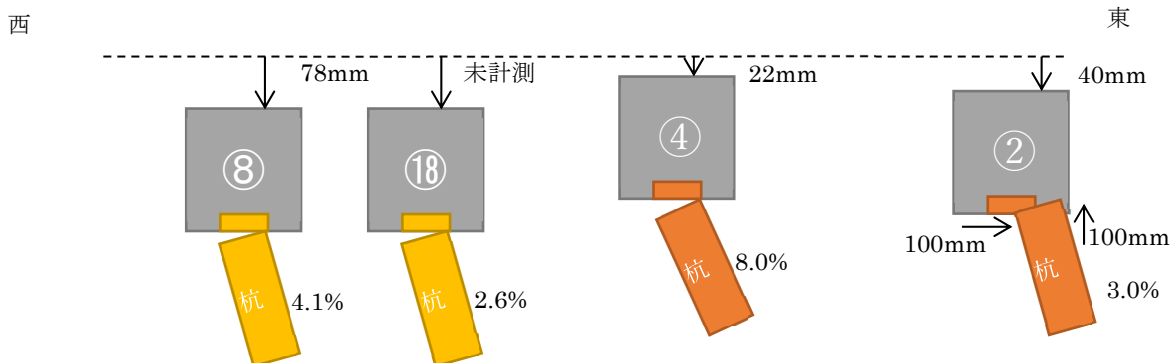


図 7.4.2.11 Y2 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

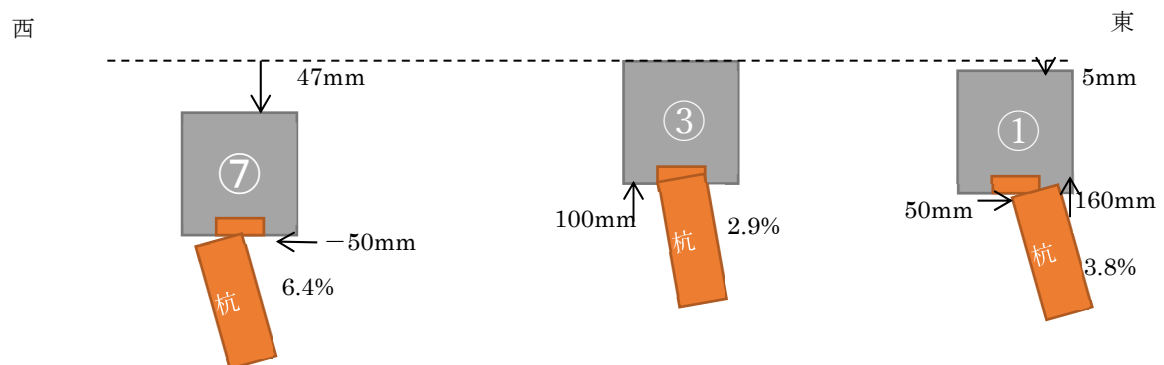


図 7.4.2.12 Y1 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

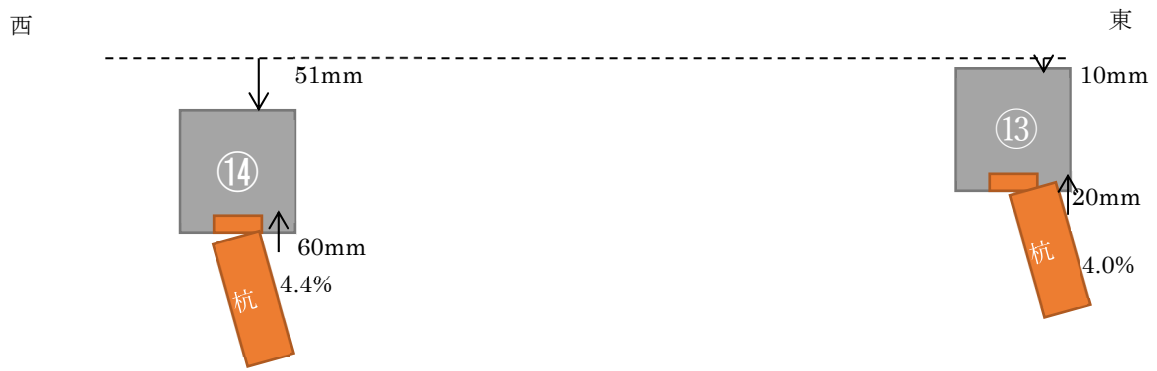


図 7.4.2.13 Y0 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

7.4.3 材料試験

本項では、対象とする建築物の材料強度試験結果を報告する。対象建築物の実情に応じたコンクリートの材料強度および鉄筋の強度を調査する目的で、2018年3月に上部構造の、2018年5月に基礎構造の材料試験用テストピースの採取を行った。採取したテストピースに対して、コンクリートの圧縮強度試験および鉄筋の引張試験の結果を以下のように示す。

(1) 上部構造

1) 採取位置

コンクリートコアの採取位置と鉄筋の採取位置を図 7.4.3.1～図 7.4.3.3 に示す。採取したコンクリートコアは、直径 100mm の円筒形である。場所によって採取した長さは異なる。採取したコンクリートコアの端部に鉄筋が含まれている場合は、その部分を切り落として鉄筋の内側をテストピースとして採用した。また、テストピースの長さが 200mm となるように成形し、両端の面を平滑にした。採取したコンクリートコアが十分長く、1本のコンクリートコアから複数のテストピースを成形出来た場合は、テストピースの名前に枝番を付けた(表 7.4.3.1 参照のこと)。

採取した鉄筋は、600mm 以上の長さを持つ供試体とした。採取した本数は、A および F 地点では 1 本、それ以外の箇所は 2 本ずつ採取した。

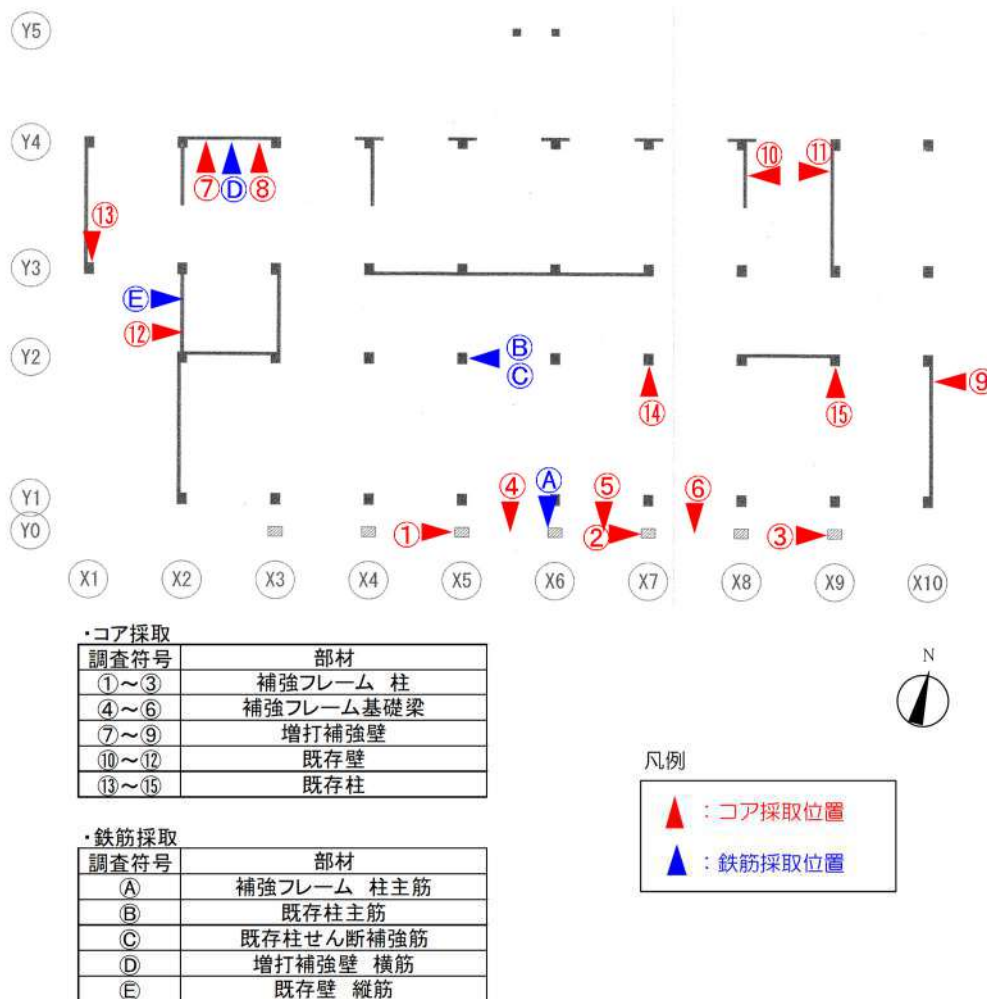


図 7.4.3.1 採取位置 (1 階)

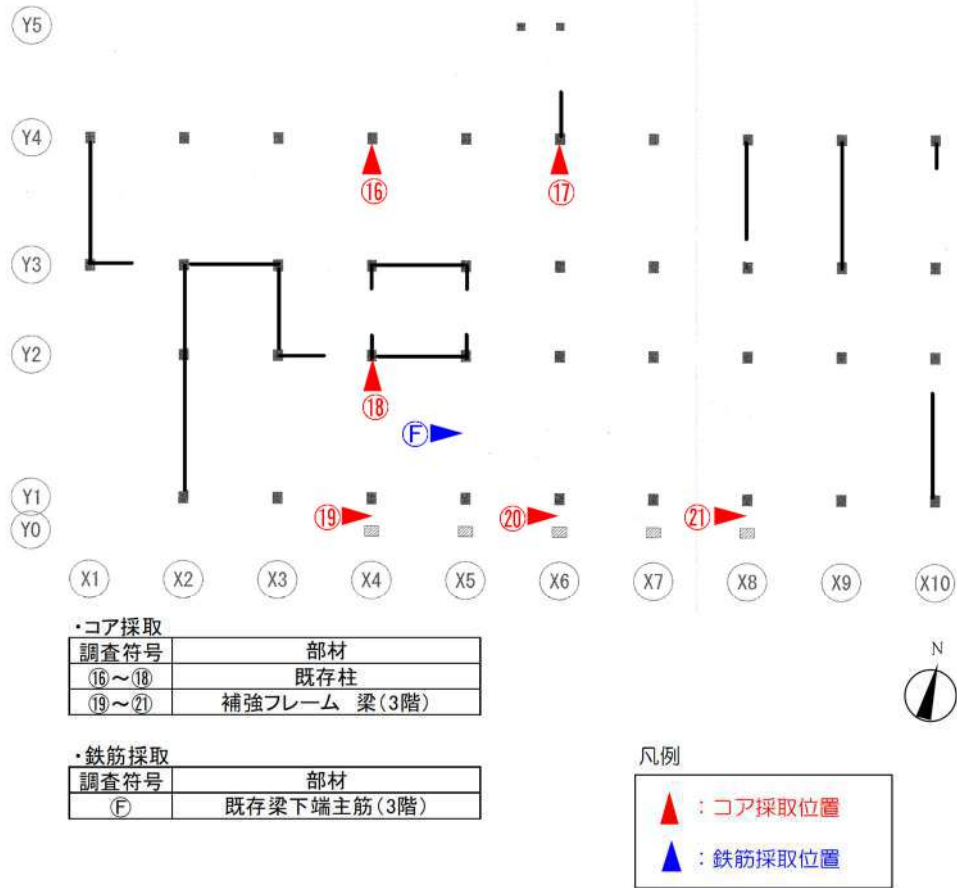


図 7.4.3.2 採取位置 (2階)

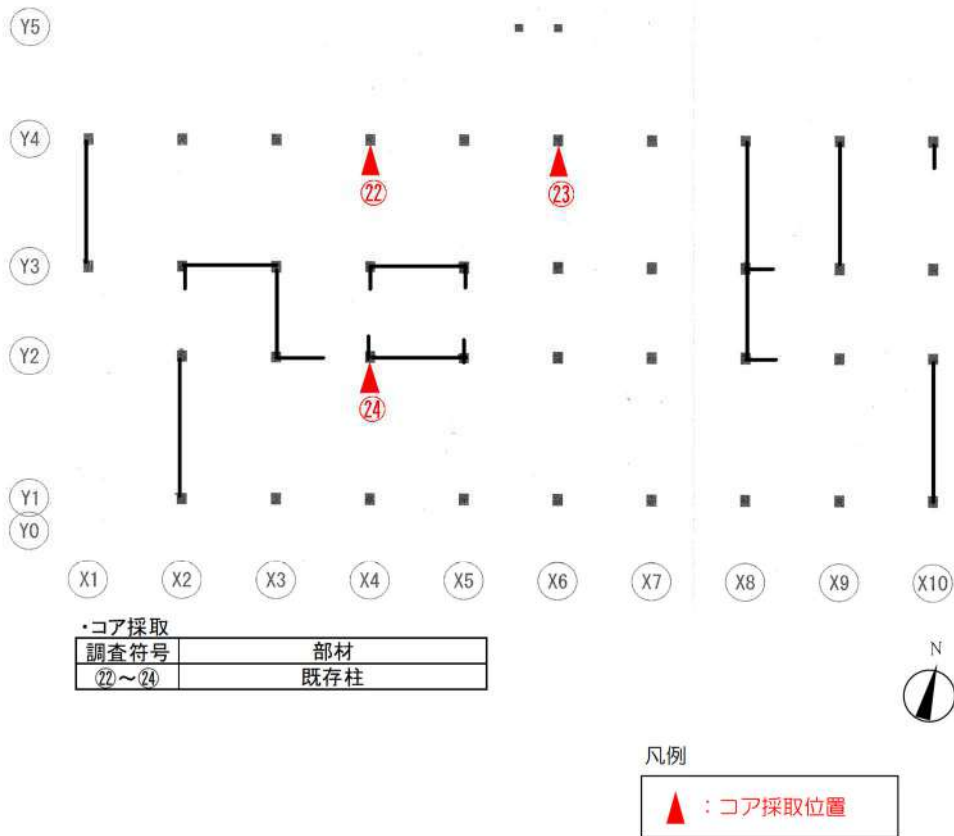


図 7.4.3.3 採取位置 (3階)

2) コンクリート圧縮強度試験

コンクリートの圧縮強度試験結果の一覧を表 7.4.3.1 に示す。表中の「-」は、圧縮強度試験が適切に出来なかった供試体のため、結果がない。表 7.4.3.2 には、採取位置ごとに平均した値を示す。また、表 7.4.3.3 には、さらに採取した場所ごとにまとめて平均した値を示す。

表 7.4.3.1 圧縮試験結果一覧

供試体名	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮時歪 (%)	供試体名	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮時歪 (%)
1-A	-	-	-	15-A	28.0	15.5	0.298
1-B	74.6	39.6	0.306	15-B	28.2	16.4	0.290
1-C	70.4	40.7	0.274	15-C	28.2	19.2	0.259
2-A	72.7	40.6	0.280	16-A	18.8	14.1	0.310
2-B	74.3	40.0	0.283	16-B	20.7	15.1	0.306
2-C	71.3	38.0	0.276	16-C	20.8	17.1	0.247
3-A	69.9	40.0	0.275	17-A	21.7	12.7	0.358
3-B	-	-	-	17-B	21.3	17.0	0.257
3-C	70.1	45.2	0.248	18-A	19.6	15.8	0.287
4	42.7	28.2	0.244	18-B	19.9	13.8	0.303
5	38.9	27.9	0.248	19	46.3	34.7	0.210
6	35.7	24.3	0.227	20	46.2	30.8	0.253
7	52.1	35.0	0.227	21	47.6	34.1	0.236
8	46.9	32.2	0.204	22-A	22.3	16.1	0.285
9	54.4	34.3	0.247	22-B	20.4	16.4	0.269
10	28.8	20.6	0.306	23-A	21.3	18.7	0.212
11	25.3	20.6	0.287	23-B	23.4	18.7	0.276
12	19.2	17.2	0.292	23-C	20.2	15.3	0.289
13-A	28.3	21.0	0.238	24-A	23.5	17.7	0.282
13-B	31.8	25.9	0.228	24-B	22.8	17.8	0.226
14-A	32.1	16.6	0.270				
14-B	30.1	22.0	0.239				

表 7.4.3.2 採取位置ごとのまとめ

採取位置	場所概要	採取本数	圧縮強度	ヤング係数	圧縮時歪
			(MPa)	(GPa)	(%)
1	補強フレーム 1F柱	2	72.5	40.1	0.290
2	補強フレーム 1F柱	3	72.7	39.5	0.280
3	補強フレーム 1F柱	2	70.0	42.6	0.261
4	補強フレーム 基礎梁	1	42.7	28.2	0.244
5	補強フレーム 基礎梁	1	38.9	27.9	0.248
6	補強フレーム 基礎梁	1	35.7	24.3	0.227
7	増打補強 1F壁	1	52.1	35.0	0.227
8	増打補強 1F壁	1	46.9	32.2	0.204
9	増打補強 1F壁	1	54.4	34.3	0.247
10	既存部 1F壁	1	28.8	20.6	0.306
11	既存部 1F壁	1	25.3	20.6	0.287
12	既存部 1F壁	1	19.2	17.2	0.292
13	既存部 1F柱	2	30.0	23.4	0.233
14	既存部 1F柱	2	31.1	19.3	0.255
15	既存部 1F柱	3	28.2	17.0	0.282
16	既存部 2F柱	3	20.1	15.4	0.287
17	既存部 2F柱	2	21.5	14.9	0.308
18	既存部 2F柱	2	19.7	14.8	0.295
19	補強フレーム 2F梁	1	46.3	34.7	0.210
20	補強フレーム 2F梁	1	46.2	30.8	0.253
21	補強フレーム 2F梁	1	47.6	34.1	0.236
22	既存部 3F柱	2	21.3	16.2	0.277
23	既存部 3F柱	3	21.6	17.6	0.259
24	既存部 3F柱	2	23.2	17.8	0.254

表 7.4.3.3 採取場所ごとのまとめ

場所ごとの平均	圧縮強度	ヤング係数	圧縮時歪
	(MPa)	(GPa)	(%)
補強フレーム 1F柱	71.8	40.7	0.277
補強フレーム 基礎梁	39.1	26.8	0.240
補強フレーム 2F梁	46.7	33.2	0.233
増打補強 1F壁	51.1	33.9	0.226
既存部 1F壁	24.4	19.5	0.295
既存部 1F柱	29.8	19.9	0.257
既存部 2F柱	20.4	15.0	0.297
既存部 3F柱	22.0	17.2	0.264

3) 鉄筋引張試験

鉄筋引張試験の結果一覧を表 7.4.3.4 に示す。

表 7.4.3.4 鉄筋引張試験 結果一覧

供試体名	鉄筋径	ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪 (%)	引張強度 (N/mm ²)	破断歪 (%)	
A	D29	183	435	0.241	619	15.7	降伏棚
B-1	D25	194	357	0.190	540	16.9	降伏棚
B-2	D25	190	333	0.180	510	17.5	降伏棚
C-1	D13	172	362	0.421	505	15.5	0.2%オフセット法
C-2	D13	176	290	0.166	401	22.8	降伏棚
D-1	D13	219	346	0.188	490	19.3	降伏棚
D-2	D13	194	349	0.191	505	19.1	降伏棚
E-1	D13	166	325	0.433	565	17.3	0.2%オフセット法
E-2	D13	175	348	0.400	497	14.8	0.2%オフセット法
F	D25	193	350	0.188	539	17.6	降伏棚

(2) 基礎構造

1) 採取位置

コンクリートコアの採取位置と鉄筋の採取位置を図 7.4.3.4 に示す。採取したコンクリートコアは、直径 100mm の円筒形である。採取した長さは全て 350mm 程度とした。採取したコンクリートコアの端部に鉄筋が含まれている場合は、その部分を切り落として鉄筋の内側をテストピースとして採用した。また、テストピースの長さが 200mm となるように成形し、両端の面を平滑にした。採取した 1 本のコンクリートコアから、1 本のテストピースを成形した。

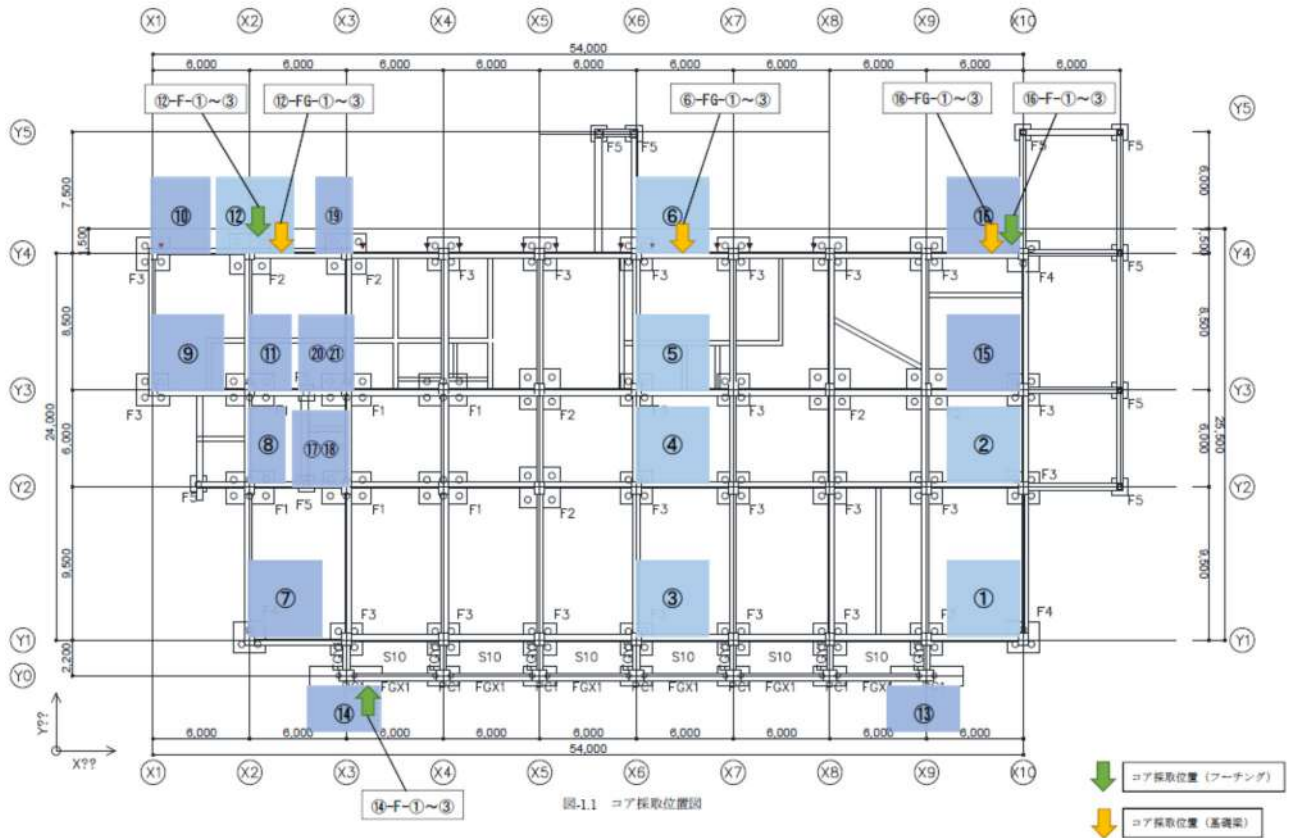


図 7.4.3.4 採取位置

2) コンクリート圧縮強度試験

コンクリートの圧縮強度試験結果の一覧を表 7.4.3.5 に示す。表 7.4.3.6 には、採取位置ごとに平均した値を示す。また、表 7.4.3.7 には、さらに採取した場所ごとにまとめて平均した値を示す。

表 7.4.3.5 圧縮試験結果一覧

供試体名	圧縮強度	ヤング係数	圧縮時歪
	(MPa)	(GPa)	(%)
F12-A	35.7	24.7	0.262
F12-B	35.2	25.3	0.262
F12-C	34.3	25.8	0.232
F14-A	39.9	25.5	0.293
F14-B	37.4	29.7	0.251
F14-C	37.6	25.4	0.266
F14-D	38.8	25.9	0.276
F16-A	34.5	30.6	0.188
F16-B	33.4	30.8	0.200
F16-C	34.6	30.4	0.222
FG6-A	34.9	24.9	0.242
FG6-B	34.3	24.2	0.254
FG6-C	33.2	25.4	0.250
FG12-A	33.0	24.9	0.251
FG12-B	32.2	24.1	0.254
FG12-C	35.6	24.6	0.283
FG16-A	34.8	29.5	0.214
FG16-B	35.5	26.3	0.278
FG16-C	34.2	27.8	0.234

表 7.4.3.6 採取位置ごとのまとめ

採取位置	場所概要	採取本数	圧縮強度	ヤング係数	圧縮時歪
			(MPa)	(GPa)	(%)
F12	既存部 基礎フーチング	3	35.1	25.5	0.247
F14	補強部 基礎フーチング	4	38.4	26.8	0.270
F16	既存部 基礎フーチング	3	34.2	28.4	0.238
FG6	既存部 基礎梁	3	34.1	30.4	0.222
FG12	既存部 基礎梁	3	33.6	24.9	0.242
FG16	既存部 基礎梁	3	34.9	24.2	0.254

表 7.4.3.7 採取場所ごとのまとめ

場所ごとの平均	圧縮強度	ヤング係数	圧縮時歪
	(MPa)	(GPa)	(%)
既存部 基礎フーチング	34.6	26.9	0.243
既存部 基礎梁	34.2	26.5	0.239
補強部 基礎フーチング	38.4	26.8	0.270

7.4.4 被災度区分判定

(1) 上部構造の被災度区分判定

本項では、7.4.1項で示した、2017年5月に実施した第2回目の調査と、2018年2月に実施した第3回目の調査において調査した上部構造の被害をもとに被災度区分判定^[7.4-1]を実施した結果を報告する。

1) 被害調査2回目の結果

最も被害が大きい1階について、被災度区分判定^[7.4-1]を実施した。部材損傷度判定結果を図7.4.4.1に示す。本建築物は、プレキャスト外フレーム工法および鉄筋コンクリート造壁の増し打ち工法を用いた耐震補強を行っている建築物である。そこで、プレキャスト外フレームを無視した場合と、考慮した場合のそれぞれについて、被災度区分判定を実施した。増し打ちされた耐震壁については両方の被災度区分判定において考慮した。それぞれの結果について、長手方向、短手方向を表7.4.4.1～表7.4.4.4に示す。ただし、本検討ではプレキャスト外フレームを鉄筋コンクリート造ラーメン架構と同様に扱うこととした。被災度区分判定を行った結果、1階の長手方向・短手方向の判定によって建築物の被災度を中破とした。なお、判定の際にプレキャスト外フレームを考慮したところ、耐震性能残存率Rはわずかに値が上昇した程度であり、被災度は変わらず中破のままであった。

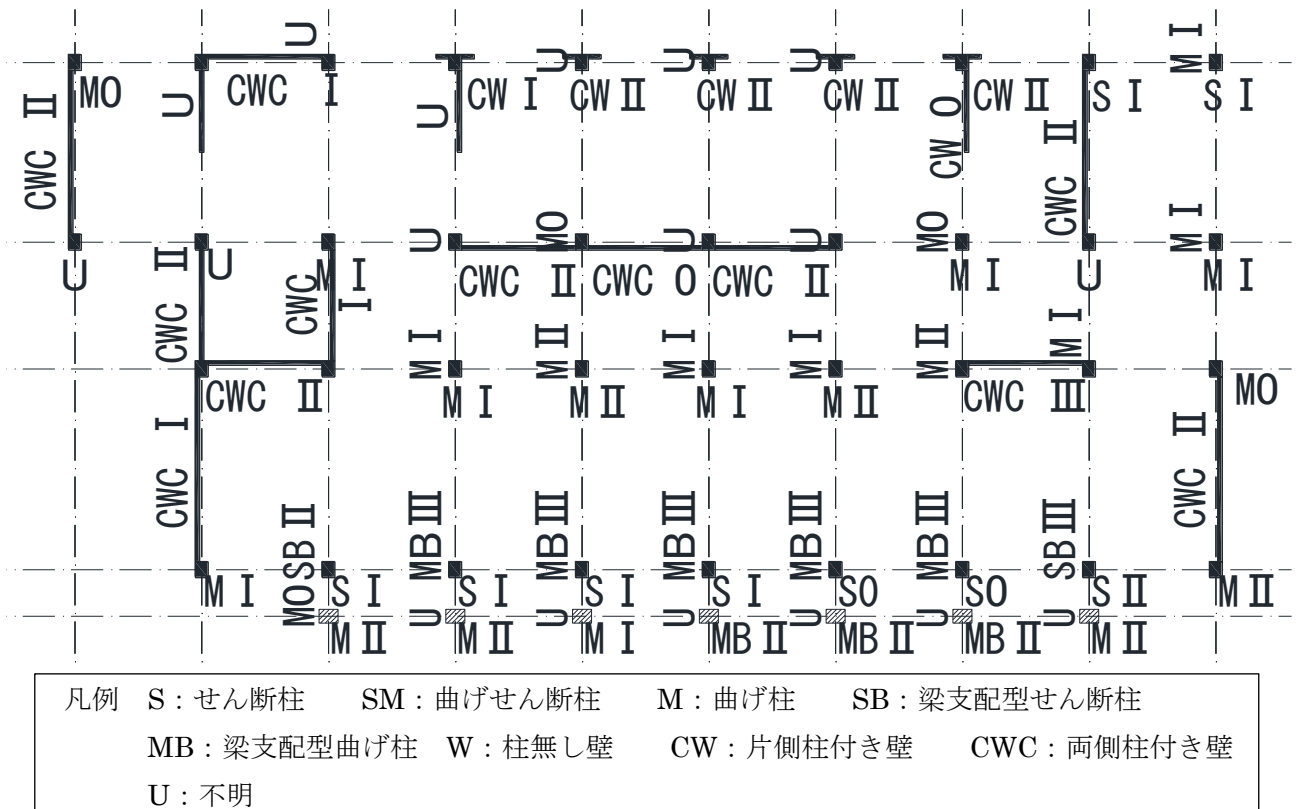


図 7.4.4.1 部材損傷度判定結果（1階）

表 7.4.4.1 被災度区分判定結果（長手方向・プレキャスト外フレーム無視）

長手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数	9		11				5	6	31
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	66=Aorg
損傷度0	2		1					1	9.0=A0
損傷度Ⅰ	6		7				1	1	20.0=A1
損傷度Ⅱ	1		3				4	3	18.5=A2
損傷度Ⅲ								1	1.8=A3
損傷度Ⅳ									0.0=A4
損傷度Ⅴ									0.0=A5
	Σ Aj=								49.2

耐震性能残存率R= 74.55 性能残存率Rによる被災度区分：

表 7.4.4.2 被災度区分判定結果（長手方向・プレキャスト外フレーム考慮）

長手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数	9		15		3		5	6	38
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	73=Aorg
損傷度0	2		2					1	10.0=A0
損傷度Ⅰ	6		7				1	1	20.0=A1
損傷度Ⅱ	1		6		3		4	3	23.0=A2
損傷度Ⅲ								1	1.8=A3
損傷度Ⅳ									0.0=A4
損傷度Ⅴ									0.0=A5
	Σ Aj=								54.7

耐震性能残存率R= 74.93 性能残存率Rによる被災度区分：

表 7.4.4.3 被災度区分判定結果（短手方向・プレキャスト外フレーム無視）

短手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数			10	2	5		1	6	24
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	55=Aorg
損傷度0			2				1		4=A0
損傷度Ⅰ			6					2	17.1=A1
損傷度Ⅱ			2	1				4	16.6=A2
損傷度Ⅲ				1	5				2.9=A3
損傷度Ⅳ									0=A4
損傷度Ⅴ									0=A5
	Σ Aj=								40.6

耐震性能残存率R= 73.82 性能残存率Rによる被災度区分：

表 7.4.4.4 被災度区分判定結果（短手方向・プレキャスト外フレーム考慮）

短手方向

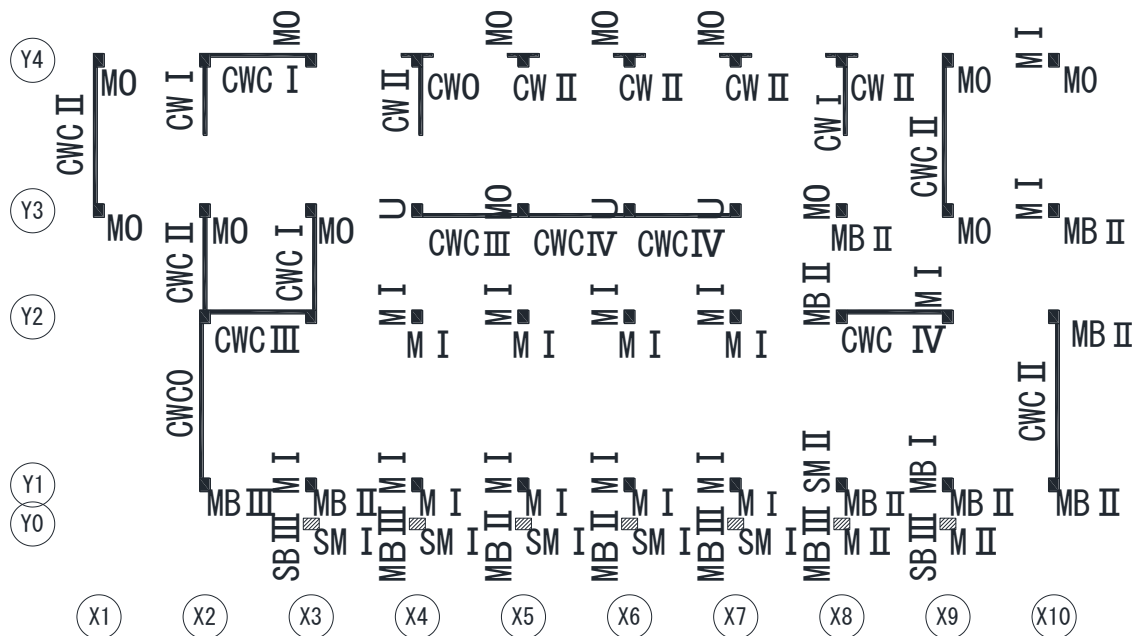
	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数			11	2	5		1	6	25
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	56=Aorg
損傷度0			3				1		5=A0
損傷度Ⅰ			6					2	17.1=A1
損傷度Ⅱ			2	1				4	16.6=A2
損傷度Ⅲ				1	5				2.9=A3
損傷度Ⅳ									0=A4
損傷度Ⅴ									0=A5
	Σ Aj=								41.6

耐震性能残存率R= 74.29 性能残存率Rによる被災度区分：

2) 被害調査3回目, B班の結果

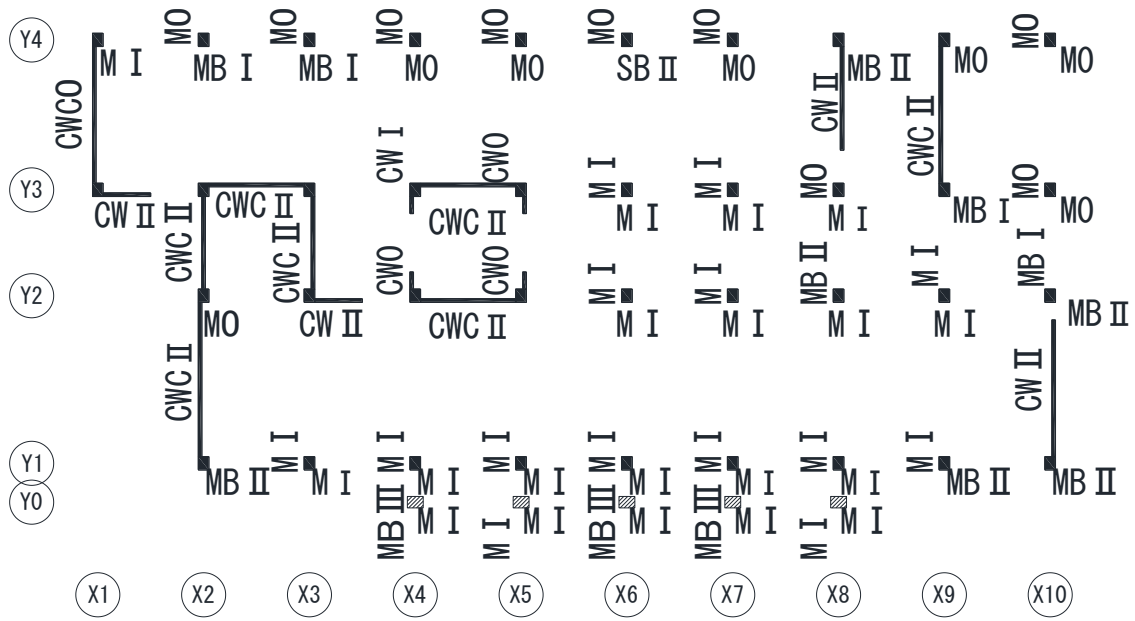
対象建築物の各階について、部材の損傷度を被災度区分判定^{エラー! 参照元が見つかりません。 [7.4-1]}に従って判定した。損傷度判定結果を図 7.4.4.2~図 7.4.4.5 に示す。また、部材の損傷度から各階の被災度を判定した。判定時の計算を表 7.4.4.5~表 7.4.4.10 に、判定結果の一覧を表 7.4.4.11 に示す。被害調査2回目では、外付けフレームだけの有無で判定を2種類行っているが、今回は耐震補強要素（耐震壁増設と外付けフレーム）の考慮/無視で判定を2種類行った。前は1Fのみ実施し、耐震補強を考慮した場合の判定結果は、長手方向も短手方向も中破だった。今回は長手方向が耐震補強を無視しても、考慮しても大破と被害が重くなる判定となった。これは、長手方向の両側耐震壁の仕上げ材を除去したことによって、損傷度が0~Ⅲ程度だったものが、そのほとんどが損傷度ⅢまたはⅣの判定になったことによる影響が大きかった。一方、短手方向の判定結果は中破から小破と軽くなった。これは、前回北側の部材を調査していなかったが、今回調査した結果そのほとんどの損傷が0またはⅠだったためである。

今回は、天井が除去されていたため、ほとんどの場合で梁の被害状況を観察することが出来た。そこで、調査した柱のうち、梁支配型柱と判定された柱の比率を表 7.4.4.12 に示す。これを見ると、いくつかの梁に損傷はあったものの、梁支配型柱（梁の損傷が柱よりも重くなるケース）はそれほど多くなく、最大でも1/3程度であった。また、今回は柱よりも壁部材のせん断ひび割れによる損傷が大きくなる傾向があったため、これらを総合して考えると、今回は層崩壊形の判定方法を採用することとした。一番被害の大きかった1階の長手方向の判定から、本建築物の被災度は大破と判定した。一方、耐震補強を無視すると、耐震性能残存率 R は 56.2 から 48.8 に減り、大破の判定となった。このことから、既存部のほうが耐震補強部よりも被害を受けていたことが分かる。



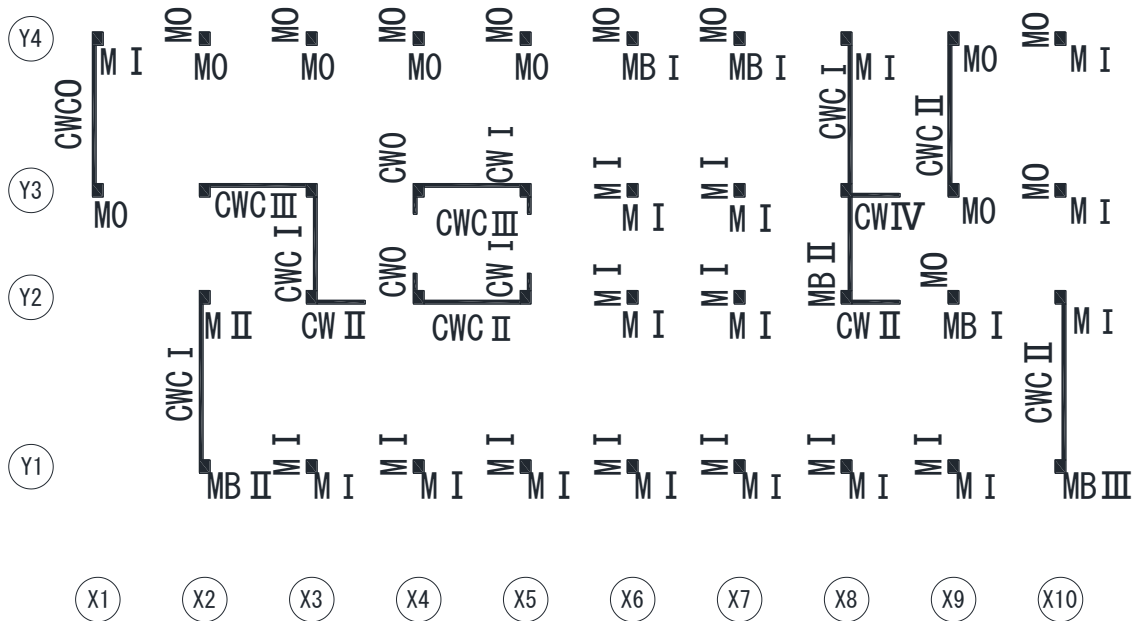
凡例	S : せん断柱	SM : 曲げせん断柱	M : 曲げ柱	SB : 梁支配型せん断柱
	MB : 梁支配型曲げ柱	W : 柱無し壁	CW : 片側柱付き壁	CWC : 両側柱付き壁
	U : 不明			

図 7.4.4.2 1階の損傷度



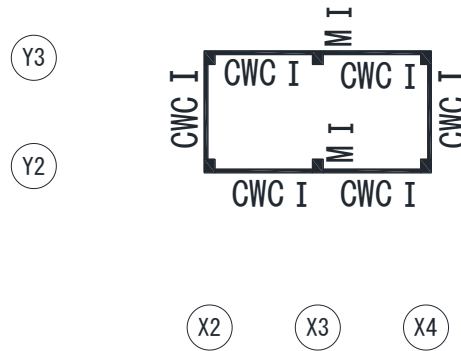
凡例 S : せん断柱 SM : 曲げせん断柱 M : 曲げ柱 SB : 梁支配型せん断柱
 MB : 梁支配型曲げ柱 W : 柱無し壁 CW : 片側柱付き壁 CWC : 両側柱付き壁
 U : 不明

図 7.4.4.3 2階の損傷度



凡例 S : せん断柱 SM : 曲げせん断柱 M : 曲げ柱 SB : 梁支配型せん断柱
 MB : 梁支配型曲げ柱 W : 柱無し壁 CW : 片側柱付き壁 CWC : 両側柱付き壁
 U : 不明

図 7.4.4.4 3階の損傷度



凡例 S : せん断柱 SM : 曲げせん断柱 M : 曲げ柱 SB : 梁支配型せん断柱
 MB : 梁支配型曲げ柱 W : 柱無し壁 CW : 片側柱付き壁 CWC : 両側柱付き壁
 U : 不明

図 7.4.4.5 PH階の損傷度

表 7.4.4.5 被災度区分判定結果 (1F, 耐震補強無視)

長手方向, 1F, 耐震補強無視

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数			15		6		5	5	31
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	61 =A _{org}
損傷度0			6				1		8.0 =A ₀
損傷度I			8		1		2		12.4 =A ₁
損傷度II			1		5		2		6.9 =A ₂
損傷度III								2	3.6 =A ₃
損傷度IV								3	0.0 =A ₄
損傷度V									0.0 =A ₅
	$\sum A_j =$								30.9

耐震性能残存率R= 50.57 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **大破**

短手方向, 1F, 耐震補強無視

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数			23		1		3	5	32
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	60 =A _{org}
損傷度0			11					1	17 =A ₀
損傷度I			11		1		2	2	26.6 =A ₁
損傷度II			1				1	2	9.15 =A ₂
損傷度III									0 =A ₃
損傷度IV									0 =A ₄
損傷度V									0 =A ₅
	$\sum A_j =$								52.75

耐震性能残存率R= 87.92 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **小破**

表 7.4.4.6 被災度区分判定結果 (1F, 耐震補強考慮)

長手方向, 1F, 耐震補強考慮

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数			22		6		5	6	39
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	74 =A _{org}
損傷度0			6				1		8.0 =A ₀
損傷度I			13		1		2	1	22.8 =A ₁
損傷度II			3		5		2		8.4 =A ₂
損傷度III								2	3.6 =A ₃
損傷度IV								3	0.0 =A ₄
損傷度V									0.0 =A ₅
	Σ A _j =								42.8

耐震性能残存率R= 57.84 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **大破**

短手方向, 1F, 耐震補強考慮

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数			23		8		3	6	40
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	73 =A _{org}
損傷度0			11					1	17 =A ₀
損傷度I			11		1		2	2	26.6 =A ₁
損傷度II			1		2		1	3	14.25 =A ₂
損傷度III					5				2.5 =A ₃
損傷度IV									0 =A ₄
損傷度V									0 =A ₅
	Σ A _j =								60.35

耐震性能残存率R= 82.67 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **小破**

表 7.4.4.7 被災度区分判定結果 (2F, 耐震補強無視)

長手方向, 2F, 耐震補強無視

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数			21		9		2	3	35
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	52 =A _{org}
損傷度0			7						7.0 =A ₀
損傷度I			14		3				16.2 =A ₁
損傷度II					6		2	3	17.7 =A ₂
損傷度III									0.0 =A ₃
損傷度IV									0.0 =A ₄
損傷度V									0.0 =A ₅
	Σ A _j =								40.9

耐震性能残存率R= 78.56 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **中破**

短手方向, 2F, 耐震補強無視

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数			23				6	5	34
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	65 =A _{org}
損傷度0			9				2	1	19 =A ₀
損傷度I			14				2	1	22.8 =A ₁
損傷度II							2	3	13.2 =A ₂
損傷度III									0 =A ₃
損傷度IV									0 =A ₄
損傷度V									0 =A ₅
	Σ A _j =								55

耐震性能残存率R= 84.62 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **小破**

表 7.4.4.8 被災度区分判定結果 (2F, 耐震補強考慮)

長手方向, 2F, 耐震補強考慮

	柱			梁支配型柱		壁			合計	
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)		
調査部材数			23		12		2	3	40	
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	57	=A _{org}
損傷度0			7						7.0	=A ₀
損傷度I			16		6				20.9	=A ₁
損傷度II					6		2	3	17.7	=A ₂
損傷度III									0.0	=A ₃
損傷度IV									0.0	=A ₄
損傷度V									0.0	=A ₅
	Σ A _j = 45.6									

耐震性能残存率R= 80.00 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **小破**

短手方向, 2F, 耐震補強考慮

	柱			梁支配型柱		壁			合計	
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)		
調査部材数			25		3		6	5	39	
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	70	=A _{org}
損傷度0			9				2	1	19	=A ₀
損傷度I			16				2	1	24.7	=A ₁
損傷度II					1		2	3	13.95	=A ₂
損傷度III					2				1	=A ₃
損傷度IV									0	=A ₄
損傷度V									0	=A ₅
	Σ A _j = 58.65									

耐震性能残存率R= 83.79 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **小破**

表 7.4.4.9 被災度区分判定結果 (3F)

長手方向, 3F

	柱			梁支配型柱		壁			合計	
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)		
調査部材数			24		5		3	3	35	
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	53	=A _{org}
損傷度0			8						8.0	=A ₀
損傷度I			16		3				18.1	=A ₁
損傷度II					1		2	2	10.4	=A ₂
損傷度III					1		1	1	2.9	=A ₃
損傷度IV									0.0	=A ₄
損傷度V									0.0	=A ₅
	Σ A _j = 39.3									

耐震性能残存率R= 74.15 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **中破**

短手方向, 3F

	柱			梁支配型柱		壁			合計	
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)		
調査部材数			19				5	7	31	
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	71	=A _{org}
損傷度0			8				2	1	18	=A ₀
損傷度I			11				3	3	33.25	=A ₁
損傷度II								3	10.8	=A ₂
損傷度III									0	=A ₃
損傷度IV									0	=A ₄
損傷度V									0	=A ₅
	Σ A _j = 62.05									

耐震性能残存率R= 87.39 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **小破**

表 7.4.4.10 被災度区分判定結果 (PHF)

長手方向, RF

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数								4	4
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	24 =A _{org}
損傷度0									0.0 =A ₀
損傷度I								4	22.8 =A ₁
損傷度II									0.0 =A ₂
損傷度III									0.0 =A ₃
損傷度IV									0.0 =A ₄
損傷度V									0.0 =A ₅
	$\sum A_j =$								22.8

耐震性能残存率R= 95.00 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **軽微**

短手方向, RF

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数			2					2	4
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	14 =A _{org}
損傷度0									0 =A ₀
損傷度I			2					2	13.3 =A ₁
損傷度II									0 =A ₂
損傷度III									0 =A ₃
損傷度IV									0 =A ₄
損傷度V									0 =A ₅
	$\sum A_j =$								13.3

耐震性能残存率R= 95.00 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **軽微**

表 7.4.4.11 被災度区分判定結果のまとめ

	1F		2F		3F		PHF	
	長手方向	短手方向	長手方向	短手方向	長手方向	短手方向	長手方向	短手方向
耐震補強無視	大破 (48.8)	小破 (83.0)	中破 (78.5)	小破 (81.2)	中破 (69.2)	小破 (89.7)	軽微 (95.0)	軽微 (95.0)
耐震補強考慮	大破 (56.2)	中破 (78.1)	中破 (79.9)	小破 (80.3)				

※括弧の数字は、耐震性能残存率Rを示している。

表 7.4.4.12 梁支配型柱の比率

	1F		2F		3F		PHF	
梁支配型の柱	8	7	8	5	5	1	0	0
それ以外の柱	17	18	26	23	24	20	0	2
梁支配型柱比率	32%	28%	24%	18%	17%	5%	0%	0%

3) 被害調査3回目, A班の結果

対象建築物の各階について、部材の損傷度を被災度区分判定[7.4-1]エラー! 参照元が見つかりません。に従って判定した。判定時の計算を表 7.4.4.13~表 7.4.4.15 に、判定結果の一覧を表 7.4.4.16 に示す。

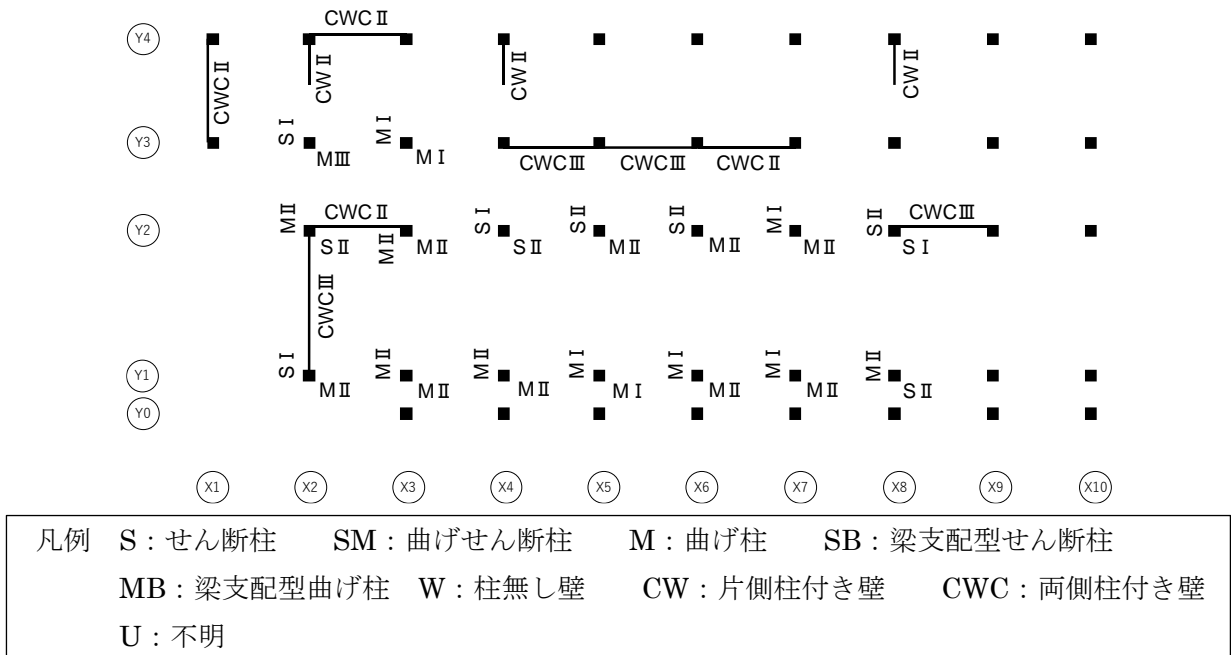


図 7.4.4.6 1階の損傷度 (耐震補強無視)

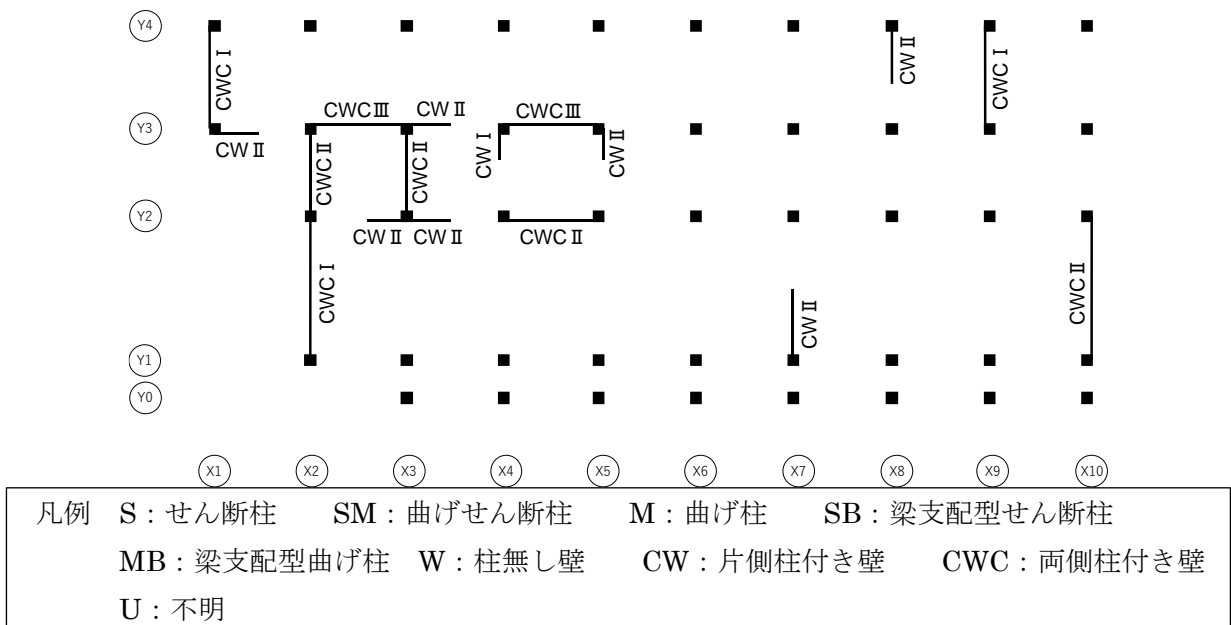
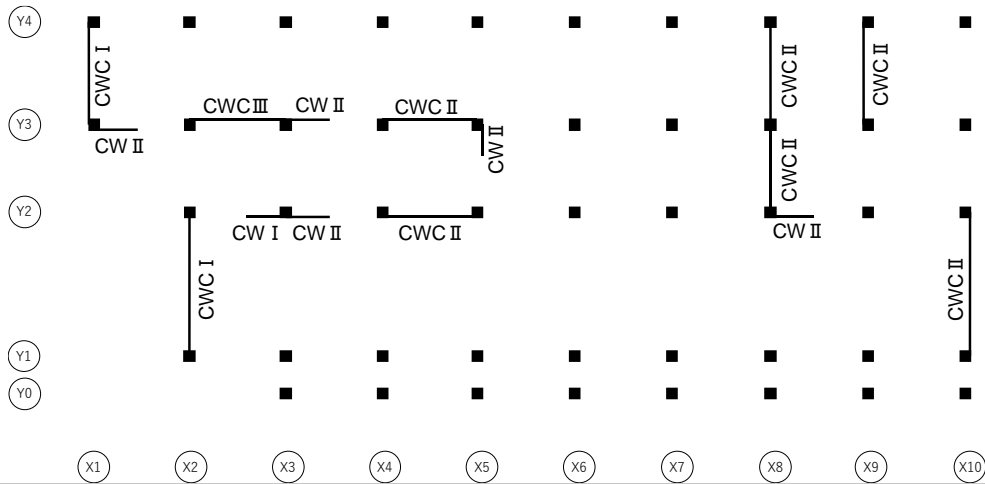


図 7.4.4.7 2階の損傷度 (耐震補強無視)



凡例 S：せん断柱 SM：曲げせん断柱 M：曲げ柱 SB：梁支配型せん断柱
 MB：梁支配型曲げ柱 W：柱無し壁 CW：片側柱付き壁 CWC：両側柱付き壁
 U：不明

図 7.4.4.8 3階の損傷度

表 7.4.4.13 被災度区分判定結果 (1F, 耐震補強無視)

長手方向, 1F, 耐震補強無視

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数	4		12					6	22
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	52 = A _{org}
損傷度0									0.0 = A ₀
損傷度 I			2						1.9 = A ₁
損傷度 II	4		9					3	20.0 = A ₂
損傷度 III			1					3	5.9 = A ₃
損傷度 IV									0.0 = A ₄
損傷度 V									0.0 = A ₅
	Σ A _j =								27.8

耐震性能残存率R= 53.37 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分：**大破**

短手方向, 1F, 耐震補強無視

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数	6		10				3	2	21
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	34 = A _{org}
損傷度0									0 = A ₀
損傷度 I	3		5						7.6 = A ₁
損傷度 II	3		5				3	1	12.75 = A ₂
損傷度 III								1	1.8 = A ₃
損傷度 IV									0 = A ₄
損傷度 V									0 = A ₅
	Σ A _j =								22.15

耐震性能残存率R= 65.15 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分：**中破**

表 7.4.4.14 被災度区分判定結果 (2F, 耐震補強無視)

長手方向, 2F, 耐震補強無視

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数							4	3	7
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	26 =A _{org}
損傷度0									0.0 =A ₀
損傷度I									0.0 =A ₁
損傷度II							4	1	8.4 =A ₂
損傷度III								2	3.6 =A ₃
損傷度IV									0.0 =A ₄
損傷度V									0.0 =A ₅
	Σ A _j =								12.0

耐震性能残存率R= 46.15 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **大破**

短手方向, 2F, 耐震補強無視

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数							3	6	9
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	42 =A _{org}
損傷度0									0 =A ₀
損傷度I							1	3	19 =A ₁
損傷度II							2	3	13.2 =A ₂
損傷度III									0 =A ₃
損傷度IV									0 =A ₄
損傷度V									0 =A ₅
	Σ A _j =								32.2

耐震性能残存率R= 76.67 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **中破**

表 7.4.4.15 被災度区分判定結果 (3F)

長手方向, 3F

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数							5	3	8
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	28 =A _{org}
損傷度0									0.0 =A ₀
損傷度I							1		1.9 =A ₁
損傷度II							4	2	12.0 =A ₂
損傷度III								1	1.8 =A ₃
損傷度IV									0.0 =A ₄
損傷度V									0.0 =A ₅
	Σ A _j =								15.7

耐震性能残存率R= 56.07 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **大破**

短手方向, 3F

	柱			梁支配型柱		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数							1	6	7
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	38 =A _{org}
損傷度0									0 =A ₀
損傷度I								2	11.4 =A ₁
損傷度II							1	4	15.6 =A ₂
損傷度III									0 =A ₃
損傷度IV									0 =A ₄
損傷度V									0 =A ₅
	Σ A _j =								27

耐震性能残存率R= 71.05 上部構造の耐震性能残存率Rによる被災度区分: **中破**

表 7.4.4.16 被災度区分判定結果のまとめ

	1F		2F		3F	
	長手 方向	短手 方向	長手 方向	短手 方向	長手 方向	短手 方向
耐震補強無視	大破 (53.4)	中破 (65.1)	大破 (46.2)	中破 (76.7)	大破 (56.1)	中破 (71.1)

(2) 基礎構造の被災度区分判定

本項では、7.4.2項で示した、2016年8月に地方自治体を実施した第1回目の調査と、2018年5月に実施した第5回目の調査において調査した基礎構造の被害をもとに被災度区分判定^[7.4-1]を実施した結果を報告する。

1) 被害調査1回目の結果

被災度区分判定基準^[7.4-1]では、基礎構造の被害を推定するために基礎の傾斜と沈下量を用いた評価法が示されている。7.4.2項(1)に示したように、第1回目の調査では建築物の最大相対沈下量は98mm、桁行方向の最大傾斜角は南側面のX2-X3間の0.717% (=43mm/6000mm)、張間方向の最大傾斜角は東側面のY1-Y2間の0.411% (=39mm/9500mm)であった。これらの傾斜角を基礎の傾斜と読み替えて、表7.4.4.17で判定すると基礎構造の被災度は中破となった。

表 7.4.4.17 杭基礎構造の被災度区分 (文献[7.4-1]の表Ⅱ.2.2-1より)

		基礎の沈下量 (m)			
		0	0.1	0.3	
基礎 の 傾 斜	1/300	[無被害]	[小 破]	[中破] ★	※
		[小 破]	[中 破]	[中 破]	[大 破]
	1/150	[中 破]	[中 破]	[大 破]	[大 破]
		[大 破]	[大 破]	[大 破]	[大 破]

※：適用外，杭基礎の掘出し調査などの詳細調査が必要

★：条件により，掘出し調査などの詳細調査が必要

2) 被害調査5回目, マニュアル計測による判定

7.4.2項(2)で示したように、偏心によって被害を受けた基礎フーチングを除けば、基礎フーチングおよび基礎梁に大きな損傷は生じていなかった。また、杭頭部の被害は少ない場合もあるものの、ほとんどの杭が傾斜していることから、杭の中間部で何らかの被害が発生していることが推測できる。また、基礎フーチングの相対沈下量の計測から、北方向に向かって大きく傾いていることがわかった。以上の結果から、対象建築物の基礎構造は杭の被害（杭頭部または杭中間部）が原因で、北方向に向かって大きく傾いたということが分かった。

現行の被災度区分判定基準^[7.4-1]では、杭基礎構造の被害を推定するために基礎の傾斜と沈下量を用いた評価法が示されている。基礎構造の最大相対沈下量は194mm(X1, Y4フーチング)となった。南北方向の最大傾斜角はX10通りのY2-Y3間の0.87% (=52mm/6000mm)、東西方向の最大傾斜角はY3通りのX1-X2間の0.70% (=42mm/6000mm)であった。これらの結果より表 7.4.4.18を用いて判定すると、杭基礎構造の被災度は大破となった。

表 7.4.4.18 杭基礎構造の被災度区分（文献[7.4-1]の表Ⅱ.2.2-1より）

		基礎の沈下量 (m)			
		0	0.1	0.3	
基礎 の 傾 斜	1/300	[無被害]	[小 破]	[中破] ★	※
		[小 破]	[中 破]	[中 破]	[大 破]
	1/150	[中 破]	[中 破]	[大 破]	[大 破]
		[大 破]	[大 破]	[大 破]	[大 破]

※：適用外，杭基礎の掘出し調査などの詳細調査が必要

★：条件により，掘出し調査などの詳細調査が必要

(3) 被災度区分判定結果のまとめ

1) 上部構造の被災度区分判定について

本調査では、上部構造の被災度区分判定を3種類実施した。被災度区分判定の結果を表 7.4.4.19 に示す。また、以下にそれぞれの調査の特徴を示す。

【被害調査2回目】

- 構造技術者2人で、短時間(2時間)の調査を実施した。この時、建物内に什器があり、天井や内装材、外装材も取付いている状態であった。地震の後に被災度区分判定を実施する場合は、この被害調査2回目と同様の条件下で実施することが多い。
- 短時間のために1階のみ被災度を判定している。同様に、時間の都合上被害の少ない部材は計測が後回しになったため、結果として計測できていない部材がある。
- 天井があるため、梁の損傷は計測出来ていない。

【被害調査3回目 A班】

- 建築学科の学生3人で、長時間(2日間)の調査を実施した。この時、建物内に什器がなく、天井や内装材、外装材が撤去されている状態であった。
- 調査者は建築構造に詳しい技術者ではないため、OHPシートを用いた損傷計測を実施した。建築構造に詳しくない調査者でも実施出来るように、部材の損傷計測はルールを決めて機械的に実施した。
- 一方で、計測に時間掛かったため、2階および3階は壁部材のみの計測を実施している。

【被害調査3回目 B班】

- 構造技術者2人で、長時間(2日間)の調査を実施した。この時、建物内に什器がなく、天井や内装材、外装材が撤去されている状態であった。建築物の構造被害を計測するためには、理想的な環境であった。

以上より、今回の調査では【被害調査3回目 B班】の結果が正しい被災度区分判定だと考え、【被害調査2回目】と【被害調査3回目 A班】について考察を実施する。

表 7.4.4.19 被災度区分判定結果一覧

		1F		2F		3F	
		長手方向	短手方向	長手方向	短手方向	長手方向	短手方向
2回目	短時間(2時間)の調査 内装・外装有り	中破 (74.6)	中破 (73.8)	/	/	/	/
3回目 A班	構造技術者ではない 学生が機械的に実施	大破 (53.4)	中破 (65.1)	大破 (46.2)	中破 (76.7)	大破 (56.1)	中破 (71.1)
3回目 B班	長時間(2日)の調査 構造技術者が実施 内装・外装がない	大破 (50.6)	小破 (87.9)	中破 (78.6)	小破 (84.6)	中破 (74.2)	小破 (87.4)

※括弧の数字は、耐震性能残存率Rを示している。

(a) 被害調査2回目の被災度区分判定結果について

被害調査2回目の被災度区分判定結果は、長手方向は中破となり、3回目B班の結果（大破）と比べて被災度が軽い。これは、被害調査2回目では長手方向の両側耐震壁の仕上げ材によって損傷が隠されてしまい、損傷度が0～Ⅲと判定したためである。それらの両側耐震壁は、3回目B班では損傷度ⅢまたはⅣの判定になった。

一方、被害調査2回目の短手方向の判定結果は中破であり、3回目B班の結果（小破）と比べて被災度が重い。これは、被害調査2回目では時間の都合上、北側の被害の少ない部材は計測が後回しになったため、結果として計測できていない部材があったためである。

(b) 被害調査3回目A班の被災度区分判定結果について

被害調査3回目A班の被災度区分判定結果は、長手方向は大破となり、3回目B班の結果（大破）と比べて同じ判定となった。また耐震性能残存率Rも同程度となった。

一方、被害調査3回目A班の短手方向の判定結果は中破であり、3回目B班の結果（小破）と比べて被災度が重い。これは、被害調査2回目と同様に、北側の被害の少ない部材は計測できていない部材があったためである。

2階3階の長手方向および短手方向は、3回目B班の結果と比べて被害調査3回目A班の結果は被災度が1段階重くなった。これは、1回の短手方向と同様に、比較的被害の多い部材を計測する一方で被害の少ない部材を計測しなかったためだと考えられる。

2) 基礎構造の被災度区分判定について

被害調査1回目は、建設時には水平であったと推測される建築物1階の外装材の目地の高さを計測することで、相対沈下量を計測している（図 7.4.4.9）。被害調査5回目は建物解体後に露出させた基礎フーチングの上天端の相対的な沈下量を計測している（図 7.4.4.10）。それぞれの調査における建物の全体的な傾斜の方向の傾向は一致した。

それぞれの相対沈下量を元に、最大沈下量と最大傾斜角を計算し被災度区分判定を実施した。その結果、実際に基礎を掘り出して計測した調査のほうが、被災度が大きくなった。また、相対沈下量も 98mm (X2, Y1) から 194mm (X1, Y4 フーチング) と増加した。また、桁行方向の最大傾斜角は 0.717% (Y1 通りの X2-X3 間) から 0.70% (Y3 通りの X1-X2 間) とほとんど変化がなかったが、張間方向の最大傾斜角は 0.411% (X10 通りの Y1-Y2 間) から 0.87% (X10 通りの Y2-Y3 間) と増加した。これは、①外装材の目地の高さを計測する計測値は誤差があり沈下量を小さめに計測している、②基礎を掘り出して計測した調査において最大値を計測した箇所を1回目で計測出来ていない、などの原因が考えられる。

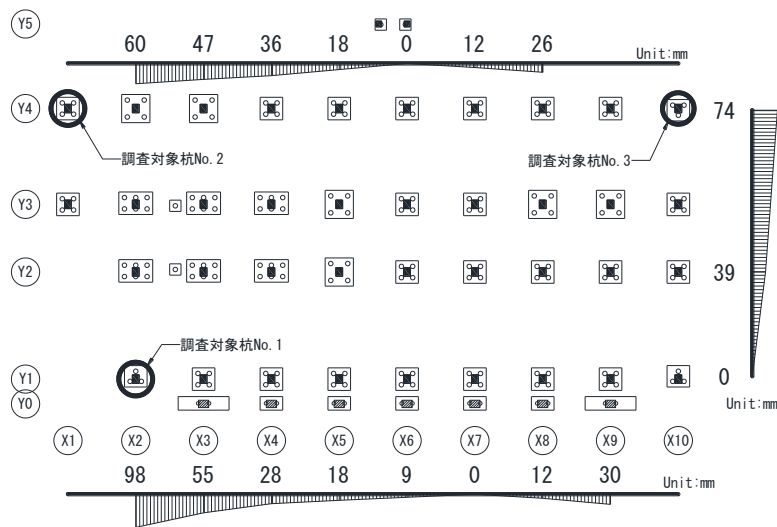


図 7.4.4.9 建築物の相対沈下量（被害調査1回目）

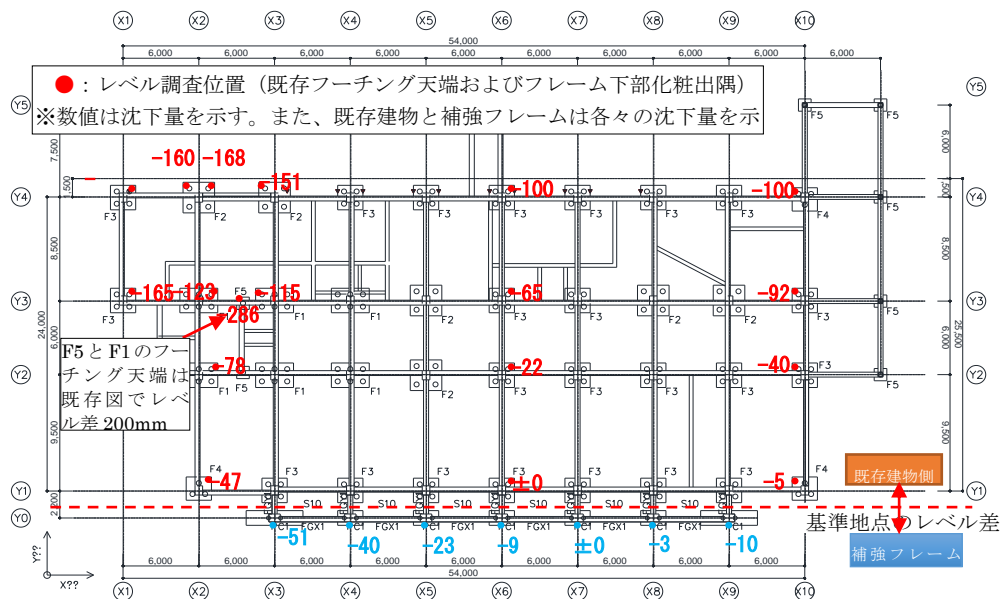


図 7.4.4.10 建築物の相対沈下量（被害調査5回目）

7.4.5 地震後継続使用性に関するヒアリング結果

本建築物は、震災による建築物の構造被害および非構造部分や設備などの被害により、地震後に継続使用することができず、建て替えが決定した例である^[7.4-6]。表 7.4.5.1 にヒアリングおよび資料[7.4-6]によって得られた本庁舎に関する情報を時系列に従って列挙する。

前震後は役場内で窓口業務は行っていないが、災害対応業務は実施されていた。しかし、本震直後はすみやかに庁舎内を立入禁止し、災害対策本部を別の施設に再設置した。その後、庁舎内の危険な範囲（損壊したエレベータ棟、庇、渡り廊下）を撤去し、商用電源が確保できた約半月後に業務を復帰できている。また、9月末に杭基礎の調査結果と被災度区分判定結果によって構造躯体の被害が明らかとなっており、構造躯体の被害の把握には5ヶ月強の時間を要したことが分かる。以上のことから、上部構造物の損傷程度が中破程度で抑えられたことが地震後当面の継続使用性を確保できた要因と考えられる。一方で杭基礎が大破することで建築物の恒久復旧を困難としていると言える。

本建築物では、杭の被害によって上部構造の沈下や1%程度の傾斜が見られた。傾斜が1%程度とそれほど大きくなかったため、地震後の建物の継続使用ができた。一方で現状の建築物の構造設計時において、今回のような大地震後に、上部構造の傾斜1%程度までに抑えて設計を実施するのは難しいと考えられる。このことを考慮すると、大地震後の継続使用性を確保するための構造設計では、杭の沈下やそれに伴う上部構造の傾斜を許容するような設計をすることは難しく、それを防ぐような設計が必要である。

表 7.4.5.1 時系列に沿った出来事一覧

日付	出来事
2016	
4月14日	21時26分 前震発生 (震度7) 庁舎が被災し停電したため、通電している近くの福祉センターに災害対策本部を設置した。ただし、庁舎の南側駐車場にも現地対策本部、を設置した。
4月15日	庁舎が復電し、本部を庁舎に集約。庁舎内で災害対応業務を行っていたが、窓口業務は行っていない。
4月16日	01時25分 本震発生 (震度7) ・エレベータ棟、庇、渡り廊下の損壊 ・3階の電算室では機器のラックなど多数の什器が転倒や移動しており、サーバーが停止。 ・窓ガラスの落下 ・トイレの壁にひび割れ、タイルはく離。 ・塔屋に非常用電源が確保されていたが、作動せず、屋上のソーラーパネル自体は無損傷だが、そこからの配線が断線した可能性があり、電気の供給ができなかった。 ・給排水管および給水タンクの損傷
	午後に、福祉センターに災害対策本部を再設置した。前震後は本部を2カ所に分けていたが、本震後は被害が庁舎周辺だけでなく町内全域にわたっていたため、本部を福祉センターに一本化した。
	応急危険度判定実施、エレベータ棟、庇、渡り廊下の損壊により、「危険の判定」、エレベータ棟と庇の撤去が庁舎立入り可の条件とされた。
4月20日	庁舎のエレベータ棟と庇の撤去を開始し、4月末に完了。
5月2日	庁舎に復帰。この時点で復電済みだが、断水は継続し、仮設トイレを使用。災害対応のみの業務で庁舎を使用し、一般の来客は立入禁止。渡り廊下とエレベータの入り口には木板を打ち付けて閉鎖。
5月中旬	衛生設備と空調換気設備が復旧。(時期的に空調がなくても業務の支障はなかったとのこと)
6月6日	仮庁舎で業務開始
8月18日	杭基礎の調査 給水タンクはこのときも壊れたままのため、3階は断水
8月29日	被災度区分判定
9月末	調査結果報告
11月	新庁舎建設検討委員会の立ち上げ
12月20日	益城町復興計画策定、庁舎の建て替えが決定
2017	
5月	仮設庁舎に移転

参考文献

- [7.4-1] 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016.3
- [7.4-2] 護 雅史：地震記録に基づく益城町役場の地盤－建物応答，第44回地盤震動シンポジウム2016年 熊本地震で何か起きたか，pp.101-108, 2016
- [7.4-3] 丹 裕也，護 雅史，福和 伸夫：2016年熊本地震で被災した低層RC造杭基礎建物の非線形相互作用解析－常時微動計測結果に基づく検討－，日本建築学会大会学術講演梗概集(2017)，pp.765-766, 2017
- [7.4-4] 小堀鐸二，南井良一郎，竹内吉弘，河野允宏：鉄骨構造物の振動実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.69-72, 1966
- [7.4-5] 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，pp.340-342, 1996
- [7.4-6] 益城町復興計画，益城町役場 HP (<https://www.town.mashiki.lg.jp/>)，2016.12 閲覧

7.5. 解析モデルを用いた被害分析

7.5.1 解析方法

(1) 静的荷重増分解析

被害分析のための解析は、解析モデルを上部構造と下部杭基礎構造の分離モデルとする。上部構造については、建物の構造性能を把握し、被害要因を分析するために、杭基礎支点をピンとした耐震補強された現況建物モデル(M1)、杭基礎支点バネを考慮した耐震補強された現況建物モデル(M2)、杭基礎支点をピンとした耐震補強前の建物モデル(M3)を作成し、静的荷重増分解析を行う。一貫計算ソフト BUS-6 (構造システム) によった増分解析モデルには渡り廊下も含んでいるが、渡り廊下のみ接合部の損傷等が目立ったことから、部材の詳細検討を別途行った。

(2) 応答解析

応答解析は、荷重増分解析より得られた各層の復元力特性と質量算定結果を用いて多質点振動モデルを作成し、観測地震波 (Kik-net 益城 KMMH16, 宮園) と作成地震波 (Kik-net 益城の基盤波と庁舎表層地盤条件 GL1 と GL4 から作成) の入力により上部応答を推測する。なお、EW 地震波を X 方向 (桁行) に入力し、NS 地震波を Y 方向 (梁間) に入力した。

応答解析には SNAP-LE Ver7 (構造システム) を用いた。

(3) 杭基礎の解析

杭基礎の解析では、基礎梁から下の部分のみをモデル化した分離モデルを用いた静的荷重増分解析により被害要因・被害過程の推定を行う。杭体は線材、杭頭接合部は回転ばね、地盤は水平方向のみのばねとしてそれぞれ非線形を考慮する。解析モデルは、杭長や軸力などの条件に応じたグルーピングを行った上で、すべての杭が剛な基礎梁で連結している。杭頭水平力および軸力は上部構造の静的的増分解析により、地盤変位は地盤の応答解析により求めた値を用いる。

7.5.2 上部構造のモデル化と静的増分解析結果

(1) 上部構造のモデル化

各部材断面等は、設計図書や耐震診断、改修計画報告書および現地被害調査の記載内容に基づき、剛床と杭位置を支点とした立体モデルとし、解析には一貫構造計算プログラム「BUS-6 Ver.1.0.9.2」を使用した。外力分布は A_i 分布に基づき、せん断破壊した部材耐力を保持したまま解析を行っている。ただし、層せん断力の集計ではせん断破壊した鉛直部材のせん断力を差し引き、層せん断力－層間変形角を算定している。積載荷重には、設計における地震用積載荷重を考慮し、主な床荷重を表 7.5.2.1 に示す。

表 7.5.2.1 荷重表 (N/mm²)

室 面	スラブ厚	仕上げ	積載(LL)
屋 上	t=130 mm	2000	600
事務室	t=130 mm	1000	800
集会室	t=130 mm	1000	2100

解析に使用した材料強度は、コンクリートが1階で 21.4N/mm²、2階で 19.5N/mm²、3階で 19.9N/mm²、鉄筋は SD295 とし、耐震補強外側フレーム部分については、コンクリートが PCa 部で 50.0 N/mm²、場所打ち部で 24N/mm²、鉄筋は D16 以下を SD295、D19～25 を SD345、D29 以上を SD390 とした。終局強度算定時の材料強度は基準強度の 1.1 倍とし、せん断終局強度を計算する際には割増はしない。

柱・梁は線材置換し、耐震壁はエレメント置換とし、剛域長さは部材のフェイス面から 0.25D 材端側とした。なお、剛塑性ヒンジ位置は部材フェイス面とし剛域と区別した。柱の軸変形は地震時のみ考慮し、そで壁、たれ壁、腰壁の剛性は、壁を含まない柱梁せいを一定として断面積を等価とする幅を設定して評価した。各部材のせん断終局強度は荒川 mean 式を採用し、曲げ終局強度については中段筋を無視した技術基準解説書^[7.5-1]に基づく終局曲げ強度式とした。梁部材のスラブの影響は、RC 規準^[7.5-2]に基づいた剛性評価とし、終局曲げ強度は片側 1m の有効幅内の鉄筋を考慮した。なお、補強部である PCa 外側フレームの PCaPC 梁の終局耐力は、改修計画報告書に記載された値を採用し表 7.5.2.2 に示す。

なお、1 階鉄骨造部分については剛性・耐力は無視し荷重のみ考慮とし、建物北側桁行フレーム 1 階の腰壁部については耐震スリットを考慮した。

表 7.5.2.2 PCaPC 梁の終局耐力

符号	B (mm)	D (mm)	PC 鋼材	dp (mm)	せん断スパン 比による 割増係数 α	曲げ 終局耐力 Mu (kNm)	せん断 終局耐力 Qsu (kN)	$Q_{mu}=2Mu/Ho$ Ho:内法スパン Qmu (kN)
3PG1	350	1300	4c-7-12.7φ	652	1.00	2296	1073	900 (Ho=5.1m)
2PG1	350	1300	4c-7-12.7φ	654	1.25	2305	1269	904 (Ho=5.1m)

上部構造の検討モデルは、建物の構造性能を把握し、被害要因を分析するために、補強された現況建物で支点をピンとしたモデルと支点バネを考慮したモデル、耐震補強前の建物で支点をピンとしたモデルの3種類とした。

検討モデル

- M1：耐震補強された被災時の現況建物で、杭基礎支点をピンとしたモデル
- M2：耐震補強された被災時の現況建物で、杭基礎支点到軸方向バネを考慮したモデル
- M3：耐震補強前の建物で、杭基礎支点をピンとしたモデル

M2モデルの支持点の軸バネは、杭断面積 A と杭長さ L および弾性係数 E から $a \cdot A_p \cdot E/L$ とし、圧縮時は弾性、引張時は浮き上がるモデルとしている。1本あたりの杭軸方向バネ定数を表 7.5.2.3 に示す。

表 7.5.2.3

(a) 既存部分の杭バネ定数

(PC 杭：杭径=400mm, $A_p=126000\text{mm}^2$, $F_c=50\text{N/mm}^2$, $E=40\text{ kN/mm}^2$)

$a=0.014(L/D)+0.72$ とする。

杭長 L(m)	a	杭バネ K_{VP} (kN/m)
26.0	1.63	316×10^3
28.0	1.70	306×10^3
30.0	1.77	297×10^3
32.0	1.84	290×10^3

(b) 耐震補強外側フレーム部の杭バネ定数

(エコパイル：杭径=318.5mm, $A_p=6800\text{mm}^2$, $E=210\text{ kN/mm}^2$)

$a=0.010(L/D)+0.36$ とする

杭長 L(m)	a	杭バネ K_{VP} (kN/m)
27.0	1.21	64×10^3

検討モデル M1 の入力架構モデル図を図 7.5.2.1.a~7.5.2.4 に示す。

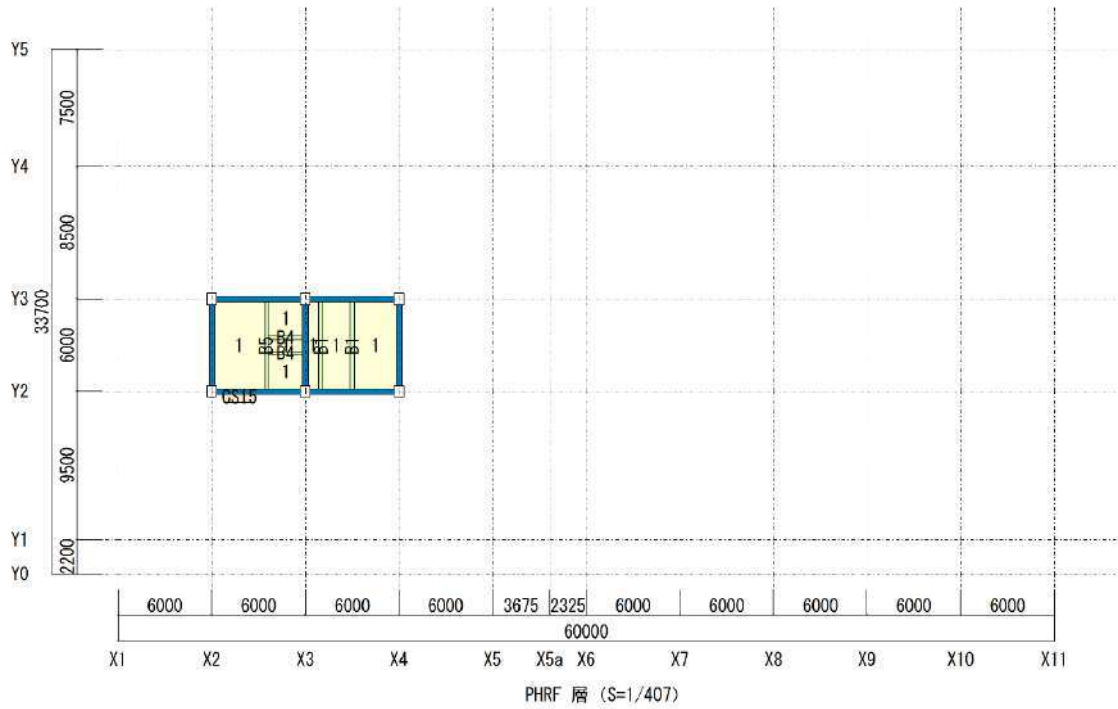


図 7.5.2.1.a PH 階伏図

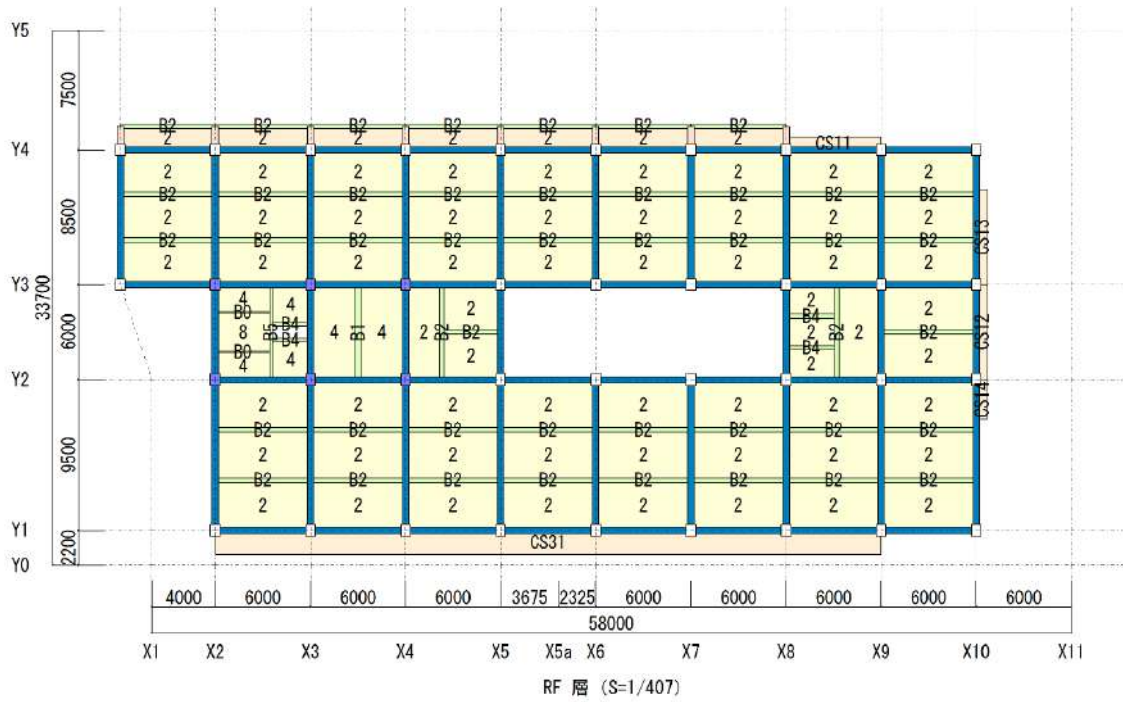


図 7.5.2.1.b R 階伏図

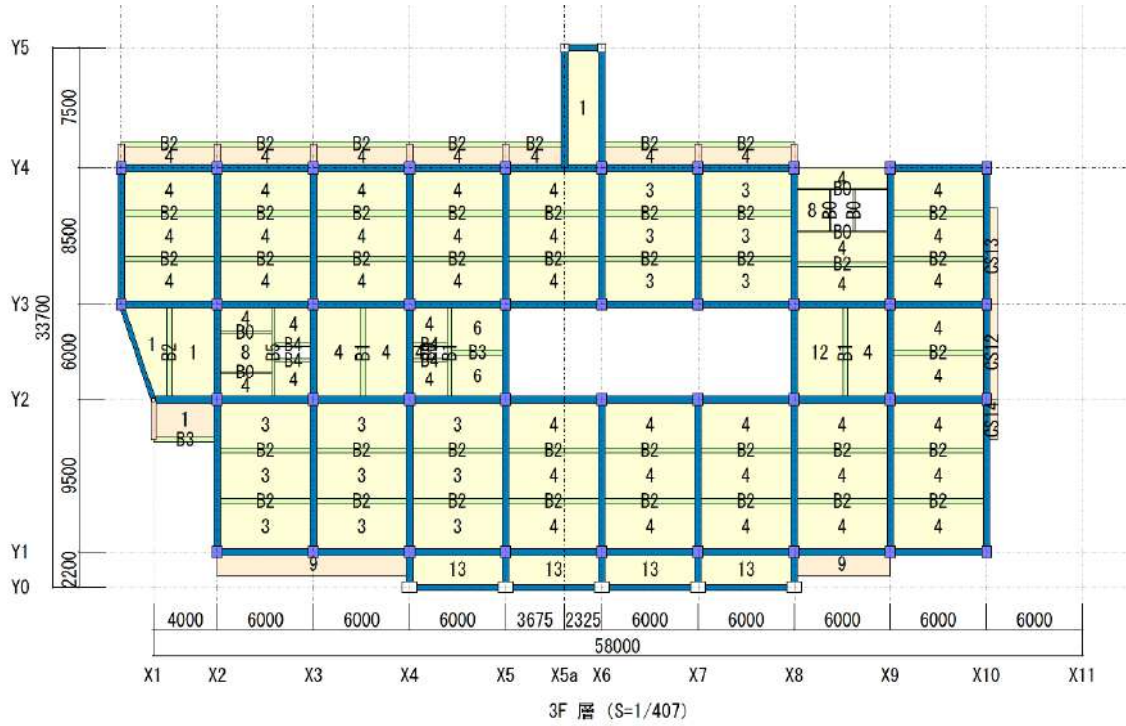


図 7.5.2.1.c 3階伏図

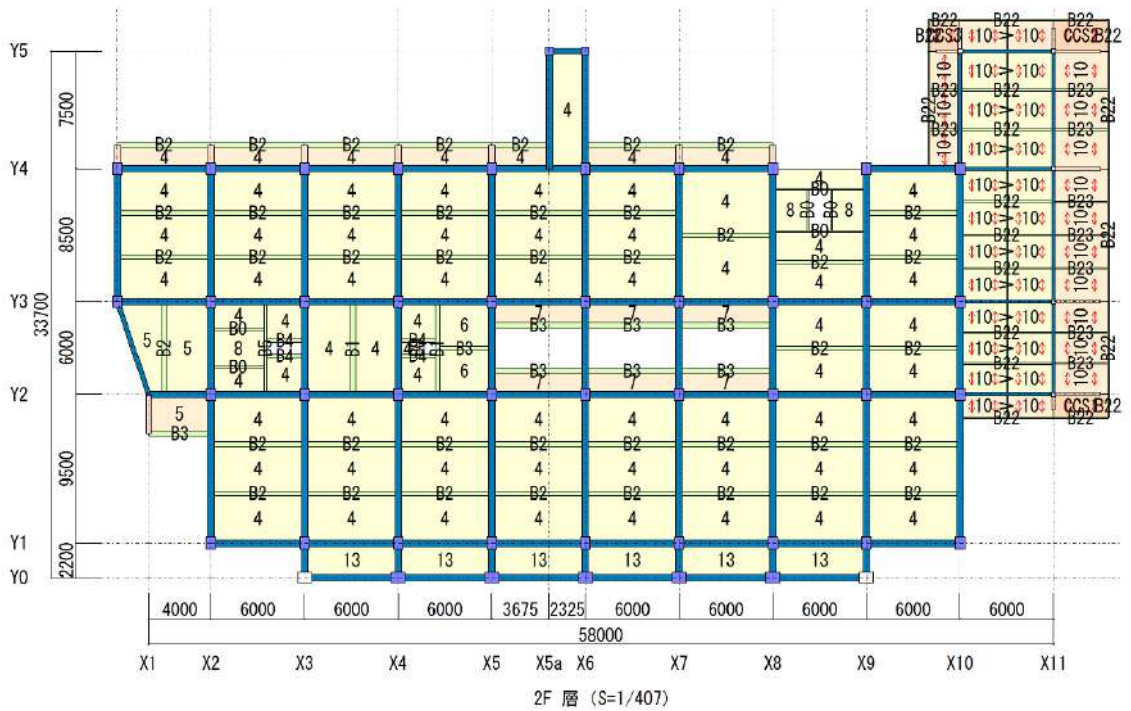


図 7.5.2.1.d 2階伏図

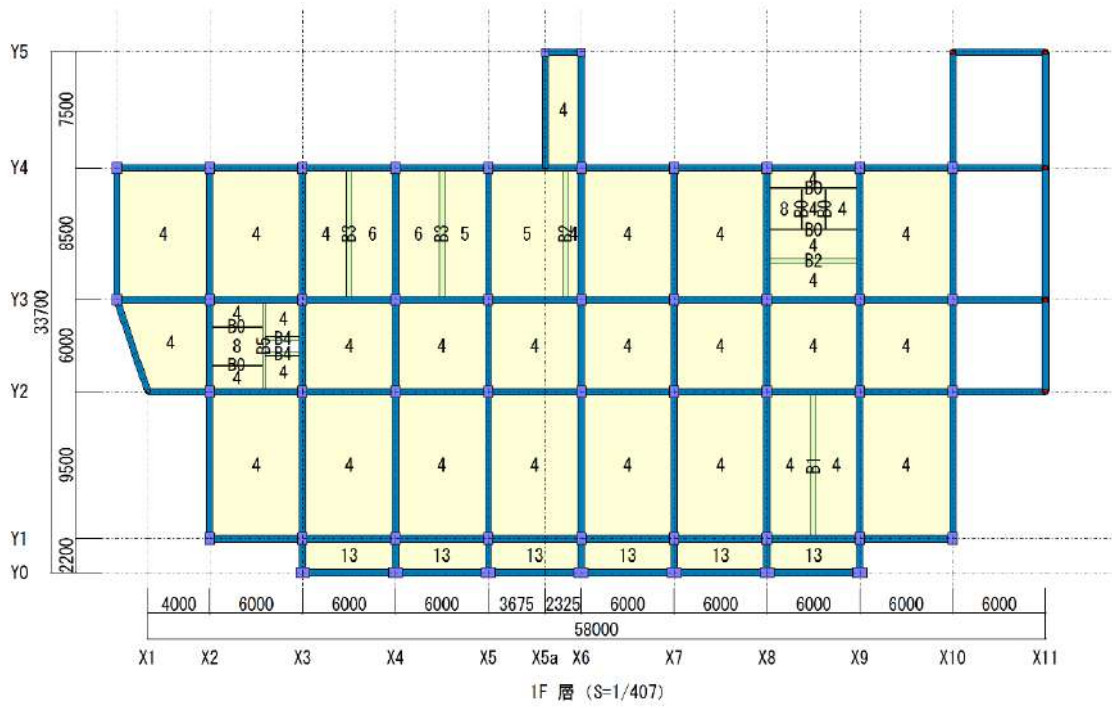


図 7.5.2.1.e 1階伏図

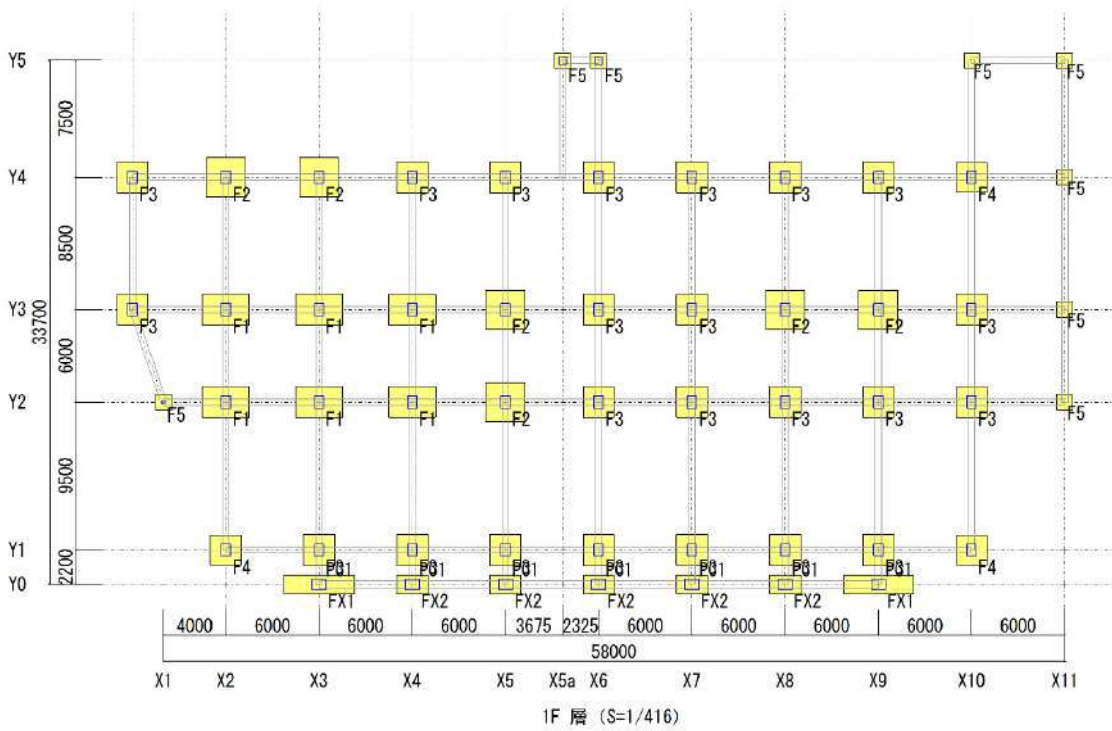


図 7.5.2.1.f 基礎伏図

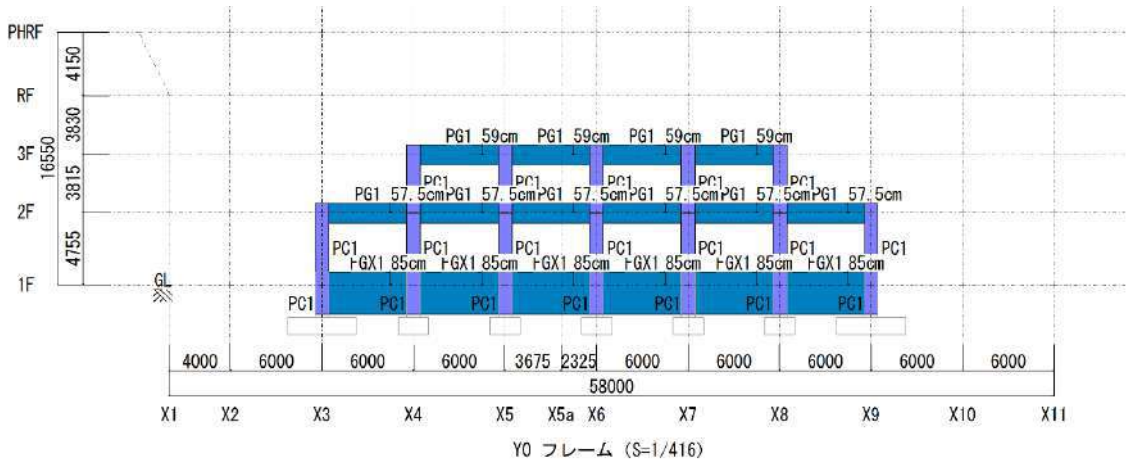


図 7.5.2.2.a Y0 フレーム軸組図

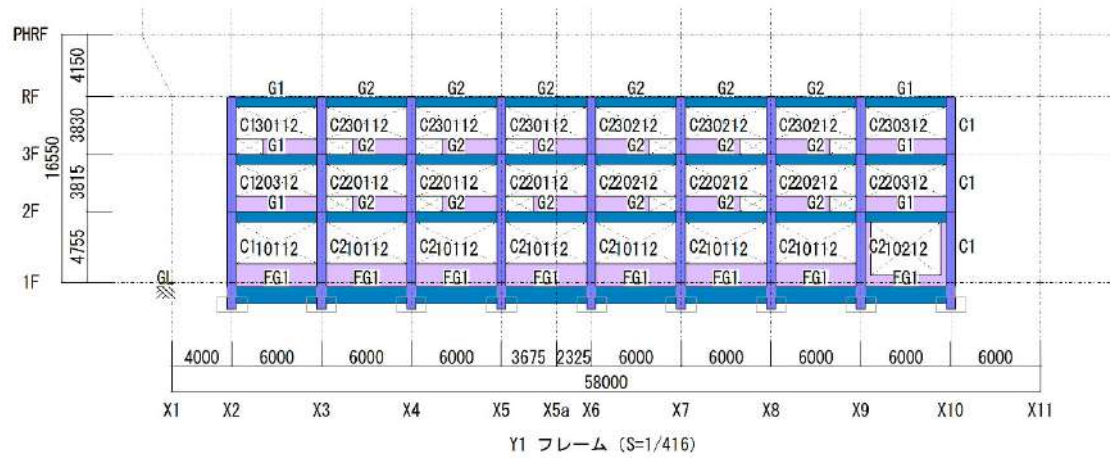


図 7.5.2.2.b Y1 フレーム軸組図

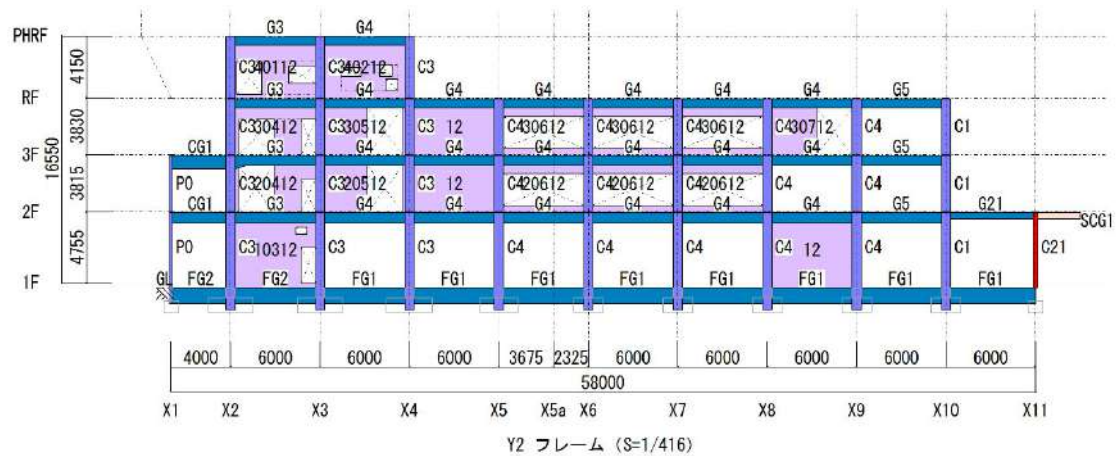


図 7.5.2.2.c Y2 フレーム軸組図

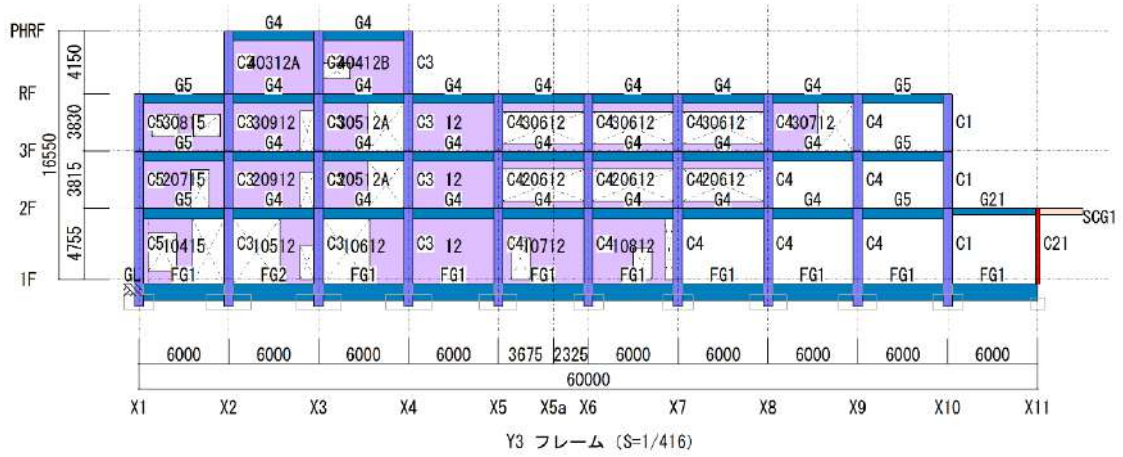


図 7.5.2.2.d Y3 フレーム軸組図

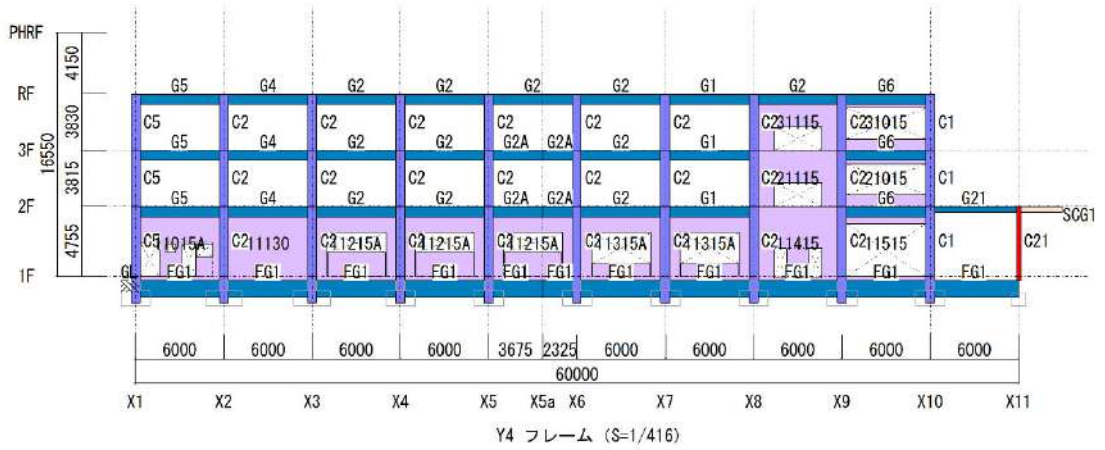


図 7.5.2.2.e Y4 フレーム軸組図

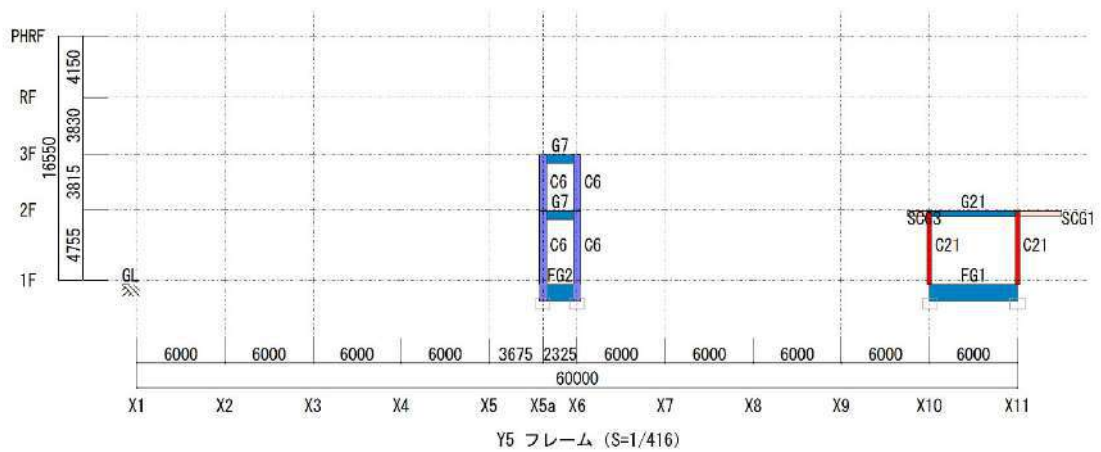


図 7.5.2.2.f Y5 フレーム軸組図

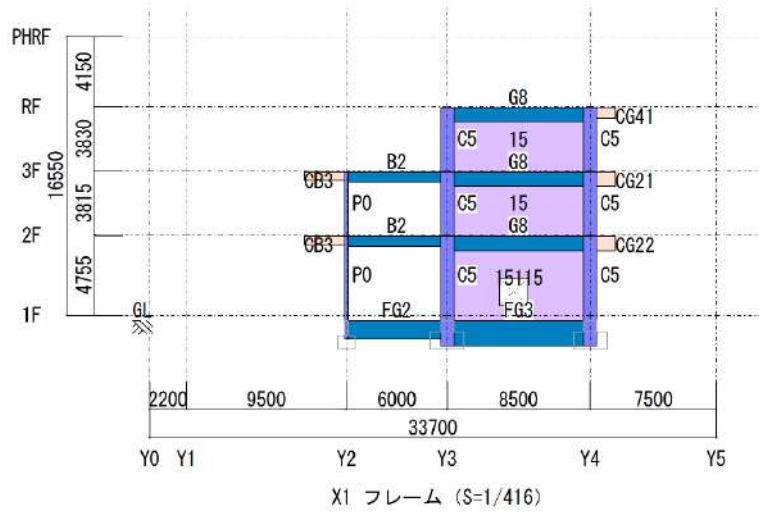


図 7.5.2.3.a X1 フレーム軸組図

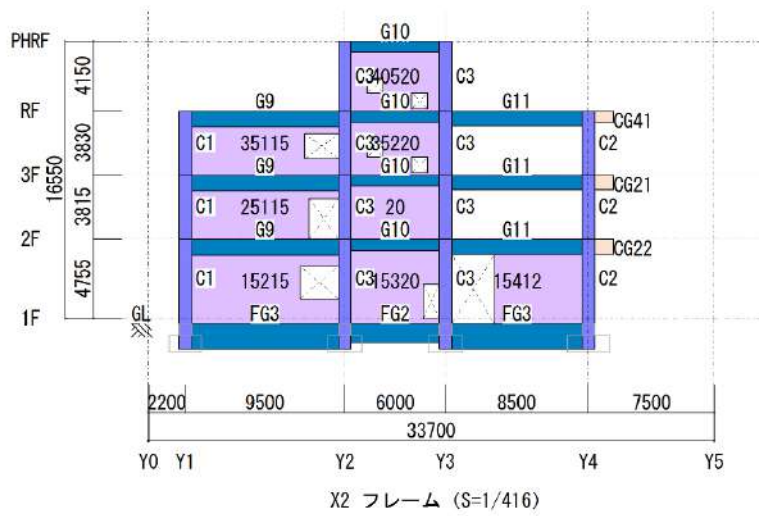


図 7.5.2.3.b X2 フレーム軸組図

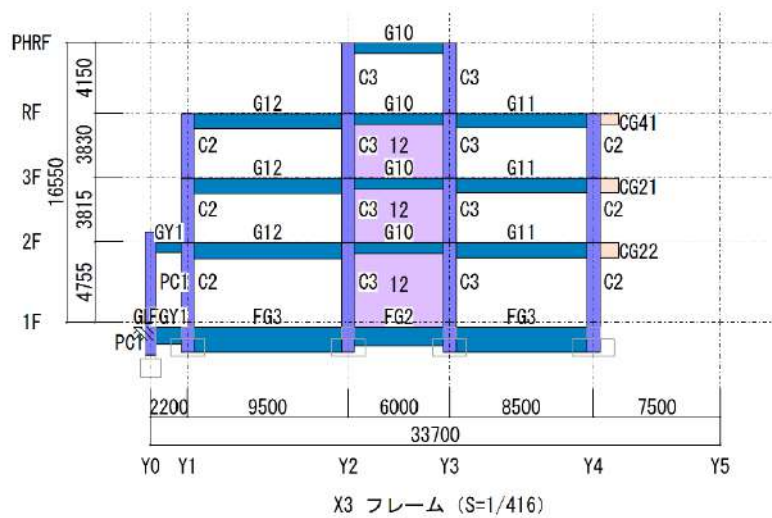


図 7.5.2.3.c X3 フレーム軸組図

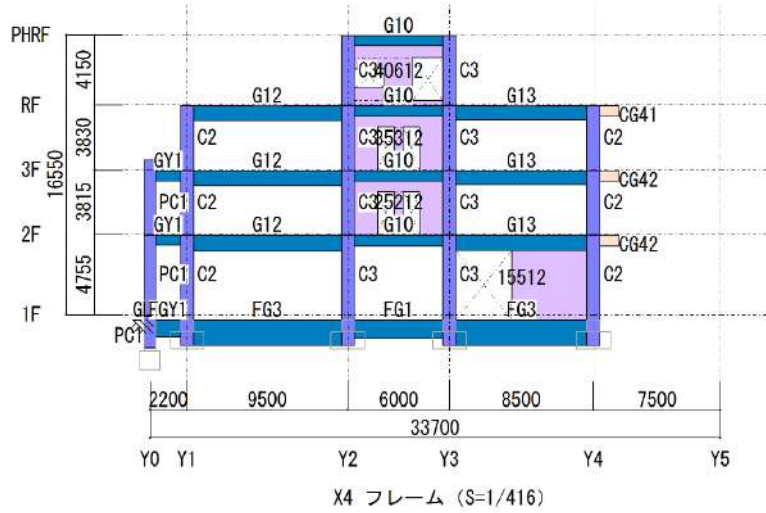


図 7.5.2.3.d X4 フレーム軸組図

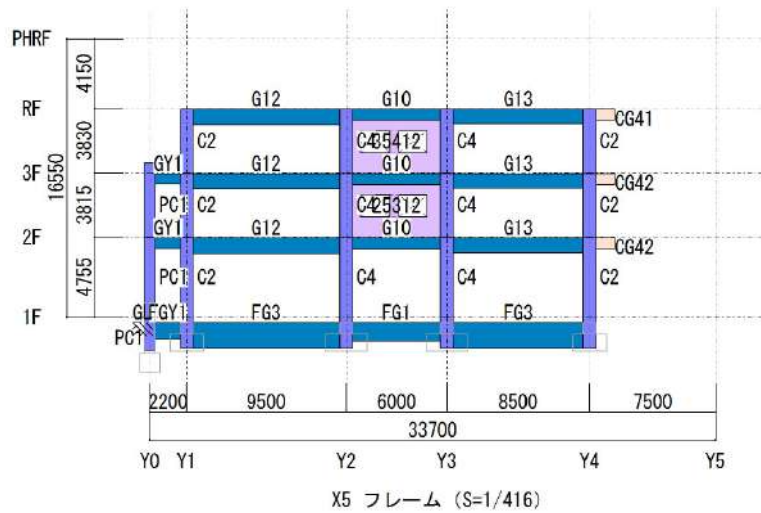


図 7.5.2.3.e X5 フレーム軸組図

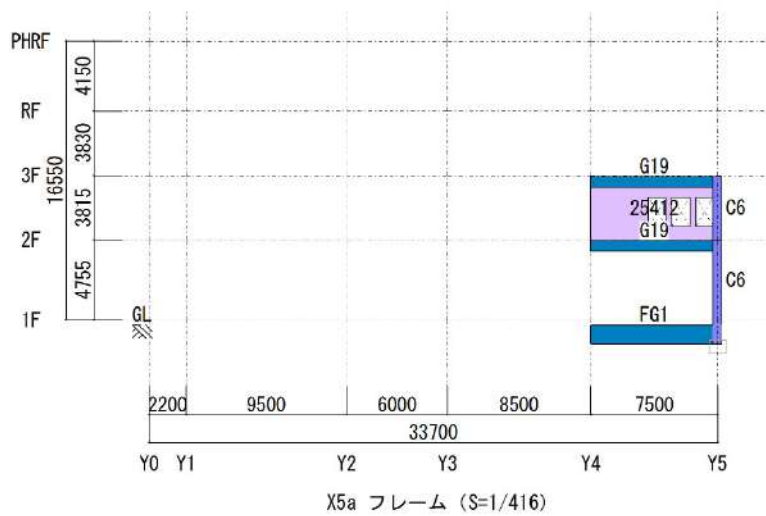
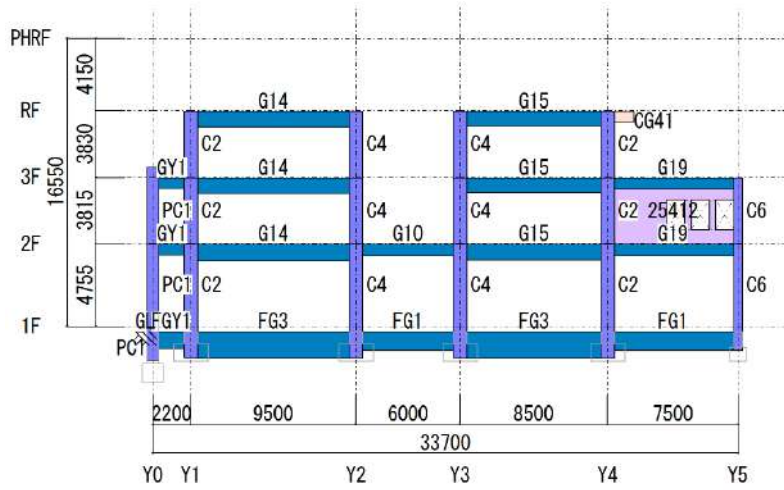
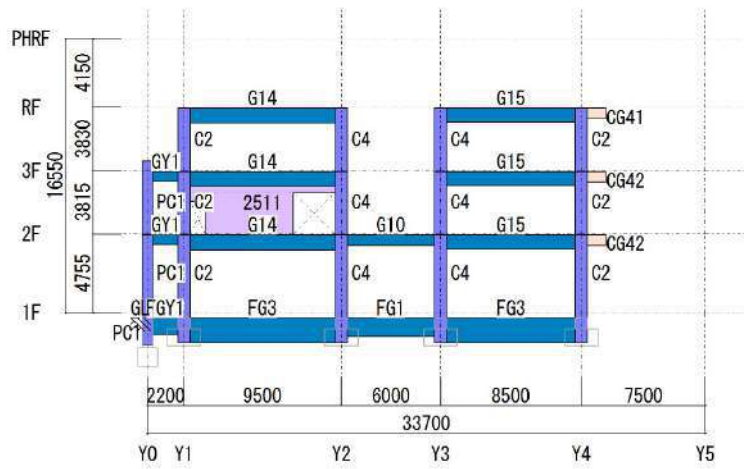


図 7.5.2.3.f X5a フレーム軸組図



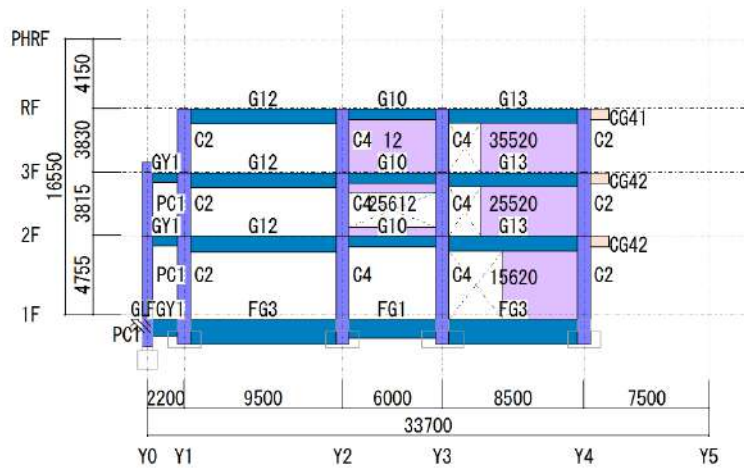
X6 フレーム (S=1/416)

図 7.5.2.3.g X6 フレーム軸組図



X7 フレーム (S=1/416)

図 7.5.2.3.h X7 フレーム軸組図



X8 フレーム (S=1/416)

図 7.5.2.3.i X8 フレーム軸組図

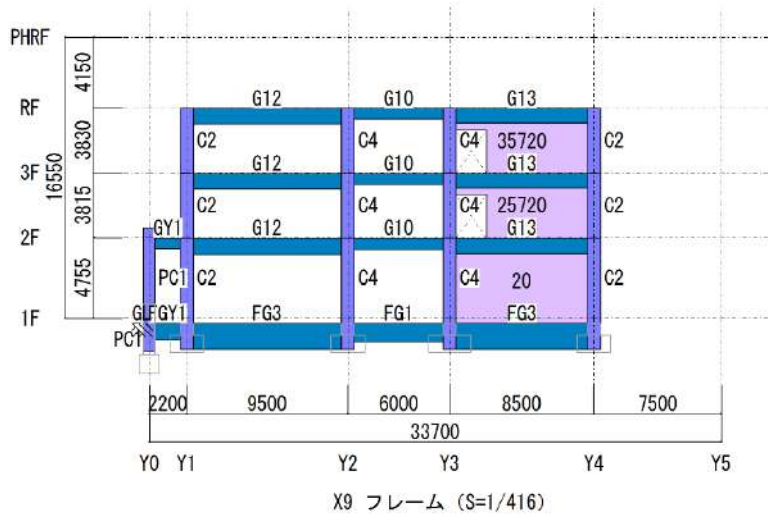


図 7.5.2.3.j X9 フレーム軸組図

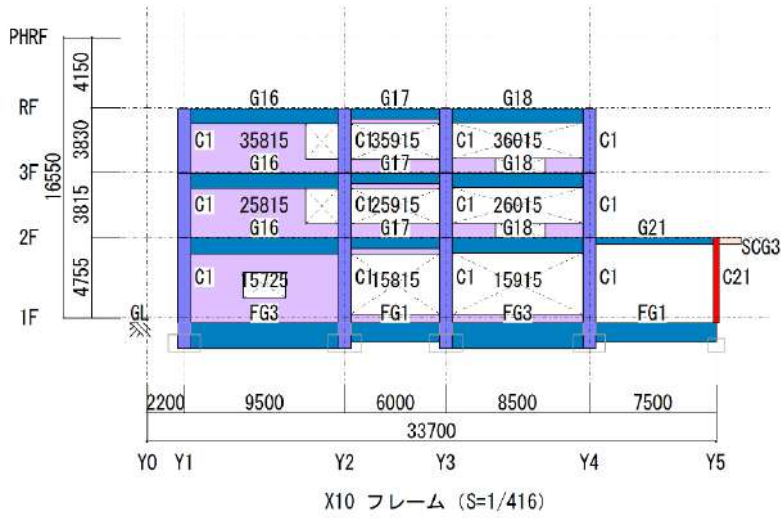


図 7.5.2.3.k X10 フレーム軸組図

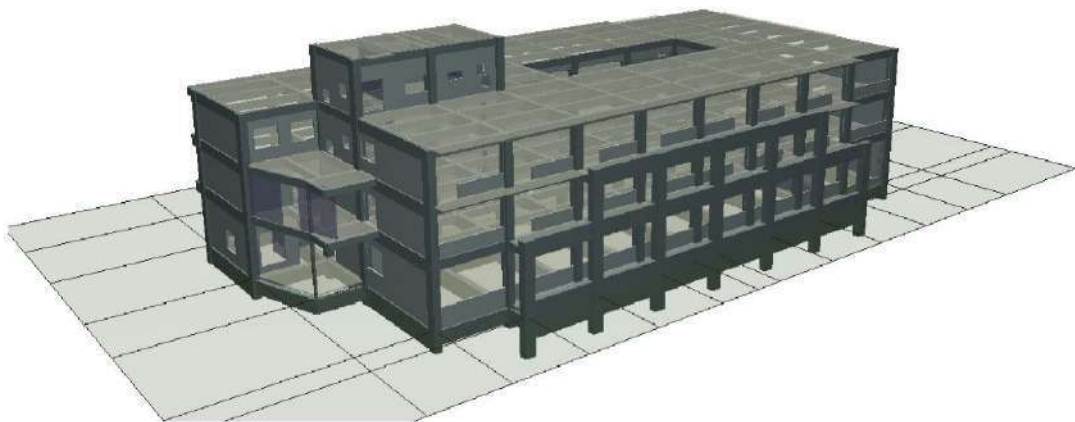


図 7.5.2.4 鳥瞰図

(2) 静的増分解析結果

準備計算結果として、表 7.5.2.4～表 7.5.2.5 に建物重量、表 7.5.2.6.a～7.5.2.8.b に剛性率・偏心率、図 7.5.2.5～7.5.2.7 に重心・剛心図を示す。増分解析結果として、表 7.5.2.9.a～7.5.2.11.d に増分解析結果、図 7.5.2.8.a～b, 図 7.5.2.10.a～b, 図 7.5.2.12.a～b に荷重－変形関係（Q－ δ 曲線）を、図 7.5.2.9.a～d, 図 7.5.2.11.a～d, 図 7.5.2.13.a～d に2階が 1/250 となる時点のヒンジ図を示す。なお、加力方向は桁行方向が西→東を正加力、東→西を負加力、張間方向が南→北を正加力、北→南を負加力とした。

表 7.5.2.4 現況建物の建物重量等：M1, M2

階	Wi	ΣWi	Ai
PH	1701.7 kN	1701.7 kN	—
3F	14237.6 kN	15939.3 kN	1.419
2F	15619.4 kN	31558.6 kN	1.181
1F	18497.5 kN	50056.1 kN	1.000
基礎 ^{※1}	18986.4 kN	69042.6 kN	—

※1：基礎フーチングの重量（6251.1kN）を含まない値を示す。

表 7.5.2.5 耐震補強前の建物重量等：M3

階	Wi	ΣWi	Ai
PH	1701.7 kN	1701.7 kN	—
3F	14237.6 kN	15939.3 kN	1.403
2F	14819.9 kN	30759.2 kN	1.173
1F	16972.9 kN	47732.1 kN	1.000
基礎 ^{※2}	16601.1 kN	64333.2 kN	—

※2：基礎フーチングの重量（5347.9kN）を含まない値を示す。

M1 モデルの剛性率, 偏心率, 重心・剛心図

表 7.5.2.6.a 剛性率 (雑壁を含む)

桁行方向 (X方向) : 正・負加力

階	層間変位 d (cm)	階高 h (cm)	層間変形角 h/d	剛性率 Rs	Fs
3F	0.1066	383.0	1/3594	1.006	1.000
2F	0.1183	381.5	1/3224	0.903	1.000
1F	0.1289	502.5	1/3898	1.091	1.000

張間方向 (Y方向) : 正・負加力

階	層間変位 d (cm)	階高 h (cm)	層間変形角 h/d	剛性率 Rs	Fs
3F	0.0573	383.0	1/6680	1.176	1.000
2F	0.0705	381.5	1/5409	0.952	1.000
1F	0.1014	502.5	1/4957	0.872	1.000

表 7.5.2.6.b 偏心率 (雑壁を含む)

桁行方向 (X方向) : 正・負加力

階	重心距離 gy (cm)	剛心距離 ly (cm)	偏心距離 ey (cm)	弾力半径 re (cm)	偏心率 Re	Fe
3F	1489.4	1508.3	18.9	2798.7	0.007	1.000
2F	1470.2	1320.3	149.9	2679.1	0.056	1.000
1F	1480.5	1585.3	104.7	2602.4	0.040	1.000

張間方向 (Y方向) : 正・負加力

階	重心距離 gy (cm)	剛心距離 ly (cm)	偏心距離 ey (cm)	弾力半径 re (cm)	偏心率 Re	Fe
3F	2593.8	2448.8	145.0	2056.0	0.071	1.000
2F	2639.7	2307.9	331.8	2067.0	0.161	1.035
1F	2694.6	2824.3	129.7	2308.0	0.056	1.000

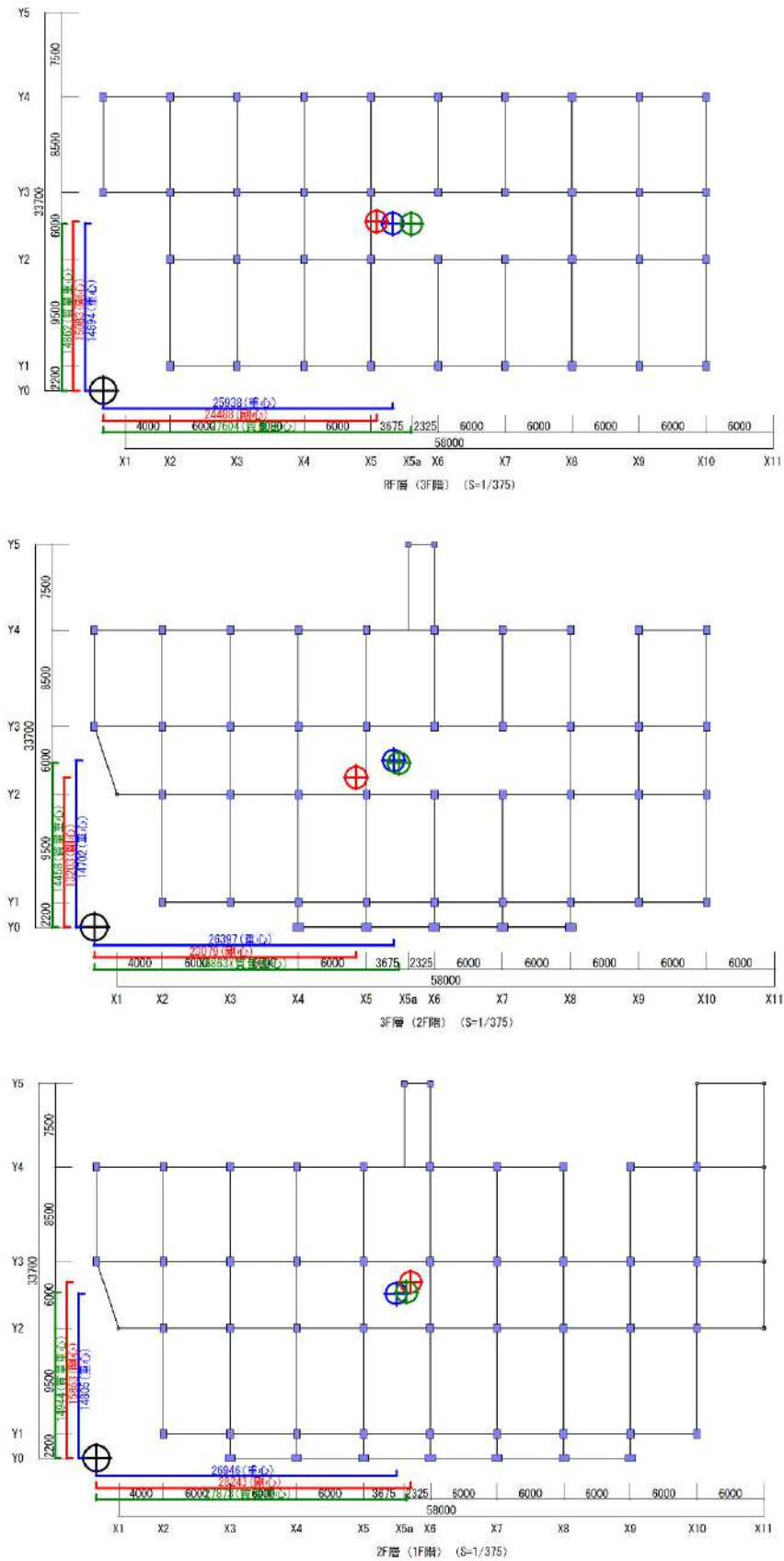


図 7.5.2.5 重心・剛心図 : M1

M2 モデルの剛性率, 偏心率, 重心・剛心図

表 7.5.2.7.a 剛性率 (雑壁を含む)

桁行方向 (X方向) : 正・負加力

階	層間変位 d (cm)	階高 h (cm)	層間変形角 h/d	剛性率 Rs	Fs
3F	0.1177	383.0	1/3253	1.062	1.000
2F	0.1330	381.5	1/2868	0.936	1.000
1F	0.1636	502.5	1/3072	1.002	1.000

張間方向 (Y方向) : 正・負加力

階	層間変位 d (cm)	階高 h (cm)	層間変形角 h/d	剛性率 Rs	Fs
3F	0.0910	383.0	1/4211	1.163	1.000
2F	0.1070	381.5	1/3566	0.985	1.000
1F	0.1631	502.5	1/3081	0.851	1.000

表 7.5.2.7.b 偏心率 (雑壁を含む)

桁行方向 (X方向) : 正・負加力

階	重心距離 gy (cm)	剛心距離 ly (cm)	偏心距離 ey (cm)	弾力半径 re (cm)	偏心率 Re	Fe
3F	1489.2	1512.8	23.6	2119.5	0.011	1.000
2F	1470.3	1308.1	162.3	2222.9	0.073	1.000
1F	1480.4	1467.9	12.5	2274.2	0.005	1.000

張間方向 (Y方向) : 正・負加力

階	重心距離 gy (cm)	剛心距離 ly (cm)	偏心距離 ey (cm)	弾力半径 re (cm)	偏心率 Re	Fe
3F	2594.0	2314.3	279.7	1867.5	0.150	1.000
2F	2639.7	2247.0	392.8	1990.0	0.197	1.158
1F	2694.6	2605.5	89.1	2274.4	0.039	1.000

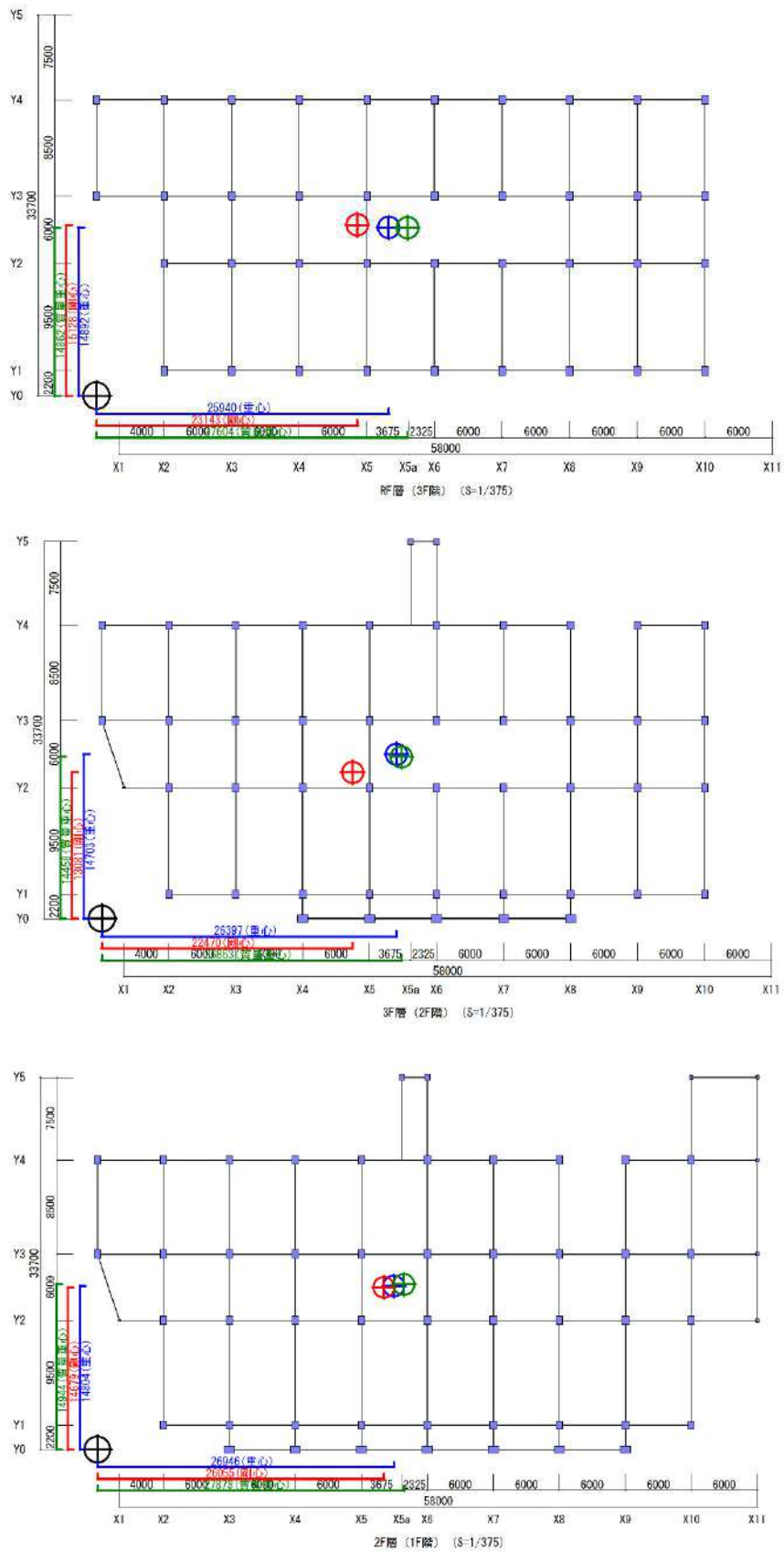


図 7.5.2.6 重心・剛心図 : M2

M3 モデルの剛性率, 偏心率, 重心・剛心図

表 7.5.2.8.a 剛性率 (雑壁を含む)

桁行方向 (X方向) : 正・負加力

階	層間変位 d (cm)	階高 h (cm)	層間変形角 h/d	剛性率 Rs	Fs
3F	0.1098	383.0	1/3489	1.130	1.000
2F	0.1385	381.5	1/2754	0.892	1.000
1F	0.1665	502.5	1/3017	0.978	1.000

張間方向 (Y方向) : 正・負加力

階	層間変位 d (cm)	階高 h (cm)	層間変形角 h/d	剛性率 Rs	Fs
3F	0.0583	383.0	1/6572	1.231	1.000
2F	0.0723	381.5	1/5277	0.989	1.000
1F	0.1207	502.5	1/4164	0.780	1.000

表 7.5.2.8.b 偏心率 (雑壁を含む)

桁行方向 (X方向) : 正・負加力

階	重心距離 gy (cm)	剛心距離 ly (cm)	偏心距離 ey (cm)	弾力半径 re (cm)	偏心率 Re	Fe
3F	1269.5	1300.4	30.9	2816.8	0.011	1.000
2F	1287.2	1325.1	37.9	2821.3	0.013	1.000
1F	1326.8	1518.6	191.8	2419.0	0.079	1.000

張間方向 (Y方向) : 正・負加力

階	重心距離 gy (cm)	剛心距離 ly (cm)	偏心距離 ey (cm)	弾力半径 re (cm)	偏心率 Re	Fe
3F	2593.8	2391.8	202.0	2054.6	0.098	1.000
2F	2630.8	2232.8	398.0	2036.7	0.195	1.151
1F	2678.3	2240.7	437.6	2057.9	0.213	1.209

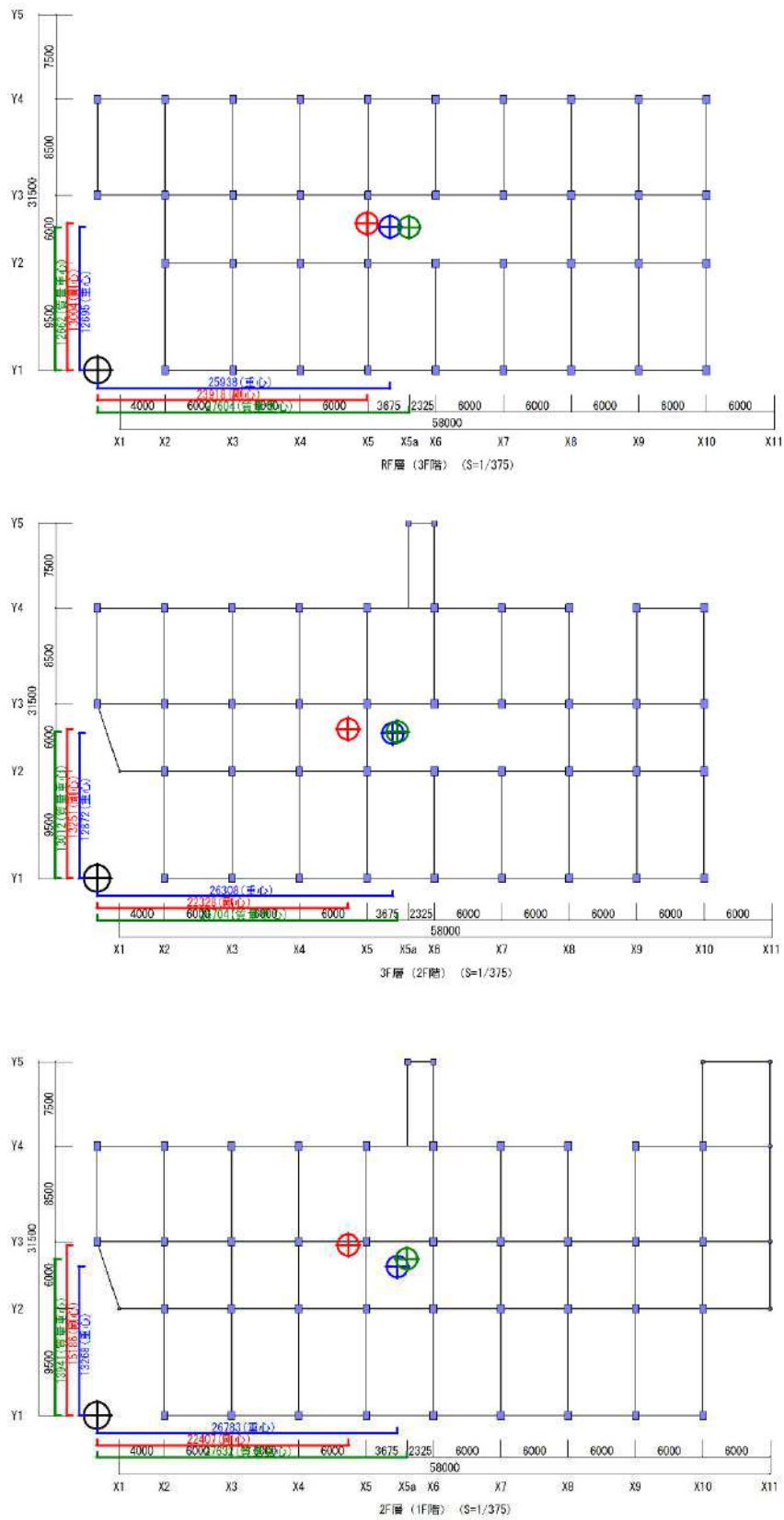


図 7.5.2.7 重心・剛心図 : M3

増分解析結果：M1モデル

- ・ X方向3階で $Q_u/Q_{un} = 1.16$, 2階で $Q_u/Q_{un} = 1.09$, 1階で $Q_u/Q_{un} = 1.09$
- ・ Y方向3階で $Q_u/Q_{un} = 1.16$, 2階で $Q_u/Q_{un} = 1.44$, 1階で $Q_u/Q_{un} = 1.44$
(Q_u/Q_{un} : 必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の割合)

表 7.5.2.9.a X方向 正加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20357.7	1.000	0.50	10178.8	11842.0	1.16	1/300
2F	33553.1	1.000	0.50	16776.5	18474.6	1.10	1/249
1F	45050.5	1.000	0.50	22525.3	24752.6	1.09	1/369

表 7.5.2.9.b X方向 負加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20357.7	1.000	0.50	10178.8	11895.9	1.16	1/321
2F	33553.1	1.000	0.50	16776.5	18425.7	1.09	1/250
1F	45050.5	1.000	0.50	22525.3	24667.7	1.09	1/341

表 7.5.2.9.c Y方向 正加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20357.7	1.000	0.55	11196.7	13063.3	1.16	1/517
2F	33553.1	1.000	0.50	16776.5	24274.5	1.44	1/252
1F	45050.5	1.000	0.50	22525.3	32624.7	1.44	1/250

表 7.5.2.9.d Y方向 負加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20357.7	1.000	0.55	11196.7	13969.3	1.24	1/490
2F	33553.1	1.000	0.50	16776.5	24203.5	1.44	1/250
1F	45050.5	1.000	0.50	22525.3	32626.8	1.44	1/250

荷重-変形関係 (Q- δ 曲線)

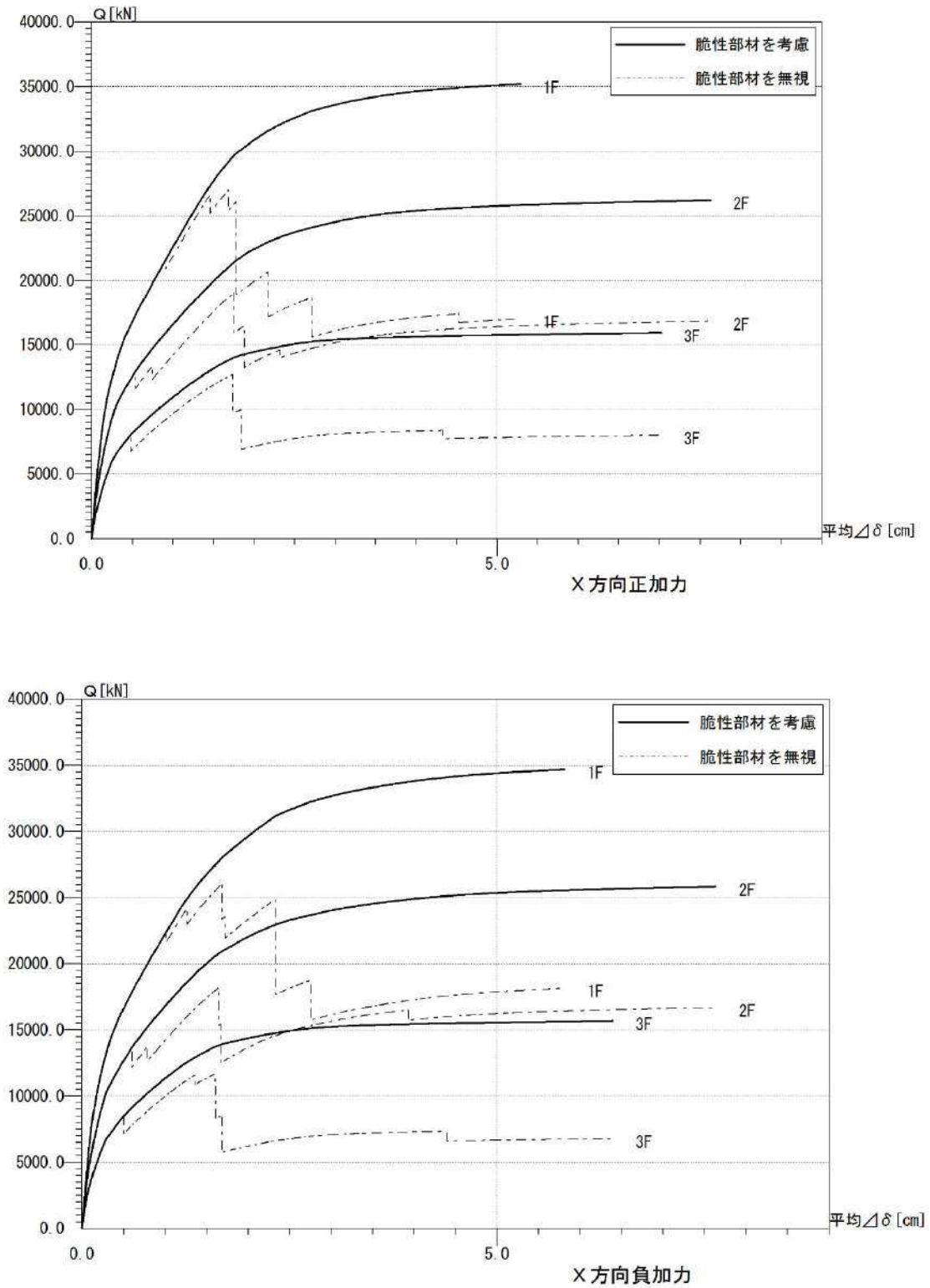


図 7.5.2.8.a M1 モデル : X 方向 (正・負加力)

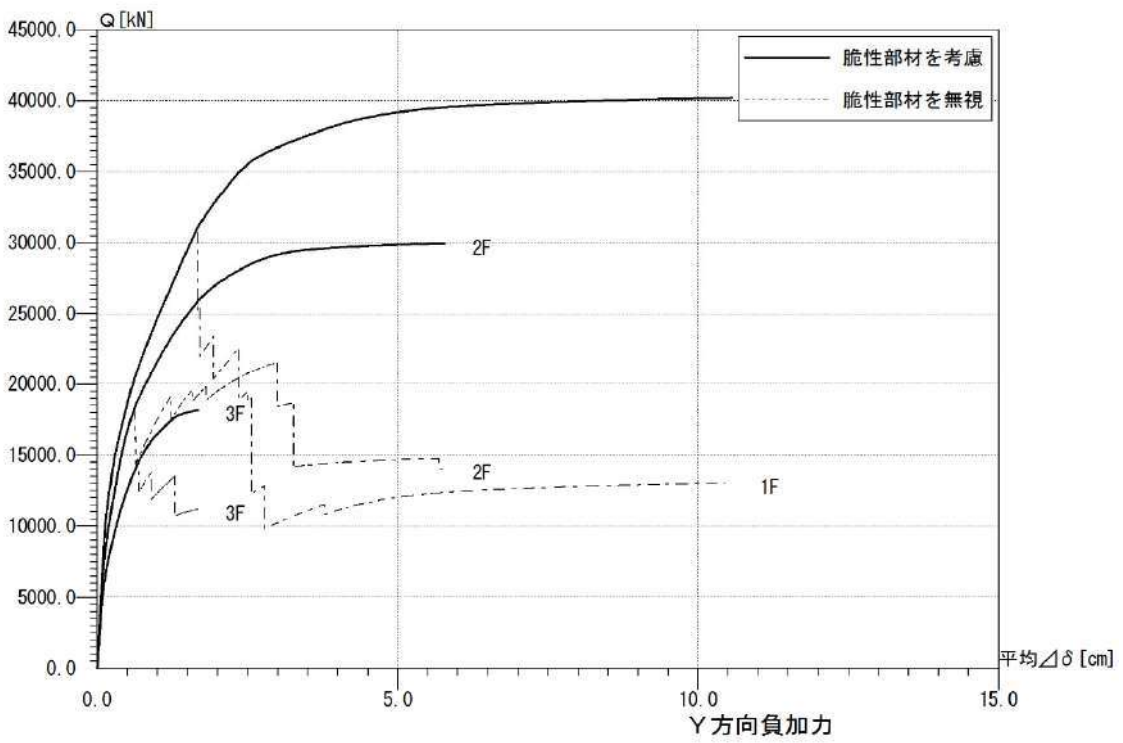
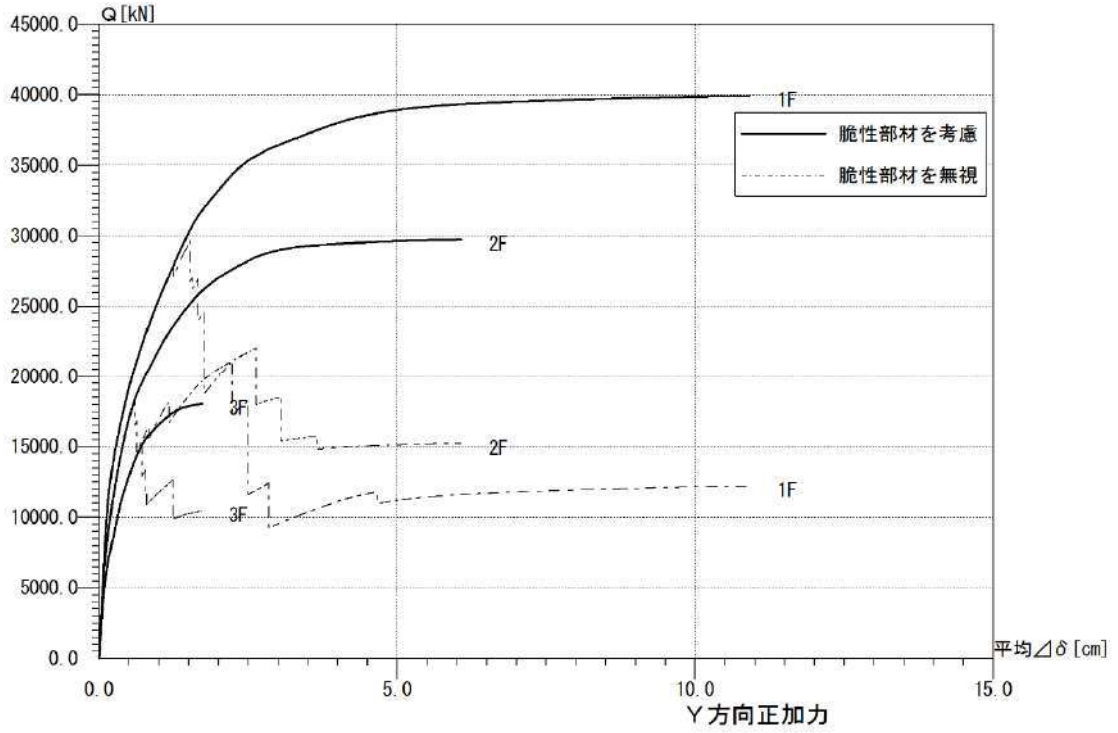
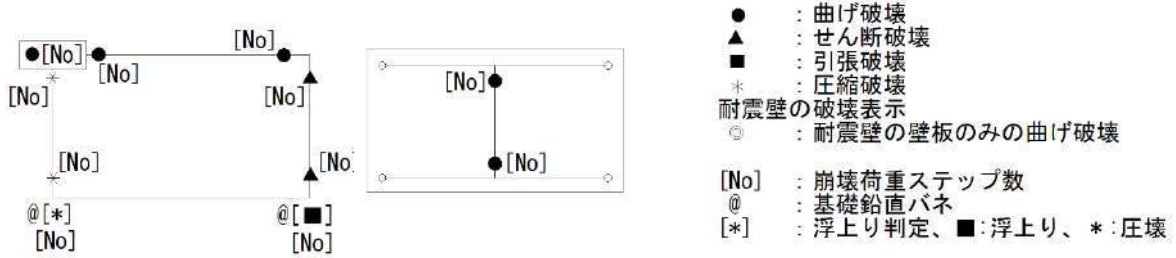


図 7.5.2.8.b M1 モデル：Y 方向（正・負加力）

M1モデルにおける最大層間変形角 1/250rad 時のヒンジ図を図 7.5.2.9. a~7.5.2.9. d に示す。

<凡例>



M1モデル

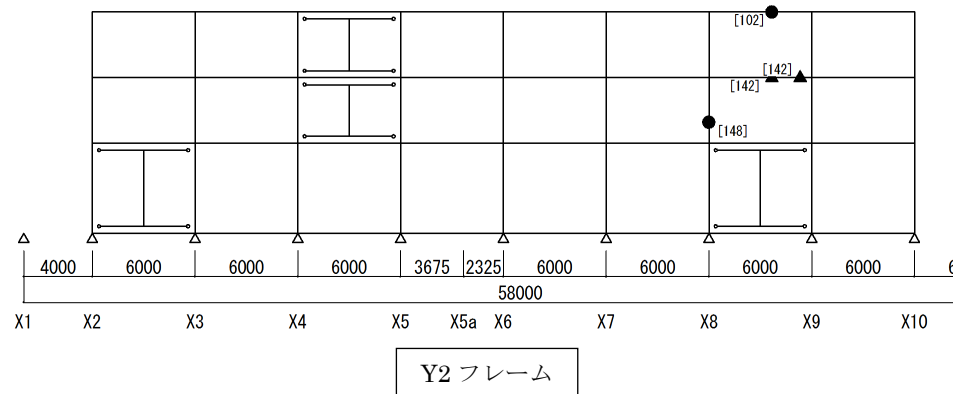
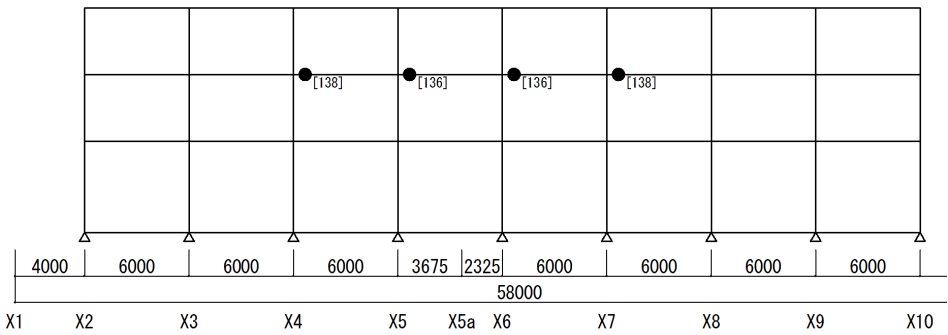
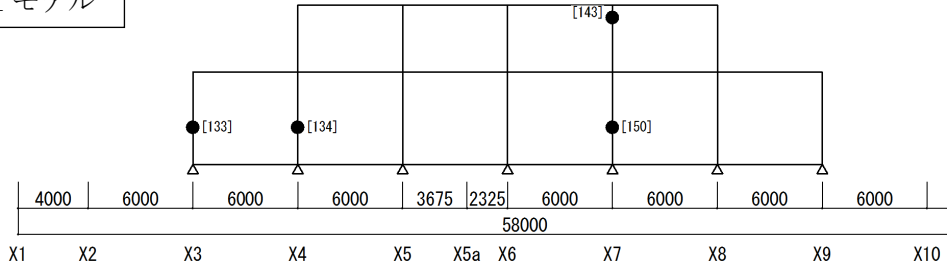
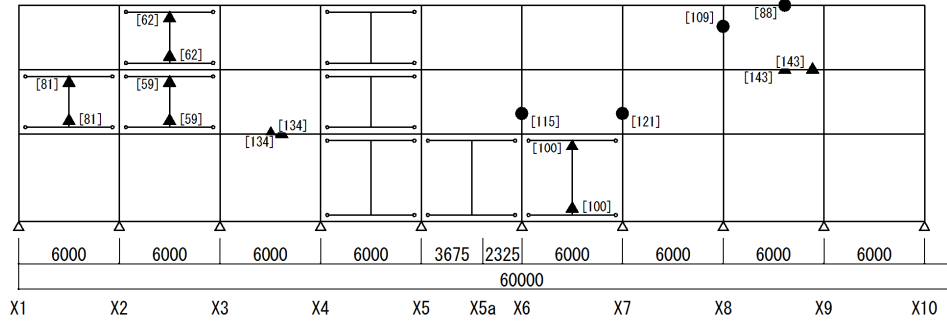
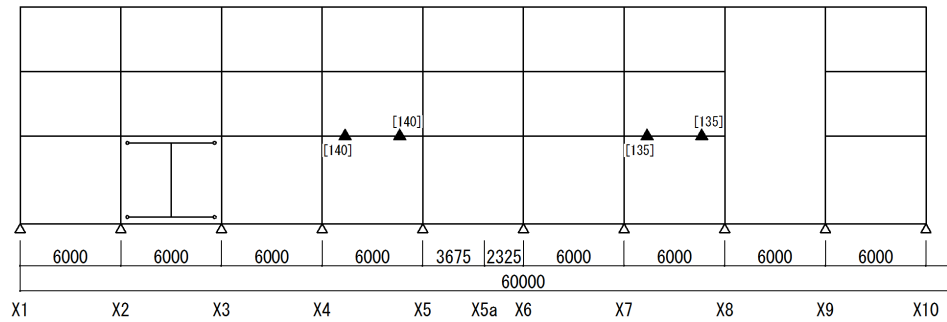


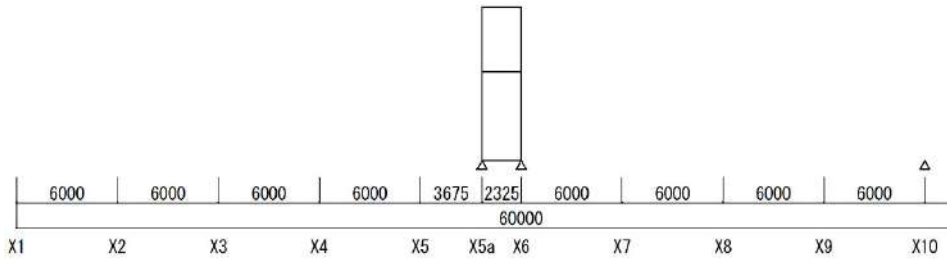
図 7.5.2.9. a Y0~Y2 フレーム ヒンジ図



Y3 フレーム

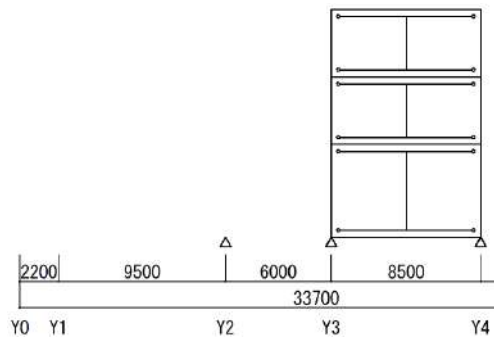


Y4 フレーム

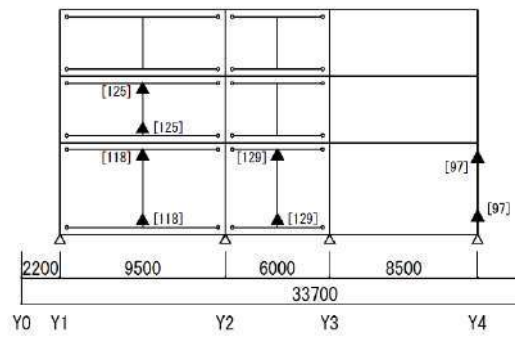


Y5 フレーム

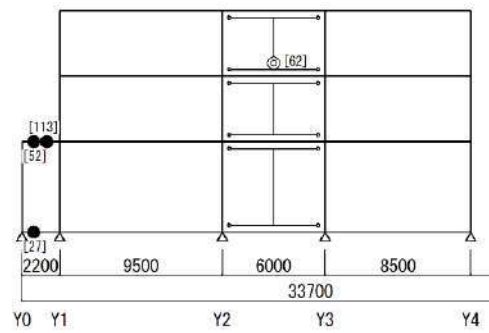
図 7.5.2.9.b Y3~Y5 フレーム ヒンジ図



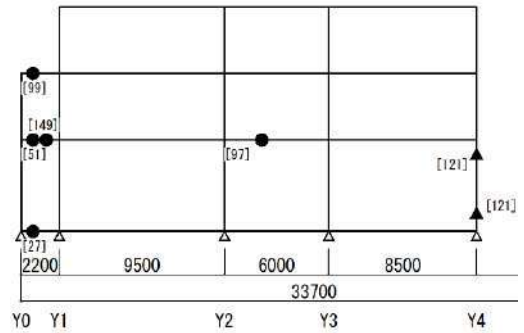
X1 フレーム



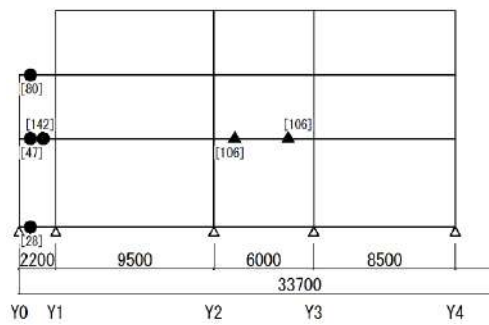
X2 フレーム



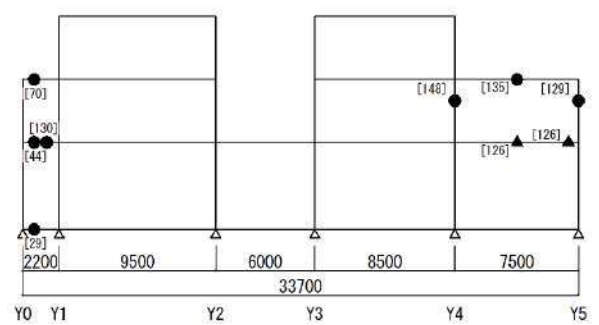
X3 フレーム



X4 フレーム

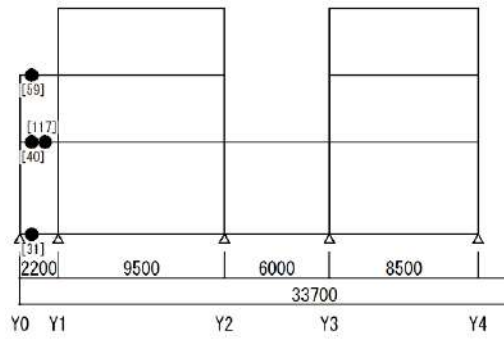


X5 フレーム

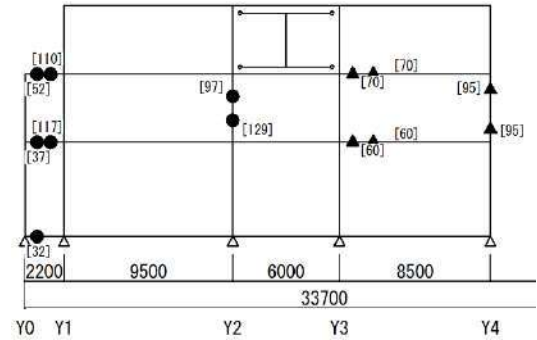


X6 フレーム

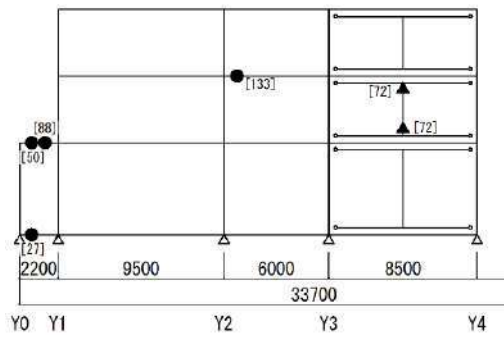
図 7.5.2.9.c X1~X6 フレーム ヒンジ図



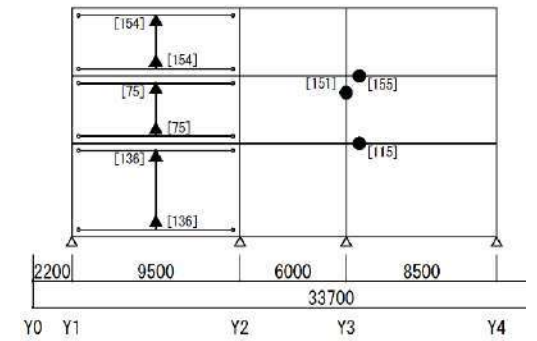
X7 フレーム



X8 フレーム



X9 フレーム



X10 フレーム

図 7.5.2.9.d X7~X10 フレーム ヒンジ図

静的増分解析結果：M2 モデル

- ・ X 方向 3 階で $Q_u/Q_{un} = 1.11$, 2 階で $Q_u/Q_{un} = 1.04$, 1 階で $Q_u/Q_{un} = 1.03$
- ・ Y 方向 3 階で $Q_u/Q_{un} = 0.96$, 2 階で $Q_u/Q_{un} = 1.12$, 1 階で $Q_u/Q_{un} = 1.16$
(Q_u/Q_{un} : 必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の割合)

表 7.5.2.10.a X 方向 正加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20357.7	1.000	0.50	10178.8	11319.3	1.11	1/309
2F	33553.1	1.000	0.50	16776.5	17678.1	1.05	1/249
1F	45050.5	1.000	0.50	22525.3	23540.8	1.04	1/320

表 7.5.2.10.b X 方向 負加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20357.7	1.000	0.50	10178.8	11392.2	1.11	1/329
2F	33553.1	1.000	0.50	16776.5	17528.1	1.04	1/249
1F	45050.5	1.000	0.50	22525.3	23396.5	1.03	1/306

表 7.5.2.10.c Y 方向 正加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20357.7	1.000	0.55	11196.7	10764.5	0.96	1/359
2F	33553.1	1.037	0.50	17390.7	19700.4	1.13	1/279
1F	45050.5	1.000	0.50	22525.3	26275.6	1.16	1/250

表 7.5.2.10.d Y 方向 負加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20357.7	1.000	0.55	11196.7	11495.3	1.02	1/350
2F	33553.1	1.037	0.50	17390.7	19573.3	1.12	1/278
1F	45050.5	1.000	0.50	22525.3	26193.2	1.16	1/250

荷重-変形関係 (Q- δ 曲線)

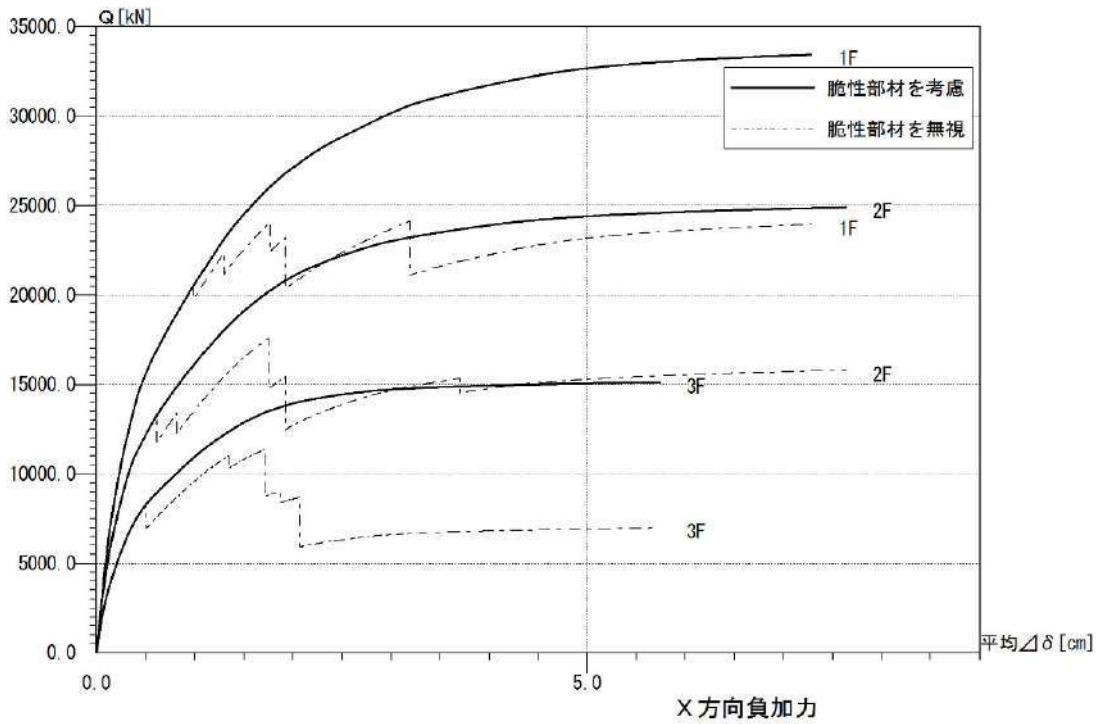
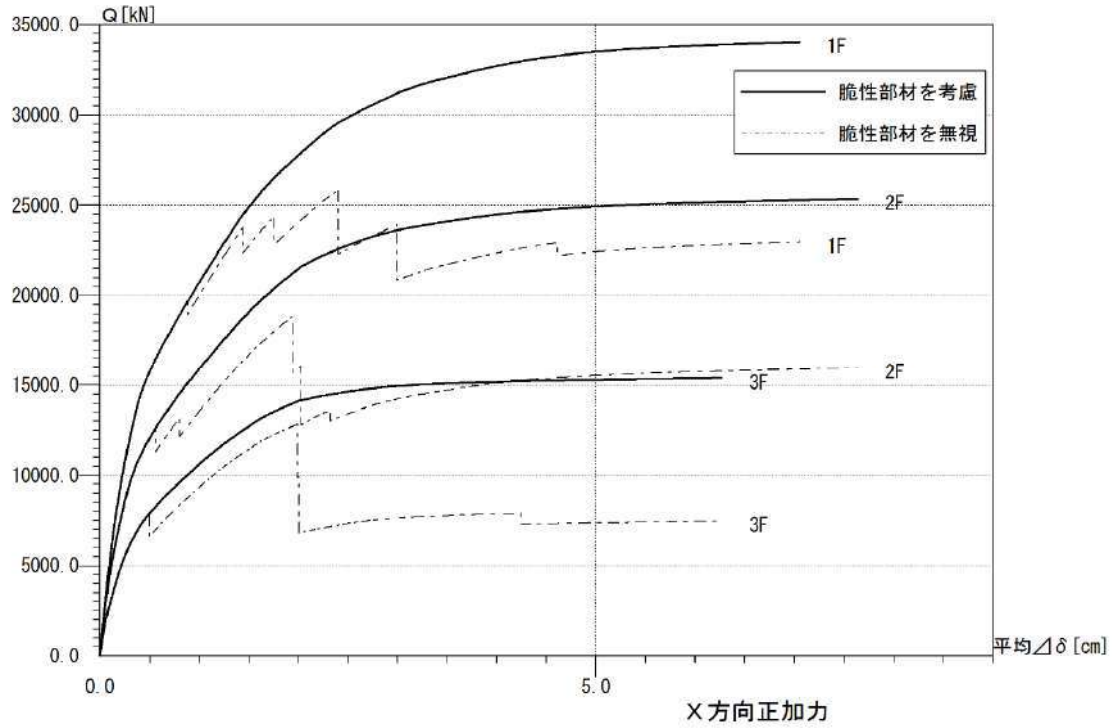


図 7.5.2.10. a M2 モデル : X 方向 (正・負加力)

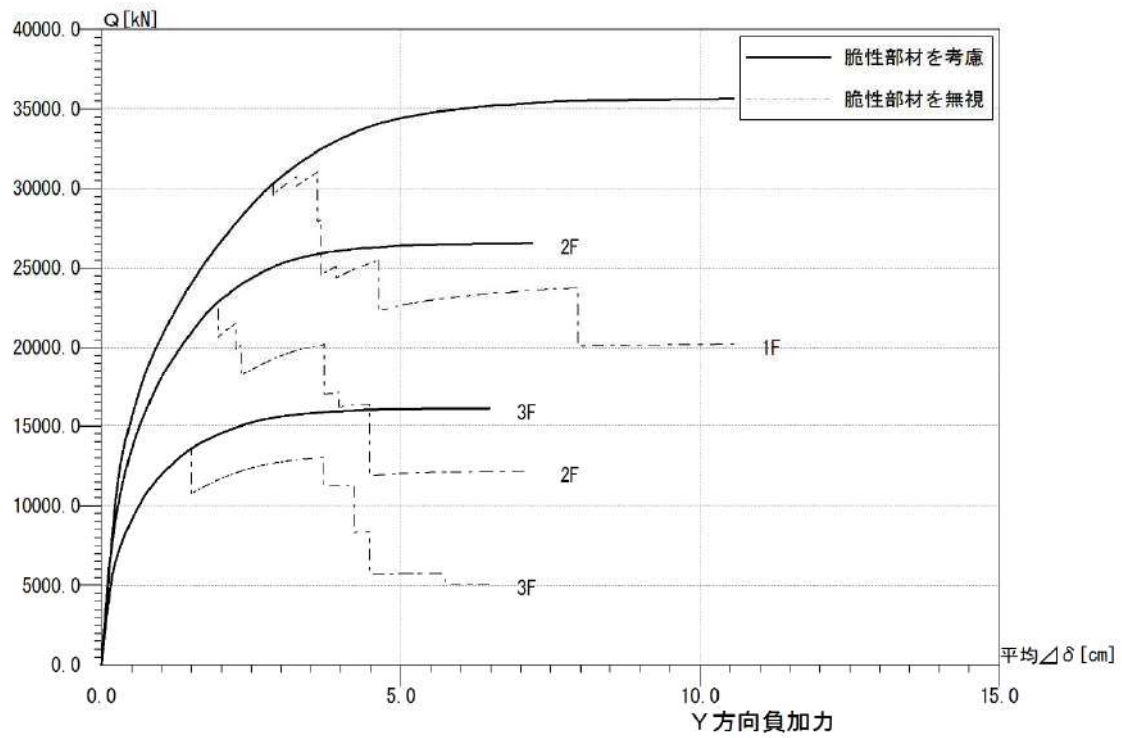
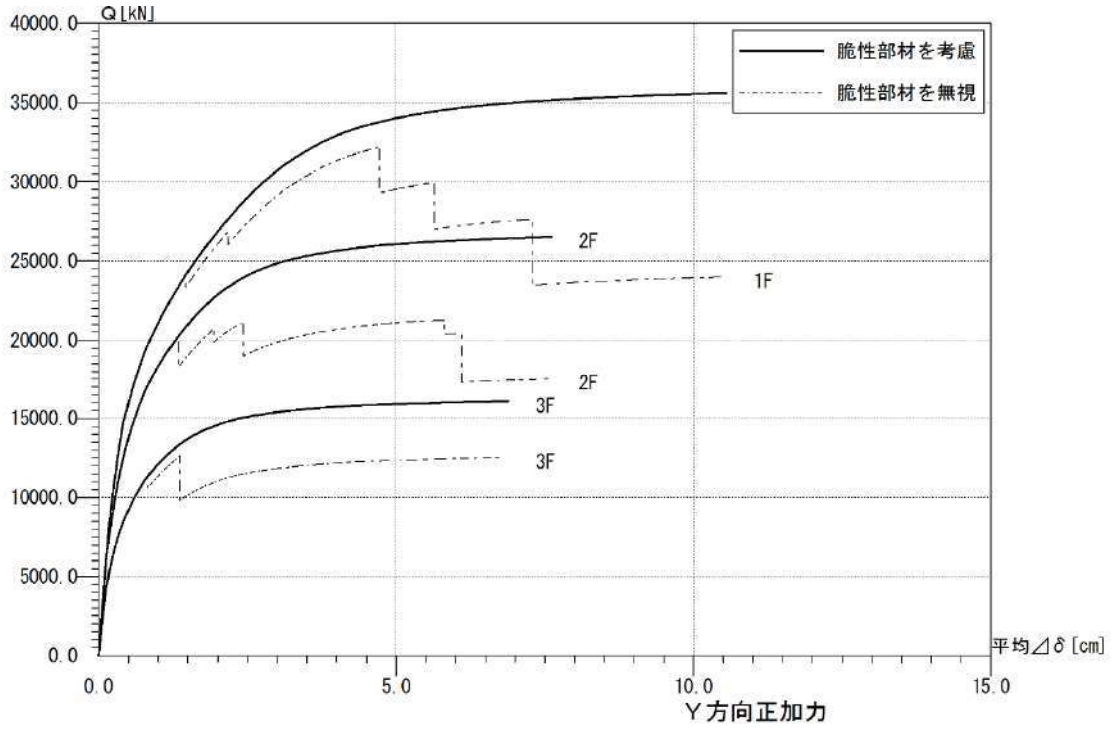
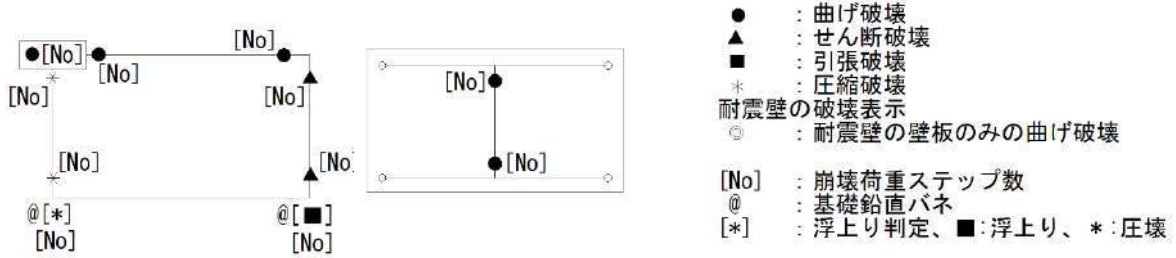


図 7.5.2.10.b M2 モデル：Y方向（正・負加力）

M2モデルにおける最大層間変形角 1/250rad 時のヒンジ図を図 7.5.2.11. a~7.5.2.11. d に示す。

<凡例>



M2モデル

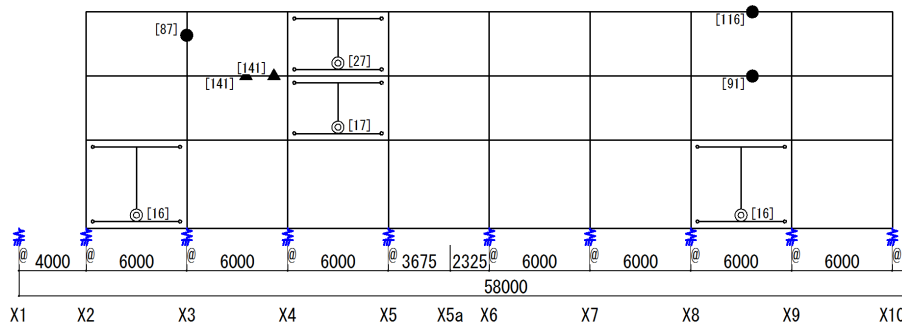
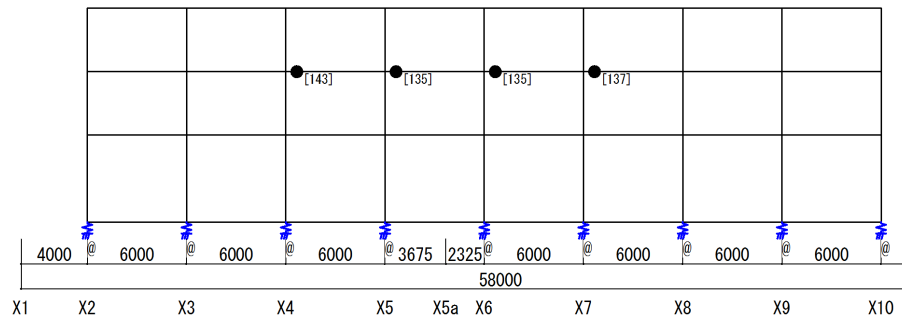
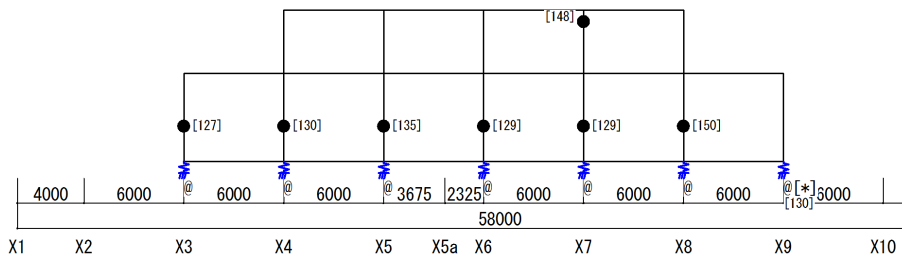
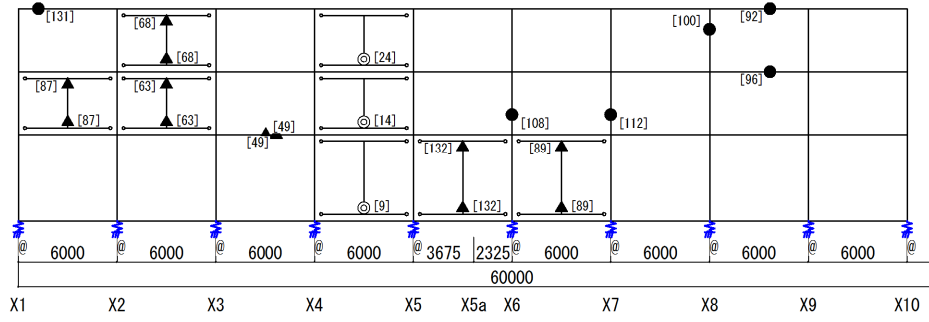
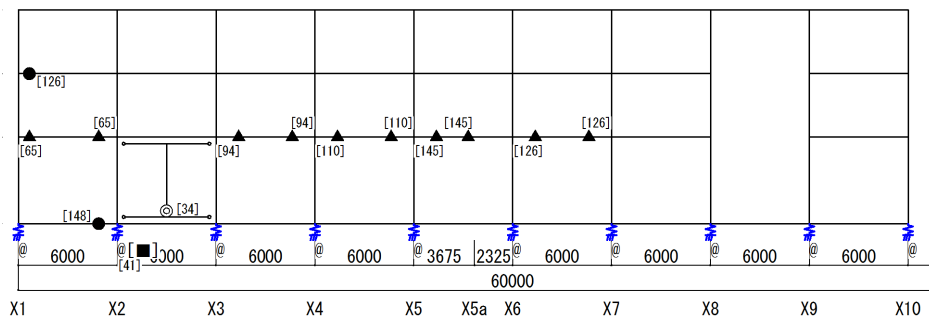


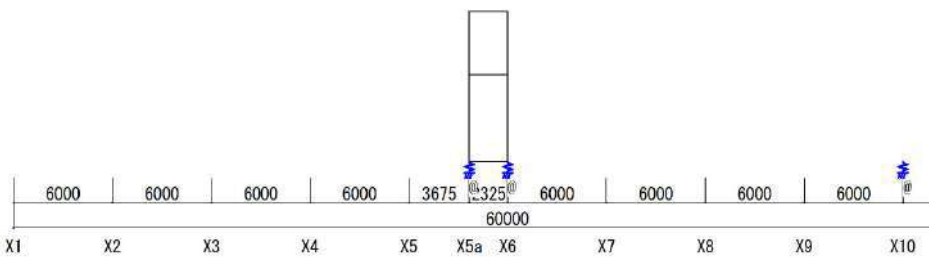
図 7.5.2.11. a Y0~Y2 フレーム ヒンジ図



Y3 フレーム

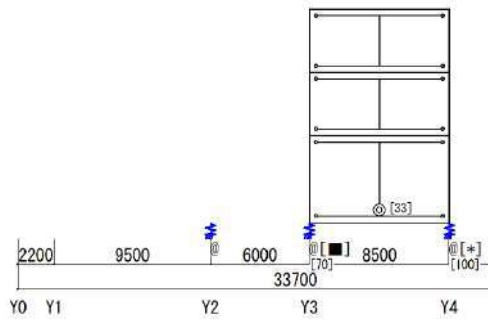


Y4 フレーム

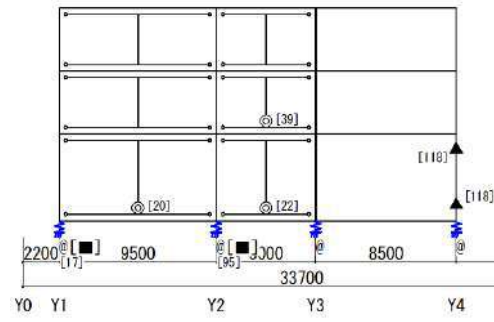


Y5 フレーム

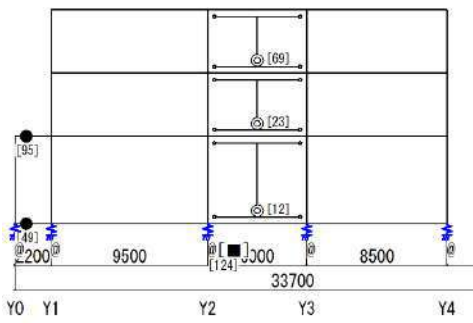
図 7.5.2.11.b Y3~Y5 フレーム ヒンジ図



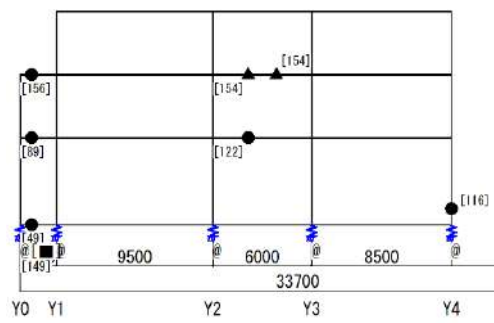
X1 フレーム



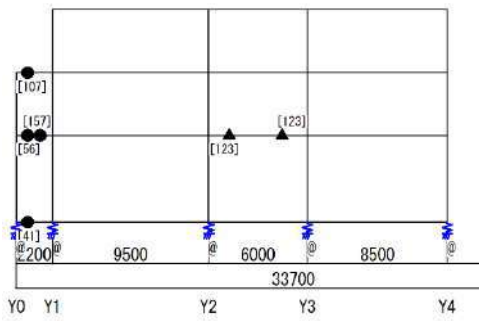
X2 フレーム



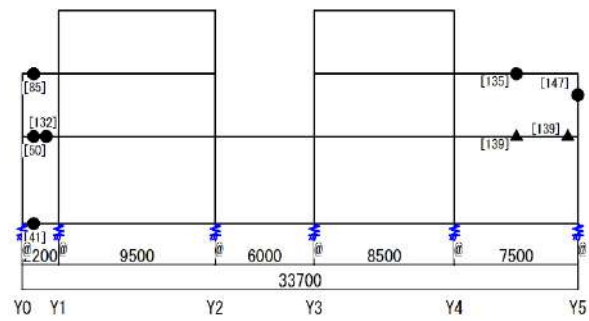
X3 フレーム



X4 フレーム

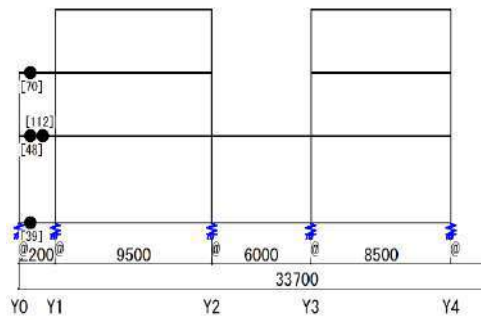


X5 フレーム

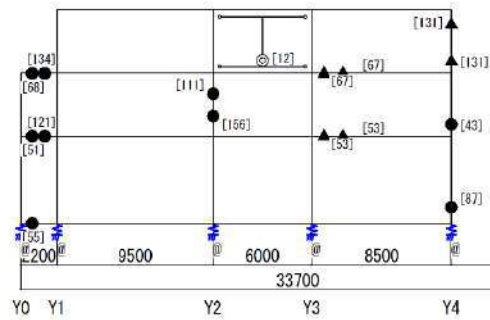


X6 フレーム

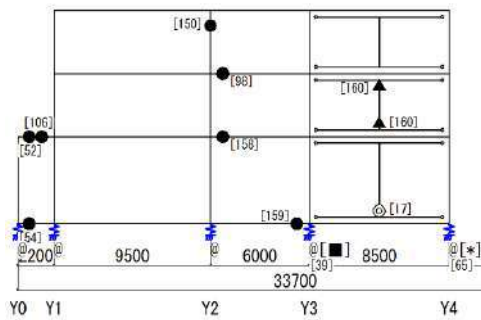
図 7.5.2.11.c X1~X6 フレーム ヒンジ図



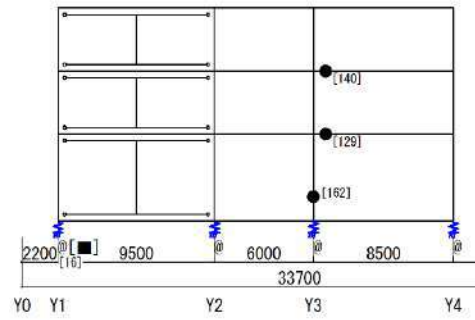
X7 フレーム



X8 フレーム



X9 フレーム



X10 フレーム

図 7.5.2.11.d X7~X10 フレーム ヒンジ図

静的増分解析結果：M3モデル

- ・ X方向3階で $Q_u/Q_{un} = 0.94$, 2階で $Q_u/Q_{un} = 0.93$, 1階で $Q_u/Q_{un} = 0.95$
- ・ Y方向3階で $Q_u/Q_{un} = 0.97$, 2階で $Q_u/Q_{un} = 1.12$, 1階で $Q_u/Q_{un} = 0.98$
(Q_u/Q_{un} : 必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の割合)

表 7.5.2.11.a X方向 正加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20121.4	1.000	0.50	10060.7	9542.7	0.94	1/412
2F	32482.5	1.000	0.50	16241.2	15385.9	0.94	1/249
1F	42958.9	1.000	0.50	21479.5	20581.1	0.95	1/316

表 7.5.2.11.b X方向 負加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20121.4	1.000	0.50	10060.7	9471.2	0.94	1/451
2F	32482.5	1.000	0.50	16241.2	15215.3	0.93	1/250
1F	42958.9	1.000	0.50	21479.5	20409.2	0.95	1/300

表 7.5.2.11.c Y方向 正加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20121.4	1.000	0.55	11066.8	10870.2	0.98	1/647
2F	32482.5	1.054	0.50	17120.0	19290.5	1.12	1/344
1F	42958.9	1.235	0.50	26527.5	26002.1	0.98	1/248

表 7.5.2.11.d Y方向 負加力時

階	必要保有水平耐力				保有水平耐力	判定	変形角
	Qud (kN)	Fes	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	Qu/Qun	
3F	20121.4	1.000	0.55	11066.8	10789.0	0.97	1/632
2F	32482.5	1.054	0.50	17120.0	19306.0	1.12	1/340
1F	42958.9	1.235	0.50	26527.5	26431.6	0.99	1/248

荷重-変形関係 (Q- δ 曲線)

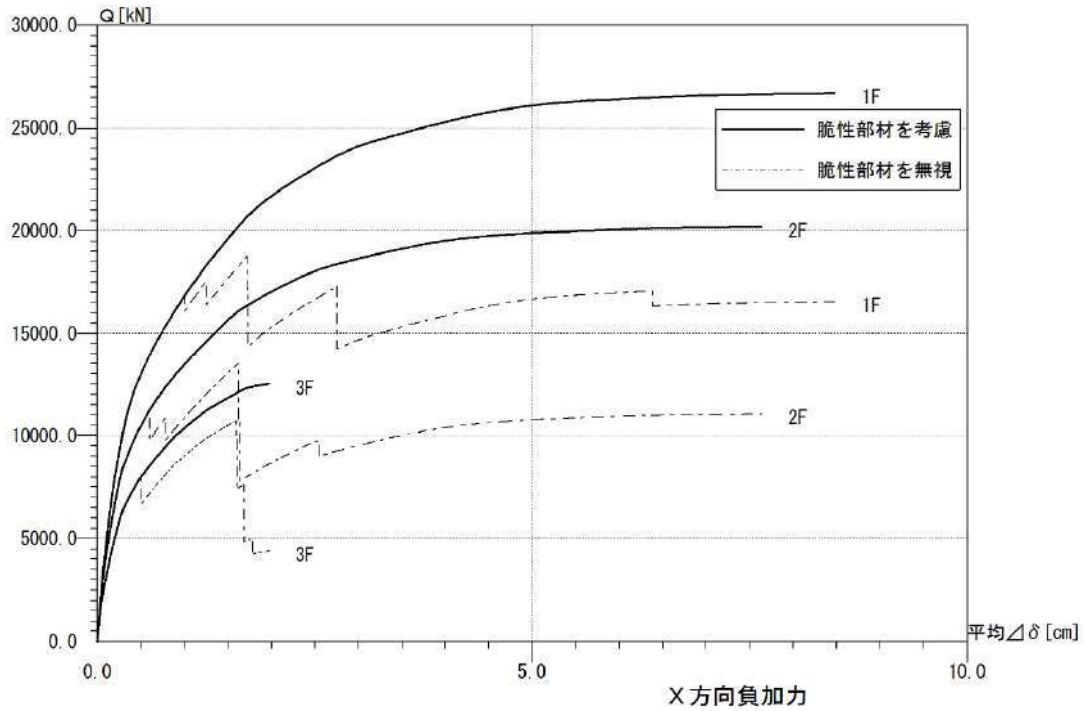
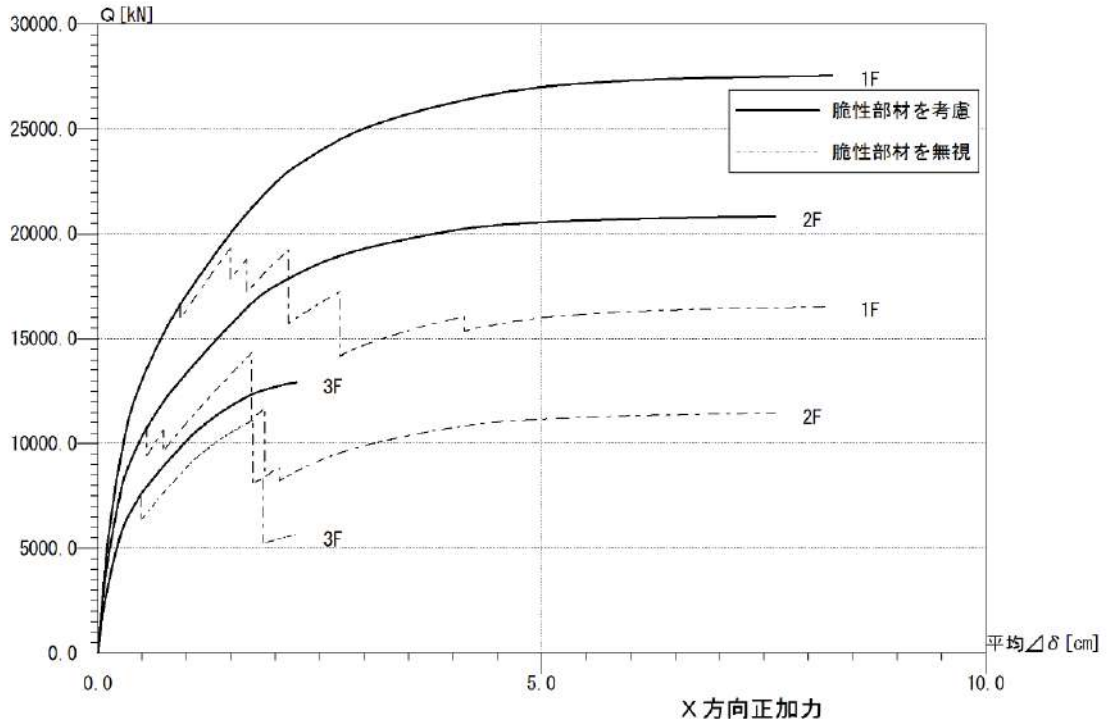


図 7.5.2.12. a M3 モデル : X 方向 (正・負加力)

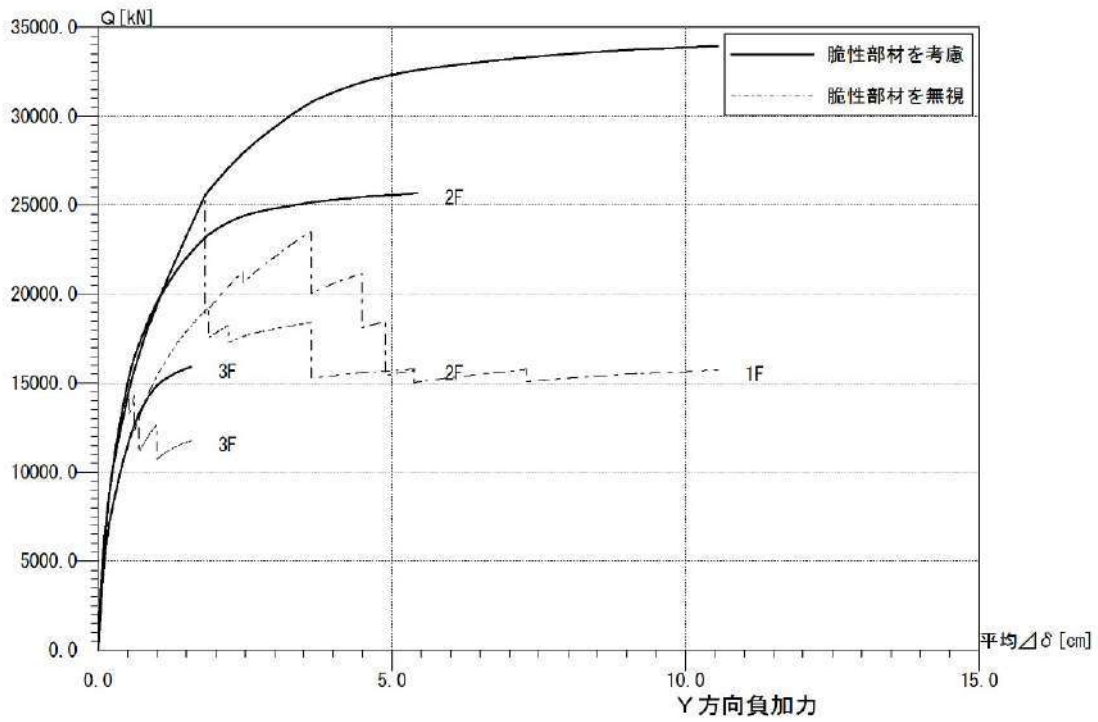
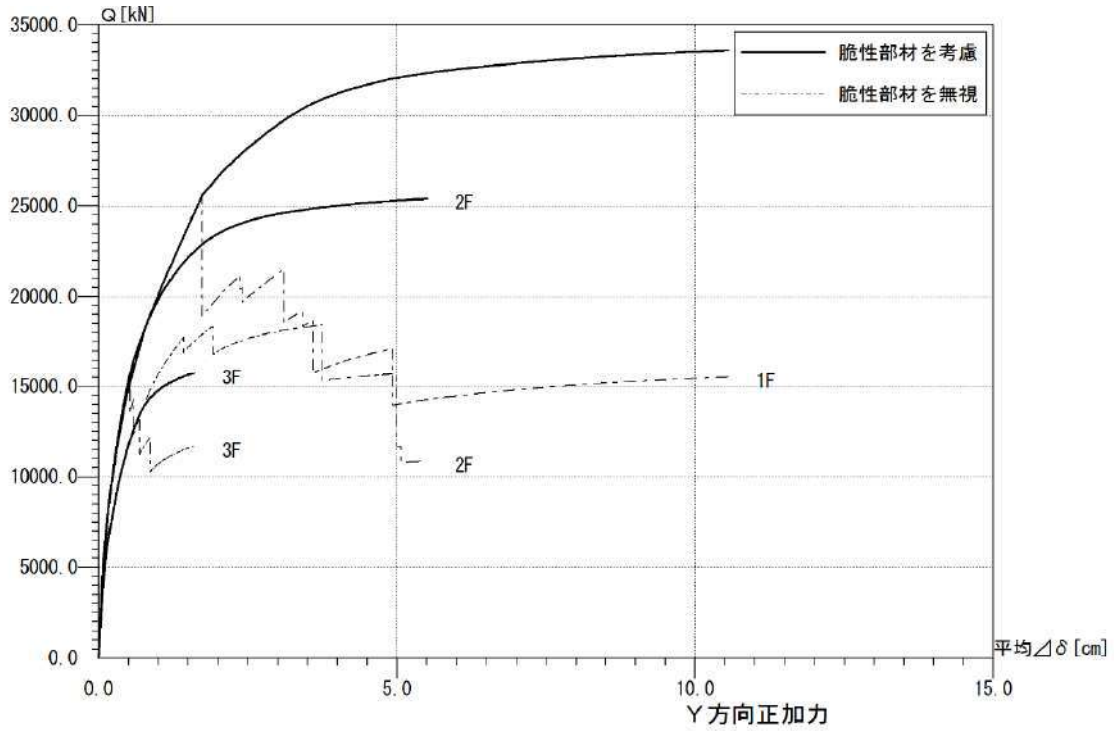
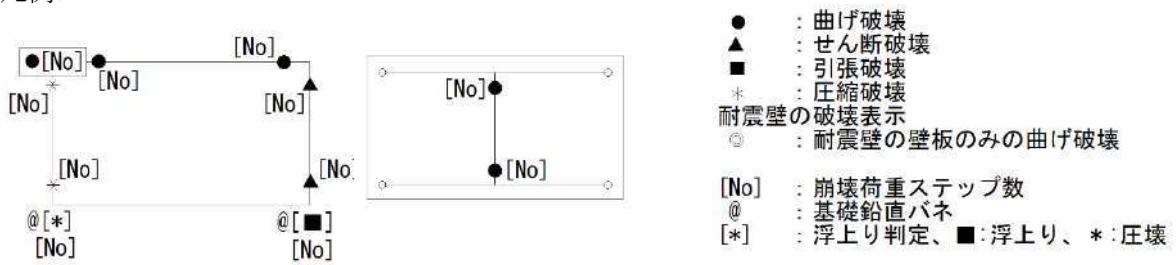


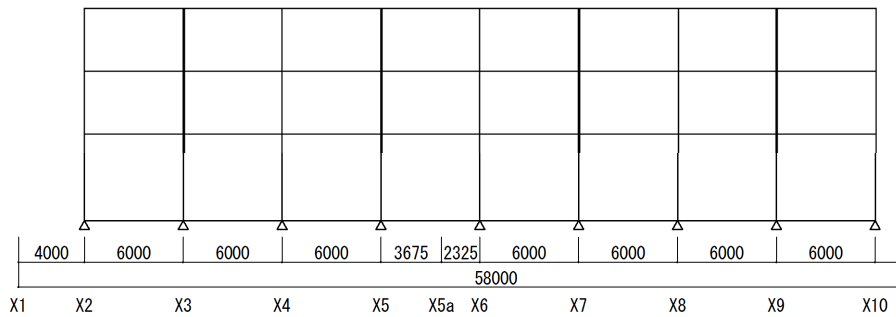
図 7.5.2.12.b M3 モデル：Y方向（正・負加力）

M3モデルにおける最大層間変形角 1/250rad 時のヒンジ図を図 7.5.2.13. a~7.5.2.13. d に示す。

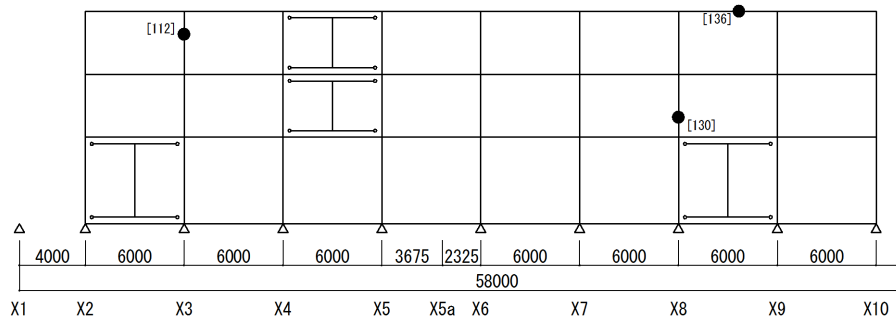
<凡例>



M3モデル

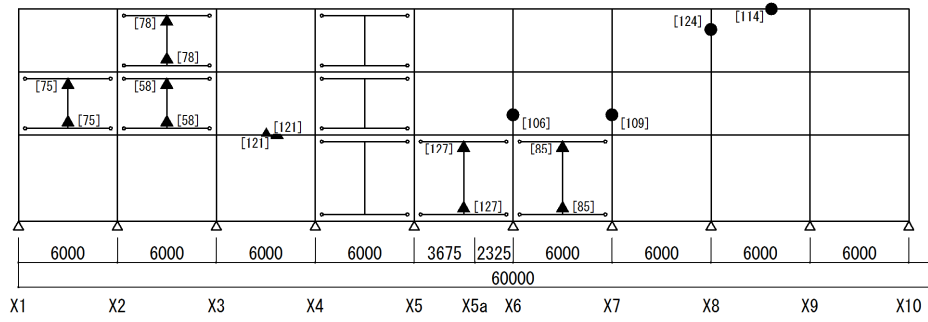


Y1 フレーム

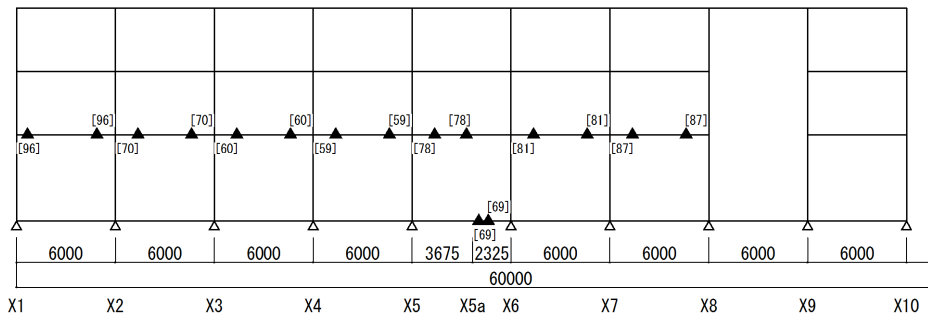


Y2 フレーム

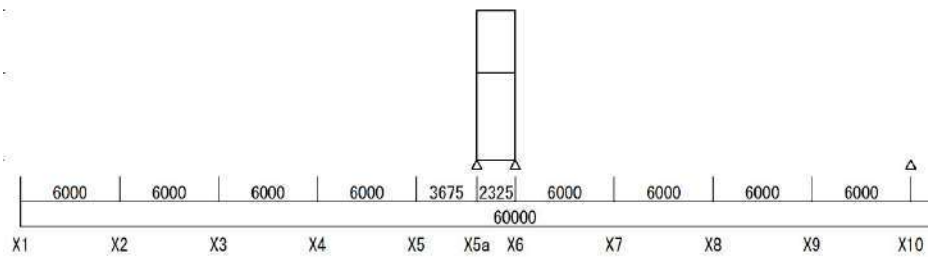
図 7.5.2.13. a Y1~Y2 フレーム ヒンジ図



Y3 フレーム



Y4 フレーム



Y5 フレーム

図 7.5.2.13.b Y3~Y5 フレーム ヒンジ図

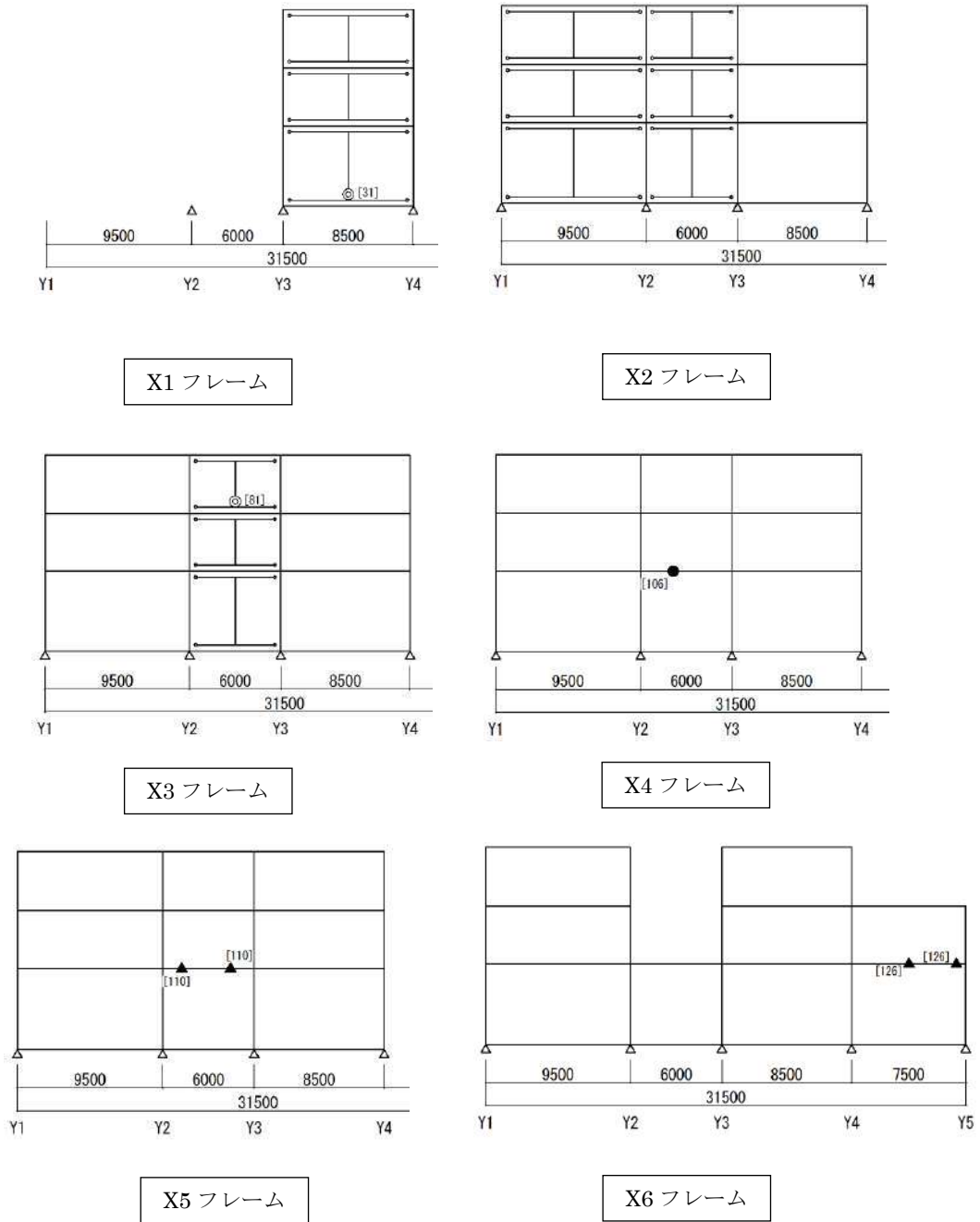


図 7.5.2.13.c X1~X6 フレーム ヒンジ図

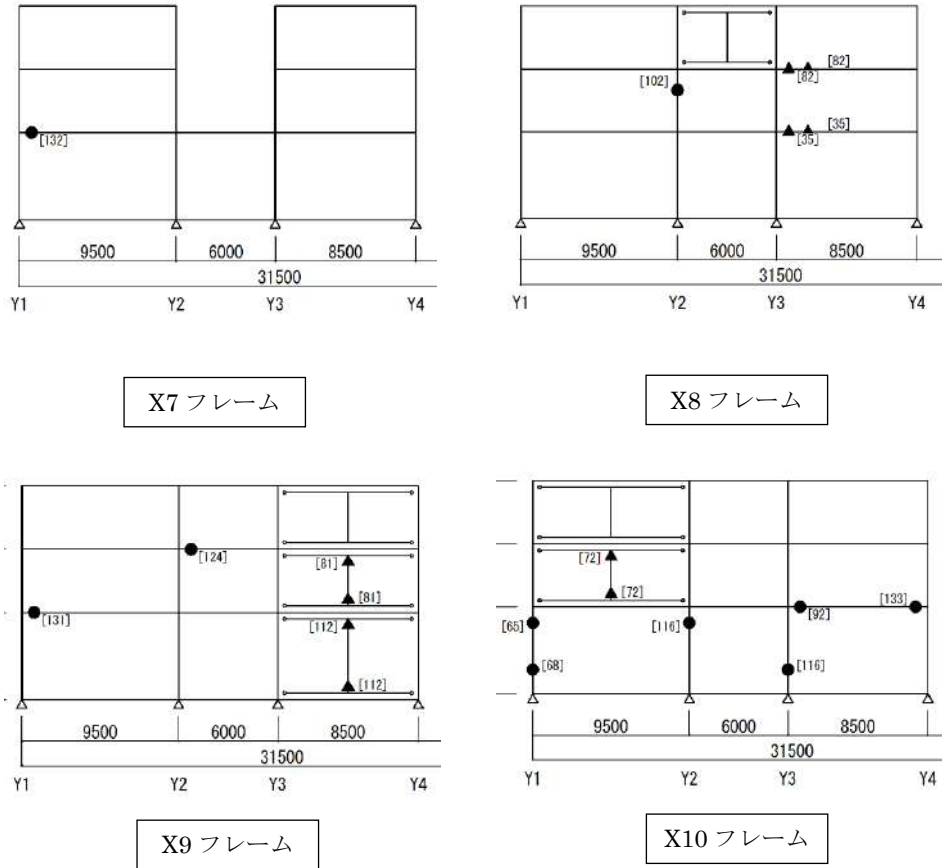


図 7.5.2.13.d X7~X10 フレーム ヒンジ図

静的増分解析結果

1階の建物重量 (ΣW_i) および解析結果を表 7.5.2.12 に示す。M3 は補強前のため建物重量が若干小さい。桁行方向は2階の層間変形角が先行し、1階のそれは 1/300~1/350 程度である。表中の保有水平耐力(Q_u)および1階層間変形角(R)については、最大耐力時点とした。図 7.5.2.14 には1階層せん断力-層間変形角を 1/100 まで示した。

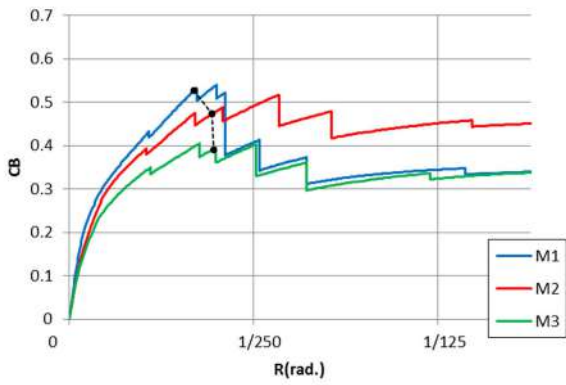
両方向ともに M1 モデルの保有水平耐力が最も高く補強効果を確認できる。また保有水平耐力以降の挙動としては、X 方向では Y2, Y3 フレームの1階壁のせん断破壊等で保有水平耐力以降の層せん断力が低下する。なお、M1 モデルでは Y4 フレームの増し打ち壁のせん断破壊により大きく層せん断力が低下し、また X10 フレームの増設 RC 壁のせん断破壊により、M3 モデルよりも層せん断力が低下する。M2 モデルでは、連層壁を支持する支点の浮き上がりによって、特に Y 方向では変形性能が高い。また M1, M2 いずれのモデルでも Y 方向加力時に外付け補強フレームの短スパン梁にヒンジが生じており、ひび割れ位置と整合する。上部構造の被害状況からは、壁等のせん断破壊が生じていないことから、仮定した保有水平耐力までは達していないと考えられる。

表 7.5.2.12 保有水平耐力一覧

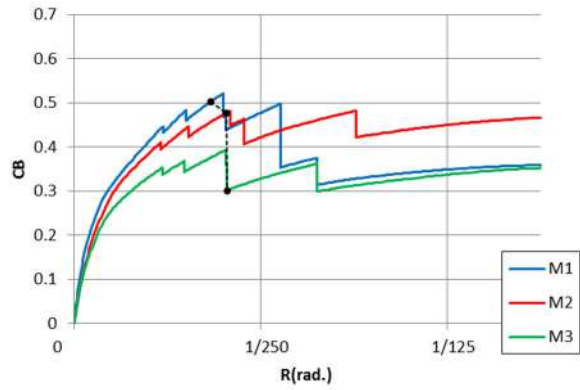
モデル	建物重量 ΣW_i (kN)	加力方向	桁行方向 (X 方向)			張間方向 (Y 方向)		
			Q_u (kN)	R (rad)	C_B	Q_u (kN)	R (rad)	C_B
M 1	50056.1	正加力	27014.8	1/313	0.540	29674.9	1/345	0.593
		負加力	26070.4	1/312	0.521	31090.5	1/316	0.621
M 2	50056.1	正加力	24404.5	1/300	0.488	26585.8	1/250	0.531
		負加力	24072.6	1/298	0.481	27203.3	1/250	0.543
M 3	47732.1	正加力	19295.7	1/354	0.404	25589.8	1/304	0.536
		負加力	18768.5	1/306	0.393	25556.4	1/290	0.535

各加力方向は以下の通りとする。

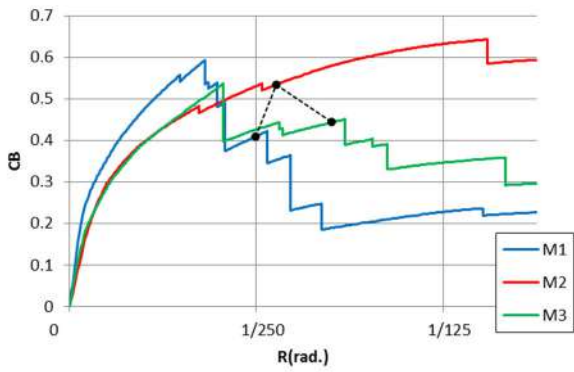
[桁行方向 正加力：西→東，負加力：東→西] [張間方向 正加力：南→北，負加力：北→南]



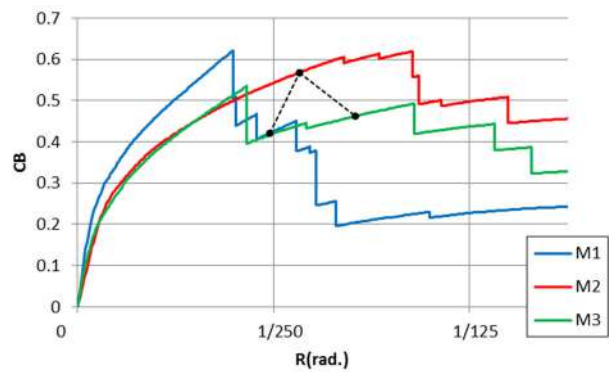
桁行方向 (X 方向) 正加力



桁行方向 (X 方向) 負加力



張間方向 (Y 方向) 正加力



張間方向 (Y 方向) 負加力

(●----は 2 階が 1/250 に達したときの 1 階の値を示す。)

図 7.5.2.14 1 階層せん断力係数 C_B —層間変形角 R グラフ

(3) 渡り廊下棟の検討結果

建物北側 (Y4~Y5のX5a~X6間) に取り付く渡り廊下棟について、柱と梁の曲げ終局耐力を算出し、柱梁耐力比より崩壊形を確認する。崩壊メカニズムは節点振分け法による1/2分割を基本とし、梁の曲げ終局強度には引張側のみスラブ筋を考慮する。柱の曲げ終局強度算定時の軸力は、長期、短期、終局時 (層間変形角1/250)、梁降伏時を想定し、それぞれについて曲げ終局耐力を算定する。

1) 検討部材

階高は1階が4.80m,2階が3.80m,X方向のスペンは2.175m,Y方向のスペンは7.40mとする。図7.5.2.15a~bに方向別の検討架構を示す。

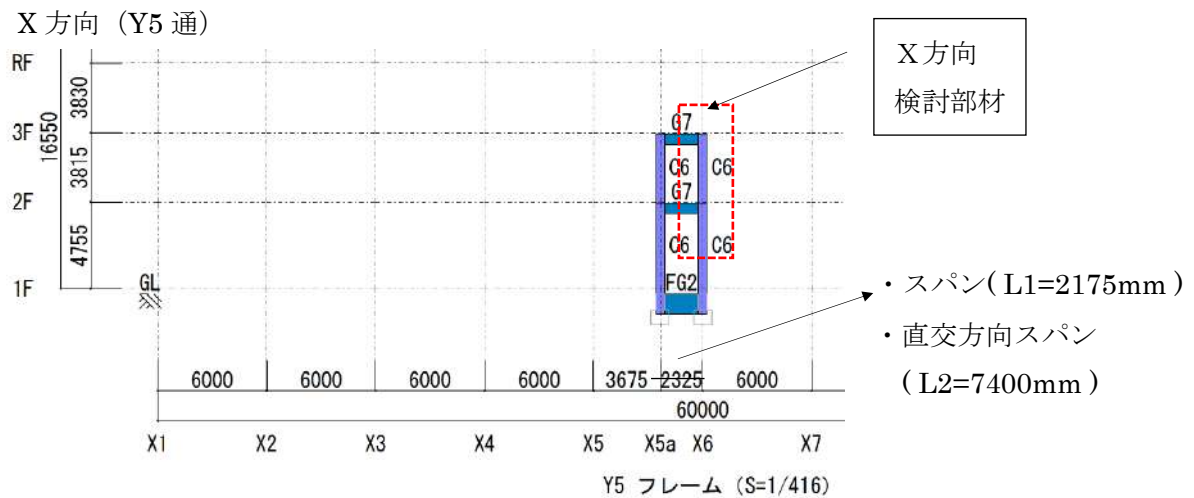


図 7.5.2.15. a X方向検討位置図

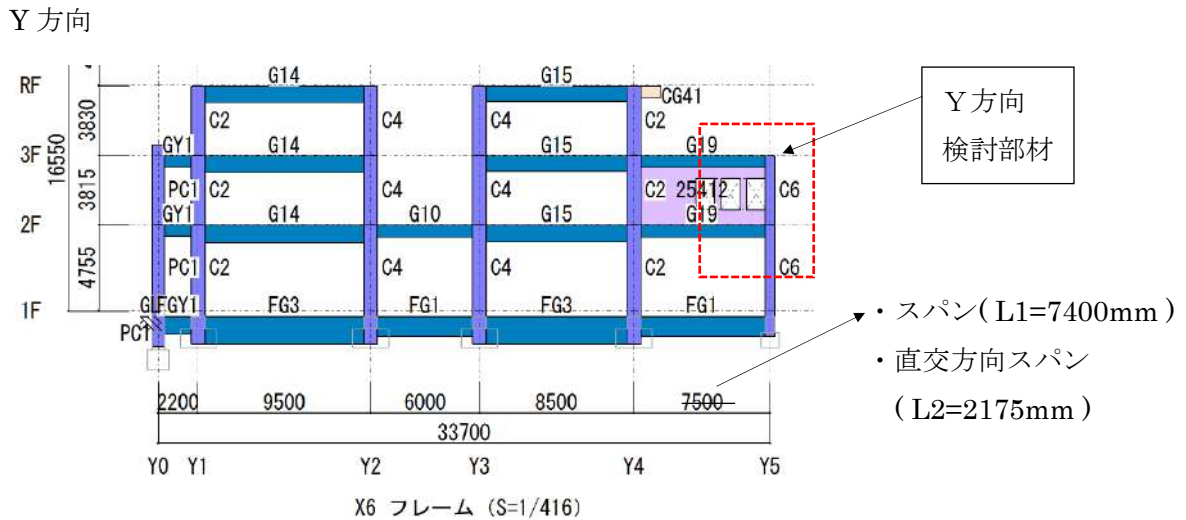


図 7.5.2.15. b Y方向検討位置図

2) 部材リスト

柱は1,2階共に C6 でX方向の梁は G7,Y方向の梁は G19 である。図 7.5.2.16.a に柱リスト, 図 7.5.2.16.b に梁リストを示す。

C6		C6	
2F - 2F		1F - 1F	
全断面		全断面	
X方向	Y方向	X方向	Y方向
50 x 50		50 x 50	
XY		XY	
3-D25	3-D25	3-D25	3-D25
-	-	-	-
2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100
-	-	-	-
-	-	-	-

G7		G7	
3F		2F	
全断面		全断面	
35 x 60		35 x 60	
-		-	
3-D22		4-D22	
-		-	
-		-	
3-D22		4-D22	
2-D10@200		2-D10@150	
-		-	

G19		G19	
3F		2F	
両端	中央	両端	中央
40 x 65		40 x 65	
-		-	
4-D25		3-D25	
-		-	
-		-	
3-D25		3-D25	
2-D10@150		2-D10@150	
-		-	
-		-	

図 7.5.2.16.a 柱リスト

図 7.5.2.16.b 梁リスト

3) 終局曲げモーメントの算定

コンクリートの圧縮強度を $F_c 21 \text{ N/mm}^2$, 鉄筋を SD30 ($\sigma_y = 295 \text{ N/mm}^2$), 梁は引張側でスラブ筋を考慮した終局曲げモーメントを算定する。

各部材の鉄筋断面は以下の通りである。

- 柱 : C6 主筋 3-D25 ($at = 3 \times 507 = 1521 \text{ mm}^2$)
- 梁 : 3G7 主筋 3-D22 ($at = 3 \times 387 = 1161 \text{ mm}^2$)
- 2G7 主筋 4-D22 ($at = 4 \times 387 = 1548 \text{ mm}^2$)
- 3G19 主筋 4-D25 ($at = 4 \times 507 = 2028 \text{ mm}^2$)
- 2G19 主筋 5-D25 ($at = 5 \times 507 = 2535 \text{ mm}^2$)

スラブ : $t = 130$ 配筋 (短辺上端=D10,13@200, 短辺下端=D10@200, 長辺上下端=D10@200)

X方向検討用 : 短辺上端=D10,13@200 より $at' = (71 + 127) / 2 \times 5 = 495 \text{ mm}^2/\text{m}$

Y方向検討用 : 長辺上端=D10@200 より $at' = 71 \times 5 = 355 \text{ mm}^2/\text{m}$

梁の有効幅内のスラブ筋

X方向検討用

梁の有効幅を直交スパンの半分 ($Lo = (7400 - 500) / 2 = 3450 \text{ mm}$) とすると, 有効スラブ筋は $at = 495 \times 3.4 = 1683 \text{ mm}^2$ となる。

Y方向検討用

梁の有効幅を直交スパンの半分 ($Lo = (2175 - 500) / 2 = 837 \text{ mm}$) とすると, 有効スラブ筋は $at = 355 \times 0.8 = 284 \text{ mm}^2$ となる。

終局曲げモーメントを下式により算定する。

・ 梁上端 : $Mu=0.9 \cdot (\sum at \cdot \sigma y) \cdot d$ (有効幅内のスラブ筋を考慮する)

・ 梁下端 : $Mu=0.9 \cdot at \cdot \sigma y \cdot d$

・ 柱断面 : $Mu=0.8 \cdot at \cdot \sigma y \cdot D+0.5 \cdot N \cdot D \{1-N/(b \cdot D \cdot Fc)\}$

$$Mu=0.8 \cdot at \cdot \sigma y \cdot D+0.4 \cdot N \cdot D \quad (0 > N \text{ の場合})$$

・ 梁の曲げ終局強度

X 方向

$$3G7 \quad BMu(L)'=0.9 \times 1161 \times 295 \times 1.1 \times (600-60) \times 10^{-6}=183.1 \text{ kNm}$$

$$BMu(R)'=0.9 \times (1161+1683) \times 295 \times 1.1 \times (600-60) \times 10^{-6}=448.5 \text{ kNm}$$

$$BQmu=(183.1+448.5)/(2.175-0.5)=377.1 \text{ kN}$$

$$BMu(L)=183.1+377.1 \times 0.25=277.4 \text{ kNm}$$

$$BMu(R)=448.5+377.1 \times 0.25=542.8 \text{ kNm}$$

$$2G7 \quad BMu(L)'=0.9 \times 1548 \times 295 \times 1.1 \times (600-60) \times 10^{-6}=244.1 \text{ kNm}$$

$$BMu(R)'=0.9 \times (1548+1683) \times 295 \times 1.1 \times (600-60) \times 10^{-6}=509.6 \text{ kNm}$$

$$BQmu=(244.1+509.6)/(2.175-0.5)=450.0 \text{ kN}$$

$$BMu(L)=244.1+450.0 \times 0.25=356.6 \text{ kNm}$$

$$BMu(R)=509.6+450.0 \times 0.25=622.0 \text{ kNm}$$

Y 方向

$$3G19 \quad BMu(L)'=0.9 \times 2028 \times 295 \times 1.1 \times (650-60) \times 10^{-6}=349.4 \text{ kNm}$$

$$BMu(R)'=0.9 \times (2028+284) \times 295 \times 1.1 \times (650-60) \times 10^{-6}=398.4 \text{ kNm}$$

$$BQmu=(349.4+398.4)/(7.40-0.575)=109.6 \text{ kN}$$

$$BMu(L)=349.4+109.6 \times 0.325=385.1 \text{ kNm}$$

$$BMu(R)=398.4+109.6 \times 0.25=425.8 \text{ kNm}$$

$$2G19 \quad BMu(L)'=0.9 \times 2535 \times 295 \times 1.1 \times (650-60) \times 10^{-6}=436.8 \text{ kNm}$$

$$BMu(R)'=0.9 \times (2535+284) \times 295 \times 1.1 \times (650-60) \times 10^{-6}=485.7 \text{ kNm}$$

$$BQmu=(436.8+485.7)/(7.40-0.575)=135.2 \text{ kN}$$

$$BMu(L)=436.8+135.2 \times 0.325=480.7 \text{ kNm}$$

$$BMu(R)=485.7+135.2 \times 0.25=519.5 \text{ kNm}$$

・ 柱の曲げ終局強度

2F 柱 : 柱軸力 $NL=72.0 \text{ kN}$ の場合

$$CMu(2F)'=0.8 \times 1521 \times 295 \times 1.1 \times 500+0.5 \cdot 72100 \times 500 \{1-72000/(500 \times 500 \times 21)\}$$

$$=197.4+17.8=215.2 \text{ kNm}$$

$$CQmu=2 \times 215.2/(3.80-0.60)=134.5 \text{ kN}$$

$$CMu(2F)=215.2+134.5 \times 0.30=255.6 \text{ kNm}$$

1F柱：柱軸力 $NL=164.5 \text{ kN}$ の場合

$$\begin{aligned} CM_u(1F) &= 0.8 \times 1521 \times 295 \times 1.1 \times 500 + 0.5 \cdot 164800 \times 500 \{1 - 164500 / (500 \times 500 \times 21)\} \\ &= 197.4 + 39.8 = 237.2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$CQ_{mu} = 2 \times 237.2 / (4.80 - 0.60) = 113.0 \text{ kN}$$

$$CM_u(1F) = 237.3 + 113.0 \times 0.30 = 271.1 \text{ kNm}$$

4) 崩壊形の確認 (節点振り分け)

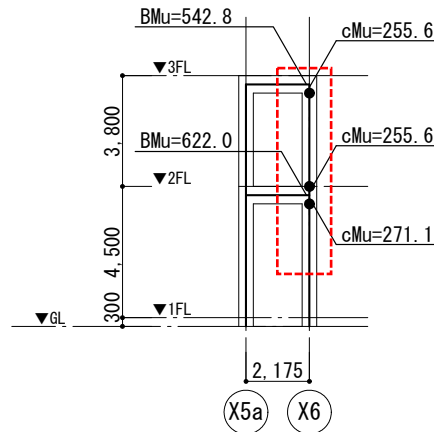
X方向の部材耐力図を図7.5.2.17に、柱梁耐力比一覧を表7.5.2.13に示す。

()内は $\Sigma cMu / \Sigma BMu$ の値を示す。

X方向

RF : $\Sigma BMu=542.8 \text{ kNm} > \Sigma cMu=255.6 \text{ kNm}$ (0.47)

2F : $\Sigma BMu=622.0 \text{ kNm} > \Sigma cMu=255.6+271.1=526.7 \text{ kNm}$ (0.85)



Y5通

図7.5.2.17 部材耐力図

表7.5.2.13 柱梁耐力比一覧

階	スラブ筋条件		梁の有効幅内のスラブ筋を 直交スパンの半分 at=1683mm ² とした場合				梁の有効幅内のスラブ筋を 1m分 at=495mm ² とした場合			
			N (kN)	BMu (kNm)	cMu (kNm)	$\frac{\Sigma cMu}{\Sigma BMu}$	N (kN)	BMu (kNm)	cMu (kNm)	$\frac{\Sigma cMu}{\Sigma BMu}$
3F	長期	NL	72.0	542.8	255.6	0.47	72.0	327.5	255.6	0.78
	短期	Ns →	99.8		263.5	0.49	99.8		263.5	0.80
		Ns ←	44.2		247.5	0.46	44.2		247.5	0.76
	終局1	NM1 →	178.2		285.5	0.53	178.2		285.5	0.87
		NM1 ←	-30.0		227.3	0.42	-30.0		227.3	0.69
	終局2	NM2 →	449.1		356.4	0.66	337.2		328.1	1.00
		NM2 ←	-305.1		162.0	0.30	-193.2		188.6	0.58
2F	長期	NL	164.5	622.0	526.7	0.85	164.5	406.7	526.7	1.29
	短期	Ns →	239.1		554.4	0.89	239.1		554.4	1.36
		Ns ←	89.9		498.4	0.80	89.9		498.4	1.23
	終局1	NM1 →	434.5		624.9	1.00	434.5		624.9	1.54
		NM1 ←	-115.1		426.6	0.69	-115.1		426.6	1.05
	終局2	NM2 →	991.5		811.8	1.31	767.8		741.0	1.82
		NM2 ←	-662.5		236.2	0.38	-438.8		313.9	0.77

終局1 : 層間変形角=1/250の時

終局2 : 梁降伏時

Y方向の部材耐力図を図7.5.2.18に、柱梁耐力比一覧を表7.5.2.14に示す。

Y方向

()内は $\Sigma cMu / \Sigma_B Mu$ の値を示す。

RF : $\Sigma BMu=425.8 \text{ kNm} > \Sigma cMu=259.4 \text{ kNm}$ (0.61)

2F : $\Sigma BMu=519.5 \text{ kNm} > \Sigma cMu=259.4+274.8=534.2 \text{ kNm}$ (1.03)

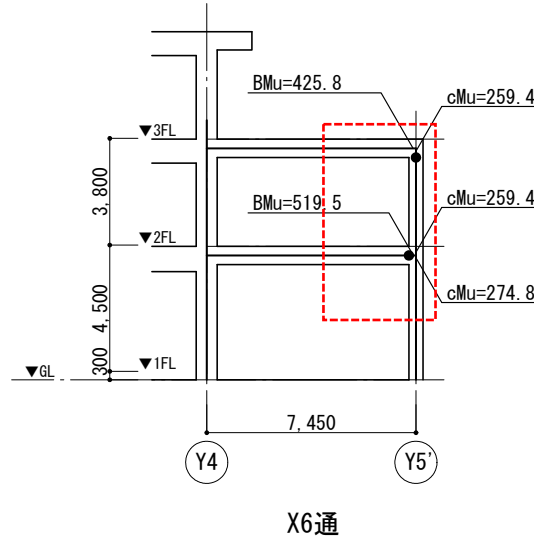


図 7.5.2.18 部材耐力図

表 7.5.2.14 柱梁耐力比一覧

階	スラブ筋条件		梁の有効幅内のスラブ筋を 直交スパンの半分 $a_t=284\text{mm}^2$ とした場合			
	軸力条件		N (kN)	BMu (kNm)	cMu (kNm)	$\frac{\Sigma cMu}{\Sigma_B Mu}$
3F	長期	N _L	72.0	425.8	259.4	0.61
	短期	N _S →	112.7		271.2	0.64
		N _S ←	31.3		247.3	0.58
	終局1	N _{M1} →	198.2		295.4	0.69
		N _{M1} ←	-87.2		216.6	0.51
	終局2	N _{M2} →	181.6		290.7	0.68
		N _{M2} ←	-37.6		228.9	0.54
2F	長期	N _L	164.5	519.5	534.2	1.03
	短期	N _S →	260.0		571.4	1.10
		N _S ←	69.0		495.6	0.95
	終局1	N _{M1} →	508.6		657.0	1.26
		N _{M1} ←	-195.2		400.1	0.77
	終局2	N _{M2} →	409.2		628.6	1.21
		N _{M2} ←	-80.2		439.0	0.84

終局1 : 層間変形角=1/250の時

終局2 : 梁降伏時

5) 考察

以上より、X方向の2階については有効スラブ筋を1.0m分とした場合に、概ね柱耐力が梁耐力を上回る結果となったが、いずれにしても柱梁耐力比が小さいため、検討架構部では柱または接合部が梁よりも先行して降伏するものと考えられる。

(4) 渡り廊下棟の基礎梁によるねじり検討

Y4通りの基礎梁は、X6通り渡り廊下基礎梁が偏心して取りついていることと、ねじれ破壊していることが基礎掘削によって確認された(写真 7.4.2.9)。そこで、建物北側(Y4~Y5のX5a~X6間)に同じ梁が取り付く渡り廊下棟の基礎梁の曲げ降伏時において、Y4通りの基礎梁がねじられる場合の強度について検討した。その結果、ねじり耐力が低く、本体建物が沈下して、渡り廊下棟との間に強制鉛直変位が生じた場合に、Y4通り基礎梁がねじれ破壊する可能性があることを確認した。実際の被害状況と整合した結果となった。

1) 検討部材

図 7.5.2.19 に検討位置図を、図 7.5.2-50 に梁リストを示す。

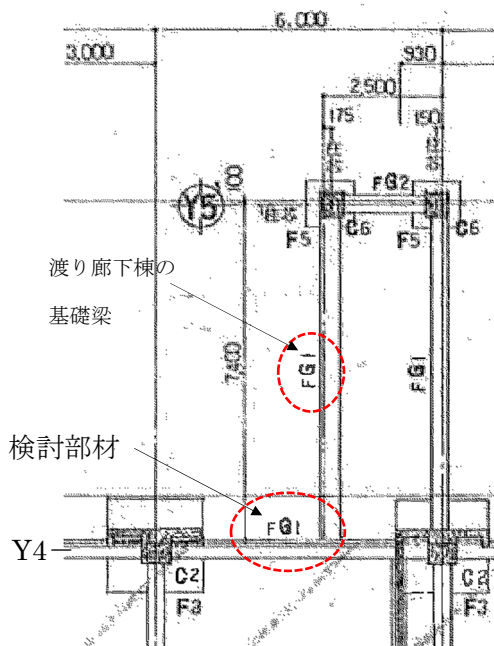


図 7.5.2.19 検討位置図

符号	FG1	
位置	端部	中央
断面		
上端筋	5-D25	3-D25
下端筋	5-D25	3-D25
スワップ	□-D13@250*	
型筋	4-D13	
巾止筋	□-D10@750	

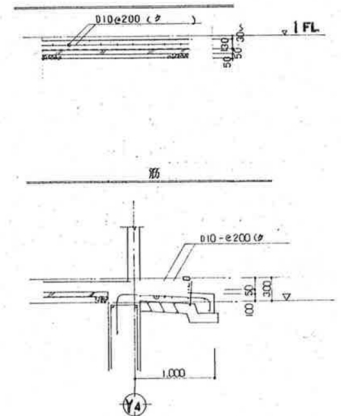


図 7.5.2.20 梁リスト

2) 終局曲げモーメントの算定

FG1 (渡り廊下棟の基礎梁)

・材料強度

コンクリート: $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$
 梁 主筋: $\sigma_y = 295 \text{ N/mm}^2$ SD30
 ST: $\sigma_{wy} = 295 \text{ N/mm}^2$ SD30

・梁断面

$b \times D = 400 \times 1100$ $dt = 70$ $d = 1030$
 主筋 上端 1段 5-D 25 ($at1 = 2535 \text{ mm}^2$)
 2段
 下端 1段 5-D 25 ($at1 = 2535 \text{ mm}^2$)
 2段
 ST: 2-D 13 @250 ($aw = 254 \text{ mm}^2$)

・曲げ終局強度

$$\begin{aligned} M_{u1} &= 0.9 \times at1 \times \sigma_y \times d \\ &= 0.9 \times 2535 \times 295 \times 1030 \times 10^{-6} \\ &= 693.2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) ねじりモーメントの算定

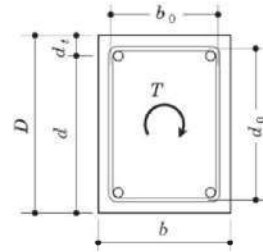
ねじりモーメントを受ける大梁の断面算定

最小あばら筋比 (0.2%)を有する大梁がねじりとせん断同時に受けるときに、(1)式より検討する。
 なお、(1)式を満足できない場合は、(4)~(6)式より補強筋量を検討する。

$$(T/T_o)^2 + (Q/Q_o)^2 \leq 1 \quad \dots (1)$$

ここに $T_o = b_T^2 \cdot D_T \cdot (1.15) \cdot f_s / 3$, $Q_o = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$

- <記号> T: 設計用ねじりモーメント
 Q: 設計用せん断力
 T_o: 許容ねじりモーメント
 Q_o: 許容せん断力
 b_T: 梁幅とせいのうち、小さい方の長さ
 D_T: 梁幅とせいのうち、大きい方の長さ
 b: 梁の幅
 D: 梁せい d: 梁の有効せい
 j: 応力中心距離で、(7/8)dとしてよい
 α: α=4/(M/Qd+1) かつ 1 ≤ α ≤ 2
 α_s: ねじりに必要な軸方向筋(腹筋)断面積
 α_l: ねじりモーメントに対して必要な閉鎖型あばら筋1本の断面積
 x: 閉鎖型あばら筋の間隔
 A_o: 閉鎖型あばら筋の中心で囲まれているコンクリート核の断面積(=b_o×d_o)
 φ_o: 閉鎖型あばら筋の中心で囲まれているコンクリート核の周長(=2×(b_o×d_o))



長方形梁の記号

・ 設計用 ねじりモーメント T および せん断力 Q

$$T = 693.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad Q = 0.0 \text{ kN}$$

コンクリート: $F_c = 21.0 \text{ N/mm}^2$ $f_s = (0.49 + 21/100) \times 1.5 = 1.05 \text{ N/mm}^2$ コンクリートの許容せん断応力度
 梁断面: $b = 400 \text{ mm}$ $b_o = 305 \text{ mm}$ $b_T = 400 \text{ mm}$
 $D = 1100 \text{ mm}$ $d_o = 1005 \text{ mm}$ $D_T = 1100 \text{ mm}$ $d_t = 70 \text{ mm}$ $d = 1030 \text{ mm}$

あばら筋: 2 - D13 @ 250 $p_w = 2 \times 127 / (400 \times 250) = 0.25 \%$
 $w_{ft} = 295 \text{ N/mm}^2$ SD295 あばら筋のせん断補強用許容応力度
 軸方向筋: 4 - D13 $s_{ft} = 295 \text{ N/mm}^2$ SD295 軸方向筋(腹筋)の許容応力度

許容ねじりモーメント: $T_o = b_T^2 \cdot D_T \cdot (1.15) \cdot f_s / 3$
 $= 400^2 \times 1100 \times 1.15 \times 1.05 / 3 \times 10^{-6} = 70.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$

許容せん断力: $Q_o = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$ (α=1.0 とする)
 $= 400 \times 1030 \times 7/8 \times 1 \times 1.05 \times 10^{-3} = 378.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(1)式より $(T/T_o)^2 + (Q/Q_o)^2 = (693.2/70.8)^2 + (0/378.5)^2$
 $= 95.9 + 0.00 = 95.86 > 1 \quad \therefore \text{NG}$

$T \leq b_T^2 \cdot D_T \cdot f_s \cdot (4/3) \quad \dots (4)$
 $b_T^2 \cdot D_T \cdot f_s \cdot (4/3) = 400^2 \times 1100 \times 1.05 \times (4/3) \times 10^{-6}$
 $= 246.4 < T = 693.2 \quad \therefore \text{NG}$

$a_l = T \cdot x / (2 \cdot w_{ft} \cdot A_o) \quad \dots (5)$
 $693.2 \times 10^6 \times 250 / (2 \times 295 \times 305 \times 1005)$
 $= 958 \text{ mm}^2 > \text{肋筋: D13 } a = 127 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{NG}$

$\alpha_s = T \cdot \phi_o / (2 \cdot s_{ft} \cdot A_o) \quad \dots (6)$
 $= 693.2 \times 10^6 \times 2 \times (305 + 1005) / (2 \times 295 \times 305 \times 1005)$
 $= 10043 \text{ mm}^2 > \text{腹筋: 4 - D13 } a = 4 \times 127 = 508.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{NG}$
 $\text{主筋: 含め } (a_l = 2535 \text{ mm}^2) = 5578.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{NG}$

7.5.3 入力地震動の分析

(1) 観測地震記録

地震応答解析に用いる入力地震動の元となる地震観測記録は、以下の2観測点の記録がある。

- KiK-net^[7.5-3] , KMMH16 観測点記録
- 益城町役場地震計記録

本検討では、KMMH16 観測点の地中 (GL-252m) 観測記録を、1次元成層地盤モデルに対する E+F 入力として用い、地表面応答を計算する。このとき、① 地盤の最大変位分布を基礎ぐいの解析モデルに対する地盤変位の入力とし、また② 地表面の加速度応答を上部構造の動的解析モデルに対する入力地震動とする。

(2) KMMH16 地中記録立ち上げのための地盤モデル

地盤モデルの地層構成は新井・柏^[7.5-4]による益城町役場周辺の調査結果を元に、図 7.3.1.3 に示した既存ボーリング (No.1・No.4) を参照して、最表層地盤の層厚のみを変更する (表 7.5.3.1)。表 7.5.3.1 において、土質は既存ボーリングの結果による。

東側の地盤モデルと西側の地盤モデルは、それぞれ別個の1次元成層地盤モデルとして作成し、それぞれ別個に地震応答計算を実施する。

表 7.5.3.1 地盤モデルの地層構成

地層番号	層厚 (m)		土質	せん断波速度 (m/s)	質量密度 (t/m ³)
	東側 (No.1)	西側 (No.4)			
1	22	17	粘性土	150	1.8
2	10	10	粘性土	350	1.8
3	13	13	粘性土	440	1.8
4	28	28	粘性土	760	1.8
5	32	32	粘性土	820	1.8
6	154	154	粘性土	1,150	1.8

地盤の非線形特性は骨格曲線に修正 R-O モデル、履歴則に Masing (メーシング) 則を用いる。修正 R-O モデルのパラメータは、安田・山口^[7.5-5]より、粘性土の標準的な値を用いる。

(3) 地盤の地震応答解析手法

地盤の地震応答解析には、Newmark (ニューマーク) の β 法による逐次積分法を用いる。 β は 1/4 とする。減衰は Rayleigh (レーリー) 減衰を用い、剛性比例係数・質量比例係数とも 0.01 とする。

(4) 地盤の地震応答解析結果

(1)~(3)で述べた方法により計算した地表面の加速度応答を、益城町役場の観測波形と比較して、図 7.5.3.1, 7.5.3.2 に示す。なお、観測波を記録した加速度計が設置された位置に最も近いボーリング No.1 を用いた解析波を用いて比較した。これらの図より、計算結果と観測された最大加速度値は概ね対応している。特に、KiK-net 地中記録に対する増幅率は良い対応を示す (図 7.5.3.3)。

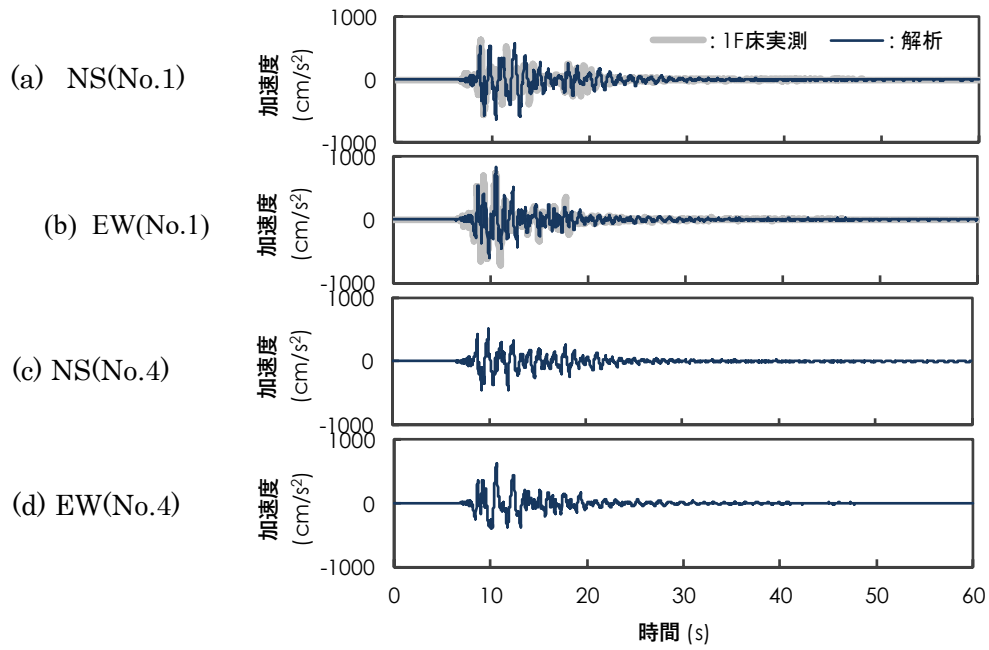


図 7.5.3.1 前震の地表面加速度波形

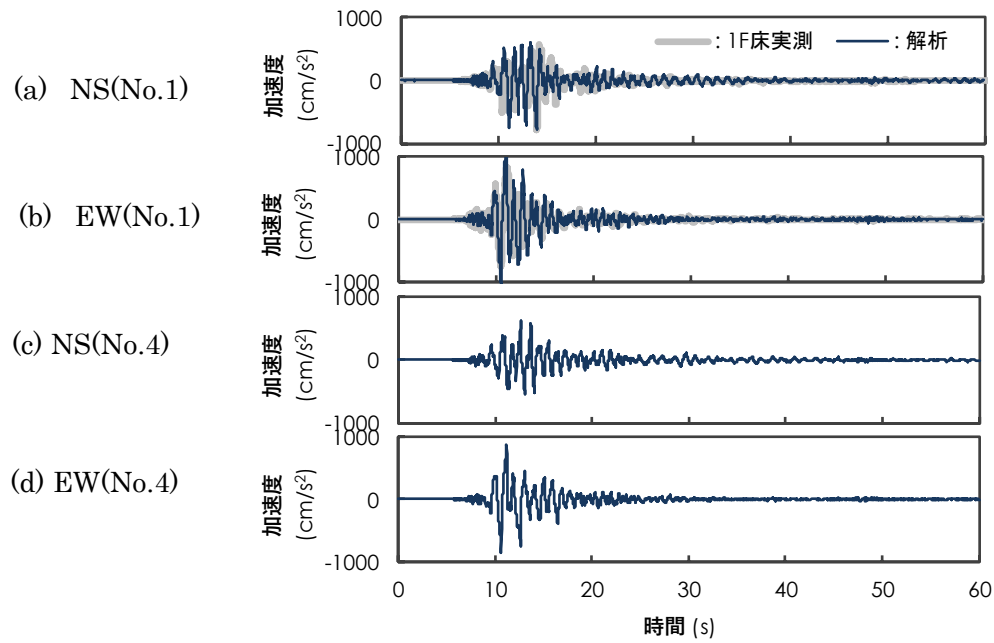


図 7.5.3.2 本震の地表面加速度波形

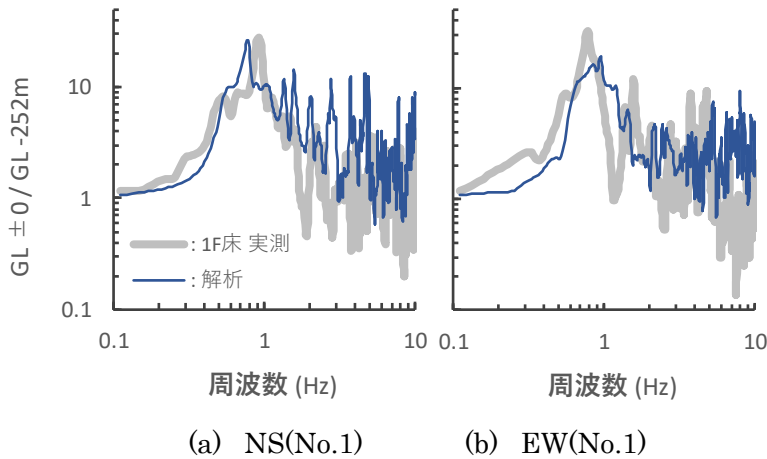


図 7.5.3.3 本震における KiK-net 地中観測点に対する地表面の応答

以上解析により得られた自由地盤の応答波を、上部構造の動的解析（7.5.5）において、模擬波として用いる。解析における模擬波名称と、ボーリング No., 前震か本震か等の波の条件との対応は以下の通りである。

表 7.5.3.1 地盤の地震応答解析における波の条件と上部構造の動的解析に用いる模擬波名称の対応

地盤の地震応答解析における波の条件			模擬波名称
位置（ボーリング No.）	振動方向	前震 / 本震	
No.1	NS	前震（4/14）	GL1B14NS
		本震（4/16）	GL1B16NS
	EW	前震（4/14）	GL1B14EW
		本震（4/16）	GL1B16EW
No.4	NS	前震（4/14）	GL4B14NS
		本震（4/16）	GL4B16NS
	EW	前震（4/14）	GL4B14EW
		本震（4/16）	GL4B16EW

7.5.4 基礎構造のモデル化および地盤モデル

(1) 解析方法

基礎構造の被害要因の検討は、基礎梁から下の部分のみをモデル化した分離モデルを用いた静的荷重増分解析により行う。図7.5.4.1にモデル化の概要を示すが、杭は線材、杭頭接合部は回転ばね、地盤は水平方向のみのばねとして、それぞれ非線形を考慮する。また、解析は建物全体でモデル化するが、杭長や軸力などの条件に応じたグルーピングを行う。

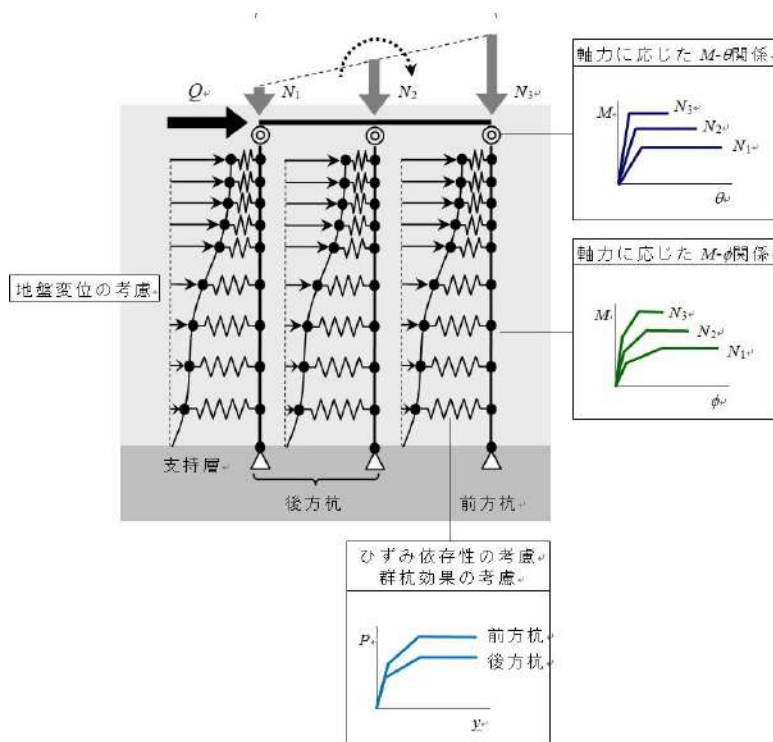


図 7.5.4.1 解析モデル

上部構造の慣性力（杭頭水平力）および軸力は、7.5.2の上部構造の解析方法のうち杭ばねを考慮したモデルでの解析結果のうち杭基礎支点到軸方向バネを考慮したモデル(M2)の保有耐力時の基礎部の水平力および支点反力の計算結果(表7.5.2.12)に、この時の C_B を用いて求めた基礎部分の水平力($k=C_B/2$)を加えて求める。また、前震のシミュレーション解析では慣性力(水平力)をこの値の70%とした。

表7.5.4.1に杭頭水平力 Q および杭1本あたりの負担水平力を示す。「補強杭」は耐震改修時に増設した杭を示すが、負担率は全体の約3%である。

なお、軸力については上部構造の保有耐力時の解析値を丸めてグルーピングした上で杭頭接合部および杭体の $M-\theta$ 、 $M-\phi$ 関係を評価するが、荷重増分解析では考慮しない。

表7.5.4.1 解析に用いる杭頭水平力

	一次設計相当	保有耐力時(E-W方向)	保有耐力時(N-S方向)
杭頭水平力 (kN)	10,731	28,038	31,294
PC杭1本あたり (kN)	58.8	153.6	60.6
補強杭1本あたり (kN)	23.2	171.4	67.7

地盤変形は7.5.3で示す時刻歴地震応答解析により本震・前震それぞれ方向別に得られた地盤変位分布を、杭先端からの相対変位で与える。ここで、図7.5.4.2に示すように、西側の杭についてはNo.4の調査結果を用いた地盤変形、東側の杭についてはNo.1の結果を用いる。杭頭レベルは設計図書に基づいてGL-1.7mとした。

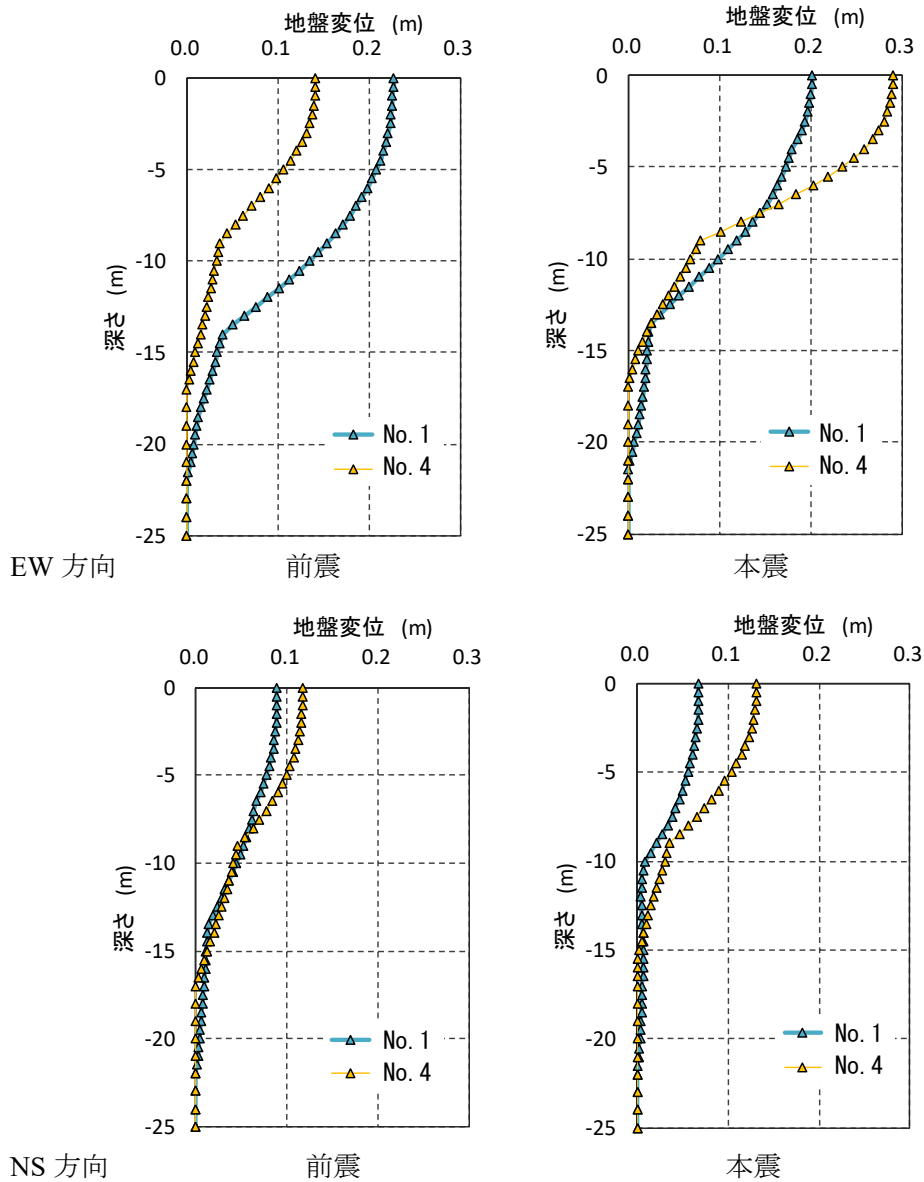


図 7.5.4.2 地盤変形分布

(2) 杭および杭頭接合部のモデル化

耐震補強のための設計図書では杭はPC杭($F_c50\text{kN/m}^2$)またはPHC(AC)杭 (F_c80 または 85N/mm^2)となっており、調査においても杭種を特定できなかった。そこで、建設年代と建設場所を考慮してPC杭A種を基本ケースとした。

杭体の $M-\phi$ 関係は断面分割法により、後述のように設定した軸力ごとに求めたひび割れモーメント M_c 、降伏曲げモーメント M_y (式 7.5.4.1)、終局曲げモーメント M_u を折れ点とするトリリニアモデルとした。なお、解析では M_u に達した後もその値を保持(計算上は1/1000勾配で増加)するとした。増設杭(鋼管杭)は全塑性モーメントを折れ点とするバイリニアモデルとする。

杭頭接合部は解体時の観察では埋め込みが少なく、かつ杭頭接合筋も見られなかったことから、杭体頭部とパイルキャップ底面で接しているとして、下式のように端部が浮き上がるモーメント M_y を上限(軸力0の場合はピン接合)とするバイリニアモデルとした。初期剛性 K_0 (式 7.5.4.2)は弾性体に円筒形が接する場合の回転剛性とした。

$$M_y = \frac{N}{A_p} Z_p \quad (\text{式 7.5.4.1})$$

$$K_0 = \frac{\pi G(r_1^3 - r_2^3)}{2(1-\nu)} = \frac{\pi E(B_1^2 - B_2^2)}{32(1-\nu^2)} \quad (\text{式 7.5.4.2})$$

また、基礎の被害状況調査時の観察(写真 7.4.2.36)では、杭頭のパイルキャップへの埋め込みがほとんどないと思われるX2-X4通りの杭(調査No.⑫)に対して、PC鋼材の全周破断が見られたX1-Y3通りの杭(調査No.⑨)では相当長が埋込まれていた。そこで、後者のような杭では杭体の終局曲げモーメント以上まで回転剛性を保持できる(杭頭接合部 $M_y \geq$ 杭体 M_u)と考えたケースも実施した。

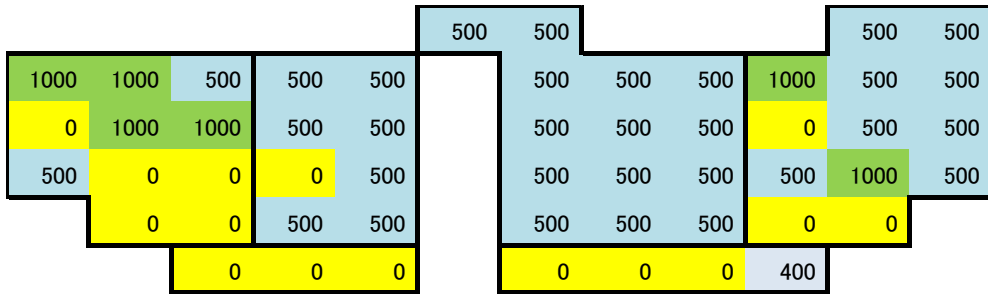
上部構造の保有耐力時の支点反力から、杭の地震時負担軸力を載荷方向ごとに「大:1000kN」「中:500kN」「小:0kN」にグルーピングした結果を図 7.5.4.2 (EW方向)、図 7.5.4.3 (NS方向)に示す。

このうち今回の解析ではN→S載荷およびE→W載荷について行うこととし、表 7.5.4.2のように杭長および地盤条件ごとの軸力グループに分けてモデル化した。

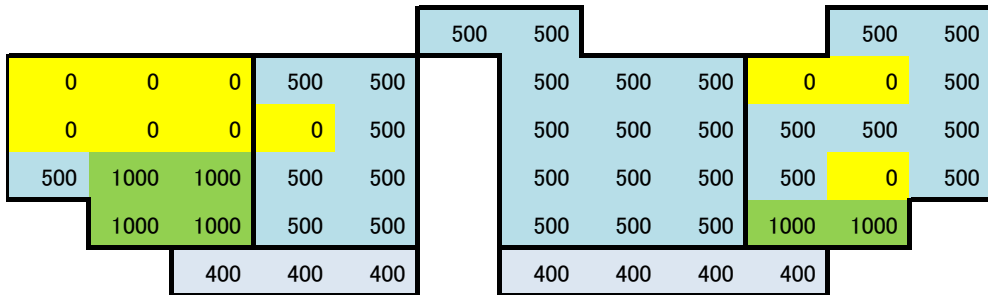
図 7.5.4.4に、軸力グループごとに計算した杭体および杭頭接合部の非線形性($M-\phi$, $M-\theta$ 関係)を、図 7.5.4.5にM-Nインタラクションを示す。軸力0の場合はピン接合とした。

	X1	X2	X3	X4	X5	X5a	X6	X7	X8	X9	X10	X11
Y5						738	600				181	203
						352	340				181	203
Y4	979	1067	457	703	765		598	602	878	1119	775	311
	0	0	81	292	272		466	312	121	0	0	311
Y3	0	817	988	729	458		339	358	350	1	338	286
	95	0	0	0	396		731	671	243	741	211	286
Y2	493	0	0	0	395		529	437	0	516	781	173
	493	1202	1105	618	360		325	400	817	349	0	173
Y1		0	0	250	460		396	430	624	34	0	
		1224	984	646	640		527	500	437	866	1219	
Y0			0	0	0		0	0	0	326		
			415	392	418		429	428	406	437		

保有耐力時の支点反力 上段：S→N 载荷，下段：N→S 载荷



グルーピング用軸力：S→N 载荷，



グルーピング用軸力：N→S 载荷

図 7.5.4.3 地震時軸力のグルーピング (NS 方向)

表 7.5.4.2 解析用の杭グループ

E→W 載荷

	W10	W5	W0	Cw10	Cw5	Cw0	Ce5	E5	E0	A4	A1
杭長(m)	26			28			30	32		(28)	
軸力(kN)	1000	500	0	1000	500	0	500	500	0	400	100
地盤変位	No.4						No.1			No.4	No.1
地盤ばね	No.4						No.1			No.4	No.1
本数	12	35	5	12	16	10	51	26	10	6	8
群杭効果	前方	後方	後方	後方	後方	後方	後方	後方	後方	前方	後方

N→S 載荷

	W10	W5	W0	Cw5	Cw0	Ce5	E10	E5	E0	A4	A4
杭長(m)	26			28		30	32		(28)		
軸力(kN)	1000	500	0	500	0	500	1000	500	0	400	400
地盤変位	No.4					No.1				No.4	No.1
地盤ばね	No.4					No.1				No.4	No.1
本数	31	1	20	32	6	51	7	18	11	7	7
群杭効果*	前方	後方	後方	後方	後方	後方	前方	後方	後方	前方	前方

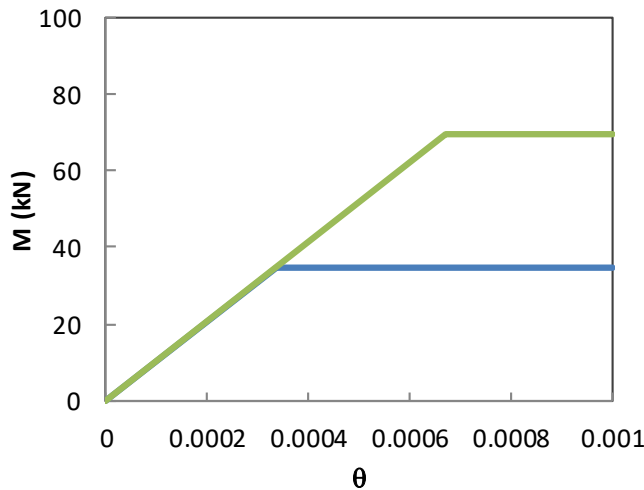
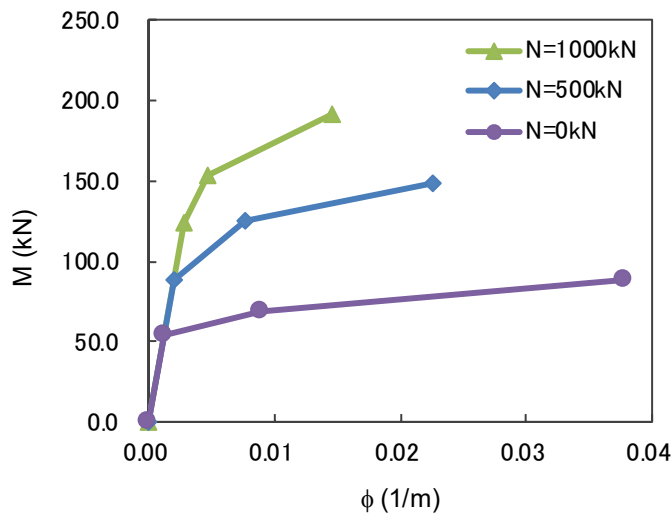


図 7.5.4.4 杭体の M-φ 関係および杭頭接合部の M-θ 関係

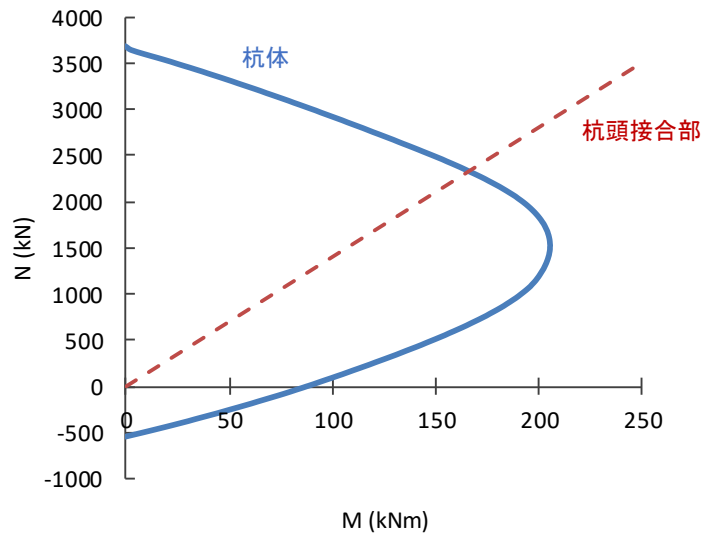


図 7.5.4.5 杭体および杭頭接合部の M-N インタラクション

また、せん断変形やせん断剛性は考慮していないが、解析結果の評価においてせん断耐力計算値との比較を行う。既製コンクリート杭のせん断耐力に関しては以下のような提案があり、表 7.5.4.3 に示すように最新の知見である Q_1 と Q_2 は差が少なく、解析結果では Q_2 の値($M/Qd=3$)と比較する。

①日本建築学会「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)(2017)」^[7.5-8]

$$Q_1 = \alpha \eta \frac{2tI}{S_0} \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_g + 2\sigma_d)^2 - \sigma_g^2} \quad (7.5.4.3)$$

$$\alpha = \frac{4}{1 + M/Qd} \quad 1 \leq \alpha \leq 2, \quad \eta = \frac{1800}{d + 1600} \quad \eta \geq 0.75$$

σ_d : 短期許容斜引張強度=1.8 N/mm²

②岸田慎司他「大口径 PHC 杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究」^[7.5-9]

$$Q_2 = bj \left(\frac{0.115k_u k_p (\sigma_B + 17.7)}{M/Qd + 0.115} + 0.657p_w \sigma_y + 0.102(\sigma_e + \sigma_0) \right) \quad (7.5.4.4)$$

表 7.5.4.3 せん断耐力の計算結果($M/Qd=3$)

N=0		N=500kN		N=1000kN	
Q_1	Q_2	Q_1	Q_2	Q_1	Q_2
112.0	111.6	163.3	162.6	202.0	213.6

(3) 地盤のモデル化

地盤ばねは間瀬・中井^[7.5-6]の提案(式7.5.4.5)に基づいて非線形性を考慮したモデル化を行う。

$$\frac{P(R)}{y(R)} = \frac{K_0}{1 + \frac{K_0}{P_y R} \frac{(1 - R_e) 2}{u} \frac{1}{\pi} \ln \left\{ \sec \left(\frac{\langle R - R_e \rangle \pi}{2} \right) \right\}}$$

- ここで、 K_0 : Francis の式により求めた初期剛性
 P_y : 塑性地盤反力係数 ((4)~
 R : 正規降伏比= $P(R)/P_y$
 $\langle R \rangle$: $R \geq 0$ のとき R , $R < 0$ のとき 0
 R_e : 弾性限の R 値(ここでは 0)
 u : 極限地盤反力に近づく度合いを表す定数

地盤定数は表 7.5.4.4 に示すように東側は No.1 の調査結果を、西側は No.4 の結果を用いて設定する。群杭効果については、「建築基礎構造設計指針(2001)」に示された載荷試験や解析に基づく評価式を用いて、載荷方向の前面に相当する杭を前方杭、その他を後方杭とした。群杭係数を表 7.5.4.5 に示すが実際の配置や同一フーチングに多数本打設されていることを厳密には考慮していない。

解析では図 7.5.4.6 に示すように、計算から求められる荷重-変位関係に内接する多折れ線モデルを用いる。地盤ばねは Winkler ばねとして杭径の 0.5~1.0 倍のピッチで杭に取り付ける。さらに、中野・宮本らの検討^[7.5-7]にならって、杭頭部の地盤の剥離(突出)を考慮して表層 3m の地盤ばね値を 1/100 としたケースも実施する。

表 7.5.4.4 地盤のモデル化

No.1 (東側)									
No.	下端深度 (GL-m)	土質	N値	Vs (m/s)	v	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	u
1	3	粘性土	2	70	0.4	16	0	30	20
2	5	粘性土	7	70	0.4	16	0	44	20
3	7	粘性土	2	70	0.4	16	0	30	20
4	9	砂質土	15	70	0.33	18	36	94	50
5	11	粘性土	2	70	0.4	16	0	30	50
6	13	粘性土	2	70	0.4	16	0	30	50
7	17	粘性土	2	70	0.4	16	0	30	75
8	19	粘性土	1	70	0.4	16	0	30	75
9	22	粘性土	1	70	0.4	16	0	30	75
10	25	砂質土	18	200	0.33	18	33	113	100
11	29	砂質土	23	200	0.33	18	35	144	100
12	35	砂質土	35	200	0.33	18	37	219	100

No.4 (西側)									
No.	下端深度 (GL-m)	土質	N値	Vs (m/s)	v	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	u
1	3	粘性土	4	70	0.4	16	0	30	20
2	5	粘性土	3	70	0.4	16	0	30	20
3	7	砂質土	8	70	0.4	16	33	50	50
4	9	粘性土	2	70	0.33	18	0	30	50
5	11	粘性土	2	70	0.4	16	0	30	50
6	13	粘性土	2	70	0.4	16	0	30	50
7	17	粘性土	6	70	0.4	16	0	38	75
8	19	砂質土	18	200	0.33	18	34	113	100
9	22	砂質土	24	200	0.33	18	36	150	100
10	25	砂質土	28	200	0.33	18	37	175	100
11	29	砂質土	34	200	0.33	18	38	213	100
12	35	砂質土	38	200	0.33	18	38	238	100

表 7.5.4.5 群杭係数

	ξ	κ	μ	λ
前方杭	1.0	3	1.4	9
後方杭	1	0.86	1.1	7.5

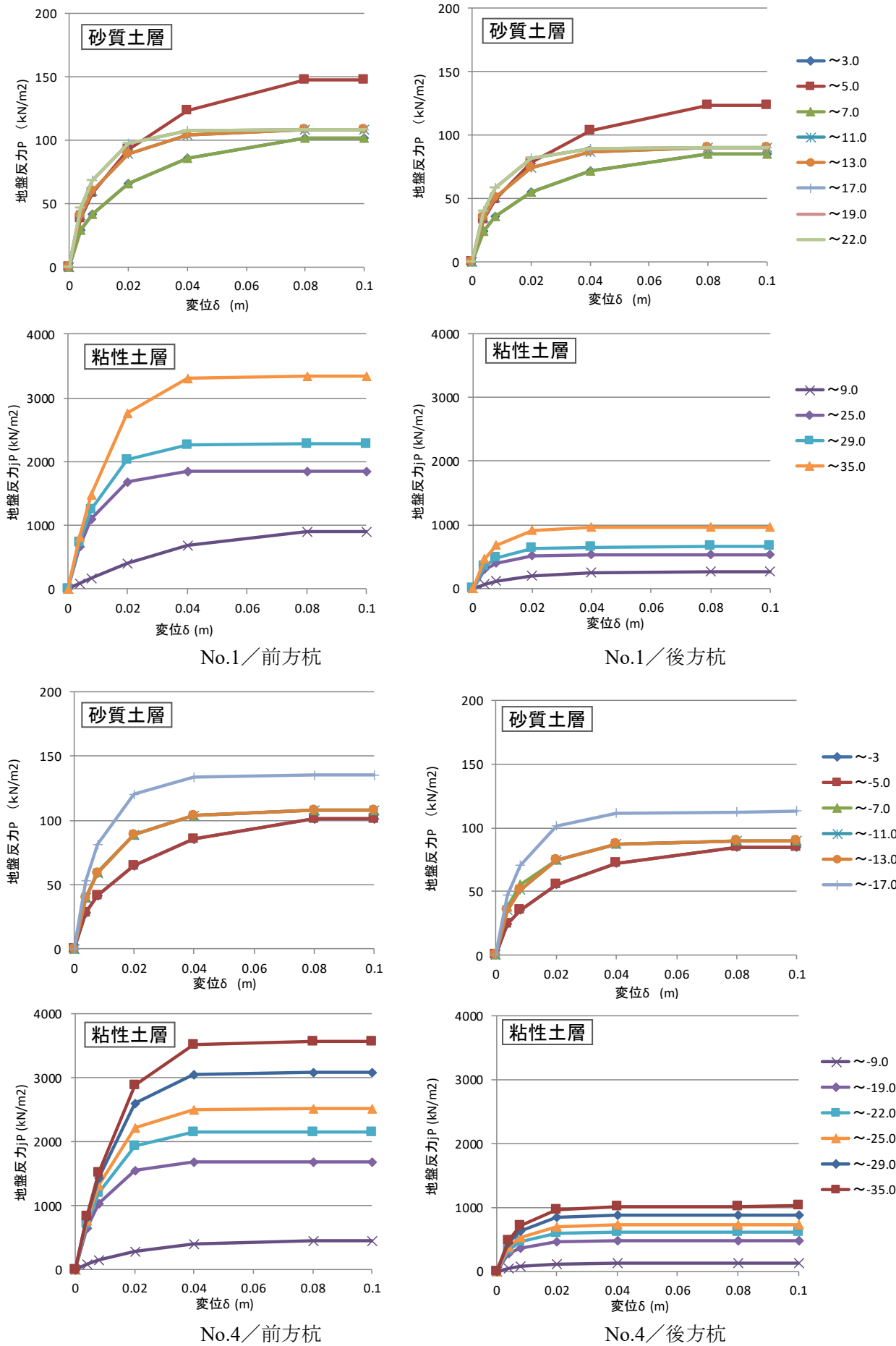


図 7.4.5.6 地盤ばね

7.5.5 上部構造の動的解析結果と被害分析

(1) はじめに

上部構造の地震時応答値について、被害程度から推測される最大応答層間変形角 (1/200~1/120) を検討するために、荷重増分解析結果より各階の復元力特性を設定し、多質点振動モデルへの地震波の入力により時刻歴応答解析 (Newmark β 法 0.25 による) を行った。

動的解析による検討の目的は、上部構造と杭の被害状況、本建物 1FL における観測記録を合理的に説明することである。

図 7.5.5.1 に解析モデルを、図 7.5.5.2 には被害調査等による応答解析の目標クライテリアを示す。

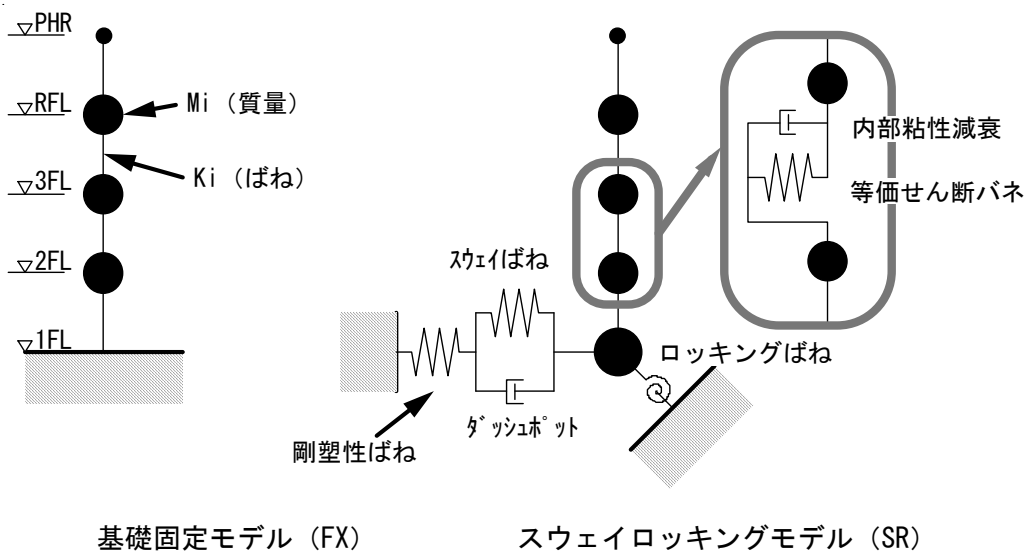


図 7.5.5.1 解析モデル

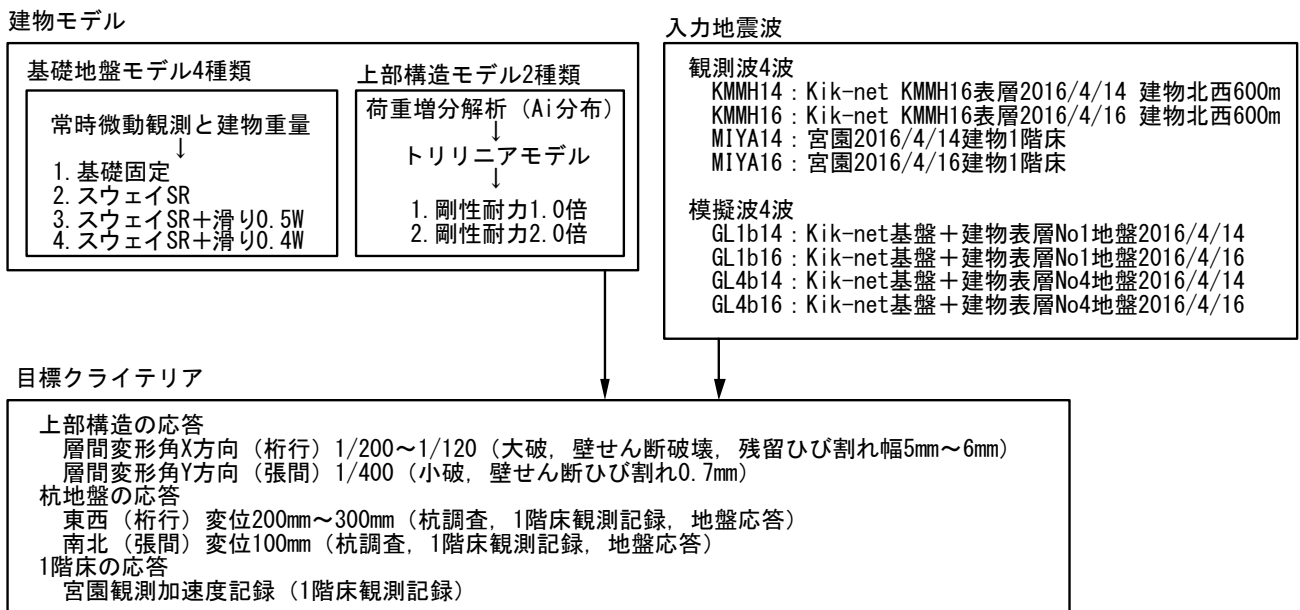


図 7.5.5.2 被害調査等による応答解析の目標クライテリア

(2) 解析モデルの設定

- ・地上部の解析モデルについては、基礎（1FL）からペントハウス屋上（PHR）までに質量を集中させた5質点等価せん断型モデルとした。ここで、全体曲げの影響は殆どないと考え、等価せん断型とした。
- ・基礎部の解析モデルについては、基礎固定とした解析モデル（以下、FXモデルと呼ぶ）と、スウェイローッキングバネを設けた解析モデル（以下、SRモデルと呼ぶ）の2種類とした。ここで、建物の形状と杭配置よりローッキングばねの剛性が十分高く（ $1310 \times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}.$ ），基礎ローッキングによる上部構造への影響は小さいと考えられるため、上部構造は等価せん断型モデルとし、SRモデルの応答結果にはスウェイばねの影響のみが考慮される。
- ・解析モデルの諸元を表7.5.5.1に示す。
- ・既存架構の復元力特性は、静的弾塑性荷重増分解析に基づいて評価したトリリニア型とし、履歴特性は武田モデル（ $\gamma=0.4$ ， $\xi=0.7$ ）とした。
- ・さらに、既存架構の復元力特性について、外力分布の影響や建物の強度評価の影響による耐力上昇等を考慮するために、剛性K0および耐力Q1，Q2を2倍としたモデル（FX20およびSR20モデル）についても検討した。
- ・FX10およびSR10モデルの復元力特性を表7.5.5.2～表7.5.5.3に示す。
- ・上部構造の荷重増分解析の結果とトリリニアモデルを図7.5.5.3～図7.5.5.4に示す。

表 7.5.5.1 解析モデルの諸元

階	階高(mm)	高さ (mm)	質量 (ton)
PHR	4200	17120	174
RFL	3830	12920	1452
3FL	3815	9090	1593
2FL	5275	5275	1886
1FL	-	0	2574

表 7.5.5.2 桁行 X 方向 SR10V05 モデルの復元力特性

X	弾性 剛性 K0 (kN/mm)	第一 折点 Q1 (kN)	第二 折点 Q2	第二 勾配 $\alpha 1$	第三 勾配 $\alpha 2$	第一 折点 Q1 (kN)	第二 折点 Q2 (kN)	第二 勾配 $\alpha 1$	第三 勾配 $\alpha 2$
RF	2168	-	-	-	-	-	-	-	-
3F	4122	6363	15554	0.108	0.002	6736	15373	0.103	0.002
2F	5965	11011	25598	0.093	0.002	11361	25259	0.085	0.002
1F	7213	14080	34334	0.123	0.004	14561	33826	0.107	0.004
SR	2860	-	-	-	-	-	-	-	-
剛	999999	-	37647	-	0	-	37647	-	0

表 7.5.5.3 張間Y方向 SR10V05 の復元力特性

Y	弾性剛性 KO (kN/mm)	第一折点 Q1 (kN)	第二折点 Q2	第二勾配 $\alpha 1$	第三勾配 $\alpha 2$	第一折点 Q1 (kN)	第二折点 Q2 (kN)	第二勾配 $\alpha 1$	第三勾配 $\alpha 2$
RF	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3F	6338	7393	17589	0.184	0.0095	7627	17595	0.171	0.0140
2F	8182	15455	29710	0.072	0.0004	14671	29812	0.079	0.0005
1F	8262	19953	39885	0.068	0.00003	18493	39972	0.077	0.0004
SR	2860	-	-	-	-	-	-	-	-
剛	999999	-	37647	-	0	-	37647	-	0

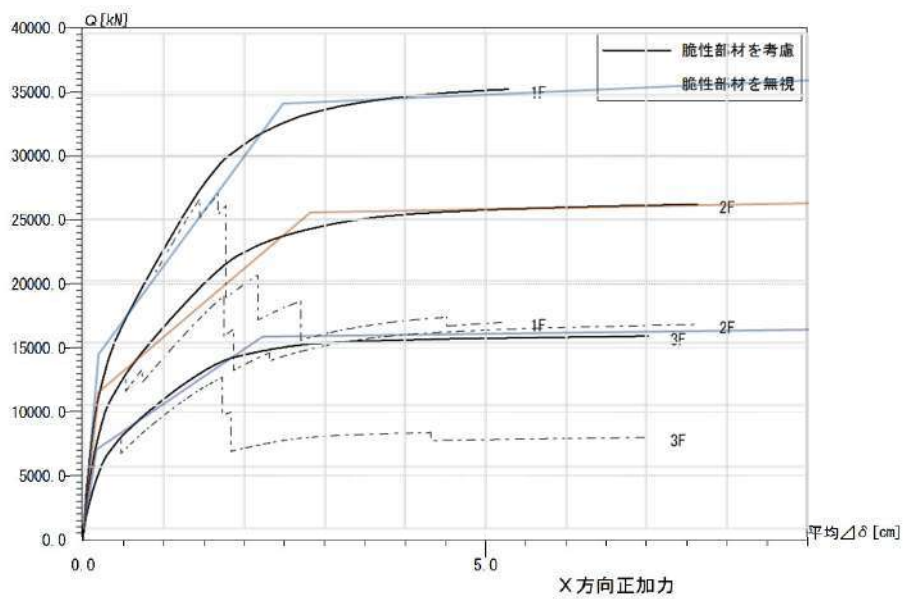


図 7.5.5.3 X方向（桁行）正加力の荷重－変位関係

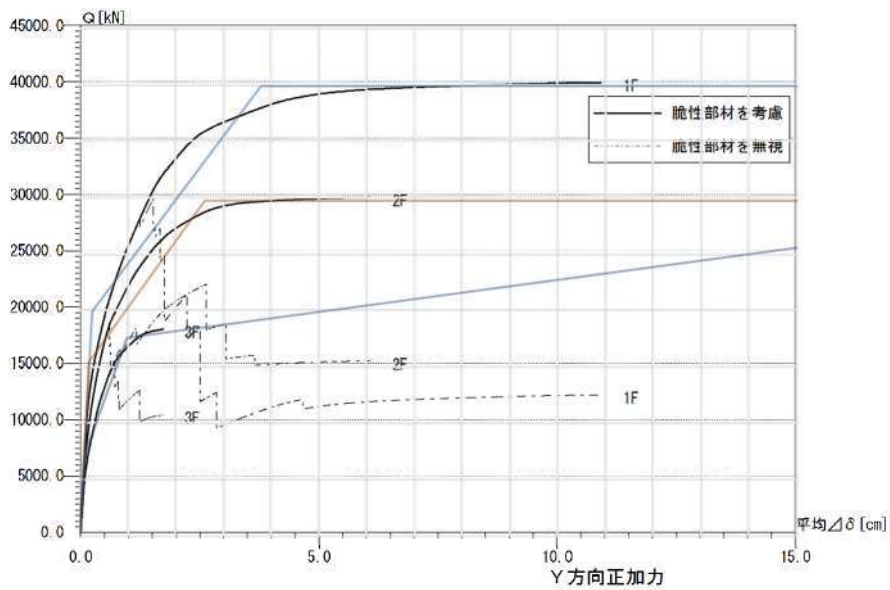


図 7.5.5.4 Y方向（張間）正加力の層せん断力－層間変位関係

- ・RC造架構の内部粘性系の減衰を仮定し、1階床位置固定時の弾性1次固有振動に対してX・Y方向とも3%の減衰定数を与え、瞬間剛性比例型とした。
- ・表7.4.1.9より、スウェイばねは弾性(2860kN/mm)とし、スウェイばねと並列に線形弾性型のダッシュポット97.7kN/(mm/s)を配置した。
- ・杭頭の弾塑性挙動や底面摩擦を考慮するために、スウェイを考慮したVoigtモデルと直列に、全建物重量(基礎重量を含む)の50%で滑らせるための剛塑性ばねを配置したV05モデル、および杭の終局曲げ強度を考慮し全建物重量(基礎重量を含む)の40%で降伏させるための剛塑性ばねを配置したV04モデルを検討した。この剛塑性ばねの履歴特性は、武田モデル($\gamma=0.4$, $\xi=0.7$)とした。
- ・解析モデル一覧を表7.5.5.4に示す。

表7.5.5.4 解析モデル一覧

モデル名称	基礎ばね+すべりモデル	上部構造荷重増分モデル
FX10	固定FX	トリリニア1.0倍
FX20	固定FX	トリリニア2.0倍
SR10	スウェイばねSR	トリリニア1.0倍
SR20	スウェイばねSR	トリリニア2.0倍
SR10V05	スウェイばねSR+滑り0.5 Σ W	トリリニア1.0倍
SR20V05	スウェイばねSR+滑り0.5 Σ W	トリリニア2.0倍
SR10V04	スウェイばねSR+滑り0.4 Σ W	トリリニア1.0倍
SR20V04	スウェイばねSR+滑り0.4 Σ W	トリリニア2.0倍

- ・各モデルの固有周期を表7.5.5.5に示す。
- ・地震波の入力位置は、FXモデルでは基礎(1FL)レベルの固定端とし、SRモデルではスウェイローッキングバネの固定端とする。

表7.5.5.5 各モデルの固有周期 (X=EW=桁行方向, Y=NS=張間方向)

固有周期	X_FX10 (sec)	X_FX20 (sec)	X_SR10 (sec)	X_SR20 (sec)
1次モード	0.229	0.162	0.377	0.351
2次モード	0.094	0.066	0.137	0.103
3次モード	0.062	0.044	0.081	0.058

固有周期	Y_FX10 (sec)	Y_FX20 (sec)	Y_SR10 (sec)	Y_SR20 (sec)
1次モード	0.203	0.143	0.366	0.345
2次モード	0.079	0.056	0.120	0.089
3次モード	0.052	0.037	0.070	0.050

(3) 入力地震動

入力地震動は、熊本地震(2016年4月14日前震, 16日本震)において観測されたKik-net 益城(KMMH16)と宮園の観測波を用いるとともに、Kik-net 益城の地中(基盤)観測波を庁舎地盤ボーリングデータ(2地点ボーリングNo1, No4)より非線形特性を考慮して作成した表層波(GL1b, GL4b)とした。

解析モデルへの入力には、建物方位EWが桁行方向とほぼ一致しているため、桁行方向(X方向)にEW波を、張間方向(Y方向)にNS波を入力した。

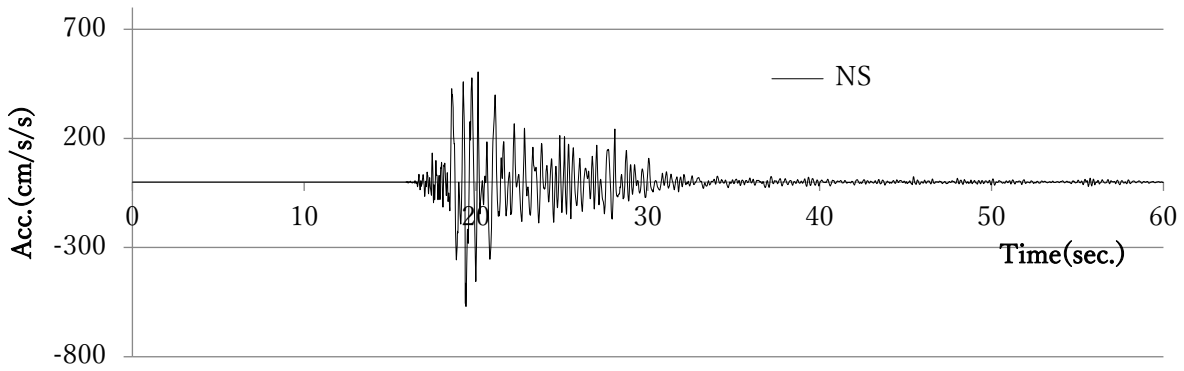
これらの入力地震動の諸元を表7.5.5.6~表7.5.5.7に示す。また図7.5.5.5a~dには入力地震動の加速度時刻歴を、図7.5.5.6~7.5.5.9にはSa-Sd曲線を示す。ここで、GL1bとGL4bの加速度波形には、宮園観測波を重ねて示している。

表 7.5.5.6 入力地震動 (桁行 X 方向=EW 方向)

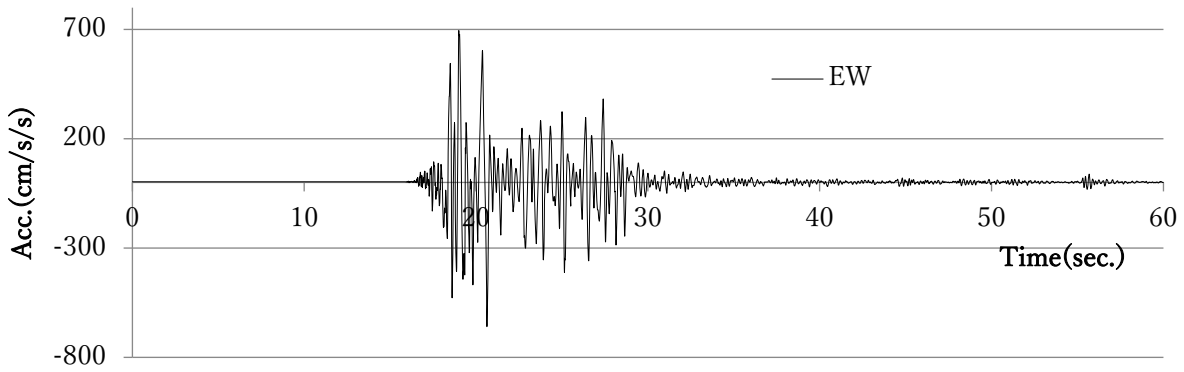
入力レベル	入力地震動		最大加速度 (cm/sec ²)	解析時間 (sec)	備考
	地震波名称				
熊本地震 2016	観測波	KMMH16ew0414	694.8	60	Kik-net (4/14 表層観測 EW)
		KMMH16ew0416	1156.7	60	Kik-net (4/16 表層観測 EW)
		Miya0414EW	731.8	60	自治体 (4/14 観測 EW)
		Miya0416EW	825.4	60	自治体 (4/16 観測 EW)
	模擬波	GL1b14EW	640.1	60	No1 ボーリングデータと KiK-net (4/14 基盤観測 EW) より作成
		GL1b16EW	876.8	60	No1 ボーリングデータと KiK-net (4/16 基盤観測 EW) より作成
		GL4b14EW	825.2	60	No4 ボーリングデータと KiK-net (4/14 基盤観測 EW) より作成
		GL4b16EW	1182.0	60	No4 ボーリングデータと KiK-net (4/16 基盤観測 EW) より作成

表 7.5.5.7 入力地震動 (張間 Y 方向=NS 方向)

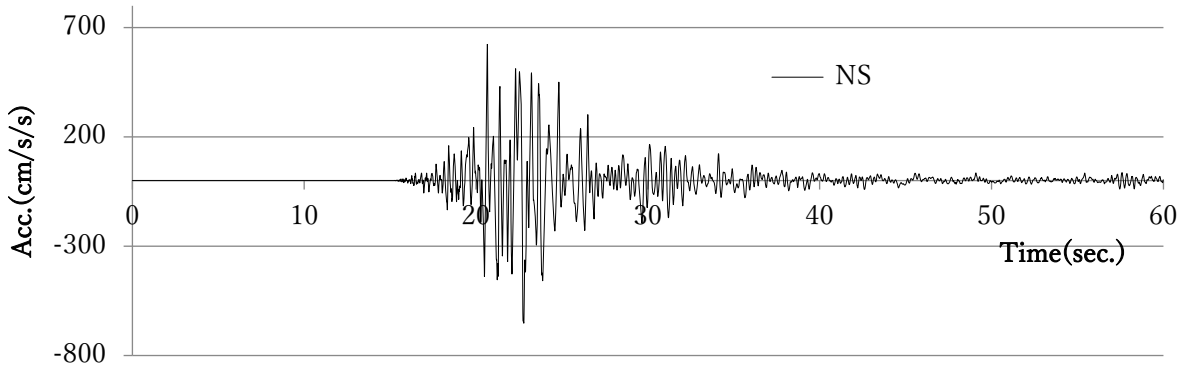
入力レベル	入力地震動		最大加速度 (cm/sec ²)	解析時間 (sec)	備考
	地震波・名称				
熊本地震 2016	観測波	KMMH16ns0414	570.0	60	Kik-net (4/14 表層観測 NS)
		KMMH16ns0416	651.8	60	Kik-net (4/16 表層観測 NS)
		miya0414NS	631.5	60	自治体宮園 1F (4/14 観測 NS)
		miya0416NS	775.5	60	自治体宮園 1F (4/16 観測 NS)
	模擬波	GL1b14NS	509.1	60	No1 ボーリングデータと KiK-net (4/14 基盤観測 NS) より作成
		GL1b16NS	619.7	60	No1 ボーリングデータと KiK-net (4/16 基盤観測 NS) より作成
		GL4b14NS	626.8	60	No4 ボーリングデータと KiK-net (4/14 基盤観測 NS) より作成
		GL4b16NS	780.8	60	No4 ボーリングデータと KiK-net (4/16 基盤観測 NS) より作成



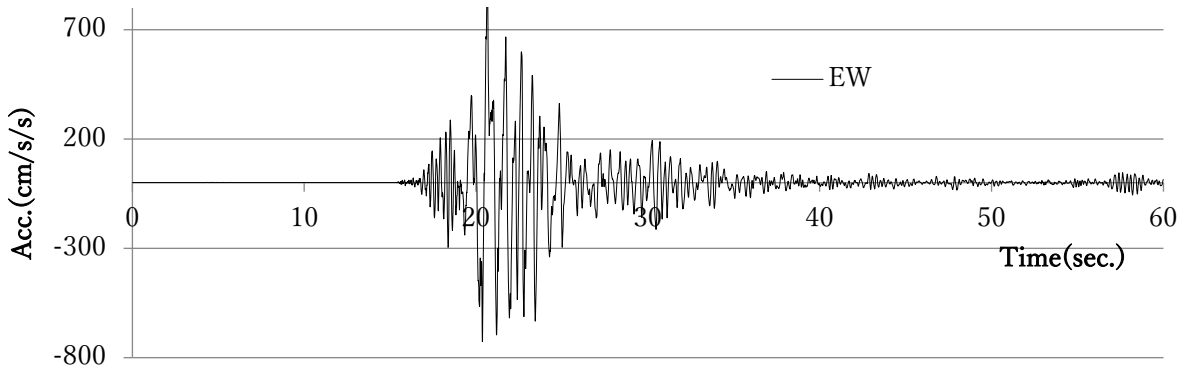
KMMH16ns0414



KMMH16ew0414

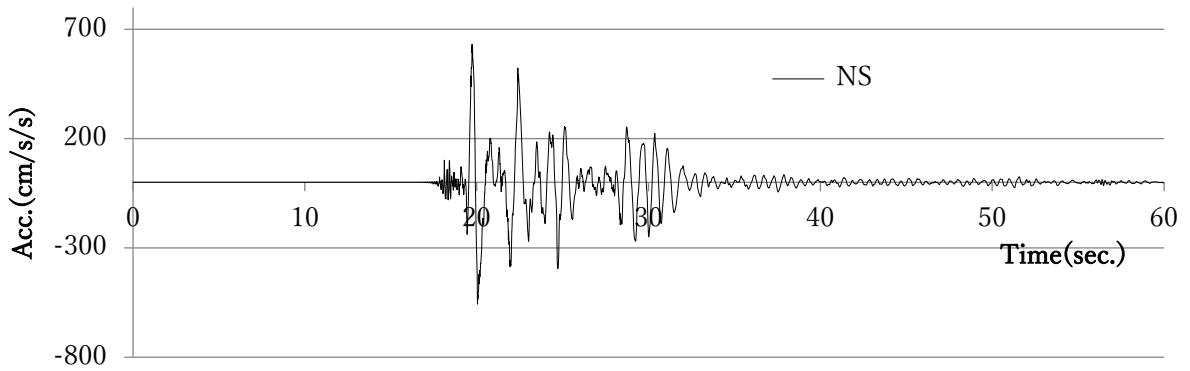


KMMH16ns0416

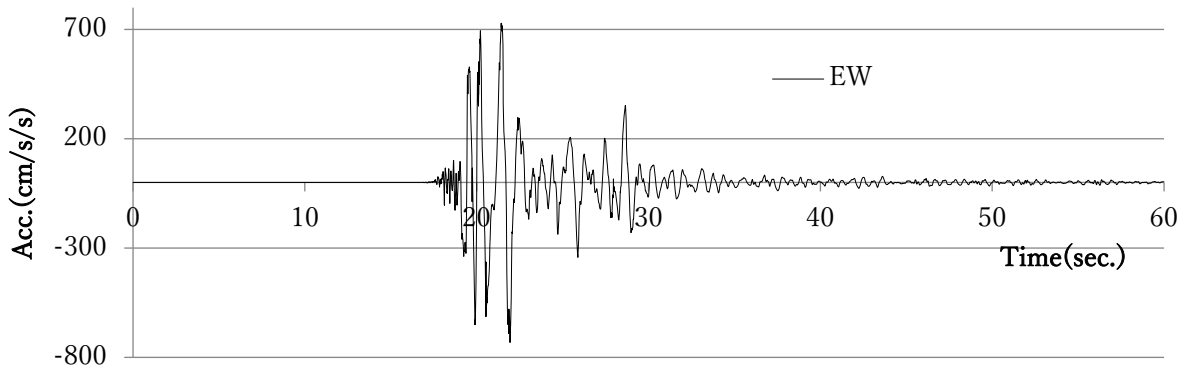


KMMH16ew0416

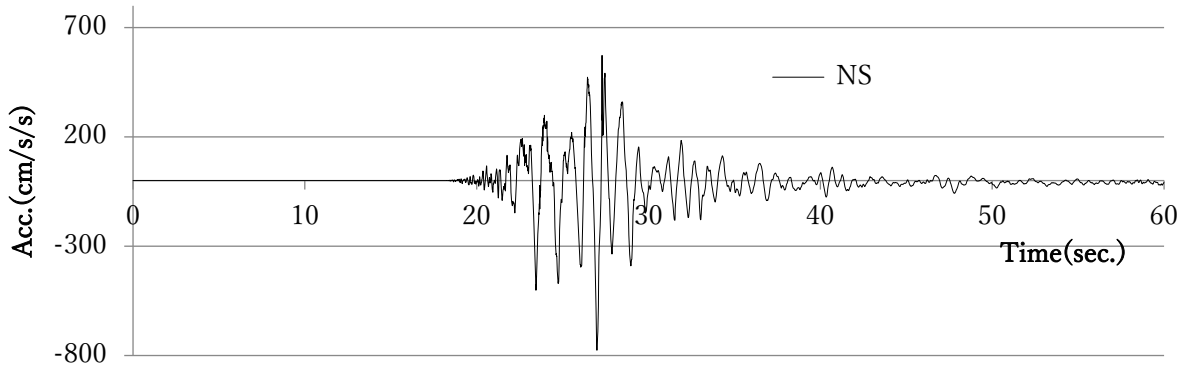
図 7.5.5.5a 入力地震動の加速度時刻歴



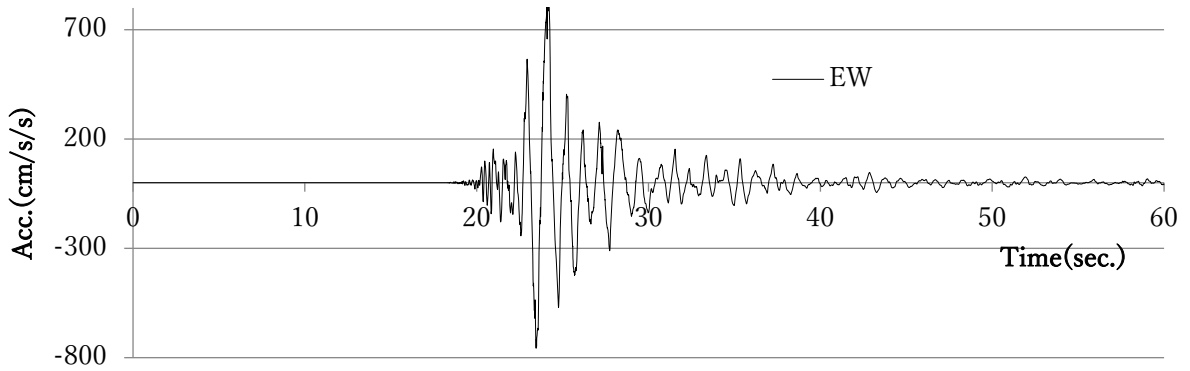
Miya0414NS



Miya0414EW

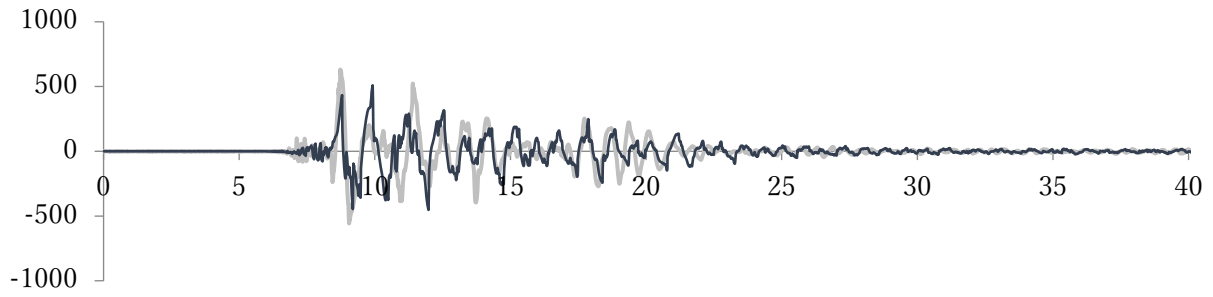


Miya0416NS

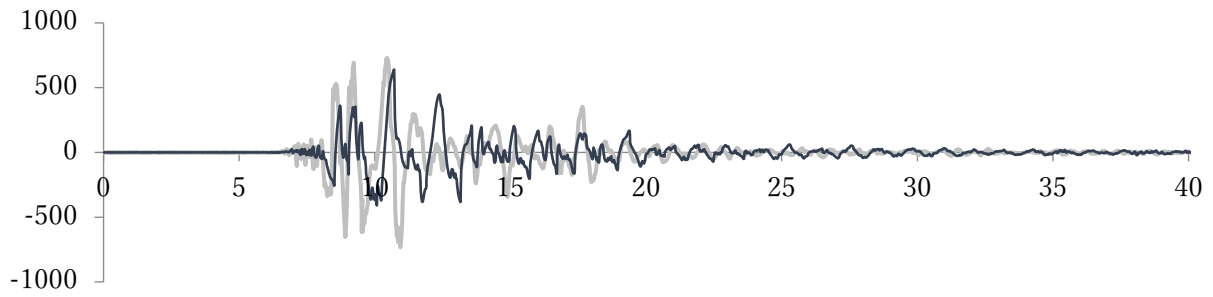


Miya0416EW

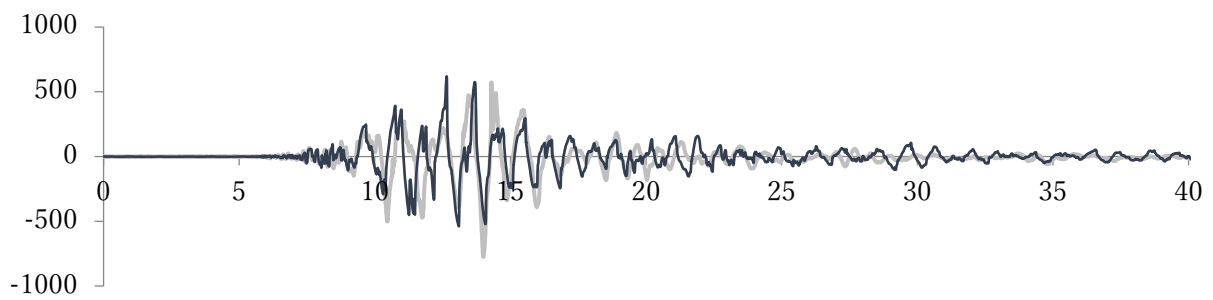
図 7. 5. 5. 5b 入力地震動の加速度時刻歴



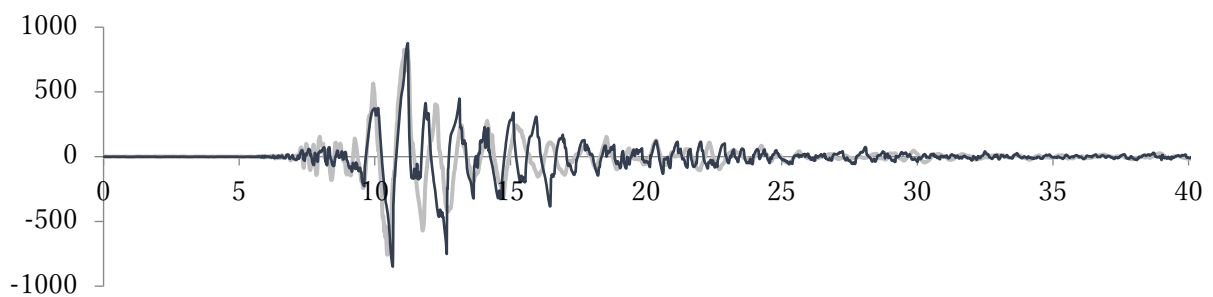
GL1b14NS



GL1b14EW

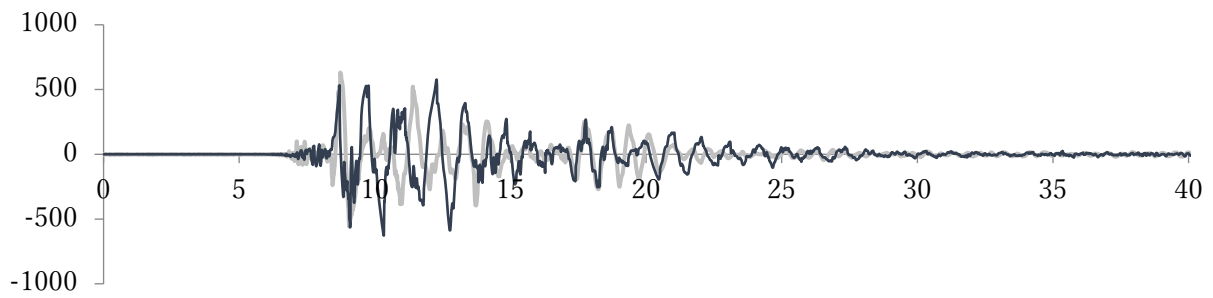


GL1b16NS

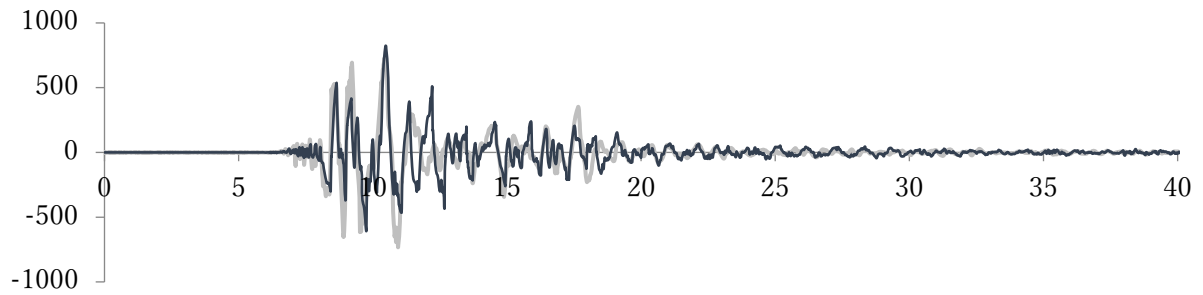


GL1b16EW

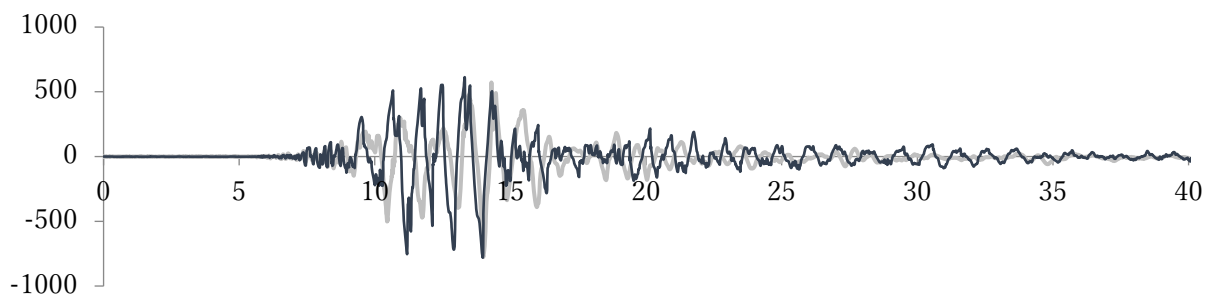
図 7. 5. 5. 5c 入力地震動の加速度時刻歴



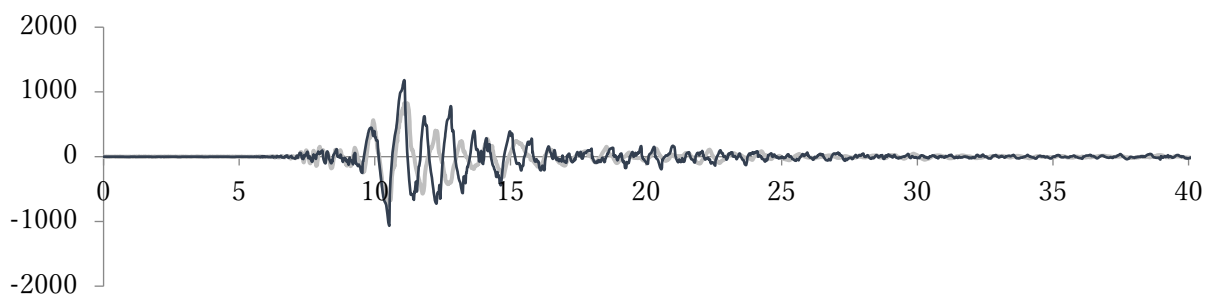
GL4b14NS



GL4b14EW



GL4b16NS



GL4b16EW

図 7. 5. 5. 5d 入力地震動の加速度時刻歴

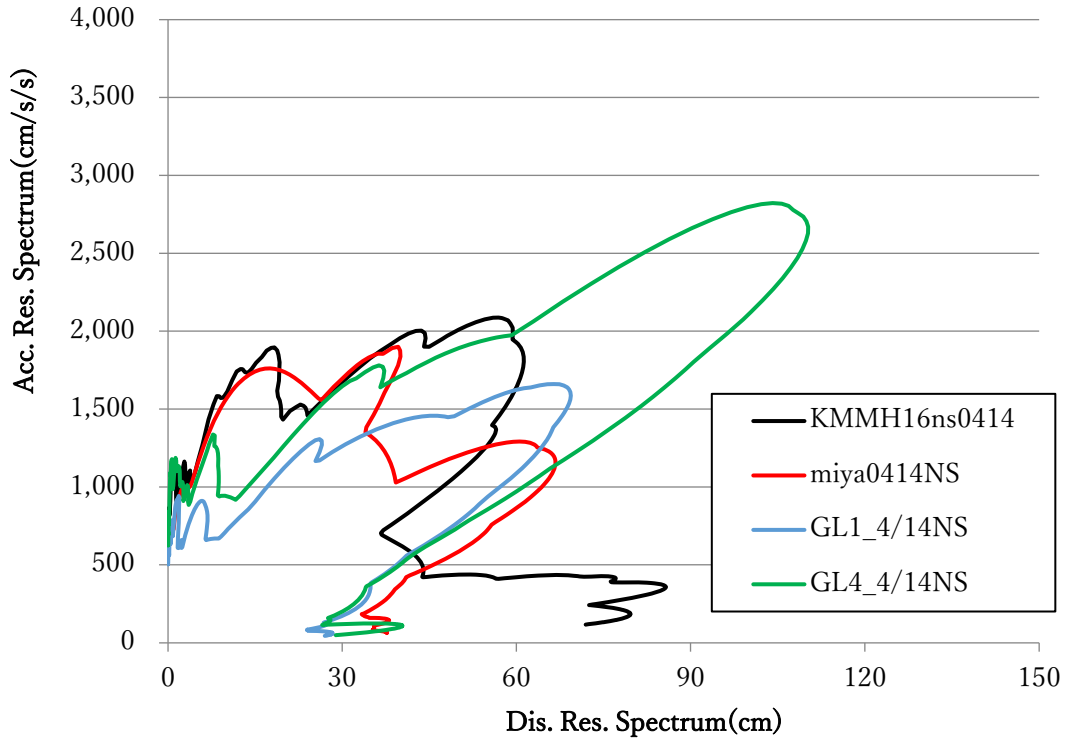


図 7.5.5.6 入力地震動 (NS・4/14) の Sa-Sd スペクトル

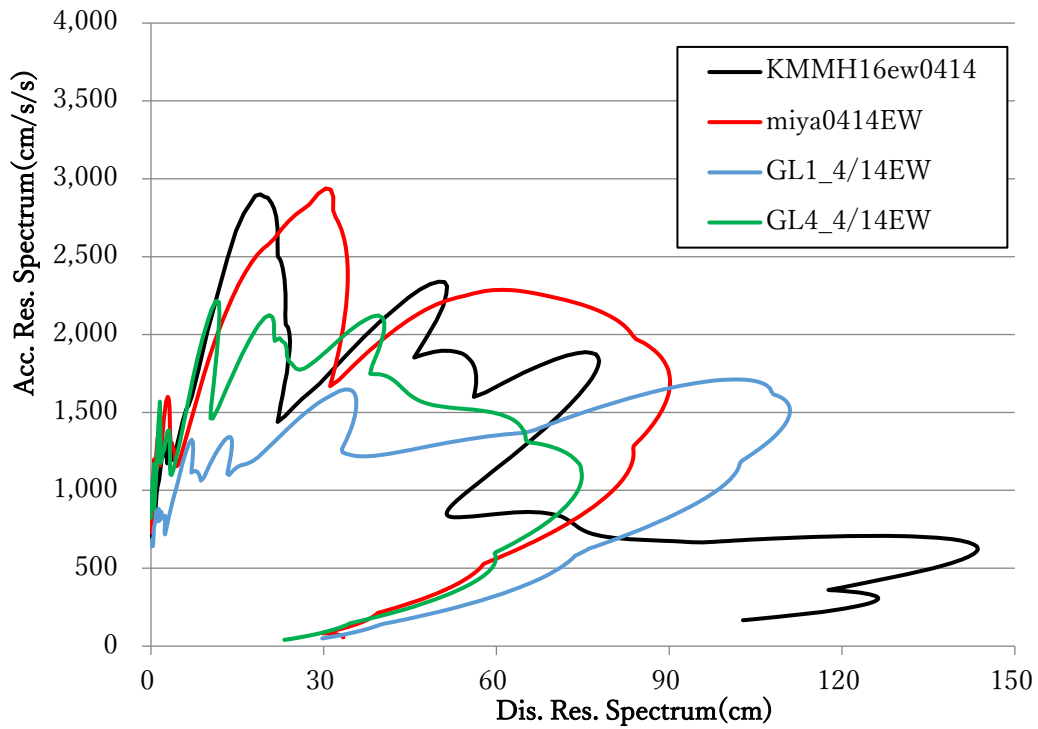


図 7.5.5.7 入力地震動 (EW・4/14) の Sa-Sd スペクトル

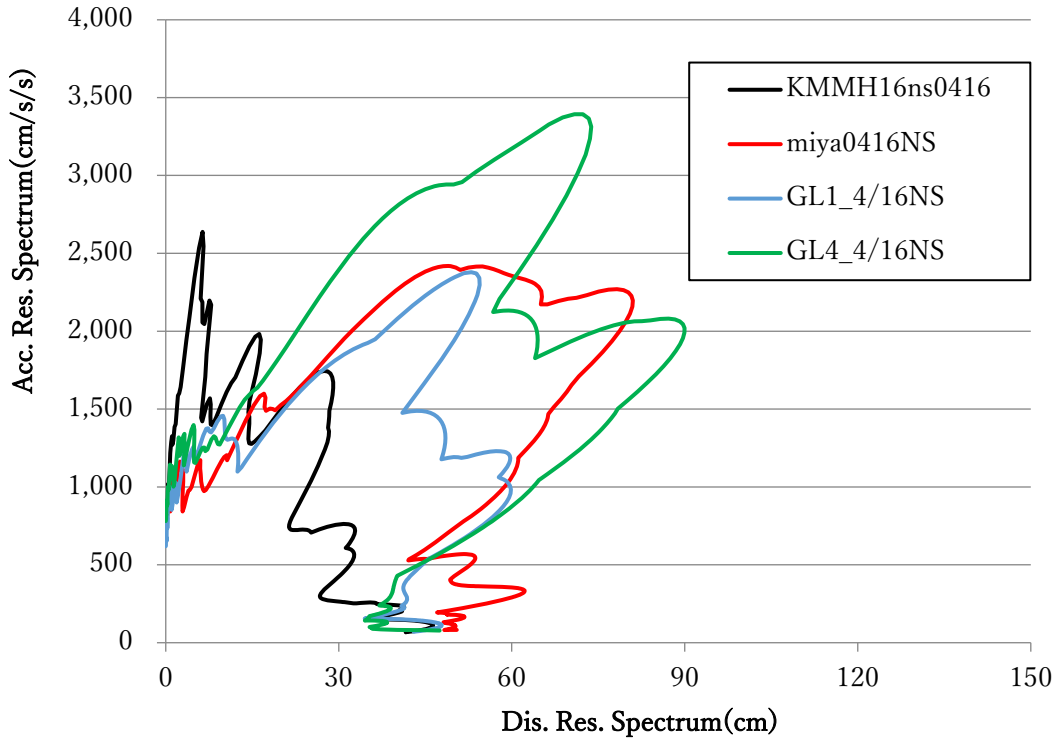


図 7.5.5.8 入力地震動 (NS・4/16) の Sa-Sd スペクトル

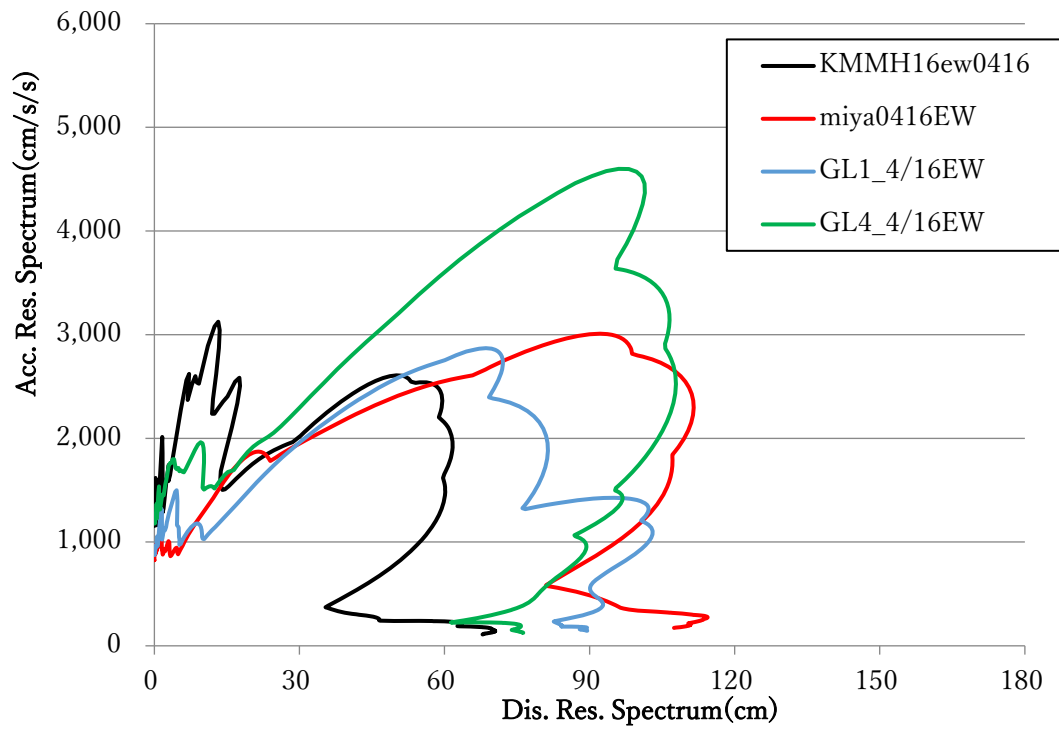


図 7.5.5.9 入力地震動 (EW・4/16) の Sa-Sd スペクトル

(4) 応答結果

各解析モデル（基礎固定 FX10, FX20 モデル・基礎スウェイ SR10V05, SR10V04, SR20V05, SR20V04 モデル）の X 方向（EW）および Y 方向（NS）について、最大応答相対変位、最大相対速度、最大絶対加速度、最大層間変形、最大層せん断力、最大層せん断力係数、最大転倒モーメント、最大層間変形角を図 7.5.5.10~7.5.5.11 に示す。また、各階の最大応答を図 7.5.5.12~図 7.5.5.13 に示す。

FX モデルの 1F 応答と入力波および SR モデルの 1F 応答と応答波を図 7.5.5.14~7.5.5.15 に、スウェイばねの変位-応力関係とダッシュポットの数値-応力関係、および剛塑性ばねの変位-応力関係とダッシュポットの数値・変位応答の時刻歴を図 7.5.5.16~7.5.5.17 に示す。なお、1F 応答波には、官園観測記録を併せて示した。

図 7.5.5.10. a に示す通り、基礎固定モデル FX10 では、Miya 入力地震動による応答値が 1/20 程度となり、被害状況による目標クライテリア 1/200~1/120 と一致しない結果となった。

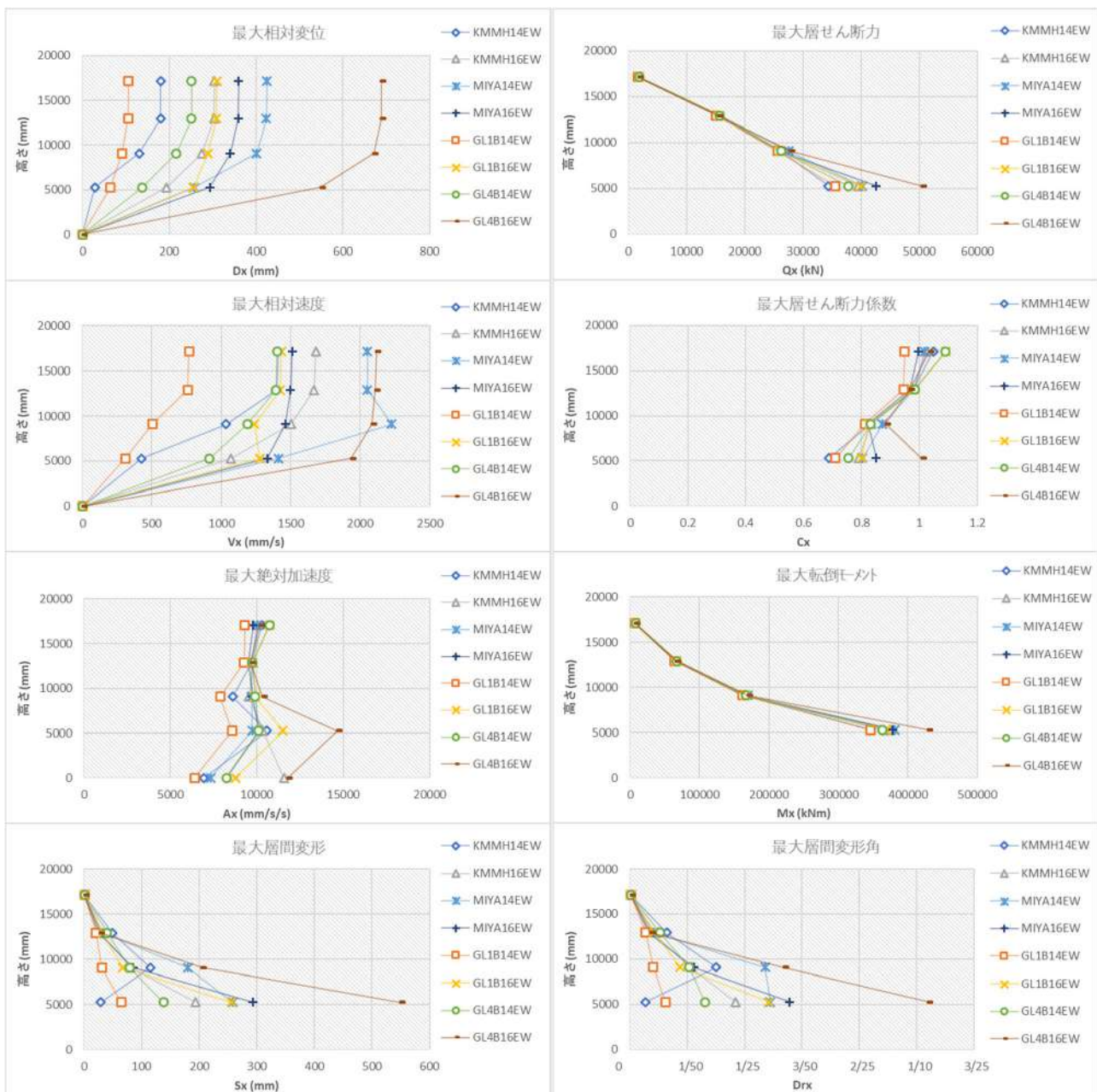


図 7.5.5.10. a X 方向 (EW) _FX10 モデルの最大応答

図7.5.5.10. bに示す通り，基礎固定モデルFX20では，Miyai入力地震動による応答値が1/400程度となり，被害状況から推定した目標クライテリア1/200～1/120よりもやや小さな応答となった。

これらの結果より，建物の実際の復元力特性は，FX10とFX20の中間に存在すると考えられる。

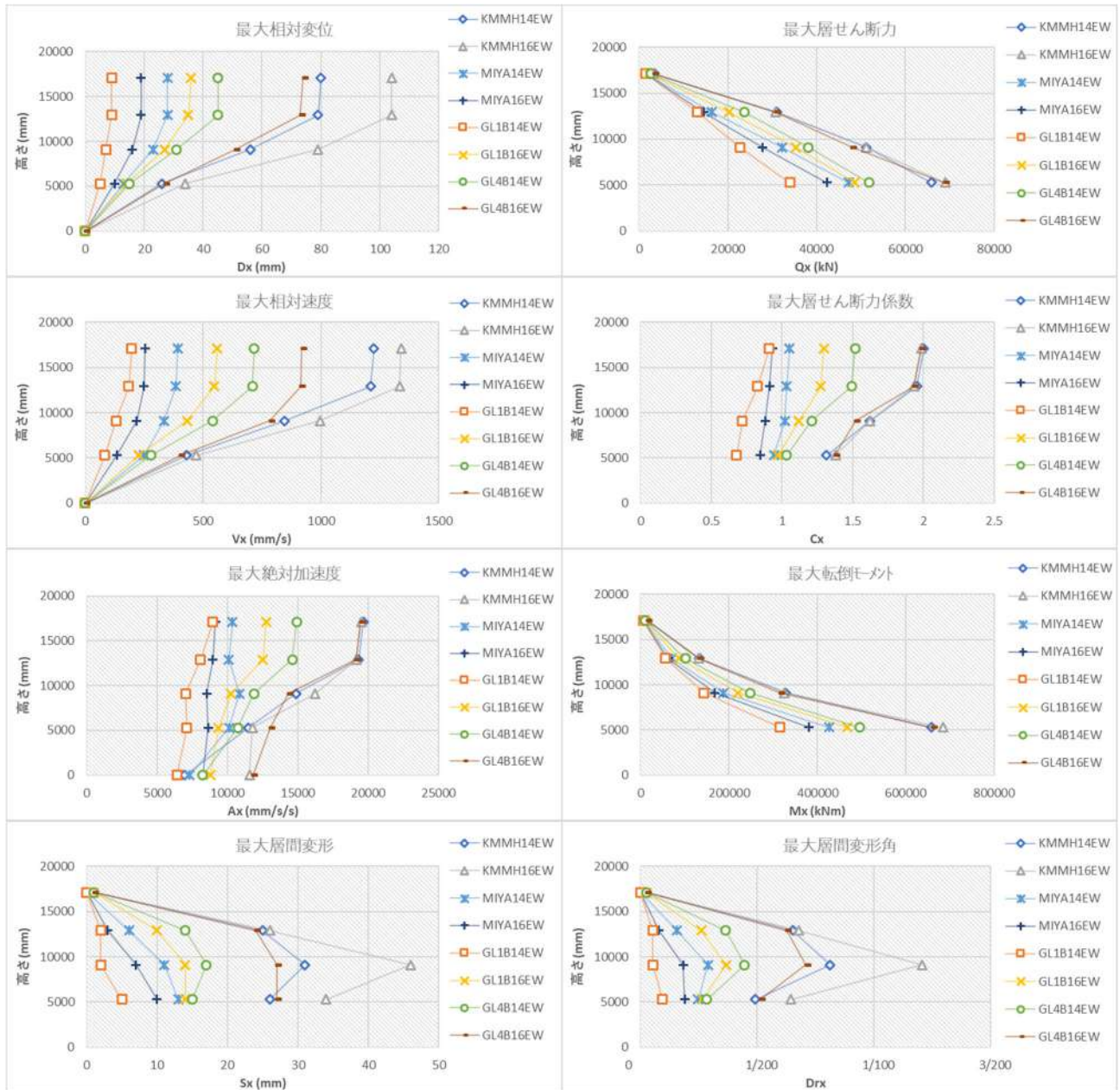


図 7.5.5.10. b X 方向 (EW) _FX20. モデルの最大応答

図7.5.5.10.cに示す通り、スウェイモデルSR10では、GL4b16EW入力地震動による応答値が1/10を超え、被害状況による目標クライテリア1/200~1/120とは一致しない。また、スウェイバネの滑り変形は小さく、地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位200mm~300mmと一致しない結果となった。

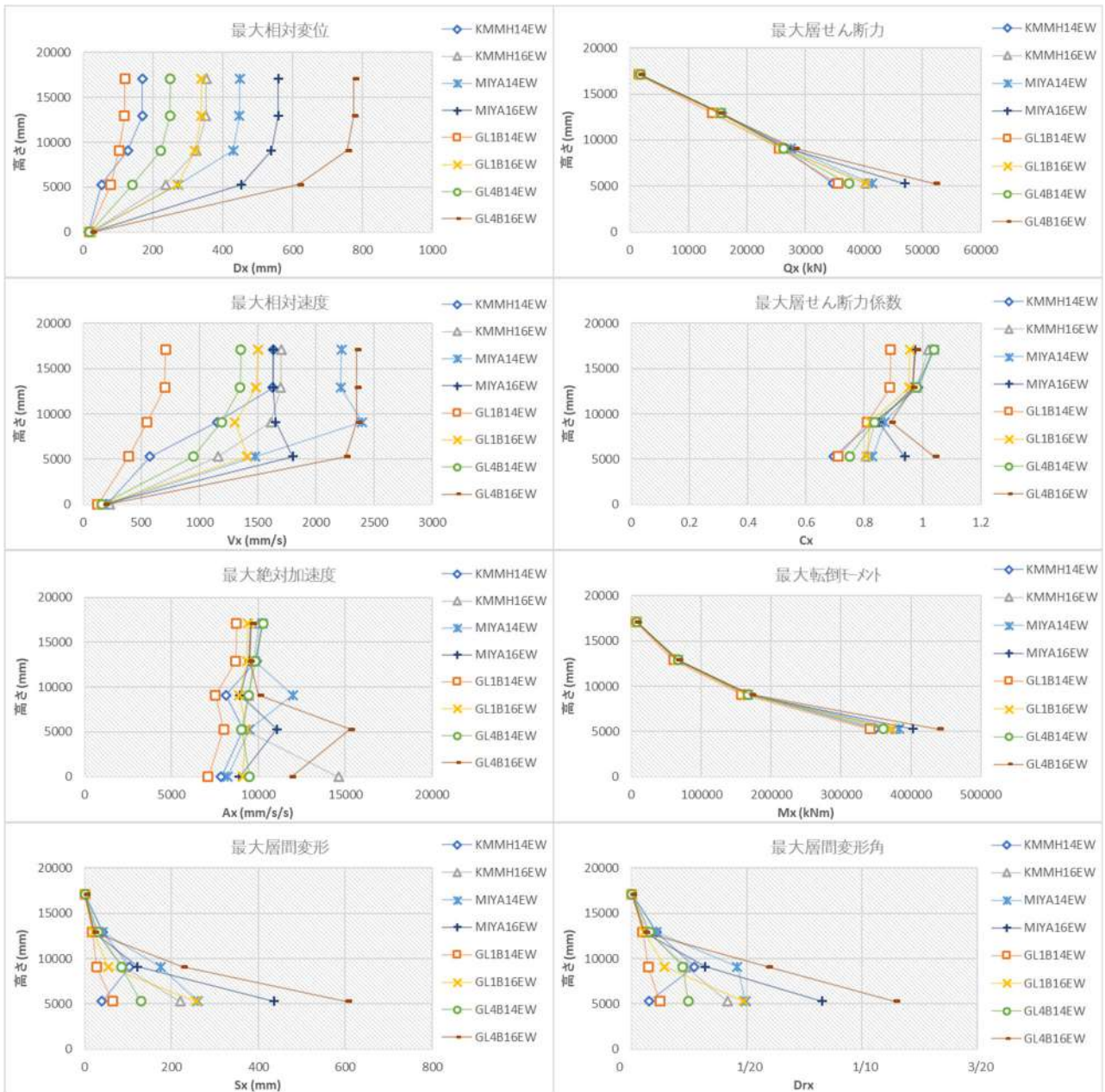


図 7.5.5.10.c X 方向 (EW) _SR10 モデルの最大応答

図7.5.5.10.dに示す通り、スウェイモデルSR10+滑り0.5ΣW (SR10V05) では、いずれの入力地震動に対しても1F応答値が1/200程度、2F応答値が1/100程度となり、1階の実被害が2階よりも大きい事実とは一致しなかったが、被害状況から推定した目標クライテリア1/200~1/120とはほぼ一致した。ただし、スウェイバネの滑り変形が最大700mm程度と過大となり、地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位200mm~300mmよりも大きな値となった。また、基礎固定モデルFX10の応答層間変形角1/20程度に比べて小さくなっており、1階床応答が宮園観測波と整合していないことが推測される。

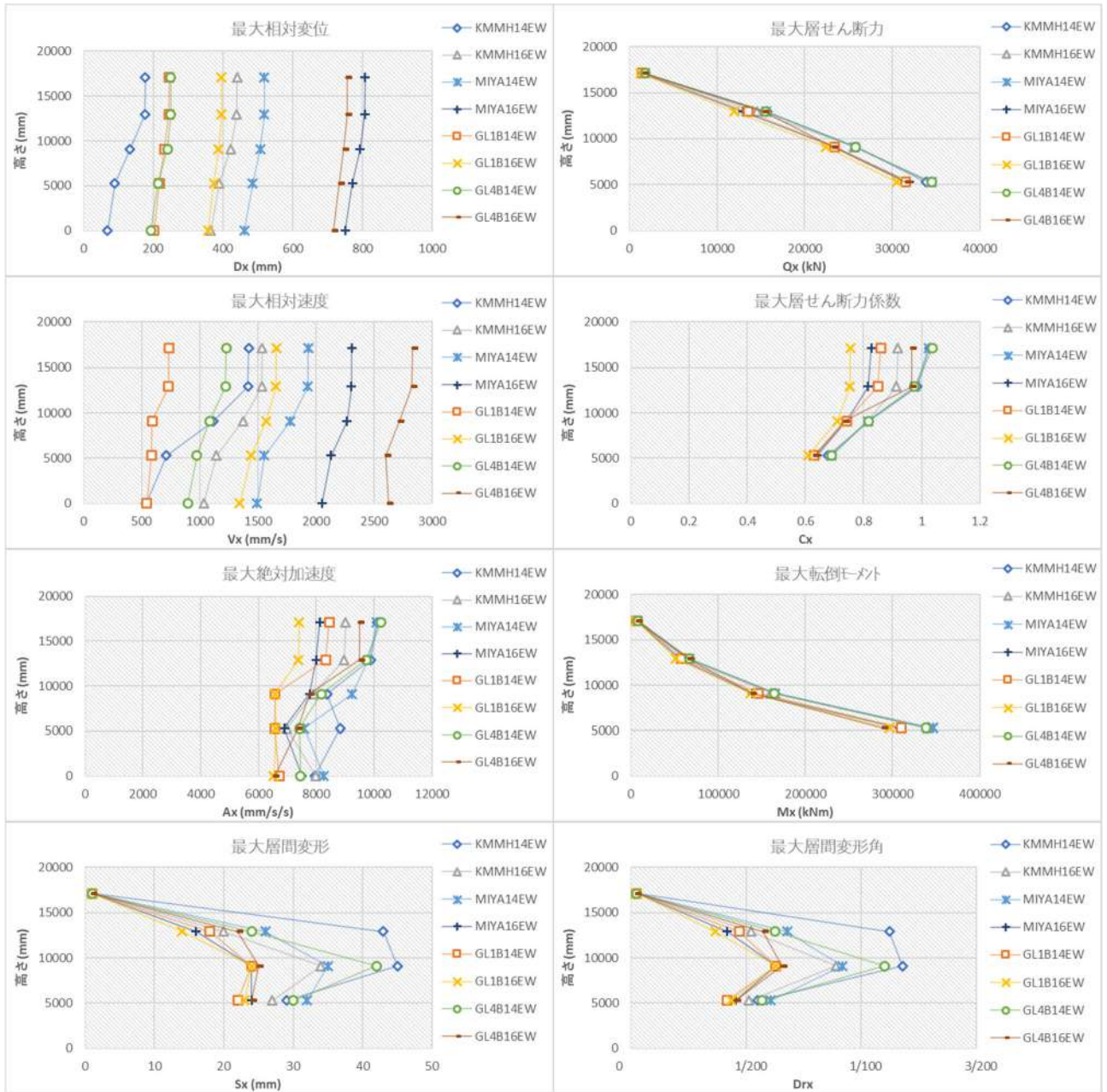


図 7.5.5.10.d X 方向 (EW) _SR10_V05 モデルの最大応答

図7.5.5.10.eに示す通り、スウェイモデルSR10+滑り0.4ΣW (SR10V04) では、いずれの入力地震動に対しても1F応答層間変形角が1/300程度、2F応答値が1/200程度となり、1階の実被害が大きいこととは一致せず、また被害状況から推定した目標クライテリア1/200~1/120よりも小さい応答となった。また、スウェイバネの滑り変形は最大600mm程度と過大となり、地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位200mm~300mmより大きな値となった。さらに、基礎固定モデルFX10の最大層間変形角1/20程度の応答結果に比べて小さくなっており、1階床応答が宮園観測波と整合していないことが推測される。

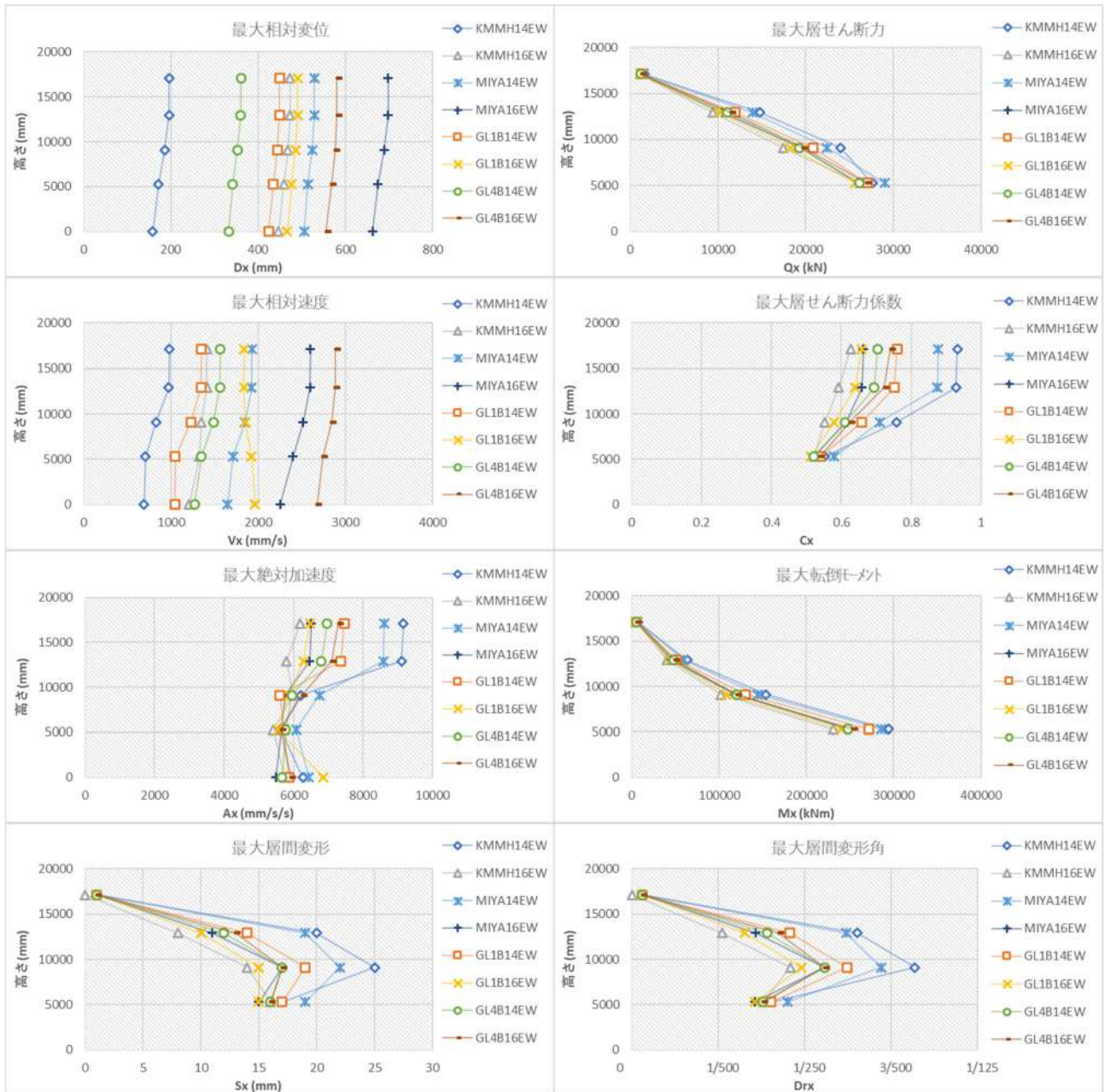


図 7.5.5.10.e X 方向 (EW) _SR10_V04 モデルの最大応答

図7.5.5.10.fに示す通り，スウェイモデルSR20では，1F応答値が1/250程度，2F応答値が1/150程度となり，被害状況から推定した目標クライテリア1/200～1/120と概ね一致した。ただし，スウェイバネの滑り変形は30mm程度であり，地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位200mm～300mmより小さな値となった。ここで，FX20と概ね同等の応答となったため，1階の床応答加速度は，Miya（宮園観測記録）と近似していることが推測される。

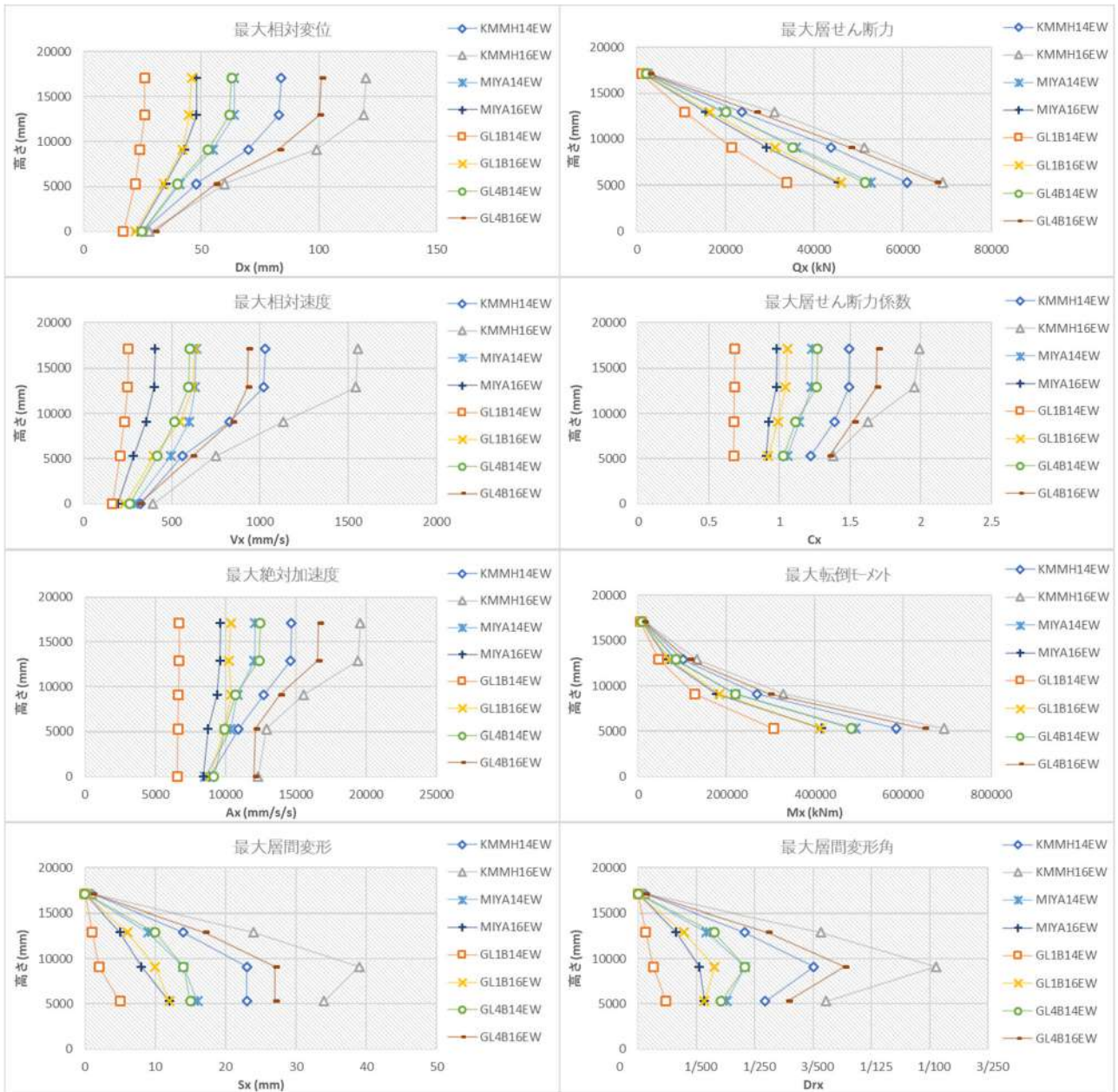


図 7.5.5.10.f X 方向 (EW) _SR20 モデルの最大応答

図7.5.5.10.gに示す通り，スウェイモデルSR20+滑り0.5ΣW (SR20V05) では，1F応答値が1/2500程度，2F応答値が1/2000程度となり，被害状況から推定した目標クライテリア1/200～1/120と一致しない。また，スウェイバネの滑り変形は750mm程度であり，地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位200mm～300mmより大きい値となった。

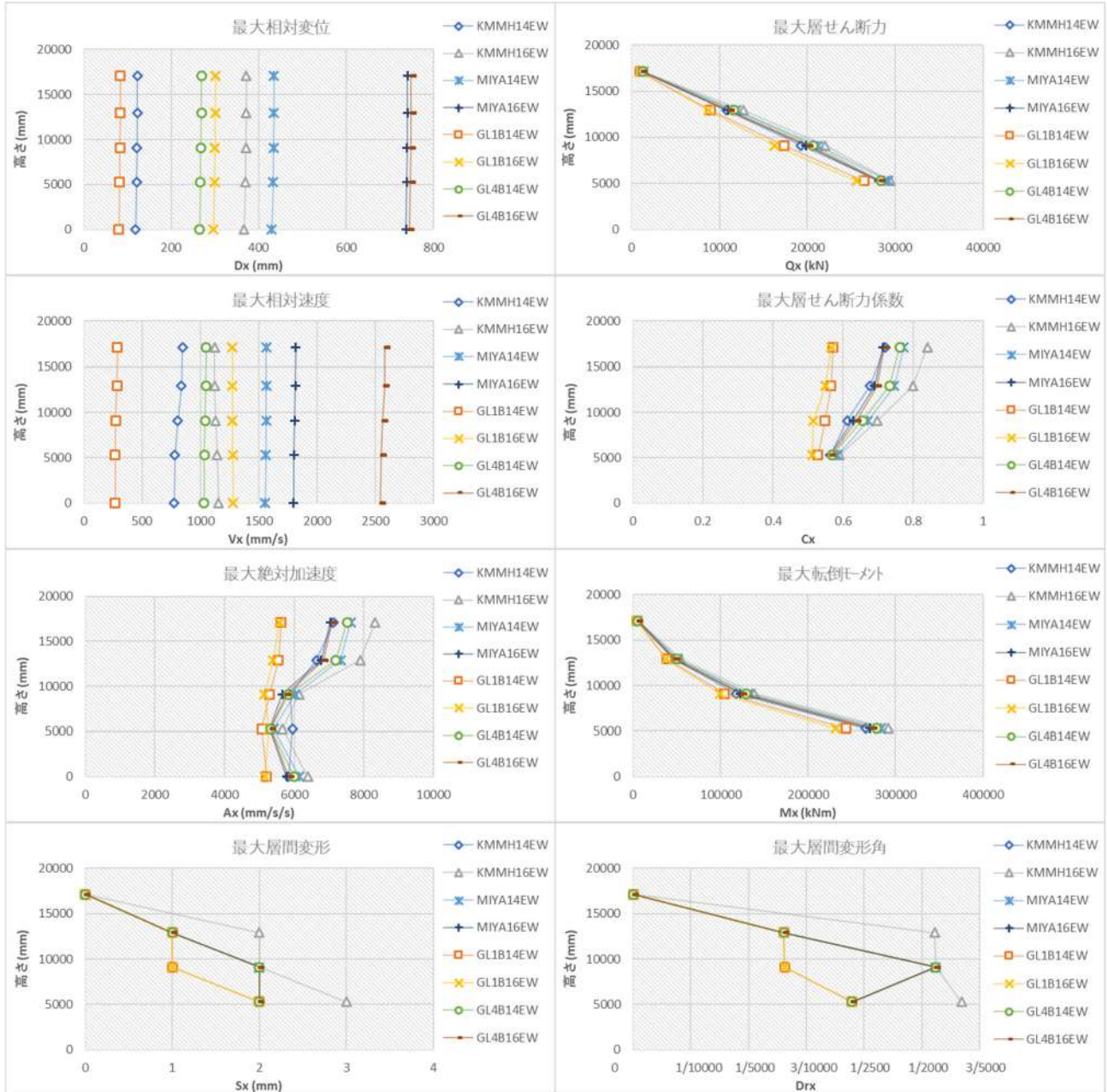


図 7.5.5.10.g X 方向 (EW) _SR20_V05 モデルの最大応答

図7.5.5.10.hに示す通り，スウェイモデルSR20+滑り0.4ΣW (SR20V04) では，1F応答値が1/2500程度，2F応答値が1/2000程度となり，被害状況から推定した目標クライテリア1/200～1/120と一致しない。また，スウェイバネの滑り変形は550mm程度であり，地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位200mm～300mmより大きい値となった。

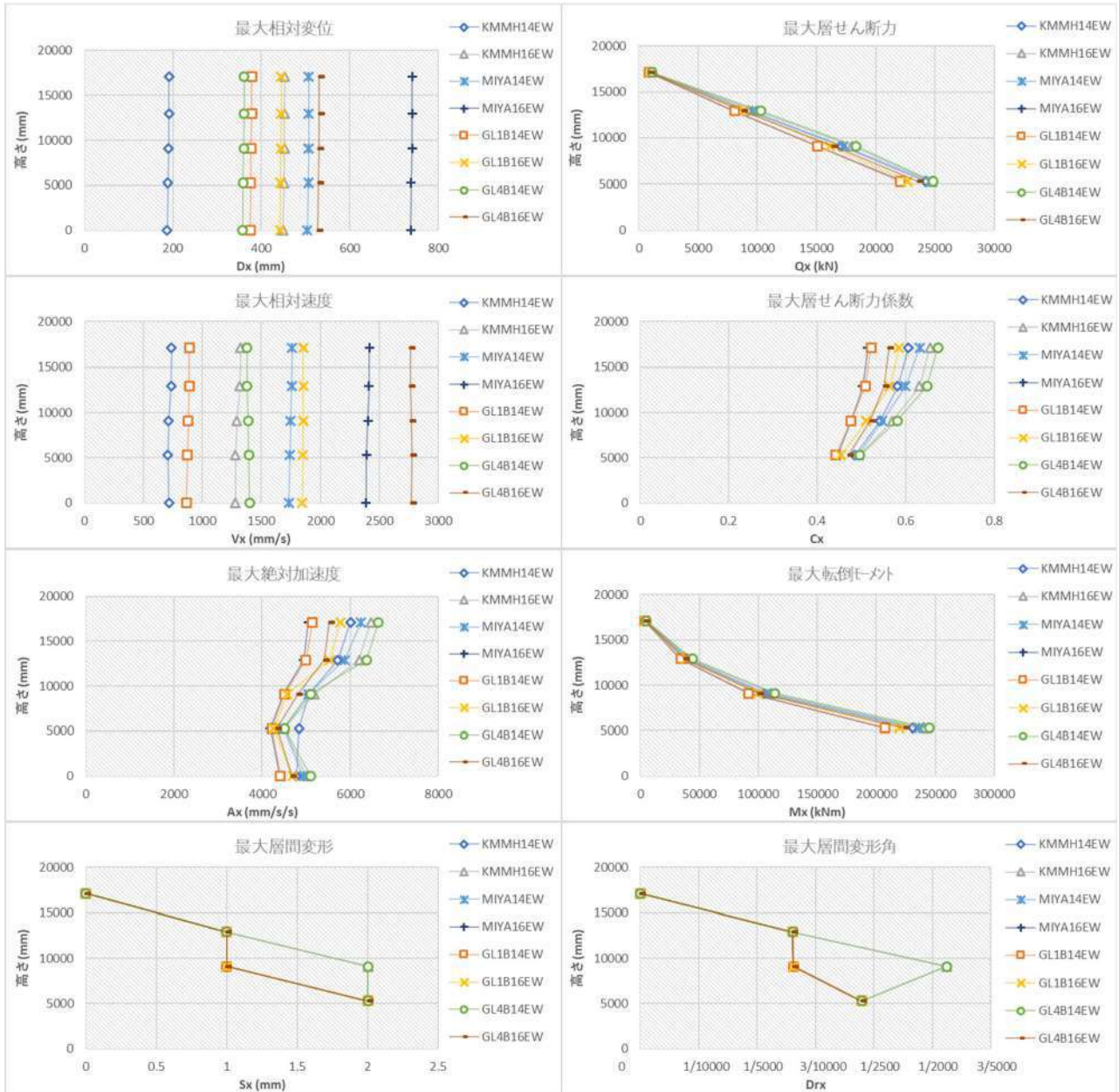


図 7.5.5.10.h X 方向 (EW) _SR20_V04 モデルの最大応答

図7.5.5.11.aに示す通り，Y方向（NS方向）の基礎固定モデルFX10では，宮園応答値が1/100程度となり，被害状況による目標クライテリア1/400とは一致しない結果となった。

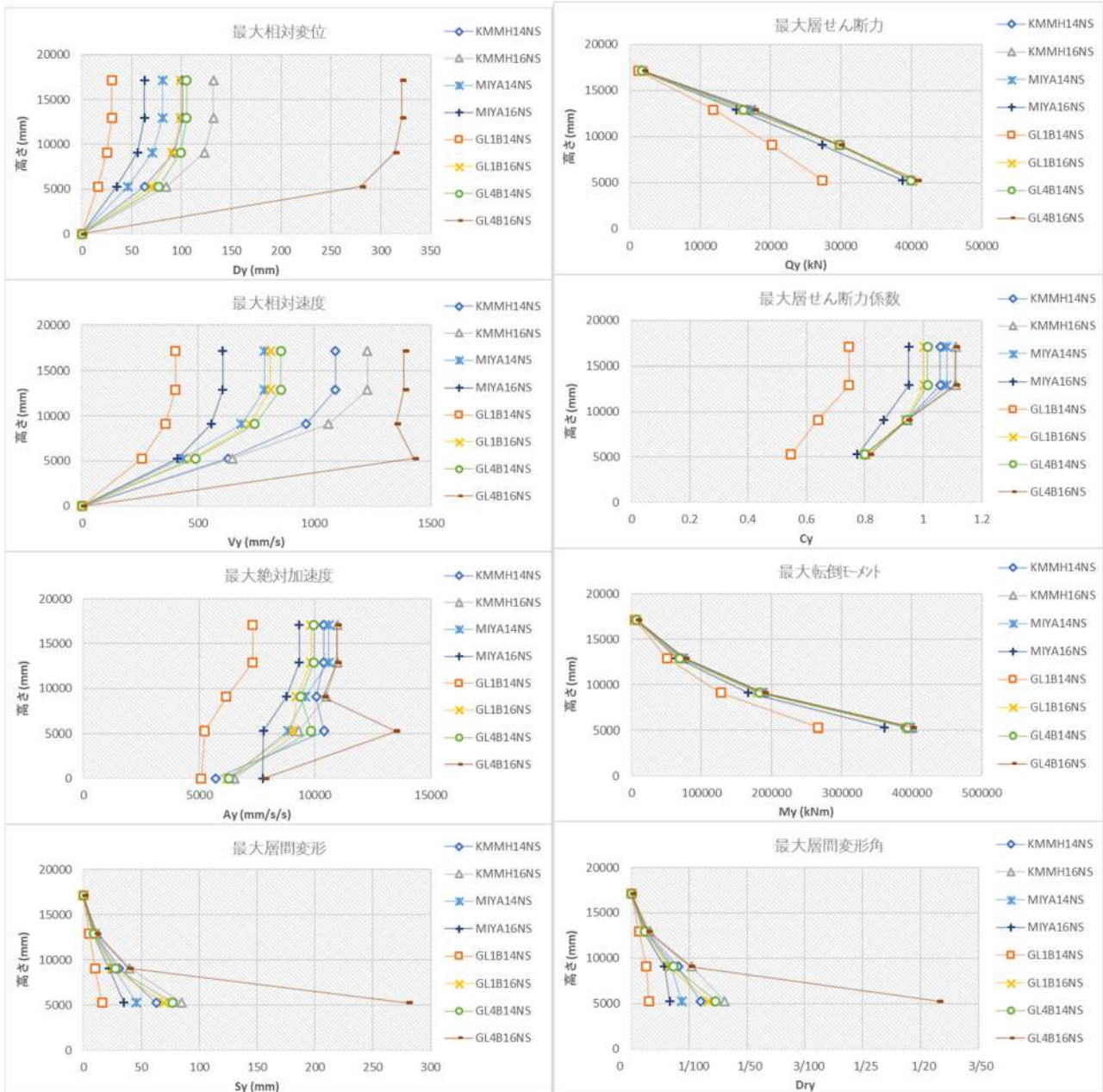


図 7.5.5.11.a Y方向（NS）のFX10モデルの最大応答

図7.5.5.11.bに示す通り，基礎固定モデルFX20では，宮園応答値が1/2000程度となり，被害状況から推定した目標クライテリア1/400よりもやや小さな応答となった。

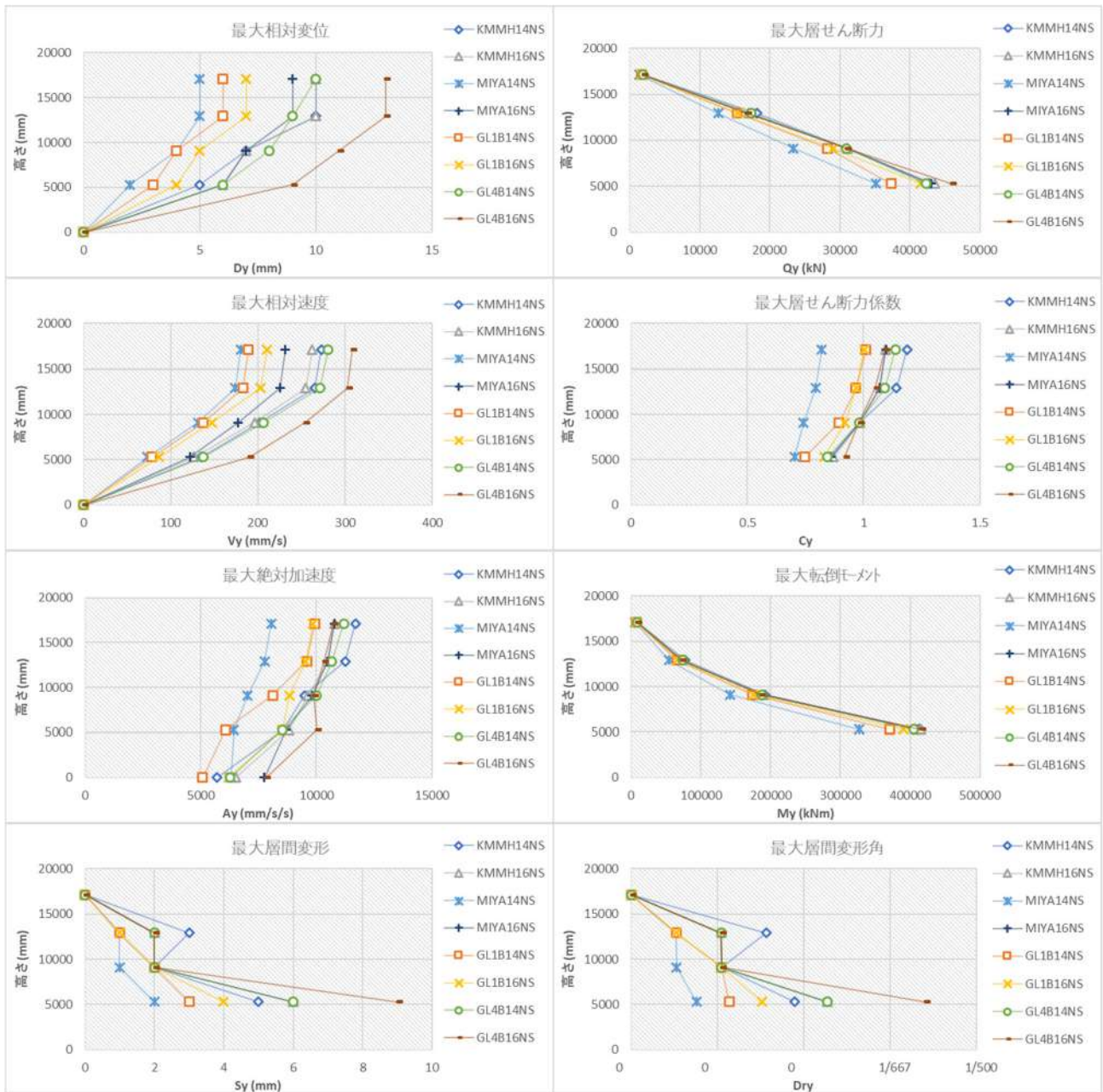


図 7.5.5.11.b Y 方向 (NS) の FX20 モデルの最大応答

図7.5.5.11.cに示す通り，スウェイモデルSR10では，GL4b16EW応答値が1/15程度となり，被害状況による目標クライテリア1/400とは一致しない。また，スウェイバネの滑り変形も小さく，地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位100mmと一致しない結果となった。

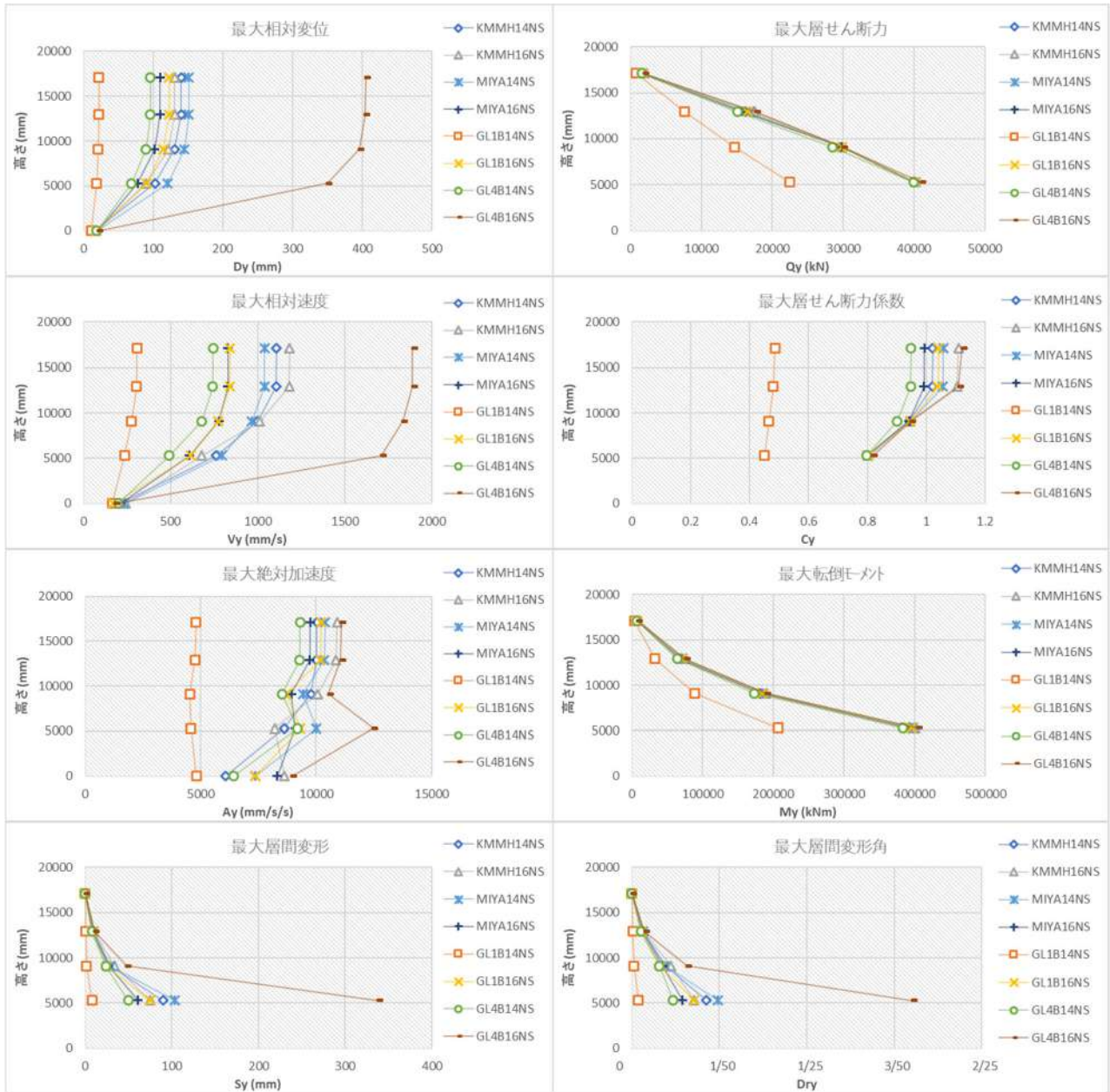


図 7.5.5.11.c Y 方向 (NS) _SR10 モデルの最大応答

図7.5.5.11.dに示す通り，スウェイモデルSR10+滑り0.5ΣW (SR10V05) では，1F応答値が1/200程度となり，被害状況から推定した応答値1/400とは一致しない。ただし，スウェイバネの滑り変形が300mm程度となり，地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位100mmより大きな値となった。

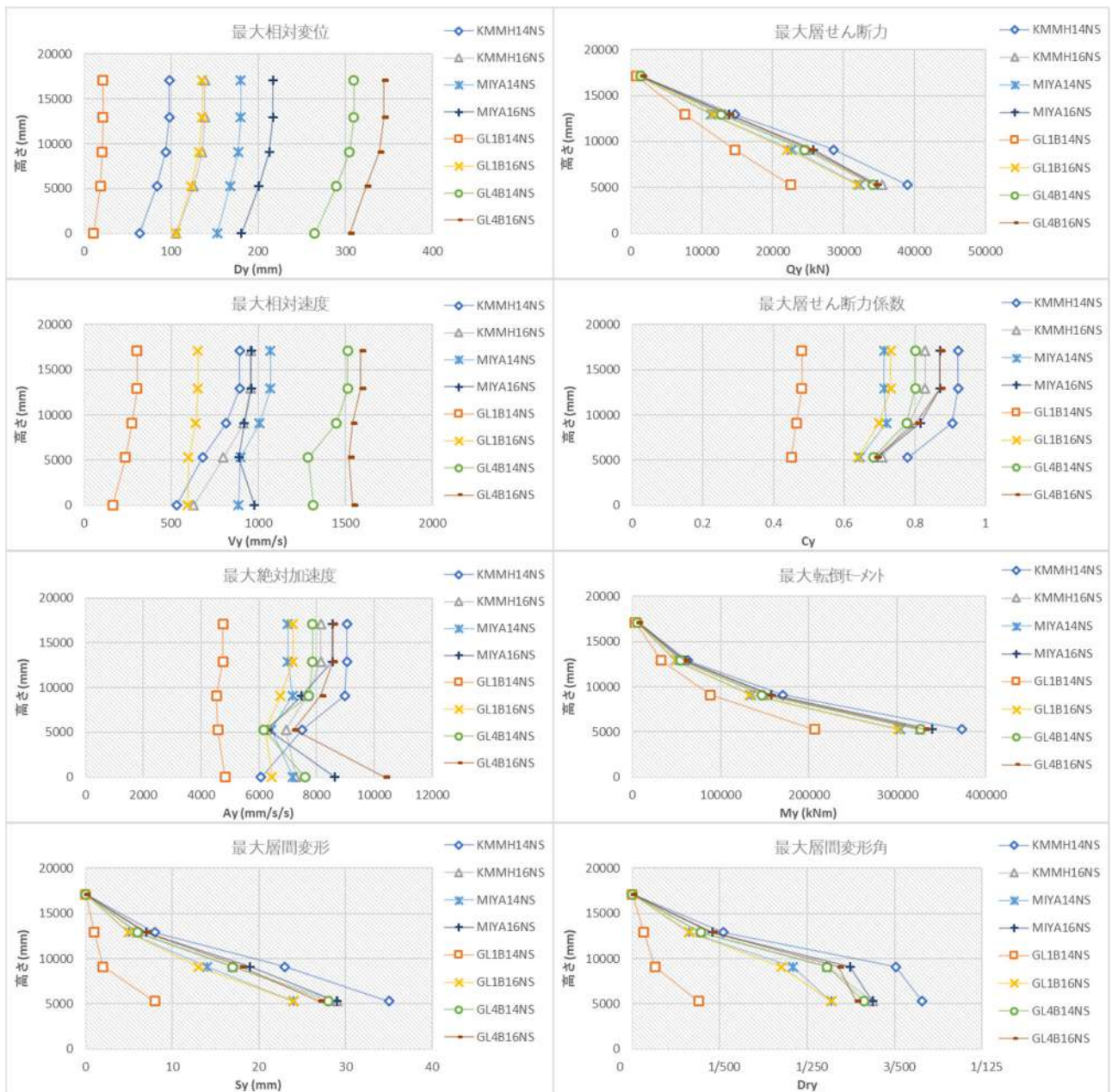


図 7.5.5.11.d Y方向 (NS) _SR10_V05 モデルの最大応答

図7.5.5.11.eに示す通り，スウェイモデルSR10+滑り0.4ΣW (SR10V04) では，1F応答値が1/500程度となり，被害状況から推定した目標クライテリア1/400と同等の応答となった。ただし，スウェイバネの滑り変形は400mm程度となり，地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位100mmより大きな値となった。

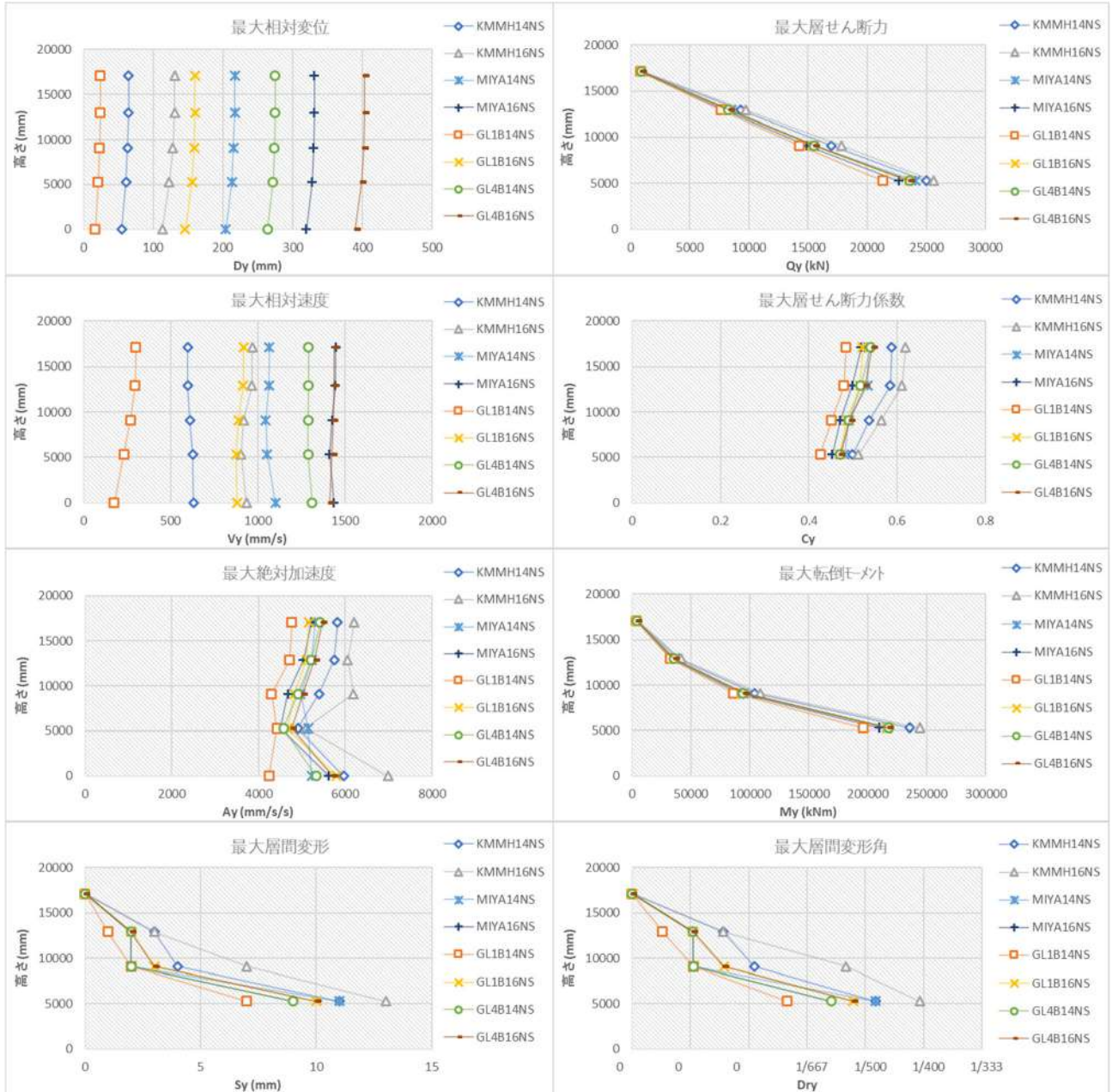


図 7.5.5.11.e Y方向 (NS) _SR10_V04 モデルの最大応答

図7.5.5.11.fに示す通り，スウェイモデルSR20では，1F応答値が1/600程度となり，被害状況から推定した目標クライテリア1/400と概ね一致した。ただし，スウェイバネの滑り変形は20mm程度であり，地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位100mmより小さな値となった。

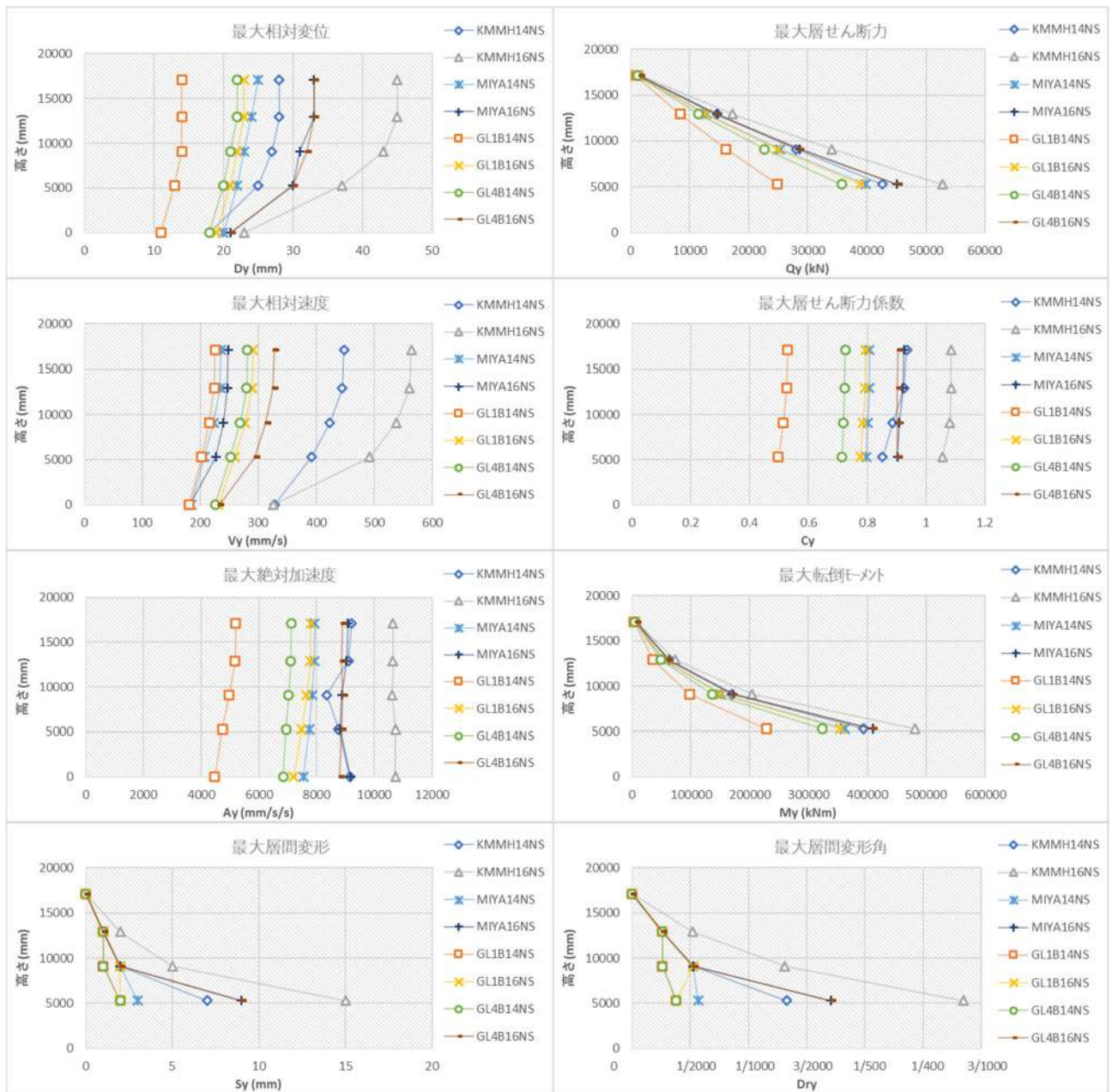


図 7.5.5.11.f Y 方向 (NS) _SR20 モデルの最大応答

図7.5.5.11.gに示す通り，スウェイモデルSR20+滑り0.5ΣW (SR20V05) では，1F応答値が1/2500程度となり，被害状況から推定した目標クライテリア1/400と一致しない。また，スウェイバネの滑り変形は300mm程度であり，地盤の応答解析による地盤と基礎の相対変位100mmより大きい値となった。

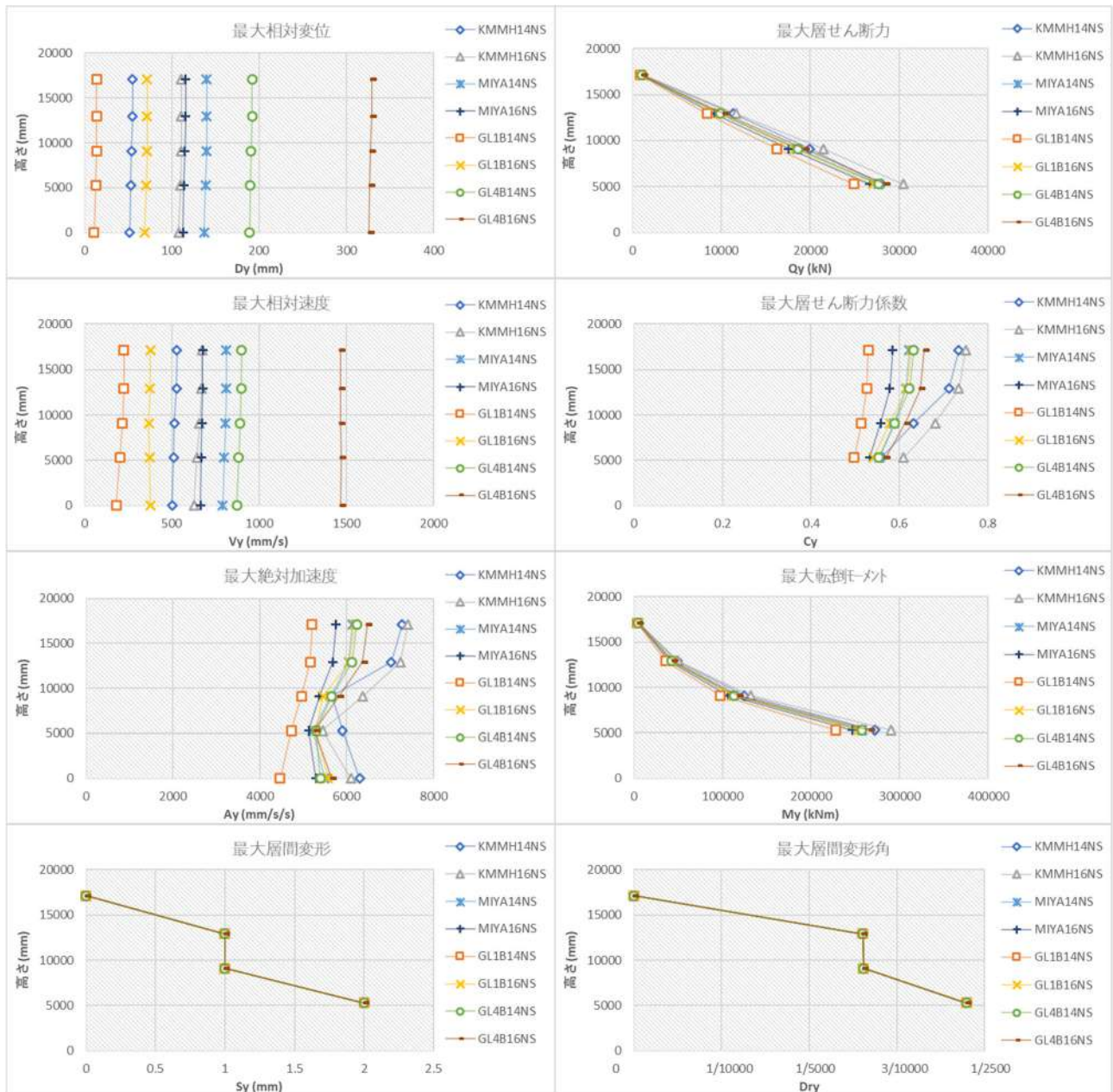


図 7.5.5.11.g Y方向 (NS) _SR20_V05 モデルの最大応答

図7.5.5.11.hに示す通り，スウェイモデルSR20+滑り0.4ΣW (SR20V04) では，1F応答値が1/2500程度となり，被害状況から推定した目標クライテリア1/400と一致しない。また，スウェイバネの滑り変形は400mm程度であり，地盤の応答解析による杭と地盤の相対変位100mmより大きい値となった。

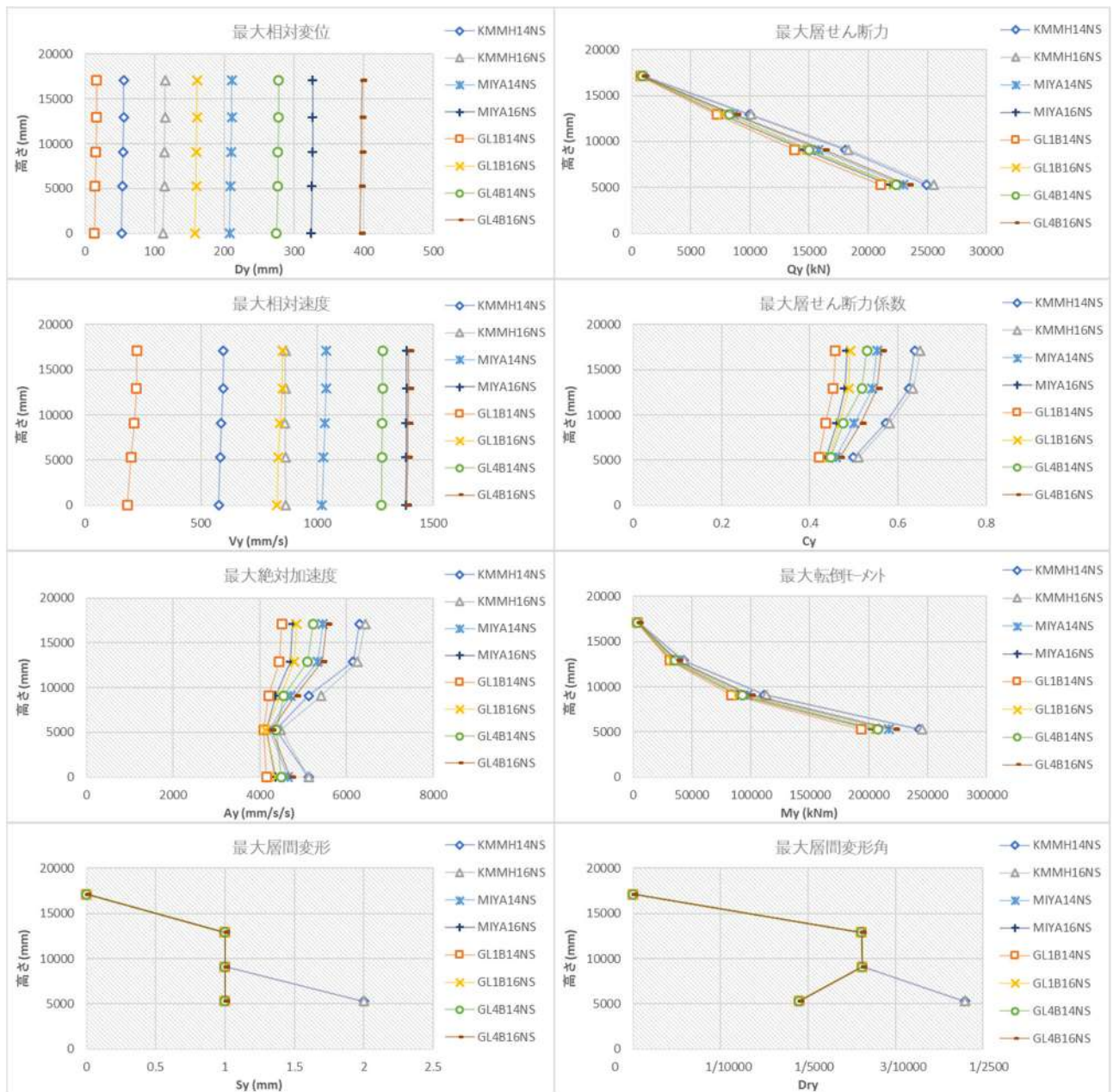


図 7.5.5.11.h Y方向 (NS) _SR20_V04 モデルの最大応答

図 7.5.5.12a より、基礎固定モデル FX10 の耐力を 2 倍した FX20 モデルでは、ほぼ弾性範囲に収まっている。地震被害(推定最大応答 1/200~1/120)に対して、宮園観測波による応答値(FX10 では MIYA14EW, MIYA16EW とともに 1/20 程度, FX20 では MIYA14EW, MIYA16EW とともに 1/400 程度)であり、この中間くらいが実際の建物の復元力特性であると考えられる。

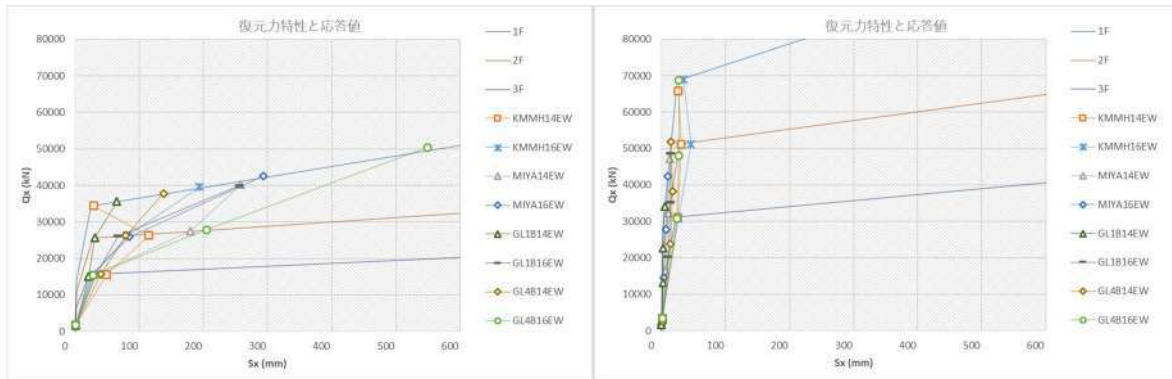


図 7.5.5.12. a X 方向 (EW) __FX10 モデルと__FX20 モデルの各階復元力特性と最大応答値

図 7.5.5.12b より、スウェイモデル SR10 と SR20 では、FX10 と FX20 のそれぞれと同様の応答を示した。またいずれのモデルもスウェイばねの変形は 30mm 程度と小さく、杭と地盤の相対変形 (200mm~300mm) と一致しない。

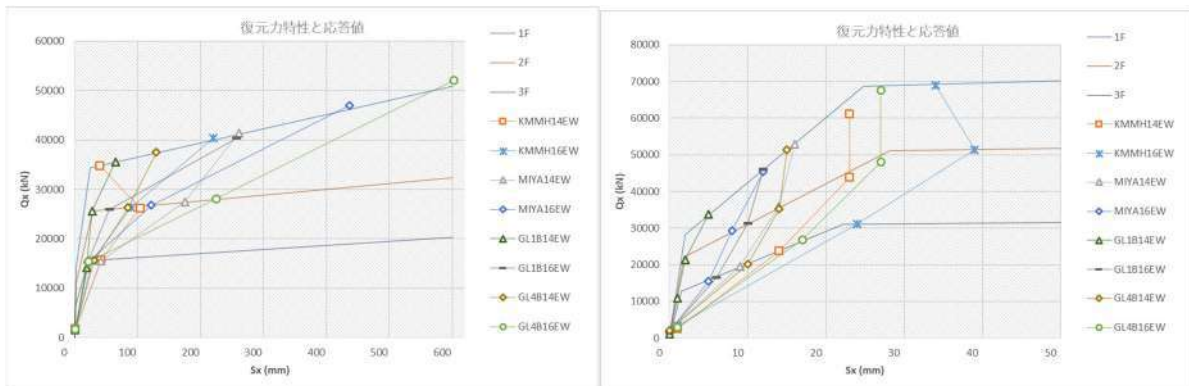


図 7.5.5.12. b X 方向 (EW) __SR10 モデルと__SR20 モデルの各階復元力特性と最大応答値

図 7.5.5.12c より、スウェイモデルに滑りを考慮することで、上部への入力小さくなり SR10V05 の結果と被害からの推定 (1/200~1/120) がほぼ一致した。ただし、FX10 の応答値とは大きく異なることから、1 階床応答と宮園観測波は一致していないと考えられる。

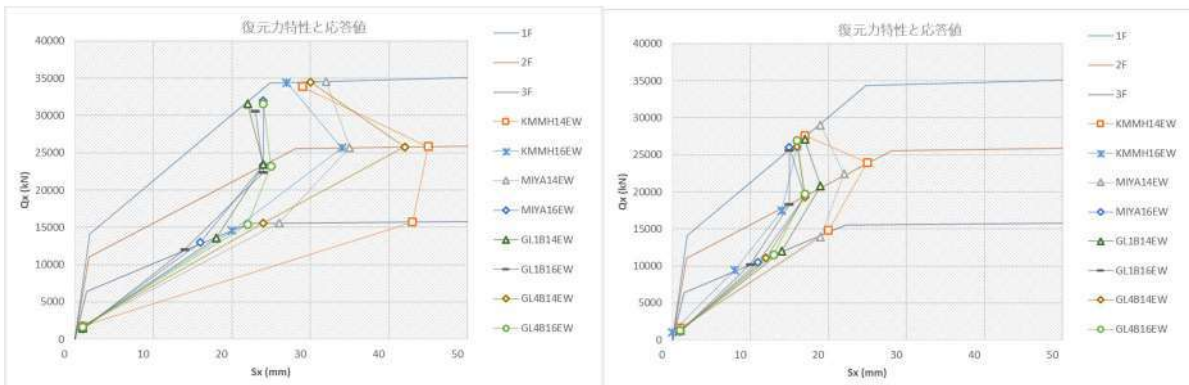


図 7.5.5.12. c X 方向 (EW) __SR10V05 モデルと__SR10V04 モデルの各階復元力特性と最大応答値

図 7.5.5.12d より，スウェイモデルに滑りを考慮し耐力を2倍すると，上部構造の応答変位は更に小さくなり被害からの推定（1/200～1/120）よりもかなり小さい応答値となる。また，FX20 の応答値とも大きく異なることから，1階床応答と宮園観測波は一致しないと考えられる。

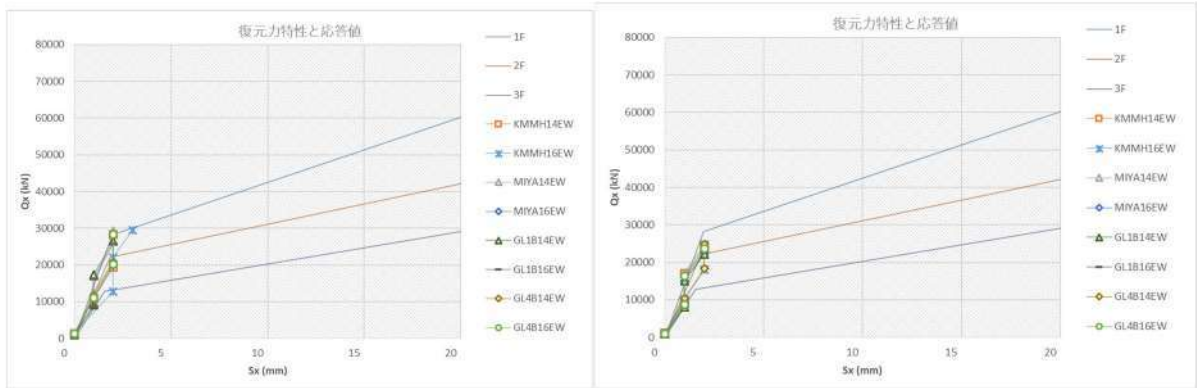


図 7.5.5.12.d X方向（EW）__SR20V05 モデルと__SR20V04 モデルの各階復元力特性と最大応答値

図7.5.5.13.aに示す通り、基礎固定モデルFY10では、宮園応答値が1/100程度となり、被害状況による応答値1/400とは一致しない。またFY20では、1/2000程度となり、過小に評価した。実際の応答値はこれらの間であり、Y方向についてもFY10とFY20の中間の復元力特性と考えられる。



図 7.5.5.13.a Y方向 (NS) __FX10 モデルと__FX20 モデルの各階復元力特性と最大応答値

図7.5.5.13.bに示す通り、スウェイモデルでは基礎固定モデルと同様の結果となり、またいずれもスウェイばねの変形は20mm程度と小さく、杭と地盤の相対変形（100mm）と一致しない。

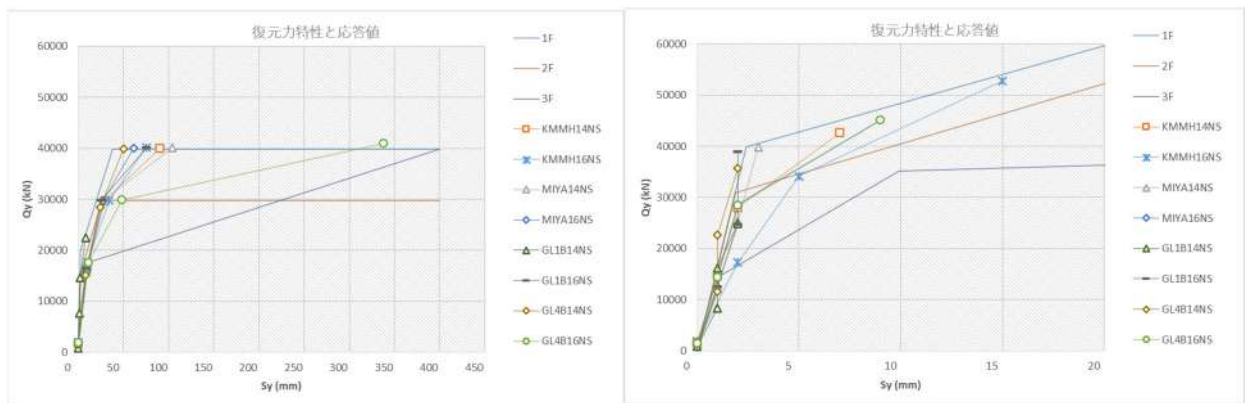


図 7.5.5.13.b Y方向 (NS) __SR10 モデルと__SR20 モデルの各階復元力特性と最大応答値

図7.5.5.13cより、スウェイモデルに滑りを考慮することで、上部への入力小さくなりSR10V05の結果と被害からの推定（1/400）が一致する。ただし、FY10の応答値とは大きく異なることから、1階床応答と宮園観測波は一致しないと考えられる。

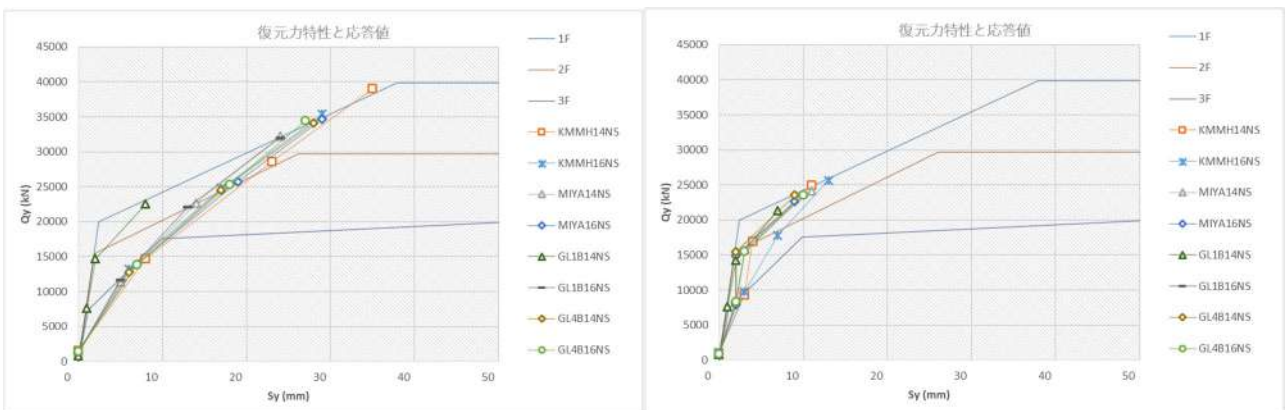


図 7.5.5.13.c Y方向 (NS) __SR10V05 モデルと__SR10V04 モデルの各階復元力特性と最大応答値

図 7.5.5.13d より，スウェイモデルに滑りを考慮し耐力を2倍すると，上部構造の応答変位は更に小さくなり被害からの推定 (1/400) よりもかなり小さい応答値となる。また，FY20 の応答値とも大きく異なることから，1階床応答と宮園観測波は一致しないと考えられる。

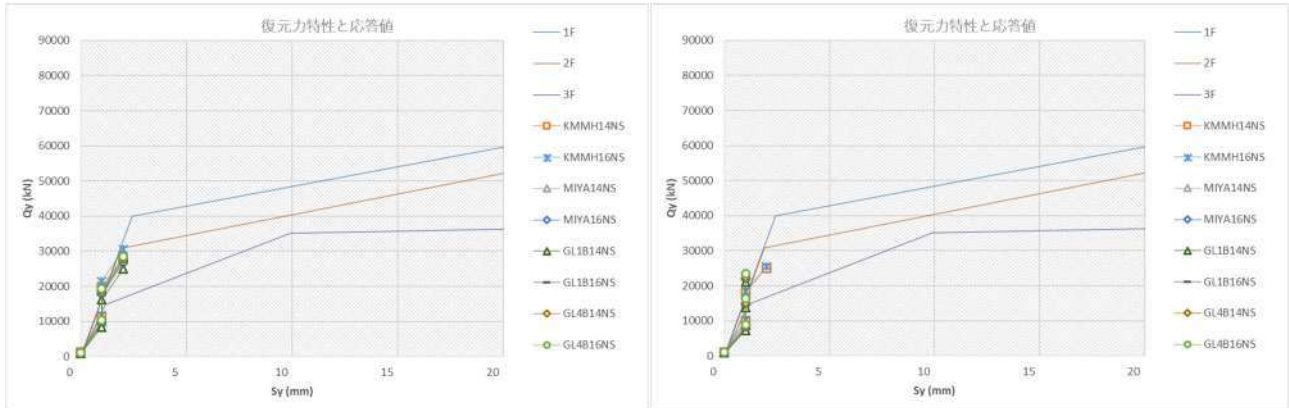


図 7.5.5.13.d Y 方向 (NS) __SR20V05 モデルと __SR20V04 モデルの各階復元力特性と最大応答値

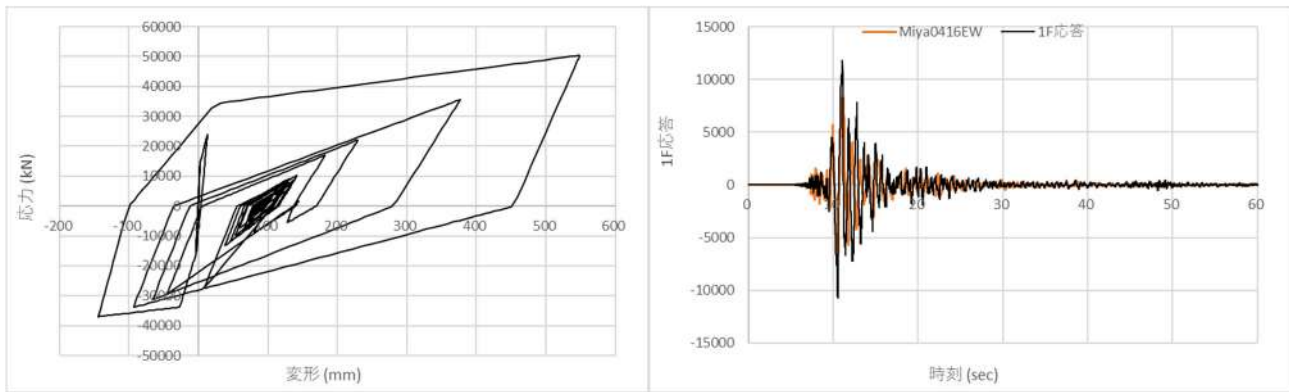


図 7.5.5.14.a X 方向 (EW) __FX10 モデルの1階応力-変形関係と入力波 (No4b16EW) と観測波 miya

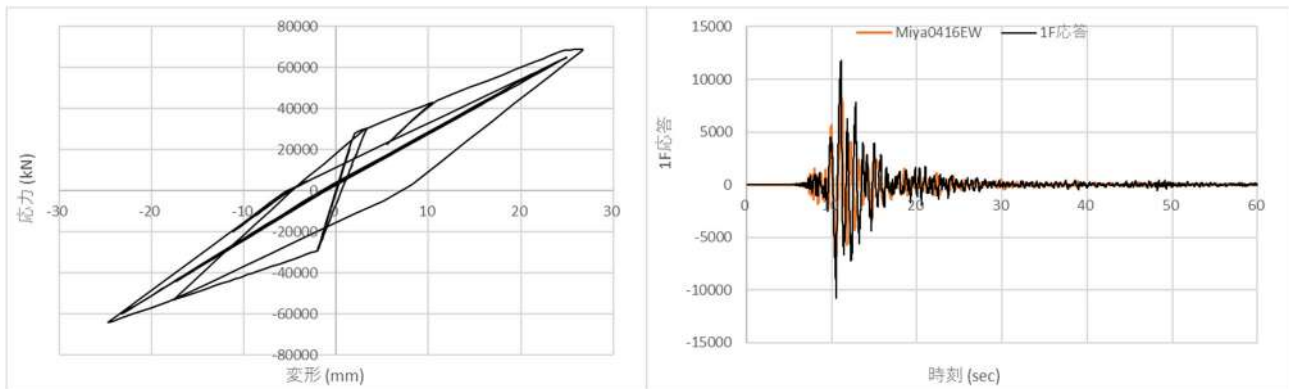


図 7.5.5.14.b X 方向 (EW) __FX20 モデルの1階応力-変形関係と入力波 (No4b16EW) と観測波 miya

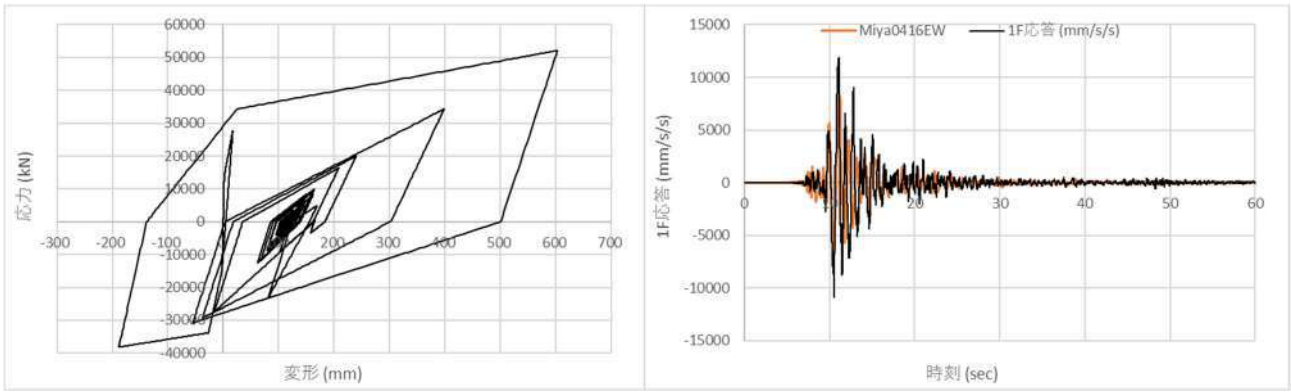


図 7.5.5.14.c X 方向 (EW) __SR10 モデルの 1 階応力-変形関係と 1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

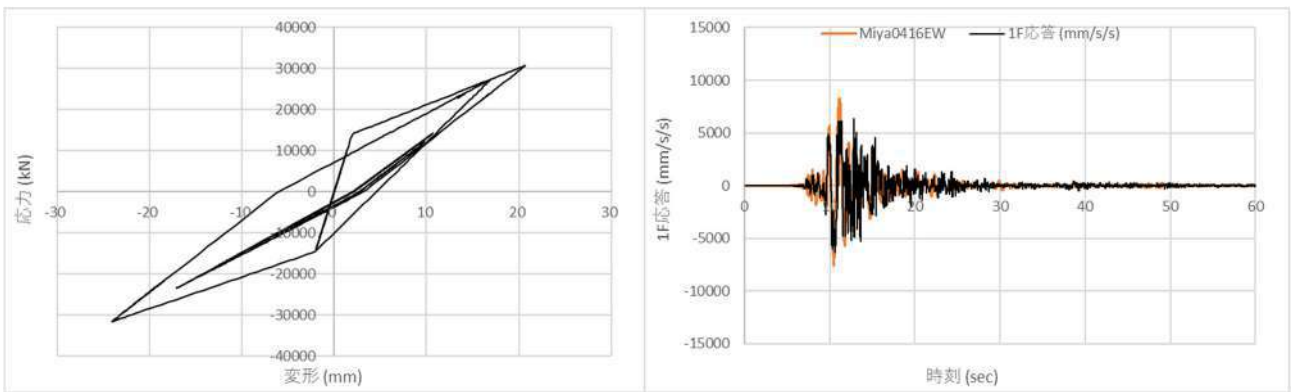


図 7.5.5.14.d X 方向 (EW) __SR10V05 モデルの 1 階応力-変形関係と 1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

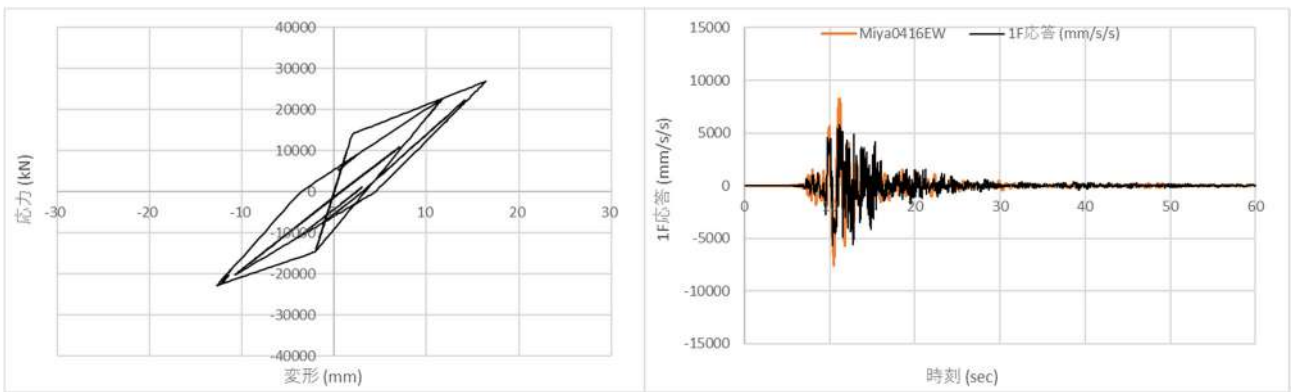


図 7.5.5.14.e X 方向 (EW) __SR10V04 モデルの 1 階応力-変形関係と 1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

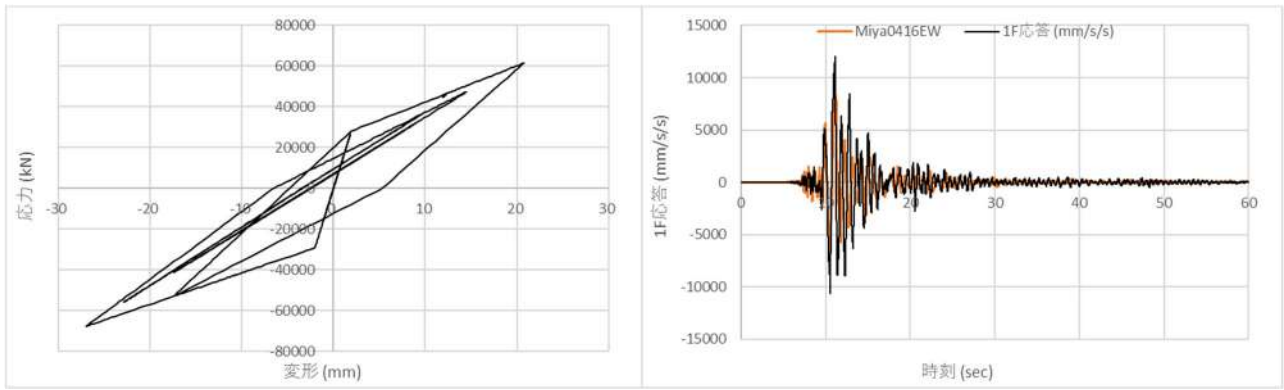


図 7.5.5.14.f X方向 (EW) __SR20 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

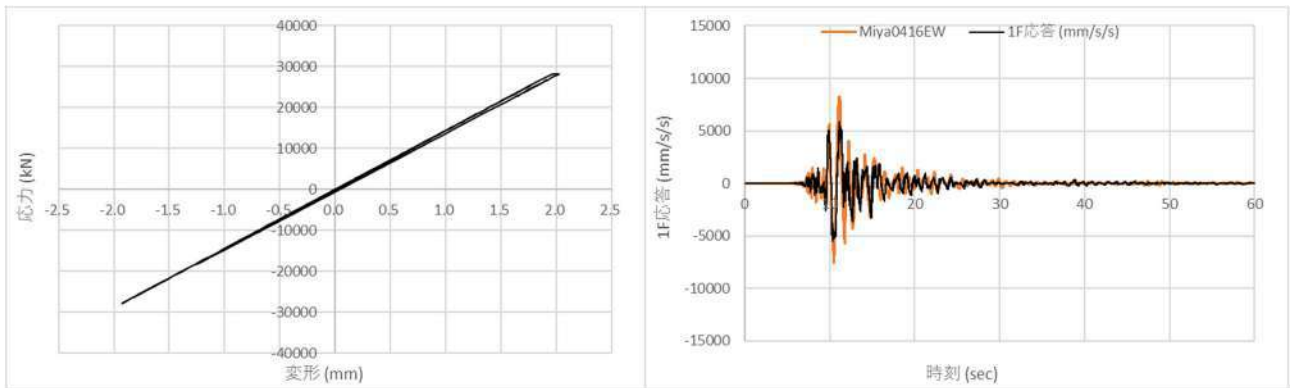


図 7.5.5.14.g X方向 (EW) __SR20V05 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

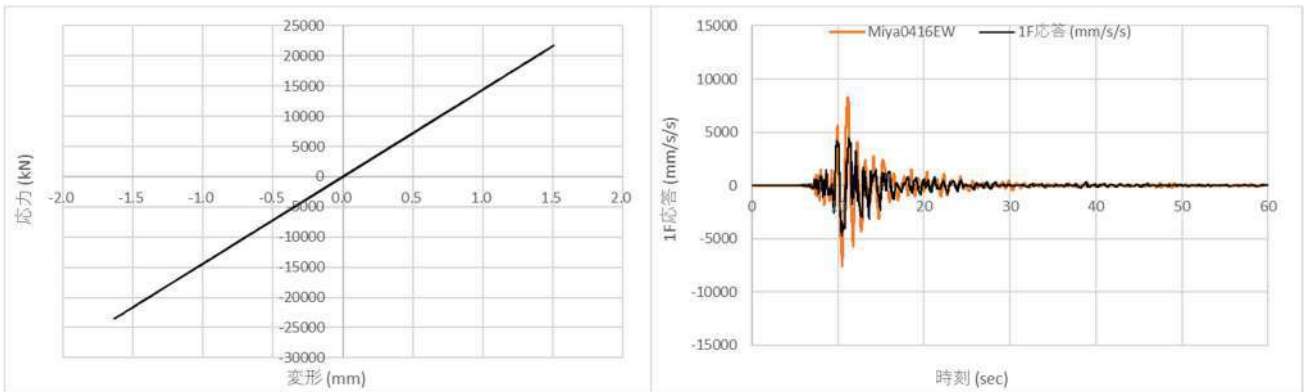


図 7.5.5.14.h X方向 (EW) __SR20V04 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

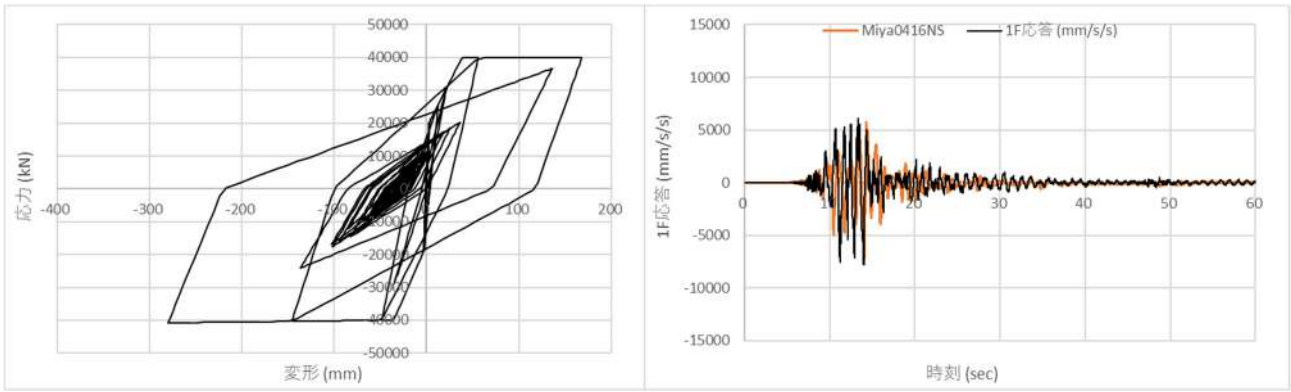


図 7.5.5.15.a Y方向 (NS) __FX10 モデルの1階応力-変形関係と入力波 (No4b16NS) と観測波 miya

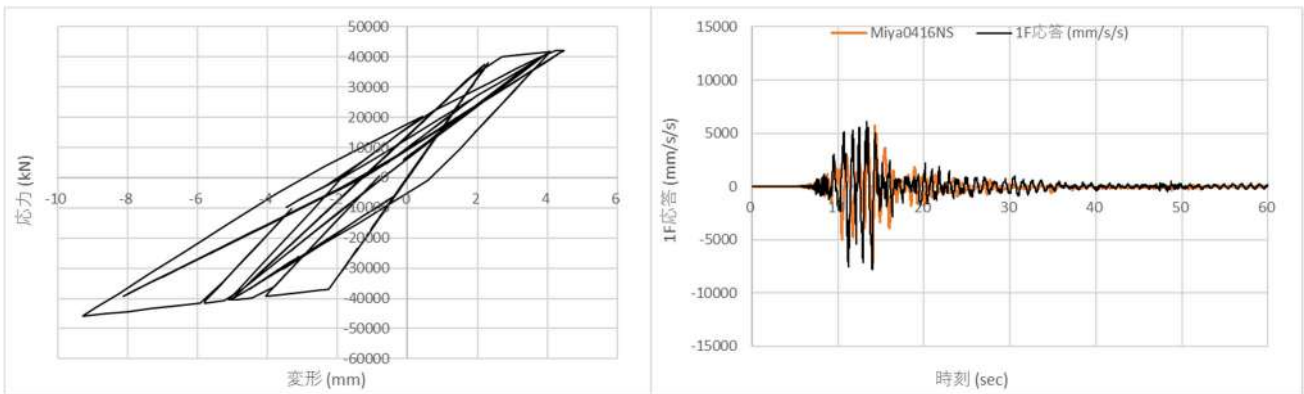


図 7.5.5.15.b Y方向 (NS) __FX20 モデルの1階応力-変形関係と入力波 (No4b16NS) と観測波 miya

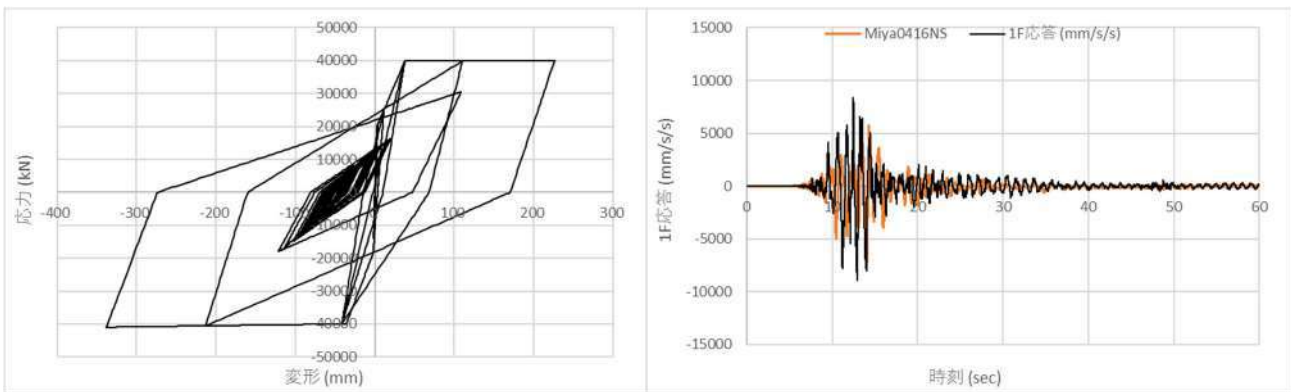


図 7.5.5.15.c Y方向 (NS) __SR10 モデルの1階応力-変形関係と入力波 (No4b16NS) と観測波 miya

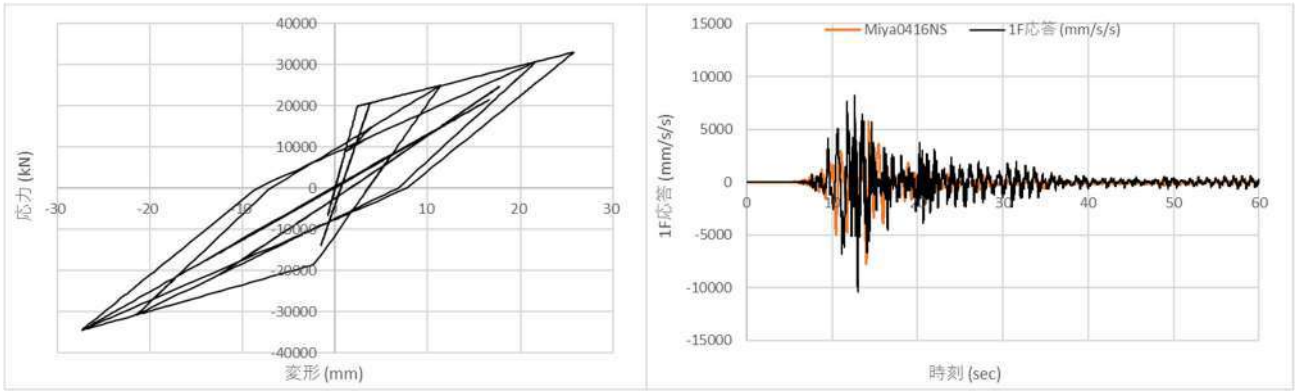


図 7.5.5.15. d Y方向 (NS) __SR10V05 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16NS) と観測波 miya

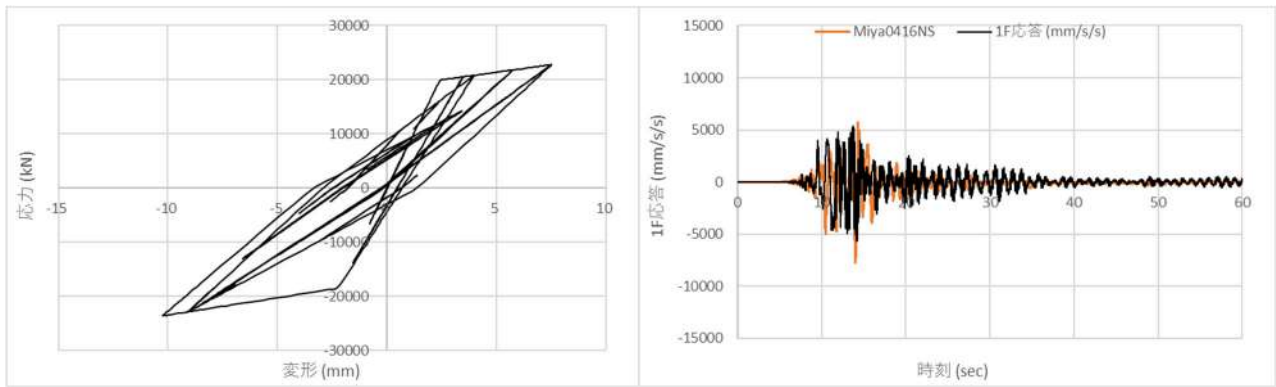


図 7.5.5.15. e Y方向 (NS) __SR10V04 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16NS) と観測波 miya

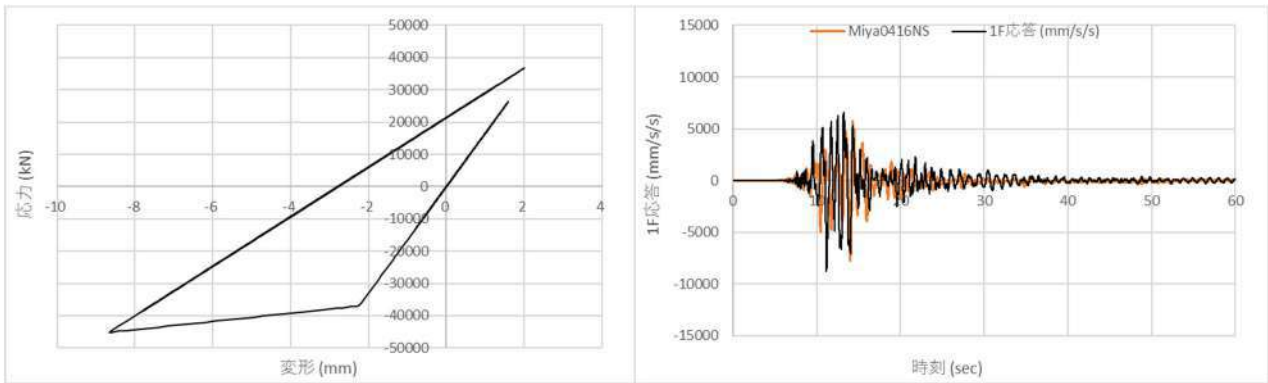


図 7.5.5.15. f Y方向 (NS) __SR20 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16NS) と観測波 miya

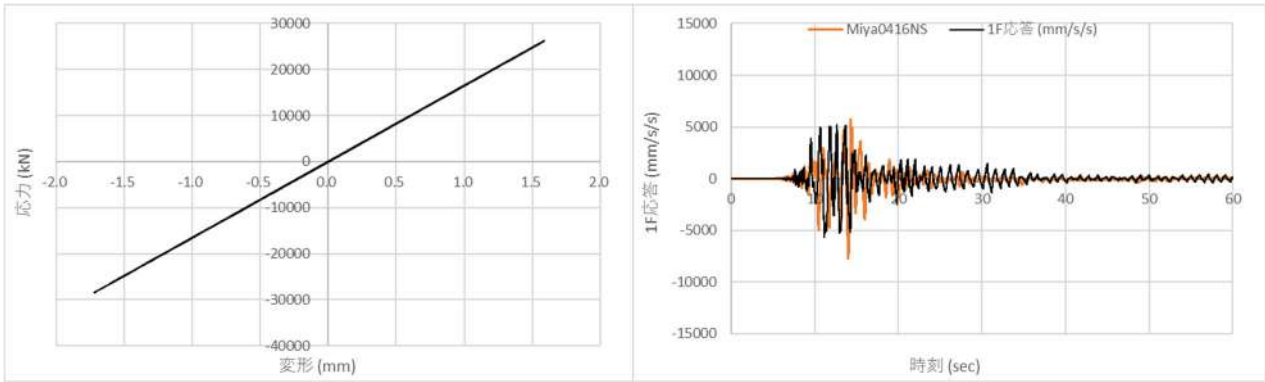


図 7.5.5.15.g Y方向 (NS) __SR20V05 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16NS) と観測波 miya

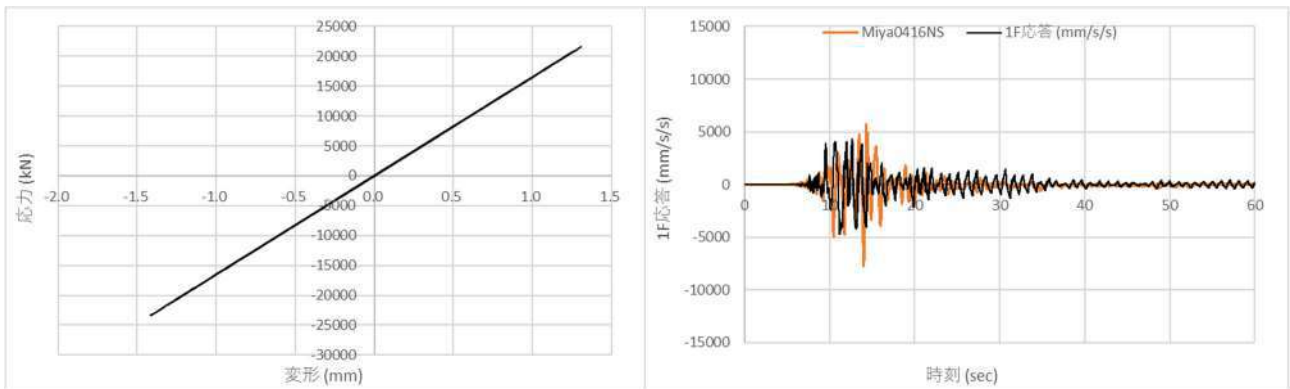


図 7.5.5.15.h Y方向 (NS) __SR20V04 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16NS) と観測波 miya

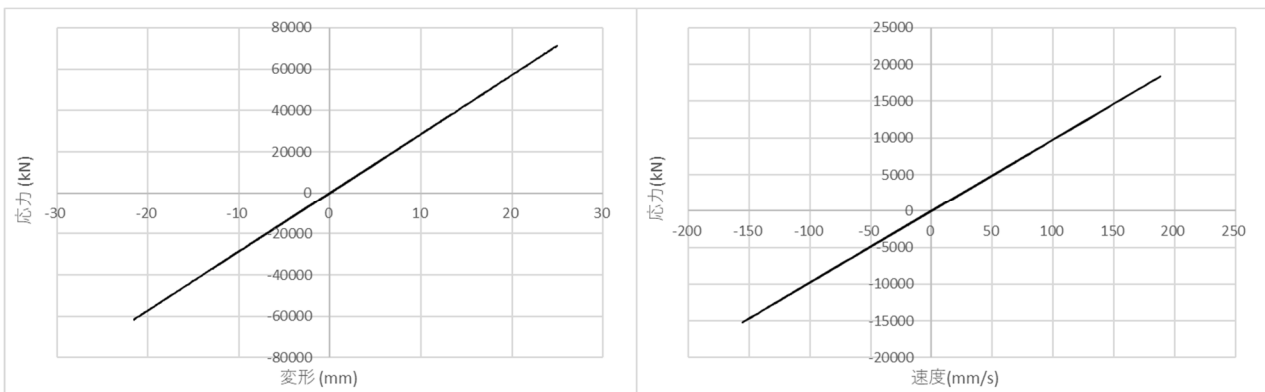


図 7.5.5.16.a X方向 (EW) __SR10 モデルのスイバ[®]変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_EW_4/16)

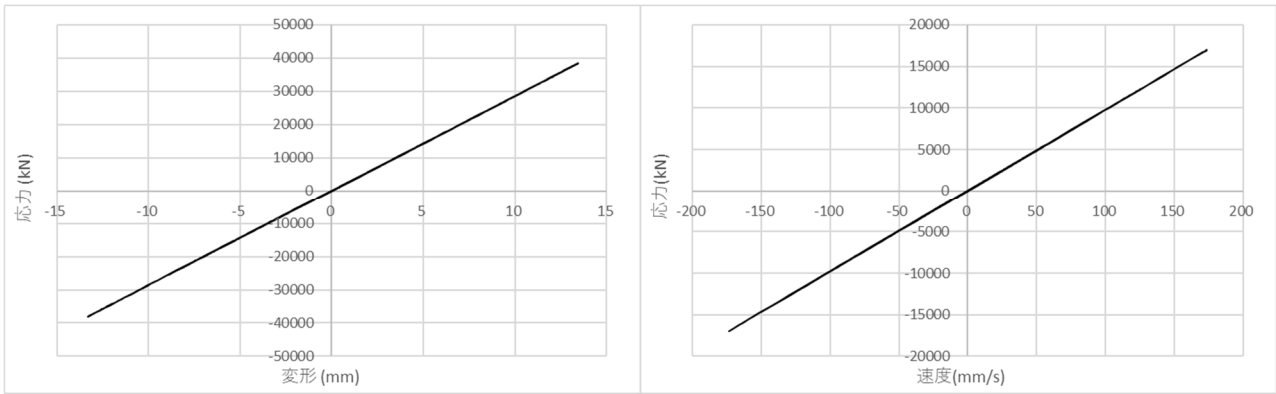


図 7.5.5.16. b X 方向 (EW) __SR10V05 モデルのスイハバ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (GL4b_16EW)

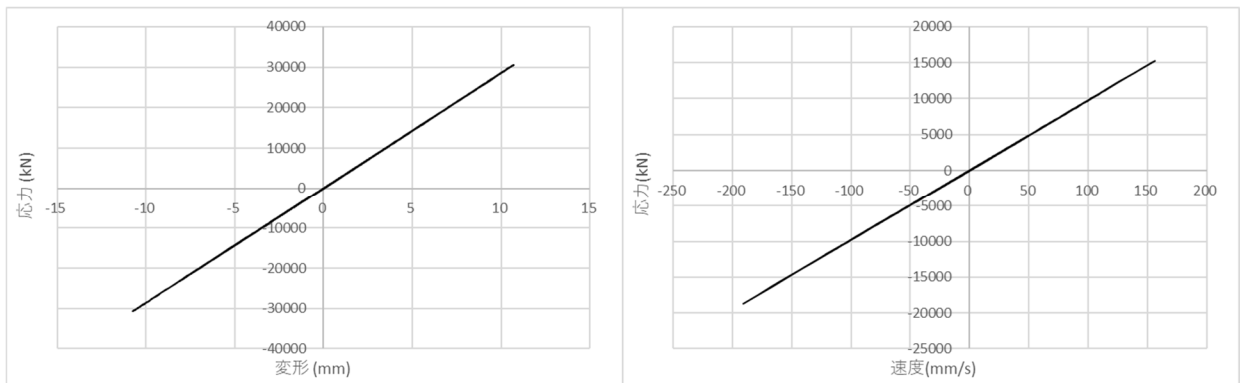


図 7.5.5.16. c X 方向 (EW) __SR10V04 モデルのスイハバ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16EW)

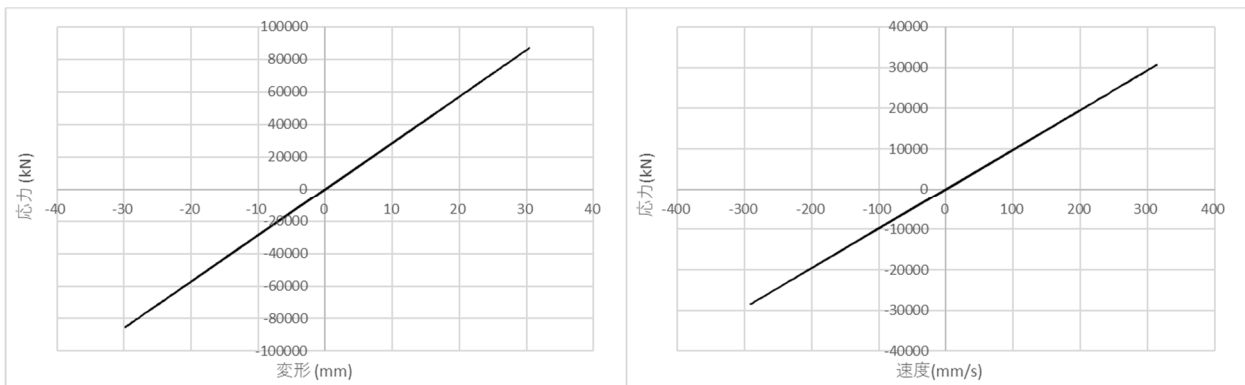


図 7.5.5.16. d X 方向 (EW) __SR20 モデルのスイハバ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16EW)

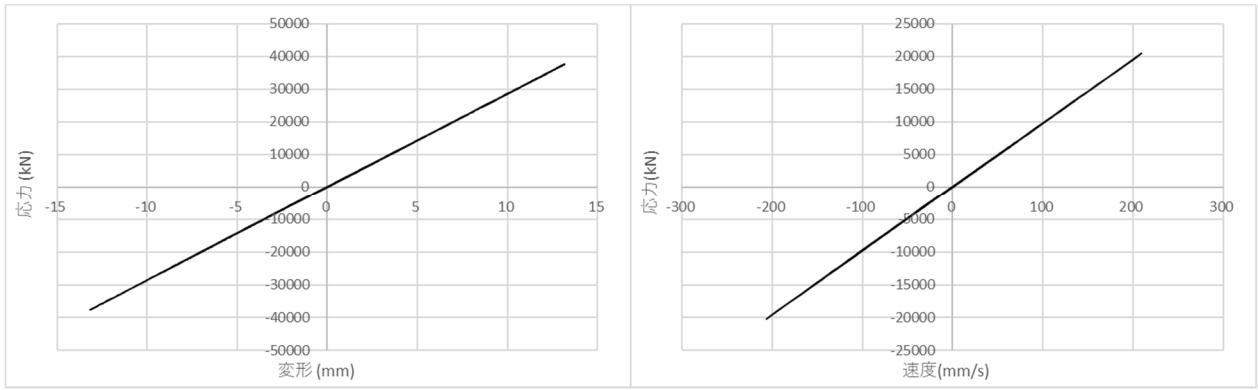


図 7.5.5.16.e X方向(EW) __SR20V05 モデルのスイハバ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16EW)

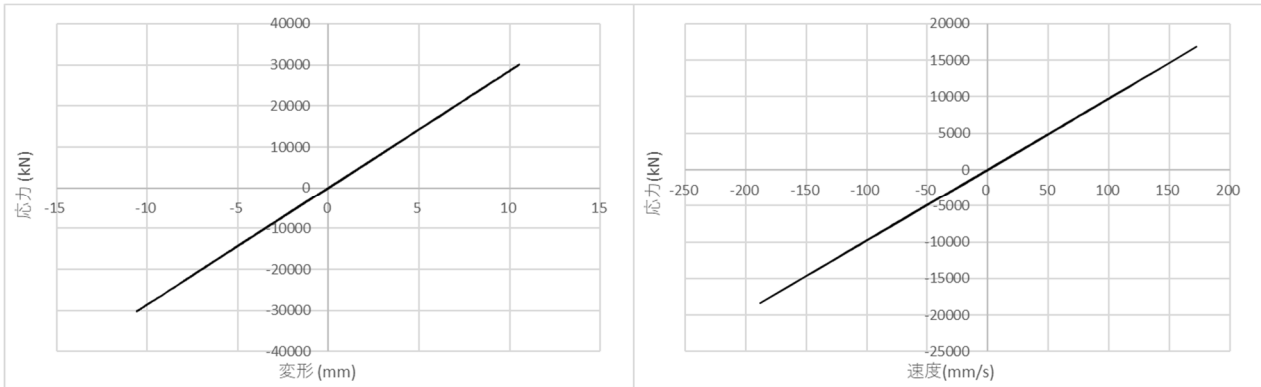


図 7.5.5.16.f X方向 (EW) __SR20V04 モデルのスイハバ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16EW)

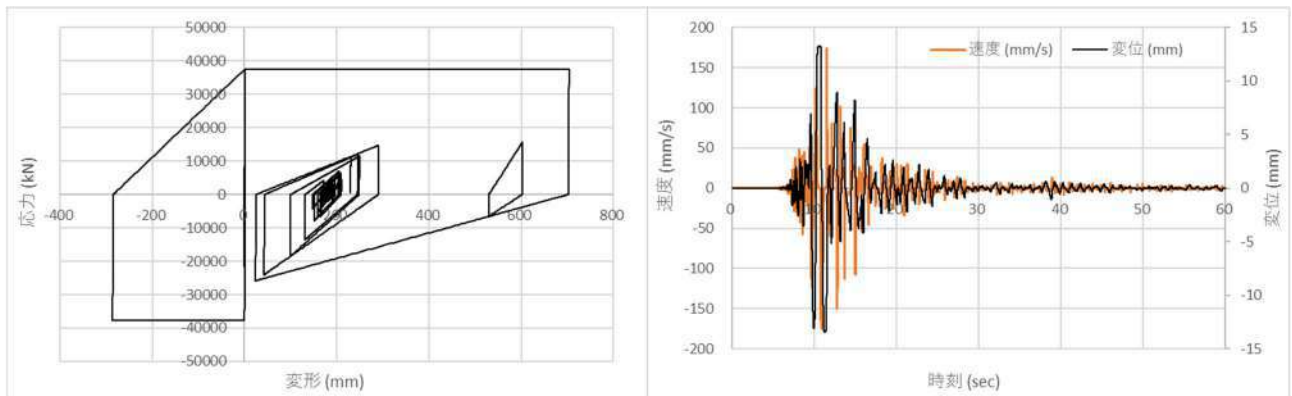


図 7.5.5.16.g X方向 __SR10V05 モデルの剛塑性バネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16EW)

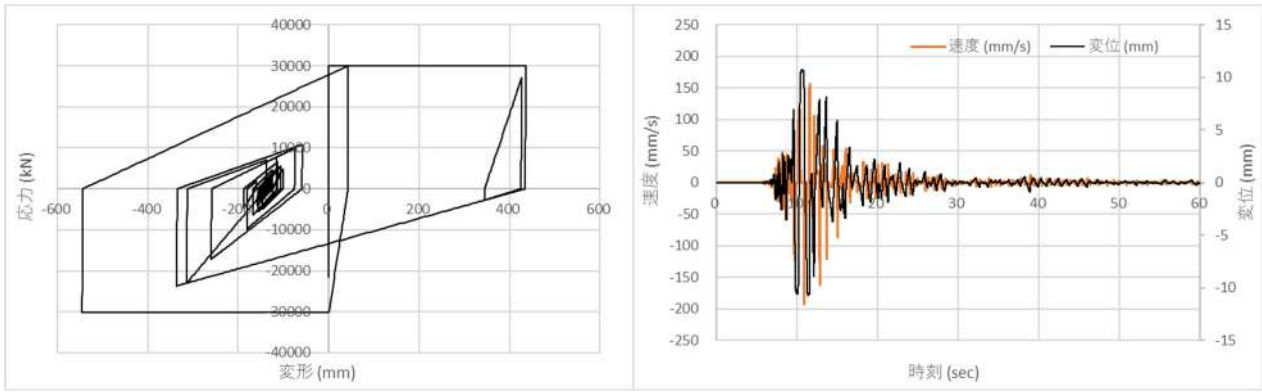


図 7.5.5.16.h X方向__SR10V04 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16EW)

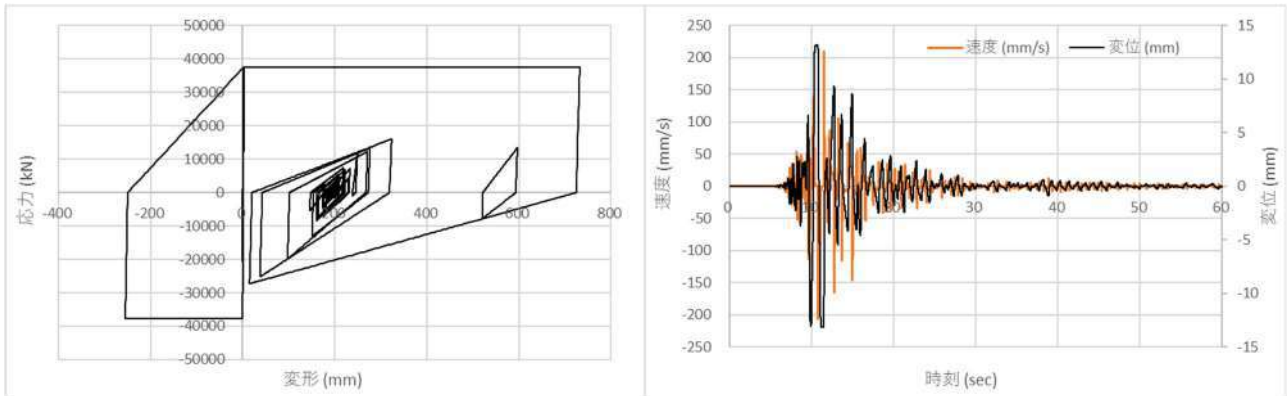


図 7.5.5.16.i X方向__SR20V05 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16EW)

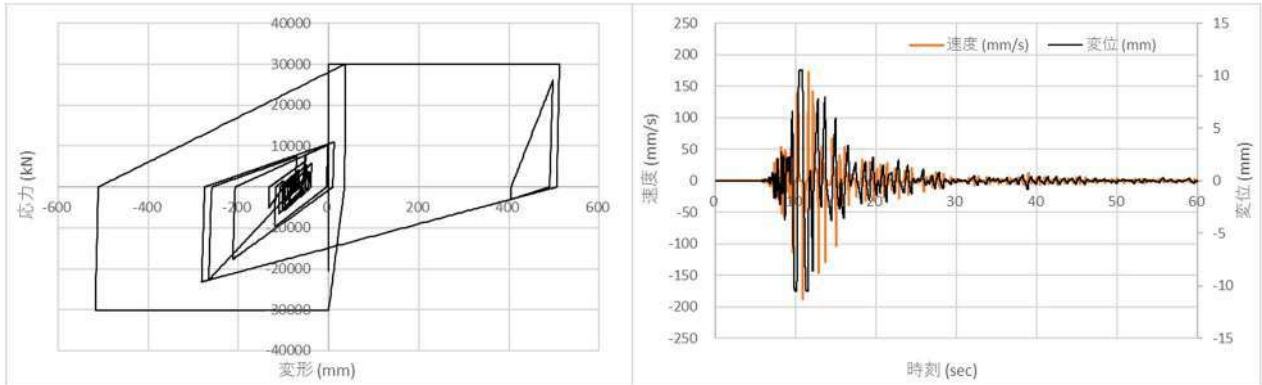


図 7.5.5.16.j X方向__SR20V04 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16EW)

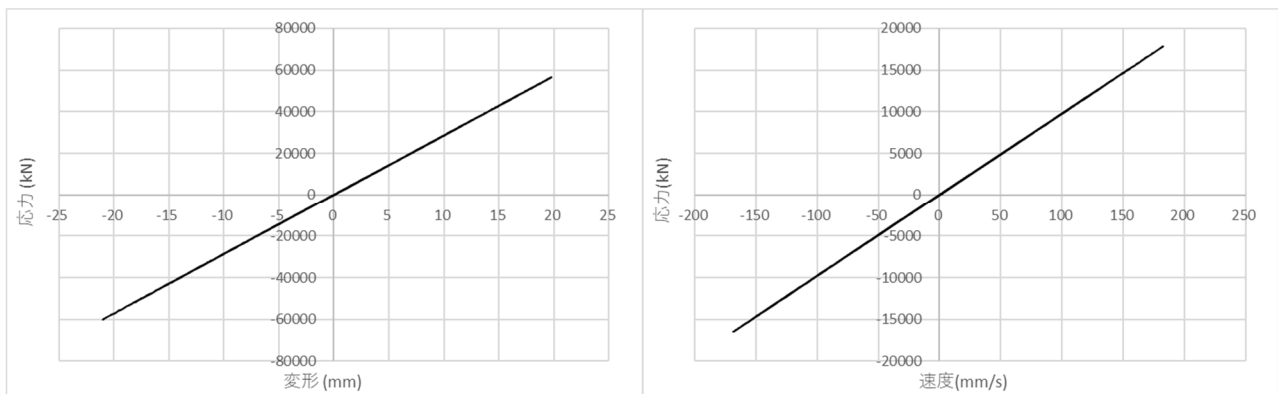


図 7.5.5.17.a Y方向 (NS) __SR10 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

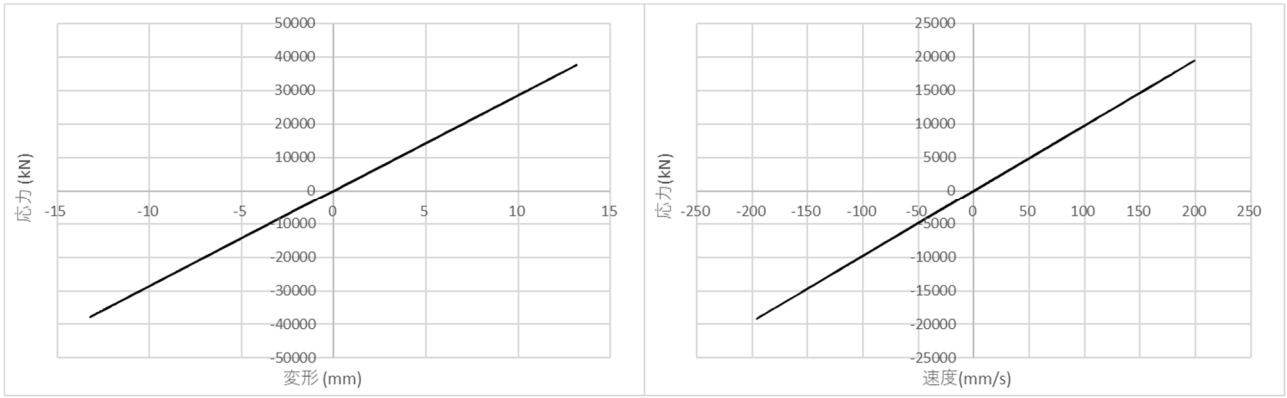


図 7.5.5.17. b Y 方向 (NS) __SR10V05 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

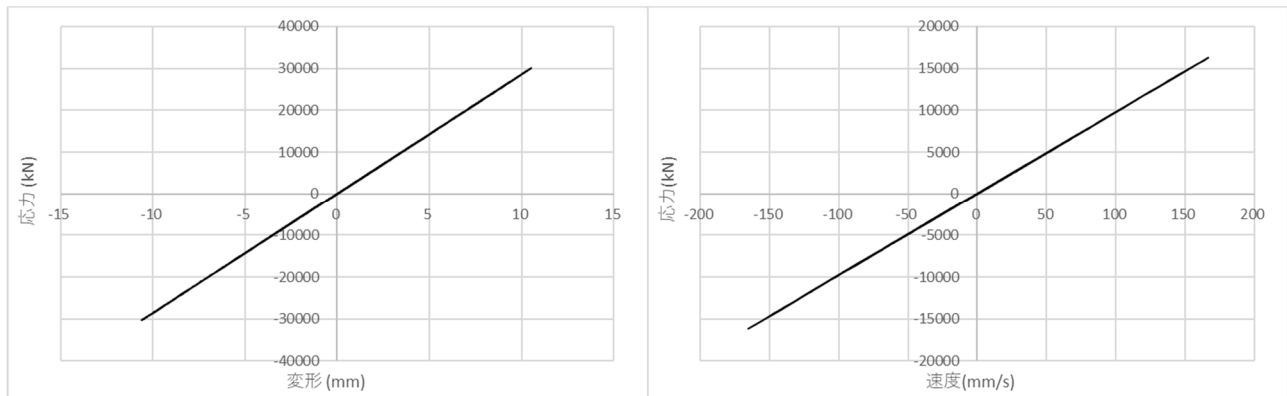


図 7.5.5.17. c Y 方向 (NS) __SR10V04 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

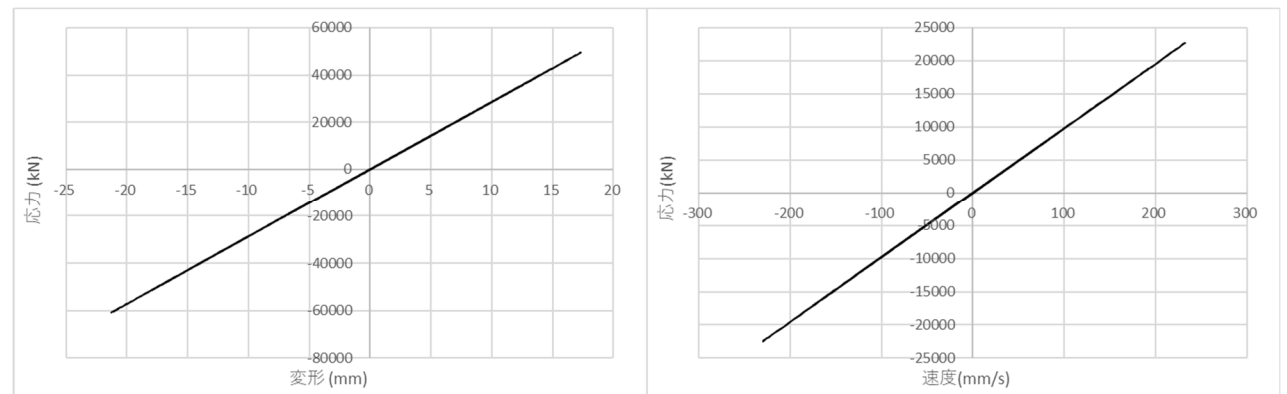


図 7.5.5.17. d Y 方向 (NS) __SR20 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

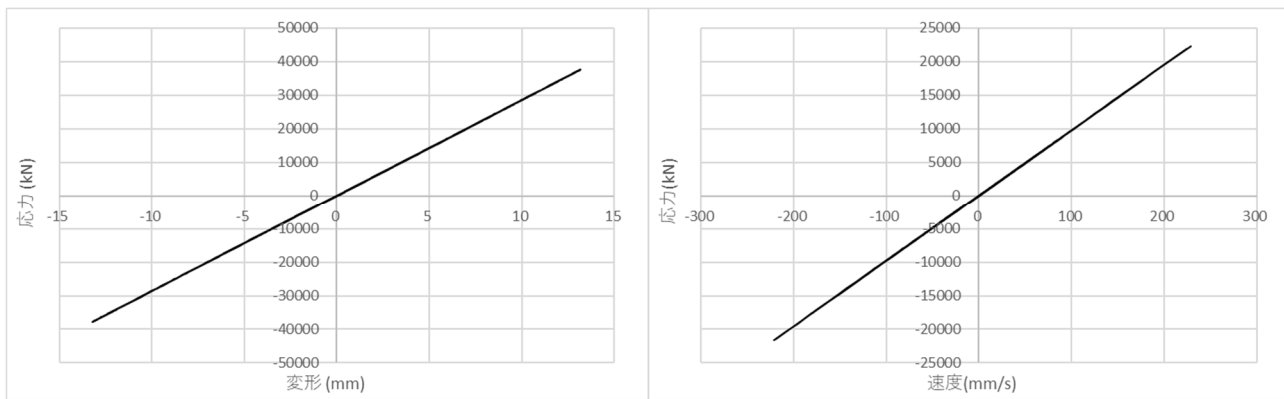


図 7.5.5.17.e Y方向(NS) SR20V05 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

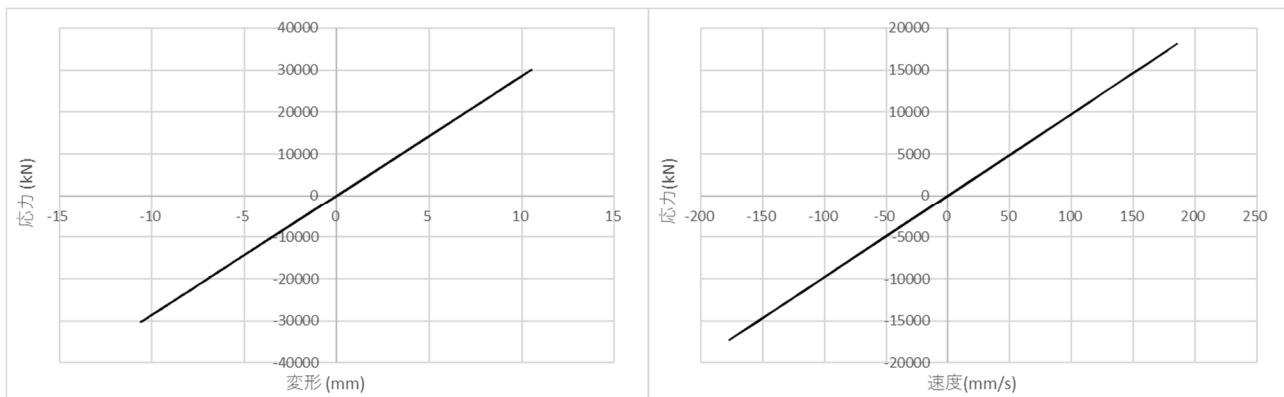


図 7.5.5.17.f Y方向(NS) SR20V04 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

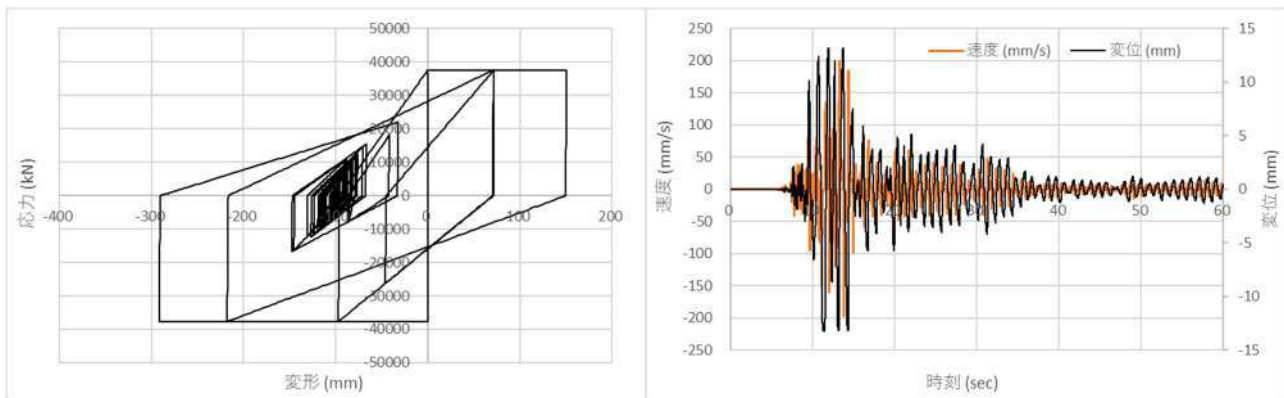


図 7.5.5.17.g Y方向 SR10V05 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16NS)

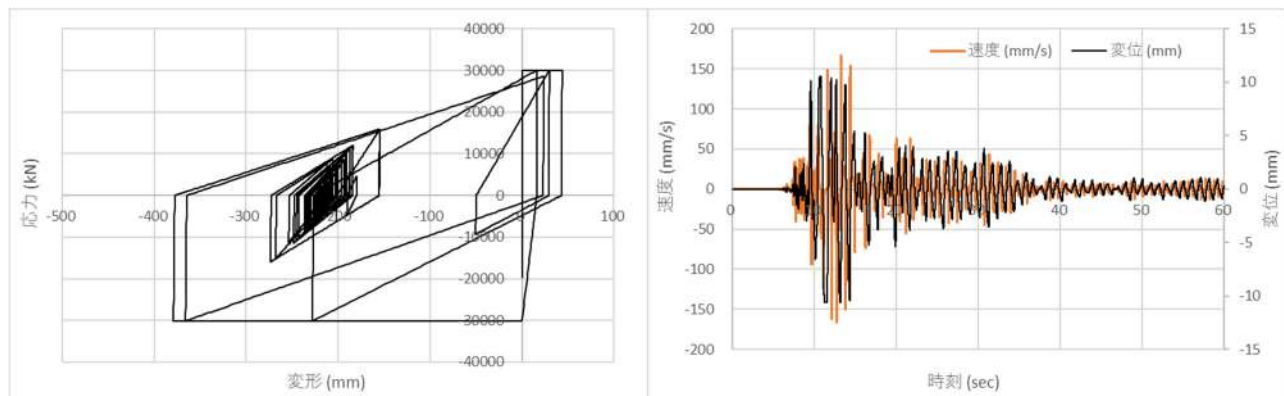


図 7.5.5.17.h Y方向 SR10V04 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16NS)

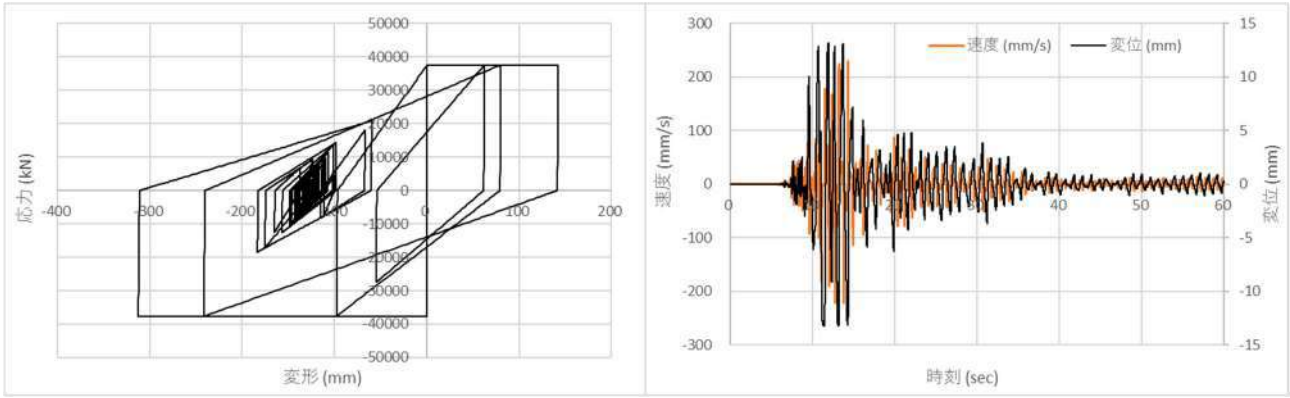


図 7.5.5.17.i Y方向_SR20V05 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16NS)

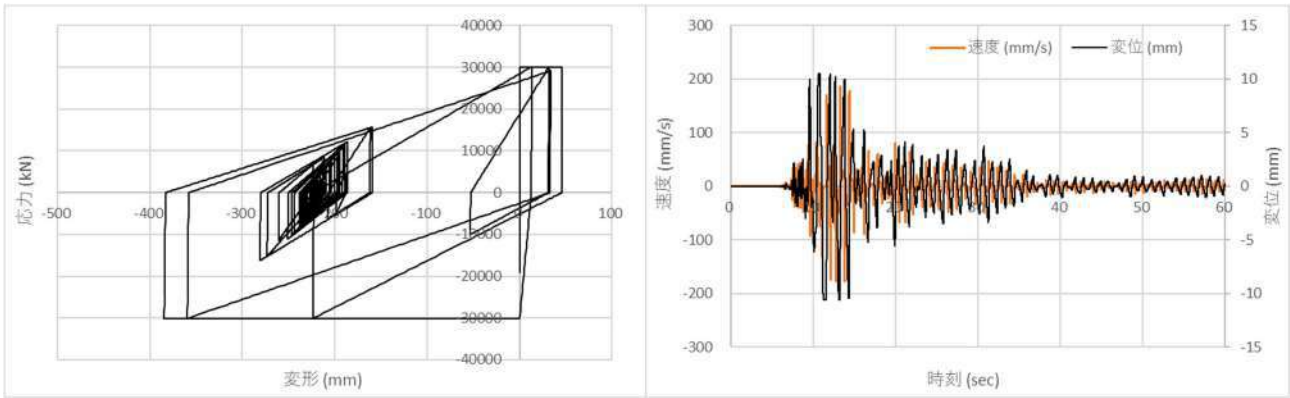


図 7.5.5.17.j Y方向_SR20V04 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16NS)

図 7.5.5.18 に宮園観測波 (miya) とスウェイを考慮した SR10 モデル解析結果から得られた 1 階床応答波 (res) の応答スペクトルを比較して示す。ここで示す応答波のスペクトル (例えば x_sr10_GL1b14res) を得るための入力地震動は、ボーリング No1 と KiK-net 基盤波 4/14EW (GL1b14) より作成した。各入力地震動名称は表 7.5.5.6~7.5.5.7 による。

右上図 (SR10) と右下図 (SR10V05) の比較より、スウェイモデル (SR10) に比べて滑りを考慮したモデル (SR10V05) では、ボーリング No4 と基盤波 4/16EW より作成した入力地震動に対する応答波のスペクトル (x_sr10_GL4b16res) が短周期以外の周期帯において、 3000cm/s^2 以上の加速度応答が 2000cm/s^2 程度まで低減された。

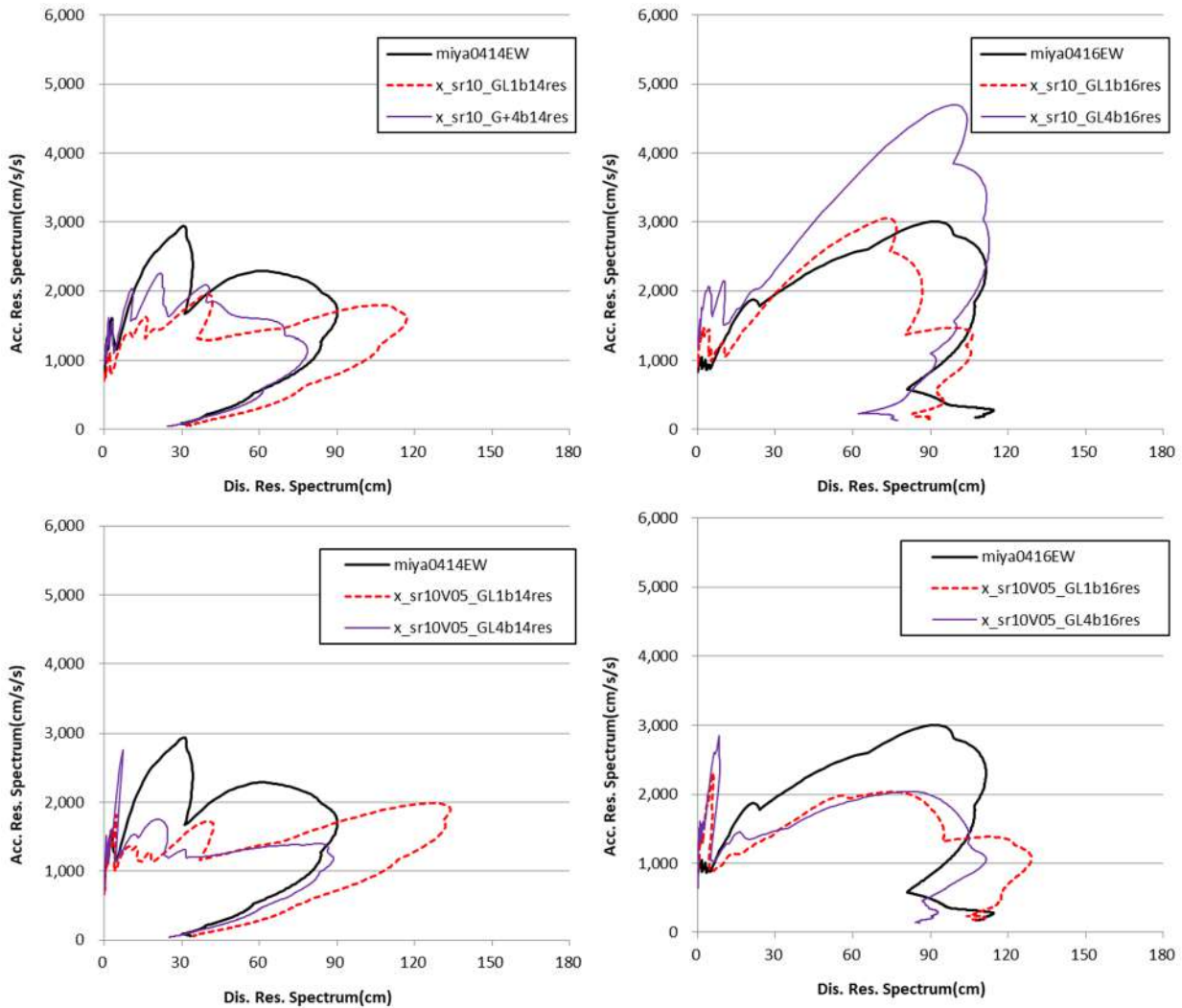


図 7.5.5.18 1 階床の応答スペクトル (宮園観測波との比較)

代表的な結果として、4/14に観測された宮園観測波（MIYA0414）を入力した際の建物の最大応答層間変形角を表7.5.5.8に示す。

表7.5.5.8より、SR10_V05が実際の被害からの推測した応答解析の目標クライテリア（X方向：最大応答層間変形角1/200～1/120，地盤応答変位200mm～300mm，Y方向：最大応答層間変形角1/400，地盤応答変位100mm）に最も近い結果となった。

表7.5.5.8 X方向（桁行EW）最大応答層間変形角（入力：miya0414EW観測波）

階	FX10	FX20	SR10	SR10 _V05	SR10 _V04	SR20	SR20 _V05	SR20 _V04
3階	1/121	1/668	1/20	1/146	1/206	1/332	1/2655	1/3302
2階	1/21	1/346	1/22	1/108	1/171	1/265	1/2149	1/2637
1階	1/20	1/414	1/91	1/167	1/280	1/414	1/2127	1/3089
1階床変位	-	-	19mm	462mm	506mm	25mm	430mm	507mm

Y方向（張間NS）最大応答層間変形角（入力：miya0414NS観測波）

階	FX10	FX20	SR10	SR10 _V05	SR10 _V04	SR20	SR20 _V05	Y_SR20 _V04
3階	1/381	1/3835	1/51	1/837	1/1912	1/1974	1/4956	1/5623
2階	1/147	1/2671	1/133	1/270	1/1631	1/2466	1/3362	1/3946
1階	1/116	1/2478	1/395	1/217	1/478	1/3775	1/3144	1/3791
1階床変位	-	-	19mm	153mm	217mm	20mm	137mm	211mm

（5）考察

基礎固定モデルFXでは、上部構造の荷重増分解析結果より得られた復元力特性を用いたモデルFX10において、XY両方向ともに被害程度よりも大きな最大応答層間変形角が生じる結果となった。

これに対して建物の復元力特性の剛性と耐力を2倍としたFX20モデルでは、XY両方向ともに被害程度よりも小さな最大応答層間変形角が生じる結果となった。

これらの結果から、建物の復元力特性は、FX10とFX20の中間程度であると考えられる。

復元力特性がFX10よりも強度や剛性が高くなることについては、静的荷重増分解析時に想定したAi分布に基づく外力分布が実際には等分布に近かった可能性や、等価せん断モデルの崩壊形の影響、梁に対するスラブの協力幅や考慮するスラブ筋の影響、鉄筋の降伏点を規格降伏点の1.1倍としたことの影響、せん断強度式と実強度のばらつき等が考えられる。

スウェイを考慮したSR10モデルでは、基礎固定モデルFX10とさほど変わらない応答結果となり、1F床の最大応答変位は20mm程度であった。

そこで、基礎部は建物全重量の50%のせん断力で滑るか、あるいは建物全重量の40%のせん断力で杭が降伏すると仮定したSR10_V05モデルやSR10_V04モデルでは、滑り変形により地盤と杭の相対変位や杭頭部の被害状況を説明できる可能性を示した。

(6) 今後の課題

- ・建物の被害を質点系モデルにより精度よく予測するためには、復元力特性を作成する際の外力分布や、スラブ効果、鉄筋強度、せん断耐力等の評価が重要であり、一般的に設計で用いられている評価方法では、かなり過小評価する可能性があることが分かった。このため、被害予測に活用できる強度や剛性の評価手法を確立する必要がある。
- ・微動観測結果から定めた地盤スウェイバネとダッシュポットは、大地震時に対して過大な評価となる可能性があることが分かった。このことから、上部構造への入力を適切に評価するためには、杭頭部の塑性変形や地盤との滑り、地盤の塑性変形等を考慮できる杭地盤モデルの構築が必要である。

7.5.6 基礎構造解析結果と被害分析

(1) パラメータスタディ

シミュレーションに先立って、パラメータを設定するための解析を実施した。解析ケースおよびそれぞれのケースの目的を表 7.5.6.1 に示す。

表 7.5.6.1 解析ケース

No.	解析目的	地震動	参照ボーリング	杭頭接合部
P1	基本ケース	4/16 本震 EW	西 No. 4/東 No. 1	回転
P2	载荷方向ごとの結果の違いの確認	4/16 本震 NS	西 No. 4/東 No. 1	回転
P3	東西の地盤変形が異なることの影響の確認	4/16 本震 EW	No.1	回転
P4	杭頭接合部の固定条件の影響の確認	4/16 本震 EW	西 No. 4/東 No. 1	ピン
P5	文献 ^[7.5-7] に示された杭側面地盤の剥離の影響の確認	4/16 本震 EW	西 No. 4/東 No. 1	固定

解析結果を図 7.5.6.1～7.6.5.5 に示す。以下にこれらの解析から得られた結果を示す。

- ・4/16 本震の入力の方向については、EW 方向でやや西側の杭の発生応力が大きくなるが、大きな差はなく、いずれも東側で終局耐力に達する結果となった。負担軸力による大きな差はなかった。実際の被害は、建物全体で生じており、いずれの方向にしても本震のみの载荷では被害状況と対応しない。
- ・地盤変位が東西で同じとした場合は、本震に対して補強部以外の建物下の杭は、降伏曲げモーメントを超えた杭は一部あったが、終局耐力に達しなかった。つまり、上記の終局耐力に達するような応力の発生は、東西の地盤変形の違いの影響が大きいと推定される。
- ・杭頭接合部をピン接合とした場合は、回転剛性を評価したケースと大きな差はなかったが、西側のすべての杭の地中部 7m 付近で降伏曲げモーメントを超えた。これは IT 試験では確認できておらず、実際には軸力に応じた固定度を有していると考えられる。
- ・杭周辺地盤の剥離を考慮した場合（かつ杭頭固定条件）は、杭の応力に関して文献^[7.5-7]とほぼ対応する結果が得られた。ただし、保有耐力時の 70%程度（解析ではこれ以上は载荷不能）の入力ですべての杭で杭頭が終局曲げモーメントに達し、多くの杭の地中部 5m 付近で終局曲げモーメントまたは降伏曲げモーメントに達しており、実際の破壊状況とは必ずしも一致していない。
- ・増設杭は、杭頭固定とすればいずれのケースでも杭頭で終局曲げモーメントに達した。実際の被害状況から固定に近い状態であったと推定される。

これらの結果から、被害シミュレーションは以下の方針で行うこととした

- 4/14 前震の解析を行ってその影響を考慮してモデル化を見直した上で、4/16 本震のシミュレーションを行う。
- 地盤変形は、西側は No.4 ボーリング、東側は No.1 ボーリングのデータに基づく地盤変形を与える。
- 杭頭接合部の回転剛性を考慮した解析を行う
- 地盤の剥離は考慮しない。

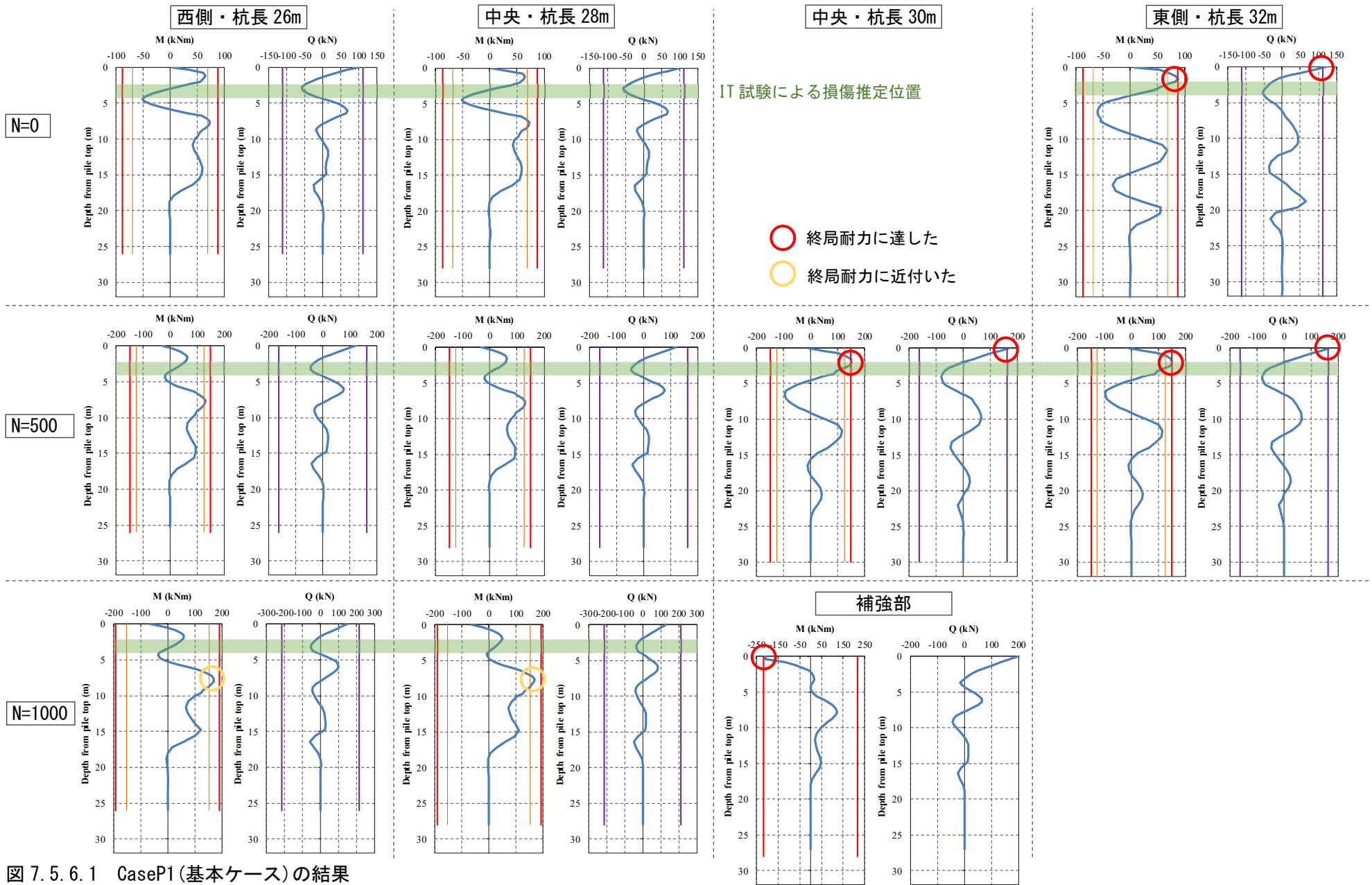


図 7.5.6.1 CaseP1 (基本ケース) の結果

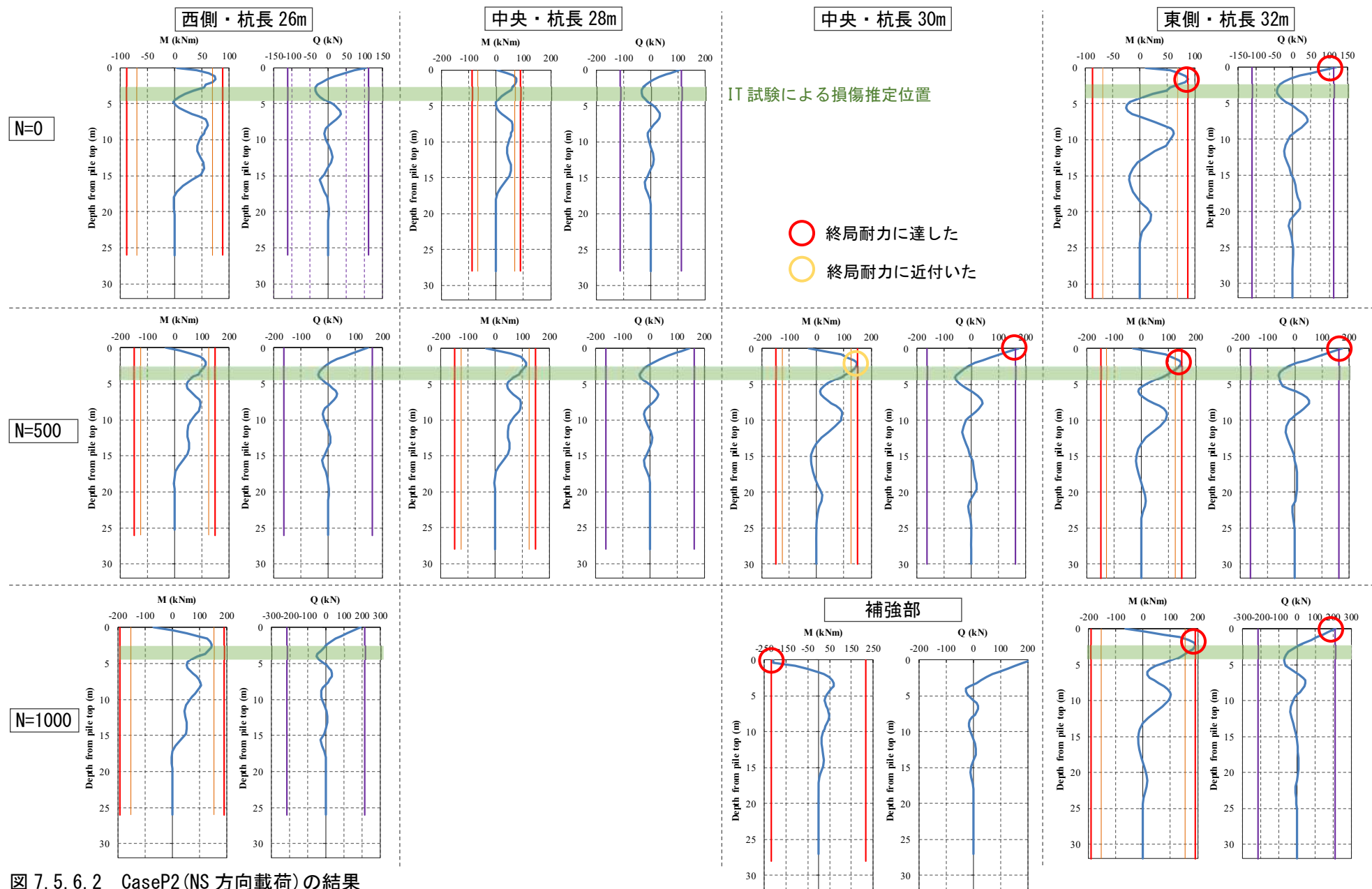


図 7.5.6.2 CaseP2 (NS 方向載荷) の結果

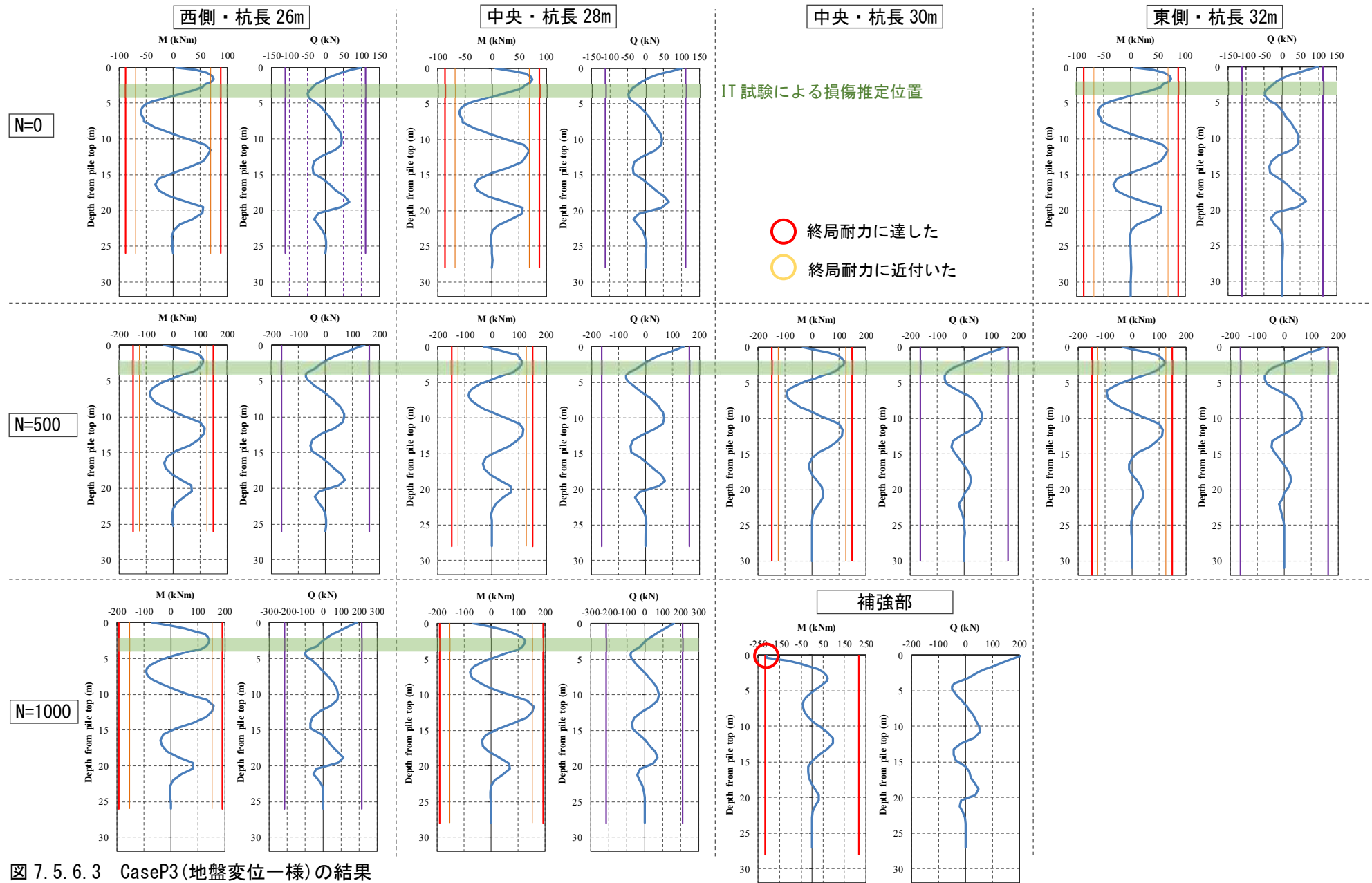


図 7.5.6.3 CaseP3(地盤変位一様)の結果

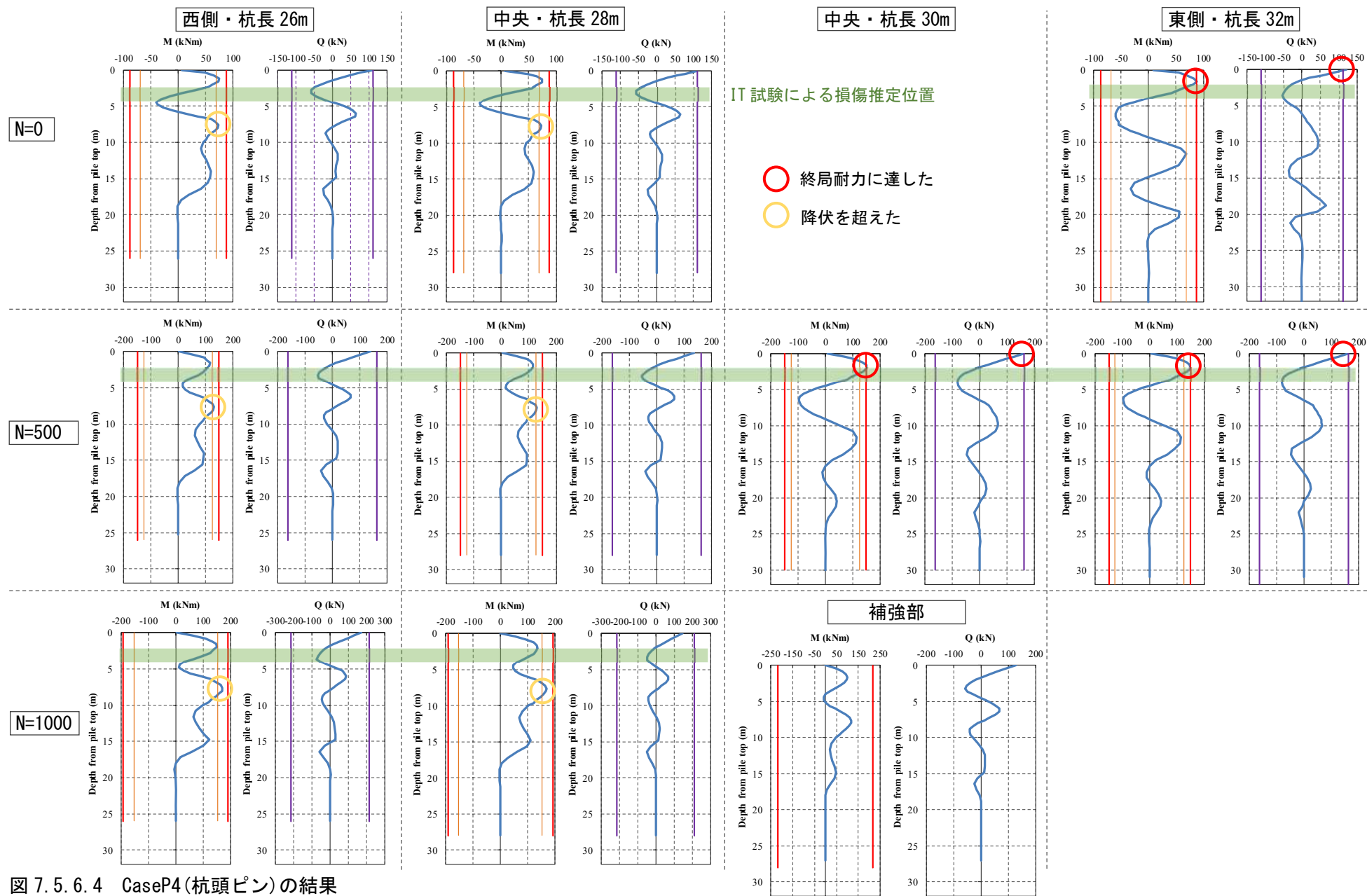


図 7.5.6.4 CaseP4(杭頭ピン)の結果

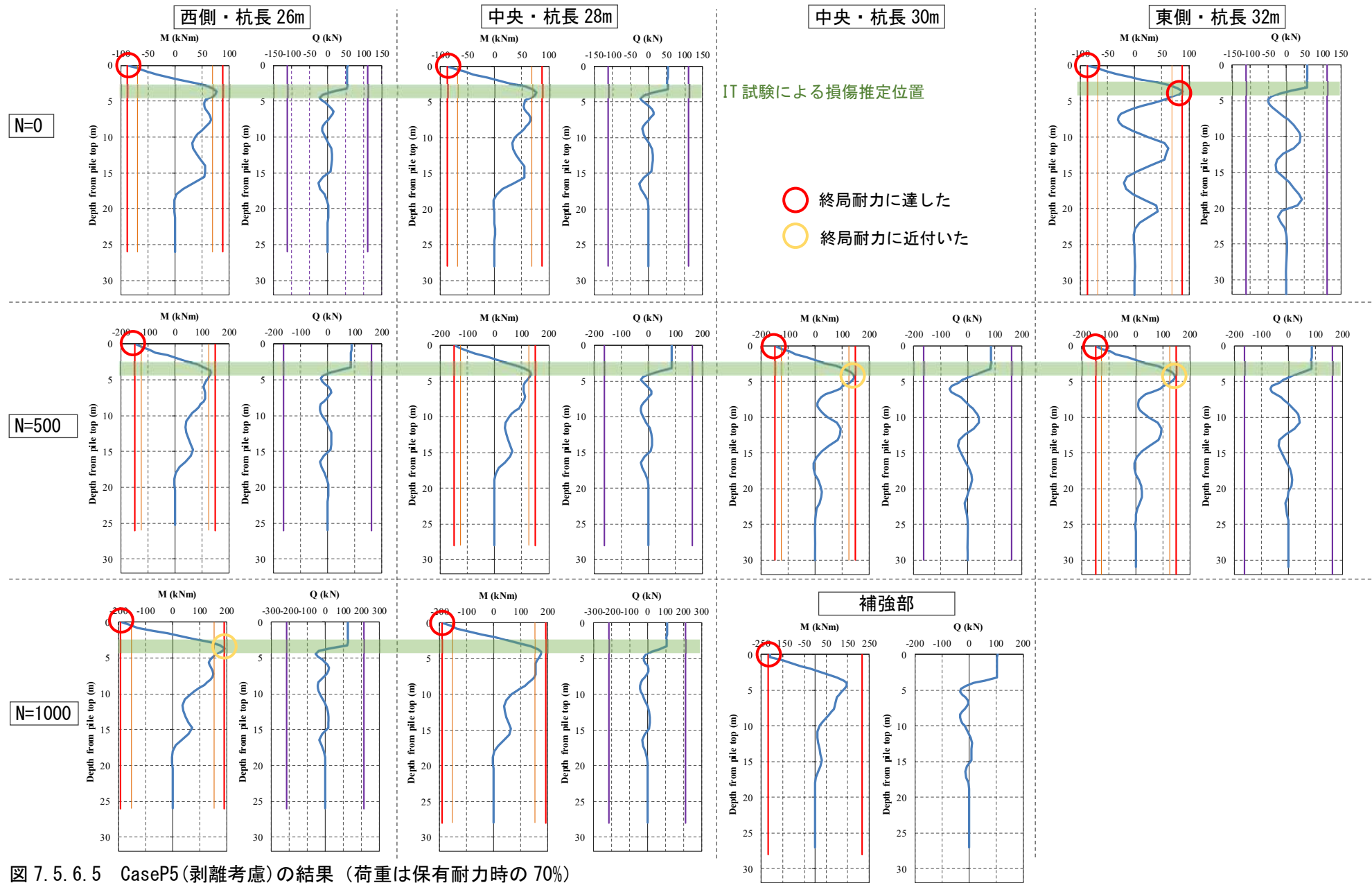


図 7.5.6.5 CaseP5(剥離考慮)の結果 (荷重は保有耐力時の70%)

(2) シミュレーション

シミュレーションでは、解析ケースは(1)で示したように本震だけでは杭の破壊状況を説明できないため、方向別に、最初に前震の解析を行い、次に前震の結果を考慮したモデルの再設定を行った上で本震を与えた場合の解析を行った。表 7.6.5.2 にこれらの解析条件を示す。

本震の慣性力は保有水平耐力時の基礎反力から求めた杭頭水平力とし、前震は本震の70%とした。地盤変位は時刻歴応答解析により得られた最大値分布を用いた。なお、前震NSでは杭が終局応力に達しなかったため、結果的に本震のケースはいずれも前震EW方向载荷での杭の破壊を受けたケースとした。表中の「杭頭」の「回転1」は7.5.4に示した浮き上がり時モーメントを上限とする回転ばねとしたケース、「回転2」は7.4.2に示す被害調査において杭頭の埋込み長さが相当量あると見られた西側端部の軸力0以外の杭について、 $M-\theta$ 関係の上限値を杭体の終局曲げモーメント以上、としたケースである。

表 7.6.5.2 シミュレーションの解析ケース

Case No.	地震動	地盤変形	慣性力	杭頭	杭本数	備考
1-EW	4/14前震EW	前震EW	保有耐力時×0.7	回転1	177+14	
1-NS	4/14前震NS	前震NS	保有耐力時×0.7	回転1	177+14	
1-F-EW	4/14前震EW	前震EW	保有耐力時×0.7	回転2	177+14	西端杭頭固定度高
1-F-NS	4/14前震NS	前震NS	保有耐力時×0.7	回転2	177+14	西端杭頭固定度高
2-EW	4/16本震EW	本震EW	保有耐力時	回転1	155+14	前震による杭破壊考慮
2-NS	4/16本震NS	本震NS	保有耐力時	回転1	155+14	前震による杭破壊考慮

前震時のシミュレーションとして、図 7.5.6.6, 7 に Case1-EW, 1-NS の杭位置と負担軸力ごとにグルーピングした各杭の最終ステップでの曲げモーメント分布、およびせん断力分布を示す。また、図 7.5.6.8~10 に Case1-F-EW, 1-F-NS の杭頭が終局曲げモーメントに達したステップ (EW 方向) および最終ステップの結果を示す。図中には、前項で示した各杭の降伏曲げモーメント M_y 、終局曲げモーメント M_u および以下の式により求めたせん断耐力 Q_u 、およびインテグリティ(IT)試験による地中の損傷が推定される深さを示した。

ここで、図 7.5.6.6 に示す Case1-EW の結果では、4/14 前震により西側の杭は地中部で降伏曲げモーメントを超え、せん断耐力も90%以上の値となっている(図中「終局耐力にほぼ達した」と表現)。また、図 7.5.6.8, 9 に示す Case1-F-EW の結果では、杭頭の埋め込みを考慮した西側の杭の杭頭で終局曲げモーメントに達したが、その他の杭は最終ステップまで終局耐力には達しなかった。また、NS 方向はすべての杭で耐力に達していない。

いずれの結果も前震において西側の杭が損傷した可能性が高いと判断されるが、杭頭接合条件は仮定に基づく設定であることや耐力式ばらつきを考慮して、本震時のシミュレーションにおいては、西側の杭のうち25%が水平力を負担できない破壊状態と達したと想定して実施することとした。そこで、西側の杭のうち計22本の杭を取り除いて Case2-EW, 2-NS の解析を実施した。ただし、残った杭はすべて杭頭の埋め込みがない(固定度が低い)とした。また、水平力を負担できない杭も軸力は保持できるものとして軸力の再配分は行わなかった。

図 7.5.6.11, 12 に Case2-EW, 2-NS の結果を示す。また、図 7.5.6.13 にそれぞれのケースの基礎全体

の荷重（水平力）－水平変位関係を示す。

ここで、図 7.6.6.12 に示す Case2-EW の結果では、地中部（杭頭から 2~3m 付近）の曲げ破壊と杭頭のせん断耐力にほぼ同時に達している。これらの結果は、杭頭部の観察結果や IT 試験結果において地中部での損傷が見られることと整合した傾向を示すものと考えられる。杭頭部の破壊状況が混在するのは、本解析では大きくグルーピングした変動軸力や杭頭接合条件の杭ごとの違いが、被害状況の差となったことが考えられる。また、前震での曲げ破壊の影響もあり、X1-Y3 通りの杭（調査 No.⑨）や X2-Y2 通りの杭（調査 No.⑦）で杭頭部の全周破断やそれに伴う大きな変位が見られるのは、前震で終局曲げモーメントに達していた状態から本震が加わったためと考えられる。

一方で、図 7.6.6.1（CaseP1）に示す初期状態から本震が加わったケースでは、東側の杭頭がせん断破壊し、西側は杭頭から 7~8m で降伏曲げモーメントに達した。この結果は被害状況とは違いがあり、前震による被害が本震時の挙動に影響を与えたと考えることが妥当と思われる。

(3) 被害状況との比較と被害過程の推定

以上の解析から、本建物の杭の被害過程は以下のように推定される

- ① 4/14 前震においては、主に EW 方向の振動の影響により、杭頭がパイルキャップに埋め込まれて固定度が高まった杭に負担が集中し、杭頭部の曲げ破壊、あるいはそれに加えその他の杭が杭頭せん断破壊と地中部の曲げ破壊のいずれかまたは両方に達して、杭は水平力を負担できない状態となった。ただし、軸力は再配分され（もしくは地盤で負担され）使用性に影響する沈下傾斜は生じなかった。
- ② 4/16 本震では、4/14 前震で破壊した杭*に続き、建物全体で地中部（杭頭から 2~3m 付近）の曲げ破壊あるいは杭頭のせん断破壊断破壊とのいずれかまたは両方に達した。そのために、杭は支持性能を完全に失い沈下、傾斜が生じた。（*本解析では前震で破壊した杭は西側の杭の 25%程度(22 本)と想定している。）

本建物で特徴的な杭基礎の被害が生じた要因としては、一部の杭頭接合部の固定度の高い杭に負担が集中して前震でも曲げ破壊に達した可能性があることに加え、東西の地盤条件（地盤変形）の違いに起因する応力状態の違いにより、段階的に被害が進展したことが考えられる。

本敷地は、全体は傾斜地で南側が低くなっているが、地震後の測量では南北方向の地盤変位はほとんど生じおらず、地震動（断層）の影響による東西方向の地盤変形のみが残留している。このことから、本建物の杭の被害の要因となっている地盤変形は震動によるもので、特に東西での地盤変形分布の違いの影響があると考えられる。

なお、建物の傾斜方向については、地盤変形の違いや変動軸力に応じた杭頭固定度の違いにより西側あるいは北側で前震による破壊が先行したために、その方向に変形が進んだためと考えられる。ただし、北側に傾斜した理由は、南側の補強杭が軸力を負担できていた可能性もあるが、南側の地盤データが得られていないこともあり、明確にはできなかった。

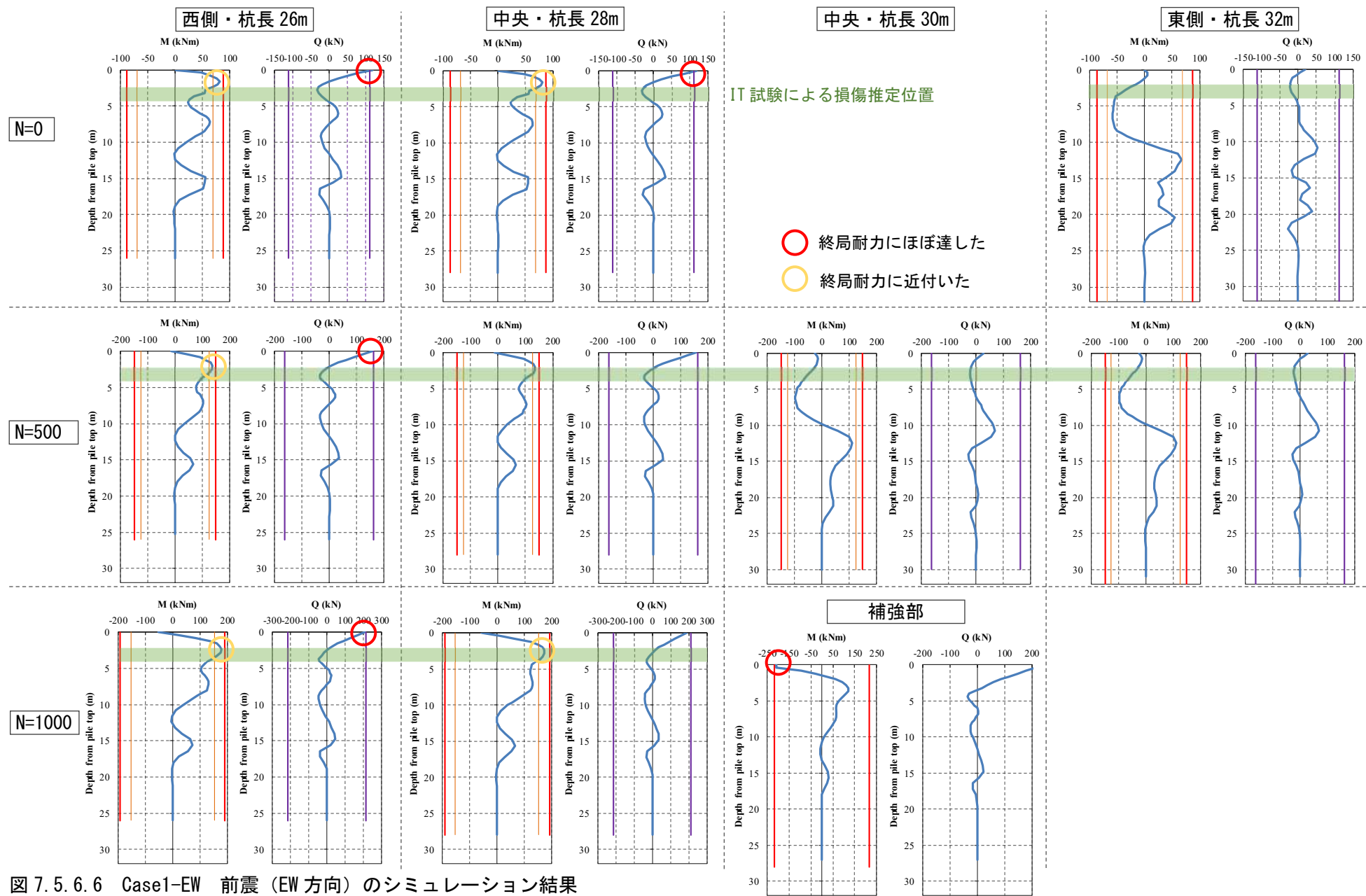


図 7.5.6.6 Case1-EW 前震 (EW 方向) のシミュレーション結果

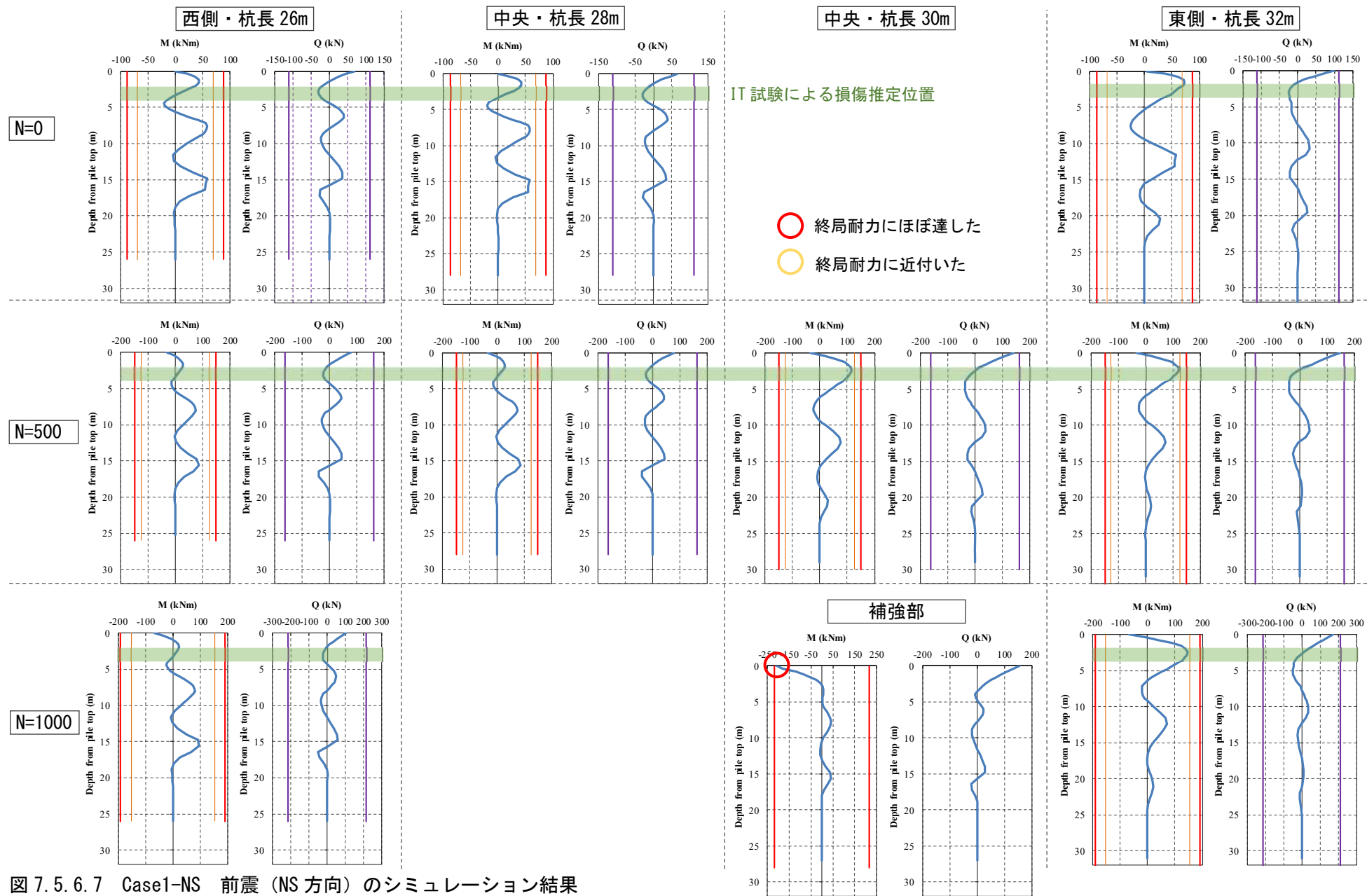


図 7.5.6.7 Case1-NS 前震 (NS 方向) のシミュレーション結果

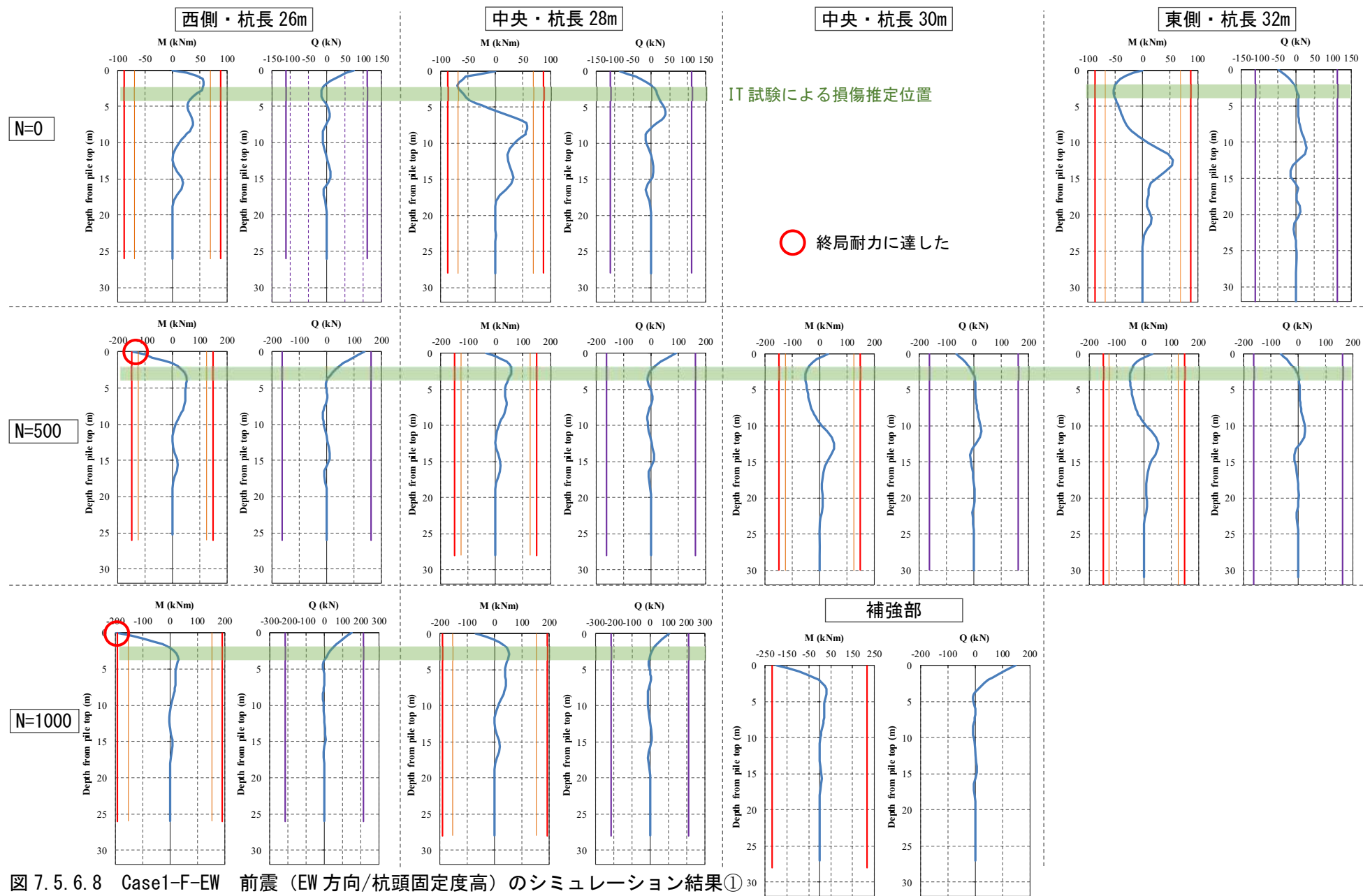
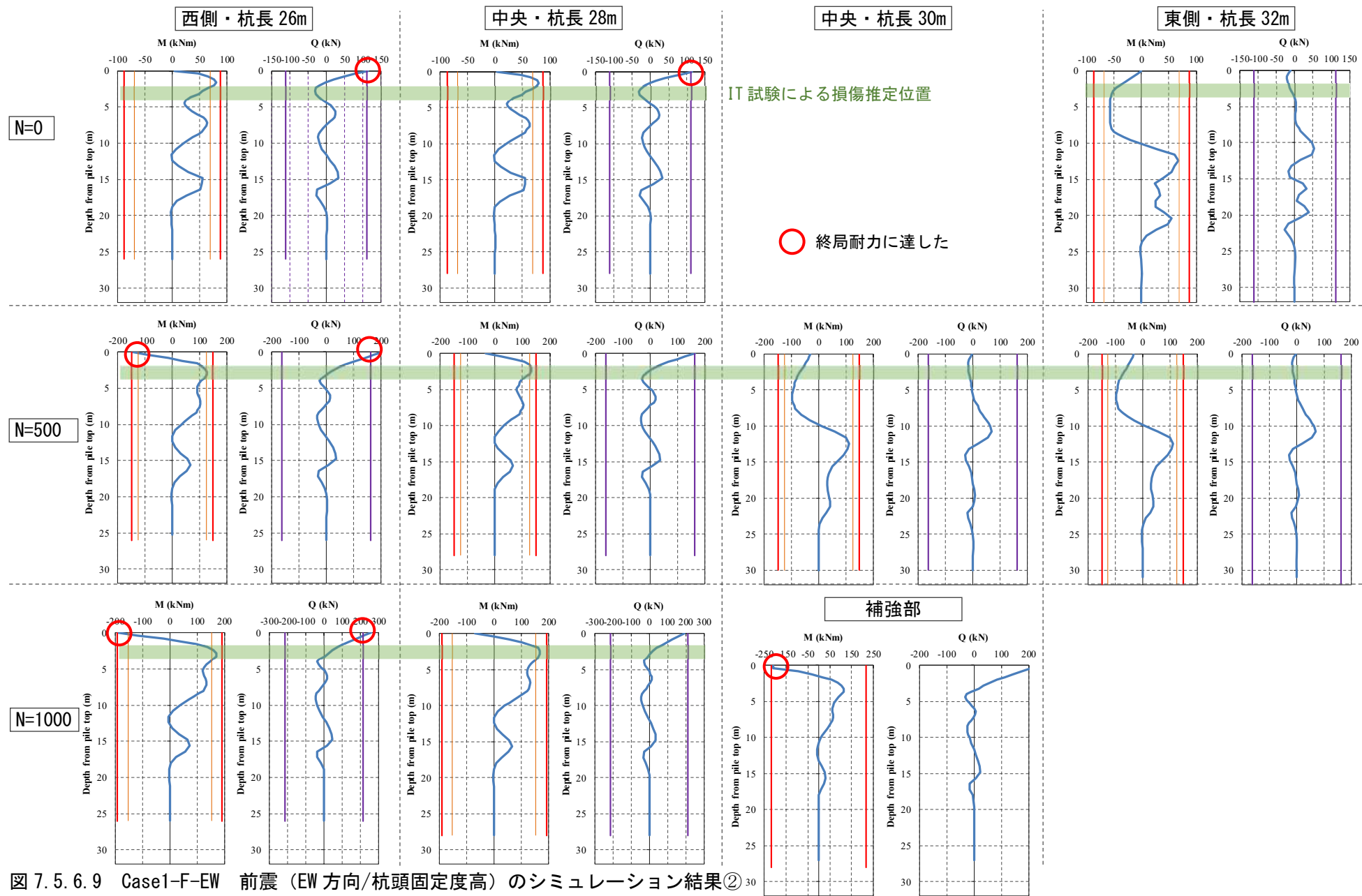


図 7.5.6.8 Case1-F-EW 前震 (EW 方向/杭頭固定度高) のシミュレーション結果①



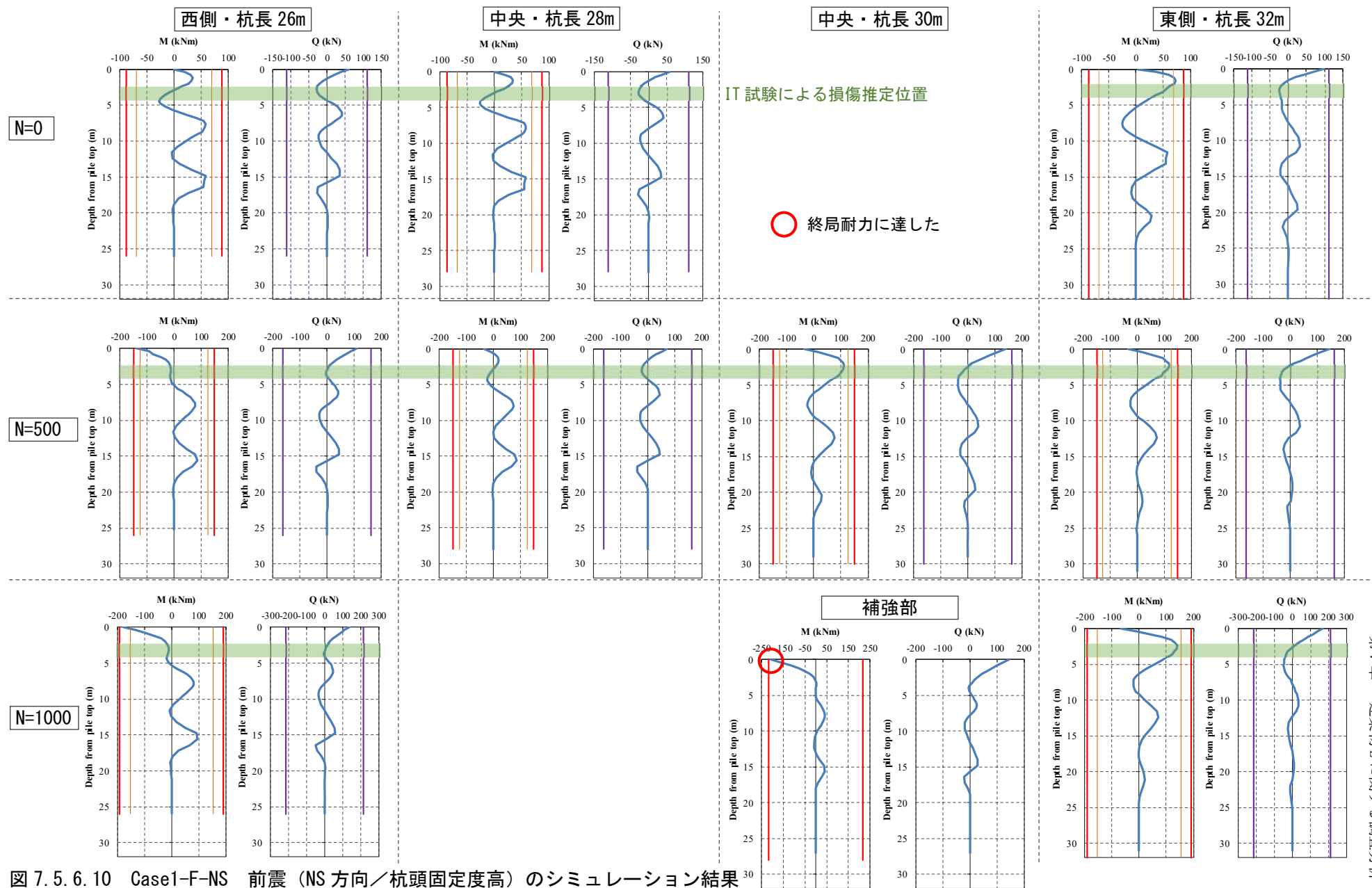


図 7.5.6.10 Case1-F-NS 前震 (NS 方向 / 杭頭固定度高) のシミュレーション結果

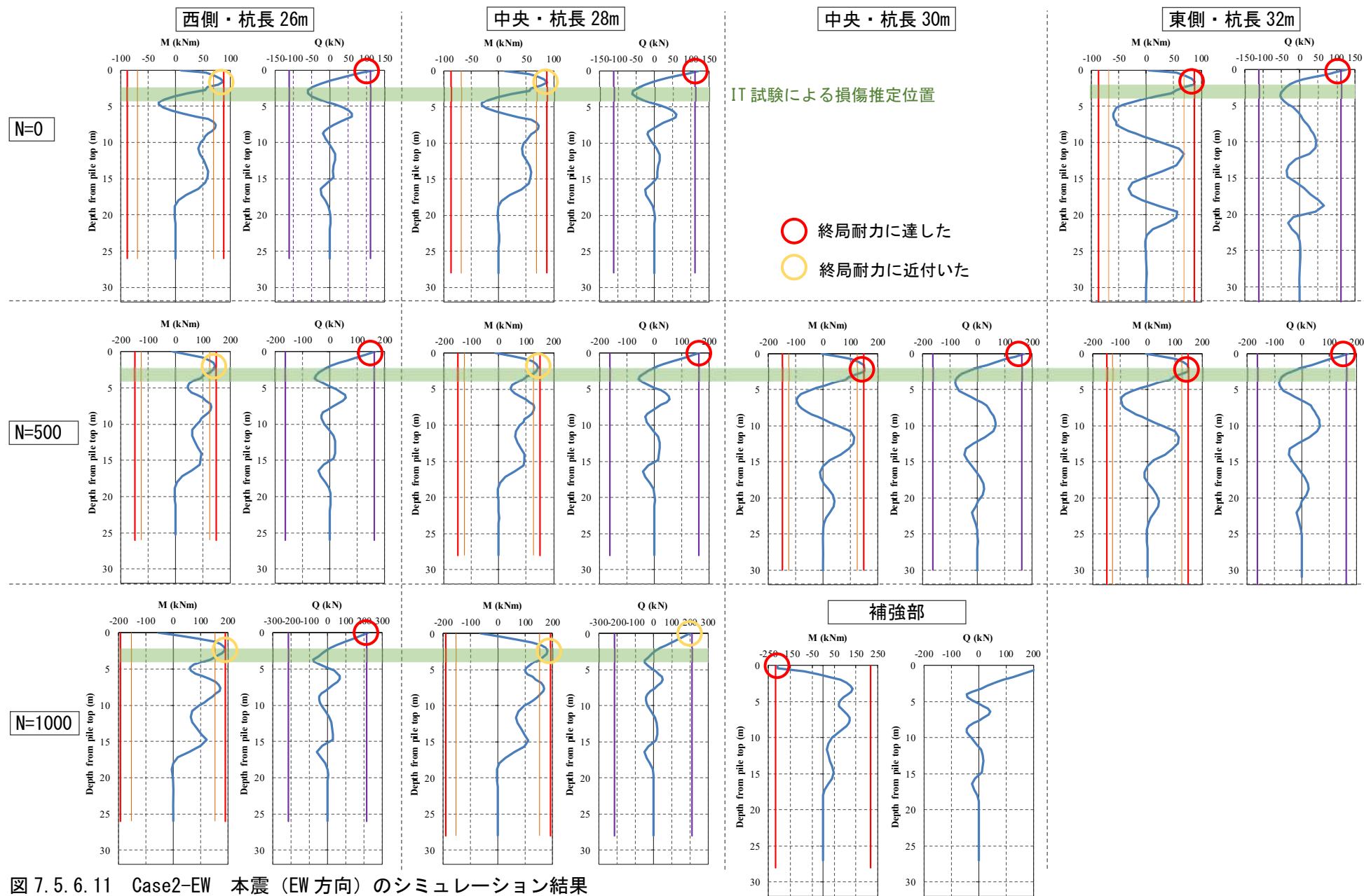


図 7.5.6.11 Case2-EW 本震 (EW 方向) のシミュレーション結果

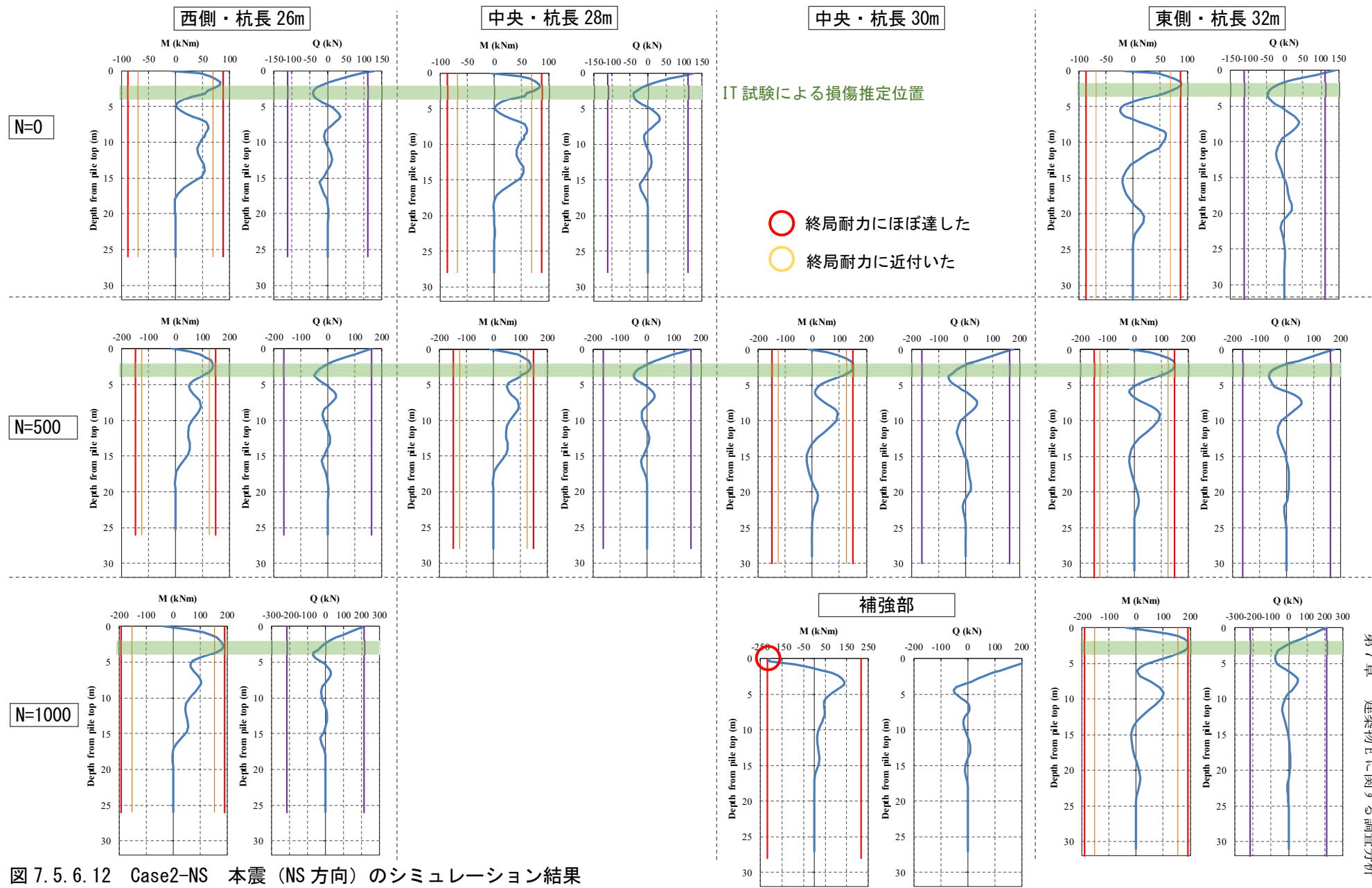


図 7.5.6.12 Case2-NS 本震 (NS 方向) のシミュレーション結果

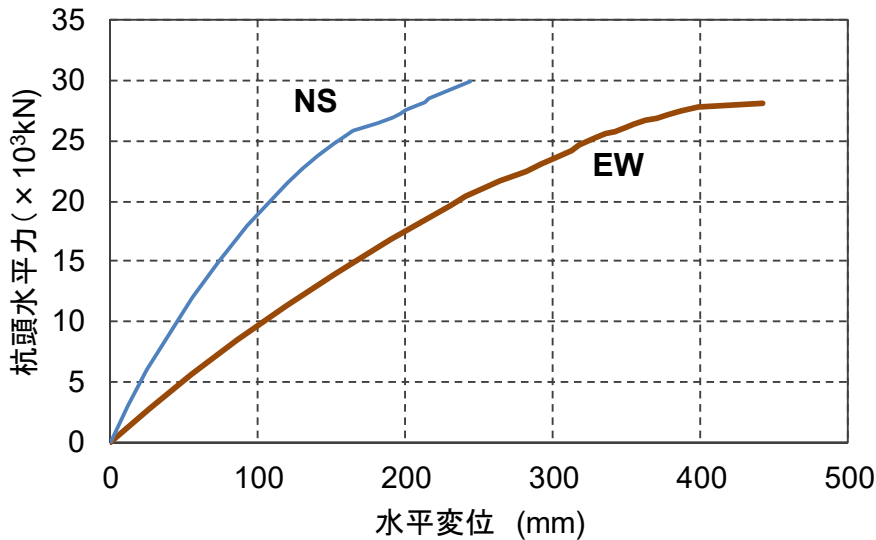


図 7.5.6.13 杭頭水平力ー水平変位関係（本震）

表 7.6.5.3 に中野・宮本らの解析^[7.5-7]との比較を示す。

表 7.6.5.3 中野，宮本らの解析^[7.5-7]との比較

	本解析	中野・宮本らの研究
解析方法	静的増分解析 基礎梁から下のみの分離モデル 杭長は26,28,30,32mの4種類	動的解析 杭ー上部構造一体モデル 杭長は 26m で統一
検討ケース	4/16本震のみ，および4/14前震で杭の破壊後に4/16本震を加えたケース	4/14前震，4/16本震をそれぞれ入力したケース，連続して入力したケース
荷重・外力	慣性力は基礎固定モデルによる荷重増分解析の保有水平耐力時の値を用いる 地盤変位は地盤の応答解析結果の最大応答値（Bor.No.1,4 それぞれ）	KiK-net 記録(GL-252m)を入力
地盤	ボーリングデータNo.1（東側），No.4（西側）それぞれをモデル化している．VsはPS検層結果を参考に設定。	地盤は1種類，ボーリングデータ，微動観測結果からVs値を設定している *表層および-25m以深に差がある
地盤ばね	間瀬ー中井モデル（双曲線モデルに塑性化の割合を調整するための係数を考慮）を多折れ線でモデル化	骨格：H-D モデル 履歴は Masing則(Non-slip)および剥離をスリップ型で考慮した
杭体	PC 杭 A 種($F_c=50\text{N/m}^2$) 断面分割法により，保有水平耐力時の軸力を仮定し $M-\phi$ 関係を求め 3 折れ線にモデル化	ファイバーモデルにより，長期軸力時の $M-\phi$ 関係を求め 4 折れ線にモデル化 PHC 杭 A 種($F_c85\text{N/m}^2$ ，配筋はほぼ同じ)
杭頭接合部	杭頭部の回転を考慮。端部浮上り時を上限とするバイリニアモデル	記述なし（固定条件と推定される）
杭の応力解析結果	本震のみでは東側，前震のみでは西側の被害が卓越する。前震により西側の杭が被害を受けた状態から本震を受けることで，建物ほぼ全体で杭頭から2~3m付近の地中部で曲げ耐力に達し，杭頭がせん断耐力に近づく。	前震，本震，前震ー本震連続，いずれも杭頭およびGL-5m（杭頭-2.5~3m 付近）で終局曲率を上回る

(4) 継続使用性に影響する被害を防止可能な杭基礎の検討

本建物において杭基礎に継続使用性に影響する被害が生じることがないように杭の仕様についての検討を行った。検討手法は上記の方法と同じであり、継続使用性の確保の条件として4/14前震および4/16本震に対して終局耐力以内となるような杭種について検討した。

杭径の決定にあたっては、鉛直支持力に関しては認定工法（拡大根固め工法等）の使用は考えず支持力度は同じとし、柱ごとに原設計の杭断面積（外径による断面積）以上の断面積を確保することとした。（外径400mm×4本であれば外径800mm×1本以上）この設定に基づき、柱下1本または2本になるよう、杭径800mmの同一径の既製コンクリート杭を図7.5.6.14のように配置した。

ここから上記7.5.4に示した方法と同様に保有耐力時の負担軸力から、表7.5.6.4のようにグループピングした。

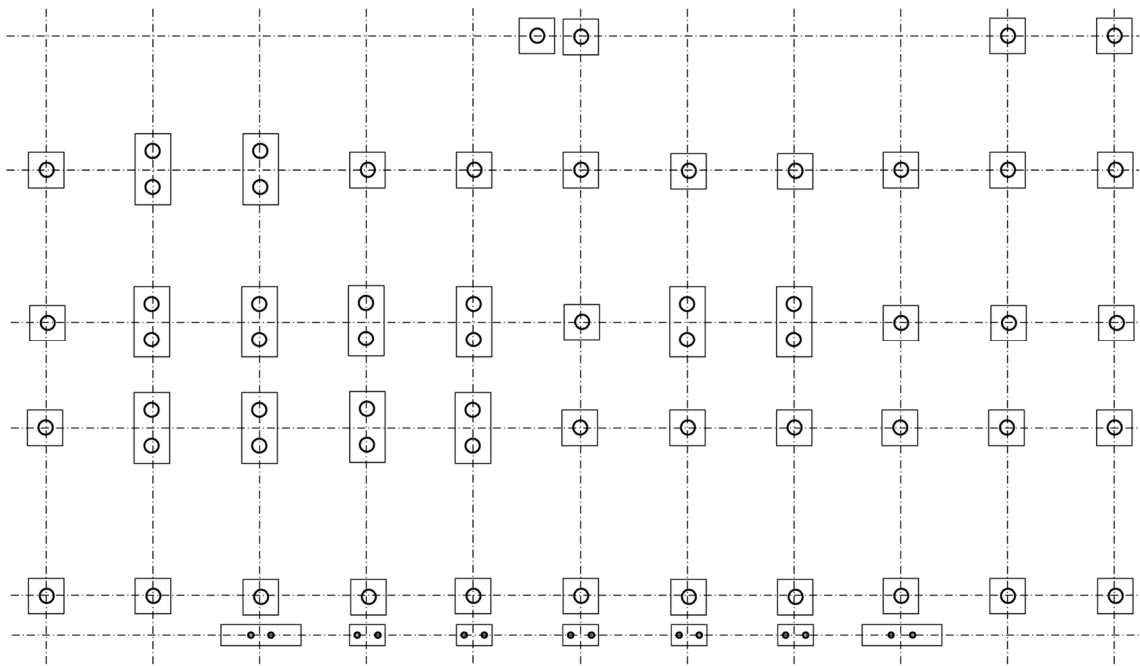


図 7.5.6.14 継続使用性を考慮した杭の配置

表 7.6.5.4 軸力による杭のグループピング

杭長(m)	26			28			30		32	(28)	
軸力(kN)	3000	1500	0	3000	1500	0	1500	0	0	400	100
本数	4	10	2	5	3	4	10	5	15	6	8
群杭効果	前方	後方	後方	後方	後方	後方	後方	後方	後方	前方	後方

以上の杭について、荷重・外力，地盤ばね，杭体の非線形性の評価等のモデル化の方針は7.5.4と同じ方法を用いて解析を実施した。ただし，杭頭接合部は特殊なデバイスの使用は考えず現在の一般的な方法によるものとして固定条件とした。

杭種を SC 杭 800mm, 鋼管厚 14mm としたときの杭の仕様の比較を表 7.6.5.5 に, 杭の M-N インタラクションの比較を図 7.5.6.15 に示す。

表 7.6.5.5 杭仕様の比較

	杭種	杭径 (mm)	F_c (N/mm ²)	杭本数
原設計	PC 杭 A 種	400	50	177 本 (柱下 1~6 本)
継続使用性考慮	SC 杭/鋼管厚 14mm	800	105	58 本 (柱下 1, 2 本)

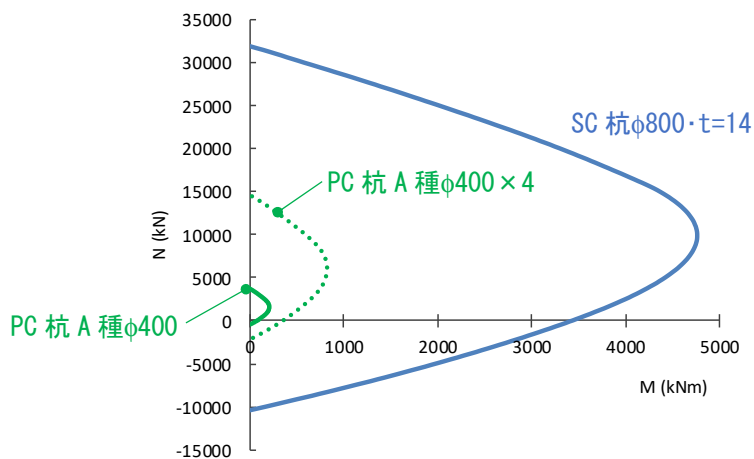


図 7.6.5.15 杭の M-N インタラクション

この杭の仕様に対して, 本震 (EW 方向) を加えた場合の解析結果を図 7.5.6.16 に示す。ここで, この杭の仕様により降伏曲げモーメントは超えるもののすべての杭が終局曲げモーメント以下となることが確認され, 補強杭も終局耐力以下となった。また, せん断耐力は十分な安全余裕が確保されている。

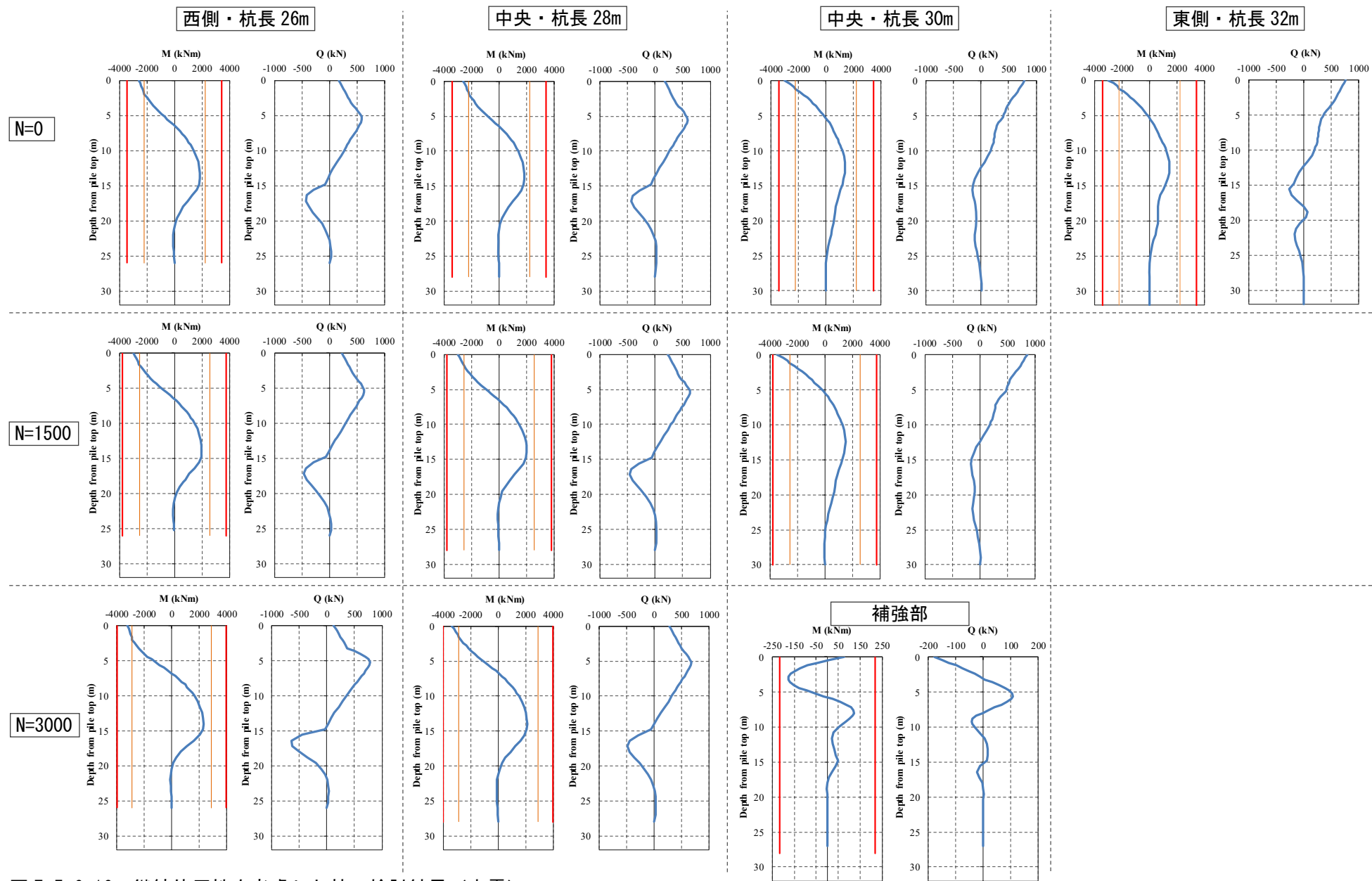


図 7.5.6.16 継続使用性を考慮した杭の検討結果（本震）

参考文献

- [7.5-1] 国土技術政策総合研究所，建築研究所監修：2015年版建築物の構造関係技術解説書，2015
- [7.5-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- [7.5-3] 防災科学技術研究所：KiK-net (<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>) (2018年1月20日参照)
- [7.5-4] 新井 洋，柏 尚稔：2016年熊本地震による益城町中心部の被害調査と微動観測，第52回地盤工学研究発表会梗概集，pp.176301764，2017.7
- [7.5-5] 安田 進，山口 勇：種々の不攪乱土における動的変形特性，第20回土質工学研究発表会梗概集，pp.539-542，1985.6
- [7.5-6] 間瀬辰也，中井正一，単杭の杭周地盤ばねの評価法に関する検討，日本建築学会構造系論文集，第680号，1527-1535，2012.10
- [7.5-7] 中野尊治，宮本裕司，川辺秀憲，2016年熊本地震で連続した大振幅地震動が入力した益城町庁舎の非線形相互作用，日本建築学会構造系論文集，第748号，781-791，2018.6
- [7.5-8] 日本建築学会，鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)，p.204，2017
- [7.5-9] 岸田慎司，堀井昌博，桑原文夫，林静雄：大口径PHC杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第532号，103-110，2000.6

7.6. 結論

7.6.1 まとめ

2016年に発生した熊本地震によって被災した庁舎を対象に、建築物が地震によって受けた被害の調査を行った。また、受けた被害についての被害分析を行った。以下に得られた知見を示す。

(1) 建築物が受けた被害調査結果について

建築物の上部構造について仕上げ材や天井が除去された状態で、従来の被災度区分判定の手法を用いた被害調査を行った結果、桁行方向中構面の両側柱付き耐震壁の損傷が大きく、損傷度ⅢまたはⅣの損傷であった。被災度は1Fの長手方向の判定によって大破となった。一方、仕上げ材や天井が除去される前の判定では、長手方向の両側耐震壁の損傷が仕上げ材によって隠されてしまい、損傷度が小さくなり、結果として被災度が中破と判定されることもわかった。

また上部構造の被害調査は従来の被災度区分判定の手法以外の方法を用いて被害の調査を行った。一つ目は、コンクリート構造部材の詳細な目視調査を実施し、それらの計測結果と従来の計測結果の違いについて示した。二つ目は、高解像度カメラで撮影された情報を用いて、コンクリート構造部材の損傷を目視調査と比較したところ、コンクリートの浮きについては目視で調査した結果よりの確かな調査ができる可能性があることを示し、かつ浮きや剥落は3次元情報として分析できることを示した。三つ目は、3次元レーザースキャナーを用いて計測した結果、建物全体の傾斜や床面の沈下性状並びに柱部材の傾斜・沈下性状を示した。

建築物の基礎構造の被害調査を行った結果、北側構面杭の杭頭部の被害は少ないが、南側構面杭の杭頭部の被害が大きくなっていることがわかった。また、杭は全て傾斜しており、特に東西方向にはほとんど西側方向に傾いていた。杭の傾斜角が大きいことから杭中間部で何らかの被害が発生していることが推測できる。また、基礎フーチングの相対沈下量の計測から、北方向に向かって大きく傾いていることがわかった。以上より、対象建築物の基礎構造は杭の被害（杭頭部または杭中間部）が原因で、北方向に向かって大きく傾いたということが分かった。

(2) 建築物が受けた被害の被害分析の結果について

微動調査での建物の固有周波数は4Hz前後であり、一貫計算プログラムによる弾性時の固有周期と概ね整合した値となった。また、建物屋上 / 地盤のスペクトル比のピークは、建物屋上 / 建物1Fのスペクトル比のピークよりも顕著に低周波数側に移行しており、このことから地盤と建物1Fが別々の動きをしていることが分かる。

Ai分布を仮定した静的荷重増分解析より得られた復元力特性を用いた上部構造モデルと、その耐力および剛性を2倍とした上部構造モデルへの1F床観測波の入力による応答結果と被害状況の比較から、建物の耐力や剛性は、静的荷重増分解析結果より得られるものよりも高い可能性を示唆した。この要因としては、杭頭の破損や軟弱地盤により外力分布がAi分布よりも等分布に近かった可能性や、梁に寄与するスラブの剛性や耐力が大きいこと、鉄筋の降伏点が規格値の1.1倍よりも高いこと、せん断耐力式の精度等が考えられる。

また微動観測から推定したスウェイバネを考慮した応答結果では、弾性のスウェイバネとダッシュポットを用いたことから、地盤の応答変位が小さく、杭頭破損や表層軟弱地盤による建物と

杭・地盤との大きな相対変形は再現できなかつた。そこで、建物と杭・地盤との間に杭頭破損や表層地盤変形を考慮できる剛塑性バネを直列配置した結果、杭頭部の大変形を予測できる可能性を示すことができた。また、この時の剛塑性バネの終局強度は、建物重量の半分以上の強度であることが推測された。

杭基礎の被害分析のため、杭頭の埋込み長さを考慮した杭頭固定度や建物東西の地盤条件の違いを考慮した地盤変形を与えて非線形静的増分解析を実施した。4/14前震時の慣性力を上部構造の保有水平耐力の70%、4/16本震は保有水平耐力相当と設定して段階的に解析し、4/14前震により西側の杭頭固定度の高い杭の杭頭部の曲げ破壊が先行し、引き続いて4/16本震により建物全体で杭中間部の曲げ破壊または杭頭のせん断破壊に至るという結果が得られ、本震後の被害傾向を概ね説明できた。ただし、慣性力の評価や前震後の杭の状況については、応答解析結果との対応と併せ課題が残されている。なお、地震後の建物の傾斜は既存建物下の既製コンクリート杭と補強部の鋼管杭の破壊後の軸力保持能力の違いに起因すると思われる。

7.6.2 今後の課題

本章の解析から得られた今後の課題と杭の設計のあり方を以下に示す。

(1) 大地震時の構造性能評価・構造設計

既往の中小地震に対する許容応力度設計では、これまでは建物全体としての崩壊や転倒の防止はできていたと考えられるが、機能維持、継続使用性の確保および上部構造の設計との整合性を考慮すれば、大地震に対する設計（2次設計）がすべての建物で実施されるべきである。ただし、小規模な建物や傾斜・沈下が許容でき崩壊や転倒の防止のみが要求されていた建物では、大地震に対する設計を行ったとしても経済性を確保でき、かつ設計手法も取り扱いやすいものとするべきである。上部構造とのバランスや修復性を考慮しつつ、部分的に杭の損傷が許容される、あるいは杭頭部周辺の地盤の支持力に期待する考え方も可能であろう。

併せて、基礎構造の耐震設計の義務化以前の杭基礎の補強技術および補強に対する耐震性評価手法の確立、普及が望まれる。

(2) 基礎に加わる荷重、外力

杭基礎に加わる地盤変形および杭頭水平力・変動軸力を、地盤および上部構造の振動特性を適切に考慮して算出した静的荷重で評価することはほぼ妥当と考えられる。精度向上のためには実現象と合わせて水平力と軸力および地盤変形を逐次相関させたファイバーモデルの使用などが考えられるが、基礎構造の設計手法としては煩雑であり、より実用的かつ精度確保が可能な手法の構築が望ましい。

また、地震動の継続時間が長く、杭基礎を損傷させるような大きさの入力が複数回繰り返されるような大地震に対しては、一部の杭の破壊に伴い負担荷重（水平力・軸力）が再配分されたり群杭効果が変わり、破壊が広がる過程を段階的に考慮して設計することが考えられる。同様に、顕在化していないものの過去の地震において一部の杭が損傷した可能性のある建物では、損傷を受ける以前とは軸力や地盤反力が異なる条件となっている可能性にも留意する必要がある。

(3) 応力解析モデル

基礎より下の杭および地盤からなる分離モデルを用いて、いわゆる応答変位法あるいは荷重分布法により応力解析を行うことはほぼ妥当と考えられる。ただし、地下部分の根入れ効果（入力損失あるいは土圧外力、それらを合わせた地下震度の評価）などについては知見が少なく、被害のなかった建物を含む被害シミュレーション等によりさらなるバージョンアップが望まれる。

(4) 杭および杭頭接合部のモデル化

断面解析に基づく手法により計算した軸力に依存した杭体の荷重－変位関係は、部材の実験結果と概ね整合するとともに、本章の解析で示したように、実際の被害と概ね対応する結果が得ることができており、評価方法として有用である。

ただし、変形性能の評価、特に最大耐力以降の性能（残存軸力保持性能）、や大口径杭や中空形状の影響については、実験データが少なく、今後のデータ蓄積による精度向上が必要である。

杭頭接合部に関しては、許容応力度設計では、特別なデバイスを使わない限り固定条件としているが、被害状況を評価するためには杭頭固定度（回転剛性）を考慮した解析が必要と考えられる。杭頭接合方法は材料強度の違いや形状が多様であることなど、上部構造の接合方法とは異なる面が多い

が、実験による構造性能の検討は少ない。今後のデータ蓄積が望まれる。

この時、設計上の取り扱いを考えれば、材端剛塑性ばねモデルなど上部構造の延長上のモデル化が検討されることが望ましい。

(5) 地盤の評価

過去の被害事例からは、局所的な地盤の不均質性や群杭効果が被害発生の要因の一つとなっていることが示唆される。ただし、同一建物で地盤条件が異なることの影響や群杭効果は実際の設計では考慮されることはほとんどなく、実験データや観測データも少ない。パラメータスタディや実際の被害事例との比較など、地盤工学の原理に沿った統一的な考え方に基づく検証が必要である。

謝辞

本研究は(国研)建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」により実施しました。本調査の実施にあたっては、熊本県益城町役場総務課管財係および復旧事業課建築係の関係者のみなさま並びに解体工事業者のみなさまに多くのご協力を頂きました。ここに、関係各位に謝意を表します。

第8章

建築物Fに関する調査分析

8.1 検討目的と方法

8.1.1 調査の目的

近年、UAV（以下、ドローン）の建築物の災害調査等への活用が注目されている^[8.1-1]。本調査では、ドローンを用いた被災調査の有用性を確認することを目的として、実際の地震で被災した庁舎建物を対象として、人間とドローンによる建物損傷状況の視認性の比較や、ドローンでの調査可能範囲および損傷計測作業の効率性の確認などを行う。

8.1.2 調査者

調査者は下記に示す計6名である。

建築研究所構造研究グループ 主任研究員 向井智久

建築研究所材料研究グループ 主任研究員 宮内博之

建築研究所構造研究グループ 主任研究員 渡邊秀和

建築研究所構造研究グループ 研究員 毎田悠承

株式会社 WorldLink&Company (SkyLink Japan) 奥村周也, 福元一輝 (業務受注者)

8.1.3 調査日程

調査は下記に示す日程により実施した。

2017年5月30日(火)

08:00 ホテル 発

08:48 建築物F 被災度区分判定の実施

12:00 建築物F 被災度区分判定の終了

2018年8月4日(土)

08:00 ホテル 発

09:00 作業内容打ち合わせ

10:00 外部調査, ドローンを用いた外部調査(敷地全体, 最上階などの全景)

12:00 昼食

13:00 室内調査

15:00 ドローンを用いた外部調査

17:30 ホテル 着 1日目調査終了

2018年8月5日(日)

08:00 ホテル 発

08:50 建築物F 調査の実施

12:00 昼食

13:00 建築物F 調査の実施

17:00 空港 着 2日目調査終了。

8.2 建物概要

調査対象としたのは、2016年4月に熊本県にて発生した地震により被災した建築物Fである。1974年に建設された地上3階、地下1階、塔屋1階（1階寸法：約46.8m×約20.5m）の鉄筋コンクリート造のラーメン構造である。基礎は直接基礎である。2010年に枠付き鉄骨ブレース設置による耐震補強が施されている。建物外観を写真8.2.1.1に示す。



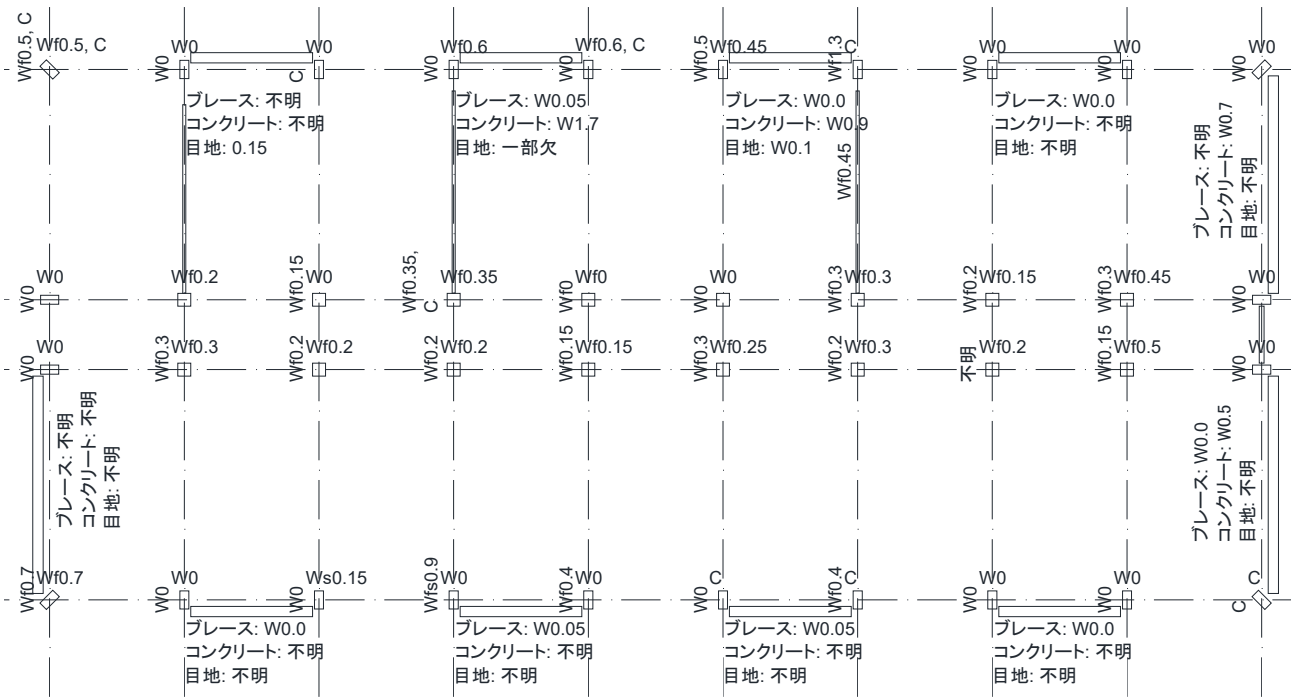
写真 8.2.1.1 建物外観

8.3 被害概要

地震から約1年が経過した2017年5月に本対象建物の被災度区分判定を実施した。その結果、中破となった。被災度区分判定結果を以下に示す。

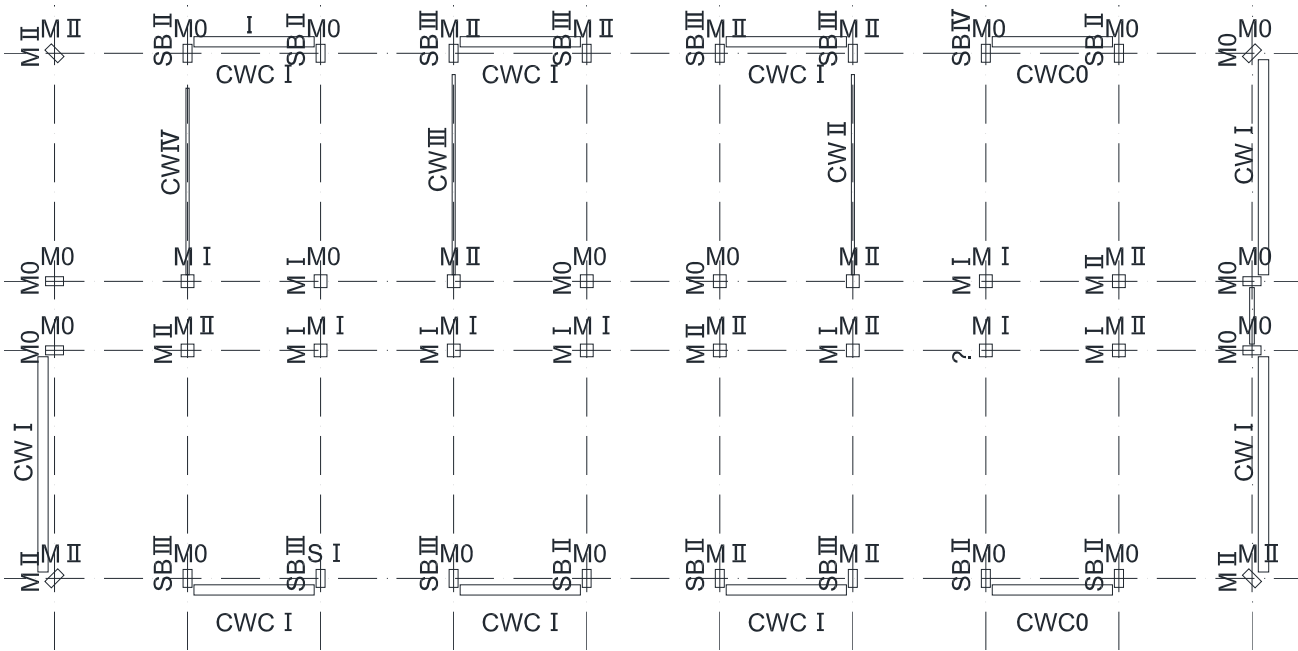
8.3.1 損傷度

損傷一覧および損傷度の一覧を図8.3.1.1および図8.3.1.2に示す。



凡例 Wf : 曲げひび割れ幅 Ws : せん断ひび割れ幅 W : ひび割れ幅 C : コンクリート圧壊

図 8.3.1.1 損傷一覧



凡例 S : せん断柱 SM : 曲げせん断柱 M : 曲げ柱 SB : 梁支配型せん断柱
 MB : 梁支配型曲げ柱 W : 柱無し壁 CW : 片側柱付き壁 CWC : 両側柱付き壁

図 8.3.1.2 損傷度一覧

8.3.2 被害状況写真

	
<p>写真 8.3.1.1 損傷度 IV の片側柱付壁 かぶりコンクリートが剥落し、壁縦筋が露出している。</p>	<p>写真 8.3.1.2 損傷度 IV の短手方向梁 梁の端部がせん断破壊している。</p>
	
<p>写真 8.3.1.3 3階天井の落下 3階では、天井の落下によって現在使用できない状態</p>	<p>写真 8.3.1.4 鉄骨ブレース外観</p>
	
<p>写真 8.3.1.5 鉄骨ブレース周囲の損傷 鉄骨ブレースの周りの目地部及びコンクリートが剥落しており、損傷が見られる。</p>	<p>写真 8.3.1.6 鉄骨ブレースのひび 鉄骨ブレースの塗装にひび模様が観察された。このひび幅は.000mm~0.05mm とかなり小さい。</p>

8.3.3 損傷度上部構造の耐震性能残存率Rによる判定（層崩壊）

本建物は、鉄骨ブレースを用いた耐震補強を行っている建物である。そこで、補強部材を無視した場合と、考慮した場合のそれぞれについて、被災度区分判定を実施した。それぞれの結果について、長手方向、短手方向を図8.3.3.1～8.3.3.4に示す。ただし、本検討では鉄骨ブレースを鉄筋コンクリート造両側柱付壁と同様に扱うこととし、部材強度比を6として計算した。また、耐震性能低減係数ηも鉄筋コンクリート造両側柱付壁のせん断壁と同等と見なして計算を行った。

- ① 判定対象とする階と方向 1階
- ② ゾーニングの要否：不要（建物全体で判定する）
必要（ゾーニングした区画を平面図などで明示し、区画ごとに判定する）
- ③ 構造部材の損傷度調査結果

長手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数	1		39						40
調査部材数	1		39						40
	×1+	×1+	×1+	×1+	×1+	×1+	×2+	×6=	40=Aorg
損傷度0			17						17.0=A0
損傷度I	1		6						6.7=A1
損傷度II			16						12.0=A2
損傷度III									0.0=A3
損傷度IV									0.0=A4
損傷度V									0.0=A5
	$\Sigma A_j =$								35.7

耐震性能残存率R= 89.13 性能残存率Rによる被災度区分：小破

図8.3.3.1 被災度区分判定結果（長手方向・鉄骨ブレース補強無視）

長手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数	1		39					8	48
調査部材数			24					8	32
	×1+	×1+	×1+	×1+	×1+	×1+	×2+	×6=	72=Aorg
損傷度0			8					2	20.0=A0
損傷度I			6					6	39.9=A1
損傷度II			10						7.5=A2
損傷度III									0.0=A3
損傷度IV									0.0=A4
損傷度V									0.0=A5
	$\Sigma A_j =$								67.4

耐震性能残存率R= 93.61 性能残存率Rによる被災度区分：小破

図8.3.3.2 被災度区分判定結果（長手方向・鉄骨ブレース補強考慮）

短手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数			21	16			3		40
調査部材数			20	16			3		39
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	42 =Aorg
損傷度0			7						7 =A0
損傷度Ⅰ			7						6.65 =A1
損傷度Ⅱ			6	7			1		10.6 =A2
損傷度Ⅲ				8			1		3.8 =A3
損傷度Ⅳ				1			1		0.1 =A4
損傷度Ⅴ									0 =A5
									$\sum A_j = 28.15$

耐震性能残存率R= 67.02 性能残存率Rによる被災度区分：**中破**

図 8.3.3.3 被災度区分判定結果（短手方向・鉄骨ブレース補強無視）

短手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数			15	16			3	3	37
調査部材数			14	16			3	3	36
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	54 =Aorg
損傷度0			3						3 =A0
損傷度Ⅰ			7					3	23.75 =A1
損傷度Ⅱ			4	7			1		9.1 =A2
損傷度Ⅲ				8			1		3.8 =A3
損傷度Ⅳ				1			1		0.1 =A4
損傷度Ⅴ									0 =A5
									$\sum A_j = 39.75$

耐震性能残存率R= 73.61 性能残存率Rによる被災度区分：**中破**

図 8.3.3.4 被災度区分判定結果（短手方向・鉄骨ブレース補強考慮）

8.3.4 被害概要のまとめ

被害概要を把握する目的で 2017 年 5 月に行った被災度区分判定のまとめを以下に示す。

- 被災度区分判定を行った結果、1 階の短手方向の判定によって建物の被災度を中破とした。なお、判定の際に鉄骨ブレース補強を考慮したところ、耐震性能残存率 R は値が上昇したものの、被災度は変わらず中破のままであった。
- 鉄骨ブレースにはわずかに軸方向と直交する方向にひびが確認出来たが、地震時はほとんど弾性範囲だったと考えられる。周囲のコンクリートに損傷が見られる場合は損傷度Ⅰとし、全く損傷がない場合は損傷度 0 として判定を行った。
- 短手方向は、柱の損傷は少なかったものの、取り付く梁のせん断破壊が見られたため、被災度が大きくなった。

8.4 分析概要と結果

8.4.1 調査項目とその概要

調査する項目は、下記の項目である。それぞれの項目において調査の概要を示す。

- (1) 現在の損傷状況の把握、および人間による被災度区分判定の再実施、ドローンによる場合との比較

前回、被災度区分判定を実施したのは2017年5月で、本調査はそれから1年以上が経過しており、その間に建物の補修が行われている。また、余震などにより建物の損傷状況が変わっている。したがって、以前調査した場所の損傷を再確認し、現在の損傷状況を把握するとともに、人間による被災度区分判定を再実施する。また、ドローンを用いて被災度区分判定を実施した場合の結果と比較し、人間とドローンの判定結果の差異を確認する。さらに、ドローン調査結果と比較検討できる場所を選定し、損傷（ひび割れ幅、長さ、仕上げ損傷、鉄骨ブレース仕上げ塗装のひびなど）を人間の目視調査により詳細に確認する。

- (2) ドローンによる建物外部、内部の状況、損傷等の撮影、調査、調査可能範囲検討、人間のよる調査との比較

ドローンを用いて、建物の外部、内部の状況等を撮影し、評価する。また、ドローンの調査可能範囲や条件等を実際の建物で検討する。また、各撮影項目において、ドローンによるものと、人間によるものの損傷状況の視認性や所要時間、人工等を比較検討する。さらに、植栽や電柱などの障害物による調査範囲の制限が発生しないかを把握する。各撮影項目、内容、機材等の緒元を表8.4.1.1に示す。各項目の概要を下記に示す。

1) Shoot_1-1p

PhaseOne（1億画素カメラ）を用いて建物全景を遠距離から撮影し、建物の全体像を把握することを目的とする。

2) Shoot_2-1p

PhaseOne（1億画素カメラ）により、部材のひび割れを撮影し、ひび割れ幅の評価精度を確認する。撮影距離をパラメータとする。Shoot_2-1pとShoot_2-2xでは、外壁面のひび割れをまず人間により計測、評価している。それらのひび割れの計測ポイント位置図を図8.4.1.1に示す。

3) Shoot_2-2x

Shoot_2-1pに対して、カメラをZenmuse X5S（2000万画素カメラ）に変更して、それにより部材のひび割れを撮影し、ひび割れ幅の評価精度を確認する。撮影距離をパラメータとする。

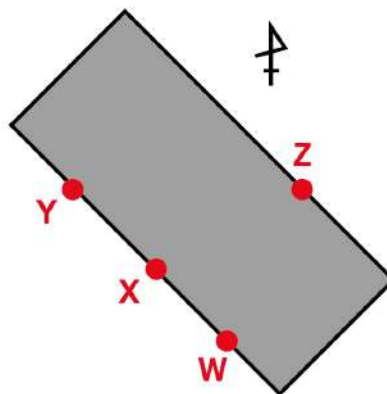


図8.4.1.1 Shoot_2-1pとShoot_2-2xのひび割れ幅計測ポイント位置図

4) Shoot_2-3p

PhaseOne (1 億画素カメラ) を用いて壁面オルソ (「オルソ」: 写真上の像の位置ズレを取り除き, 空中写真を傾きのない正しい大きさと位置に表示される画像に変換すること。) 撮影を行った。撮影距離は, 9m に統一し, 距離を確認する監視者を置き, 距離が一定になるように管理した。オーバーラップ 80%, サイドラップ 70% として (「オーバーラップ/サイドラップ」: 複数の画像撮影による測量などでは, 撮影する 1 枚ごとの写真の画角をなるべく重ねることで, ソフトウェアによる合成精度を向上させ, 歪みの少ない立体モデルを作成することができる。この写真同士の重なっている面積の割合のこと。), 手動飛行で図 8.4.1.2 に示すような航路で撮影を行った。オーバーラップ率は, 飛行スピード (Vertical Speed) を参考に設定オーバーラップ以上になるように調整し, 再度ラップはあらかじめ航路幅 (ピッチ) を算出し, 地面にチョーキングし, パイロットがチョークでつけた目印の真後ろに立ち, ドローンがその真上を飛行するよう確認することで精度を担保した。

5) Shoot_2-4x

Shoot_2-3p に対して, カメラを Zenmuse X5S (2000 万画素カメラ) に変更して撮影した。

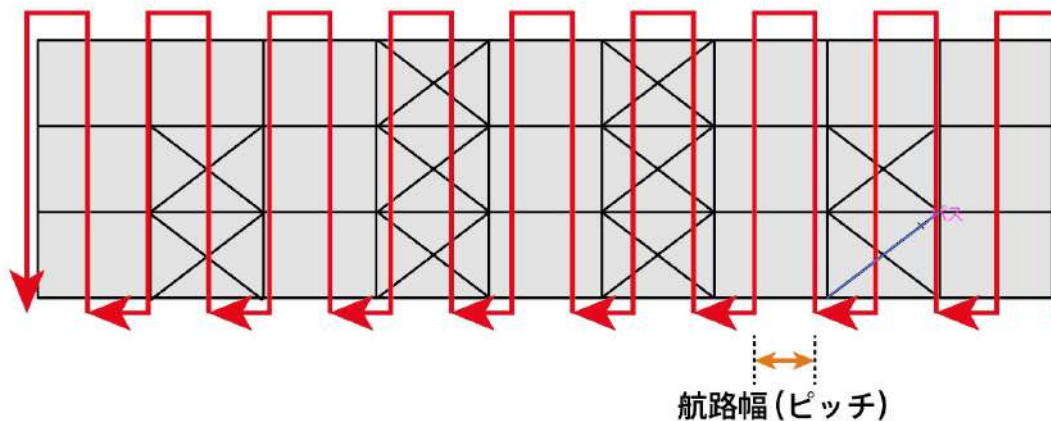


図8.4.1.2 Shoot_2-3pとShoot_2-4xにおける, 庁舎の南西立面図および航路図

6) Shoot_3-2x

Inspire 2 に搭載した Zenmuse X5S (2000 万画素カメラ) により, 屋根オルソ撮影を行った。屋上に対して撮影距離は 23m であったため, 建物高さ 14m をプラスして, 地上から高度 37m を飛行させた。

7) Shoot_4-1x

建物内部を外部から撮影し, 内部のひび割れや内装材の被害状況を検知できるかという目的での調査であったが, 当日は快晴でガラスの反射によりほとんど確認できなかった。また, 窓を開けることもできなかったため, 本調査項目は断念した。室内での手持ち撮影に変更した。その際のカメラは X5S (2000 万画素カメラ) である。

8) Shoot_5-1x

建物の傾斜の計測が可能かどうかを把握する目的で, 錘をつけた紐をドローン (Mavic Pro) に結びつけ, Inspire 2 に搭載した Zenmuse X5S (2000 万画素カメラ) を飛行させながら撮影した。動画と静止画での撮影を行った。

9) Shoot_5-2xt

サーモグラフィー空撮により、外壁タイルの浮き上がり等が検知可能かを把握する目的で行った。M210 に Zenmuse XT を装着し、赤外線カメラによる壁面撮影を行った。

10) Shoot_5-3m

Mavic Pro を用いて、FPV 撮影（「FPV 撮影」：FPV は “First Person View” の略語であり、一人称視点という意味である。つまり、ドローンから見た視点のことであり、FPV 撮影を行うことで、操縦者（および操縦者に指示を行う技術者・調査者）はドローンから見える景色・映像と同じ景色・映像を見ることができる。）を行った。動画では、建物の外周を 1 周回するように撮影した。静止画では、図 8.4.1.3 に示す位置の短手方向の梁の損傷を撮影した。

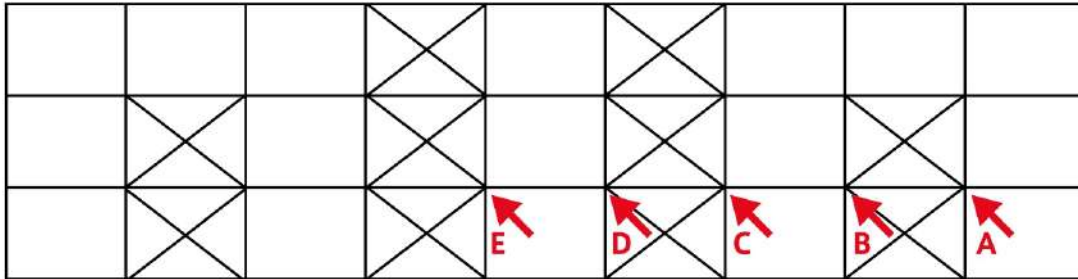


図 8.4.1.3 Shoot_5-3m において撮影した梁の位置図

11) Shoot_5-4p

PhaseOne（1 億画素カメラ）を用いて、耐震補強によって増設されていた鉄骨ブレースを撮影し、損傷評価することを目的とした。空撮によってブレースが画面中央に可能な限り大きく写るように撮影した。主に撮影距離は 9m である。対象としたのは南西面のブレースである。ブレースの位置図を図 8.4.1.4 に示す。

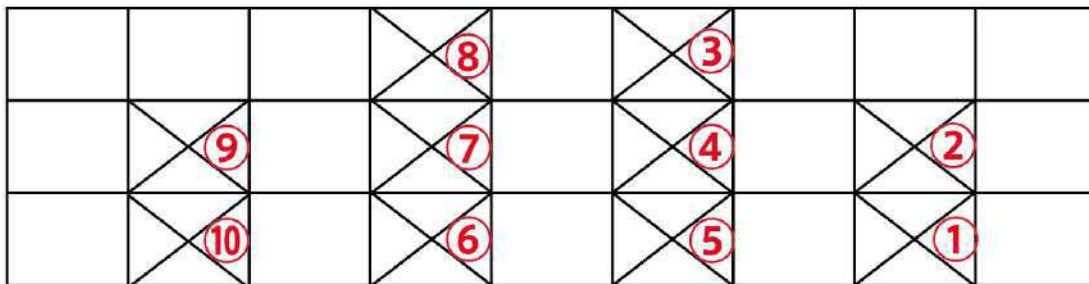


図 8.4.1.4 鉄骨ブレースの位置図

12) Shoot_5-5x

Shoot_5-4p に対して、カメラを Zenmuse X5S（2000 万画素カメラ）に変更して撮影した。

表 8.4.1.1 撮影項目の緒元

	撮影番号	撮影内容	カメラ	レンズ	撮影距離(m)	備考	作業時間
1)	Shoot_1-1p	遠距離からの全景写真撮影複数枚	PhaseOne	55mm	約 20~60m		1h
2)	Shoot_2-1p	精度確認撮影 5m 10m 15m 20m	PhaseOne	55mm	5, 10, 15, 20m	手持ち撮影	1.5h
3)	Shoot_2-2x	精度確認撮影 5m 10m 15m 20m	X5S	17mm	5, 10, 15, 20m	手持ち撮影	1.5h
4)	Shoot_2-3p	壁面オルソ撮影	PhaseOne	55mm	9m, 2.5m ピッチ	OL80%, SL70%, 分解能 0.76mm/px	2h
5)	Shoot_2-4x	壁面オルソ撮影	X5S	17mm	9m, 3.12m ピッチ	OL80%, SL70%, 分解能 1.97mm/px	1.5h
6)	Shoot_3-2x	3mm/px 屋根オルソ撮影	X5S	25mm	23m	OL75%, SL75%, クロスグリッド 分解能 3mm/px	1.5h
7)	Shoot_4-1x	建物内部を外から撮影	X5S	17mm	約 4m	ガラスの反射により断念	0.5h
8)	Shoot_5-1x	Mavic に紐を垂らして、建物の傾き検査撮影実験	X5S	17mm	約 10m		1h
9)	Shoot_5-2xt	サーモグラフィー空撮調査実験	M210+XT	19mm	南西面：9m 北西面：10 ~20m		0.5h
10)	Shoot_5-3m	FPVにより柱を撮影	Mavic Pro	-	約 1~2m		0.5h
11)	Shoot_5-4p	ブレースごとの撮影	PhaseOne	55mm	9m		0.5h
12)	Shoot_5-5x	ブレースごとの撮影	X5S	17mm	9m		0.5h

8.4.2 調査に用いた使用機材（カメラ、ドローン、ゴーグル）の仕様

調査に使用した機材の仕様を表 8.4.2.1 に示す。

表8.4.2.1 使用機材の仕様

(a) PhaseOne iXU1000（1億画素カメラ）および搭載用ドローン

[カメラ]

メーカー	PhaseOne（デンマーク本社）
型番	iXU1000
画像	
センサーサイズ	53.4 x 40 mm
画素数	11608 x 8708 px
色深度	16bit

[ドローン]

メーカー	DJI（中国本社）
型番	Matrice 600 Pro
画像	
サイズ	1668 mm x 1518 mm x 759 mm（プロペラ、機体アーム、GPSマウントを広げた状態）
重量	9.1kg
ペイロード	6kg（Ronin-MXジンバルを搭載してのカメラ積載は3kg程度）
最大風圧抵抗	8 m/s

(b) Zenmuse X5S (2000万画素カメラ) および搭載用ドローン

[カメラ]

メーカー	DJI (中国本社)
型番	Zenmuse X5S
画像	
センサーサイズ	17.3 x 13 mm (マイクロフォーサーズ)
画素数	5280 x 3956 px
色深度	14bit (Raw撮影時), 8bit (JPG撮影時)

[ドローン]

メーカー	DJI (中国本社)
型番	Inspire 2
画像	
サイズ	605 mm (対角寸法 ※プロペラ含まず)
重量	3,440g (ジンバルカメラ含まず)
ペイロード	1.2kg (ジンバルカメラ含まず)
最大風圧抵抗	10 m/s

(c) Zenmuse XT (赤外線サーモグラフィーカメラ) および搭載用ドローン

[カメラ]

メーカー	DJI (中国本社) / FLIR SYSTEMS (スウェーデン本社)
型番	Zenmuse XT
画像	
センサーサイズ	非公開 (代わりにiFovを公開) ※今回利用したのは19mmレンズモデル iFov : 0.895 mrad
画素数	640 x 512 px

[ドローン]

メーカー	DJI (中国本社)
型番	Matrice 210
画像	
サイズ	887 x 880 x 378 mm (アーム展開時 プロペラ含まず)
重量	3.8 kg (通常バッテリー2個を含む)
ペイロード	2.34 kg
最大風圧抵抗	10 m/s

(d) Mavic Pro およびFPV用VRゴーグル

[カメラおよびドローン]

メーカー	DJI (中国本社)
型番	Mavic Pro
画像	
サイズ	335 mm (プロペラ含まず)
センサーサイズ	6.2 x 4.7 mm
画素数	4000 x 3000 px
最大風圧抵抗	記載なし

[VRゴーグル]

メーカー	DJI (中国本社)
型番	DJI Goggles
画像	
入力	WIFI / HDMI
解像度	1080p30
特徴	Mavic Proと互換性が高く、上下左右の傾きにMavic Proのカメラ方向が対応する (限界角度有り)

8.4.3 調査の結果と考察

(1) 損傷状況の把握、および人間による被災度区分判定（2018年8月）の結果、ドローンによる場合との比較

1) 損傷状況の把握、および人間による被災度区分判定（2018年8月）

現在の損傷状況を把握する目的で、まず1階から3階まで建物全体を見回り点検した。損傷状況の一例を写真8.4.3.1に示す。



(a) 例1 (梁)



(b) 例2 (耐震壁)

写真8.4.3.1 損傷状況

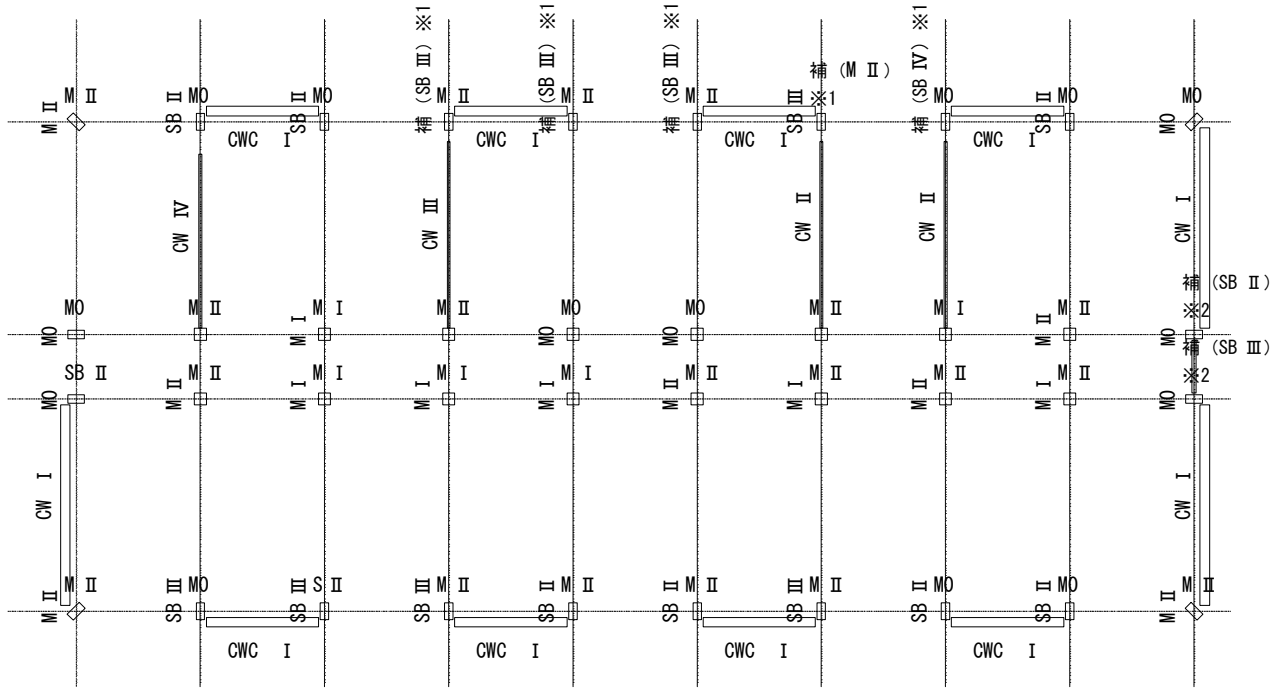
見回り点検の結果、1階と3階の損傷が激しいと判断したため、1階と3階において、被災度区分判定を行った。1階および3階の損傷度の一覧を図8.4.3.1に示す。また、1階および3階の被災度区分判定の結果を図8.4.3.2に示す。対象建物は鉄骨ブレースを用いた耐震補強を行っているため、補強部材を無視した場合と、考慮した場合のそれぞれについて、被災度区分判定を実施した。なお、鉄骨ブレースを柱付き壁と同様に扱った。

まず、1階において鉄骨ブレースを無視した場合、耐震性能残存率 R は長手方向で 83.38、短手方向で 66.25 となり、短手方向の判定により「中破」となった。鉄骨ブレース補強を考慮した場合、 R は長手方向で 86.23、短手方向で 67.77 となり、両方向とも R はやや大きくなったが、被災度は「中破」のままであった。

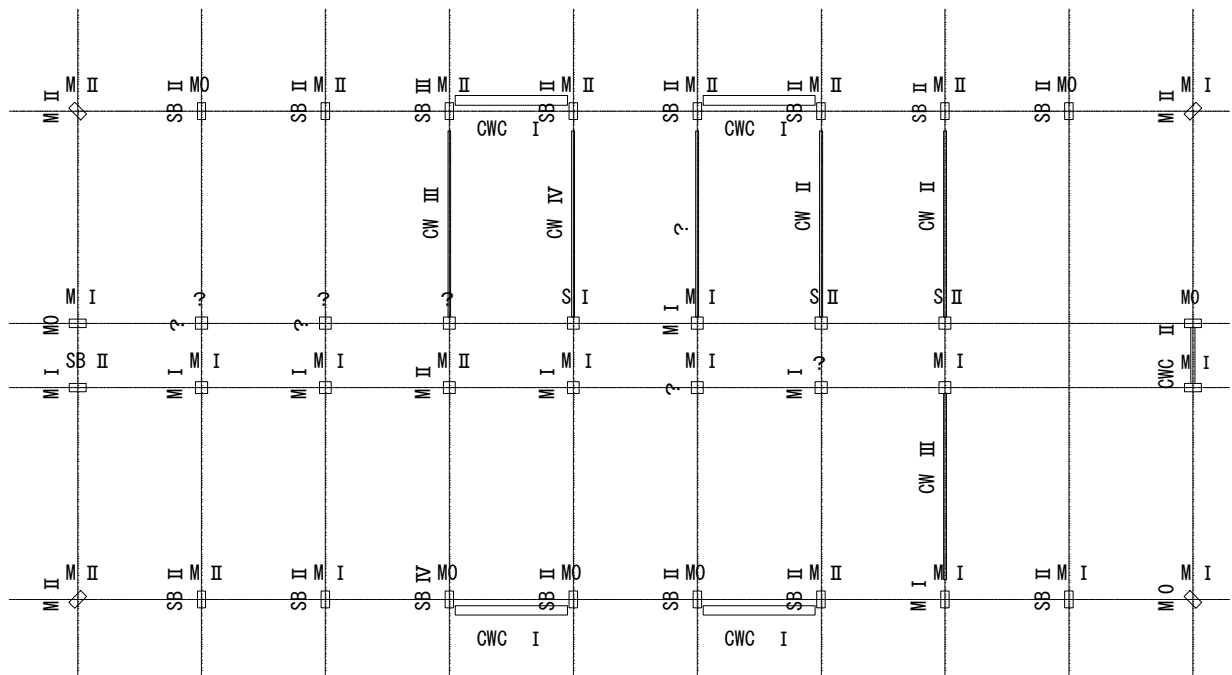
次いで、3階では、において鉄骨ブレースを無視した場合、耐震性能残存率 R は長手方向で 86.62、短手方向で 64.66 となり、「中破」の判定となった。鉄骨ブレース補強を考慮した場合の R は長手方向で 91.00 となり、やや大きくなった。3階の短手方向には鉄骨ブレースは設置されていないため、短手方向の R はブレース無視の場合と同じである。

1階と3階を比較すると、どちらも判定は「中破」であるが、短手方向の R は3階の方がやや小さい。これは、3階には大きな会議室があり、柱が抜かれていること、耐震補強の鉄骨ブレースがないことなどから、1階に比べて相対的に水平抵抗性が小さかったと考えられる。

なお、調査に要した時間は約3時間、人員は2名である。



(a) 1階



(b) 3階

※1 モルタルなどにより補修されていたため、2017年実施の被災度区分判定時の損傷度 () 内の損傷度で評価

※2 モルタルなどにより補修されており、2017年実施の被災度区分判定では未確認のもの（モルタル上から損傷度を評価）

? 什器や仕上げ材などがあったため、部材の損傷度を確認できなかったもの

図 8.4.3.1 損傷度の一覧

補強無視 (1階) 2018
長手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数	1		36	3					40
調査部材数	1		36	3					40
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	40 =Aorg
損傷度0			11						11.0 =A0
損傷度I			5						4.8 =A1
損傷度II	1		20	2					17.0 =A2
損傷度III				1					0.4 =A3
損傷度IV									0.0 =A4
損傷度V									0.0 =A5
									$\sum A_j = 33.2$

耐震性能残存率R= 82.88 性能残存率Rによる被災度区分: **小破**

(a) 1階長手方向・鉄骨ブレース補強無視

補強考慮 (1階) 2018
長手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数	1		36	3				8	48
調査部材数	1		29	3				4	37
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	57 =Aorg
損傷度0			4						4.0 =A0
損傷度I			5					4	27.6 =A1
損傷度II	1		20	2					17.0 =A2
損傷度III				1					0.4 =A3
損傷度IV									0.0 =A4
損傷度V									0.0 =A5
									$\sum A_j = 49.0$

耐震性能残存率R= 85.88 性能残存率Rによる被災度区分: **小破**

(b) 1階長手方向・鉄骨ブレース補強考慮

補強無視 (1階) 2018
短手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数			20	16			4		40
調査部材数			20	16			4		40
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	44 =Aorg
損傷度0			7						7 =A0
損傷度I			6						5.7 =A1
損傷度II			7	7			2		12.55 =A2
損傷度III				8			1		3.8 =A3
損傷度IV				1			1		0.1 =A4
損傷度V									0 =A5
									$\sum A_j = 29.15$

耐震性能残存率R= 66.25 性能残存率Rによる被災度区分: **中破**

(c) 1階短手方向・鉄骨ブレース補強無視

補強考慮 (1階) 2018
短手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数			20	16			7		43
調査部材数			17	16			7		40
	×1+	×1+	×1+	×1+	×1+	×1+	×2+	×6=	47 =Aorg
損傷度0			4						4 =A0
損傷度I			6				3		11.4 =A1
損傷度II			7	7			2		12.55 =A2
損傷度III				8			1		3.8 =A3
損傷度IV				1			1		0.1 =A4
損傷度V									0 =A5
	$\sum A_j =$								31.85

耐震性能残存率R= 67.77 性能残存率Rによる被災度区分: **中破**

(d) 1階短手方向・鉄骨ブレース補強考慮

補強無視 (3階) 2018
長手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数	3		34	1					38
調査部材数	3		30	1					34
	×1+	×1+	×1+	×1+	×1+	×1+	×2+	×6=	34 =Aorg
損傷度0			6						6.0 =A0
損傷度I	1		13						13.3 =A1
損傷度II	2		11	1					10.2 =A2
損傷度III									0.0 =A3
損傷度IV									0.0 =A4
損傷度V									0.0 =A5
	$\sum A_j =$								29.5

耐震性能残存率R= 86.62 性能残存率Rによる被災度区分: **小破**

(e) 3階長手方向・鉄骨ブレース補強無視

補強考慮 (3階) 2018
長手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数	3		34	1				4	42
調査部材数	3		22	1				4	30
	×1+	×1+	×1+	×1+	×1+	×1+	×2+	×6=	50 =Aorg
損傷度0			3						3.0 =A0
損傷度I	1		13					4	36.1 =A1
損傷度II	2		6	1					6.4 =A2
損傷度III									0.0 =A3
損傷度IV									0.0 =A4
損傷度V									0.0 =A5
	$\sum A_j =$								45.5

耐震性能残存率R= 91.00 性能残存率Rによる被災度区分: **小破**

(f) 3階長手方向・鉄骨ブレース補強考慮

補強なし (3階) 2018
短手方向

	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
総部材数			16	15			6	1	38
調査部材数			13	15			5	1	34
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	44 =Aorg
損傷度0			2						2 =A0
損傷度I			7						6.65 =A1
損傷度II			4	13			2	1	18.1 =A2
損傷度III				1			2		1.6 =A3
損傷度IV				1			1		0.1 =A4
損傷度V									0 =A5
	$\sum A_j =$								28.45

耐震性能残存率R= 64.66 性能残存率Rによる被災度区分：中破

(g) 3階短手方向

図 8.4.3.2 被災度区分判定結果

2) ドローンによる場合との比較

実際の被災現場において、ドローンを用いて被災度区分判定を行う場合、建物内部にドローンは侵入することができないため、外周の部材の損傷度のみで被災度区分判定を行うことになると予想される。そこで、建物外周部の部材の損傷度により被災度区分判定を行った。耐震性能残存率および被災度区分判定の結果を、人間が建物内部に入り、目視により行った結果と併せて表 8.4.3.1 に示す。

本調査建物では、いずれの階、方向、補強考慮の有無での比較においても、人間とドローンによる被災度区分判定の結果は同じ判定となった。耐震性能残存率の比較では、人間とドローンで長手方向では 1.25 程度、短手方向で最大 4.45 の差があった。本調査建物は、長手方向では軽微な柱の曲げひび割れが多く、外周部の部材のみで算定してもあまり差がなかった。一方、3階の短手方向は、建物内部の複数の耐震壁の損傷が大きく、ドローンによる被災度区分判定ではその部材が算定に含まれないため、耐震性能残存率に大きな差が出た。以上のことから、純ラーメンのような建物で柱部材の軽微な曲げひび割れが多い建物であれば人間とドローンによる耐震性能残存率の結果に大きな差異はなく、ドローンによる被災度区分判定に有効であると言える。一方、建物内部に脆性破壊する耐震壁が多い建物では人間とドローンによる耐震性能残存率の算定に大きな差異が生じることも考えられる。

本調査建物では、人間とドローンによる被災度区分判定結果は変わらなかったが、耐震性能残存率の値が被災度区分の境界付近の建物では変わる可能性も考えられるため、ドローンによる被災度区分判定を行う場合は建物の構造形式を考慮する必要がある。

表 8.4.3.1 耐震性能残存率および被災度区分判定結果一覧

		長手方向		短手方向	
		補強無視	補強考慮	補強無視	補強考慮
1階	人間	82.88 (小破)	85.88 (小破)	66.25 (中破)	67.77 (中破)
	ドローン	81.88 (小破)	86.46 (小破)	64.38 (中破)	67.22 (中破)
3階	人間	86.62 (小破)	91.00 (小破)	64.66 (中破)	
	ドローン	86.88 (小破)	92.25 (小破)	69.11 (中破)	

(2) ドローンによる建物外部，内部の状況，損傷等の撮影，調査，調査可能範囲検討の結果
前述した項目について，ドローンを用いて撮影した。各項目の結果を以下に述べる。以降，データ容量を抑制するため，写真の解像度を本来のものから低下させるなど調節して掲載する。

1) Shoot_1-1p

PhaseOne (1 億画素カメラ) を用いて建物全景を遠距離から撮影した。西側上空から撮影した建物全景を写真 8.4.3.2 に示す。建物は，北東は国道 443 号線に面し，約 100m 南には川が流れる立地となっている。建物周辺には住宅地や商業施設があり，その周りには田畑が広がっている。



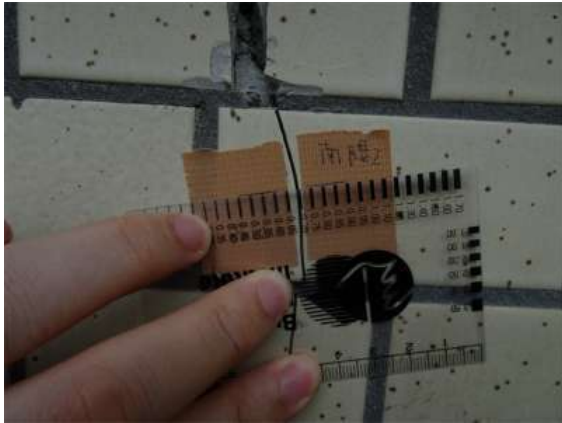
写真 8.4.3.2 ドローンによる建物全景写真

2) Shoot_2-1p

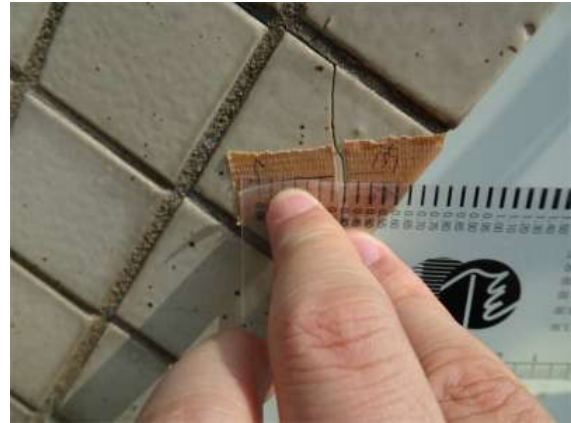
PhaseOne (1 億画素カメラ) により，部材のひび割れを撮影し，ひび割れ幅の評価精度を確認する。まず，建物の外周面において，ドローン調査結果と比較できる場所を選定した。選定した場所は，1 階外周の柱や腰壁である。それぞれの場所において，人間による損傷調査と，ドローンによる損傷調査を行った。撮影距離をパラメータとし，5，10，15，20m の 4 パラメータで撮影した。図 8.4.1.1 に示した W, X の位置の部材のひび割れ計測の一例を写真 8.4.3.3 に，ドローンによる撮影状況を写真 8.4.3.4 に示す。また，図 8.4.1.1 に示した W, X, Y, Z の位置における人間によるひび割れ幅評価とドローン調査 (1 億画素カメラ) によるひび割れ幅評価の比較を表 8.4.3.2 に示す。なお，ひび割れ幅の抽出には汎用ソフトを用いており，そのソフトで使用できる jpeg 形式のデータで評価している。1 億画素カ

メラで撮影したものは11608×8708Pixelの画像から読み取っている。

1億画素カメラでは、撮影距離5mでは良好にひび割れ幅を評価できるものと、精度が低い評価となるものがあった。ひび割れW, X, Yではドローン調査の方がひび割れ幅を小さく評価しているのに対して、Zでは大きく評価している。これは、一般汎用ソフトによる評価であるため、ソフトウェア内での処理上の誤差であると考えられる。撮影距離が10mよりも大きくなると小さいひび割れでは汎用ソフトによるひび割れの自動検出が不可能となったり、評価精度が低くなったりした。撮影距離5m程度までドローンを飛行させることができる建物であれば、ドローンはひび割れ幅評価に有効であると言える。



(a) 1階の腰壁, W



(b) 1階の柱, X

写真 8.4.3.3 人間によるひび割れ幅の計測

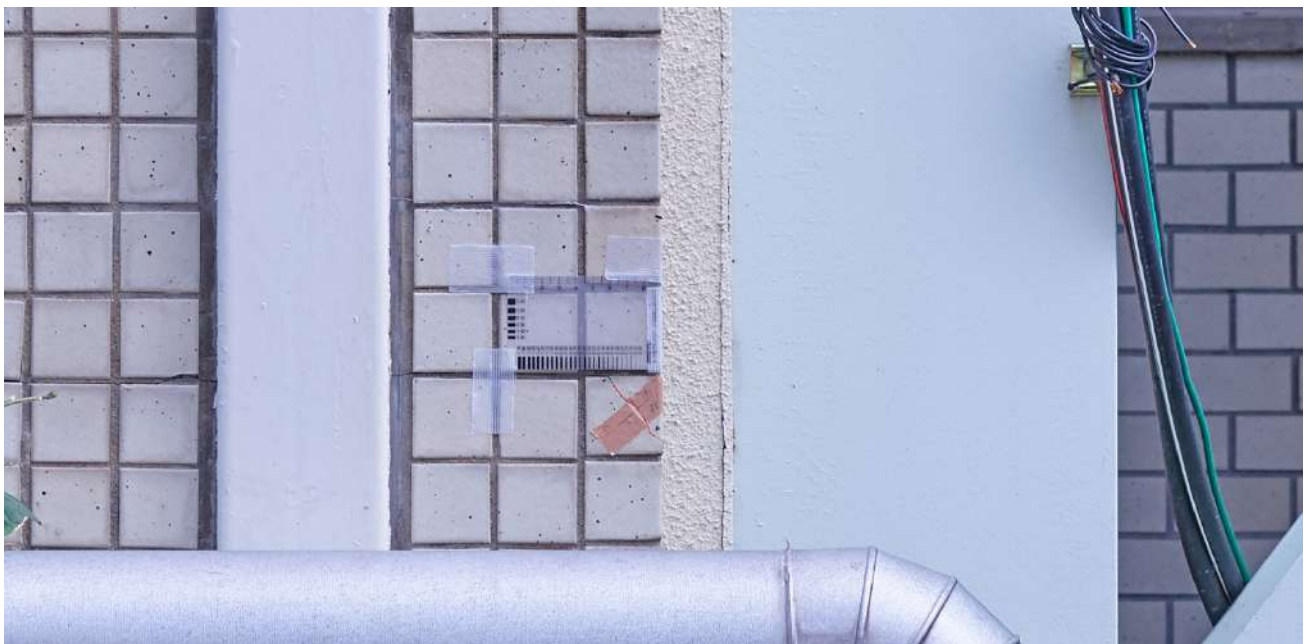


写真 8.4.3.4 ドローンによるひび割れの撮影調査 (1階の柱, X, 撮影距離5m)

表 8.4.3.2 人間とドローンによるひび割れ幅評価の比較（1億画素カメラ）

対象部材, および その位置	人間の目視調査によるひび割れ幅 [mm]	ドローン調査（1億画素）によるひび割れ幅 [mm]			
		5m	10m	15m	20m
1 階の腰壁, W	0.70	0.60	0.60	×	×
1 階の柱, X	0.40	0.30	×	×	×
1 階の腰壁, Y	2.5	1.7	1.4	1.0	0.5
1 階の腰壁, Z	0.65	1.00	0.90	×	×

× : 自動検出不可

3) Shoot_2-2x

Shoot_2-1p に対して, カメラを Zenmuse X5S (2000 万画素カメラ) に変更して, それにより部材のひび割れを撮影し, ひび割れ幅の評価精度を確認した。パラメータは Shoot_2-1p と同様である。W, X, Y, Z の位置における人間による調査とドローン (2000 万画素カメラ) による調査のひび割れ幅評価の比較を行った。2000 万画素カメラで撮影したものは 5272×3948Pixel の画像から読み取っている。人間によるひび割れ幅評価とドローン (2000 万画素カメラ) によるひび割れ幅評価の比較を表 8.4.3.3 に示す。

2000 万画素カメラの撮影データでは撮影距離 5m でも, ひび割れ幅が 2.5mm のものは自動検出できたが, 幅の評価精度は低い。また, それ以外の小さいひび割れでは, 汎用ソフトによるひび割れの自動検出が不可能であり, ひび割れ幅を評価することが難しかった。

表 8.4.3.3 人間とドローンによるひび割れ幅評価の比較（2000万画素カメラ）

対象部材, および その位置	人間の目視調査によるひび割れ幅 [mm]	ドローン調査（2000万画素）によるひび割れ幅 [mm]			
		5m	10m	15m	20m
1 階の腰壁, W	0.70	×	×	×	×
1 階の柱, X	0.40	×	×	×	×
1 階の腰壁, Y	2.5	0.9	×	×	×
1 階の腰壁, Z	0.65	×	×	×	×

× : 自動検出不可

4) Shoot_2-3p

5) Shoot_2-4x

壁面オルソ撮影を行った。PhaseOne (1 億画素カメラ) を用いた場合 (Shoot_2-3p) と, Zenmuse X5S (2000 万画素カメラ) を用いた場合 (Shoot_2-4x) を併せて示す。撮影の様子を写真 8.4.3.5 に示す。



写真 8.4.3.5 オルソ撮影の様子

前述した航路のように撮影していき, 写真 8.4.3.6 に示す検証点において, Shoot_2-3p と Shoot_2-4x のオルソモザイク (「オルソモザイク」: 空中写真からは撮影した枚数分の正射画像がそれぞれ作成される。これらをつなぎ目が目立たないよう接合すること。) と元画像を比較した。検証点は, ひび割れ, 破損したパイプ, ひび割れ幅評価を試みた点などとした。

Shoot_2-3p および, Shoot_2-4x のオルソ全体画像を写真 8.4.3.7 に示す。また, 検証点①～⑨までの比較を写真 8.4.3.8～写真 8.4.3.16 に示す。

検証点①では, オルソモザイクと元画像とほとんど差がない状態で確認できる。解像度約 2mm/px でも確認が可能である。

検証点②では, オルソモザイクにおいては, ゴースト (「ゴースト」: 画像に反映されるぼやけ。) が生じており, SfM 処理 (「SfM 処理」: カメラで撮影した複数の画像から, それらの撮影位置を推定し, 同一地点に対するそれぞれの画像の視差から対象物全体の三次元モデルを生成する処理のこと。) により認識が難しくなっている。ゴーストが生じているのは, 柱, パイプの横面の画像が不足していることによると想定される。2-4x の方がゴーストの量が少ないのは, 柱の横面が映った画像枚数が多かったことが影響していると考えられる。それぞれ同じサイドラップで撮影しているものの, 目測による多少のずれにより差が生じたと考えられる。

検証点③では, オルソモザイク, 元画像共に同等の精度でひび割れを確認することができる。

検証点④では, Shoot_2-3p, Shoot_2-4x 共にパイプのゴーストが発生している。オルソモザイク化することで若干の解像度低下が見られる。

検証点⑤では, オルソモザイク, 元画像, 共に同等の解像度でひび割れが認識できる。

検証点⑥では, パイプが上下に破断していることは, オルソモザイク, 元画像共に確認できるものの, オルソモザイクでは柱付近にゴーストが発生している。

検証点⑦では, オルソモザイクにおいては, 手前の植木によるゴーストが発生している。2-4x オルソモザイクにおいては, ひび割れの状態を確認することが困難な状態となった。

検証点⑧では, 前検証点と同じ状態である。クラックスケールの解像度を検証すると, 分解能 0.76mm/px の 2-3p の画像では, クラックスケールの線が認識できるものの, 分解能 1.97mm/px の 2-4x

においては、クラックスケールの線は全体的に認識不可能となっている。

検証点⑨では、前検証点、前々検証点と同じく、手前の植木により、ひび割れ部分の撮影枚数は不足している。ただし、2-3p オルソモザイクにおいては、解像度の低下は見られるものの、ひび割れ全体を認識することが可能である。

以上の、両オルソモザイクの成果からの考察を以下に示す。

1億画素カメラで撮影した2-3p, 2000万画素カメラで撮影した2-4xによるオルソモザイクは、いずれもデータに穴が開くような破綻を起こさずに生成できた。対象とした面においてラップ率が十分であったと考えられる。ただし、手前に突出した柱の側面部分の画像が不足しており(サイドラップの不足)、これによるゴースト現象が凸部分付近の随所に発生したことは、オルソモザイクのみで、対象面全てを診断する目的に対して多少の悪影響を及ぼしている。

ゴースト現象削減の対策としては、1.ラップ率を上げる、2.撮影コースを増やす(問題部分を撮影するための飛行を別途行う)、3. より広角のレンズを利用する、4. マニュアルタイポイントを増やす(SfM処理における補正作業)、これらのいずれかの対策が有効となるが、いずれも撮影・解析の作業効率か解像度のいずれかを著しく低下させる。同様の作業効率と解像度を保った上で、ゴーストを削減するには、より多画素のカメラを使い、より広角のレンズで撮影することが有効である。今回の場合は、2.で示した、撮影コースを増やすという対策で、柱の側面を撮影した画像を追加することが有効な手段であったと考える。

2-3p, 2-4x はほぼ同画角, 同ラップ率により撮影しており、ゴーストが発生する量も同程度であった。これは SfM における破綻がラップ率と、凹凸部分の側面の撮影状況に影響していることが確認できる。

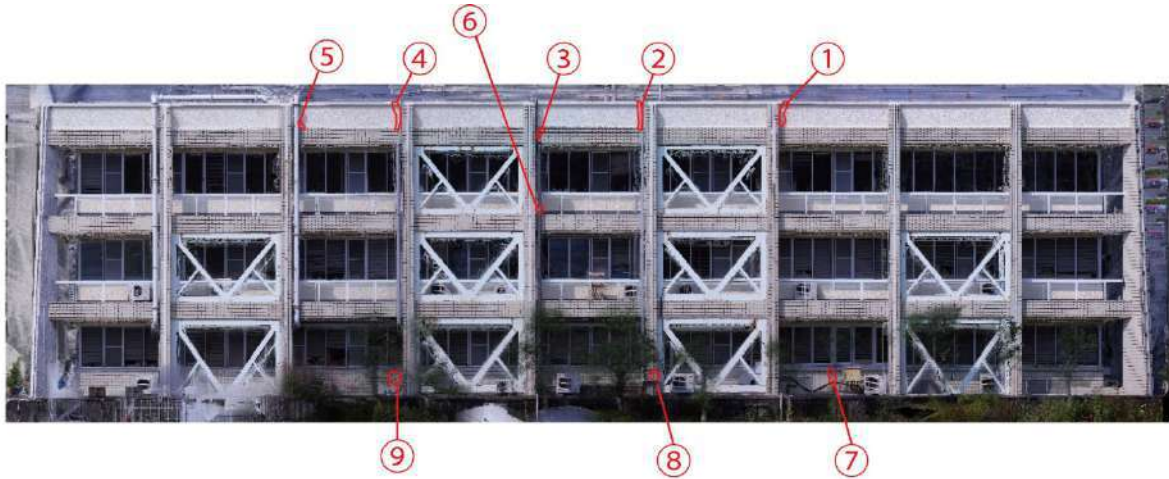


写真 8. 4. 3. 6 Shoot_2-3p と Shoot_2-4x の検証点



(a) Shoot_2-3p オルソ全体画像



(b) Shoot_2-4x オルソ全体画像

写真 8. 4. 3. 7 壁面オルソ全体画像

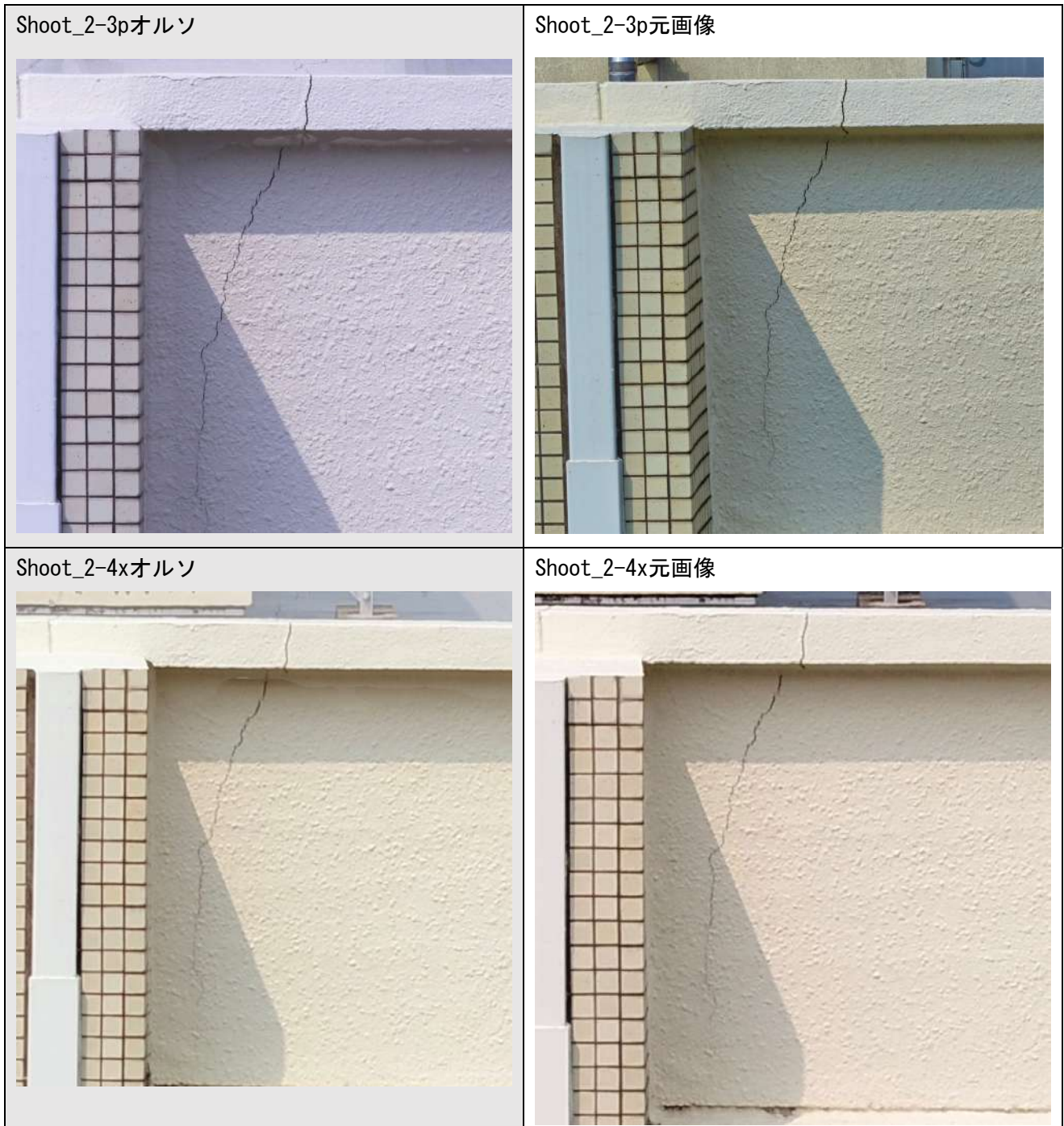


写真 8.4.3.8 検証点①

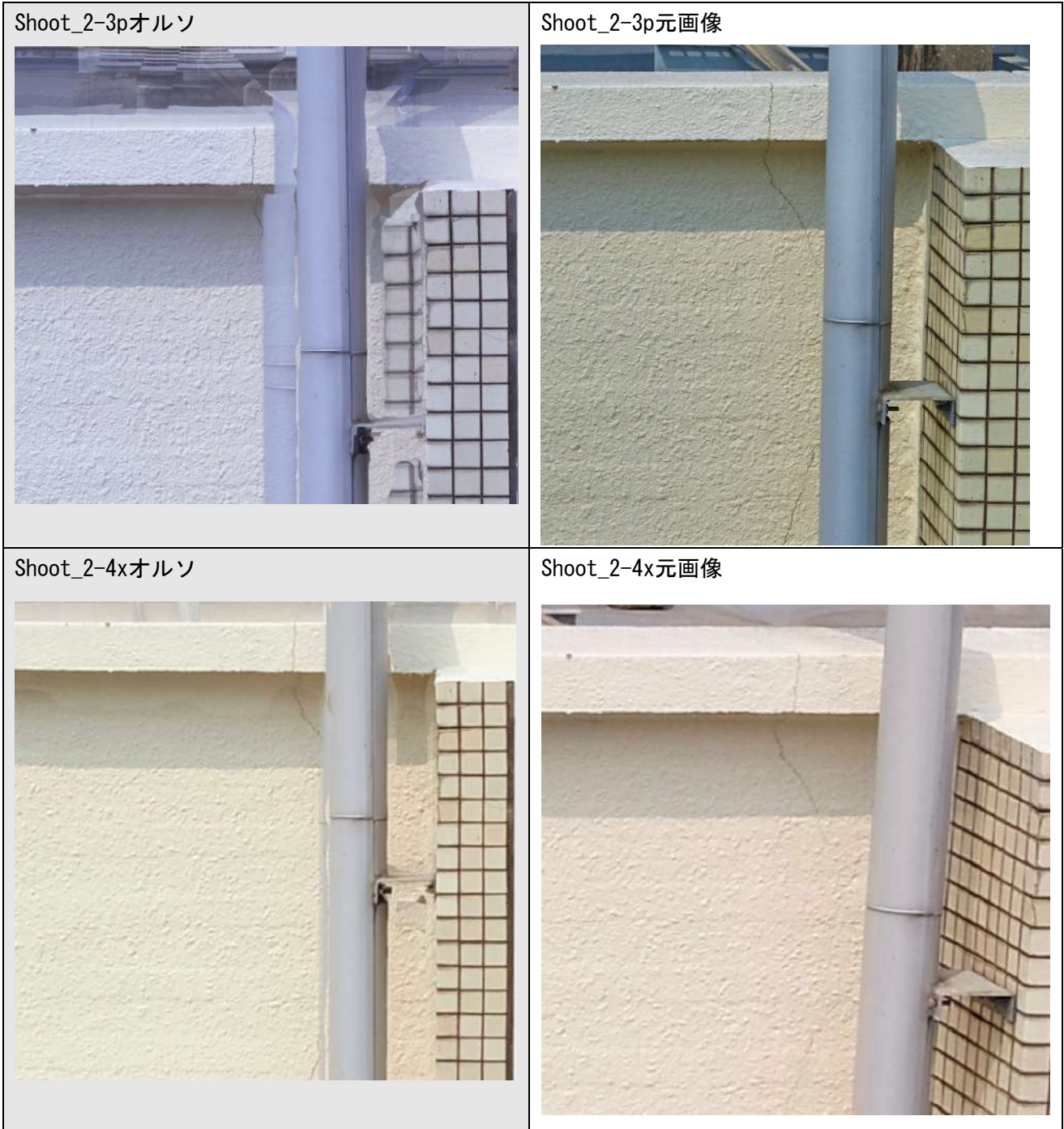


写真 8.4.3.9 検証点②

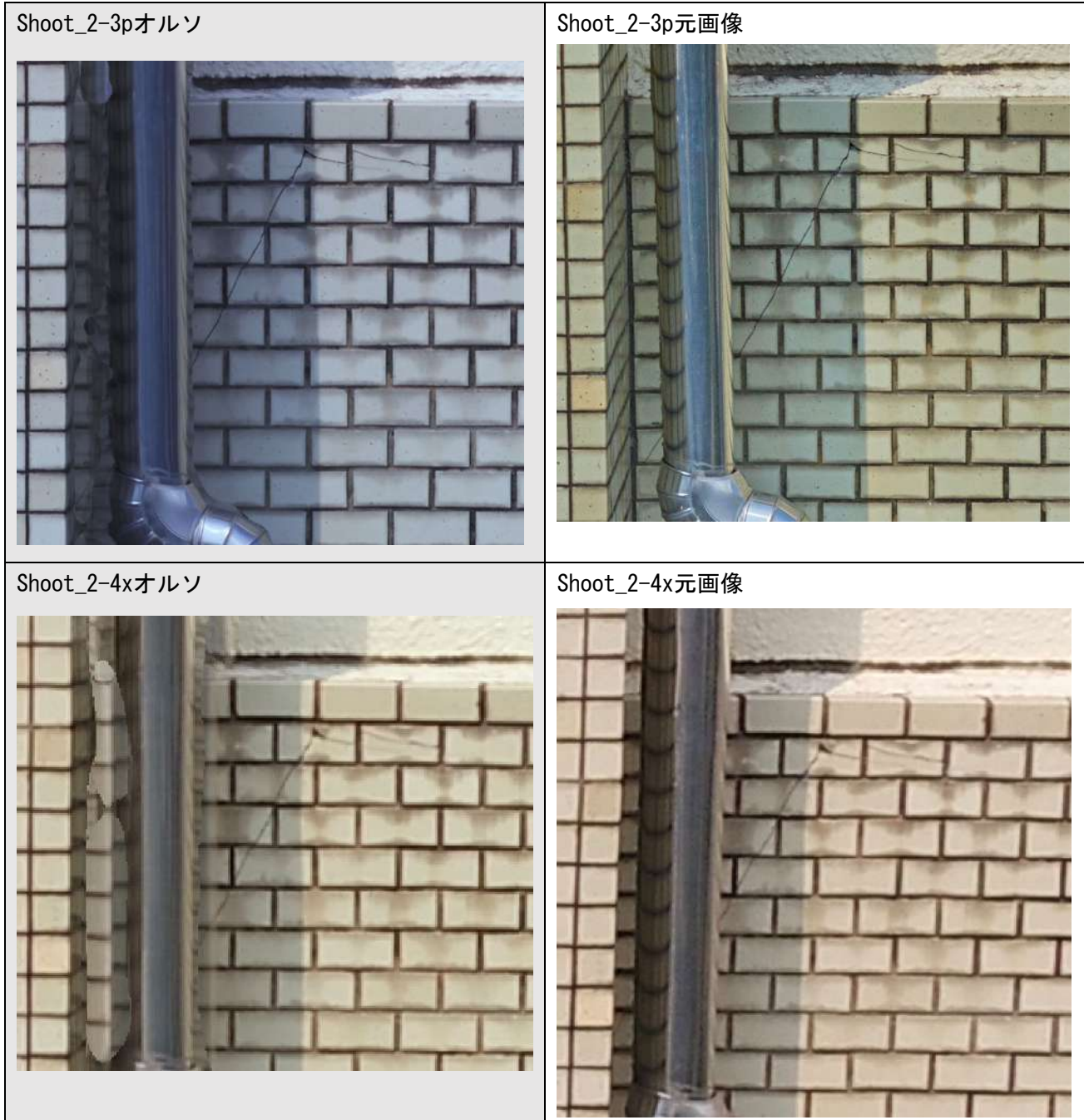


写真 8. 4. 3. 10 検証点③

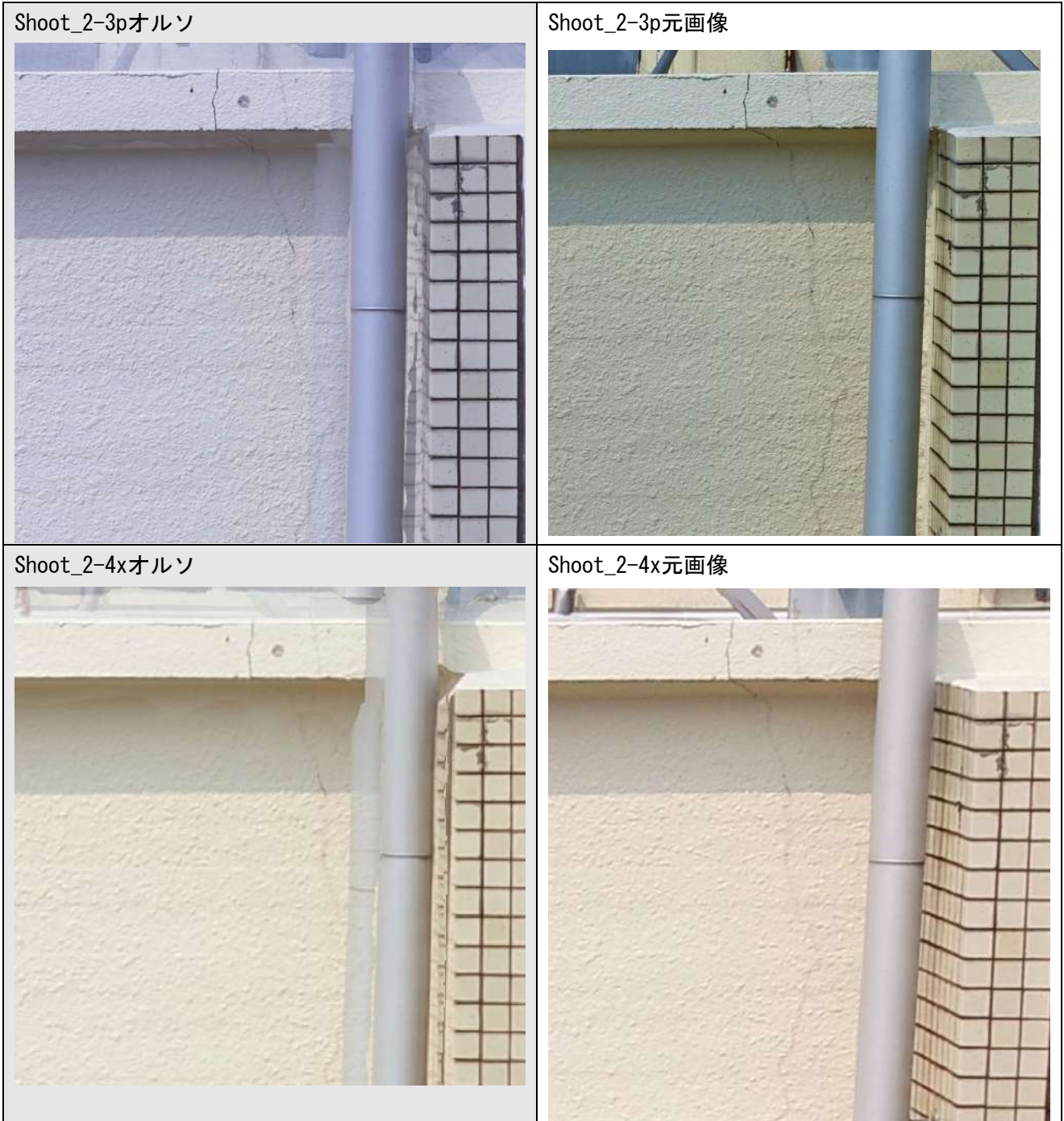


写真 8. 4. 3. 11 検証点④

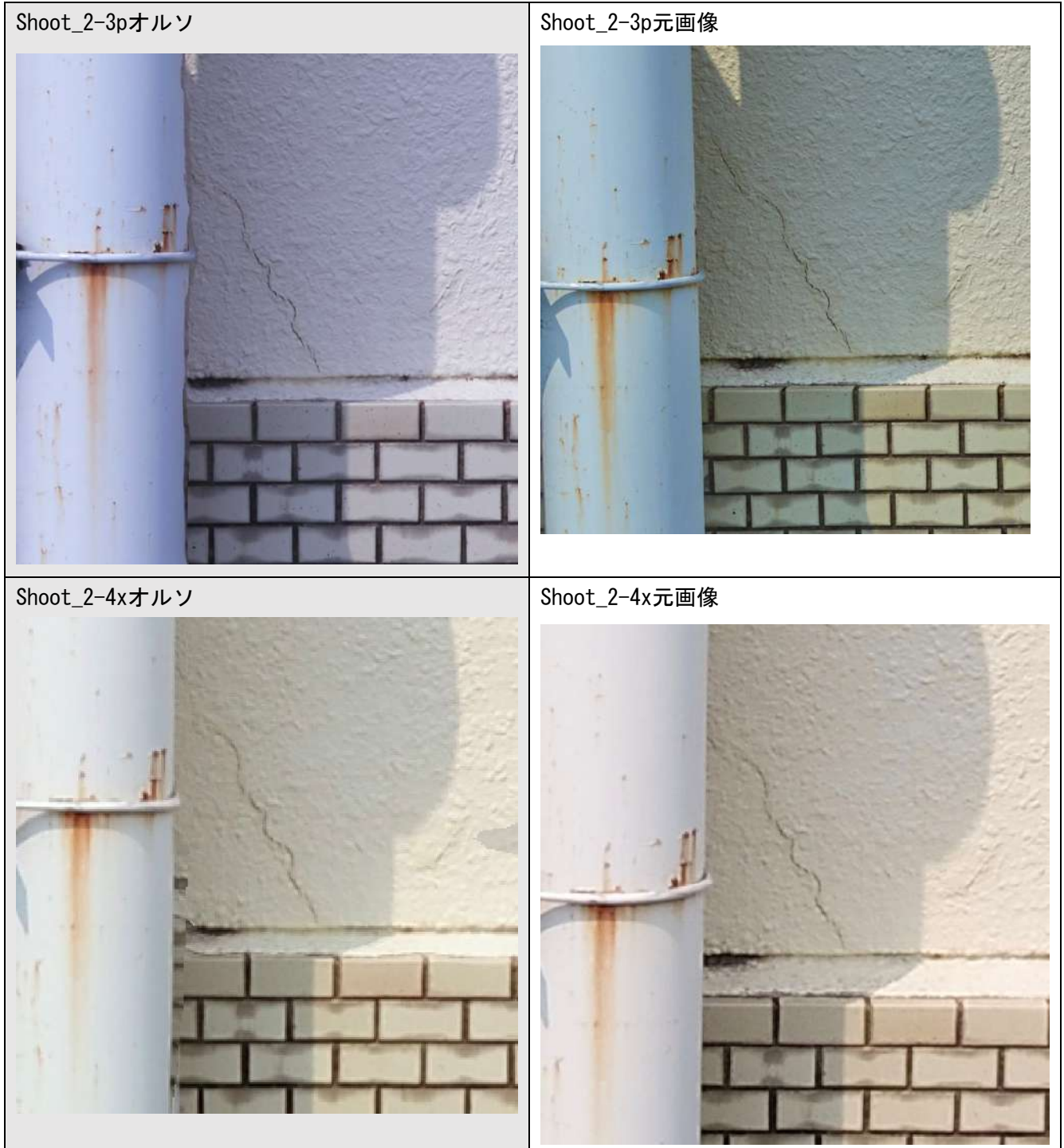


写真 8. 4. 3. 12 検証点⑤

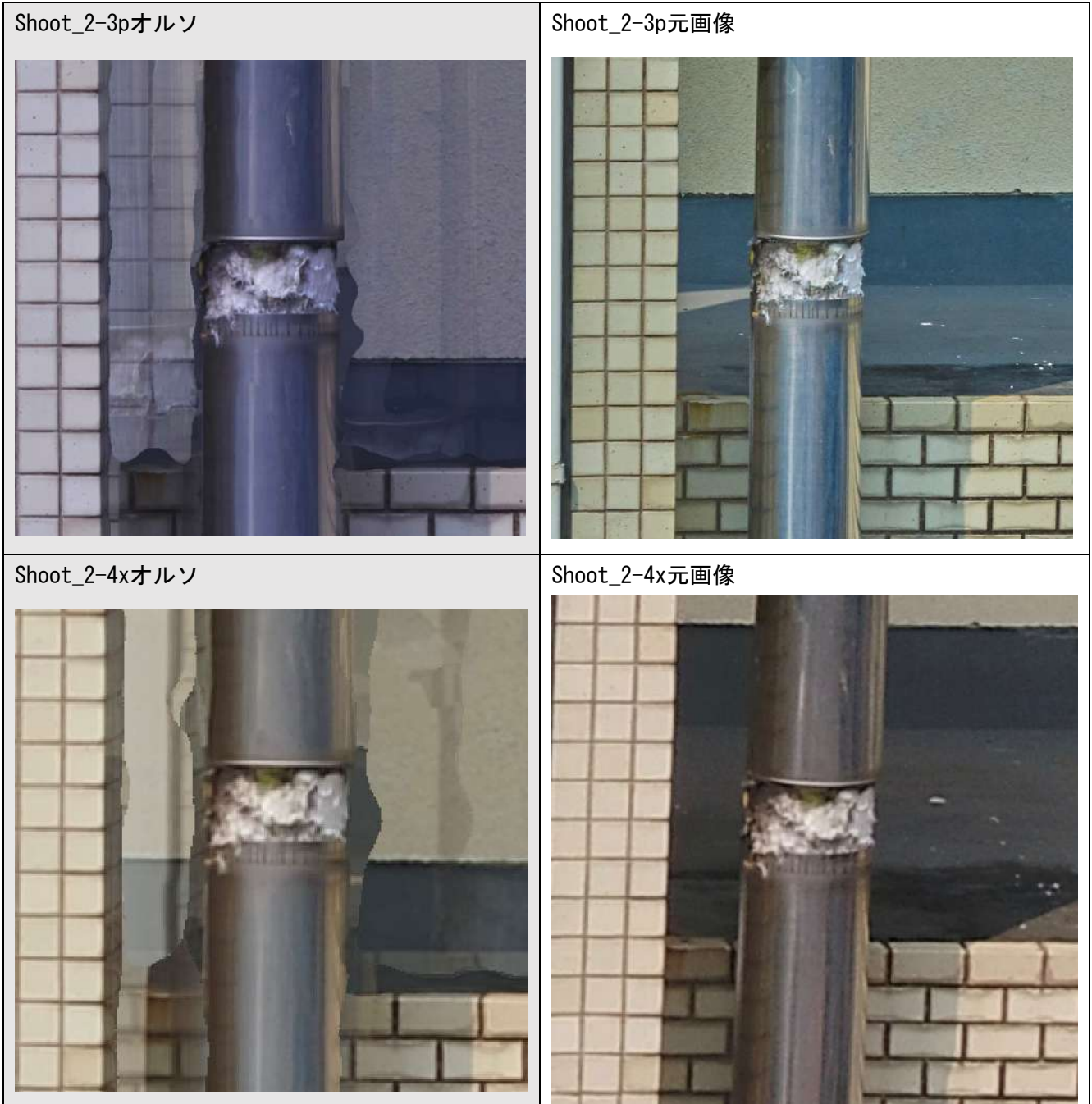


写真 8. 4. 3. 13 検証点⑥



写真 8. 4. 3. 14 検証点⑦

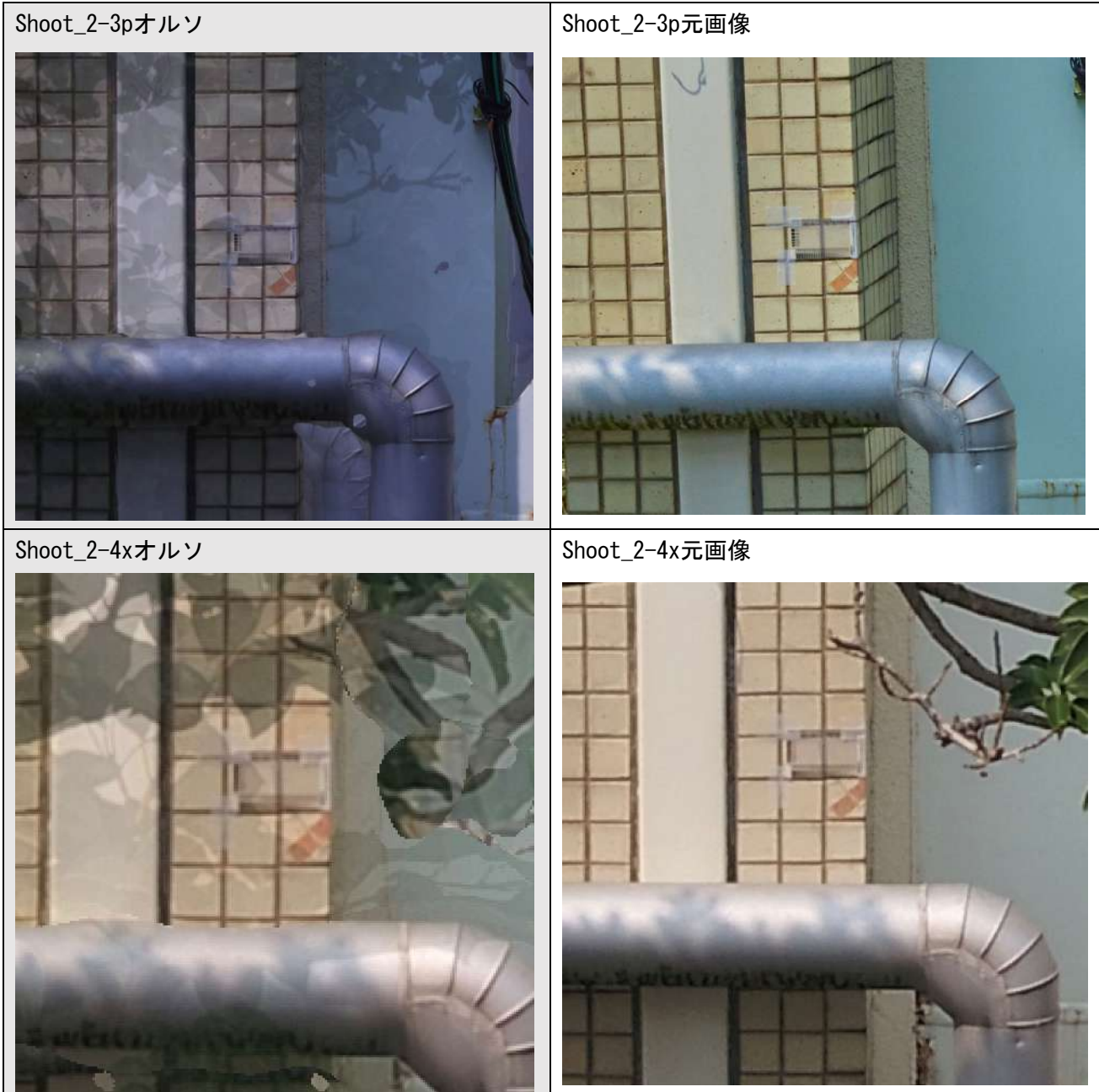


写真 8. 4. 3. 15 検証点⑧

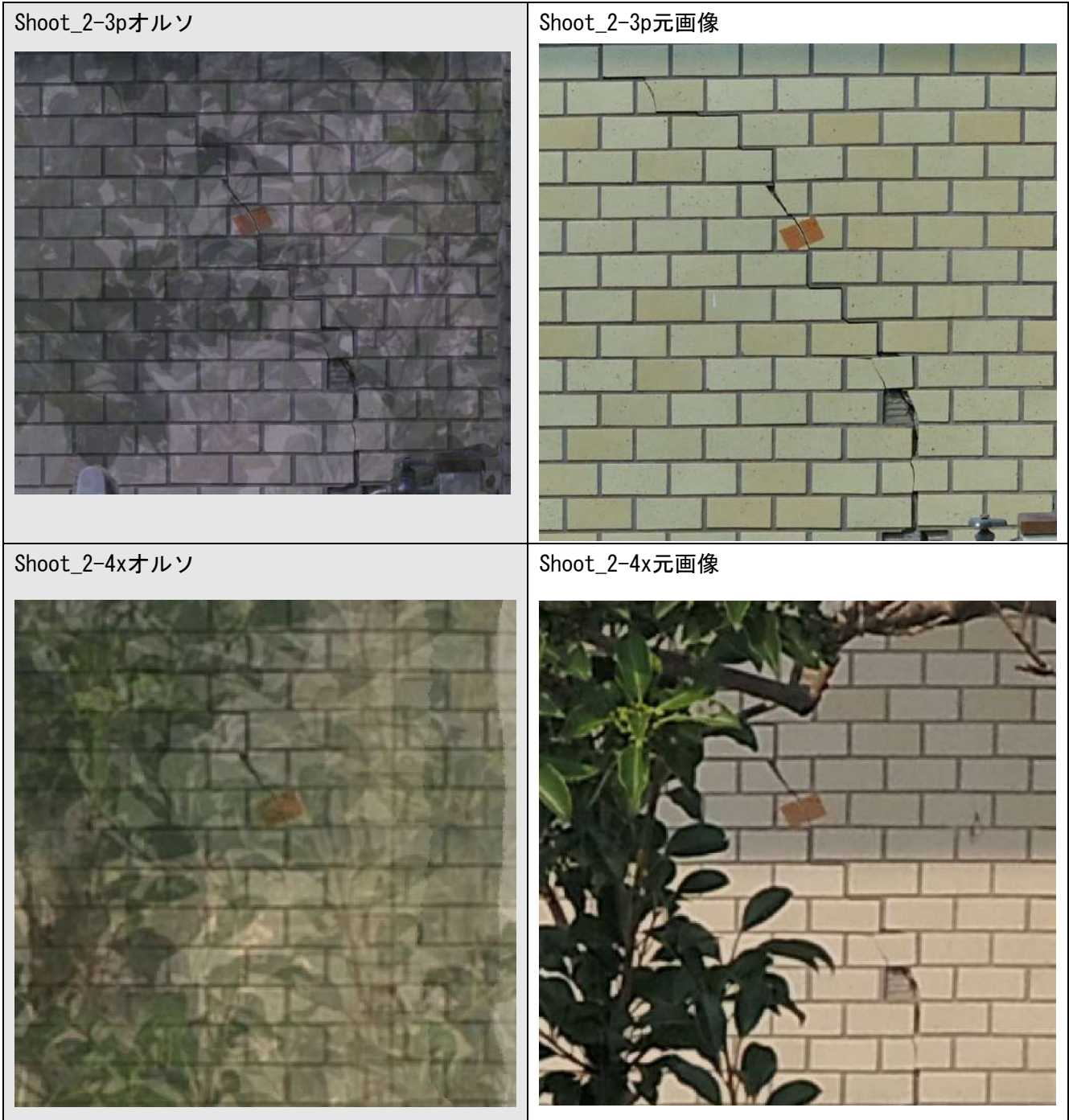


写真 8. 4. 3. 16 検証点⑨

6) Shoot_3-2x

Inspire 2 に搭載した Zenmuse X5S (2000 万画素カメラ) により、屋根オルソ撮影を行った。前述した方法により撮影した。写真 8.4.3.17 に示す検証点において、Shoot_3-2x のオルソモザイクと元画像を比較する。なお、検証点②には写真 8.4.3.18 に示すクラックスケールを設置している。



写真 8.4.3.17 Shoot_3-2x の検証点

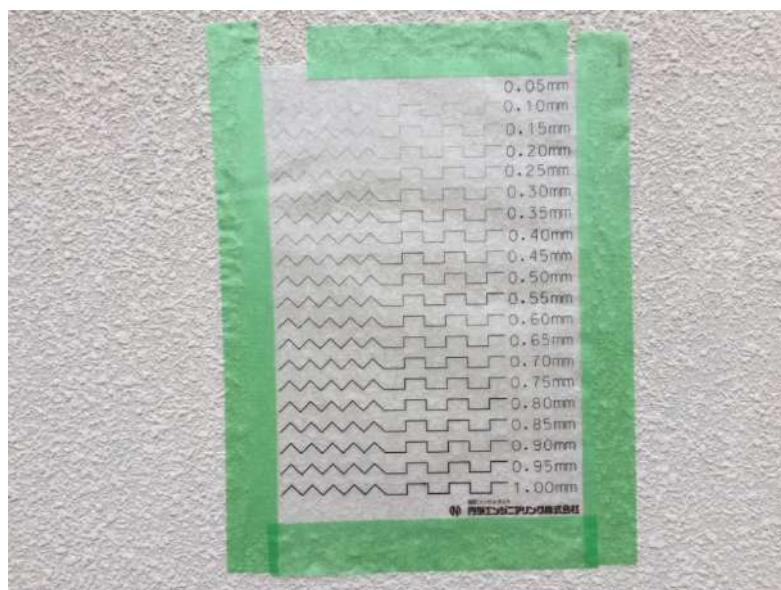


写真 8.4.3.18 検証点②に設置したクラックスケール

検証点①，②の比較を写真写真 8.4.3.19～写真 8.4.3.20 に示す。

検証点①，②ともに，元画像に比べ，オルソモザイクは解像度の低下が見られる。

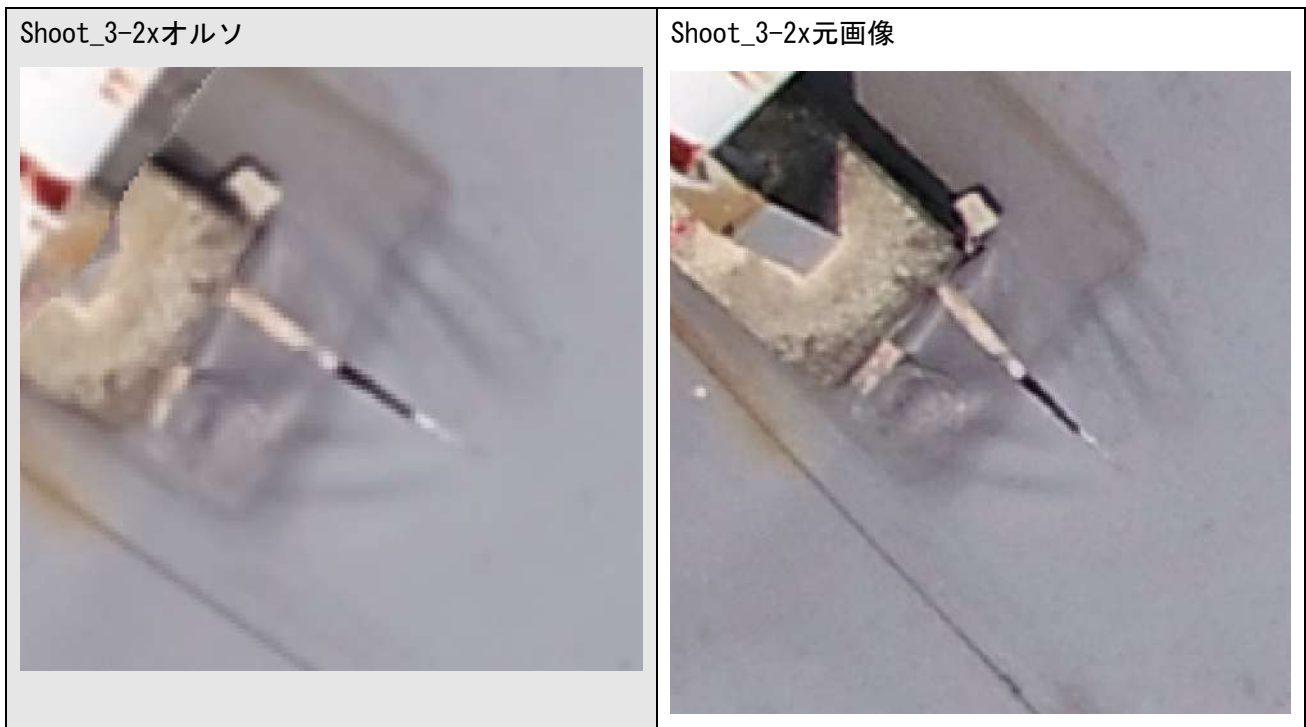


写真 8.4.3.19 検証点①

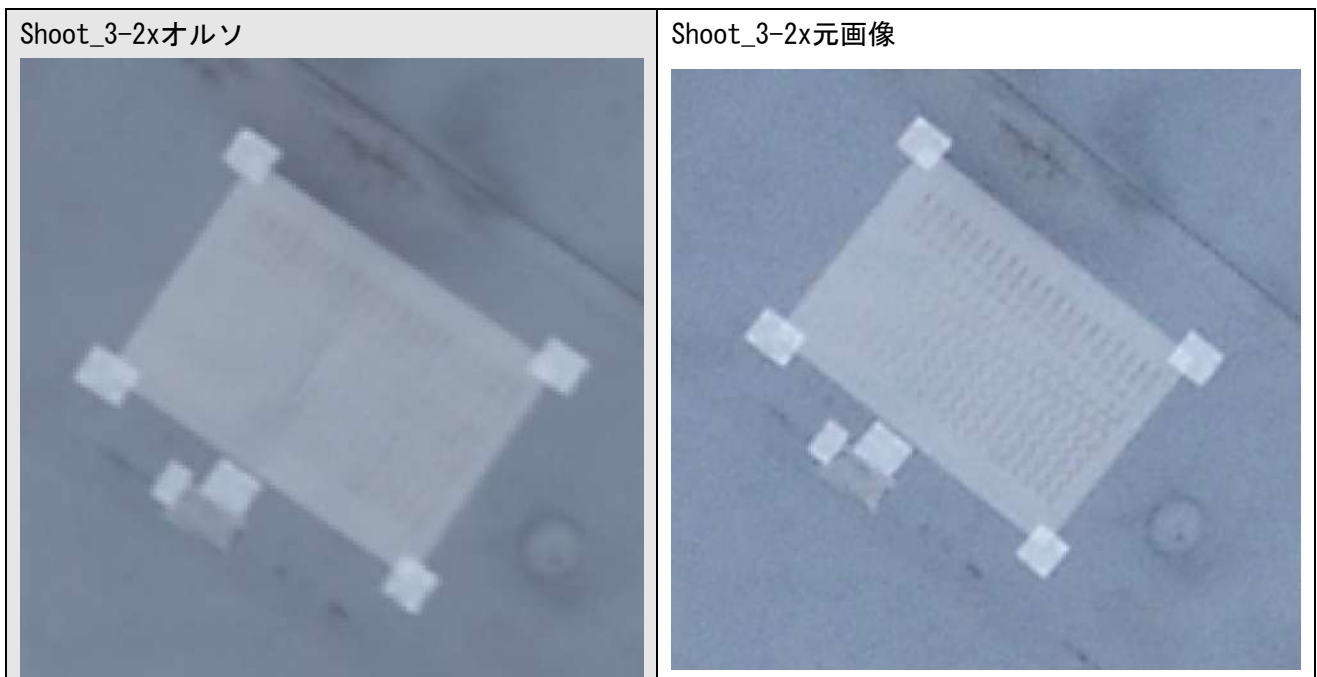
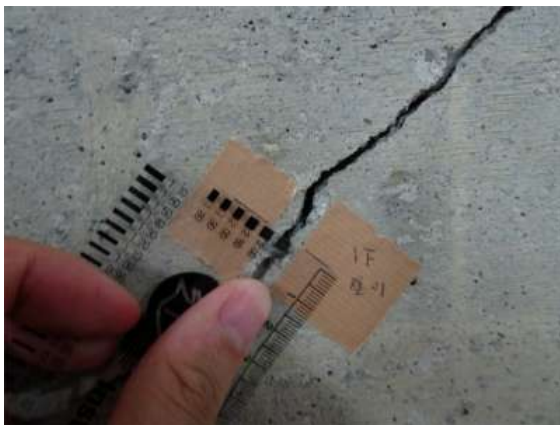


写真 8.4.3.20 検証点②

7) Shoot_4-1x

建物の内部（室内）において、ドローン調査結果と比較できる場所を選定した。選定した場所は、耐震壁に比較的大きなひび割れが生じている北側に面した部屋である。人間の目視調査によるひび割れの状況を写真 8.4.3.21 に示す。ひび割れ幅 0.2~3.5mm の間で 4 点計測した。なお、ガラスの反射によりドローンでの外部からの撮影はできなかったため、室内での手持ち撮影を行ったものである。また、電灯を点灯した場合と、消灯した場合での撮影も行った。5272×3948Pixel の jpeg データからひび割れを抽出した。人間とドローンによる室内の耐震壁のひび割れ幅評価の比較を表 8.4.3.4 に示す。

幅 3.5mm のひび割れが点灯、消灯いずれの場合も、0.7mm と評価され、正確に評価できていないことが分かる。また、幅 1.2mm のひび割れでは、点灯の場合で 0.6mm、消灯の場合で 0.3mm と評価され、消灯した場合の方が精度が低いことが分かる。幅 0.2mm のひび割れは汎用ソフトによる自動検出が不可能であった。



(a) 壁 01



(b) 壁 02

写真 8.4.3.21 人間によるひび割れ幅の計測

表 8.4.3.4 人間とドローンによる室内の耐震壁のひび割れ幅評価の比較

対象のひび割れ番号	人間の目視調査による ひび割れ幅[mm]	ドローン調査 (2000 万画素) によるひび割れ幅[mm]	
		点灯	消灯
壁 01	3.5	0.7	0.7
壁 02	0.65	0.4	×
壁 03	0.20	×	×
壁 04	1.2	0.6	0.3

× : 自動検出不可

8) Shoot_5-1x

建物の傾斜計測を目的として、錘をつけた紐をドローン (Mavic Pro) に結びつけ、Inspire 2 に搭載した Zenmuse X5S (2000 万画素カメラ) を飛行させながら撮影した。対象としたのは、写真 8.4.3.22 に示す、屋上に設置されていた傾いた貯水槽である。

まず、通常、人間による下げ振りをを用いた計測では、2 人によって写真 8.4.3.23 のように 1 人が下げ振りを持ち、もう 1 人が計測を行う。所要時間は 1 分程度である。人間による傾斜角の計測では、約 3° (126/2030mm) となった。

ドローンによる傾斜角調査の様子を写真 8.4.3.24, 写真 8.4.3.25 に示す。貯水槽の任意の箇所の長さを計測しておき、それを基に後日、写真データから傾斜を算出した。ドローン調査による傾斜角の計測では、約 4° (116/1597mm) となり、傾斜角度の精度に関してはある程度有効であると言える。しかし、正面から撮影できていないことや、紐が風でなびいている影響等により、写真から読み取る長さには実測と誤差があった。

ドローンを用いた場合、パイロットが2名必要となる。また、紐が写る位置の調整や、風の影響などによって、所要時間は人間による調査より長くなる。



写真 8.4.3.22 傾斜した貯水槽



写真 8.4.3.23 人間による計測の様子



写真 8.4.3.24 ドローンによる計測の様子

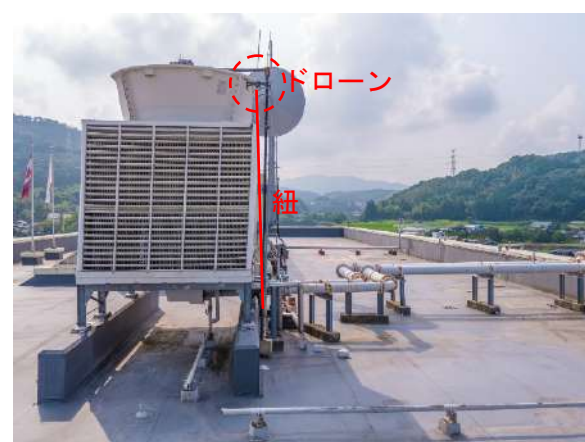


写真 8.4.3.25 ドローンに吊り下げた紐

9) Shoot_5-2xt

サーモグラフィー空撮により、外壁タイルの浮き上がり等が検知可能かを把握する目的で行った。M210 に Zenmuse XT を装着し、赤外線カメラによる壁面撮影を行った。柱の様子を写真 8.4.3.26 に、梁の様子を写真 8.4.3.27 に示す。写真 8.4.3.26 に示すように人間による打診検査も同時に実施し、キャリブレーションを行った。

柱では、打診検査により浮き上がりが確認された箇所の温度が、周囲に比べてやや高くなっていることが分かった。ただし、太陽光が当たっている箇所は高温になり、隣地建物状況や樹木等による影がタイルの浮き上がり検知に影響を及ぼすことが分かった。

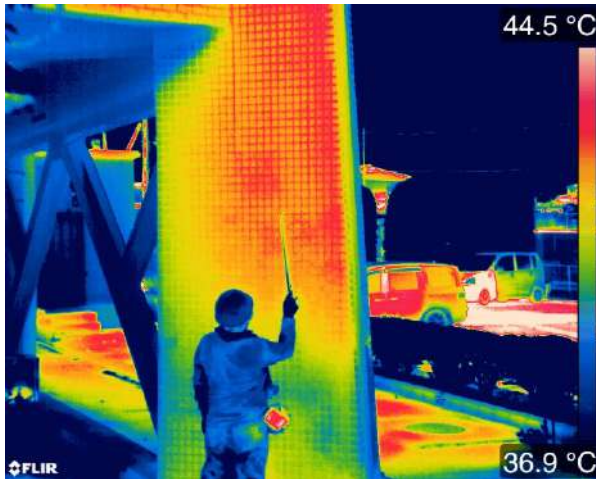


写真 8.4.3.26 柱の様子

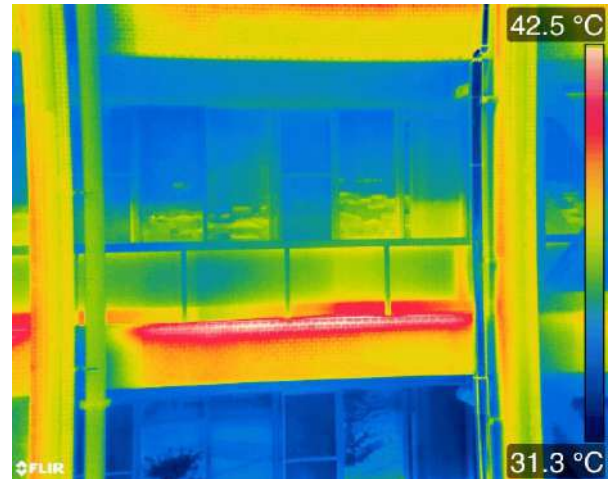


写真 8.4.3.27 梁の様子

10) Shoot_5-3m

Mavic Pro を用いて、FPV (First Person View) 撮影を行った。まず、1人のパイロットがドローンを目視内追従航行しながら、建物の外周を1周するように動画撮影した。そこで撮影された動画はリアルタイムで、VRゴーグルで技術者等が見ることができる。ゴーグルを被り、頭を上下左右させると、その傾きに Mavic Pro のカメラ方向が対応するため、技術者が見たい角度に視点を当てることが可能である。動画撮影の様子と、その動画をリアルタイムに見る技術者の様子を写真 8.4.3.28 に示す。



写真 8.4.3.28 FPV 撮影とリアルタイム動画視聴検査の様子

次いで、パイロットが目視内追従航行しながら、1階の梁の静止画を撮影した。撮影箇所は図8.4.1.3に示す位置の梁である。一例として、梁Cと梁Dの損傷を写真8.4.3.29、写真8.4.3.30に示す。

正確なひび割れ幅の計測はできないが、経験のある技術者が画像を見れば、損傷度の評価は可能であると言える画像の撮影ができる。



写真 8.4.3.29 梁Cの損傷



写真 8.4.3.30 梁Dの損傷

11) Shoot_5-4p

耐震補強によって増設されていた鉄骨ブレースの損傷評価を目的として、PhaseOne（1億画素カメラ）を用いて空撮した。主に撮影距離は9mである。対象としたのは図8.4.1.4に示すブレースである。一例として、ブレース⑥を写真8.4.3.31に、ブレース⑦を写真8.4.3.32に示す。

ブレース⑥のように1階では植栽により一部のブレースが確認できないが、地震時に引張応力が生じ、塗装が剥離した痕跡などの大まかな損傷状況を確認することができる。ブレース⑦のように2階では植栽が入らないため、ブレース全面の損傷を確認することが可能である。また、人間による調査では、2階以上の高層階の損傷状況を確認することが難しいが、ドローンの空撮ではそれが可能になるため、高層建物の応急危険度判定にも有効であると考えられる。



写真 8.4.3.31 ブレース⑥の損傷 (1億画素)



写真 8.4.3.32 ブレース⑦の損傷 (1億画素)

12) Shoot_5-5x

ここでは、Shoot_5-4p に対して、カメラを Zenmuse X5S (2000 万画素カメラ) に変更して撮影した。一例として、ブレース⑥を写真 8.4.3.33 に、ブレース⑦を写真 8.4.3.34 に示す。Shoot_5-4p と同様に、ブレースの塗装が剥離した痕跡や、損傷が確認できた。



写真 8.4.3.33 ブレース⑥の損傷 (2000 万画素)



写真 8.4.3.34 ブレース⑦の損傷 (2000 万画素)

8.5 まとめと今後の課題

2016年熊本地震により被災した庁舎を対象として、人間の目視による損傷調査とドローンによる損傷調査を実施し、損傷状況の視認性の比較や、ドローンでの調査可能範囲の確認などを行った。得られた知見を以下に示す。

- ▶ 人間とドローンによる被災度区分判定結果の比較を行った。その結果、純ラーメンのような建物で柱部材の軽微な曲げひび割れが多い建物であれば人間とドローンによる耐震性能残存率の結果に大きな差異はなく、ドローンによる被災度区分判定に有効であると言える。一方、建物内部に脆性破壊する耐震壁が多い建物では人間とドローンによる耐震性能残存率の算定に大きな差異が生じることも考えられる。本調査建物では、人間とドローンによる被災度区分判定結果は変わらなかったが、耐震性能残存率の値が被災度区分の境界付近の建物では変わる可能性も考えられるため、ドローンによる被災度区分判定を行う場合は建物の構造形式を考慮する必要がある。
- ▶ ドローンによるひび割れ幅評価を行った結果、1億画素カメラでは、撮影距離5mでは良好にひび割れ幅を評価できるものと、精度が低い評価となるものがあつた。撮影距離が10mより大きくなると幅が小さいひび割れでは汎用ソフトによるひび割れの自動検出が不可能となったり、評価精度が低くなったりした。撮影距離5m程度までドローンを飛行させることができる建物であれば、ドローンはひび割れ幅評価に有効である。
- ▶ 耐震補強によって増設されていた鉄骨ブレースをドローンによる空撮した。その結果、塗装が剥離した痕跡などの大まかな損傷状況を確認することができた。人間による調査では、2階以上の高層階の損傷状況を確認することが難しいが、ドローンの空撮ではそれが可能になるため、高層建物の応急危険度判定にも有効であると考えられる。

今後は、ドローンにより可能な被災調査項目を増やすために更なる検討を重ねる。

謝辞

本調査は、熊本県のご協力を得て実施しました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- [8.1-1] 宮内博之，兼松学，大場喜和，鹿毛忠継，河辺伸二，楠浩一，酒井学雄，名知博司，南正樹，渡邊正雄：UAVを活用した建築保全技術開発に関する研究 その1：UAVの技術動向と建築分野での活用と課題，日本建築学会大会学術講演梗概集，材料施工，pp.1279-1280，2017.7

第9章

建築物 G に関する調査分析

9.1 検討目的と方法

9.1.1 検討目的

1995年兵庫県南部地震では、新耐震基準の鉄筋コンクリート造建物で柱梁接合部が大破した例が報告されている^[9.1-1]。柱梁接合部入力せん断力の制限など、当時の建築学会の終局強度型耐震指針に適合する柱梁接合部であったにも関わらず柱梁接合部が大きく損傷したことが報告されている。一方、今回の熊本地震においては、1981年以前に古い耐震基準で設計され竣工した複数のRC造建物が倒壊した事例が確認されている^[9.1-2]。本章では、そのうち1968年に竣工した熊本県内の5階建て鉄筋コンクリート造庁舎建物（写真9.1.1）1棟を取り上げる。現行耐震診断の高度化の観点から、本建物の被害要因を分析する。

9.1.2 検討方法

この建物の被害から、現行の柱梁接合部の耐震設計規定の妥当性を検討するとともに、非線形静的増分解析手法と非線形時刻歴応答解析法に使われる現行のモデル化手法の適用性を検討する。

本建物は2×2スパンの低層ラーメン構造で、大地震時には部材の塑性化による層間変位応答が大きくなりやすく、特に柱梁接合部の損傷が耐震性能に影響しやすい構造形式である。そこで本検討では、柱梁接合部の既存の耐震設計規定への適合性を確認し、静的増分解析により保有する耐震強度のレベルを検討する。さらに、構造システムの地震応答が大きくなった要因を検討するために、柱梁接合部耐力の影響を反映させた骨組の地震応答解析モデルを作成し、近隣地域で観測された地震波を用いた動的地震応答解析を行う。さらに、柱梁接合部の破壊が局部崩壊に至る原因について部材と架構の鉛直力支持能力を検討する。



写真 9.1.1 被災後(解体中)の庁舎建物（建築物G）

9.2 建物概要

9.2.1 所在地と構造形式

1965年（昭和40年）に竣工した建築物Gは、所在地が熊本県宇土市浦田町の地上階数5、塔屋階数2の鉄筋コンクリート造庁舎建物であり、被災後同年9月に取り壊されている。建物概要を表9.2.1に、建築物Gの位置と震源との関係を図9.2.1にそれぞれ示す。建築物Gは旧基準により設計されたものであるが、2003年に耐震診断が実施されており耐震改修が必要とされていたが実施はされていなかった。

表 9.2.1 建物概要

◎基本情報	
施設名称	RC造庁舎建物
所在地	熊本県宇土市浦田町
竣工年	昭和40年
構造種別	鉄筋コンクリート造・耐震壁付きラーメン構造
◎規模	
階数	地上5階(塔屋2階)
延床面積	2596.74m ²
建築面積	856.59m ²
◎設計構造部材強度	
コンクリート	設計基準強度F _c =180kg/cm ² ※実強度は別表参照
鉄筋	主筋SD30, 帯筋及び壁筋SD24
◎基礎形式(構造図より)	
杭種	RCバイル 300Φ, L=14.0m
杭耐力	20t/本
工法	不明



図 9.2.1 建物Gと震源との位置関係（国土地理院より引用）

9.2.2 構造計画の特徴

本建物の平面形状は、図9.2.2からわかるように、五角形の事務所棟と長方形の階段室棟（階段室、エレベーター、トイレ）から構成される。前者は主としてラーメン架構で、後者は連層耐震壁架構である。地震後の調査では両棟を各階で接続する厚さ110mmの床スラブは大破しており、階段室棟には被害が見られなかった。そこで、両者が独立に挙動すると仮定し、事務所棟は独立した構造として検討す

る。五角形の事務所棟は、梁間方向、桁行方向とも一辺の長さは18メートルで、1階には平面を拡大するための付帯架構があり、2階以上は、スパン9メートルの二方向純ラーメンとなっている。図9.2.3に代表的な柱と梁の断面を示す。本建物は2003年に耐震診断が実施されており、事務所棟と階段室棟を一体として算出した各階・各方向の構造耐震指標 I_s 値は、0.18 から 0.43 の値で、3階の I_s 値が最も低い。また階段室棟に耐力壁が集中しており S_D 値が0.62と低い。また柱断面は上階ほど小さくなり、平面中央位置にある1階断面は850mm角で5階は500mm角である。

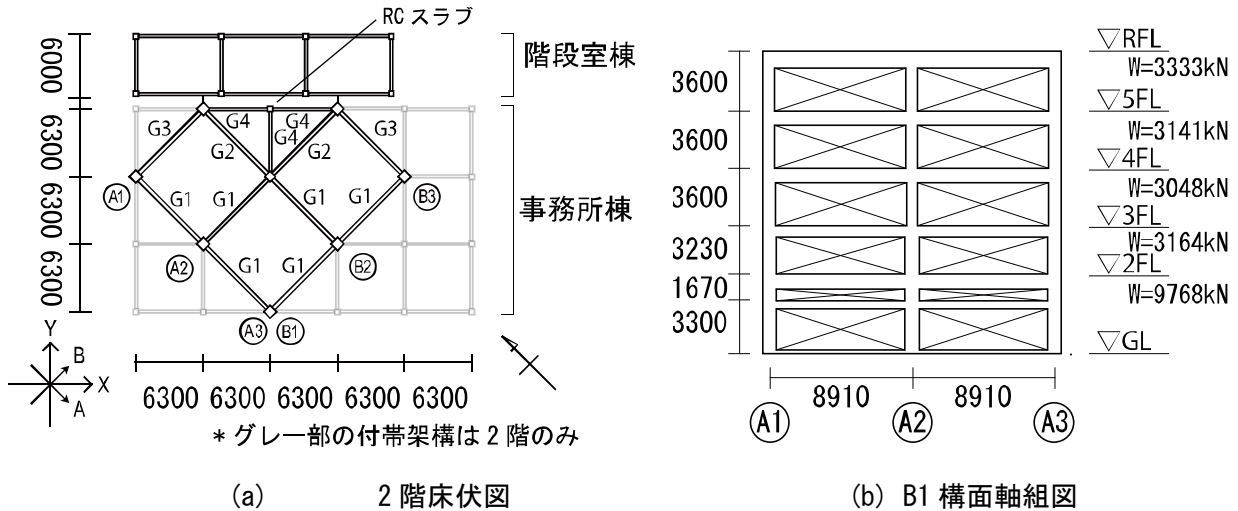


図 9.2.2 建物 G の概要

柱	5F (下端)	4F	3F	2F
	A2B1			
b × D	700 × 500	700 × 600	700 × 650	850 × 850
A1B1				
b × D	700 × 700	700 × 700	700 × 700	850 × 850
帯筋	9Φ@120			

梁 (G1)	RF		5F		4F		3F
	内端	外端	内端	外端	内端	外端	
断面							
b × D	350 × 900						
あばら筋	9Φ@200						

○ D25 ● D22 △ D19 × D16 単位：mm

図 9.2.3 建物 G の代表的な柱と梁の断面

9.2.3 構造体と使用材料

2003年に実施された耐震診断の現地調査で得られたコンクリートの実強度を表9.2.2に示す。被害調査で得られたコンクリート強度と比較すると、両者の間には大きな差が生じていることがわかる。この原因については現状解明されていないが、耐震診断が非構造壁を採取しているのに対し被害調査では柱を採取していることから同じ階でも場所によってコンクリート強度にばらつきがある可能性がある。表9.2.3と表9.2.4に耐震二次診断の結果を示す。階段室棟（コア壁）と事務所棟を一体とした場合の I_s 値は0.18~0.43で、3階の I_s 値が最も低い。 I_s 値が低い要因の一つが、平面的なバランスを示す S_D 値が0.62と低いためである。事務所棟をゾーン分けして求めた I_s 値も、0.25~0.47と小さい。この場合の S_D 値は0.95と1に近い。 I_s 値が、 $C_{Tu} \cdot S_D$ 値と大差ないことから、部材のF値は1.0程度で、部材の破壊モードがせん断であったことが、 I_s 値の低い要因であったものと考えられる。

柱断面は上階に行くにつれ絞られ、平面中央の1階断面は850mm角で5階は500mm角である。全体的に構造部材の配筋量が少なく、耐震改修が必要であることが指摘されている。なお、実際と設計図書では一部食い違いが見られ、2階柱の断面寸法は850×850mmだが、写真より3階柱と同一寸法の700×700mmであることがわかっている。

耐震診断結果に示されたコア棟と庁舎棟を合わせた各層の重量を以下の表9.2.5に示す。また、各柱にかかる軸力は耐震診断結果の各層の軸力伏図を参考にする。なお、本検討では庁舎棟のみの検討を行っており、コア棟については考慮しないこととしているため、耐震診断における各層の重量より小さいと考え、庁舎棟の各柱にかかっている軸力の合計と、コア棟の各柱にかかっている軸力の合計の比から、各層重量を配分することで庁舎棟のみの重量を算出している。算出した庁舎棟の各層重量を表9.2.6に示す。

図9.2.4と図9.2.5に建築物Gの伏図と軸組図をそれぞれ示す。設計図書によれば、使用材料はコンクリートの設計基準強度が180kgf/cm²、鉄筋の鋼種は、主筋がSD30、帯筋、あばら筋および壁筋がSD24である。基礎形式は、杭支持で長さ12m、径300mmの鉄筋コンクリート杭で、1本あたりの支持耐力は20トンとされている。

表 9.2.3 耐震二次診断の保有耐力性能指標（全体）

		E0	SD	T	I _s	CT・SD	I _s ≧Iso(=0.60)
X方向	5階	0.486	0.75	0.96	0.35	0.30	NG
	4階	0.366	0.62	0.96	0.22	0.23	NG
	3階	0.307	0.62	0.96	0.18	0.19	NG
	2階	0.375	0.62	0.96	0.22	0.23	NG
	1階	0.412	0.62	0.96	0.25	0.26	NG
Y方向	5階	0.479	0.93	0.96	0.43	0.37	NG
	4階	0.391	0.93	0.96	0.35	0.30	NG
	3階	0.275	0.80	0.96	0.21	0.20	NG
	2階	0.278	0.93	0.96	0.25	0.26	NG
	1階	0.366	0.62	0.96	0.22	0.23	NG

表 9.2.2 現地調査によるコンクリート強度

階	設計基準強度	耐震診断 コア抜き強度 平均値(壁)	被害調査 コア抜き強度 平均値(柱)
5	180	278	375
4		193	
3		246	
2		284	
1		221	

表 9.2.4 耐震二次診断の保有耐力性能指標 S_D=0.95（事務所棟のみ）

階	A 方向		B 方向	
	C _{TU} S _D	I _s	C _{TU} S _D	I _s
5	0.39	0.45	0.41	0.47
4	0.30	0.35	0.31	0.36
3	0.23	0.25	0.24	0.25
2	0.31	0.30	0.32	0.31
1	0.32	0.30	0.32	0.31

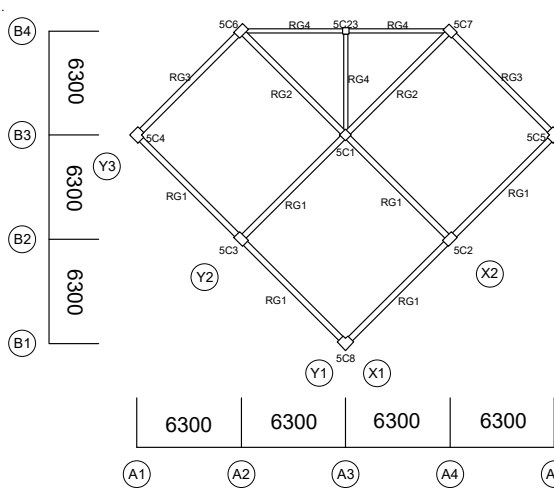
表 9.2.5 建物全体の各層重量

	面積(m ²)	重量(t)	t/m ²
PH2層	48.00	49.26	1.03
PH1層	48.00	74.23	1.55
5層	433.83	540.79	1.25
4層	433.83	533.81	1.23
3層	433.83	529.41	1.22
2層	455.33	606.55	1.33
1層	843.45	1236.76	1.47

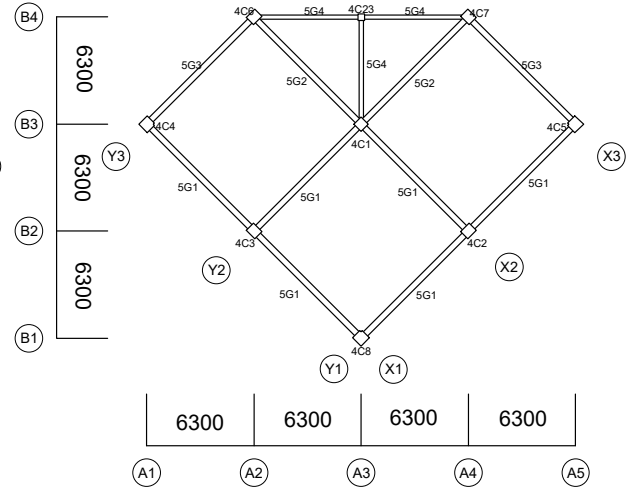
表 9.2.6 庁舎棟重量

	重量(t)
5層	292.58
4層	312.63
3層	316.93
2層	368.86
1層	813.13

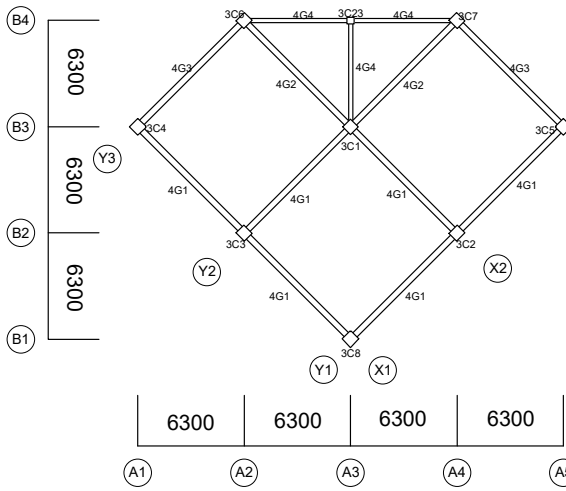
被災後に取り壊した建物の部材からコンクリートのコア抜きを行い圧縮強度試験用の供試体を作成している。さらに鉄筋を取り出し引張り試験の供試体を作成している。これらの結果については次節に述べる。柱、梁の断面リストを表 9.2.7 に、柱梁接合部の配筋図を図 9.2.6 に示す。



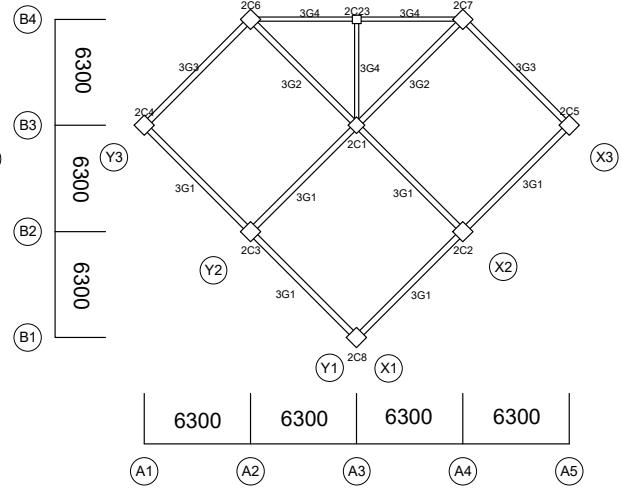
(a) R階伏図 (単位 mm)



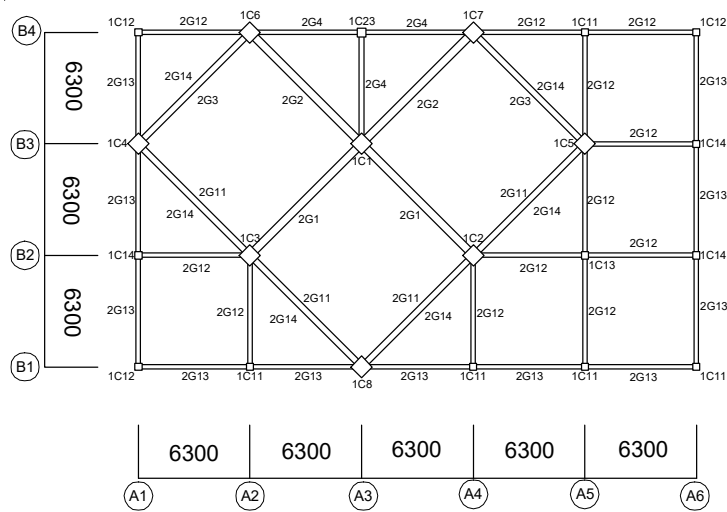
(b) 5階伏図 (単位 mm)



(c) 4階伏図 (単位 mm)



(d) 3階伏図 (単位 mm)



(e) 2階伏図 (単位 mm)

図 9.2.4 建築物Gの伏図

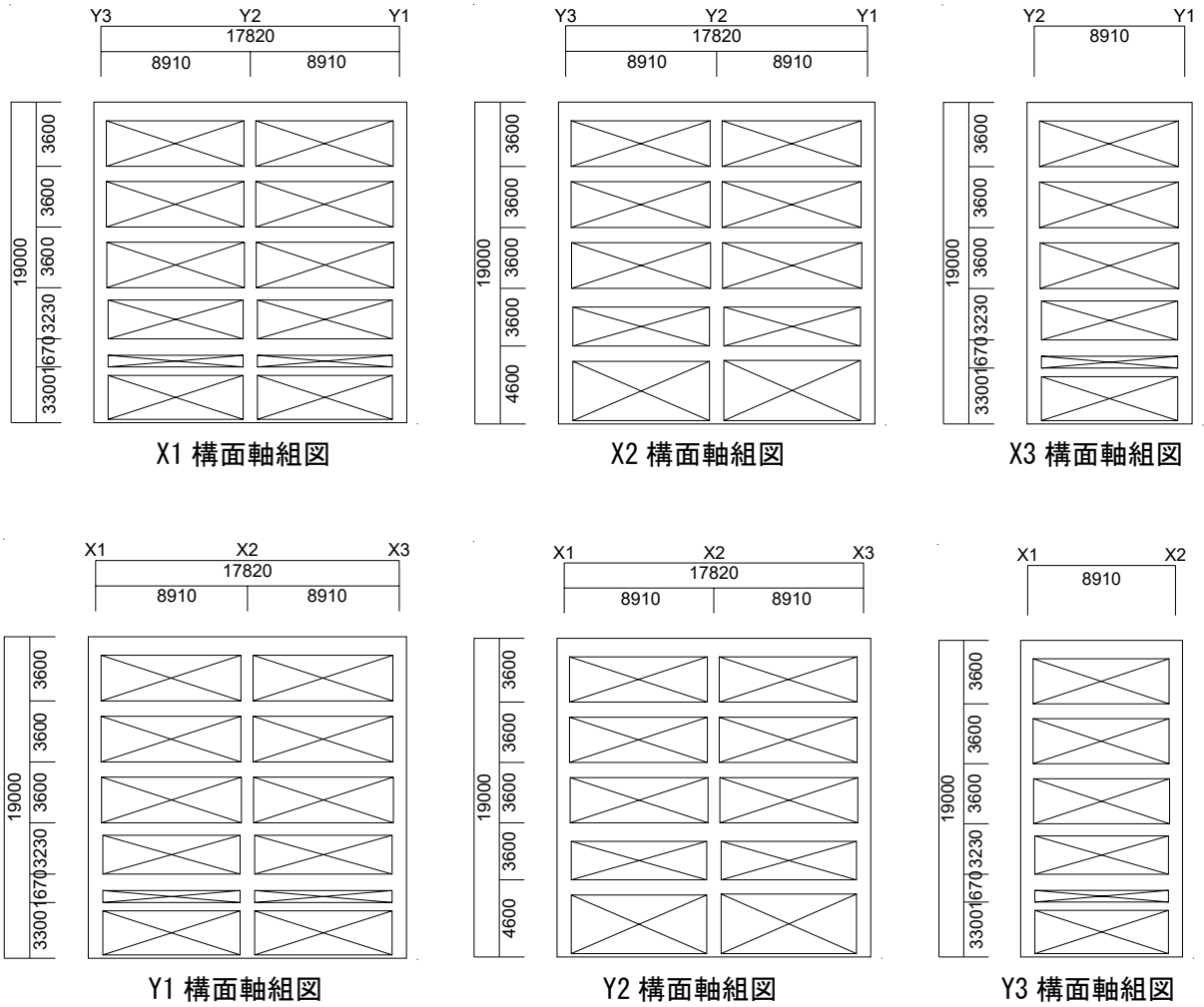


図 9.2.5 建築物 G の軸組図

表 9.2.7 柱と梁の断面リスト (続く)

(a) 1階柱断面リスト

	1C1		1C2		1C3		1C4		1C5
	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭
断面									
サイズ	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850
主筋	4-D25.8-D22	16-D25.8-D22	4-D25.8-D19	16-D25.8-D19	4-D25.8-D19	16-D25.8-D19	4-D25.6-D19	4-D25.12-D19	4-D25.6-D19
帯筋	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240
	1C5	1C6		1C7		1C8		1C23	
	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚
断面									
サイズ	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	500×500	500×500
主筋	4-D25.12-D19	4-D25.6-D19	4-D25.12-D19	4-D25.6-D19	4-D25.12-D19	4-D25.6-D19	4-D25.12-D19	4-D22.4-D16	8-D22.2-D16
帯筋	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240

(b) 2階柱断面リスト

	2C1		2C2	2C3	2C4	2C5	2C6	2C7	2C8
	柱頭	柱脚	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面
断面									
サイズ	700×700	700×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850
主筋	4-D25.8-D22	4-D25.8-D22	4-D22.8-D19	4-D22.8-D19	4-D25.6-D16	4-D25.2-D19.4-D16	4-D25.2-D19.4-D16	4-D25.2-D19.4-D16	4-D25.2-D19.4-D16
帯筋	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240
	2C23								
	全断面								
断面									
サイズ	450×450								
主筋	4-D19.4-D16								
帯筋	□-9Φ@240								

(c) 3階柱断面リスト

	3C1	3C2	3C3	3C4	3C5	3C6	3C7	3C8	3C23
	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面
断面									
サイズ	650×650	700×650	650×700	700×700-50×50	700×700-50×50	700×650	650×700	700×700-50×50	400×400
主筋	4-D25.8-D19	4-D22.8-D19	4-D22.8-D19	4-D25.6-D16	4-D25.6-D16	4-D25.6-D16	4-D25.6-D16	4-D25.6-D16	4-D19.2-D16
帯筋	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240

表 9.2.7 柱と梁の断面リスト (続く)

(d) 4階柱断面リスト

	4C1	4C2	4C3	4C4	4C5	4C6	4C7	4C8	4C23
断面									
サイズ	600×600	700×600	600×700	700×700-100×100	700×700-100×100	700×600	600×700	700×700-100×100	400×400
主筋	4-D22,4-D16	4-D22,6-D19	4-D22,6-D19	7-D25,4-D16	7-D25,4-D16	4-D25,4-D16	4-D25,4-D16	7-D25,4-D16	4-D19,2-D16
帯筋	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240

(e) 5階柱断面リスト

	5C1	5C2		5C3		5C4			
断面									
サイズ	500×500	700×500		500×700		700×700-200×200			
主筋	4-D22,4-D16	8-D22,4-D16		8-D22,4-D16		7-D25,10-D19,2-D16			
帯筋	□-9φ@240	□-9φ@240		□-9φ@240		□-9φ@240			
断面									
サイズ	700×700-200×200		700×500		500×700		700×700-200×200		400×400
主筋	7-D25,10-D19,2-D16		4-D25,6-D19,2-D16		4-D25,4-D16		4-D25,4-D16		7-D25,4-D16
帯筋	□-9φ@240		□-9φ@240		□-9φ@240		□-9φ@240		□-9φ@240

(f) R階梁断面リスト

名前	RG1 350×900			RG2 350×900			RG3 350×900		RG4 250×500	
寸法	350×900			350×900			350×900		250×500	
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央
断面										
上端筋	3-D22	2-D22	6-D22	2-D22 1-D13	2-D22	2-D22 4-D19	3-D22	2-D22	3-D16	2-D16
下端筋	2-D22	2-D22 2-D19	2-D22 2-D19	2-D16	4-D16	4-D16	2-D22	4-D22 2-D13	2-D16	2-D16 1-D13
あぼら筋	□-9φ@200	□-9φ@250	□-9φ@200	□-9φ@200	□-9φ@250	□-9φ@200	□-9φ@200	□-9φ@250	□-9φ@200	□-9φ@250
腹筋	2-9φ			2-9φ			2-9φ		2-9φ	

(g) 5階梁断面リスト

名前	5G1 350×900			5G2 350×900			5G3 350×900		5G4 250×500	
寸法	350×900			350×900			350×900		250×500	
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央
断面										
上端筋	5-D22	2-D22	6-D22	2-D22 3-D19	2-D22	2-D22 4-D19	4-D22 2-D13	2-D22	5-D16	2-D16
下端筋	2-D22	2-D22 1-D19	2-D22 1-D19	2-D22	2-D22	2-D22	2-D19	2-D19	2-D16 1-D13	2-D16
あぼら筋	□-9φ@200	□-9φ@250	□-9φ@200	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250
腹筋	2-9φ			2-9φ			2-9φ		2-9φ	

表 9.2.7 柱と梁の断面リスト

(h) 4階梁断面リスト

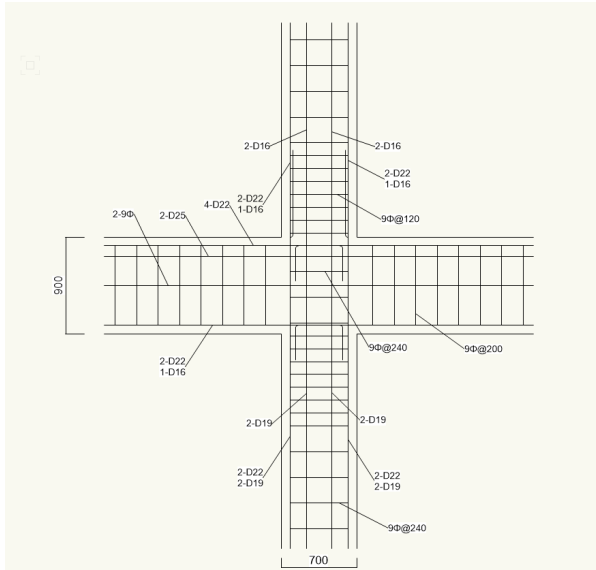
名前	4G1			4G2			4G3		4G4	
	350×900			350×900			350×900		250×800	250×500
	外端	中央	内端	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央
断面										
上端筋	2-D25 3-D22	2-D22	2-D25 4-D22	4-D22 2-D19	2-D22	6-D22	2-D25 4-D22	2-D22	5-D16	2-D16
下端筋	2-D22 2-D16	2-D22 1-D16	2-D22 2-D16	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22 1-D19	2-D22	2-D16 2-D13	2-D16
あばら筋	□-9φ-@200	□-9φ-@250	□-9φ-@200	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250
腹筋	2-9φ			2-9φ			2-9φ		2-9φ	

(i) 3階梁断面リスト

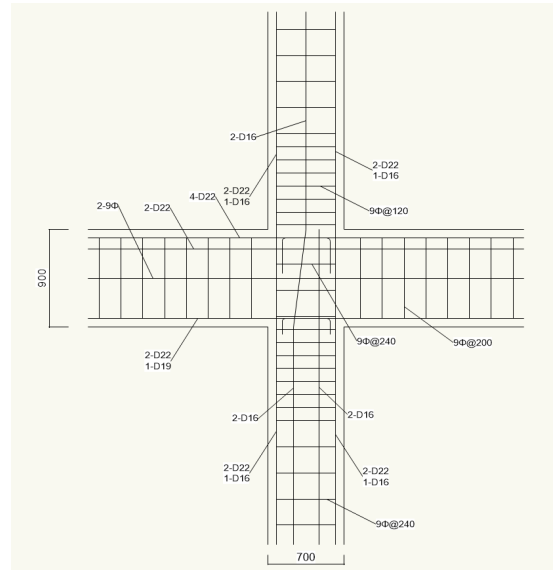
名前	3G1			3G2			3G3		3G4	
	350×900			350×900			350×900		250×850	250×500
	外端	中央	内端	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央
断面										
上端筋	6-D25	3-D25	6-D25	4-D25 2-D22	2-D25	4-D25 2-D22	6-D25	3-D25	5-D19	3-D19
下端筋	4-D25	3-D25	4-D25	2-D22 3-D19	1-D19	2-D22 1-D19	4-D22 2-D13	3-D22	3-D19	3-D19
あばら筋	□-9φ-@200	□-9φ-@250	□-9φ-@200	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250
腹筋	2-9φ			2-9φ			2-9φ		2-9φ	

(j) 2階梁断面リスト

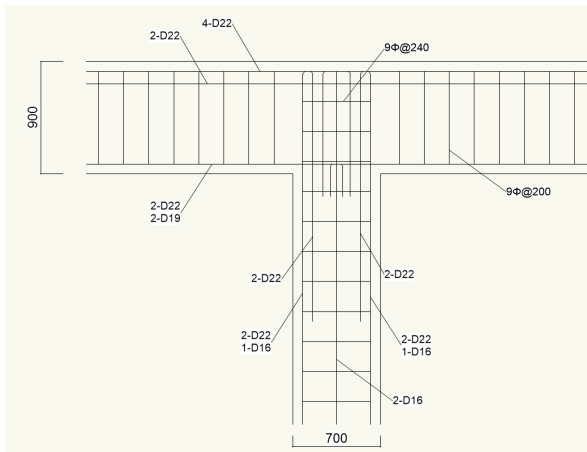
名前	2G2			2G3		2G4		2G11	
	450×900	350×900	450×900	350×1000	350×900	250×750	250×500	350×1000	350×900
	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央	端部	中央
断面									
上端筋	5-D25 2-D22	3-D25	7-D25	7-D25	3-D25	1-D22 4-D19	1-D22 2-D19	5-D19	3-D25
下端筋	5-D22	3-D22	4-D22	4-D22 2-D13	3-D25	3-D19 2-D16	3-D19	3-D19	3-D22
あばら筋	□-9φ-@200	□-9φ-@250	□-9φ-@200	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250	□-9φ-@250
腹筋	2-9φ			2-9φ		2-9φ		2-9φ	
名前	2G12			2G13		2G14			
寸法	350×500	350×450	350×500	250×750		250×500			
位置	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央		
断面									
上端筋	5-D19	5-D19	6-D19	2-D19 3-D16	2-D19	5-D22	3-D22		
下端筋	3-D19	6-D19	5-D19	2-D19	3-D19	5-D22	3-D22		
あばら筋	□-9φ-@150	□-9φ-@150	□-9φ-@150	□-9φ-@200	□-9φ-@250	□-9φ-@200	□-9φ-@250		
腹筋									



(a) 4階柱5階梁接合部 (X1-Y1 構面中央柱)



(b) 3階柱4階梁接合部 (X1-Y1 構面中央柱)



(c) 5階柱R階梁接合部 (X1-Y1 構面中央柱)

図 9.2.6 柱梁接合部の配筋詳細例

9.2.4 材料試験

写真9.2.1は、被災した建物の解体工場の状況を示している。解体時に4層柱4C8（写真9.2.2）一本を抜き取った。その部材断面を図9.2.7に示す。抜き取った位置は、図9.2.8のA3B1である。ここから、圧縮試験用コンクリートコアと引張り試験用主筋の供試体を抜き出した。コンクリートコア位置は、写真9.2.3の6箇所とした。コア採取径は約100mm、コア採取数は計6個であり、コア採取長はC-1～C-4が貫通採取で、C-5とC-6はL=270程度で途中折り返しを行った。鉄筋採取は、写真9.2.4の地点とした。供試体とした鉄筋位置は図9.2.7断面図の赤丸部分となっている。（丸は鉄筋）。

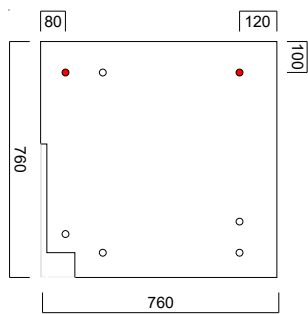


図 9.2.7 部材断面（単位 mm）

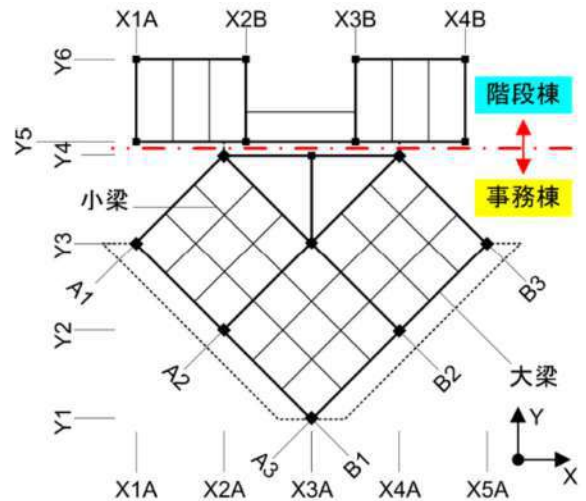


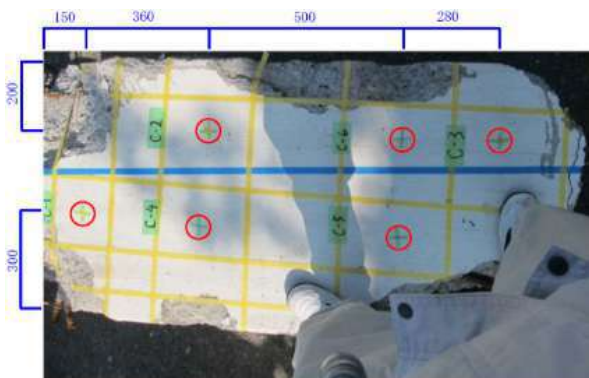
図 9.2.8 取り出した柱の位置



写真 9.2.1 解現場の状況

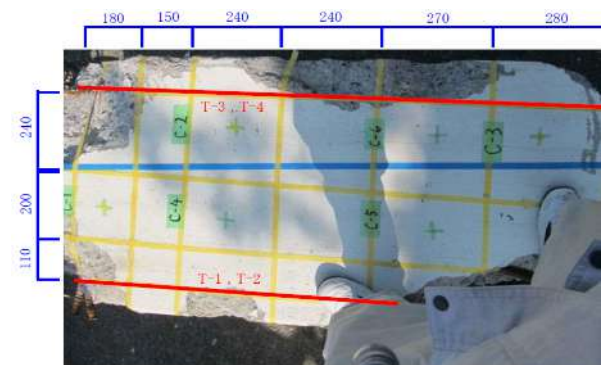


写真 9.2.2 取り出した柱



○ : コア採取位置を示す

写真 9.2.3 コア採取位置



— : 採取鉄筋

写真 9.2.4 鉄筋採取位置



(a) C-1



(b) C-2



(c) C-3



(d) C-4



(e) C-5



(f) C-6

写真 9.2.5 採取したコンクリートコア



写真 9.2.6 採取した鉄筋 (T-1~T-4)

写真 9.2.5 に採取したコア (C1～C6) を、写真 9.2.6 に採取した鉄筋 (T1～T4) を示す。

コンクリート圧縮試験は建築研究所で行われた。まず、現地より届いた試験体を開封し (写真 9.2.7) , 試験体の長さを確認し、等分割するために印をつけた。コアの C-1 は、割れていたため 2 つに分割して、C1-1, C1-2 の 2 本の供試体とした。長めのコアの C-2, C-3, C-4 は、それぞれ 3 つに分割して C2-1, C2-2, C2-3, C3-1, C3-2, C3-3, C4-1, C4-2, C4-3 の 9 本の供試体とした (写真 9.2.8) 。コアの C-5, C-6 は短いため、それぞれ C5, C6 とした。すべての供試体は、研磨して表面をきれいに磨き長さを整え、計 13 の供試体とした (写真 9.2.9) 。完成した供試体の寸法と重量を計測した。その結果は表 9.2.8 の通りである。コンクリートコア供試体は、歪度測定のためにコンクリートにひずみゲージを側面の両側に 2 か所貼り付けた。ここで使用したひずみゲージは PL-60-11 で、接着剤は CN-E を使用した。コンプレッソメーターに試験体を設置し、データロガーとパソコンを接続して加力中のデータ取得を行った。

表 9.2.9 にコンクリート圧縮試験の結果を示す。圧縮強度は $35\sim 40\text{N/mm}^2$ となった。ここで、静弾性係数は、試験方法 JIS A1149 (2001) の手順で、応力-ひずみ曲線において、最大荷重 1/3 に相当する応力と供試体の縦ひずみ 50×10^{-6} のときの応力とを結ぶ線分の勾配をヤング係数として算出した。さらに、応力-ひずみ曲線を試験ごとに示す。供試体は柱の上方から C1→C2, C4→C5, C6→C3 の順番に下方に向かっている。圧縮強度は、 $C2 < C4 < C1 < C5 < C6 < C3$ の順に大きく、概ね上から下に向かった順番と一致している。つまり、下の位置のものほど圧縮強度が高い。

現地で採取した鉄筋の引張り試験は、建築研究所で行われた。それに先立って現地より届いた試験体を開封し、実験準備を行った。まず鉄筋をほぼ等しい長さになるよう切断した。表 9.2.10 に全 4 供試体 (T-1, T-2, T-3, T-4) 鉄筋の引張り試験の供試体の寸法を示している。次に、供試体に付着していたコンクリートを洗って落とし寸法を確認した。ひずみ度を計測するためゲージを貼り引張り試験に取り付けた。ひずみゲージは FLK-2-11-5LT を使用し、接着剤には CN-Y を使用した。

図 9.2.10 に試験で得られた引張応力とひずみの関係を示す。明瞭な降伏点と降伏棚を有している。なお、計測ミスで、T-1 の計測ができていない。上下降伏点のひずみと引張応力を以下の表 9.2.11 にまとめる。実強度は、上降伏点が 400N/mm^2 下降伏点が 390N/mm^2 ほどで、SD30 の規格降伏点を 30% 以上上回っていた。ヤング係数は上降伏点の引張応力をひずみ①と②の平均値で除して簡易的に求めている。

表 9.2.8 コンクリートコア供試体の寸法

試験体No.	切断前の長さ (mm)	幅(mm)						長さ(mm)		質量(g)
		上		中		下				
C1-1	740	99.86	99.87	99.85	99.88	99.77	99.85	200.68	200.85	3727.2
C1-2		99.67	99.77	99.74	99.76	99.49	99.69	200.99	200.75	3730.3
C2-1	760	99.75	99.69	99.77	99.75	99.74	99.76	201.23	201.20	3726.8
C2-2		99.63	99.77	99.75	99.79	99.81	99.68	199.95	199.91	3696.1
C2-3		99.43	99.96	99.80	99.38	99.83	99.58	198.86	198.92	3695.0
C3-1	760	99.49	99.81	99.86	99.86	99.87	99.86	200.38	200.37	3692.4
C3-2		99.79	99.88	99.81	99.79	99.77	99.71	200.62	200.55	3643.5
C3-3		99.70	99.76	99.62	99.61	99.81	99.85	201.16	200.99	3723.3
C4-1	730	99.88	99.90	99.83	99.84	99.73	99.76	200.72	200.79	3706.4
C4-2		99.91	99.91	99.76	99.78	99.67	99.66	200.73	200.67	3678.2
C4-3		99.82	99.89	99.71	99.74	99.90	99.74	199.55	199.66	3682.7
C5	270	99.86	99.89	99.87	99.59	99.87	99.69	200.67	200.74	3685.4
C6	260	99.93	99.89	99.85	99.86	99.86	99.78	200.54	200.66	3680.8

表 9.2.9 コンクリートコアの圧縮実験結果とヤング係数

	最大荷重 Pmax(kN)	最大応力 σ max(N/mm ²) ※右は平均値	縦ひずみ0.005%時		最大応力の1/3時		ヤング係数			
			ひずみ(%)	応力(N/mm ²)	ひずみ(%)	応力(N/mm ²)	(kN/mm ²)	※右は平均値		
C1	C1-2	273.7	35.05	35.65	0.00425	1.63	0.03950	12.06	29.58	29.58
	C1-2	283.2	36.25		0.00425	1.63	0.03950	12.06	29.58	
C2	C2-1	279.5	35.77	33.66	0.00425	1.38	0.03775	10.32	26.70	27.08
	C2-2	279.7	35.78		0.00375	1.35	0.03525	11.45	32.07	
	C2-3	230.0	29.41		0.00250	0.37	0.03800	8.35	22.47	
C3	C3-1	336.2	43.02	39.92	0.00350	1.34	0.04350	13.28	29.85	31.57
	C3-2	335.0	42.87		0.00300	1.23	0.04150	13.99	33.14	
	C3-3	264.7	33.86		0.00400	1.52	0.03425	11.12	31.73	
C4	C4-1	287.2	36.74	35.64	0.00300	0.77	0.04575	12.07	26.43	26.30
	C4-2	251.5	32.17		0.00325	1.12	0.03575	10.49	28.84	
	C4-3	297.2	38.01		0.00450	0.95	0.05175	12.11	23.61	
C5	308.0		39.38	0.00375	1.24	0.03925	11.62		29.23	
C6	309.7		39.62	0.00425	1.23	0.04475	11.90		26.35	

表 9.2.10 鉄筋の引張り試験供試体の寸法

試験体名	切断後の長さ (mm)
T-1	397
T-2	430
T-3	424
T-4	425

表 9.2.11 鉄筋の引張り試験供試体の上下降伏点とヤング係数

	Pmax (kN)	上降伏点			下降伏点			ヤング係数 (N/mm ²)
		ひずみ① (μ)	ひずみ② (μ)	引張応力 (N/mm ²)	ひずみ① (μ)	ひずみ② (μ)	引張応力 (N/mm ²)	
T-1	259.5	データなし						
T-2	261.9	1761.90	1630.48	400.67	13107.60	11485.70	392.79	236218.82
T-3	254.5	1654.29	1725.71	396.93	8375.24	13882.90	385.95	234867.46
T-4	254.0	1682.86	1712.38	400.28	14557.10	14009.50	390.08	235791.28



写真 9.2.7 コンクリートコア状況の確認



写真 9.2.8 コンクリートコアの切断作業



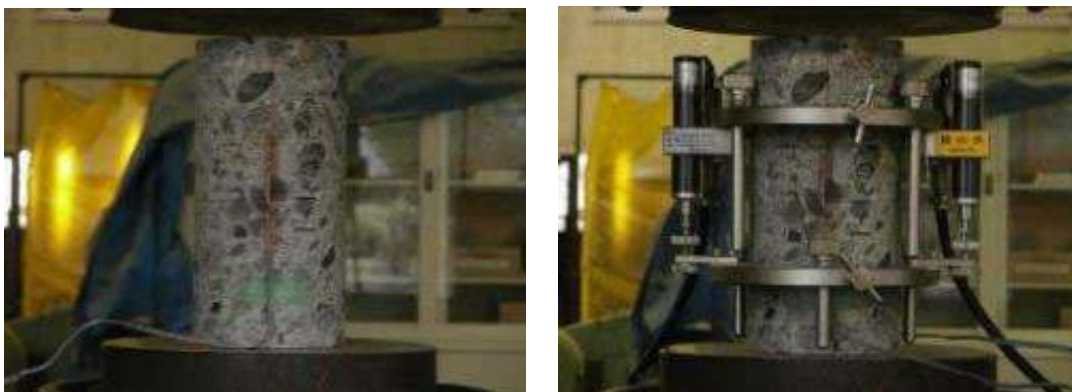
写真 9.2.9 コンクリートコア供試体の研磨



写真 9.2.10 ひずみゲージ接着



写真 9.2.11 パソコンとデータロガーの設置



(a) 設置前

(b) 設置後

写真 9.2.12 コンプレッションメーター設置状況

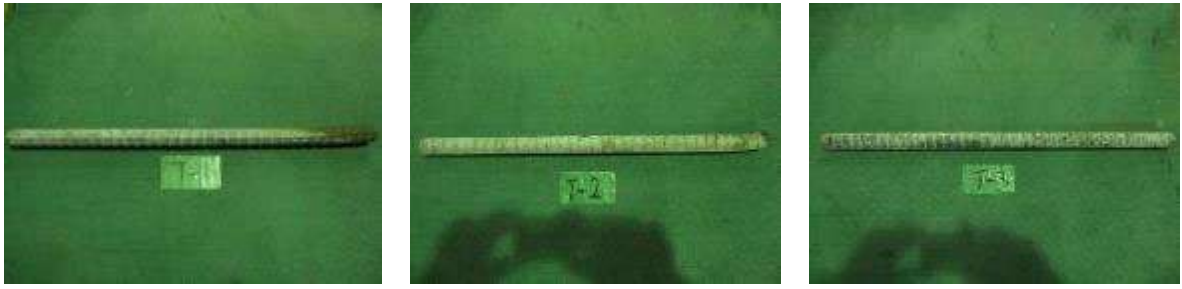


写真 9.2.13 採取鉄筋



写真 9.2.14 引張り試験用鉄筋の供試体の確認



写真 9.2.15 ひずみゲージの接着

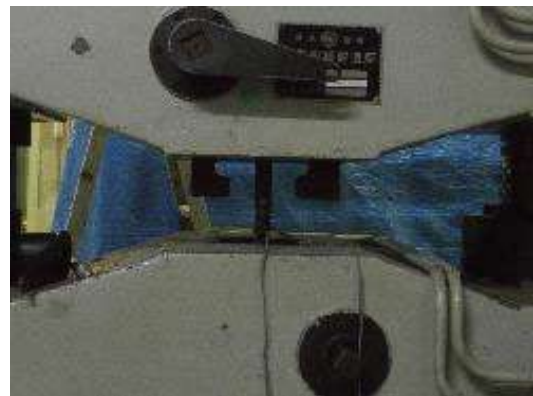


写真 9.2.16 試験機に設置



写真 9.2.17 破断後全試験体

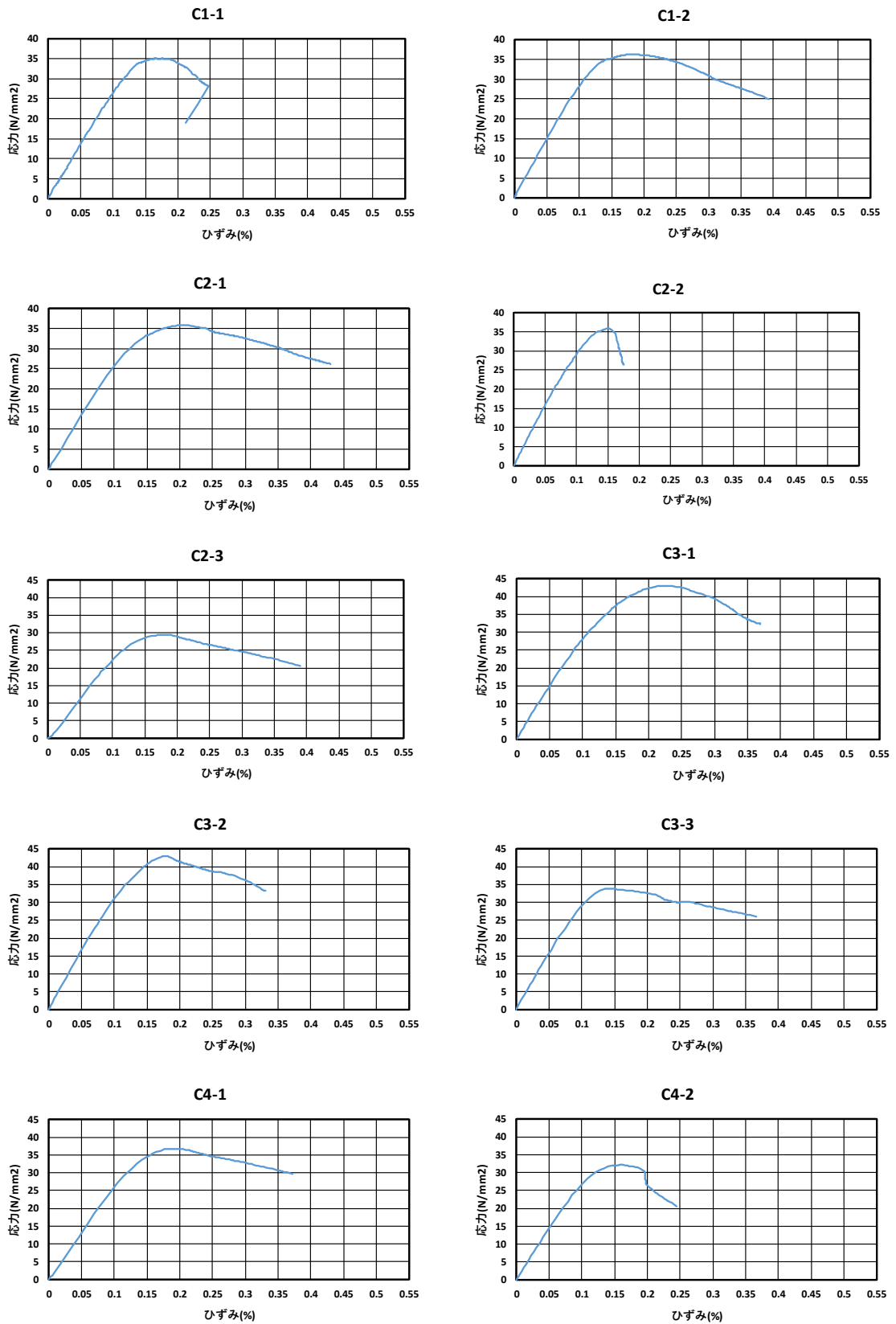


図 9.2.9 コンクリートコアの圧縮応力度-圧縮歪度の関係 (続く)

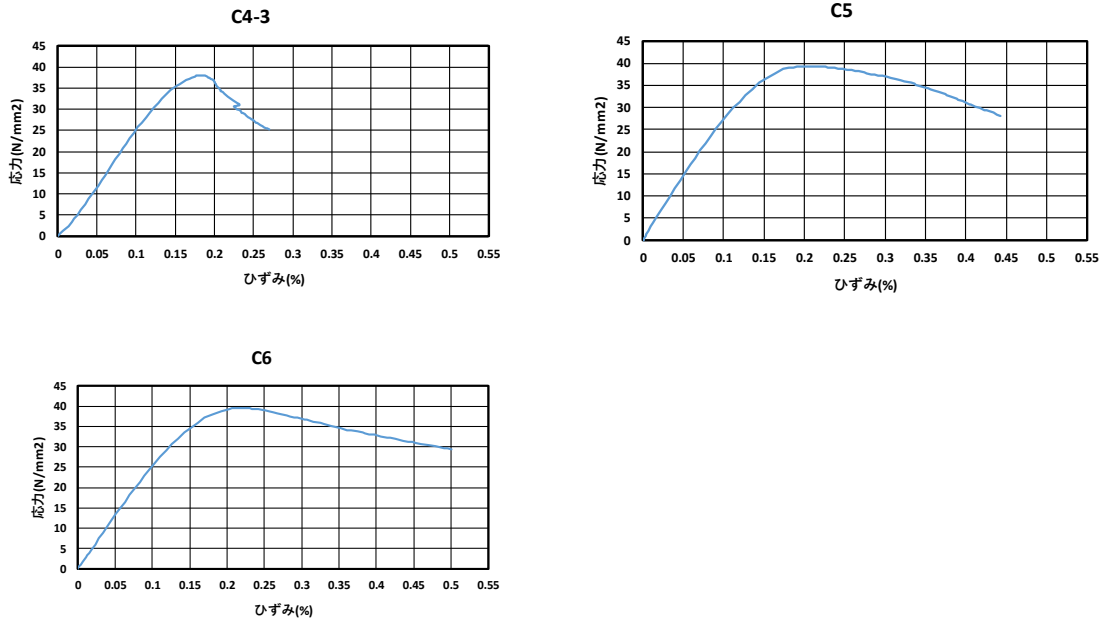


図 9.2.9 コンクリートコアの圧縮応力度-圧縮歪度の関係

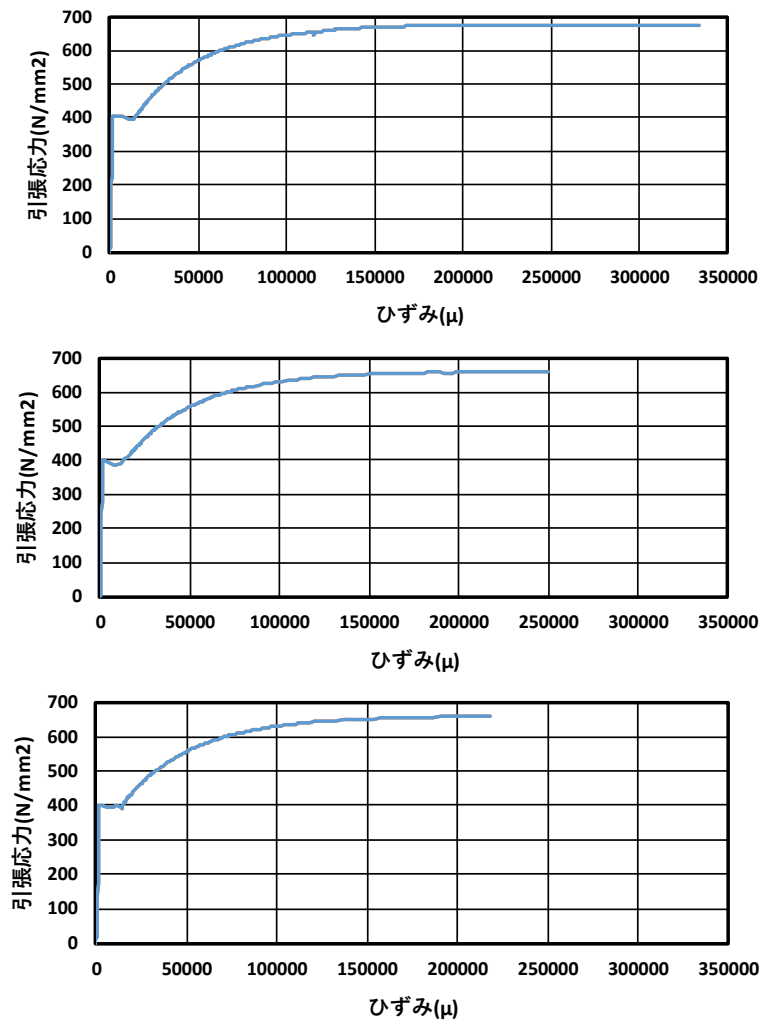


図 9.2.10 鉄筋引張り試験の供試体の引張り応力度と引張り歪度の関係
(上から供試体 T-2, T-3, T-4 のデータ)

9.3 被害概要

建築研究所の被害調査報告書^[9.3-1]に基づき、建物被害の状況を以下に示す。

当該建築物の事務所棟（写真9.3.1）は4、5階の内柱及び十字形柱梁接合部（写真9.3.2）の大破により局部崩壊した。また当該柱に接続されている梁も大破し、事務所棟5階柱頭部（写真9.3.3）や2階柱脚部にも損傷（写真9.3.4と写真9.3.5）が確認された。事務所棟とコア棟とは厚さ110mmの床スラブで接続されているが、その接続部は大破しており、それらの一体性がいつまでどの程度確保されていたかは不明である。

なお8月中旬の調査において、外壁面の飾り壁および2階庭園部分の解体作業が実施され、外壁面の剛節架構の被害（写真9.3.6）が明らかになった。南東南西いずれの4階柱梁接合部が大きく損傷しており、特に南西側4階中央柱両端部の被害が激しい（写真9.3.6(c)）。また東側の4階梁に大きなせん断ひび割れ（写真9.3.6(f)）が確認された。

また、既往の報告^[9.3-2]による詳細の図及び写真を図9.3.1に示す。

以上の被害状況を踏まえ、簡易的に作成した南側面及び西側面の損傷図を図9.3.2に示す。これは、被災後に事務所棟の外部の意匠梁と意匠柱を撤去した後の外観写真をもとに作成している。

損傷は4階床レベルから上に集中し、特に西側面（X1フレーム図9.2.2参照）の4階中柱の上下端で柱梁接合部の損傷が激しく、接合部のコアコンクリートが圧壊して落下し、柱主筋が座屈し、柱が構面外にはらみだしていた。また、5階と屋上階の梁の両端部には強制変形により、端部に大きな曲げ回転が起こっていることが確認でき、接合部に定着されている直交梁も同様の曲げ回転を受けていると考えられる。一方で、柱や梁には脆性的な破壊の原因となるせん断破壊は見られない。また1層目から3層目までも同様である。他には、外柱梁接合部で梁上端筋の折り曲げ定着によるひび割れが見られた。



(a) 南側面



(b) 西側面

写真9.3.1 建物G事務所棟の外観



(a) 西側4階柱-5階梁接合部 (b) 南側4階柱-5階梁接合部

写真 9.3.2 柱梁接合部の損傷



写真 9.3.3 5階柱頭部の破壊



写真 9.3.4 南側2階柱脚部の破壊



写真 9.3.5 北東側2階柱脚部



(a) 西側面



(b) 南側面



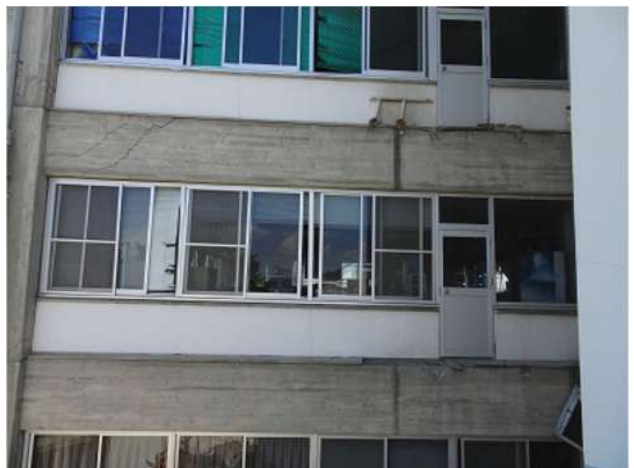
(c) 4, 5階十字形柱梁接合部 (西側面)



(d) 4階十字形柱梁接合部 (南側面)



(e) 東側面



(f) 4階梁のせん断ひび割れ (東側)

写真 9.3.6 一部解体後の外観

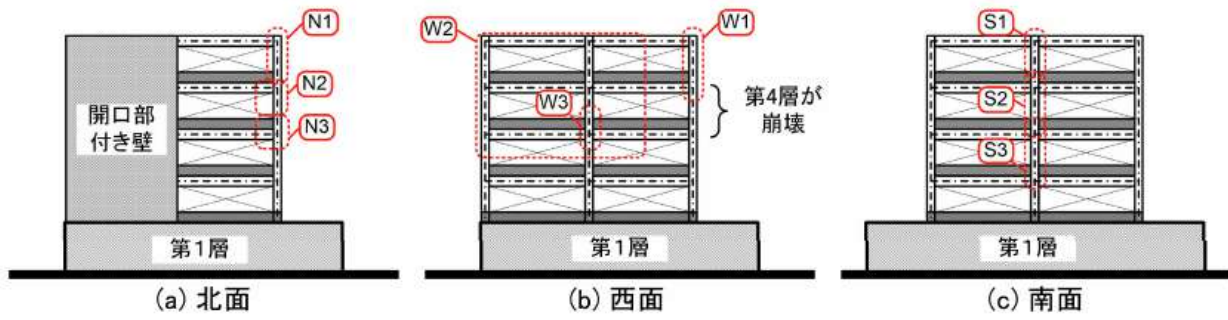
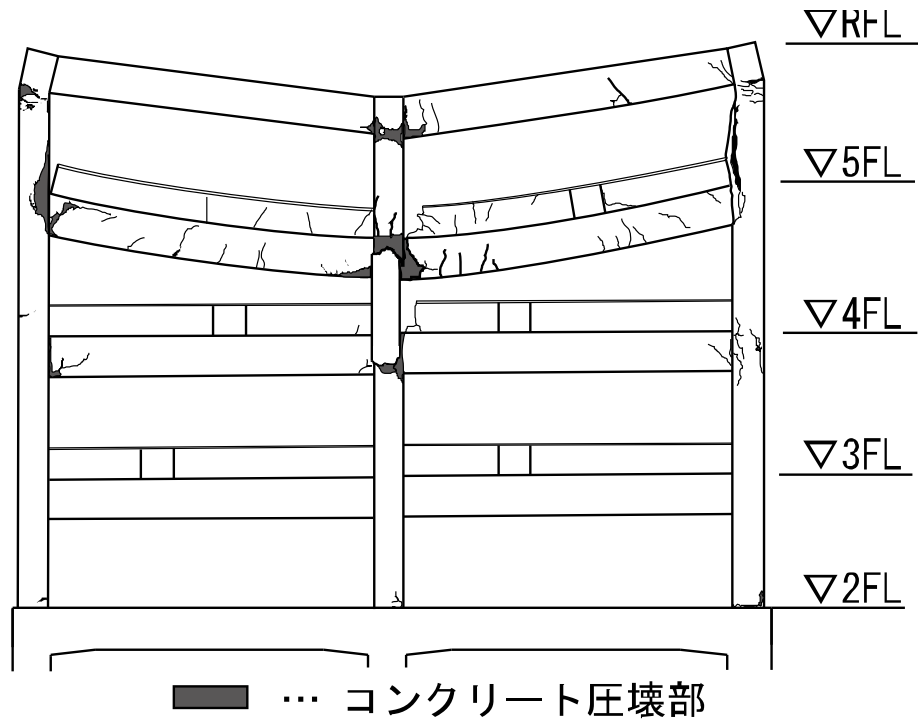
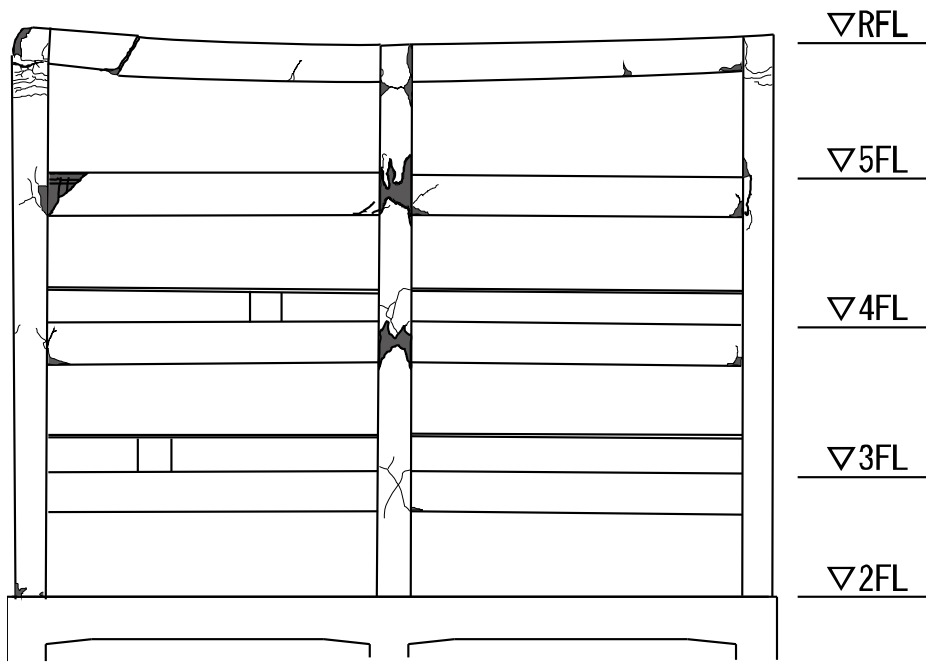


図 9.3.1 北面・西面・何面の損傷状況^[9.3-2]



(a) 西側面



(a) 南側面

図 9.3.2 一部解体後の損傷状況

9.4 分析概要と結果

9.4.1 柱梁接合部の構造性能指標と算出手法

鉄筋コンクリート建物の耐震設計規定には、柱や梁が曲げ降伏した後も柱梁接合部の破壊を防ぐために剛性と強度を確保する規定が含まれている。例えば、a) 柱梁接合部のせん断入力、b) 梁主筋の定着強度の確保、c) 通し主筋の付着入力の制限、d) 接合部横補強筋量、e) 柱梁強度比などに関する規定である。ここでは、建築物Gの柱梁接合部が、これらの規定にどの程度適合していたかを検討する。

柱梁接合部の入力せん断力

柱梁接合部の入力せん断力を求め、柱梁接合部せん断強度 V_{ju} と接合部入力せん断力 V_j の比をせん断余裕度とする。規定に適合していればせん断余裕度は 1.0 より大きくなる。接合部のせん断強度 V_{ju} は靱性保証型指針^[9.4-1]に基づき、

$$V_{ju} = 0.8\kappa\phi\sigma_B^{0.7}b_jD_j \quad (\text{式 9.4.1})$$

で求める。ここに、 κ : 接合部の形状による係数 (0.7) , ϕ : 直交梁の有無による補正係数 (0.85) , σ_B : コンクリートの圧縮強度 (4 階は被害調査時のコンクリートコアの圧縮強度をそれ以外は耐震診断時の値とする) , b_j : 接合部の有効幅 (梁幅と柱幅の平均値とする) , D_j : 接合部の有効せい (柱せいに 0.75 を乗じた値とする) とする。接合部入力せん断力 V_j は、

$$V_j = T - V_c \quad (\text{式 9.4.2})$$

で求める。ここに、 T は、梁の引張り主筋の降伏時の合力 (降伏点に公称断面積を乗じる) とする。柱せん断力 V_c の値は、梁曲げ終局モーメントにより求めた節点モーメントに基づき、上下の柱の平均モーメント勾配から求める。なお、曲げモーメントの反曲点は階高の半分とする。

柱梁接合部の折り曲げ定着強度

梁主筋の折曲げ定着長さの適合性について、靱性保証型指針^[9.4-1]の方法で検討する。定着筋の規格降伏点の 1.1 倍に公称断面積を乗じた値と定着強度 f_u の比を定着余裕度とする。

定着強度 f_u は靱性保証型指針^[9.4-1]に基づき、

$$f_u = 210 \cdot k_c \cdot k_j \cdot k_d \cdot k_s \cdot \sigma_B^{0.4} \quad (\text{単位: N/mm}^2) \quad (\text{式 9.4.3})$$

で求める。ここに、 f_u : 折り曲げ定着強度、 σ_B : コンクリートの圧縮強度 (設計基準強度とする。), 係数 $k_c k_j k_d k_s$ は下式による。

$$k_c = 0.4 + \frac{0.1 \cdot C_0}{d_b} \quad (\text{式 9.4.4}) \quad k_j = 0.6 + \frac{0.4 \cdot l_{dh}}{j} \quad (\text{式 9.4.5})$$

$$k_d = 0.5 + \frac{l_{dh}}{30d_b} \quad (\text{式 9.4.6}) \quad k_s = 0.7 + \frac{0.5 \cdot d_s^2}{d_b^2} \quad (\text{式 9.4.7})$$

ここに、 d_b : 定着筋の公称径、 C_0 : 定着鉄筋芯までの側面被り厚さ、 l_{dh} : 定着投影長さ (柱せいに 0.75 を乗じた値とする) , j : 梁危険断面の応力中心間距離 (はり有効せいの 7/8 倍とする) , d_s : 定着部に配される横補強筋径。

柱梁接合部の折り曲げ定着の構造規定

投影定着長さが靱性保証型指針の構造規定を満たすかを検討する。すなわち、1) 定着投影長さ l_{dh} が鉄筋径 d_b の 8 倍以上かつ 15cm 以上あること、2) 折曲げ部の余長が接合部コア内に配されていること、3) 定着投影長さ l_{dh} が柱せいの 2/3 より大きいことを確かめる。

柱梁接合部の通し主筋の定着

梁の主筋が柱梁接合部を貫通する部分では、通し主筋の付着入力を靱性保証指針の方法で検討する。そこで、通し定着の公称径から定まる、柱の必要せいの判定式である下式における、右辺値/左辺値を通し主筋の付着余裕度とする。

$$\frac{d_b}{D} \leq \frac{6}{1+\gamma} \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \frac{\sigma_B^{2/3}}{\sigma_{yu}} \tag{式 9.4.8}$$

ここに、 d_b ：通し主筋の公称径， D ：通し主筋のための必要部材せい（梁せいとする）， γ ：引張り鉄筋と圧縮鉄筋の応力比（=1.0）， σ_0 ：圧縮軸応力度（=0.0）， σ_B ：コンクリートの圧縮強度（設計基準強度）， σ_{yu} ：主筋の規格降伏点。

柱梁接合部の横補強筋比

接合部横補強筋比 p_{jw} は、靱性保証型指針では 0.003 以上と定められており、次式で算定される。

$$p_{jw} = \frac{\Sigma A_{jw}}{(b_c \cdot j)} \tag{式 9.4.9}$$

ここに、 b_c ：柱幅， j ：梁の上下の主筋の重心間距離， ΣA_{jw} ：この区間の横補強筋断面積の総和。

柱梁強度比

柱と梁の終局曲げ強度の比が 1.0 に近い柱梁接合部では、接合部横補強筋比 p_{jw} が靱性保証指針で定められた最小値 0.3% 程度では、接合部破壊の原因となる接合部降伏が起こることが明らかにされている。[文献 9.4-2]建築学会の保有水平耐力規準（案）^[9.4-2]では、柱梁強度比を柱の曲げ終局モーメントの和と梁の曲げ終局モーメントの和の比として定義している。

柱梁強度比は、断面の寸法と配筋及び材料強度に基づく曲げ理論に基づき清算で求める曲げ終局モーメントから算出する。材料強度には、規格降伏点と設計基準強度を用いる。T形スラブのスラブ筋の考慮の有無や、柱の変動軸力により変化する。ここでは、スラブ付きT形梁については、片側1.0メートルの範囲のスラブ筋を引張り主筋として考慮する。柱については、増分解析で崩壊機構が形成された時点での軸力を用いる。断面解析によるフェイス面での終局曲げモーメントを節点モーメントに置き換え、柱梁強度比を求める。

柱梁接合部強度低下率

柱梁接合部強度低下率 β_j は、建築学会の保有水平耐力規準（案）^[9.4-2]で提案された係数であり、接合降伏する柱梁接合部の終局モーメントに影響する、a) 梁主筋比，b) 柱梁強度比，c) 梁主筋の定着長さ，d) 柱梁強度比，e) 接合部横補強筋の影響を定量化したものである。この提案式を用いた検討をする。検討を行う柱梁接合部により、十字形接合部の場合（式 9.4.10）を，ト型接合部の場合（式 9.4.11）を用いて、節点モーメントの強度低下率 β_j を算出する。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_j f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu}}{M_{bu} + M'_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\Sigma A_{jw} f_{jy}}{\Sigma A_j f_y} \right) \right\} \xi_r \tag{式 9.4.10}$$

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_j f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu}}{M_{bu} + M'_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\Sigma A_{jw} f_{jy}}{\Sigma A_j f_y} \right) \right\} \xi_r \tag{式 9.4.11}$$

ここに、

ξ ：柱梁接合部の有効アスペクト比（= $D_j b / D_j c$ ），

ξ_r : 柱梁接合部の有効アスペクト比による接合部降伏強度の補正係数(次式より算出)

$$\xi_r = 1 - 0.5 \left\{ 1 - 2 \left(\xi + \left(1/\xi \right)^{-1} \right) \right\},$$

ξ_a : 柱の有効せい比 ($= D_{jc}/D_c$),

b_j : 柱梁接合部の有効幅 ($= b_b + b_{a1} + b_{a2}$),

D_{jc} : 柱梁接合部の有効せい(水平方向),

D_{jb} : 柱梁接合部の有効せい(鉛直方向),

D_c : 柱せい,

M_{cu}, M'_{cu} : 上柱(下柱)の梁フェイスでの曲げ終局時の節点モーメント(軸力は長期で算出)で、柱の曲げ強度は、接合部有効幅 b_j 内にある柱主筋のみを考慮して計算した値,

M_{bu}, M'_{bu} : 左梁(右梁)の柱フェイスでの曲げ終局時の節点モーメントで、T型梁の場合の曲げ強度に考慮するスラブ筋は、保有水平耐力算定に梁曲げ強度に算入したものと同一とする,

D_b : 梁成,

ΣA_{jw} : 柱梁接合部内の梁の上端筋と下端筋の間に配置された横補強筋の断面積の総和,

f_{jw} : 柱梁接合部の横補強筋の降伏点,

ΣA_t : 有効な引張主筋の断面積,

f_y : 有効な引張主筋の降伏点,

F_c : コンクリートの設計基準強度.

柱梁接合部を通過する柱主筋の軸力負担率

柱梁接合部で接合部降伏が起り過大な層間変形が生じると、柱梁接合部に変形が集中する。柱主筋本数が少なく、拘束鉄筋も少ない場合、柱梁接合部のコアコンクリートにひび割れが発生し、二方向力を受けて脱落して、接合部内では柱主筋だけが軸力を負担することとなる。柱主筋のみが軸力を負担する場合の単位面積あたりの応力度が大きい場合には、主筋が座屈することになり、柱の軸力を保持できなくなり、層支持力の喪失につながりかねない。そこで、上柱の長期軸力を柱主筋の全断面積と主筋の降伏強度の積で割った値を軸力比として定義しその目安として検討する。

$$\eta = \frac{N}{A_g \cdot f_y} \quad \text{(式 9.4.12)}$$

ここに、 η : 柱主筋の軸力負担率、 N : 柱軸力、 A_g : 柱梁接合部を通過する柱主筋の断面積の総和、 f_y : 柱主筋の降伏点。

9.4.2 柱梁接合部の構造性能指標による被害要因の分析

9.4.1 節の各項目について、西側構面の柱梁接合部の各構造性能指標を検討する。

図 9.4.1 は 4 層目の局部崩壊が見られた西側構面の柱梁接合部について、a) 柱梁接合部のせん断余裕度、b) 梁主筋の定着余裕度、c) 柱通し主筋の付着余裕度、d) 柱梁強度比、e) 接合部横補強筋比の値を計算し示している。その値は、左から右の方向に加力した場合のものである。なお、接合部の入力せん断力の算定や柱梁強度比の計算にスラブの協力幅内のスラブ筋を梁上端主筋に算入している。

柱梁接合部のせん断余裕度の値は 1.35 から 6.15 であり、主筋の強度が規格降伏点より 30%高かったことを考慮してもすべて 1.0 以上で現行規定を満たすレベルにある。接合部破壊が顕著だった 4 層目中柱の柱頭柱脚にある柱梁接合部でも 2.5 であり十分な余裕がある。

折り曲げ定着に関する定着余裕度は、1.54 から 2.40 となり梁主筋の付着に関しても、すべて現行規準を満たしている。

柱梁接合部内の横補強筋量に関しては、9mm の丸鋼の帯筋が 240mm 間隔で配置され、横補強筋比では 0.07% から 0.1% の値となり、RC 規準^[9.4.3]の最小規定である 0.2% を下回っている。

柱梁強度比は、十字形柱梁接合部では 2 階床から上に向かって、1.09, 0.97, 1.04, 0.84 と 1.0 に近い。ト形柱梁接合部では強度比が最小でも 1.56 で概ね 2.0 以上ある。これらのことから、十字形柱梁接合部は、接合部降伏による接合部への損傷集中が起こる条件に合致している。また、ト形柱梁接合部では柱梁接合部が顕著ではないこととも符合している。柱梁接合部で接合部降伏する骨組の地震応答に関する最近の研究^[9.3-4]から、中間層の特定の層に層間変形が集中する可能性があることが示されており、その位置は地震動の種類によって異なったものとなる現象が見られている。今回の場合には、4 層目に変形が集中したと矛盾しない。変形の集中により 4 層目の上下の十字形柱梁接合部でコンクリートが脱落して、接合部にかかる鉛直荷重を主筋のみが支えることとなり、主筋が座屈に至ったものと予想される。また、直交方向の構面においても、直交梁の梁主筋の柱梁接合部への定着が失われ架構の一体性を失ったと予想される。

大破した柱梁接合部について設計図書に示された配筋の状況を図 9.4.2 に示す。建物 G では通し配筋のうち、一部が柱梁接合部内で下向きに 90 度折り曲げ定着されていることがわかる。また、梁の下端主筋は上端筋よりも断面積が少ない。柱梁接合部が大破して梁から柱への鉛直力伝達機構が失われると、鉛直力の再分配により、梁が正曲げの状態に転じて下端筋に引張力が加わり、梁下端の折り曲げ定着筋が抜け出して、大きな曲げ回転が起こる要因になったと考えられる。

次にこれらの柱梁接合部で、コアコンクリートが脱落し、接合部内では柱主筋だけが軸力を負担することになる場合の座屈の可能性を検討する。各接合部に関して軸力比を、(1) 上柱の長期軸力を柱断面とコンクリート強度の積で割った値、(2) 同じ長期軸力を柱主筋の全断面積と主筋の降伏強度の積で割った値で算出した(表 9.4.1)。コンクリートの剥落が起きない場合の軸力比は 0.05 程度だが、柱主筋のみで軸力を負担するとした場合、建築物 G の B1 フレームの 4 階と 5 階の十字形接合部ではそれぞれ 0.68, 0.41 であった。なお、表の値は各接合部の下柱の主筋量で計算した値であり、接合部内で直線定着されている柱主筋を除くと軸力比はさらに大きくなると考えられる。

このレベルの軸力は、直ちに鉄筋の圧縮降伏させるものではないが、座屈による強度低下が考えられる。そこで、次の弾性座屈理論式により座屈強度を検討する。

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E_s}{(k \cdot s / (d_b / 4))^2} \quad (\text{単位 : N/mm}^2) \quad (\text{式 9.4.13})$$

ここに、 f_{cr} : 座屈強度 (N/mm²)、 E_s : 鉄筋のヤング率 (=205,000N/mm²)、 $k \cdot s$: 有効座屈長さ (=0.7 × s とする)、 s : 座屈長さ、 d_b : 主筋径。

図 9.4.3 に D19 および D22 の座屈長さ と座屈強度の関係の計算値を示す。座屈強度は、式 9.4.13 を用いて算出する。柱主筋に D22 が用いられている建築物 G では、座屈長さが接合部横補強筋間隔 240mm からその 3 倍程度となると、座屈強度が降伏強度の 0.7 倍を下回っている。つまり、コアコンクリートの脱落が進み、横補強筋 2 段の拘束がなくなると、主筋の座屈長さが大きくなり自重だけで座屈する可能性がある。ただし、これは柱梁接合部が破壊した後も継続して柱の軸力が生じるとした

場合である。実際には柱梁接合部が軸力保持能力を失うと、接続する梁やスラブが代わりに当該部分の支えていた軸力を代替して支持するのであり、直ちに部分倒壊の原因となるわけではない。

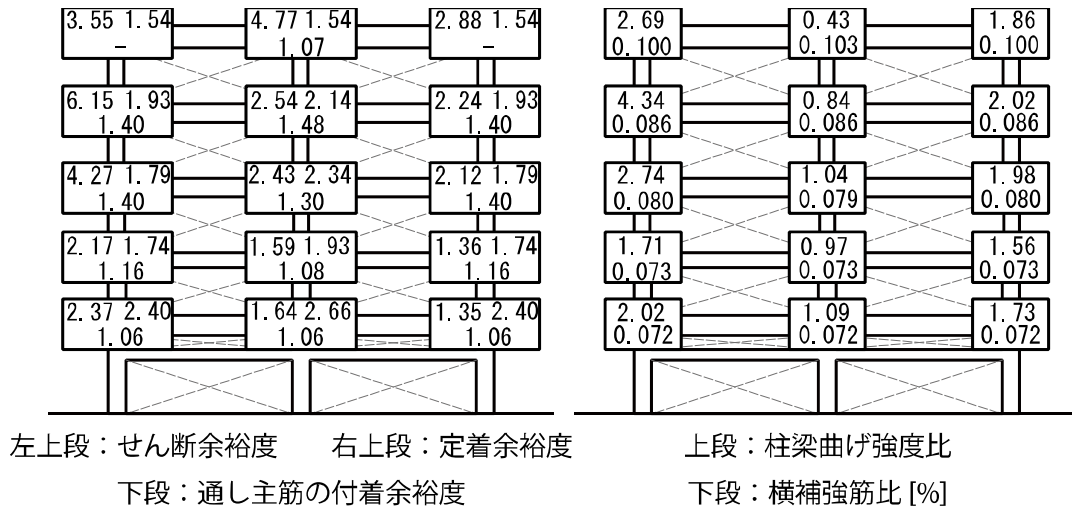


図 9.4.1 建物 G の柱梁接合部の耐震性能

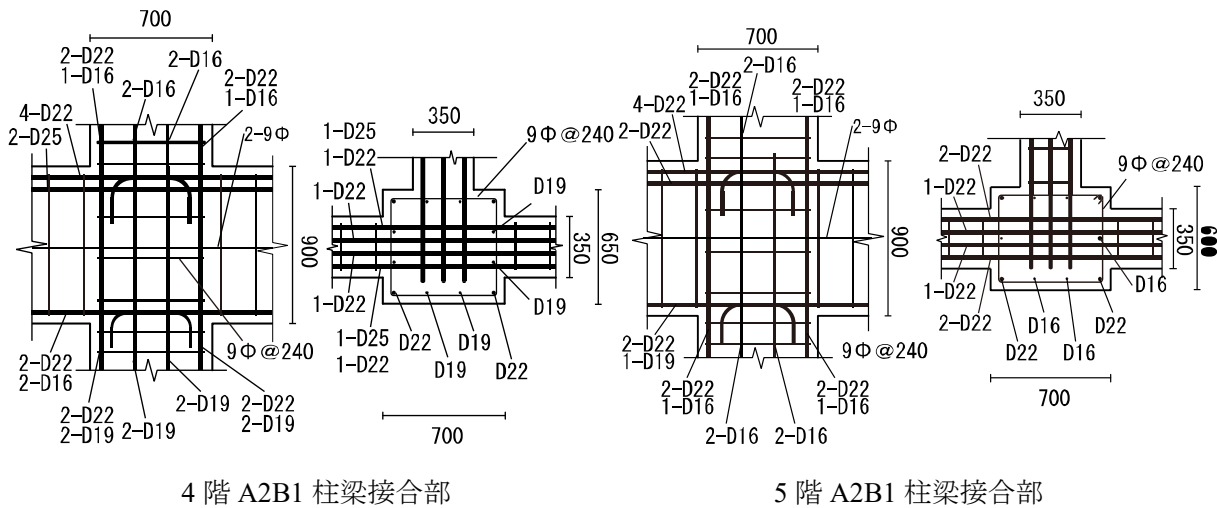


図 9.4.2 建物 G の柱梁接合部の配筋

表 9.4.1 建築物 G の柱梁接合部における軸力

	4階 (A2B1)	5階 (A2B1)
柱幅 b mm	650	600
柱せい D mm	700	700
柱主筋の断面積の総和 A_g mm ²	3884	3140
主筋比 ($=A_g/bD$)	0.0084	0.0075
コンクリート圧縮強度 F_c N/mm ² *1	36.8	36.8
柱主筋の降伏点 f_y N/mm ² *2	399	399
長期軸力 N kN	1045	515
軸力比 ($=N/(bDF_c)$)	0.06	0.03

柱主筋の軸力負担率 ($=N/(A_g/f_y)$)	0.68	0.41
------------------------------	------	------

*1 被害調査によるコア抜き強度 (柱) の平均値 表 9.2.2 参照

*2 被害調査による主筋の降伏点 (上降伏点) の平均値 表 9.9.12 参照

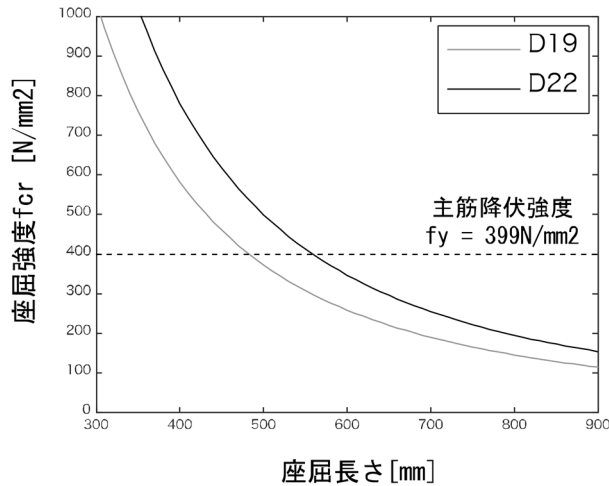


図 9.4.3 座屈長さ と 座屈強度 の 関係

9.4.3 柱梁接合部破壊後の鉛直力の代替支持機構の検討

建築物 G が 4 層で部分倒壊した直接的な原因は、接合部降伏による 4 層の柱の上下の柱梁接合部への損傷集中で 4 階外側フレームの内柱が鉛直支持力を失ったことにある可能性が高いが、その後さらに落階の段階に進行するには、周囲の部材による鉛直力の代替支持機構がなく、周囲の部材にも破壊が引き起こされる段階に至ることが必要となる。この破壊によりさらに他の部材の破壊が引き起こされる場合には進行性の倒壊現象が起こる。建築物 G では、部分倒壊が 4 層だけにとどまっておらず、進行性の倒壊現象とはなっていない。これは、4 層が部分崩壊して 4 層床と 5 層床が接することにより直接軸力が伝えられ、3 層の上下の柱では柱梁接合部の破壊の進行が進んでおらず、ここでは柱の軸力が伝達されたためであろう。そこで、建築物 G において 4 層目の柱が 1 本失われた後の梁、スラブだけで上階の柱の鉛直力を支持する能力があるかを検討する。

上界定理に基づいた降伏線理論により、周囲の梁スラブの鉛直支持力を算定しその有効性を検討する。図 9.4.4 (a) のように 4 階内柱の鉛直支持力が 0 であるとした崩壊機構を想定し、仮想変位としてこの点に $\delta = 1\text{m}$ の鉛直下向きの変位を仮定する。このときの床の降伏線を図 9.4.4 (b) のように仮定する。重力が構造物になす外部仕事 W_e は、床荷重 w_f (積載荷重を含む)、小梁荷重 w_b 、大梁荷重 w_g (意匠梁、底の荷重含む)、柱荷重 P_c による仕事を考慮し、式 9.4.14 により求める。部材が塑性変形して消費する内部仕事 W_i には、床の降伏モーメント M_f 、小梁の降伏モーメント M_b 、大梁の降伏モーメント M_g を考え、式 9.4.15 により求められる。

$$W_e = w_{f_4} \int_0^l \left\{ \frac{x^2 + 2(l-x)x}{l} \right\} dx + w_{f_5} \int_0^l \left\{ \frac{x^2 + 2(l-x)x}{l} \right\} dx + 2w_b \left(\frac{l_1^2 + 2(l-l_1)l_1}{l} + \frac{l_2^2 + 2(l-l_2)l_2}{l} \right) + w_{g_{ex5}} l + w_{g_{in4}} l + w_{g_{in5}} l + w_{g_{in4}} l + P_c \quad (\text{式 9.4.14})$$

$$\begin{aligned}
 W_i = & 2(M_{f_{4x}}^+ \theta + M_{f_{4x}}^- \theta)l + 2(M_{f_{4y}}^+ \theta + M_{f_{4y}}^- \theta)l + 2(M_{f_{5x}}^+ \theta + M_{f_{5x}}^- \theta)l + 2(M_{f_{5y}}^+ \theta + M_{f_{5y}}^- \theta)l + \\
 & 2(M_{b_4}^+ \theta + M_{b_4}^- \theta)l + 2(M_{b_5}^+ \theta + M_{b_5}^- \theta)l + 2(M_{g_{4x}}^- \theta + M_{b_{4y}}^- \theta)l + \\
 & 2(M_{b_{5x}}^- \theta + M_{b_{5y}}^- \theta)l + 2(M_{b_{5x}}^+ \theta + M_{b_{5y}}^+ \theta)l
 \end{aligned}
 \tag{式 9.4.15}$$

ここに、 l : 床内法長さ(=8.915 m), w_{fi} : $i+1$ 階の床荷重(=2.99 kN/m²($i=4$), 4.12 kN/m²($i=5$)), w_b : 小梁荷重(=2.40 kN/m), w_g : 大梁荷重(=6.72 kN/m), P_c : 柱荷重(=22.68 kN), $M_{f_{ij}}$: ($i+1$)階 j 方向の床の降伏モーメント(X 方向正・負, Y 方向正・負の順に 2.5, 0.7, 3.1, 0.8 kNm), M_{b_i} : ($i+1$)階の小梁の降伏モーメント(=99.0(負), 142.1(正) kNm), $M_{b_{ij}}$: ($i+1$)階 j 方向の大梁の降伏モーメント(X 方向正・負, Y 方向正・負の順に $i=4$ では 309.3, 546.5, 225.6, 659.3, $i=5$ では 393.0, 421.1, 225.6, 723.9 kNm), θ : 単位回転角 (rad.) (= $1/l$)。

表 9.4.2 に各部材による外部仕事・内部仕事を示す。外部仕事 W_e の総和は 948.2kNm, 内部仕事の総和 W_i は 826.6kNm となり, 外部仕事は内部仕事を上回るため, 建築物 G は 4 階中柱の鉛直支持力がゼロの場合梁スラブは自重を支えることができず局部崩壊を起こす。これは, 梁が曲げ降伏するまで抵抗すると仮定したものであるが, 実際には, 大破した柱梁接合部での梁の下端定着筋の抜け出しにより, 5 階梁の下端引張による内部仕事 96.2kN (表 2 の網掛け部)は仕事をしなかったと予想されさらに内部仕事は小さい。

実被害では 5 階のト型柱梁接合部で梁主筋の抜け出しによるひび割れが確認されている。前節で接合部の定着余裕度は 1 以上であったが, 靱性指針の式を用いて定着鉄筋群としての強度を検討したところ, 定着長さを柱せいとの 2/3 と仮定すると, 横補強筋比が小さいため寄与分が小さく, 掻き出し破壊に対する十分な強度を有していなかったことがわかる。表 9.4.3 に計算結果を示す。なお, 材料強度は, 地震被害調査の材料実験の強度による。

また, 最上階の L 字接合部では梁端に塑性ヒンジが生じると考えているが, 実際にはスラブや小梁による梁強度の上昇で, 実被害のように柱降伏が先行すると考えられる。スラブ有効幅を 1m として考えた場合の梁の終局モーメントは 560.2kNm だが, 大梁間隔の半分が寄与すると仮定し, 終局モーメントを求めたところ, 梁の終局モーメントは 969.6kNm となり, 柱の長期軸力時終局モーメント 956.8kNm をわずかに上回る結果となる。すなわち, 5 階外柱への梁の定着筋の抜け出し, 5 階外柱柱頭での曲げ破壊などが, さらに抵抗機構の低下につながったと考えられる。

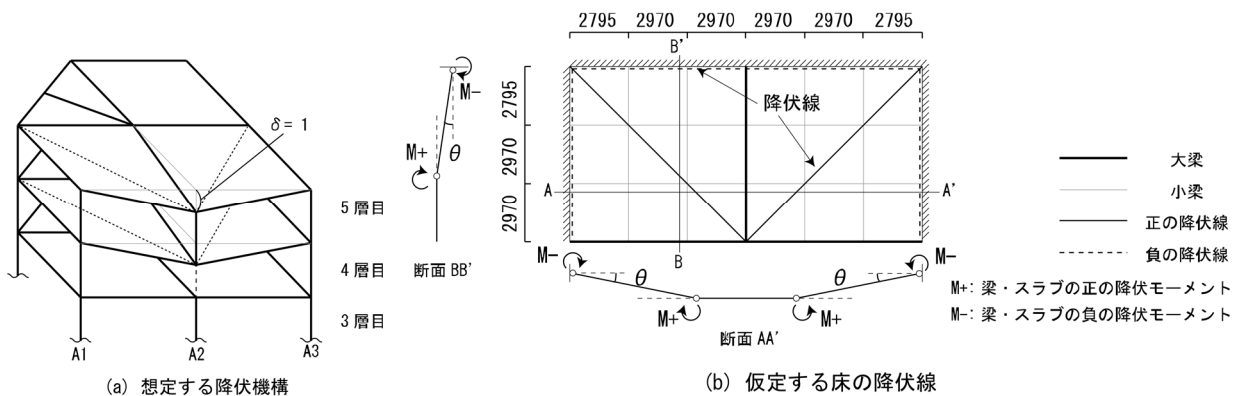


図 9.4.4 座屈長さと座屈強度の関係

表 9.4.2 各部材の内部仕事量

外部仕事				内部仕事									
		単位荷重	仕事			モーメント	仕事			モーメント	仕事		
床	5階	2.99 kN/m ²	152.0 kN	大梁	5階X方向	上端	546.5 kNm	125.1 kN	小梁	上端	142.1 kNm	130.1 kN	
	R階	4.12 kN/m ²	209.4 kN			下端	309.3 kNm	70.8 kN		下端	99.0 kNm	90.7 kN	
大梁		6.72 kN/m	176.1 kN		5階Y方向	上端	659.3 kNm	75.5 kN		スラブX方向	上端	0.7 kNm/m	1.2 kN
小梁		2.40 kN/m	272.8 kN			下端	225.6 kNm	25.8 kN			下端	2.5 kNm/m	4.7 kN
その他	5階意匠梁	3.60 kN/m	31.4 kN		R階X方向	上端	421.1 kNm	96.4 kN	スラブY方向	上端	0.8 kNm/m	1.6 kN	
	R階庇・パラペット	9.58 kN/m	83.7 kN			下端	393.0 kNm	90.0 kN		下端	3.1 kNm/m	5.9 kN	
柱	5階中柱	22.68 kN	22.7 kN		R階Y方向	上端	723.9 kNm	82.9 kN	計		826.6 kN		
	計		948.2 kN			下端	225.6 kNm	25.8 kN					

*網掛け部の仕事は、大破した接合部への定着筋が抜け出した場合、仕事をしない

表 9.4.3 4階外柱梁接合部の掻き出し破壊に関する検討

梁幅	梁せい	柱幅	柱せい	梁引張主筋断面積	主筋降伏点	降伏時引張力	梁最外縁主筋間距離	柱側面被り厚さ1	柱側面被り厚さ2	柱有効幅	梁応力中心間距離
mm	mm	mm	mm	mm ²	N/mm ²	kN	mm	mm	mm	mm	mm
350	900	500	700	1935	399	772.1	220	140	140	500	730.6
コンクリート強度	補強筋降伏点	軸力	柱断面積	柱圧縮応力度	係数	定着長さ	コンクリート 寄与分	補強筋断面積	補強筋 寄与分	定着耐力	
kgf/cm ²	N/mm ²	kgf	cm ²	kgf/cm ²	-	mm	kN	mm ²	kNmm	kNmm	
36.76	235	39500	4500	8.78	1.06	466.7	329.0	1152	189.5	549.0	

建築物Gは、現行の接合部せん断力の制限をほぼ満足しており、外柱梁接合部は梁降伏型の設計となっていたが、内柱梁接合部は柱梁接合部の破壊と特定層への変形の集中が起こり、接合部のコアコンクリートの脱落による局部崩壊に至った。

接合部破壊した接合部の柱梁強度比は1.0に近く、接合部横補強筋比は0.2%未満で、接合部降伏破壊は考慮されていない設計であった。RC ラーメンにおいては靱性架構として柱や梁の脆性的な破壊を防止するのみならず、柱梁接合部が接合部降伏による接合部の破壊を防止し、軸力が高い場合には、柱梁接合部の横補強筋を増やし、特定層への変形集中を抑制し、確実にコアコンクリートの脱落を防ぐ必要がある。

9.4.4 骨組解析モデル

非線形骨組解析プログラム SNAP ver.7 を用い、X 方向と Y 方向について骨組の弾塑性増分解析を行い対象建物強度と崩壊機構を確認する。また、同じモデルと履歴復元力モデルを用いて、建物 G 近傍の強振観測記録を用いた非線形時刻歴地震応答解析を行い崩壊機構や応答変形を被害と比較する。

解析は、事務所棟のみを考えた、**図 9.4.5** の三次元骨組モデルによる。柱と梁は材端弾塑性ばねモデルによる。耐震壁は 3 本柱置換モデルとする。なお、部材のコンクリート強度は**表 9.2.2**における設計基準強度 $180(\text{kg}/\text{mm}^2)$ 、鉄筋強度は規格の降伏強度を採用する。柱梁接合部は剛としたモデルを用いる。部材の危険断面位置は柱梁フェイス位置とする。床は剛床を仮定し、基礎固定とする。節点は、柱の中心軸と梁の中心軸の交点に設ける。尚、本建物は中空スラブを用いた建物であり、鉄筋を有する有効なスラブ厚として 55mm が妥当であると判断し、本検討では 55mm のスラブが付帯するとして解析を行う。ただし、スラブ有効幅は曲げ終局強度で 1m を見込み、その他の耐力・剛性は RC 規準¹⁾による式から有効幅を見込むとする。本建物の柱梁接合部は柱梁強度比が 1.0 に近く接合部横補強

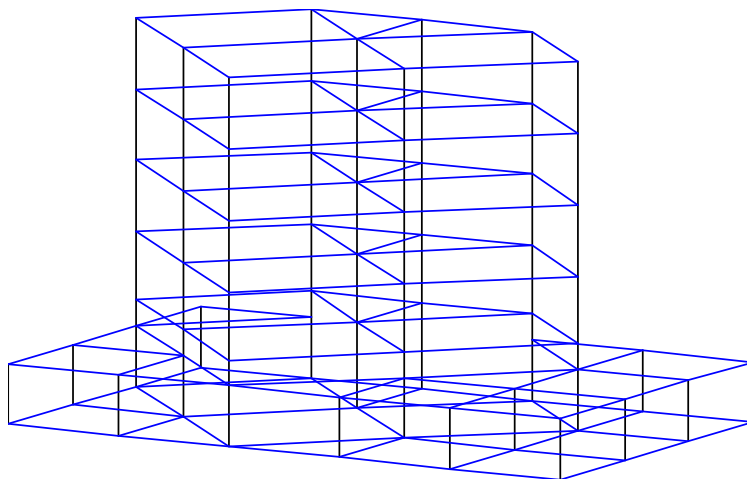


図 9.4.5 建物 G のモデル化

筋量が少ないため、接合部降伏により梁端部のモーメントが梁の曲げ強度に達していない可能性があるため、接合部降伏に対応した強度を採用したモデルでの検討も行う。

この方針に基づいて、以下の 4 種類の構造骨組を設定する。構面の節点位置と剛域を線材で表した図を**図 9.4.6**に示す。

基本モデル 01：各部材を線材で置換し、材端弾塑性ばねモデルで表す。接合部耐力や変動軸力、部材の破壊後の耐力低下は考慮しない。

基本モデル 02：基本モデル 01 を基準に、基本モデル 01 の静的解析時に算出される変動軸力を考慮し部材の強度を再設定したモデル。変動軸力を考慮した柱は、X1 構面の中央柱と Y1 構面の中央柱。

接合部耐力考慮モデル 01：基本モデル 01 を基準とし、**図 9.4.7**に示す一部の柱梁接合部周りの部材の曲げばねに柱梁接合部耐力を考慮したうえで、部材の曲げばねを「Degrading Trilinear 型」から「Slip 型」に変更したモデル。接合部耐力を考慮する箇所は、Degrading Trilinear 型モデルから Slip 型に変更した箇所と同様とする。また、柱梁接合部における接合部耐力の考慮の方法については**9.4.1 節**に記載している。具体的には、**図 9.4.8**に示すように静的増分解析において最大変形時点での節点モーメントと危険断面位置モーメントの比率を用いて、接合部耐力 M_j から危険断面位置での値 (M_j') を求める。

接合部耐力考慮モデル02：基本モデル02を基準とし、**図9.4.7**に示す一部の柱梁接合部周りの部材の曲げばねに柱梁接合部耐力を考慮し、部材の曲げばねを「Degrading Trilinear型」から「Slip型」に変更したモデル。詳細は、接合部耐力考慮モデル01と同様である。

図9.4.9に「Degrading Trilinear型」と「Slip型」の履歴曲線を示す。

ここで、接合部耐力考慮モデルについての詳細について述べておく。本建物は実被害から確認できるように、4、5層における柱梁接合部破壊が顕著で、局部崩壊に至った建物である。実際に柱梁強度比を算出すると**図9.4.10**のように中央柱の柱梁強度比は柱梁接合部破壊が見られやすいと言われる1.0付近の値が多く見られる。特に、4、5層では1.0にかなり近い値となっており、柱梁接合部破壊が生じたことと整合性が確認できる。本報告では、接合部破壊を考慮した耐力を接合部周りの部材の端部にて考慮することで、より詳細なモデル化を試みる。本検討にて接合部耐力を考慮した接合部は3階以上の接合部である。なお、2階以下は十分な柱梁強度比を確保していると判断したため考慮しない。

各階柱の骨格曲線を曲げ、せん断共に**図9.4.11**に示す。梁の骨格曲線作成について、剛域については柱のフェイスまでとする(**図9.4.12**)が、**図9.4.13**のように柱が斜めに接続されている場合は、柱が45°傾いていると仮定し、柱の一辺の長さを $\sqrt{2}$ で割って剛域とする。なお、スラブが三角形の形で付帯しているので、梁部材の耐力算定の際に、**図9.4.13**の①から⑩までのうち、②、③、⑥、⑦、⑩(赤文字)のばねについてのみスラブを考慮する。なお、スラブは曲げ終局強度については両側1mを見込み、その他剛性・耐力についてはRC規準^[9.4-3]により求める。**図9.4.14**に各梁の骨格曲線を示す。

(1) 固有値解析

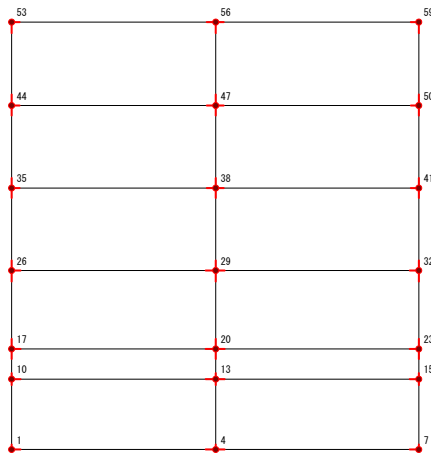
固有値解析では、X方向及びY方向を解析対象とする。X方向及びY方向については、以下の**図9.4.15**で定義する。

(2) 静的解析

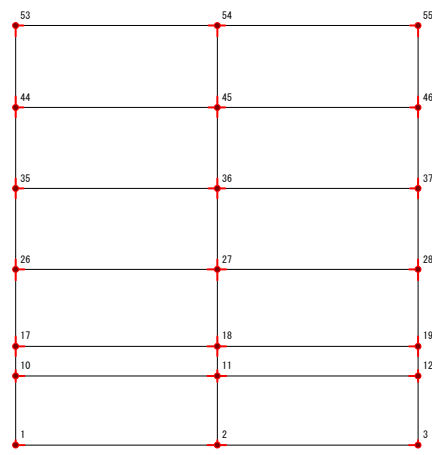
静的解析では、荷重増分による非線形静的解析を行う。荷重分布はAi分布に基づく外力分布を使用し、ある層の最大層間変形角が4%に到達した時点で解析を終了する。載荷方向は、X方向及びY方向の2方向の載荷について検討を行う。

(3) 動的解析

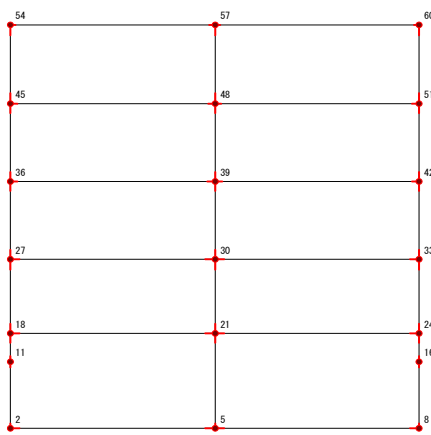
動的解析では、基礎固定とした非線形時刻歴応答解析を行う。入力地震波は、2016年4月14日21時26分発生の熊本地震の地震波(以後、前震)および、4月16日1時25分発生の熊本地震の地震波(以後、本震)の2つの地震波である。地震波は、K-NET宇土^[9.4-5]およびJMA宇土^[9.4-6]のデータを使用し、3方向(NS成分、EW成分、UD成分)から地震波を同時に入力した場合の検討を行う。さらに、2つの連続した地震による被害を再現するため、揺れが完全に収まるように前震の後に60秒のインターバルを設けて続けて本震を入力した場合の地震波(以後、2波連続)についても検討を行う。減衰は、瞬間剛性比例型を使用し、減衰定数は5%を使用する。以下、**図9.4.16**から**図9.4.23**までにK-NET宇土およびJMA宇土の前震・本震の時刻歴加速度データと応答スペクトルを示す。



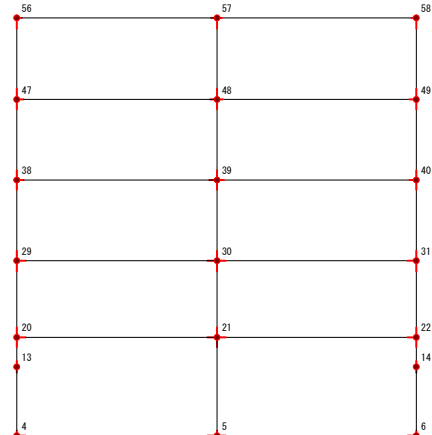
(a) X1 構面



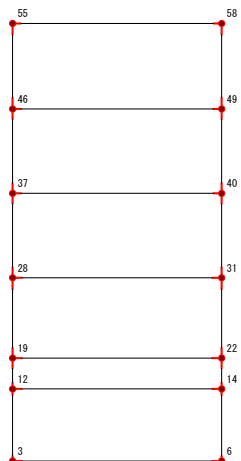
(b) Y1 構面



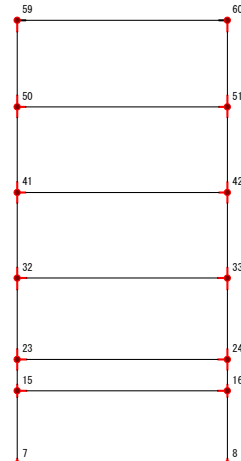
(c) X2 構面



(d) Y2 構面



(e) X3 構面



(f) Y3 構面

図 9.4.6 各構面の節点位置と剛域

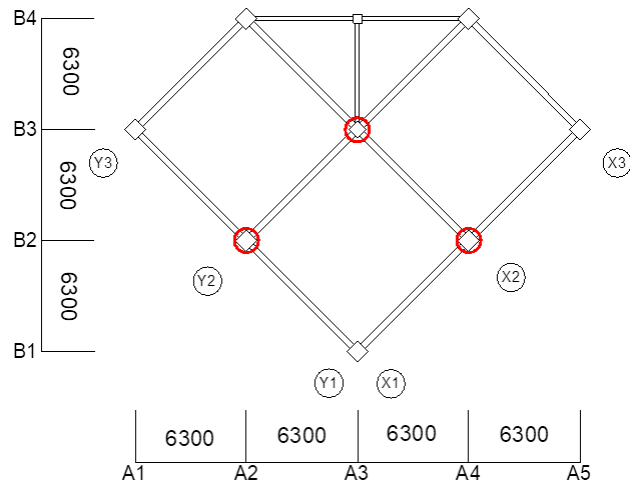


図 9.4.7 Slip 型に変更した箇所 (3 階以上)

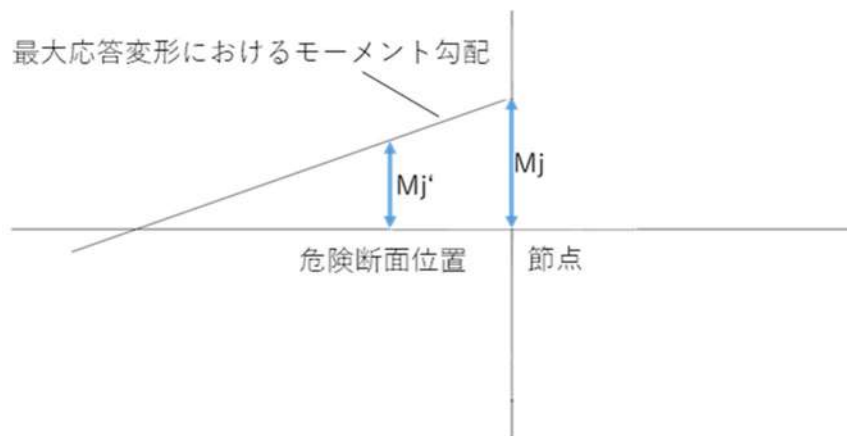


図 9.4.8 M_j と M_j' の関係 (イメージ)

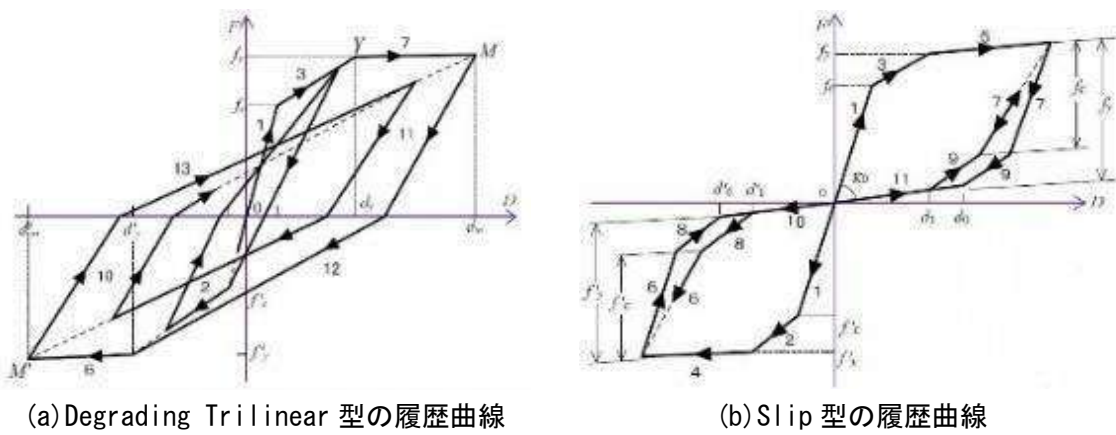


図 9.4.9 柱梁接合部が接合部破壊する部分の履歴復元力モデル

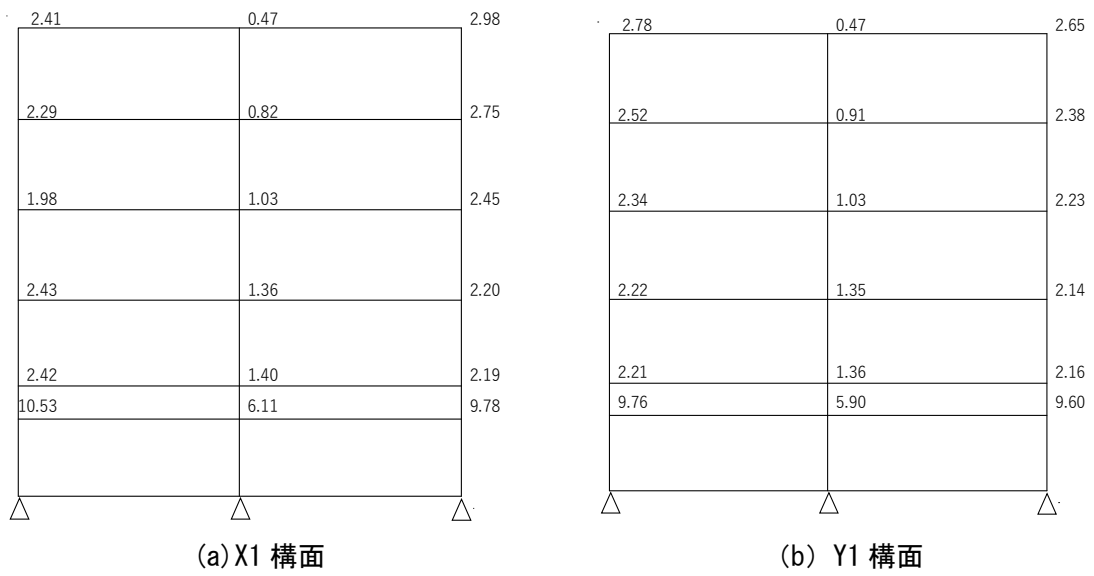
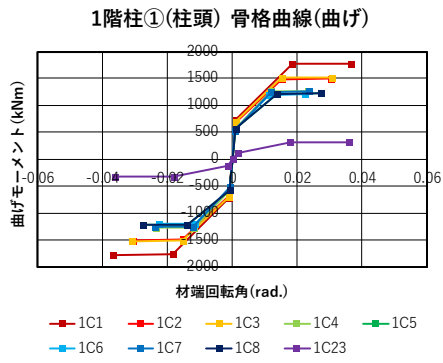
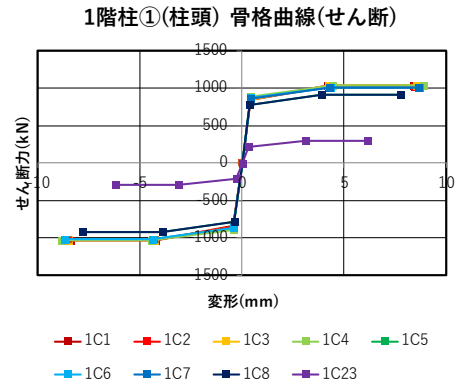


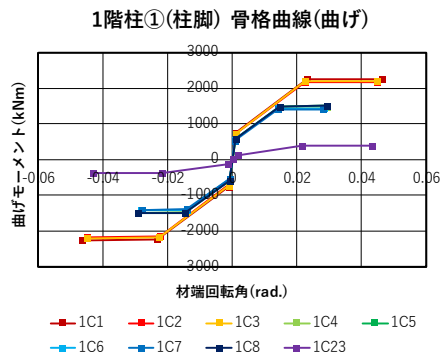
図 9. 4. 10 柱梁接合部の柱梁強度比



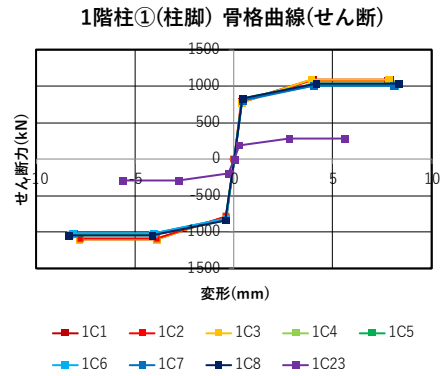
(a) 1階柱柱頭曲げ骨格曲線①



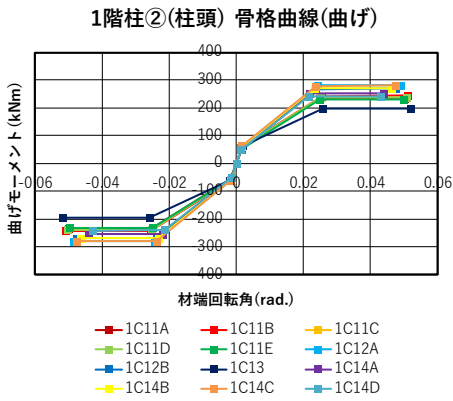
(b) 1階柱柱頭せん断骨格曲線①



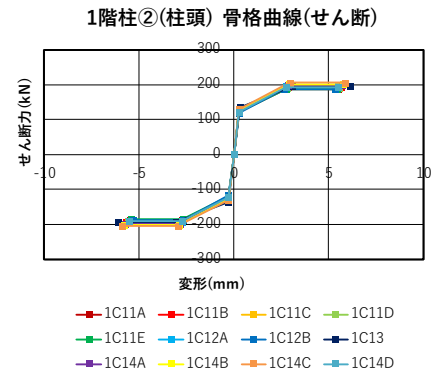
(c) 1階柱柱脚曲げ骨格曲線①



(d) 1階柱柱脚せん断骨格曲線①

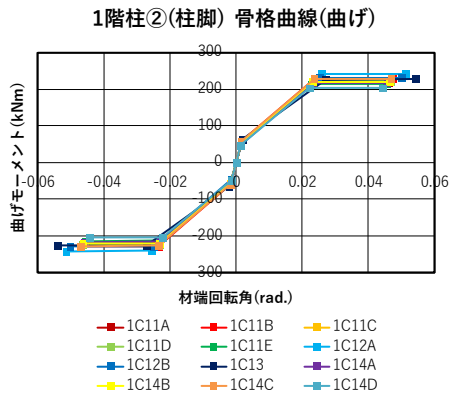


(e) 1階柱柱頭曲げ骨格曲線②

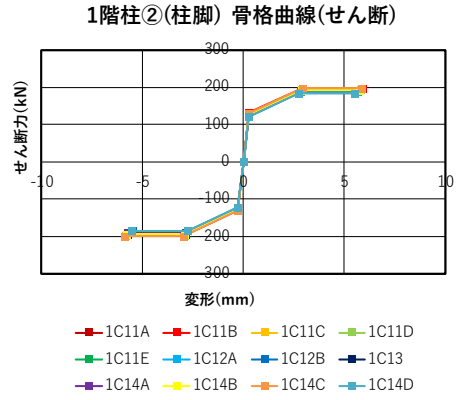


(f) 1階柱柱頭せん断骨格曲線②

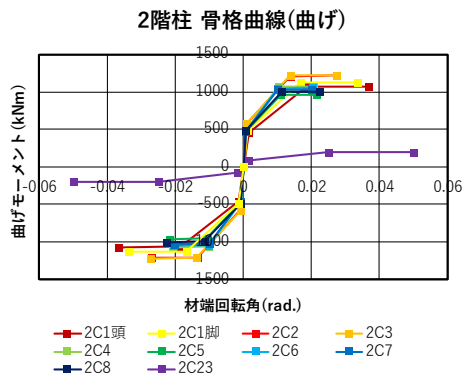
図 9.4.11 各階柱の骨格曲線 (続く)



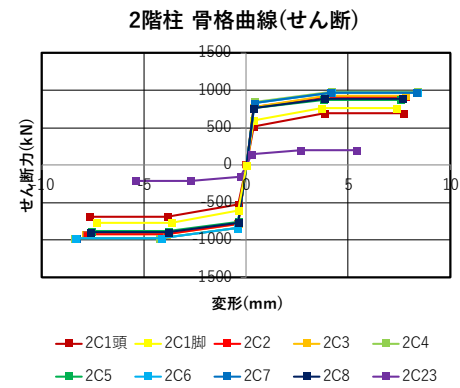
(g) 1階柱柱脚曲げ骨格曲線②



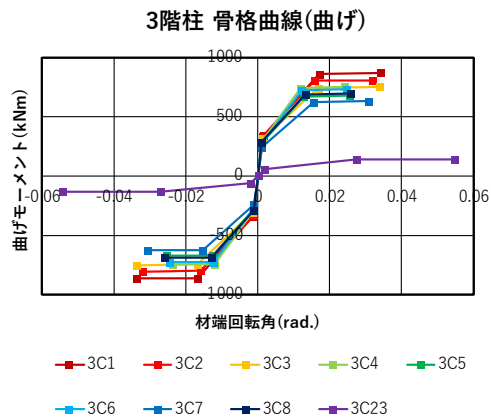
(h) 1階柱柱脚せん断骨格曲線②



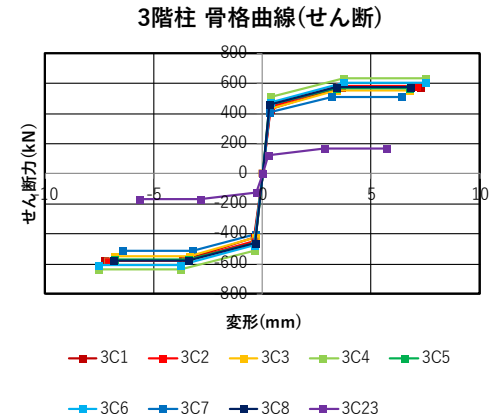
(j) 2階柱曲げ骨格曲線



(k) 2階柱せん断骨格曲線

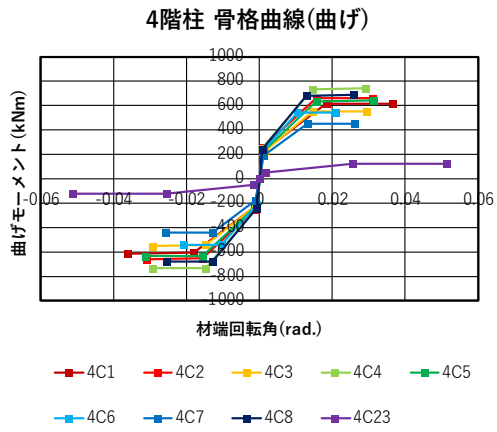


(l) 3階柱曲げ骨格曲線

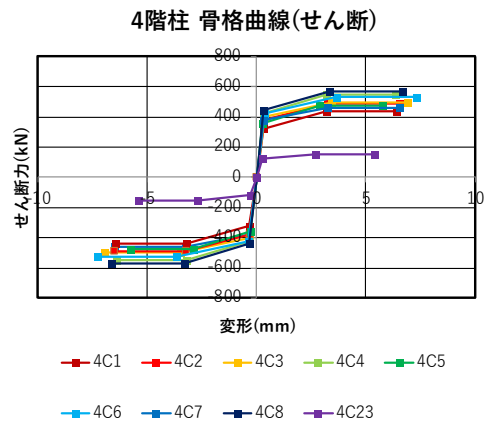


(m) 3階柱せん断骨格曲線

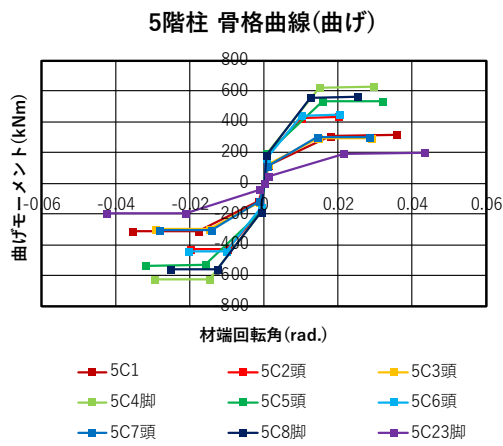
図 9.4.11 各階柱の骨格曲線 (続く)



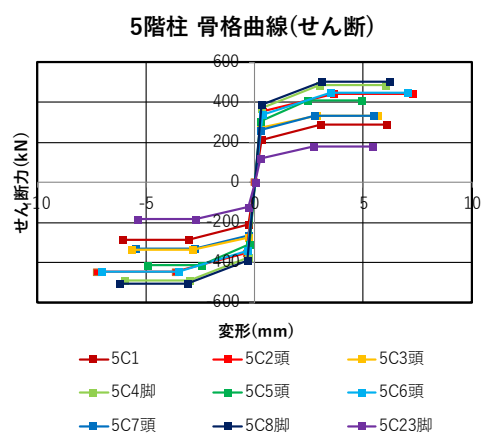
(n) 4階柱曲げ骨格曲線



(o) 4階柱せん断骨格曲線



(p) 5階柱曲げ骨格曲線



(q) 5階柱せん断骨格曲線

図 9.4.11 各階柱の骨格曲線

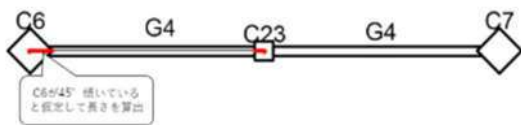


図 9.4.12 梁の剛域について

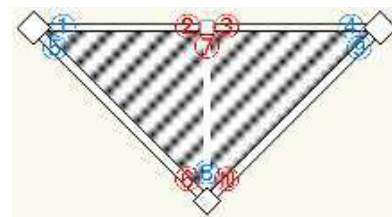
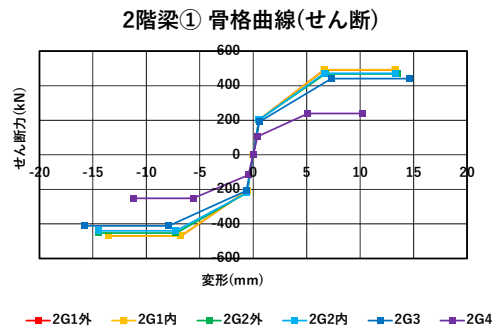
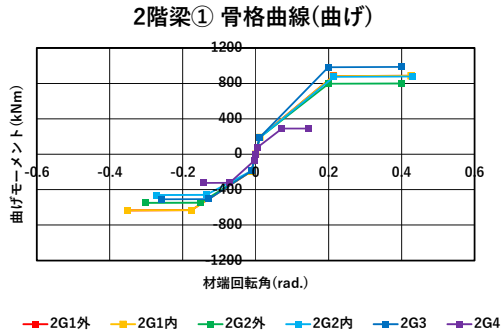
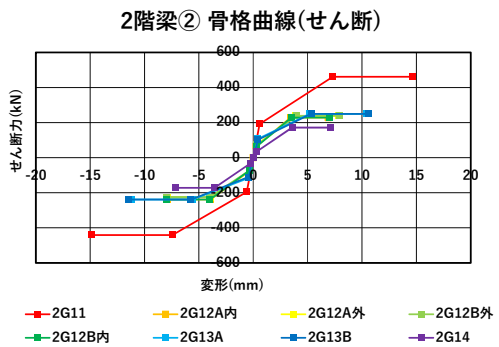
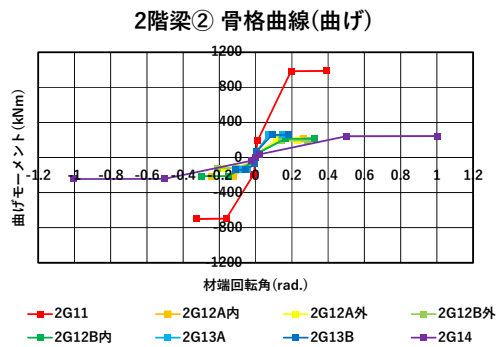


図 9.4.13 スラブを考慮する梁部材



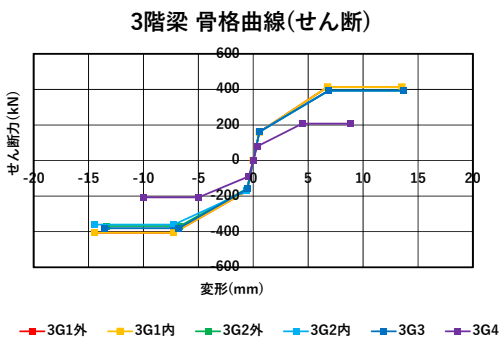
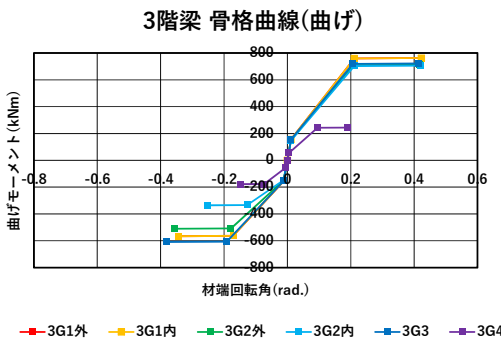
(a) 2階梁①曲げ骨格曲線

(b) 2階梁①せん断骨格曲線



(c) 2階梁②曲げ骨格曲線

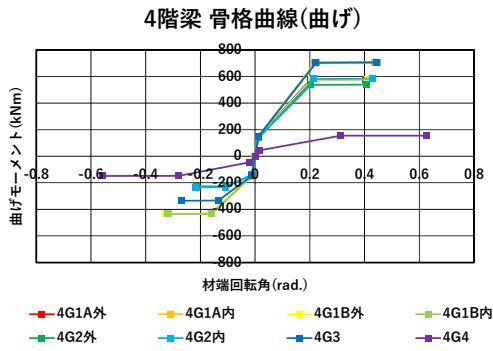
(d) 2階梁②せん断骨格曲線



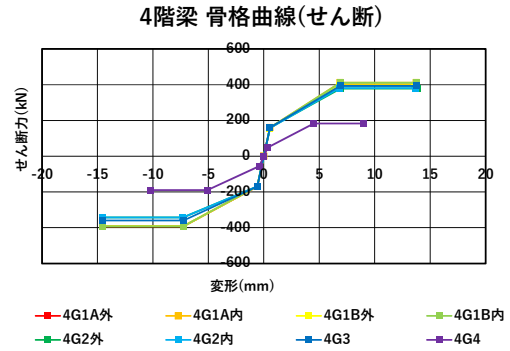
(e) 3階梁曲げ骨格曲線

(f) 3階梁せん断骨格曲線

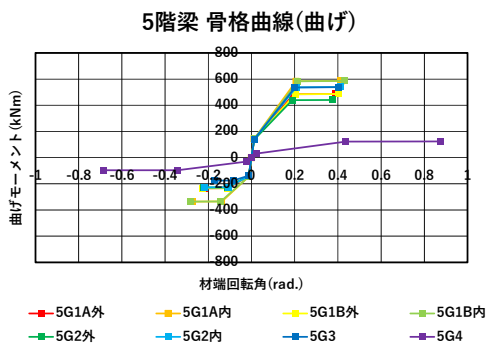
図 9.4.14 各階梁の骨格曲線 (続く)



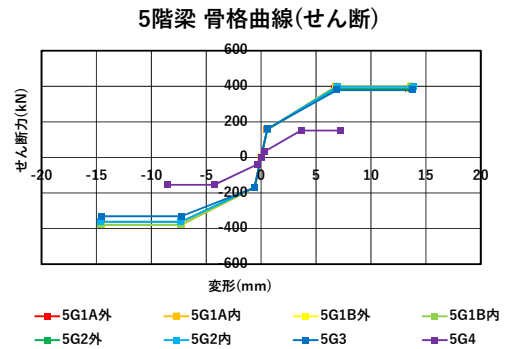
(g) 4階梁曲げ骨格曲線



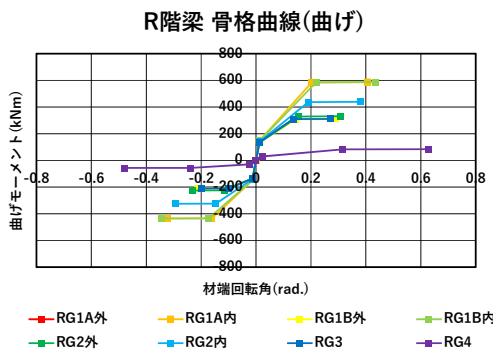
(h) 4階梁せん断骨格曲線



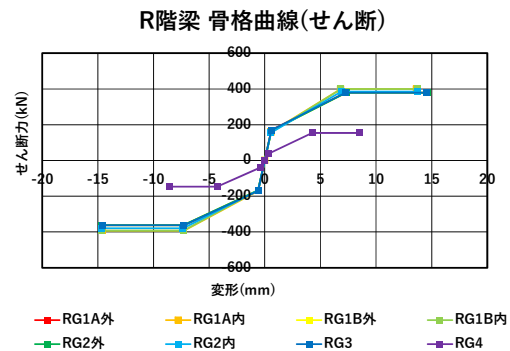
(i) 5階梁曲げ骨格曲線



(j) 5階梁せん断骨格曲線



(k) R階梁曲げ骨格曲線



(l) R階梁せん断骨格曲線

図 9.4.14 各階梁の骨格曲線 (続く)

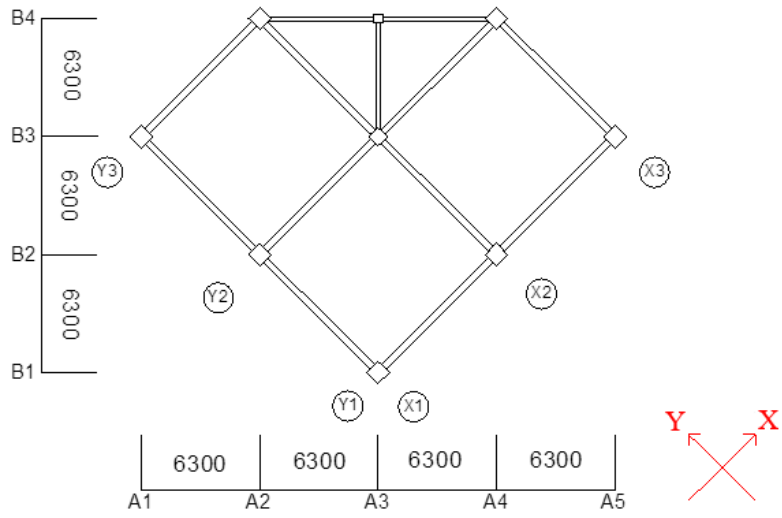
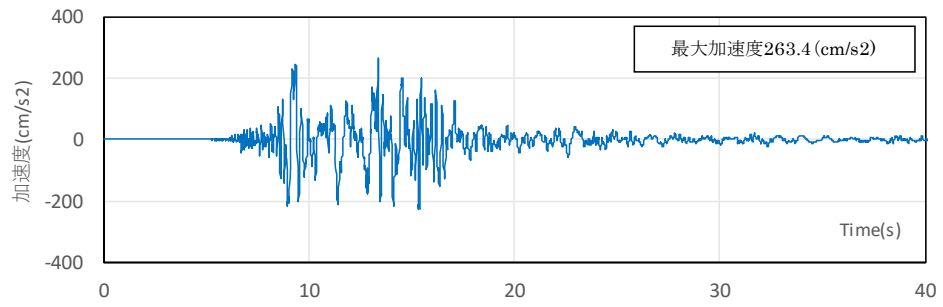
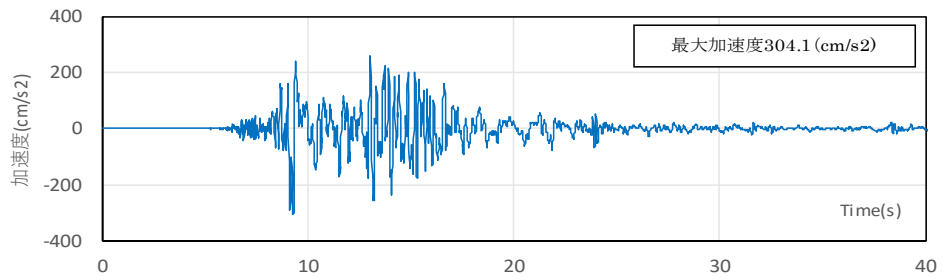


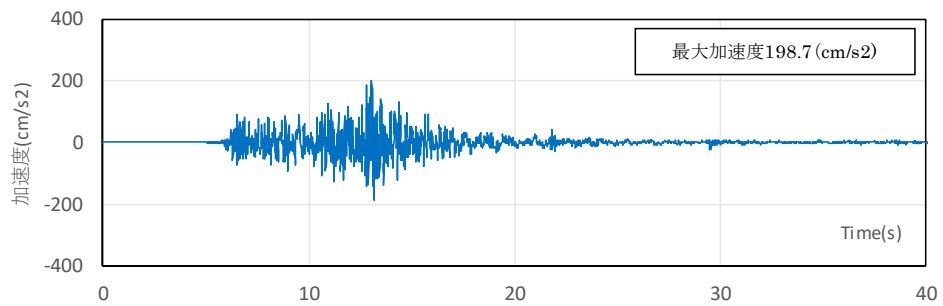
図 9.4.15 載荷方向



(a) 前震・NS方向

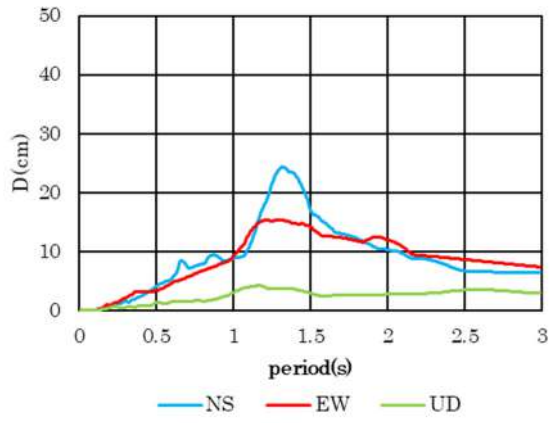


(b) 前震・EW方向

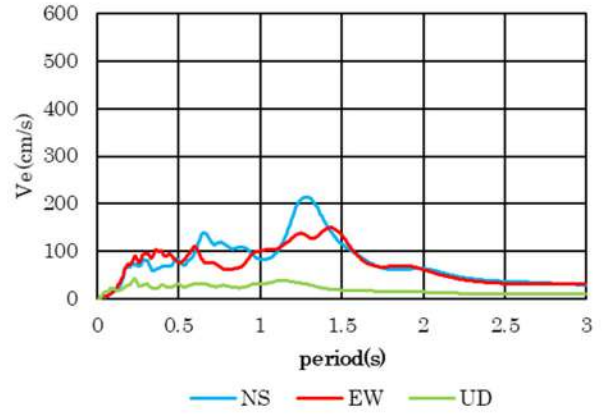


(c) 前震・UD方向

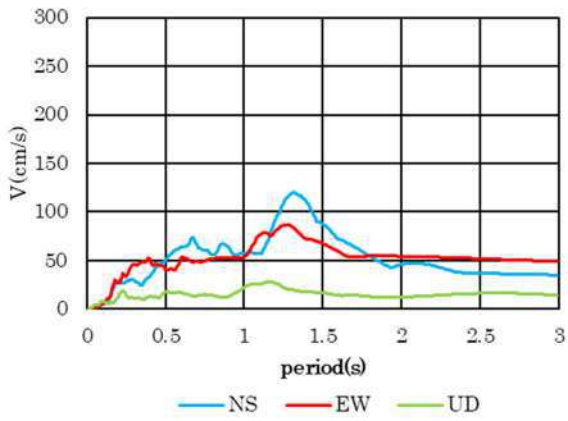
図 9.4.16 K-NET 宇土の地動加速度記録（前震）



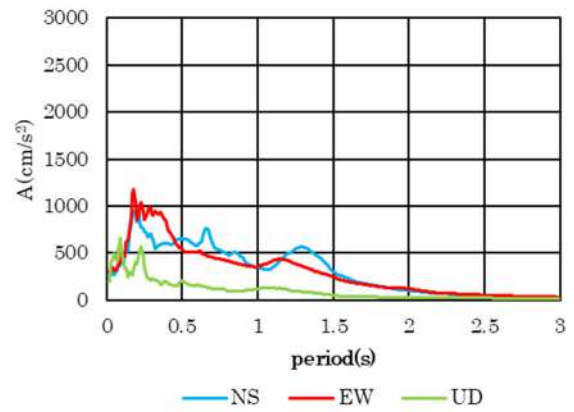
(a) 変位応答スペクトル



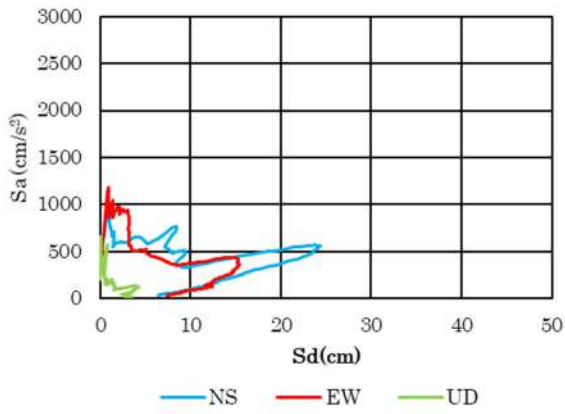
(b) エネルギースペクトル



(c) 速度応答スペクトル

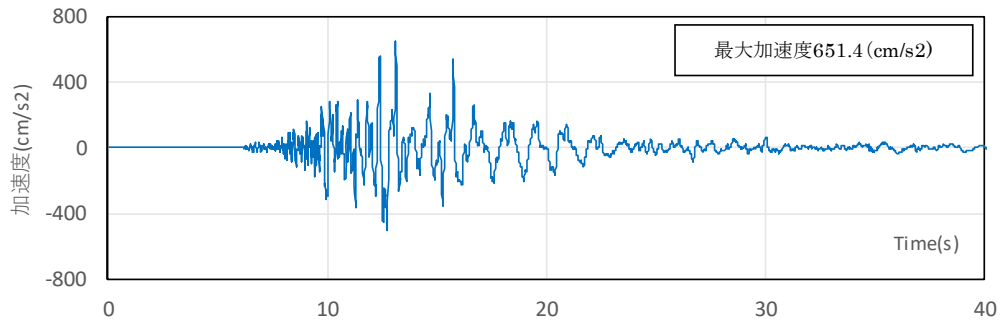


(d) 加速度応答スペクトル

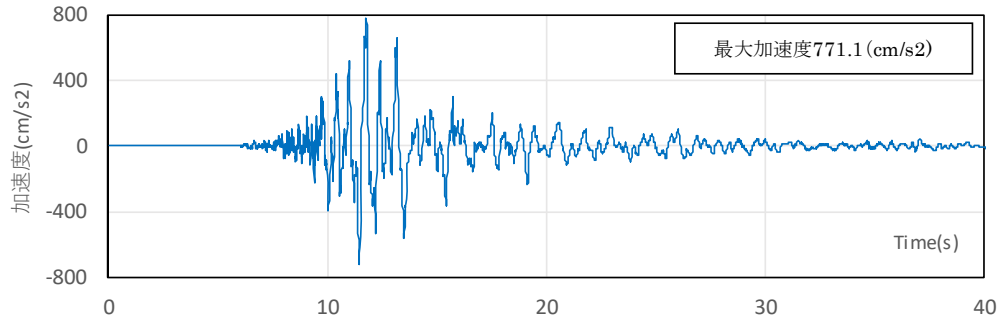


(e) Sa-Sd 曲線

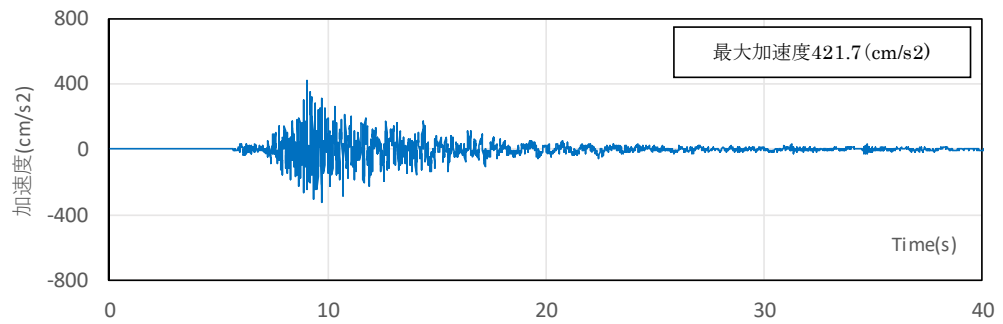
図 9.4.17 K-NET 宇土の地動加速度記録（前震）の応答スペクトル



(a) 本震・NS方向

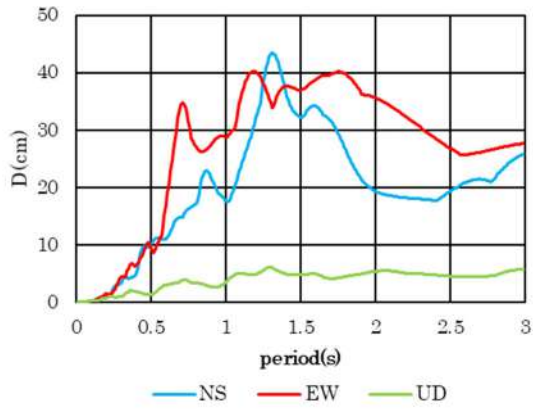


(b) 本震・EW方向

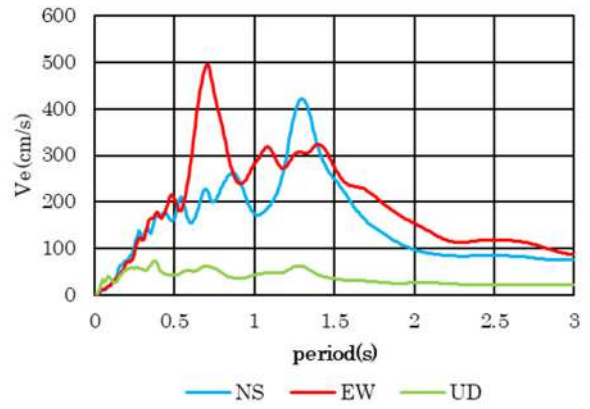


(c) 本震・UD方向

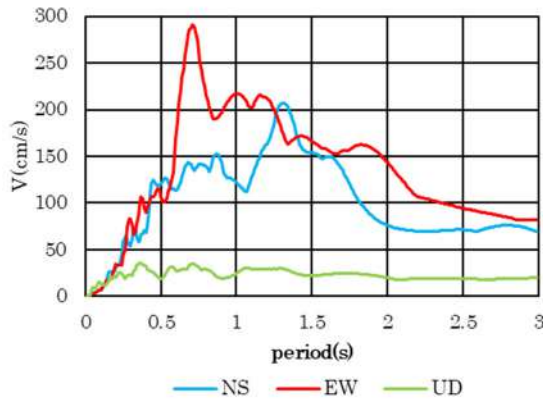
図 9. 4. 18 K-NET 宇土の地動加速度記録（本震）



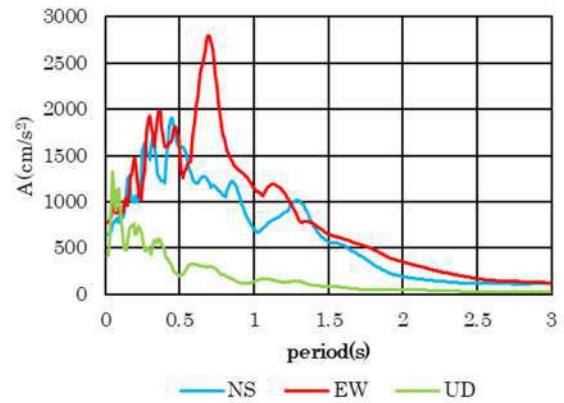
(a) 変位応答スペクトル



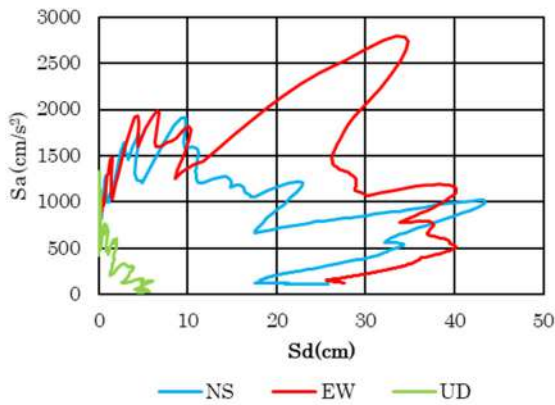
(b) エネルギースペクトル



(c) 速度応答スペクトル

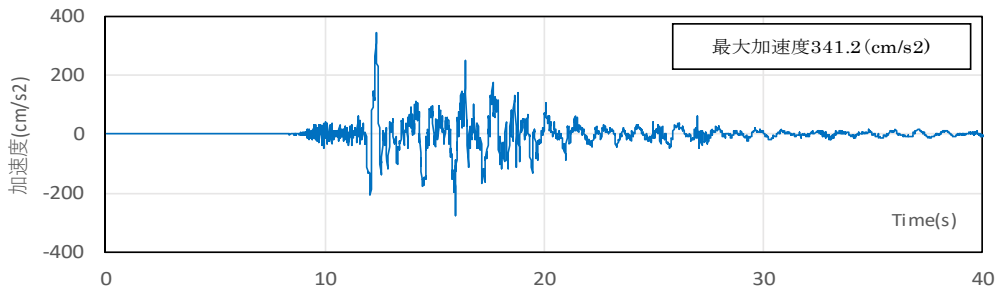


(e) 加速度応答スペクトル

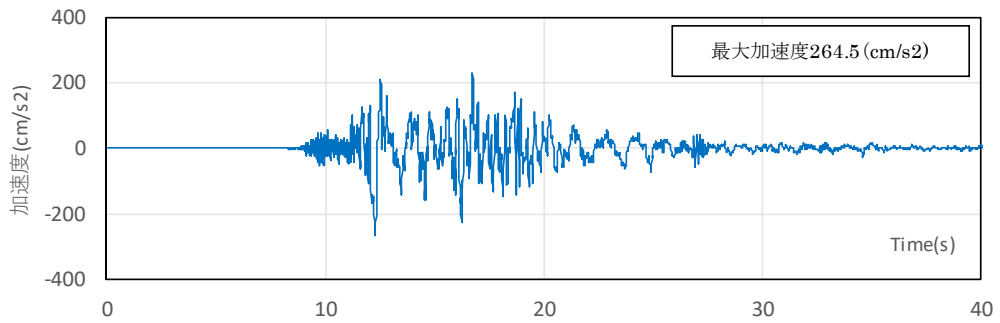


(f) Sa-Sd 曲線

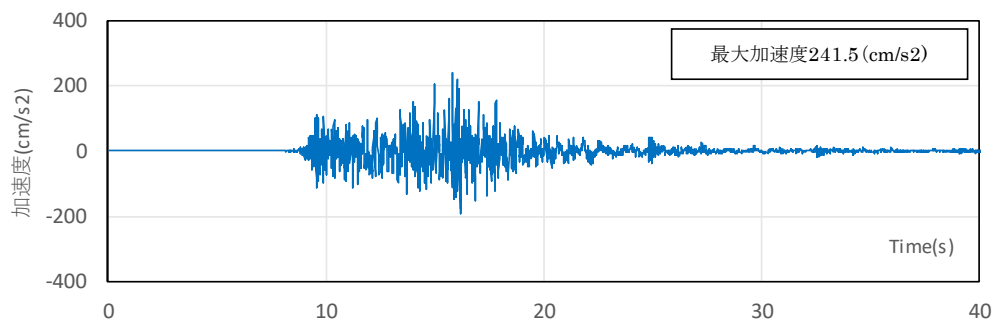
図 9.4.19 K-NET 宇土の地動加速度記録（本震）の応答スペクトル



(a) 前震・NS 方向

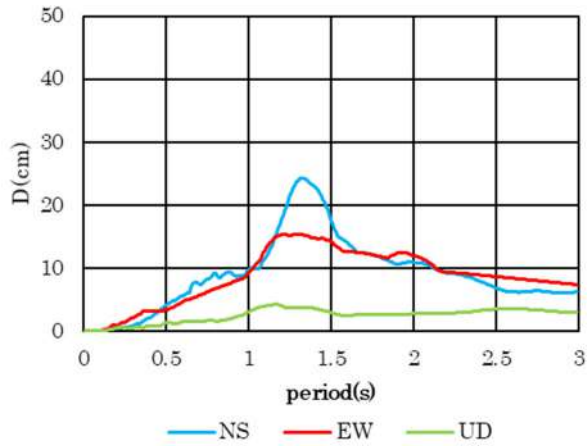


(b) 前震・EW 方向

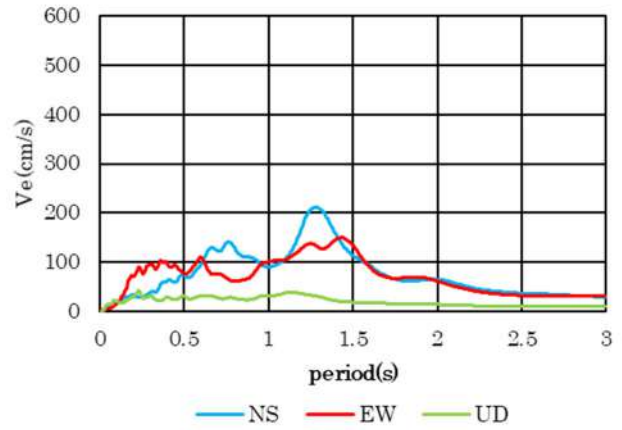


(c) 前震・UD 方向

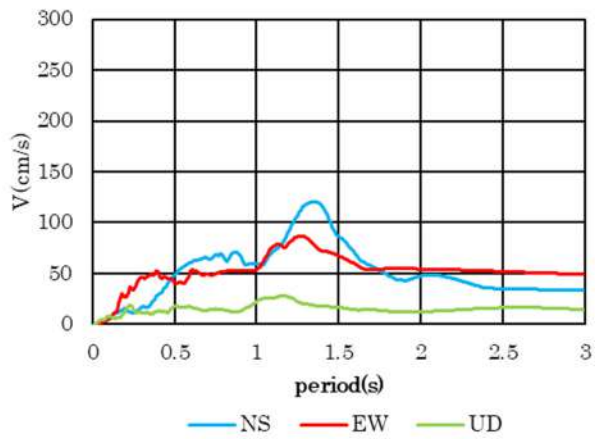
図 9.4.20 JMA 宇土前震の地動加速度記録（前震）



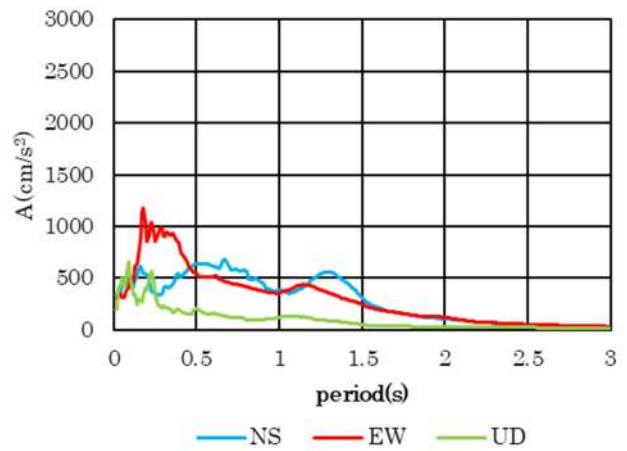
(a) 変位応答スペクトル



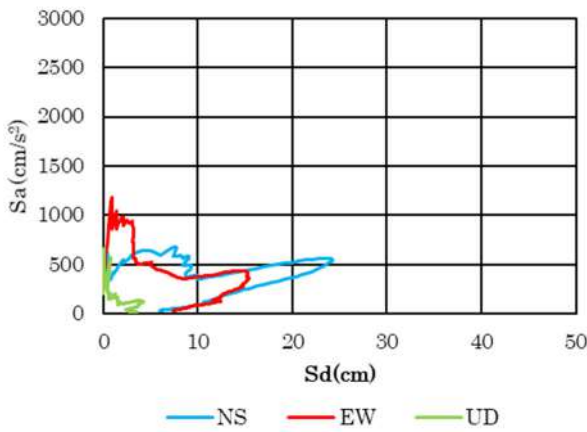
(b) エネルギースペクトル



(c) 速度応答スペクトル

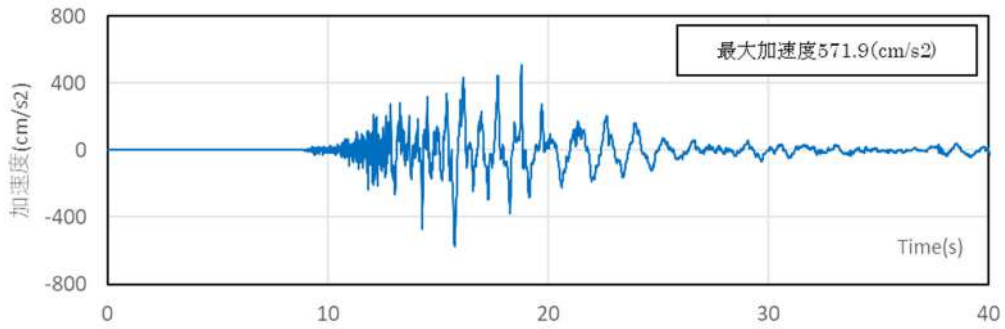


(d) 加速度応答スペクトル

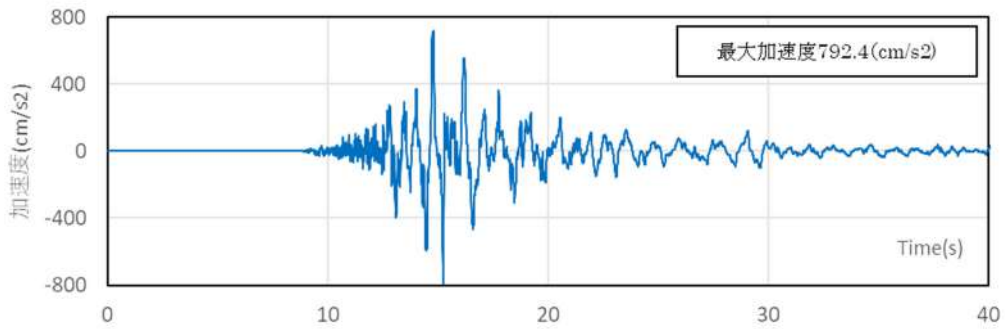


(e) Sa-Sd 曲線

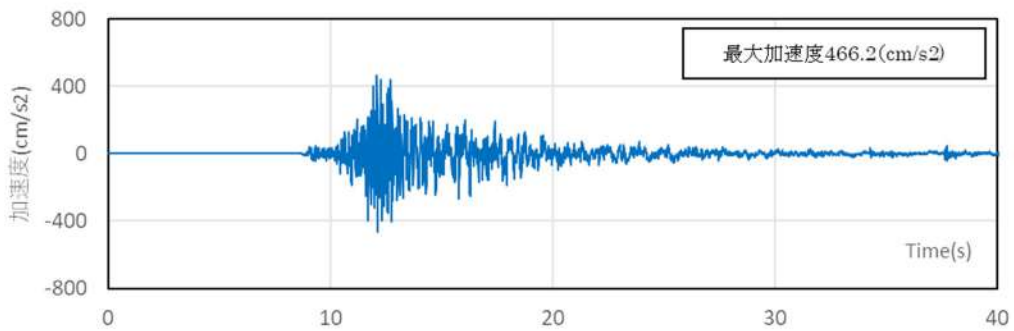
図 9.4.21 JMA 宇土の地動加速度記録（前震）の応答スペクトル



(a) 本震・NS方向

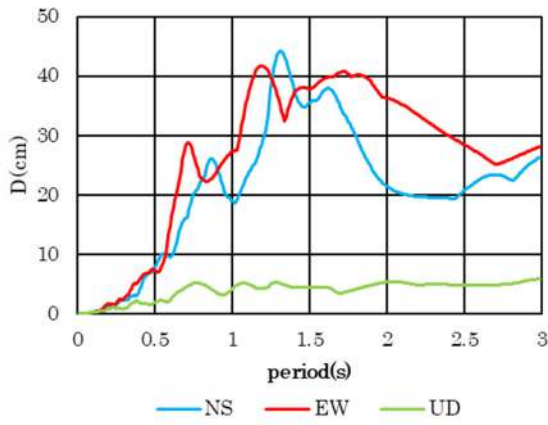


(b) 本震・EW方向

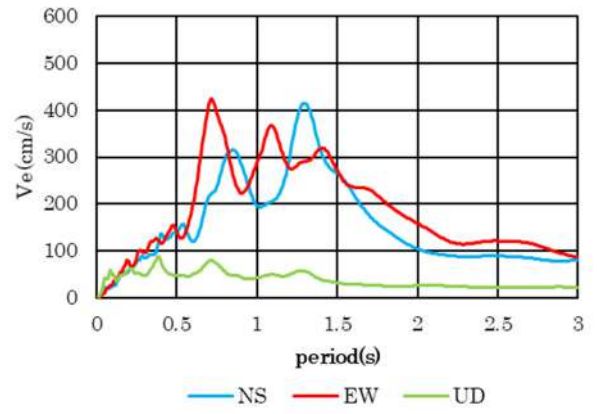


(c) 本震・UD方向

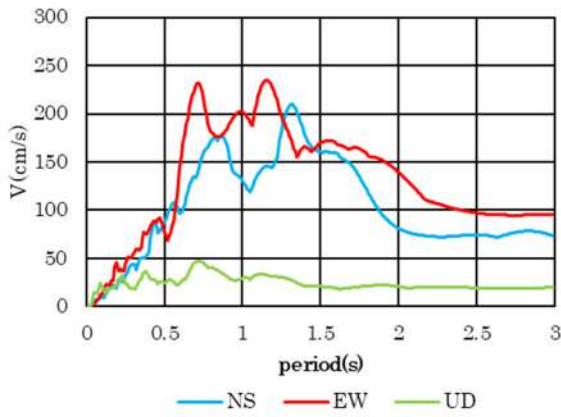
図 9.4.22 JMA 宇土本震の地動加速度記録（本震）



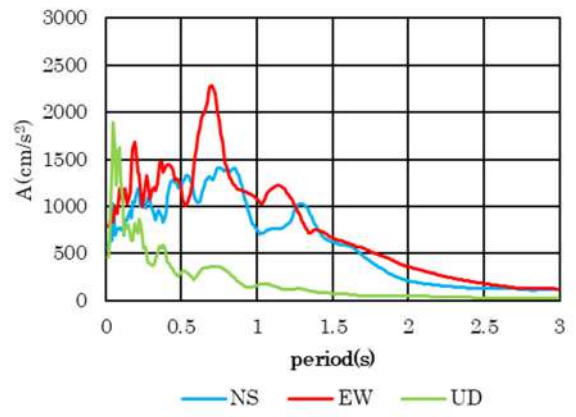
(a) 変位応答スペクトル



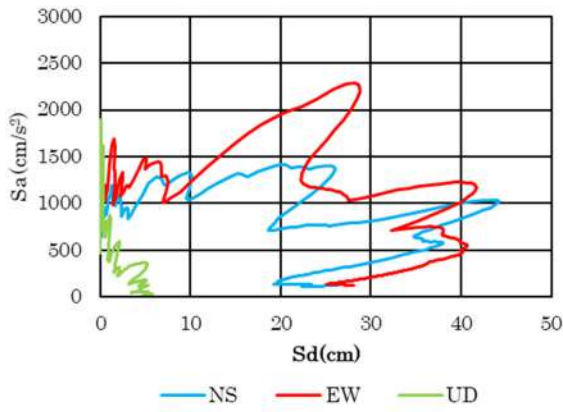
(b) エネルギースペクトル



(c) 速度応答スペクトル



(e) 加速度応答スペクトル



(f) Sa-Sd 曲線

図 9.4.23 JMA 宇土の地動加速度記録（本震）の応答スペクトル

9.4.5 考察

(1) 固有値解析結果

建物の1次固有周期はX方向、Y方向ともに全てのモデルで0.59(s)であった。建物の1次固有周期を各地震波の変位応答スペクトルと比較したものを図9.4.24、加速度応答スペクトルと比較したものを図9.4.25に示す。0.59(s)地点では変位応答スペクトル、加速度応答スペクトルともにK-NET EW本震、JMA EW本震、K-NET NS本震、JMA NS本震の順に卓越していることがわかる。また、建物の1次固有周期0.59(s)以降、JMA、K-NET本震の変位スペクトルが上昇していることから、建物の被害に影響したことが考察される。

(2) 静的増分解析結果

各層の層せん断力一層間変形関係について、図9.4.26にX方向載荷時を、図9.4.27にY方向載荷時を示す。また、各層層間変形角の分布について、図9.4.28にX方向載荷時を、図9.4.29にY方向載荷時を示し、各モデルの比較と建物の各層の変形の分布と実際の応答についての考察を行う。最終ステップ時の機構図は、図9.4.30にX方向載荷時を、図9.4.31にY方向載荷時を示す。

01と02の付くモデルを比較することで、変動軸力の効果を確認できる。各モデルでほとんど各層の変形に相違はみられなかった。

また、基本モデルと接合部耐力考慮モデルを比較することで、接合部耐力を考慮したことの影響を確認できる。接合部耐力を考慮することで、2層の変形を抑えることができる。これは、接合部耐力を考慮したことによる耐力低下の影響が上層部分に集中しており、特に4層では顕著であると言える。

実際の損傷を確認すると、4層から5層で十字形接合部の破壊により、4層と5層の損傷が激しく、一方で、下層は損傷が小さいことが確認されている。したがって、建物応答は下層に対して4~5層が大きく応答することが予想でき、接合部耐力考慮モデルでは、その傾向を概ね捉えられていると言える。

(3) 動的解析結果

動的解析結果として、図9.4.32と図9.4.33に最大層間変形角分布を示す。なおここで最大層間変形角分布とは、ある層が最大の層間変形角に達した時点の結果である。

前震のみを入力した場合では、2波連続で地震波を入力した場合に比べ全体的な応答が小さく、各層の応答もあまりばらつきがないことがわかる。また、接合部耐力考慮モデルにおいては、基本モデルより3層以上においてやや応答変形が大きくなる傾向にある。

2波連続の解析結果では、基本モデルと接合部耐力考慮モデルを比較すると、接合部耐力考慮モデルは2、3層の応答が抑えられ、4、5層の応答が大きくなった。

実被害においては4~5層が局部的崩壊しており、接合部耐力考慮モデルを用いることで、比較的実被害に近い結果であることから、モデル化のおおよその妥当性を示すことができた。

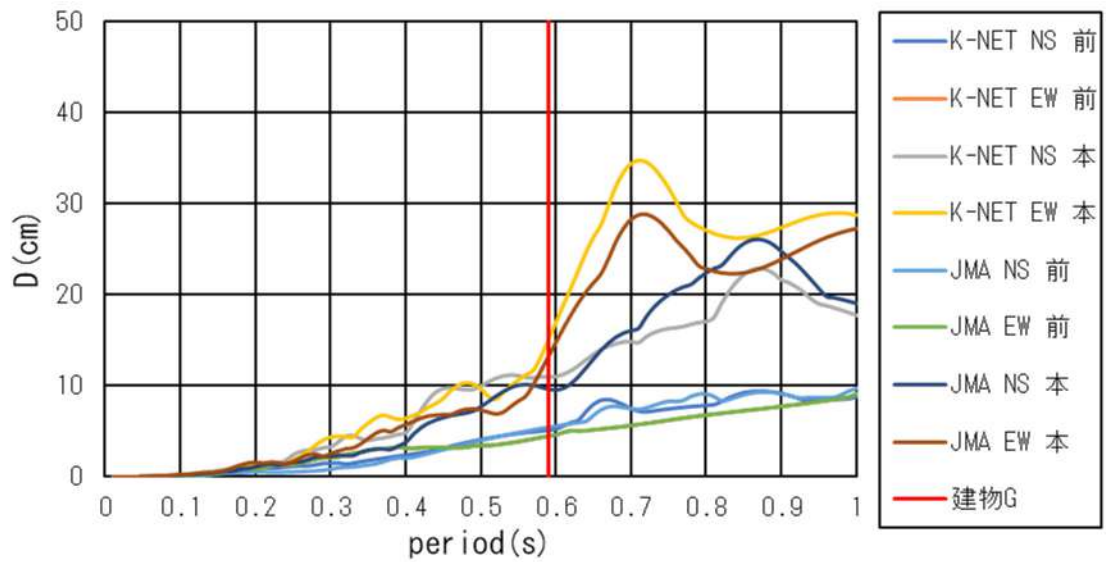


図 9.4.24 変位応答スペクトル比較

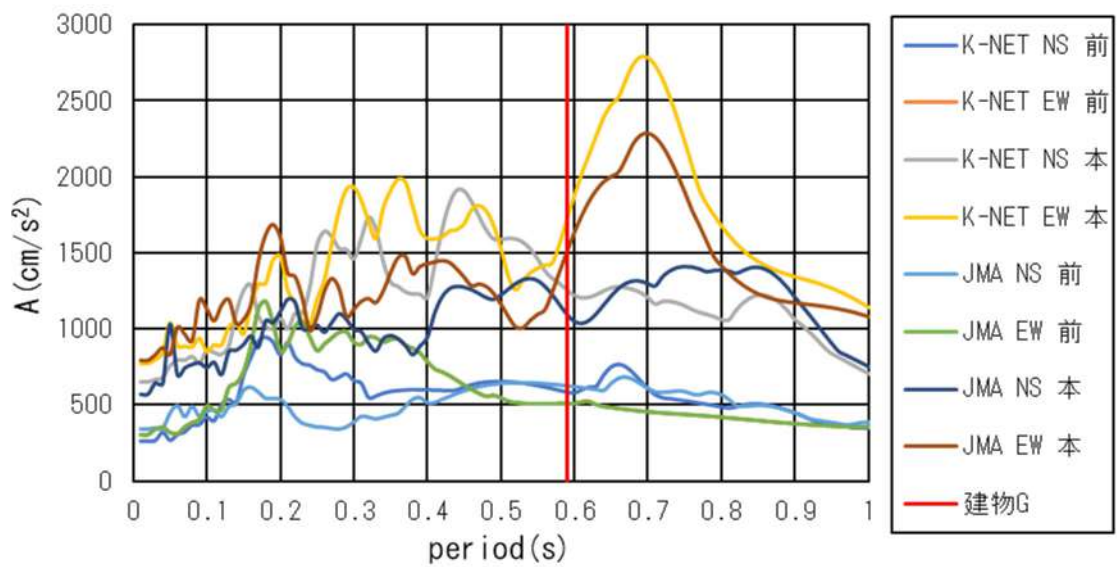
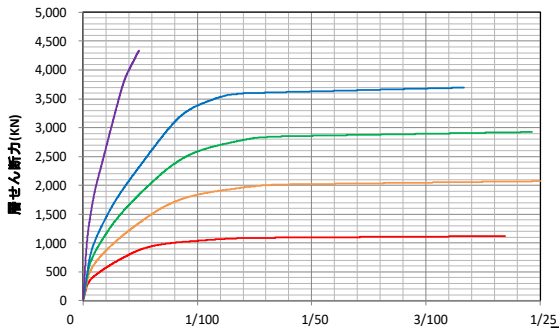
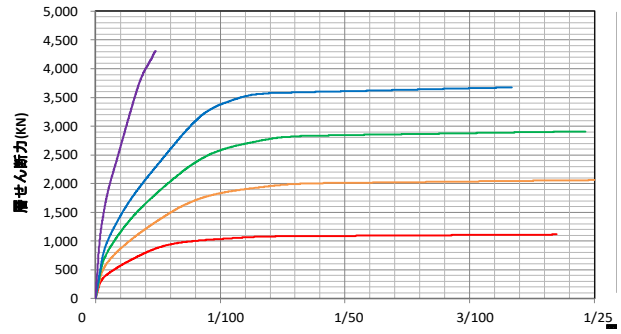


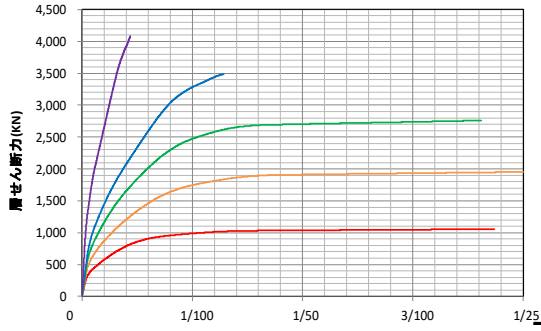
図 9.4.25 加速度応答スペクトル比較



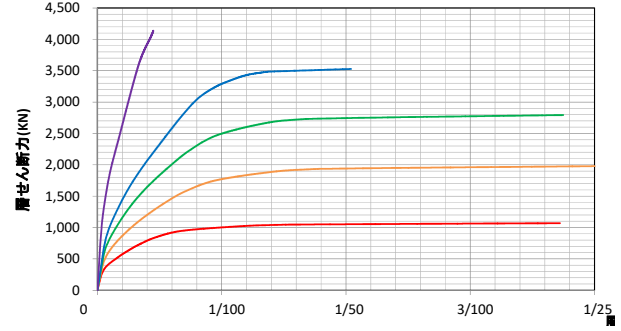
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

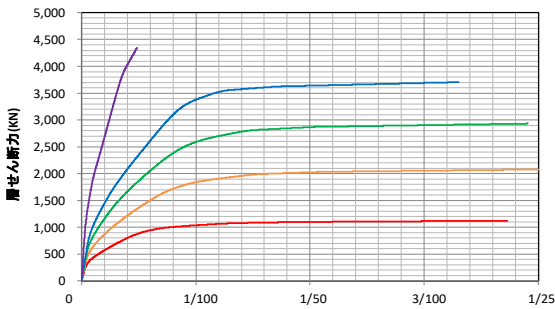


(c) 接合部耐力考慮モデル 01

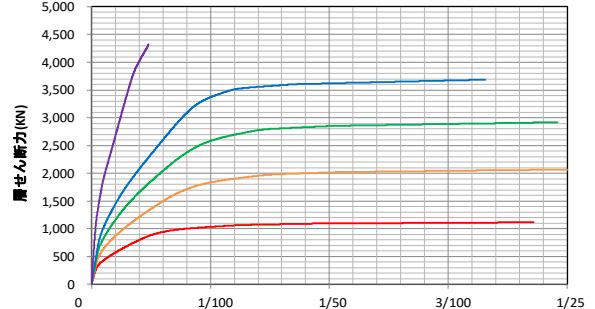


(d) 接合部耐力考慮モデル 02

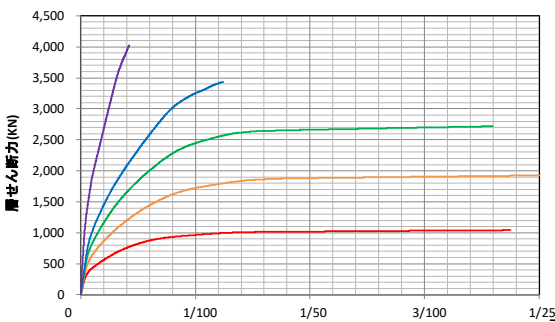
図 9. 4. 26 層せん断力-層間変形角 (X 方向載荷)



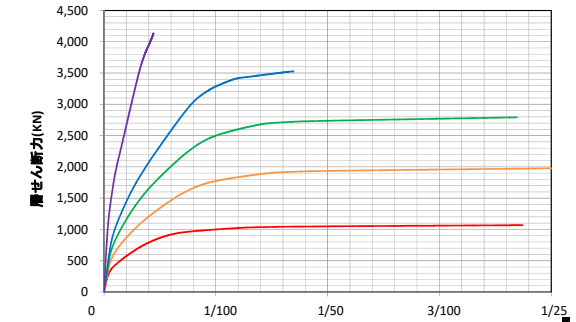
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

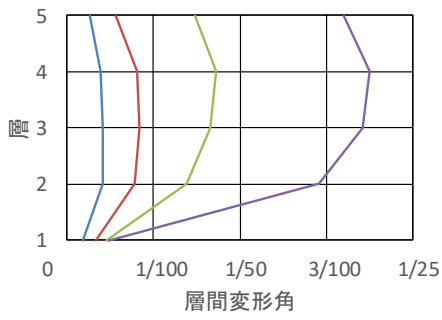


(c) 接合部耐力考慮モデル 01

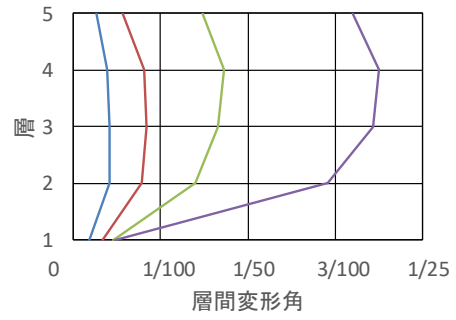


(d) 接合部耐力考慮モデル 02

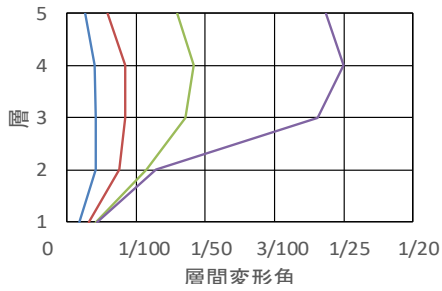
図 9. 4. 27 層せん断力-層間変形角 (Y 方向載荷)



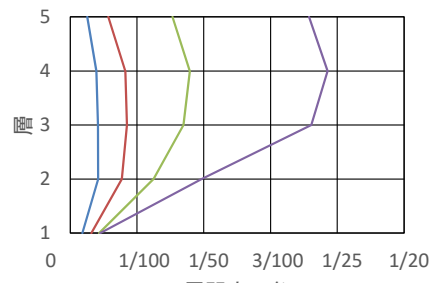
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

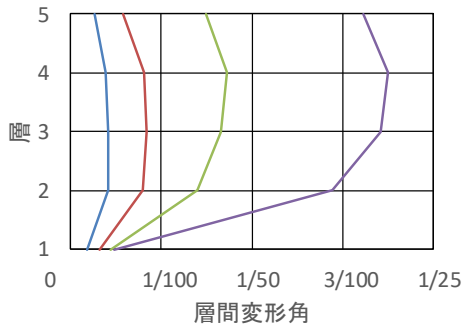


(c) 接合部耐力考慮モデル 01

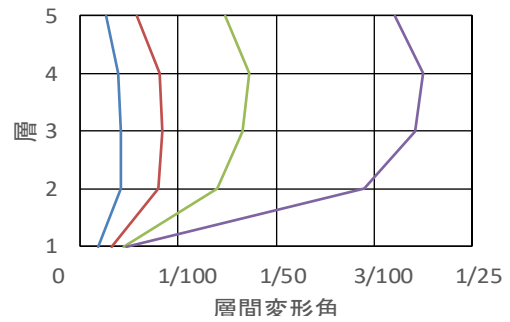


(d) 接合部耐力考慮モデル 02

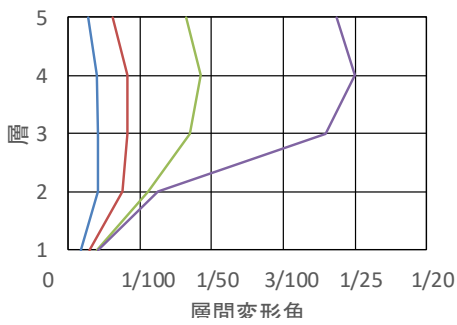
図 9.4.28 層間変形角分布の推移 (X 方向載荷)



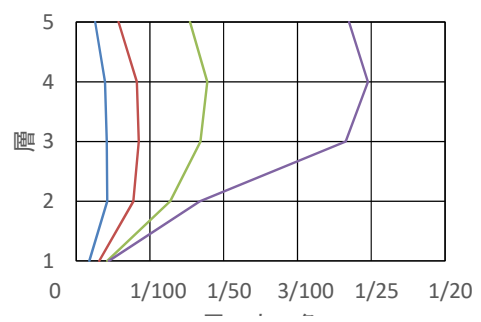
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

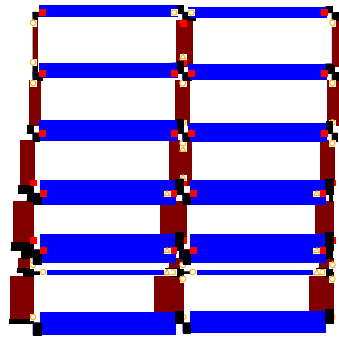


(c) 接合部耐力考慮モデル 01

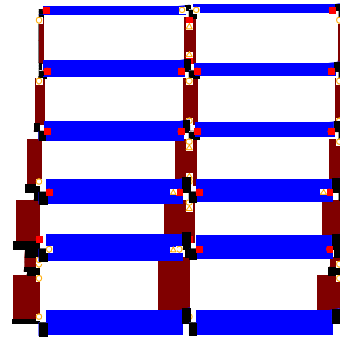


(d) 接合部耐力考慮モデル 02

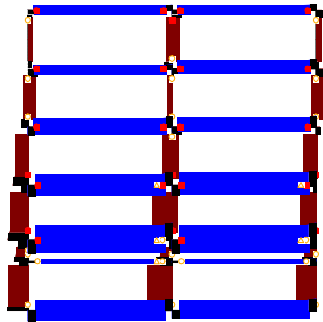
図 9.4.29 層間変形角分布の推移 (Y 方向載荷)



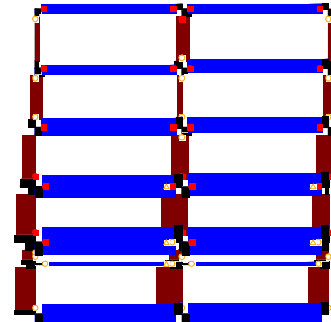
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

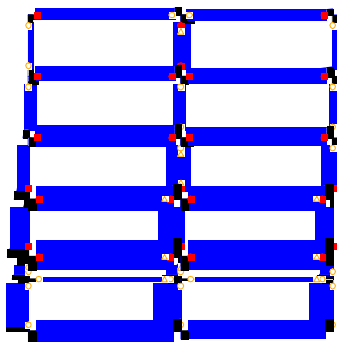


(c) 接合部耐力考慮モデル 01

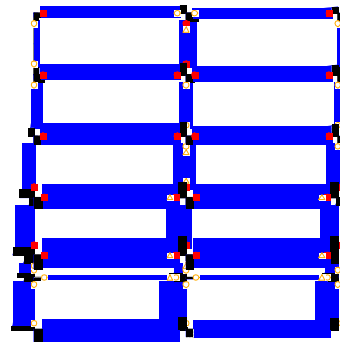


(d) 接合部耐力考慮モデル 02

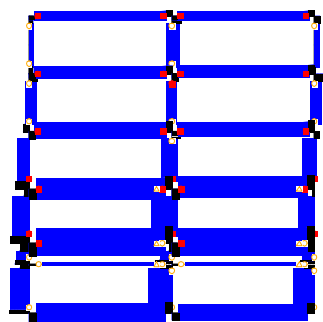
図 9.4.30 静的解析の最終ステップにおける機構図 (X1 構面)



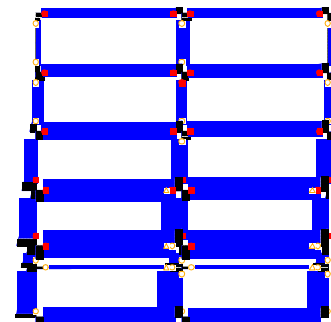
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02



(c) 接合部耐力考慮モデル 01



(d) 接合部耐力考慮モデル 02

図 9.4.31 静的解析の最終ステップにおける機構図 (Y1 構面)

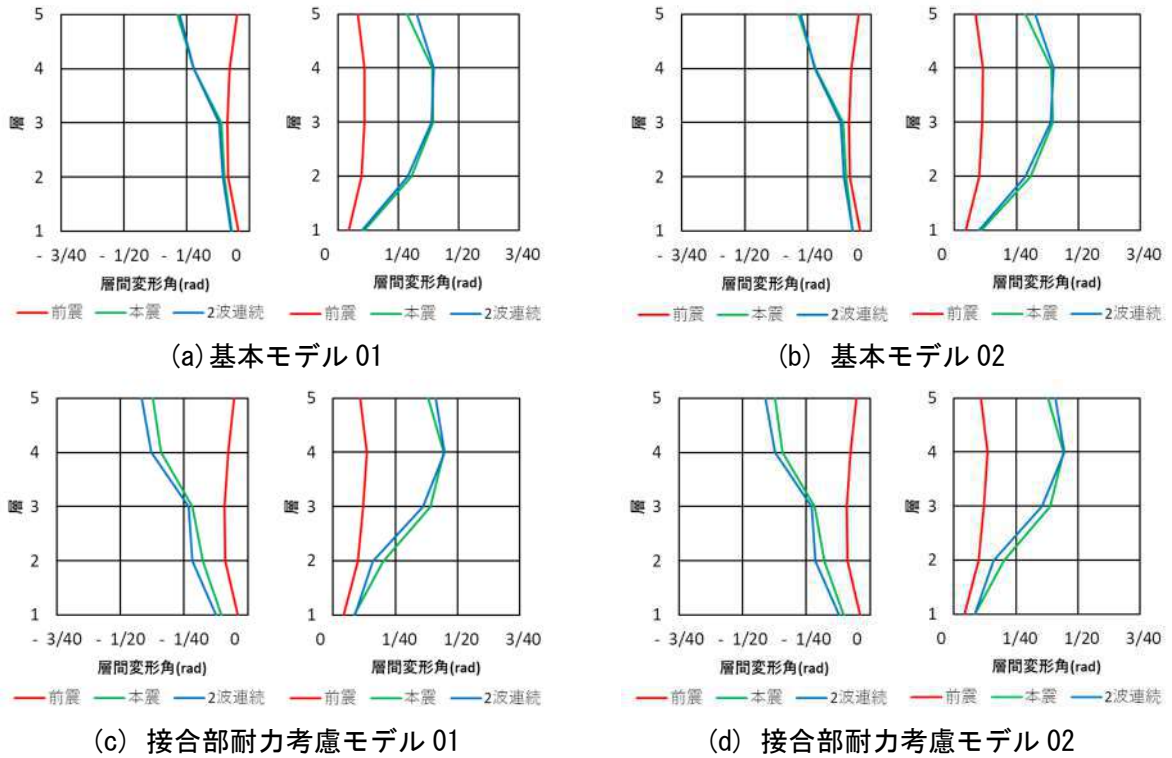


図 9. 4. 32 最大層間変形角分布 (K-NET 宇土)

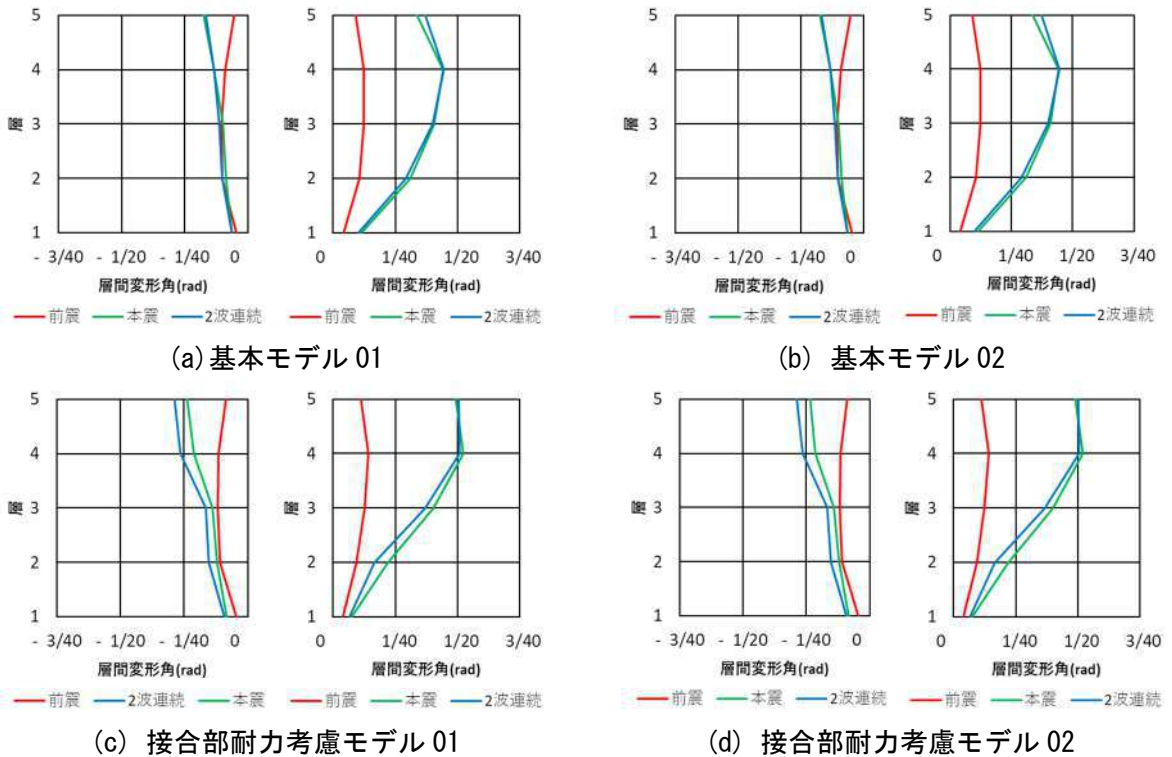


図 9. 4. 33 最大層間変形角分布 (JMA 宇土)

9.5 まとめと今後の課題

本章では、旧耐震基準に基づいて建設され、熊本地震にて局部崩壊を起こした5層鉄筋コンクリート造の庁舎建物を対象に検討を行い、以下の知見が得られた。

局部崩壊が見られた西側構面の柱梁接合部の設計は次の通りであった。

- ・柱梁接合部のせん断余裕度の値は1.35から6.15であり主筋の強度が規格降伏点より30%高かったことを考慮してもすべて1.0以上で現行規定を満たすレベルにあった。
- ・折り曲げ定着に関する定着余裕度は、1.54から2.40となり梁主筋の付着に関しても、すべて現行規準を満たしていた。
- ・柱梁接合部内の横補強筋量に関しては、9mmの丸鋼の帯筋が240mm間隔で配置され、横補強筋比では0.07%から0.1%の値となり、RC規準の最小規定である0.2%を下回っていた。
- ・柱梁強度比は、十字形柱梁接合部では2階床から上に向かって、1.09, 0.97, 1.04, 0.84と1.0に近かった。

局部崩壊が起こった要因に関する検討の結果は、次の通りであった。

- ・柱梁接合部への変形の集中により4層目柱の上下の十字形柱梁接合部でコンクリートが脱落して、接合部にかかる鉛直荷重を主筋のみが支えることとなり、主筋が座屈に至ったものと予想される
- ・コアコンクリートの脱落の後、主筋のみで軸力を負担するとした場合、4階と5階で主筋の圧縮応力度は降伏点の0.68, 0.41であり、横補強筋2段の拘束が失われると主筋の座屈長さが大きくなり自重で座屈するレベルであった。
- ・上界定理に基づいた降伏線理論によれば、柱梁接合部が負担する軸力を失った時の当該鉛直力支持の代替機構（スラブ・梁）は崩壊機構に達するものと予想され、被害状況と符合する。
- ・接合部破壊した接合部の柱梁強度比は1.0に近く、接合部横補強筋比は0.2%未満で、接合部降伏破壊は考慮されていない設計であった。RCラーメンにおいては靱性架構として柱や梁の脆性的な破壊を防止するのみならず、接合部降伏による接合部の破壊を防止し、軸力が高い場合には、柱梁接合部の横補強筋を増やし、特定層への変形集中を抑制し、確実にコアコンクリートの脱落を防ぐ必要がある。
- ・変動軸力による大きな影響は見られなかった。一方で、接合部耐力を考慮することで、4~5層で約1/20(rad.)の応答を確認でき、局部破壊を概ね再現することができる。

謝辞

本研究で用いた地震動の観測データには気象庁の強振動観測システム（JMA）及び防災科学研究所の運用する地震動観測システム（K-NET, KiK-NET）において観測された時刻歴加速度データを使用させて頂きました。ここに感謝の意を申し上げます。

参考文献

- [9.3-1] 建築研究所：建築研究所熊本地震被災報告書（5.5.2），2016
- [9.3-2] 藤井賢志ら：平成28年熊本地震で被災した宇土市役所本庁舎の被害状況と分析，2016
- [9.4-1] 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
- [9.4-2] 日本建築学会『鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説』，2016
- [9.4-3] 日本建築学会『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010』，2010
- [9.4-4] 塩原等, 小林楓子, 佐藤友佳, 楠原文雄: 鉄筋コンクリート造多層平面骨組の地震応答と柱梁接合部の耐震設計. 日本建築学会構造系論文集, 第82巻, 第739号, 2017年9月, pp.1437-1447.

- [9.4-5] NIED 国立研究開発法人防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET, KiK-NET)
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- [9.4-6] 国土交通省気象庁 主な地震の強振観測データ
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)

第 10 章

結論

10.1 まとめと今後の課題

10.1.1 継続使用性に関するヒアリング調査

熊本地震によって被災した庁舎を対象にして、地震後の建築物の継続使用性の判断に関する実態把握を目的としたヒアリング調査を実施した。その結果、以下の結論を得た。

- 旧耐震基準によって建設された庁舎が、未改修のものは6事例あった。そのうち、本震後に継続使用しなかった事例が3棟みられた。これらは、耐震診断の結果がNGで耐震改修が実施できなかったこと、新庁舎建設の計画があったこと等が理由であった。
- 旧耐震の庁舎のうち、耐震改修済みのものは3事例あったが、そのうち2例は、部分的に立入り制限を行い継続使用した。しかし残りの1棟は継続使用できない期間があったものの約半月後に業務を再開できたことから、耐震改修がなされている庁舎の継続使用性がある程度確保できていることが分かる。
- 新耐震基準によって建設された建築物は10事例あった。これらの庁舎はいずれも、本震後に施設全体を立入禁止にせず継続使用できているが、部分的に使用制限された箇所もあった。これらは図2.2.1.1で提案した継続使用性判定フローの妥当性を確認するものであった。
- 発災直後の段階での継続使用性判断の課題として、応急危険度判定の円滑な実施が難しい状況（判定可能な人材の確保が難しいなど）が複数の庁舎で確認された。

10.1.2 建築物 A

熊本県益城町にあるRC造5階建て庁舎建物を対象に、建物のモデル化を行い、解析結果と実被害の比較を行い、以下の結論を得た。

- 基本モデルと接合部耐力考慮モデル01の比較から、接合部耐力を考慮したモデルの最大応答は基本モデルに対して5倍程度大きく、特に3層でその影響が大きいことから、本建築物における接合部耐力が最大応答に与える影響の大きさを確認できる。
- 接合部耐力考慮モデル01と02の比較から、変動軸力を考慮したモデル02の応答が大幅に増加し、特に3層では1.6倍以上増加していることから、本建築物における変動軸力が最大応答に与える影響の大きさを確認できる。
- 動的解析結果と実被害状況との比較より、接合部耐力考慮モデル02の各層最大層間変形角を見ると損傷の激しい3層で $1/25\text{rad}$ 近い応答を確認できる。実被害においても目視で確認できる程度の大きな残留変形があり、3層部分が大きく変形する傾向を概ね捉えられている。また、ヒンジ状態図の比較より、被害の大きかったYa2構面は実損傷と整合性が確認でき、本モデルが実被害の特徴を概ね捉えているものと思われる。

10.1.3 建築物 B

熊本県熊本市にあるピロティ形式のRC造10階建て共同住宅を対象に、地震被害が大きかった梁間方向を対象に有限要素解析を用いた被害要因の分析を行い、以下の結論を得た。

- 1階ピロティ柱の顕著な損傷や、2階梁の端部損傷およびスパン中央の大きなたわみといった実被害を概ね良好に再現することができた。1階柱の破壊性状の差は、せん断補強筋量の差が一因として考えられる。また、2階柱梁端部では、1階層間変形角 $1/200\text{rad}$ 時点で軸力比0.30程度の圧縮軸力が作用し、逆方向の载荷では早期に梁主筋が引張降伏したことから、実被害のような梁端損傷が生じやすい状況にあることを示した。

- 2階枠梁の断面形状と2階壁縦筋量がピロティ架構の耐力向上に与える影響が大きいことを示した。例えば、2階枠梁を剛としたモデルでは最大耐力が元の架構の1.26倍となった。
- 現行の技術基準解説書に記載されているピロティ柱の設計法に示される、引張側柱の軸力制限、せん断力に対する保証設計、全主筋の中子筋拘束について検討を行った結果、引張側柱の軸力制限以外は満足しなかった。

なお、本検討では議論できなかったが、立体架構を対象とした解析を行い、1階壁の損傷に基づくねじれ応答の励起や想定する外力分布の違いが崩壊メカニズムや部材に発生する応力に及ぼす影響についても今後明らかにする必要がある。

10.1.4 建築物C

1995年以降に新耐震基準で建設され、熊本地震にて1層崩壊を起こした4層鉄筋コンクリート造ピロティ形式の共同住宅を対象に、部材の損傷を再現できるモデル化を行った。具体的には、壁のモデル化の違いによる影響、梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる影響を検討した。対象建物の耐震スリットの情報が設計図書からは十分に読み取れなかったことから、2方スリットと3方スリットのそれぞれで壁のモデル化を行った。さらに、この建物は5つの棟が2階以上でスラブのみにより連結されており、そのスラブが建物応答に与える影響が定かでないため、5つの棟をピン梁およびスラブのみで繋いだ連棟モデルを構築した。また、ピロティ階に対して、現在推奨されているピロティの設計方法に基づく検討も行った。その結果、以下の結論を得た。

(1) 壁のモデル化の違いが応答に与える影響

連棟モデルを対象とした静的増分解析より、桁行方向を純ラーメン架構としたモデル1と桁行方向の構面に3方スリットを有する壁を想定したモデル3を比較すると、モデル3の1層のせん断力がモデル1に比べて1.1倍大きく、1層の変形集中は確認できない。また、桁行方向の構面に2方スリットを有する壁を想定したモデル2では、1層のせん断力がモデル1に比べて1.15倍大きく、壁がある2階以上の水平剛性が高いことで1層に変形が集中する結果が得られた。

(2) 梁が付随しないスラブのモデル化の違いが応答に与える影響

(a) 建物全体のモデル化の違い

連棟モデルおよび分棟モデルを対象とした静的増分解析では、桁行方向の構面に2方スリットを有し、かつ各棟をピン梁で接合したモデル2の解析で得られたせん断力を用いて棟ごとのせん断力を算定する。一方、建物を5棟の別々の建物とみなした分棟モデル4-1、4-2、4-3の各せん断力と比較した結果、1層の層せん断力がいずれの棟においても算定値とおおよそ一致したことから、建物全体のモデル化の違いの影響はほぼ見られなかった。

連棟モデルおよび分棟モデルを対象とした動的応答解析では、連棟モデルに対して各分棟モデルの桁行方向の最大応答変形はほぼ同じ程度であった。梁間方向の1層は、分棟モデル4-1(X1-2構面)、4-2(X3-4構面)、4-3(X5-7構面)の最大応答層間変形角がそれぞれ0.04(rad.)、0.05(rad.)、0.08(rad.)で、連棟モデルが0.07(rad.)であったことから、モデル4-3の最大応答が建物全体の最大応答に与える影響がやや大きかったものと推察できる。

(b) 連棟モデルにおけるモデル化の違い

5棟をピン梁または梁が付随しないスラブで繋いだモデルの静的増分解析結果では、各層の層せん断力がおおよそ同じであったという結果が得られたことから、梁が付随しないスラブが建物応答に与える影響は極僅かであることを示した。一方、動的応答解析結果においては、層間変形角がおおよそ同じで

あったという結果が得られたことから、梁が付随しないスラブが建物応答に与える影響は極僅かであることを示した。以上のことから、連棟モデルにおけるモデル化の違いが応答に与える影響は小さいと考えられる。

(3) 実被害と連棟モデルとの比較

(a) モデルの妥当性の確認および耐震スリットの設計条件の推定

本検討における被害調査による部材損傷度判定結果^[5-1]との比較は、動的応答解析により得られた部材の塑性率を用いて部材の損傷ランクに分類することで行った。その結果、モデル2の部材ごとの破壊の大小関係が損傷度判定結果^[5-1]と概ね一致しており、耐震スリットが設置されていたとすれば、2方スリット相当であったものと推察でき、モデル2は部材の損傷を再現するモデルとして概ね妥当であることを確認した。ここで、損傷度は塑性率により定められているわけではないが、被災度区分判定基準^[5-2]によると、曲げ部材では塑性率1前後が損傷度Ⅱ、最大耐力までが損傷度Ⅲ、最大耐力の2割減程度までが損傷度Ⅳ、それ以降がⅤとしており、本検討では部材ごとの破壊の大小関係に関しては実被害と概ね一致したものの、塑性率を用いた部材損傷度の定義は、今後さらに検討する必要がある。

(b) 階段が応答に与える影響

本建物は被害状況から階段部分が地震の際に水平力を負担していたことが推測されるが、本検討におけるモデル化では当該階段部分を考慮していない。結果として、本検討で構築したモデル2の妥当性は概ね確認できたが、損傷をより精度よく再現できるモデルを構築するためには、階段部分の適切な考慮が必要と考えられる。

(4) 現行基準におけるピロティ構造に求められる耐震性能

梁間方向に対して現行基準に準拠するようピロティ階の配らの断面配筋を決定した後、静的増分解析を行ったところ、ベースシア係数が0.50を超えて柱の破壊モードが曲げ破壊先行となった。当該軸力を勘案し算定した柱の終局曲げモーメントは2516kN・mとなった。1階柱部材以外のモデル化条件が同じ被害を受けたモデル1と比較すると、1階の層せん断力はモデル1の3.7倍と耐力が大きく向上した。次に、動的応答解析を行ったところ、1層の最大層間変形角が、前震ではモデル1の0.5倍、本震では0.15倍と大きく変形を抑えていることが分かる。

現在推奨されているピロティの設計方法を基にピロティ階の部材の検討を行った結果、主筋はSD345-D22からSD490-D25、せん断補強筋はSD295-D13からSBPD1275-U12.6となり、寸法は650×650から925×925となり、部材性状は非常に大きくなる結果となった。耐力が向上し変形を大きく抑えられた一方で、現在推奨されているピロティの設計方法を満たす場合、実施工での困難さや2階の柱断面との大きな乖離によって別の被害が発生することについても考慮する必要がある。ピロティ形式の建物は需要が高く、今後もピロティ形式の建物は数多く建てられることが想定されることから、合理的な部材断面としつつ地震後の継続使用性を確保できる設計法の検討が必要と考えられる。

10.1.5 建築物D

熊本県熊本市にある11階建てコンクリート系共同住宅を対象に、実被害を再現できる建物のモデル化の構築を行い、非耐力壁や杭の損傷分析を行った。また、室内の被害状況やモニタリング需要意識に及ぼしている影響を確認するため、居住者を対象にアンケート調査を行った。その結果、以下の知見を得た。

(1) 非耐力壁に関する分析

建物D-1において、部材の剛域を壁フェイス位置、部材の耐力低下を考慮しないモデルの挙動から判

断するに、地表面地震動の約50%の入力地震動、減衰3~4%程度であった可能性を確認した。また、部材の剛域を壁フェイス位置から低減したモデルの挙動から判断するに、部材の耐力低下の有無に関わらず、地表面地震動の約60%の入力地震動、減衰4~5%程度であった可能性を確認した。特に、部材の耐力低下を考慮したモデルは、各階の被害分布が実被害に近いものとなった。

建物D-2において、入力地震動をパラメータとした時刻歴応答解析を行い、方立壁部材の破壊モードと被害調査結果図との比較から損傷状態の比較を行い、建物への入力地震動は地表面地震動の約80%、減衰約10%と推定した。また、有限要素法解析による主応力分布とひび割れ形状図を比較し、主応力は概ねひび割れ形状図に沿った応力分布を示すことを確認した。せん断破壊性状を示した方立壁の実験値の軸力比と部材角について解析値との比較を行い、方立壁に入力されている軸力比が0.15程度であることを推定した。

(2) 杭に関する分析

引張側（隅柱部）で曲げ終局状態を超えていることを確認した。またせん断力に対する検討では、許容応力度を超えていたが、終局せん断耐力を超えていないことを確認した。

(3) アンケート調査

各損傷度より住戸内壁、外壁、出入りドアサッシ、室内ドア引き戸の順に損傷が発生していたことを確認した。一方、生活への支障について、住戸内壁と出入りドアサッシについて心配する人がいたが、外壁、室内ドア引き戸について心配する人はほとんどいなかった。どの部位においても、修繕費用に対する心配は小さかった。これは、対象建物が公営住宅であることから修繕費用の負担がないためと考えられる。ヘルスマonitoring技術に対する需要では、大地震後に避難すべきかの情報が最も必要とされていることを確認した。

10.1.6 建築物E

2016年に発生した熊本地震によって被災した庁舎を対象に、建築物が地震によって受けた被害の調査を行った。また、受けた被害についての被害分析を行った。以下に得られた知見を示す。

(1) 建築物が受けた被害調査結果について

建築物の上部構造について仕上げ材や天井が除去された状態で、従来の被災度区分判定の手法を用いた被害調査を行った結果、桁行方向中構面の両側柱付き耐震壁の損傷が大きく、損傷度ⅢまたはⅣの損傷であった。被災度は1Fの長手方向の判定によって大破となった。一方、仕上げ材や天井が除去される前の判定では、長手方向の両側耐震壁の損傷が仕上げ材によって隠されてしまい、損傷度が小さくなり、結果として被災度が中破と判定されることもわかった。

また上部構造の被害調査は従来の被災度区分判定の手法以外の方法を用いて被害の調査を行った。一つ目は、コンクリート構造部材の詳細な目視調査を実施し、それらの計測結果と従来の計測結果の違いについて示した。二つ目は、高解像度カメラで撮影された情報を用いて、コンクリート構造部材の損傷を目視調査と比較したところ、コンクリートの浮きについては目視で調査した結果よりの確かな調査ができる可能性があることを示し、かつ浮きや剥落は3次元情報として分析できることを示した。三つ目は、3次元レーザースキャナーを用いて計測した結果、建物全体の傾斜や床面の沈下性状並びに柱部材の傾斜・沈下性状を示した。

建築物の基礎構造の被害調査を行った結果、北側構面杭の杭頭部の被害は少ないが、南側構面杭の杭頭部の被害が大きくなっていることがわかった。また、杭は全て傾斜しており、特に東西方向にはほとんど西側方向に傾いていた。杭の傾斜角が大きいことから杭中間部で何らかの被害が発生していること

が推測できる。また、基礎フーチングの相対沈下量の計測から、北方向に向かって大きく傾いていることがわかった。以上より、対象建築物の基礎構造は杭の被害（杭頭部または杭中間部）が原因で、北方向に向かって大きく傾いたということが分かった。

(2) 建築物が受けた被害の被害分析の結果について

微動調査の結果、被災建物の固有周波数は4Hz前後であり、一貫計算プログラムによる弾性時の固有周期と概ね整合する値となった。また、建物屋上 / 地盤のスペクトル比のピークは、建物屋上 / 建物1Fのスペクトル比のピークよりも顕著に低周波数側に移行しており、このことから地盤と建物1Fが別々の動きをしていることが分かる。

Ai分布に基づく外力分布を用いた静的荷重増分解析より得られた復元力特性を用いた上部構造モデルと、その耐力および剛性を2倍とした上部構造モデルへの1F床観測波の入力による応答結果と被害状況の比較から、建物の耐力や剛性は、静的荷重増分解析結果より得られるものよりも高い可能性を示唆した。この要因としては、杭頭の破損や軟弱地盤により外力分布がAi分布よりも等分布に近かった可能性、梁に寄与するスラブの剛性や耐力が大きいこと、鉄筋の降伏点が規格値の1.1倍よりも高いこと、せん断耐力式の精度等が考えられる。

また微動観測から推定したスウェイばねを考慮した応答結果では、弾性のスウェイばねとダッシュポットを用いたことから、地盤の応答変位が小さく、杭頭破損や表層軟弱地盤による建物と杭・地盤との大きな相対変形は再現できなかった。そこで、建物と杭・地盤との間に杭頭破損や表層地盤変形を考慮できる剛塑性バネを直列配置した結果、杭頭部の大変形を予測できる可能性を示した。また、この時の剛塑性バネの終局強度は、建物重量の半分以上の強度であることが推測された。

杭基礎の被害分析のため、杭頭の埋込み長さを考慮した杭頭固定度や建物東西の地盤条件の違いを考慮した地盤変形を与えて非線形静的増分解析を実施した。前震時の慣性力を上部構造の保有水平耐力の70%、本震は保有水平耐力相当と設定して段階的に解析し、前震により西側の杭頭固定度の高い杭の杭頭部の曲げ破壊が先行し、引き続き本震により建物全体で杭中間部の曲げ破壊または杭頭のせん断破壊に至るといった結果が得られ、本震後の被害傾向を概ね説明できた。ただし、慣性力の評価や前震後の杭の状況については、応答解析結果との対応が一致しておらず課題が残されている。なお、地震後の建物の傾斜は既存建物下の既製コンクリート杭と補強部の鋼管杭の破壊後の軸力保持能力の違いに起因すると思われる。

10.1.7 建築物F

熊本県益城町に位置している実際に被災したRC造庁舎建物を対象に、ドローンを用いて被災調査を行い、人間の目視による損傷調査とドローンによる損傷調査を実施し、損傷状況の視認性の比較や、ドローンでの調査可能範囲の確認などを行い、以下の結論を得た。

- 人間の目視とドローンにより撮影された画像により被災度区分判定結果の比較を行った。その結果、純ラーメンのような建物で柱部材の軽微な曲げひび割れが多い建物であれば、双方による耐震性能残存率の結果に大きな差異はなく、ドローンによる被災度区分判定に有効であると言える。一方、建物内部に脆性破壊する耐震壁が多い建物では双方による耐震性能残存率の算定に大きな差異が生じることも考えられる。本調査建築物では、双方による被災度区分判定結果は変わらなかったが、耐震性能残存率の値が被災度区分の境界付近の建物では変わる可能性も考えられるため、ドローンによる被災度区分判定を行う場合は建物の構造形式をあらかじめ考慮する必要がある。
- ドローンによるひび割れ幅評価を行った結果、1億画素カメラでは、撮影距離5mでは良好にひび

割れ幅を評価できるものと、精度が低い評価となるものがあった。撮影距離が 10m よりも大きくなると幅が小さいひび割れでは汎用ソフトによるひび割れの自動検出が不可能となったり、評価精度が低くなったりした。撮影距離 5m 程度までドローンを飛行させることができる建物であれば、ドローンはひび割れ幅評価にある程度有効であるが、精度が低い場合もあるため留意する必要がある。より撮影距離を近づける、より高性能なカメラを使用することなどによる評価精度の向上が今後の検討課題である。

- 耐震補強によって増設されていた鉄骨ブレースをドローンにより空撮した。その結果、塗装が剥離した痕跡などの大まかな損傷状況を確認することができた。人間による調査では、2 階以上の高層階の損傷状況を確認することが難しいが、ドローンの空撮ではそれが可能になるため、高層建物の応急危険度判定にも有効であると考えられる。

10.1.8 建築物 G

旧耐震基準に建設され、熊本地震にて局部崩壊を起こした 5 層鉄筋コンクリート造の庁舎建物を対象に検討を行い、以下の知見が得られた。

局部崩壊が見られた西側構面の柱梁接合部の設計は次の通りであった。

- 柱梁接合部のせん断余裕度の値は 1.35 から 6.15 であり主筋の強度が規格降伏点より 30%高かったことを考慮してもすべて 1.0 以上で現行規定を満たすレベルにあった。
- 折り曲げ定着に関する定着余裕度は、1.54 から 2.40 となり梁主筋の付着に関しても、すべて現行規準を満たしていた。
- 柱梁接合部内の横補強筋量に関しては、9mm の丸鋼の帯筋が 240mm 間隔で配置され、横補強筋比では 0.07%から 0.1%の値となり、RC 規準の最小規定である 0.2%を下回っていた。
- 柱梁強度比は、十字形柱梁接合部では 2 階床から上に向かって、1.09, 0.97, 1.04, 0.84 と 1.0 に近かった。
- 柱梁接合部への変形の集中により 4 層目柱の上下の十字形柱梁接合部でコンクリートが脱落して、接合部にかかる鉛直荷重を主筋のみで支えることとなり、主筋が座屈に至ったものと予想される
- コアコンクリートの脱落の後、主筋のみで軸力を負担するとした場合、4 階と 5 階で主筋の圧縮応力度は降伏点の 0.68, 0.41 であり、横補強筋 2 段の拘束が失われると主筋の座屈長が大きくなり自重のみで座屈するレベルであった。
- 上界定理に基づいた降伏線理論によれば、柱梁接合部が負担する軸力を失った時の当該鉛直力支持の代替機構（スラブ・梁）は崩壊機構に達するものと予想され、被害状況と符合する。
- 接合部破壊した接合部の柱梁強度比は 1.0 に近く、接合部横補強筋比は 0.2%未満で、接合部降伏破壊は考慮されていない設計であった。RC ラーメンにおいては靱性架構として柱や梁の脆性的な防止するのみならず、柱梁接合部が接合部降伏による接合部の破壊を防止し、軸力が高い場合には、柱梁接合部の横補強筋を増やし、特定層への変形集中を抑制し、確実にコアコンクリートの脱落を防ぐ必要がある。
- 変動軸力による大きな影響は見られなかった。一方で、接合部耐力を考慮することで、4~5 層で約 1/20(rad.)の応答を確認でき、局部破壊を概ね再現することができる。

© 建築研究資料 第204号

令和3年10月 印刷・発行
編集・発行 国立研究開発法人建築研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課
〒305-0802 茨城県つくば市立原1番地
電話 (029) 864-2151(代)