

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等」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]。

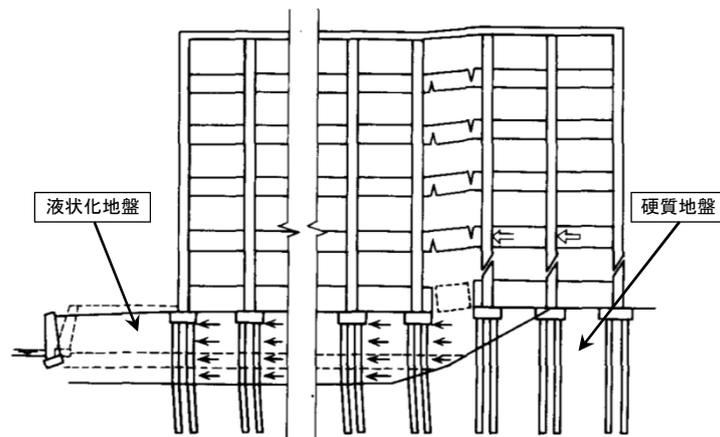
・文献^[7.1-16]に示された180件の調査事例の傾向は以下である。

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考えられるのは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。

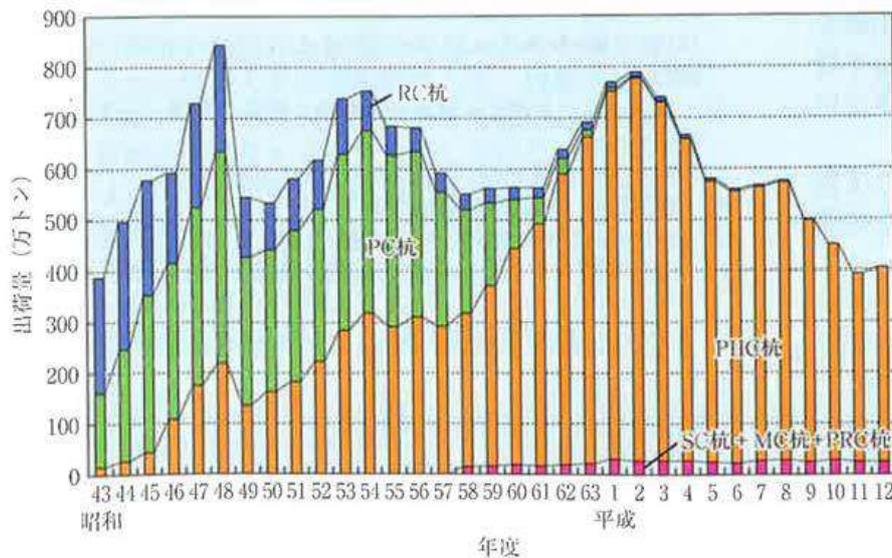


図7.1.2.2 既製コンクリート杭の出荷実績^[7.1-25]

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。

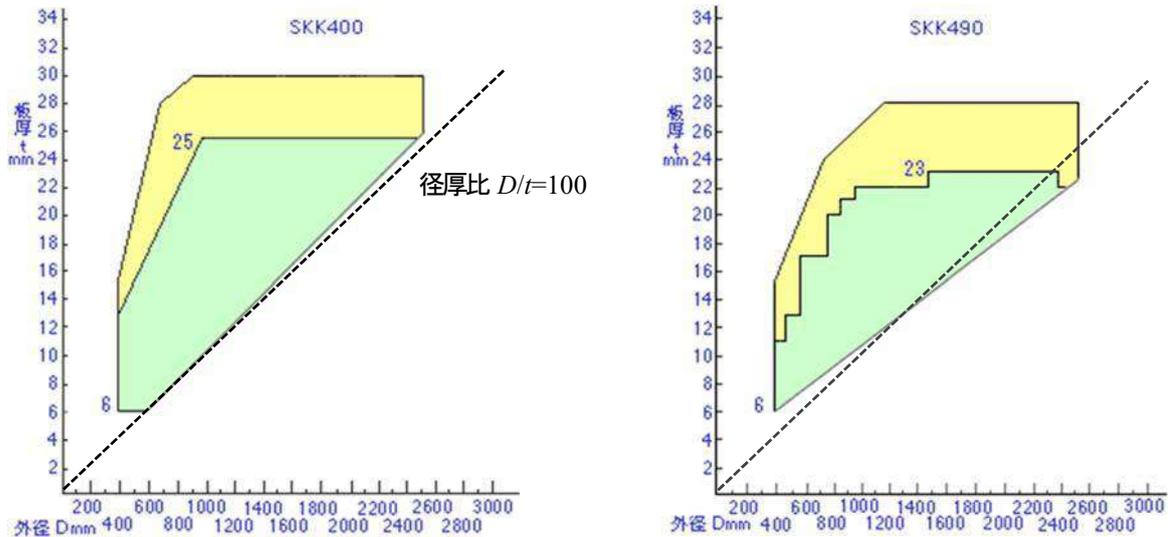


図 7.1.2.3 鋼管杭の製造範囲^[7.1-26]に追記

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。

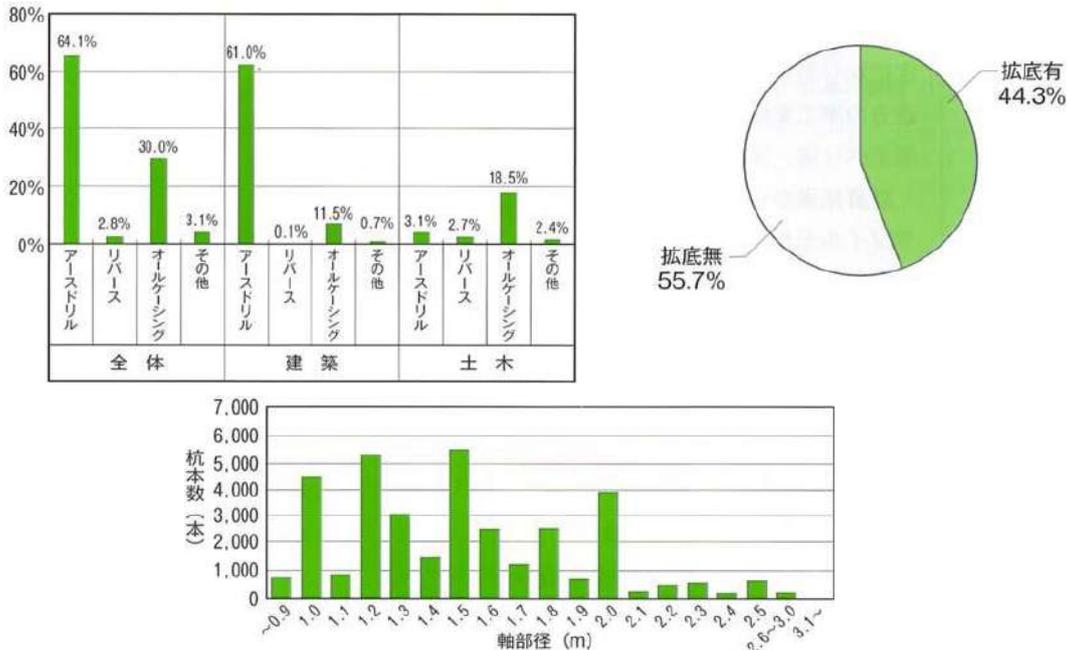


図 7.1.2.4 場所打ちコンクリート杭の施工実績^[7.1-27]

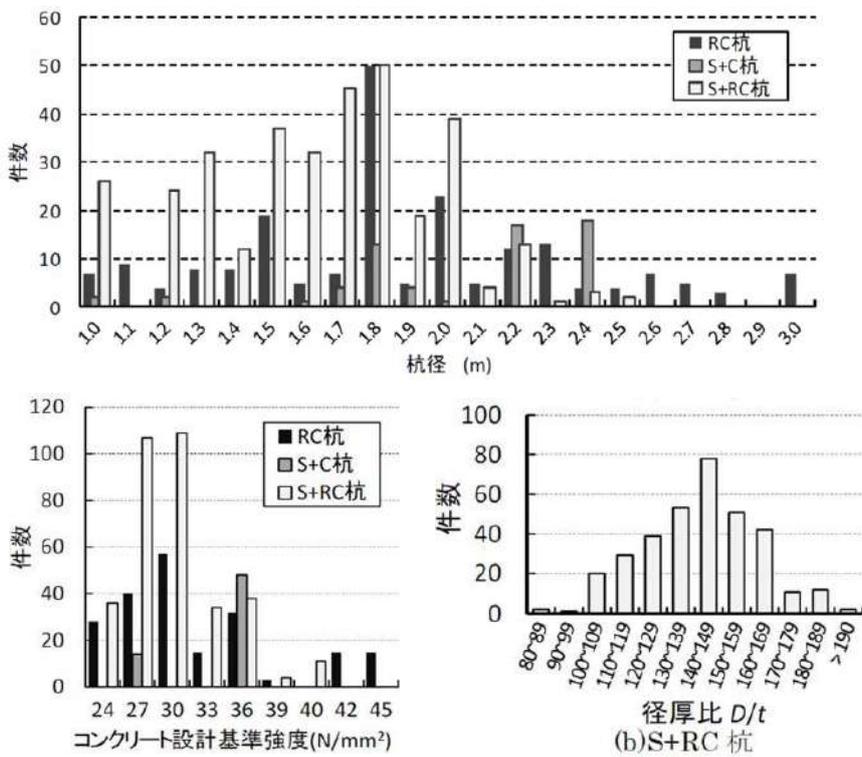


図 7.1.2.5 2次設計を行った場所打ちコンクリート杭の仕様^[7.1-28]

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。

震度分布図

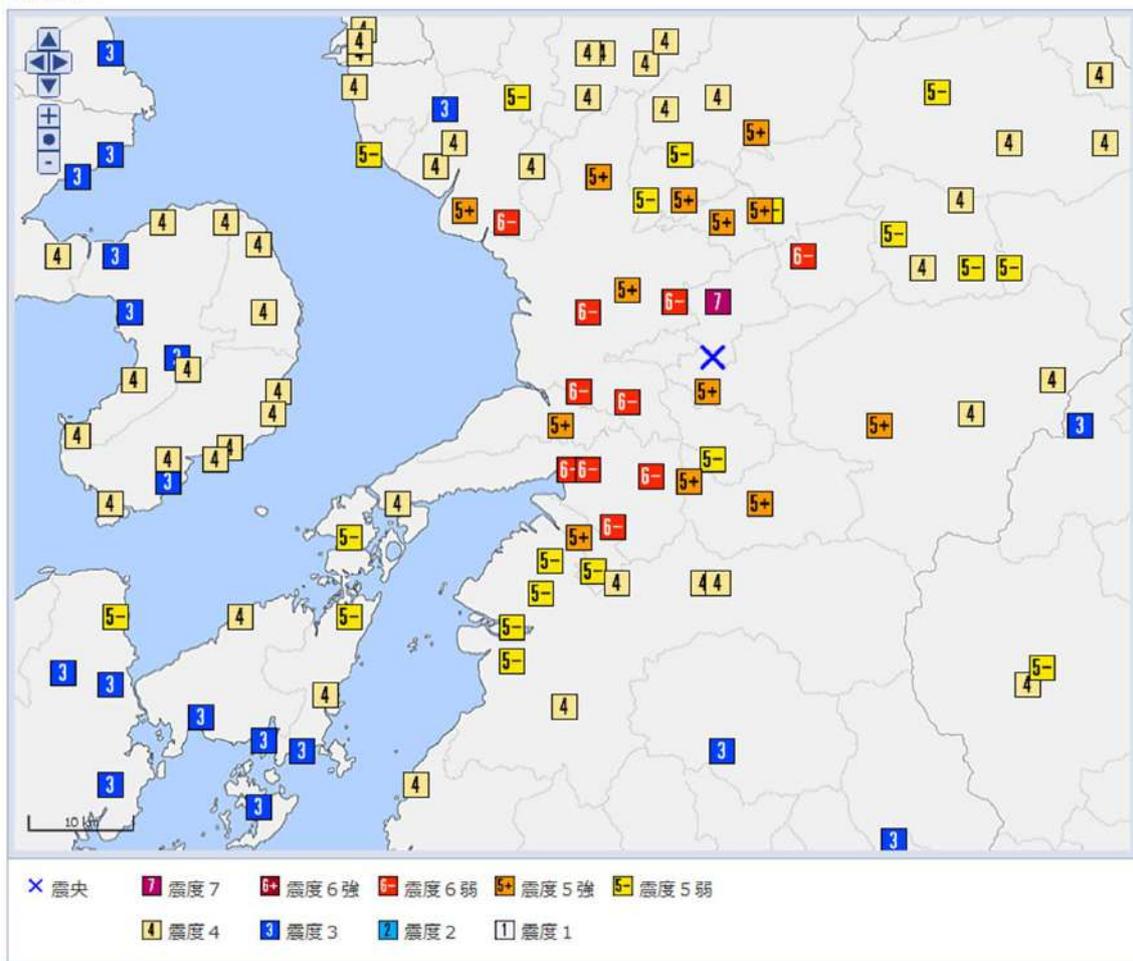


図 7.2.1.1 熊本地震・前震（2016年4月14日21時26分）の震度分布
（気象庁 震度情報データベース^[7.2-2]より）

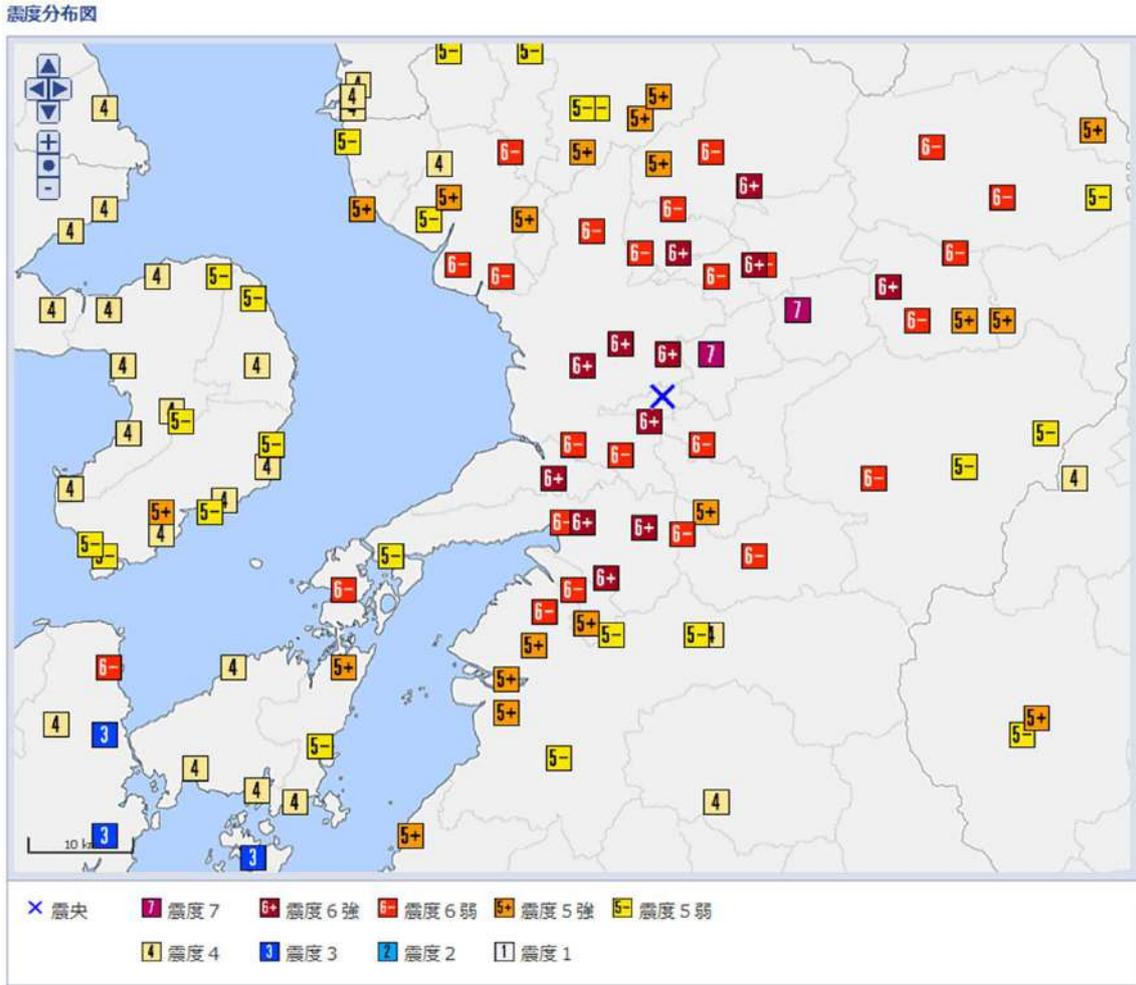


図 7.2.1.2 熊本地震・本震（2016年4月16日01時25分）の震度分布
 （気象庁 震度情報データベース^[7.2-2]より）

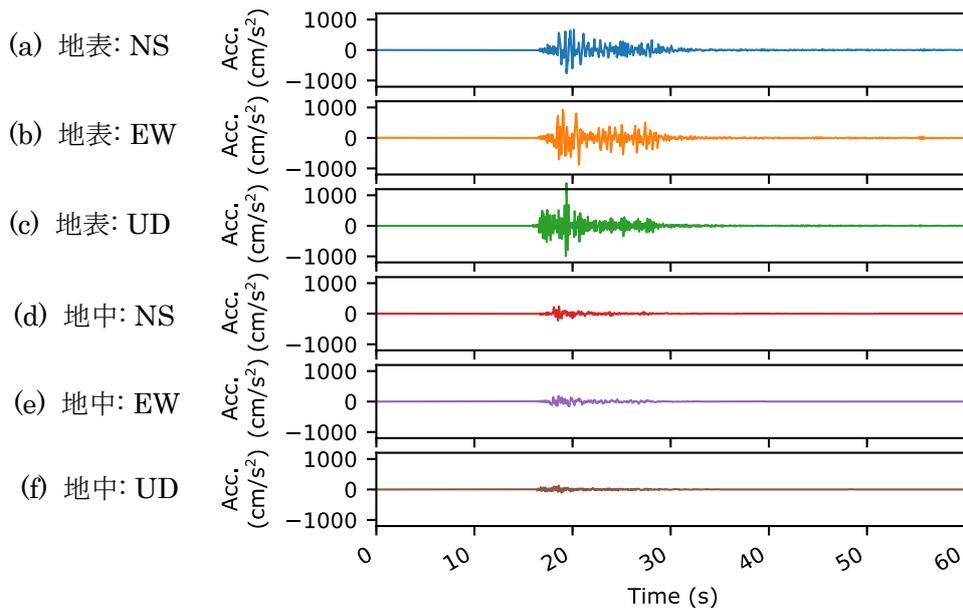


図 7.2.1.3 KiK-net 益城 (KMMH016) 観測点, 前震記録の加速度時刻歴波形

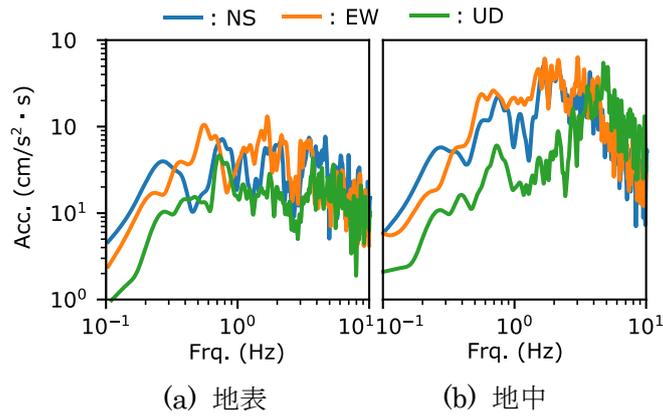


図 7.2.1.4 KiK-net 益城 (KMMH016) 観測点, 前震記録の加速度フーリエスペクトル

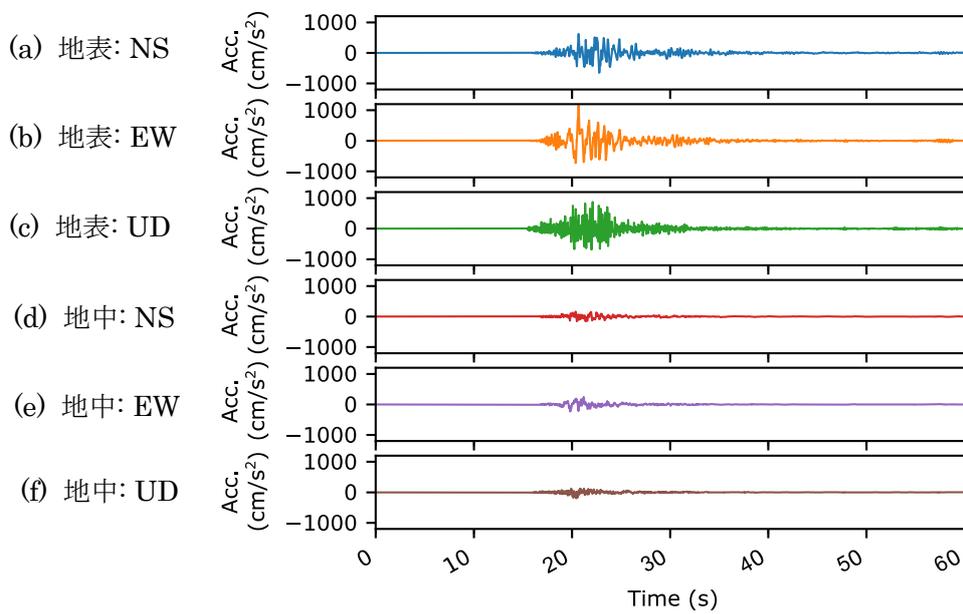


図 7.2.1.5 KiK-net 益城 (KMMH016) 観測点, 本震記録の加速度時刻歴波形

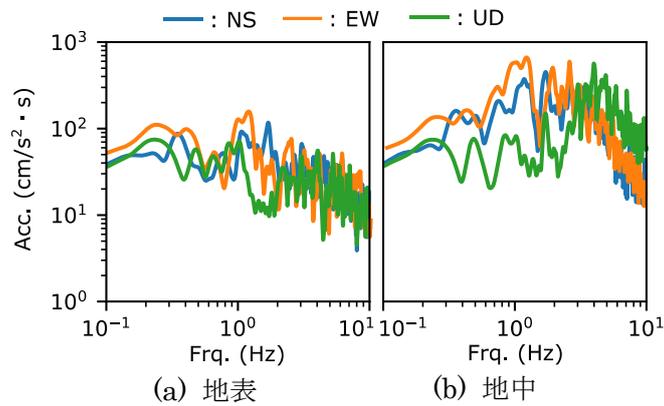


図 7.2.1.6 KiK-net 益城 (KMMH016) 観測点, 本震記録の加速度フーリエスペクトル

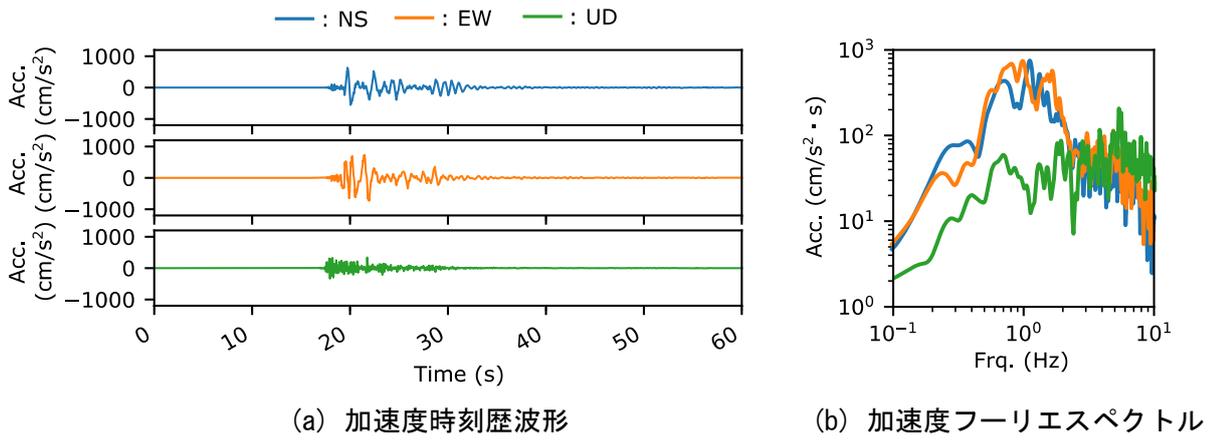


図 7.2.1.7 対象建築物内地震計，前震記録

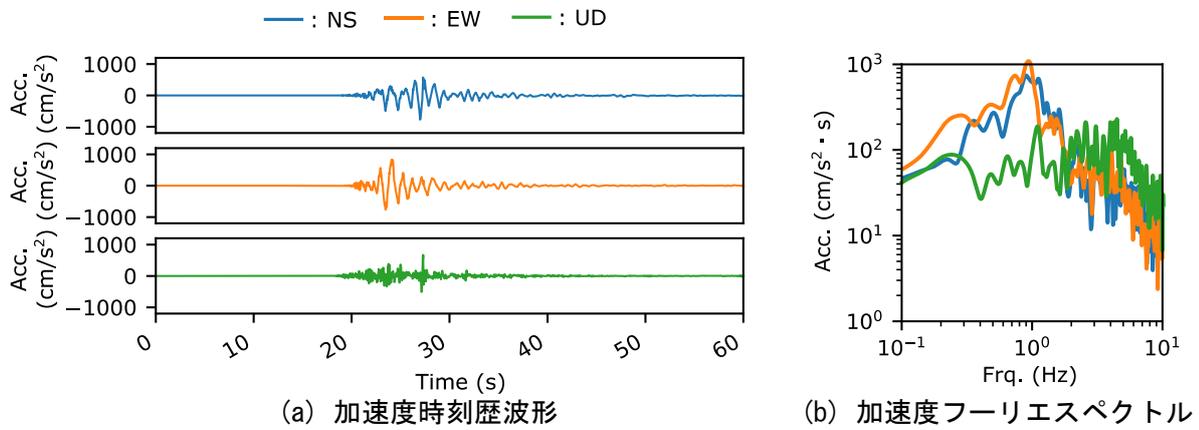


図 7.2.1.8 対象建築物内地震計，本震記録

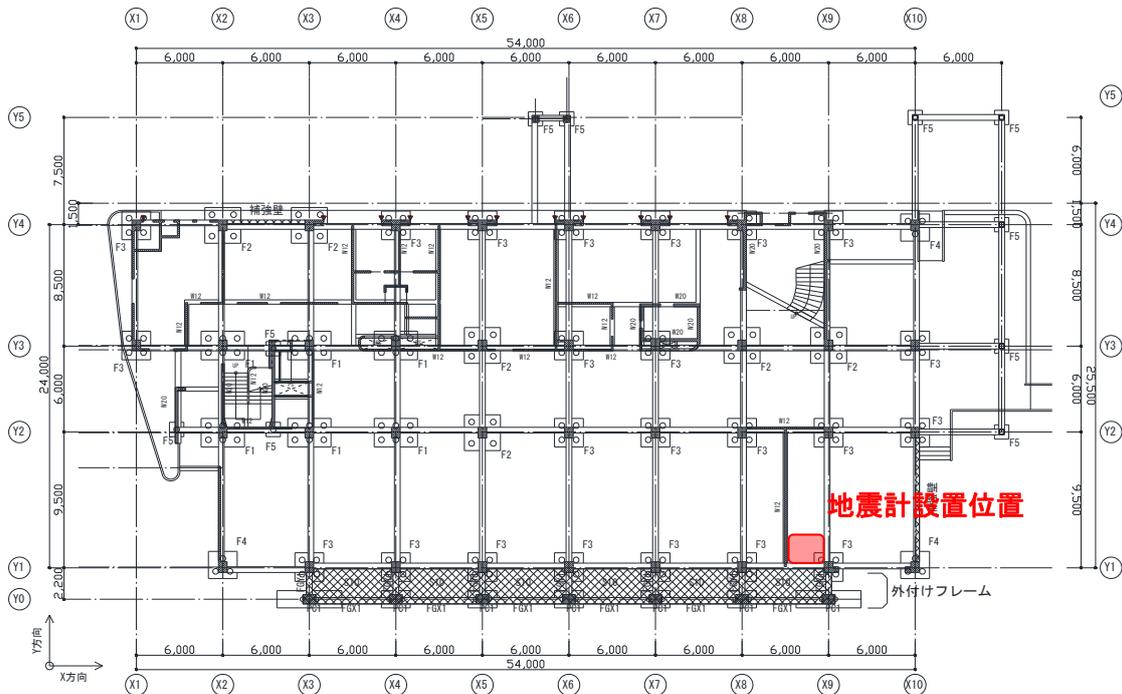


図 7.2.1.9 対象建築物内地震計，設置位置

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。

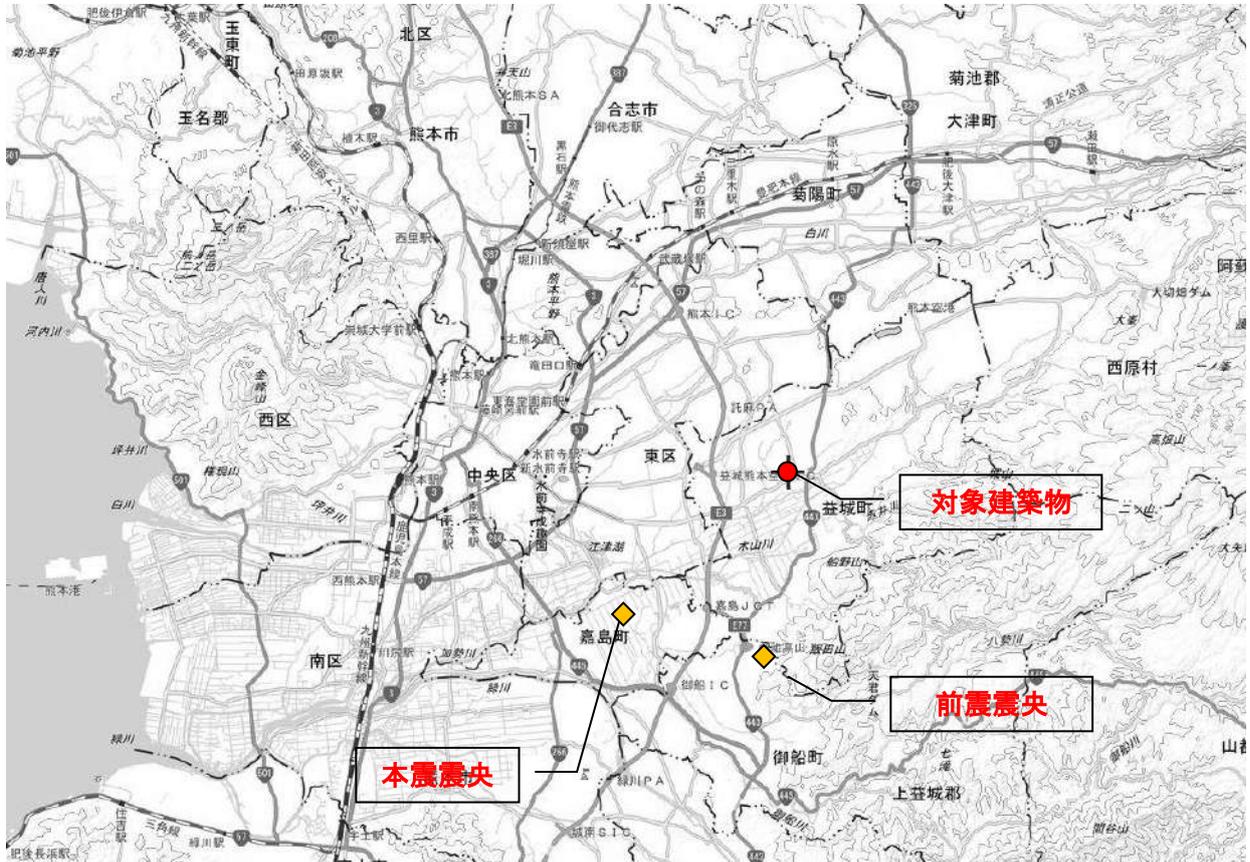


図7.3.1.1 建築物立地状況（地図出典：国土地理院ウェブサイト^[7.3-1]）

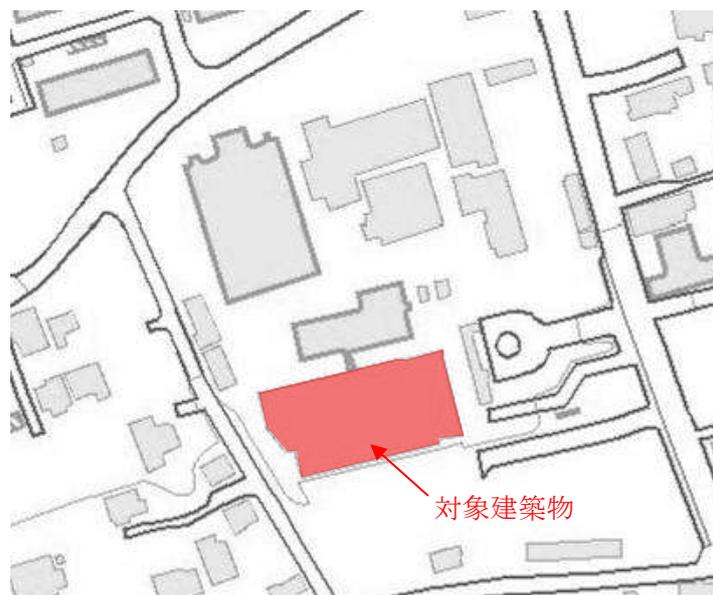


図7.3.1.2 建築物敷地図（地図出典：国土地理院ウェブサイト^[7.3-1]）

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。

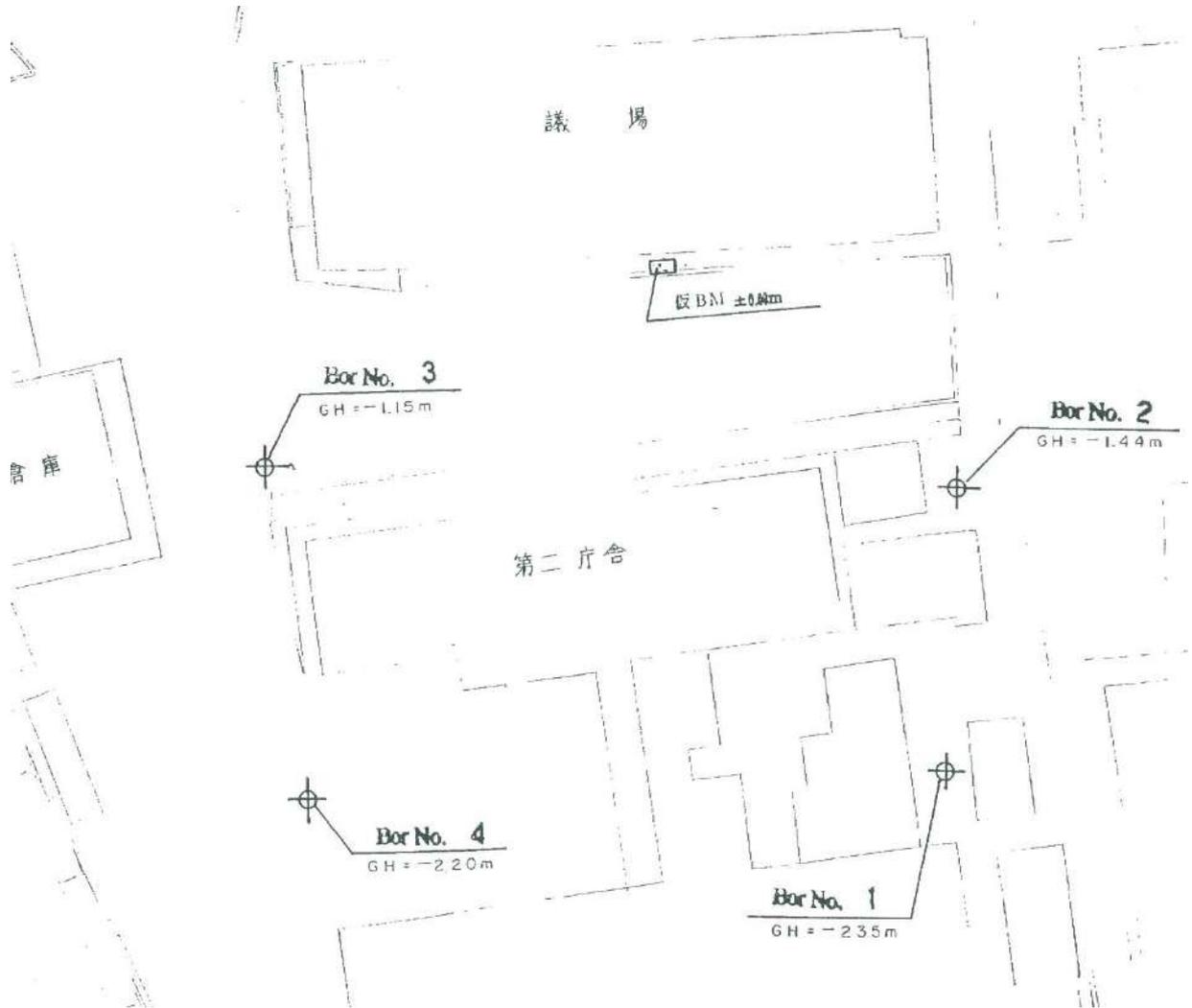


図7.3.1.3 地盤調査位置[7.3-2]

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 (基準)	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	0.0 M	測定日時	年月日
調査年月日	昭和54年10月1日	錐別径	130 % 100 % 86 % 66 %	施工者	サンヨー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	錐別径		担当者	丸修一

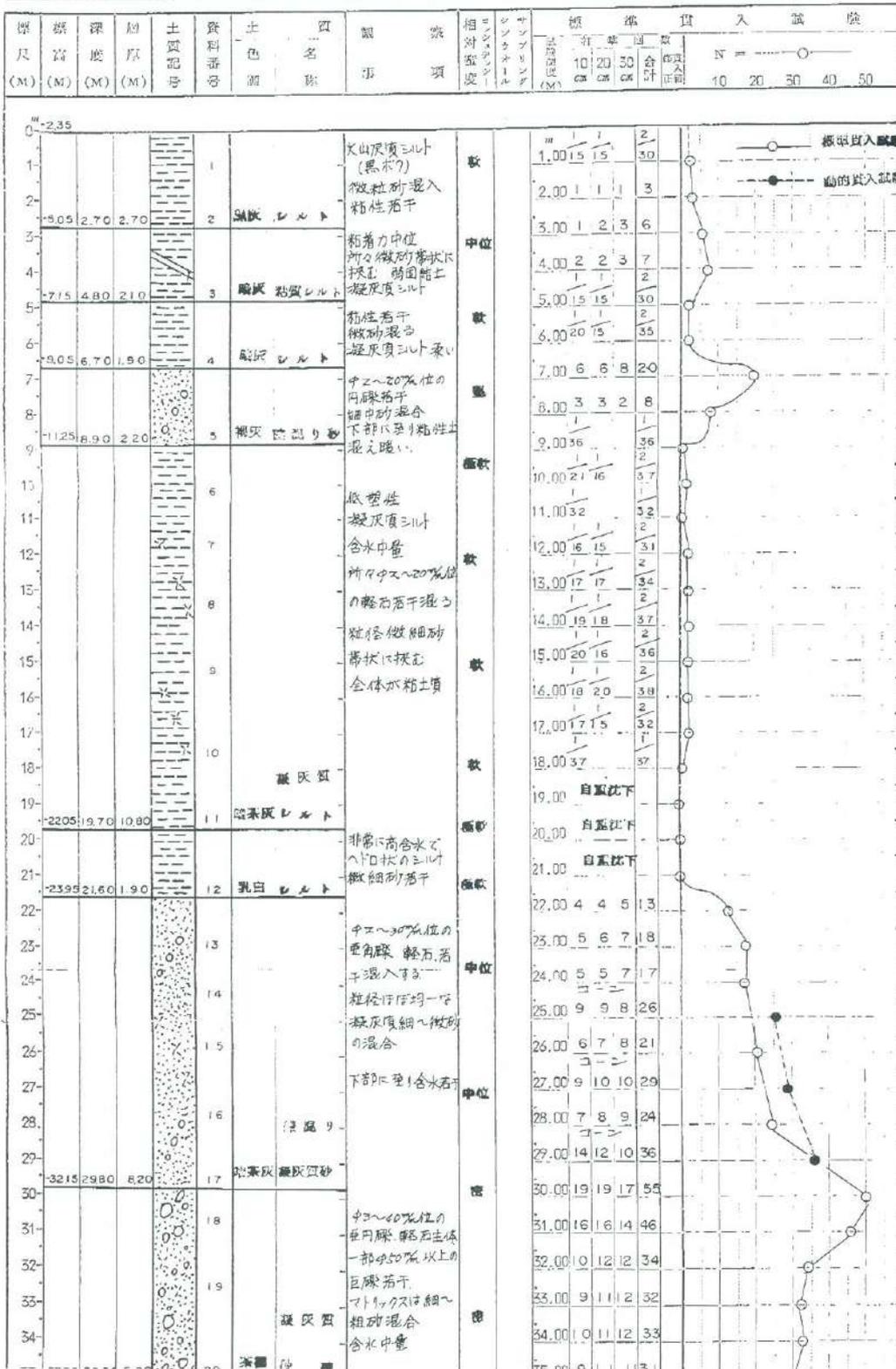


図7.3.1.4 ボーリングデータ (No.1 柱状図) [7.3-2]

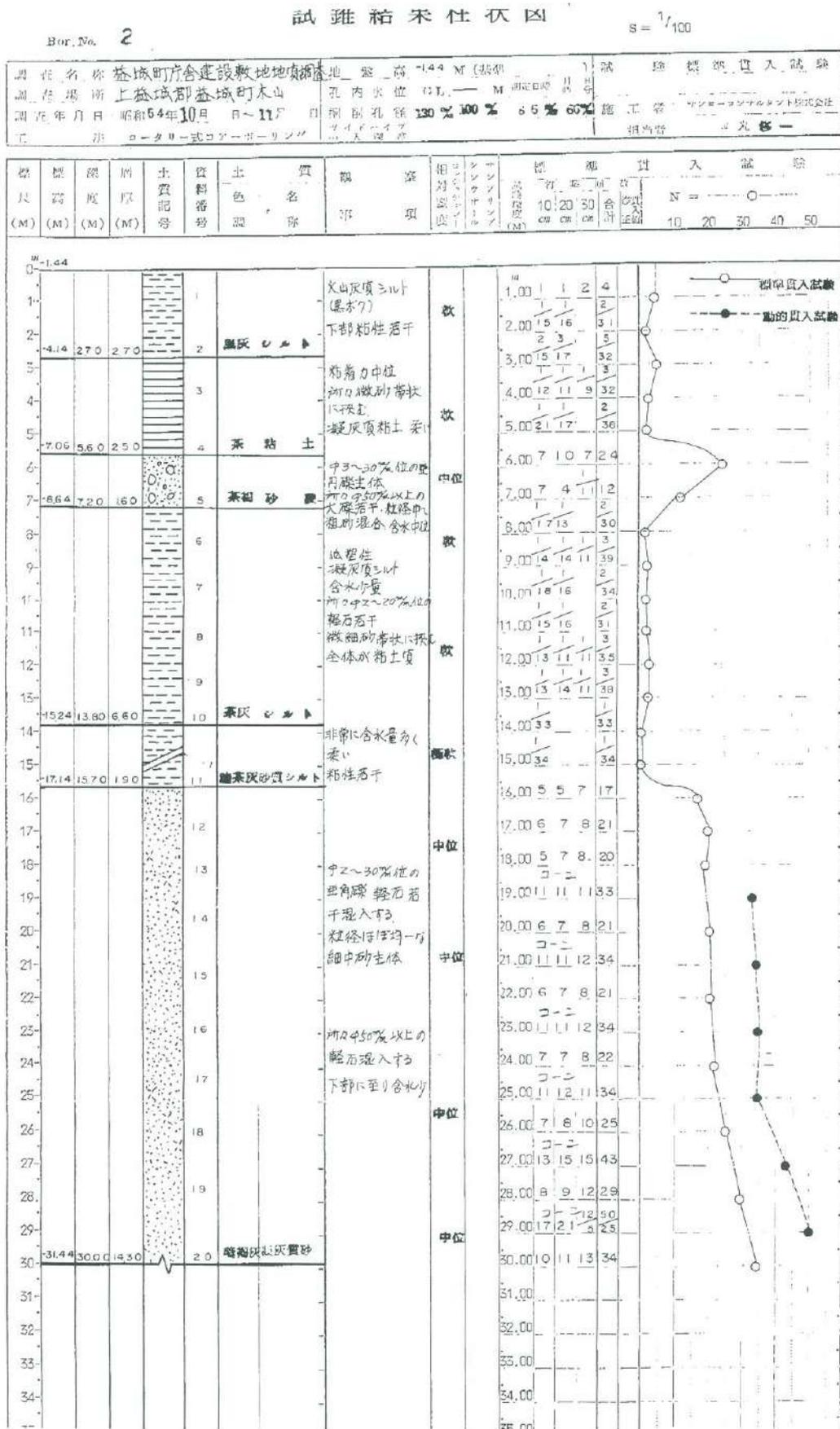


図7.3.1.5 ボーリングデータ (No.2 柱状図) [7.3-2]

試錐結果柱状図

Bor. No. 3

s = 1/100

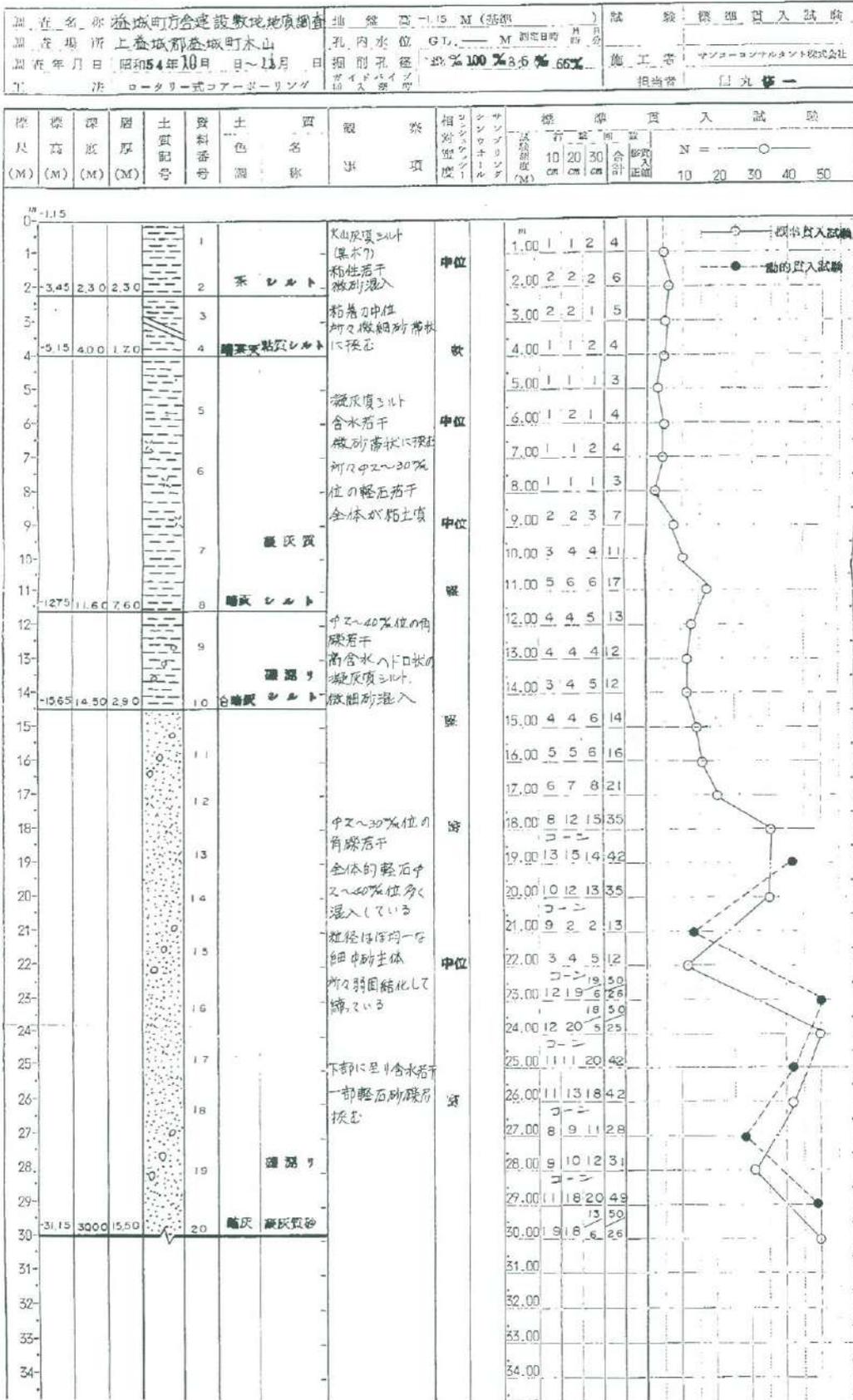


図7.3.1.6 ボーリングデータ (No.3 柱状図) [7.3-2]

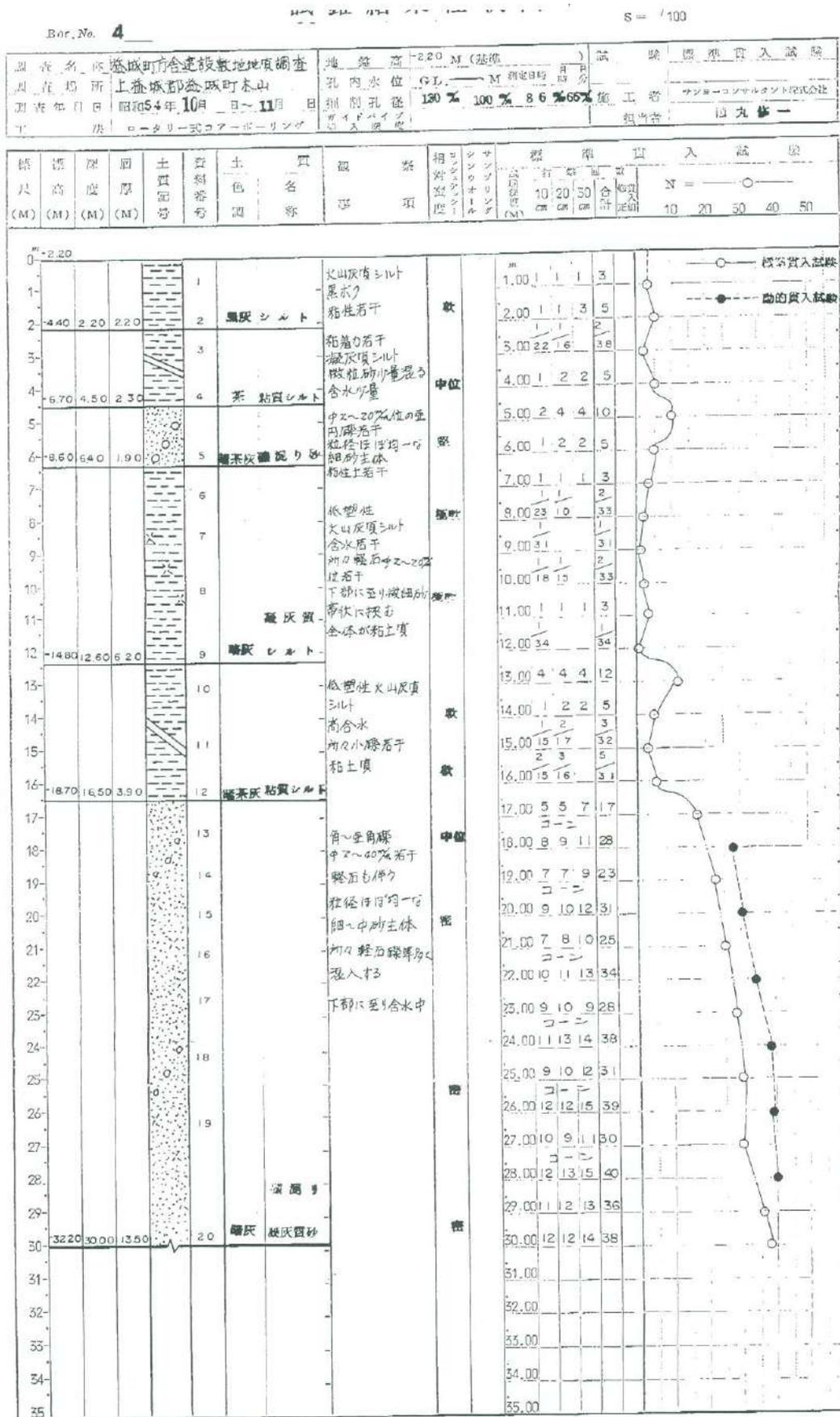


図7.3.1.7 ボーリングデータ (No. 4 柱状図) [7.3-2]

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。

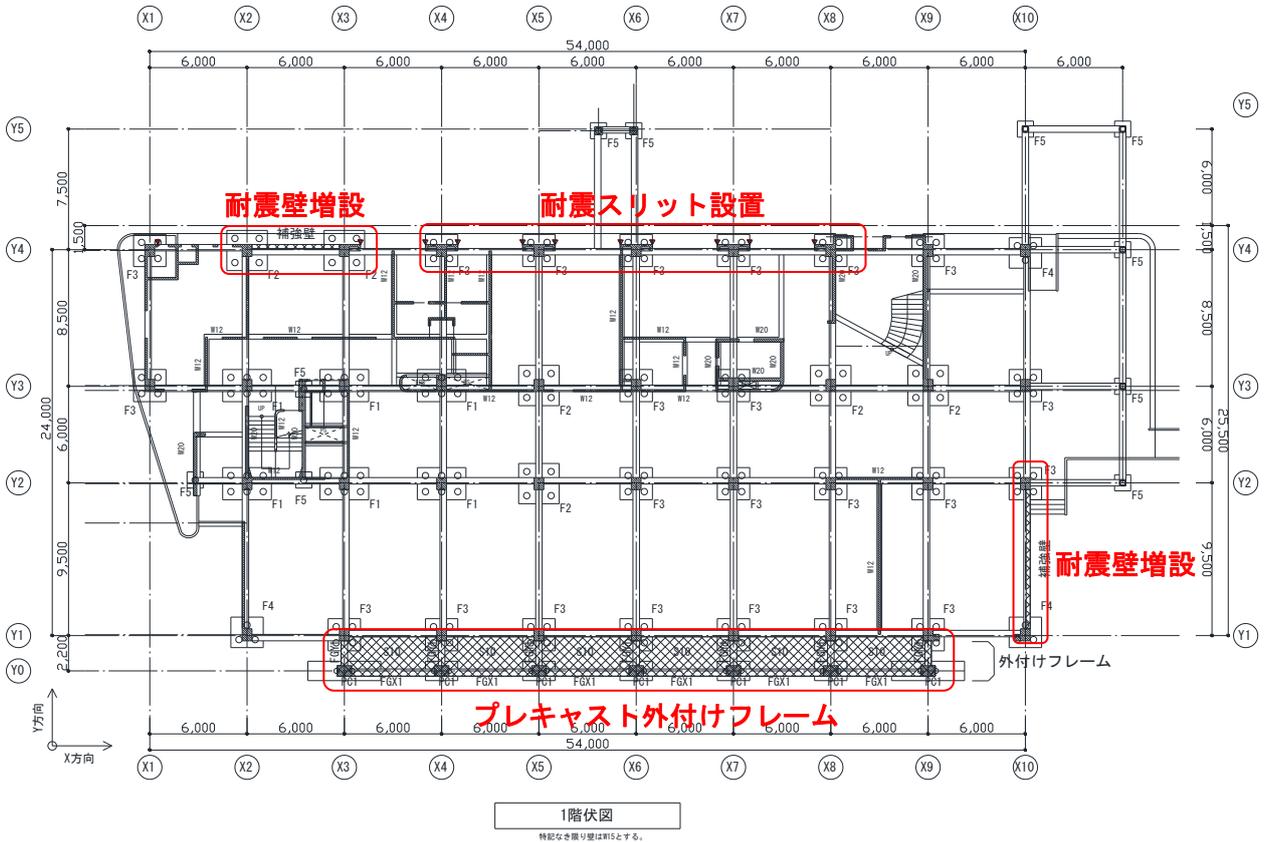


図7.3.2.1 対象建築物1階平面図

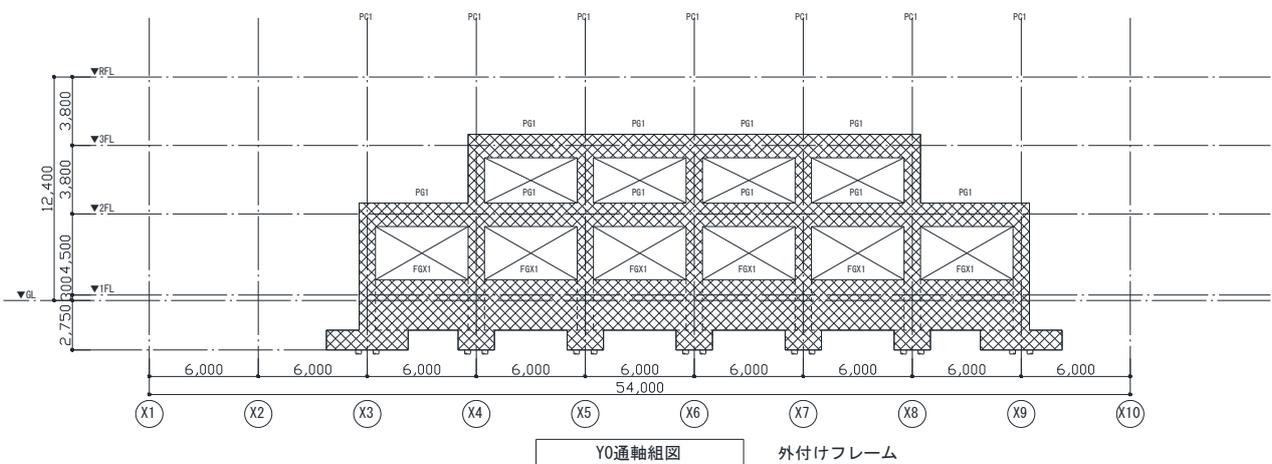


図7.3.2.2 対象建築物 Y0構面軸組図

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]

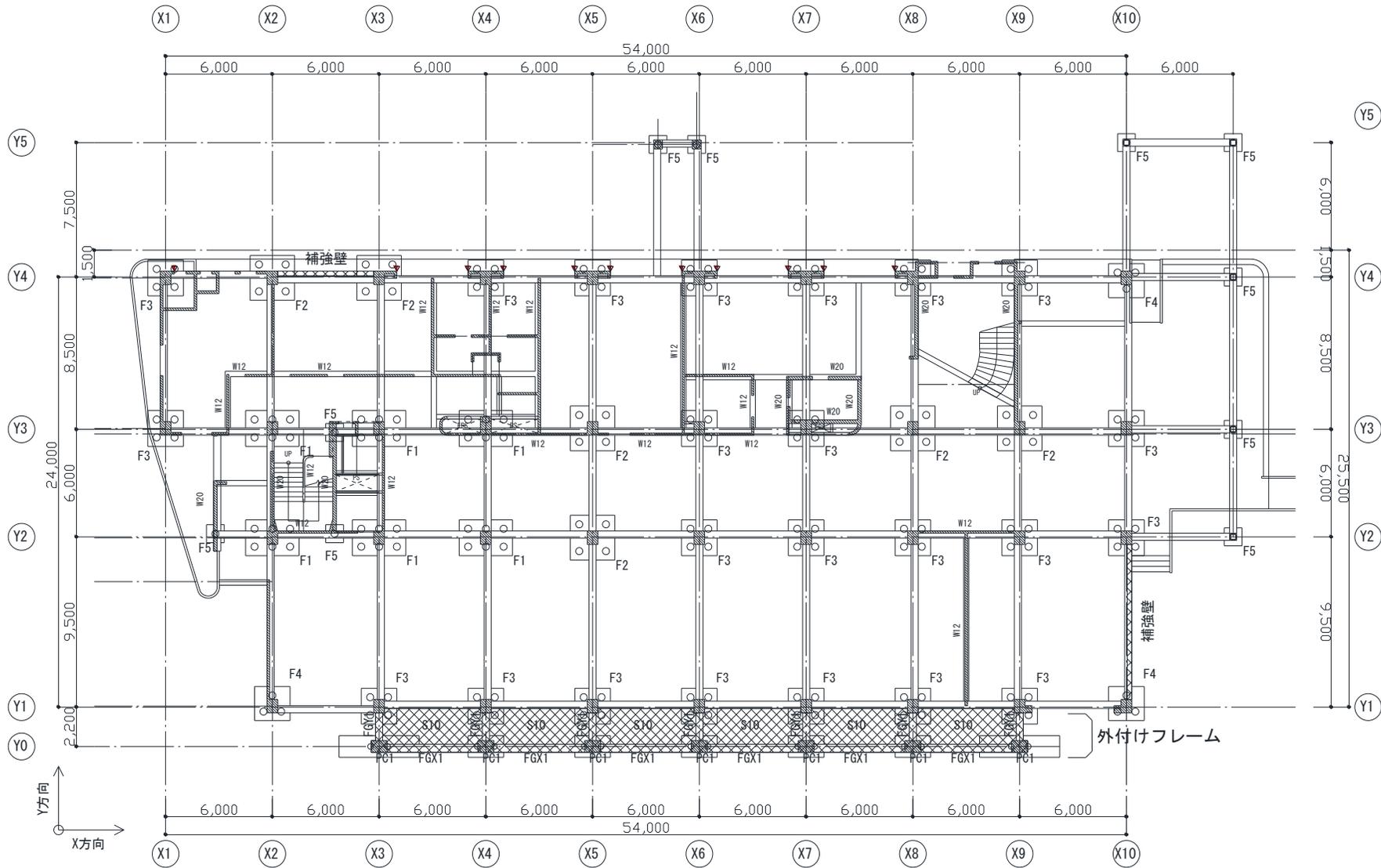
	階	ΣW_i	$1/A_i$	W/A	C	F	E0	SD	T	I_s	CTU・SD	判定	
補強前	PH	$\{2.5 \cdot (AW1+AW2)+0.7 \cdot Ac\} \cdot \alpha / (Z \times W \times A_i) = \{2.5 \cdot (900000+1117500)\} \cdot 1.07 / (0.9 \times 1057200 \times 2.0) = 2.84 \geq 1.00$											OK
	3	15952.1	0.71	12.3	1.34	1.00	0.95	1.00	0.98	0.93	0.95	OK	
	2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

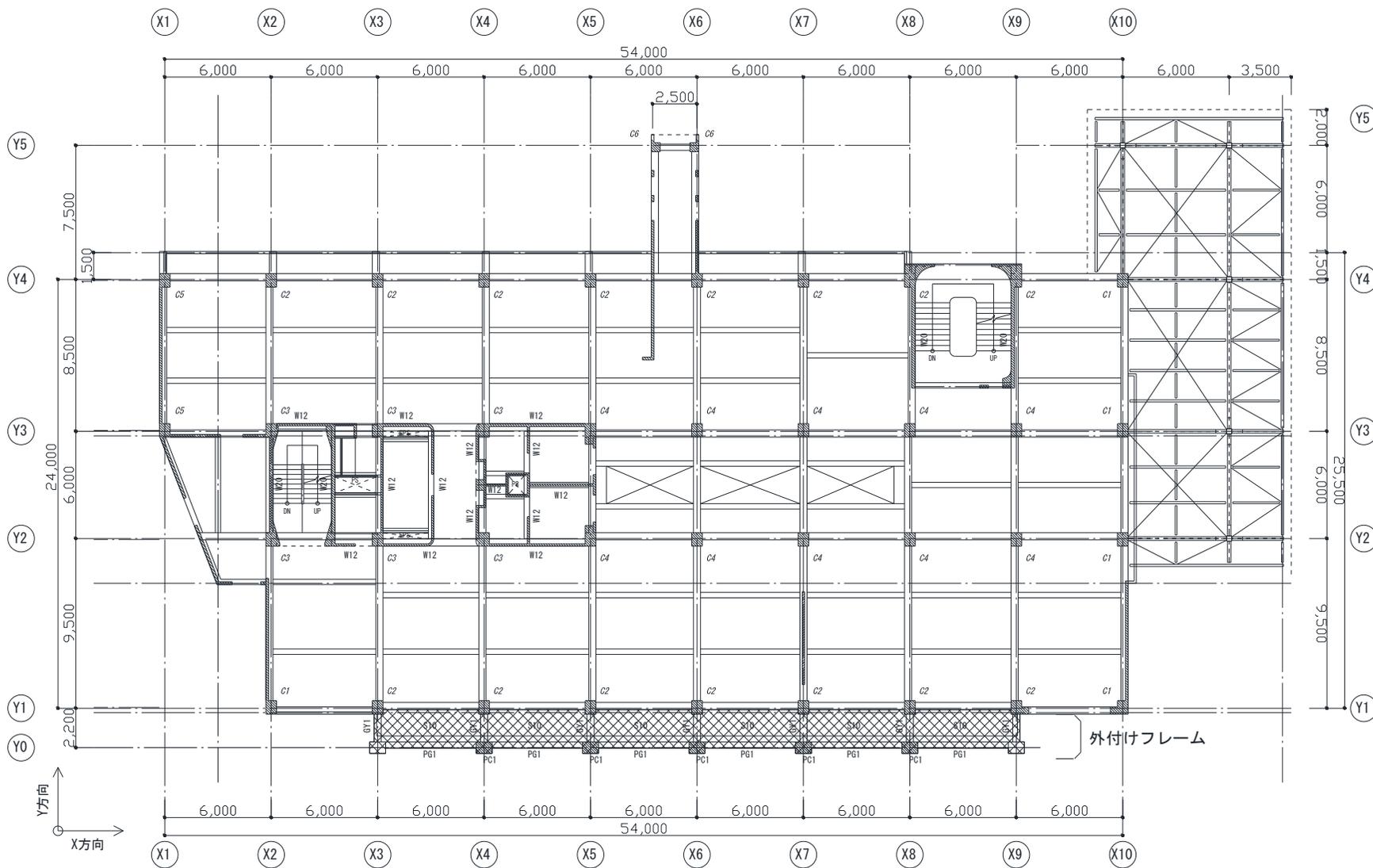


図7.3.4.2 2階伏図

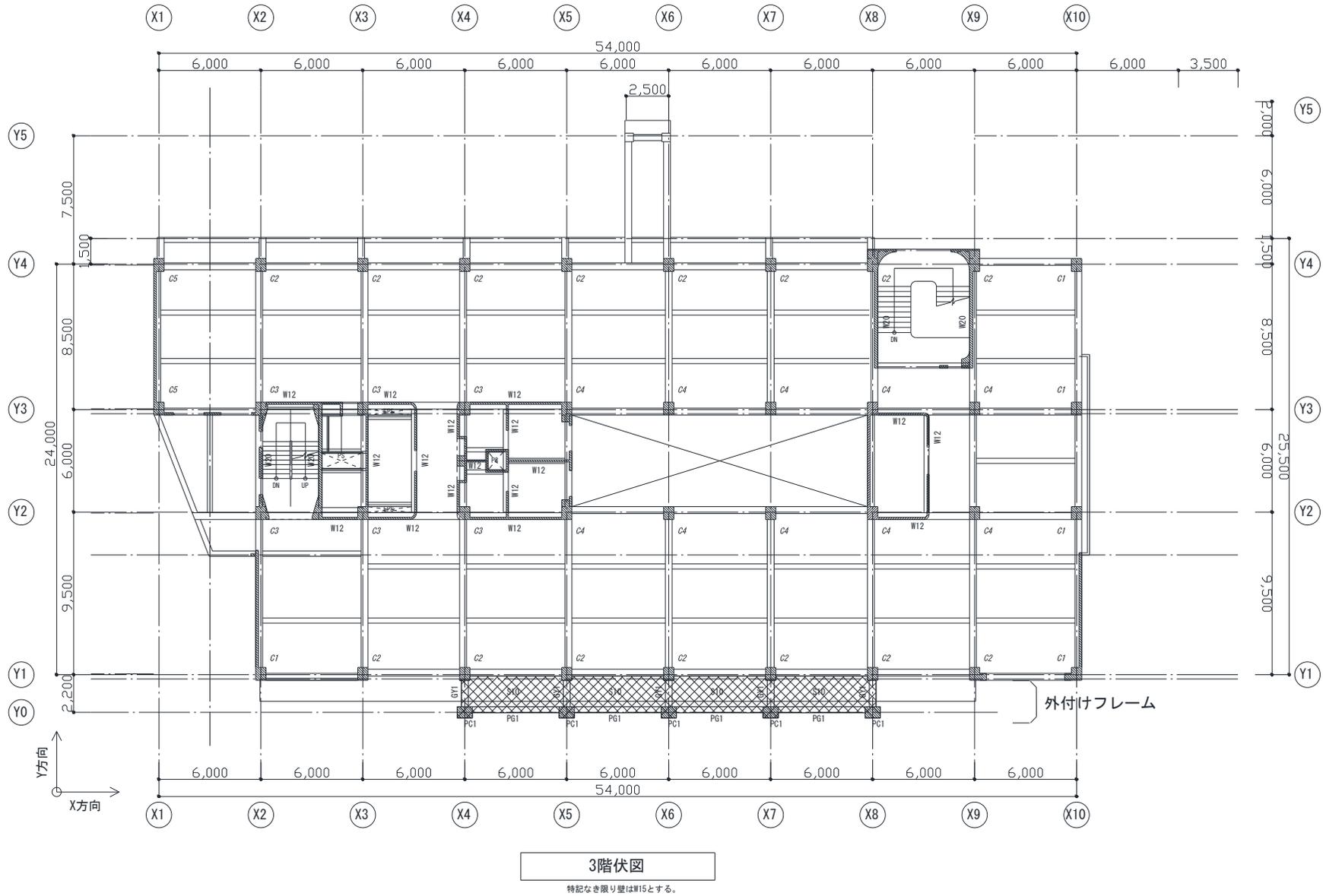
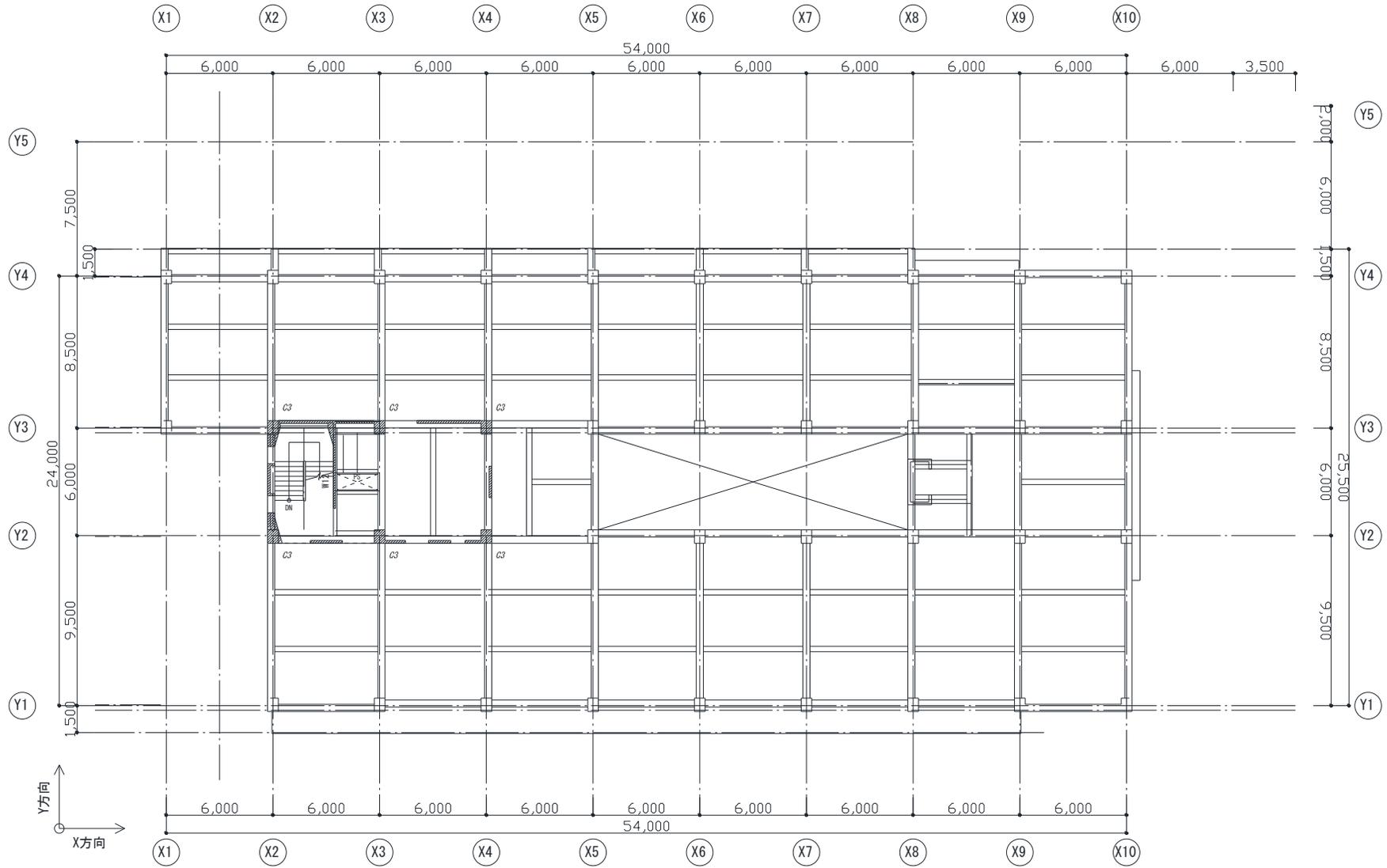


図7.3.4.3 3階伏図

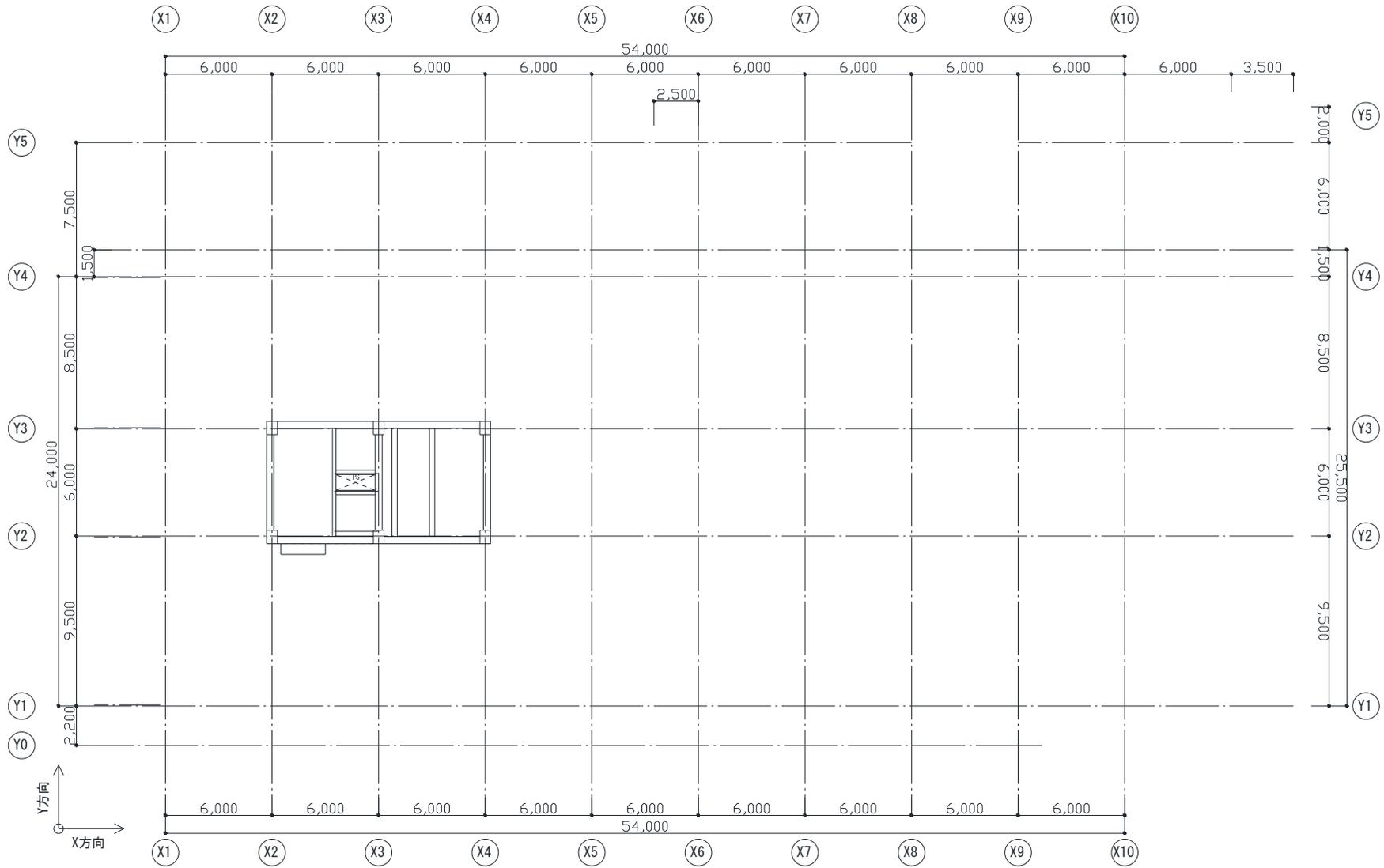
7-34



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

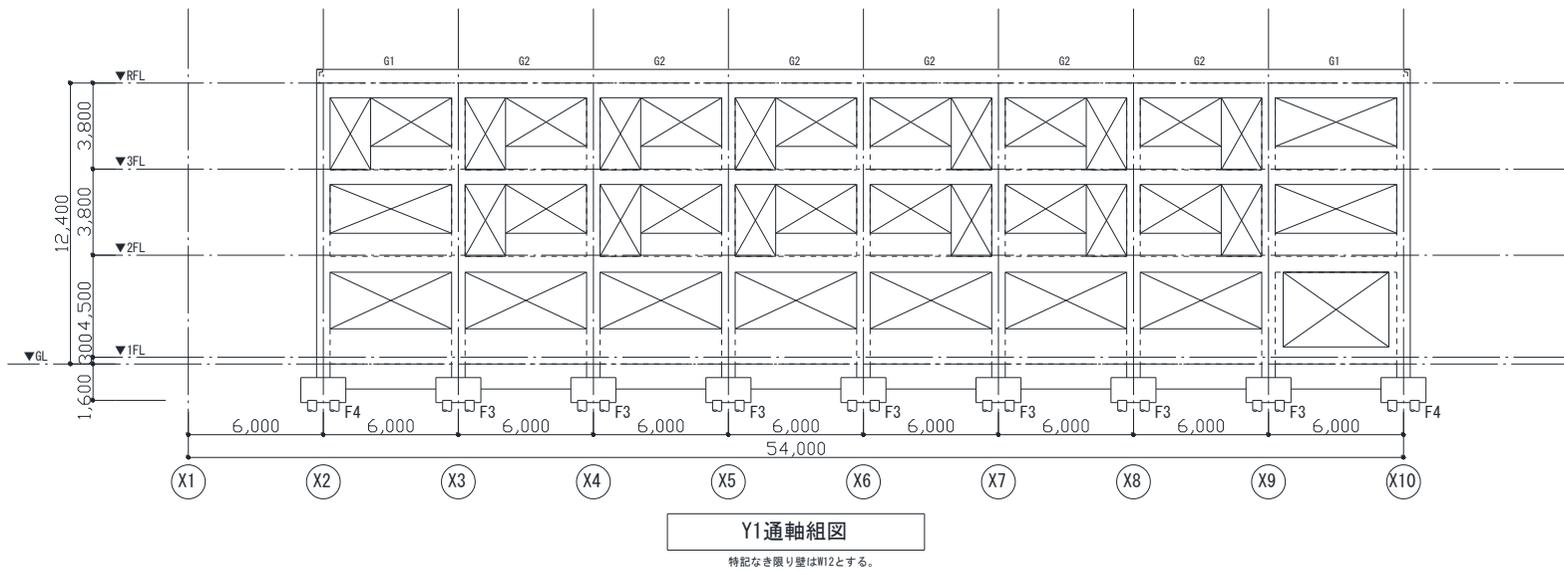
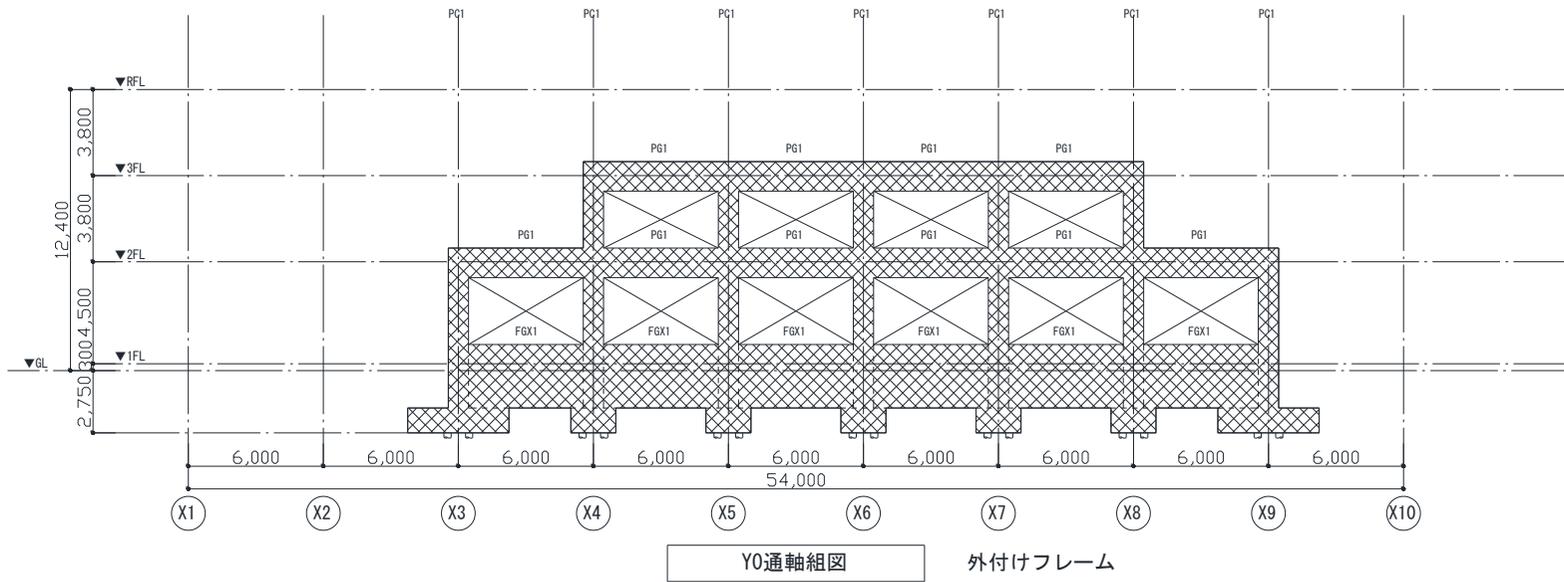


図7.3.4.6 YO通り, Y1通り軸組図

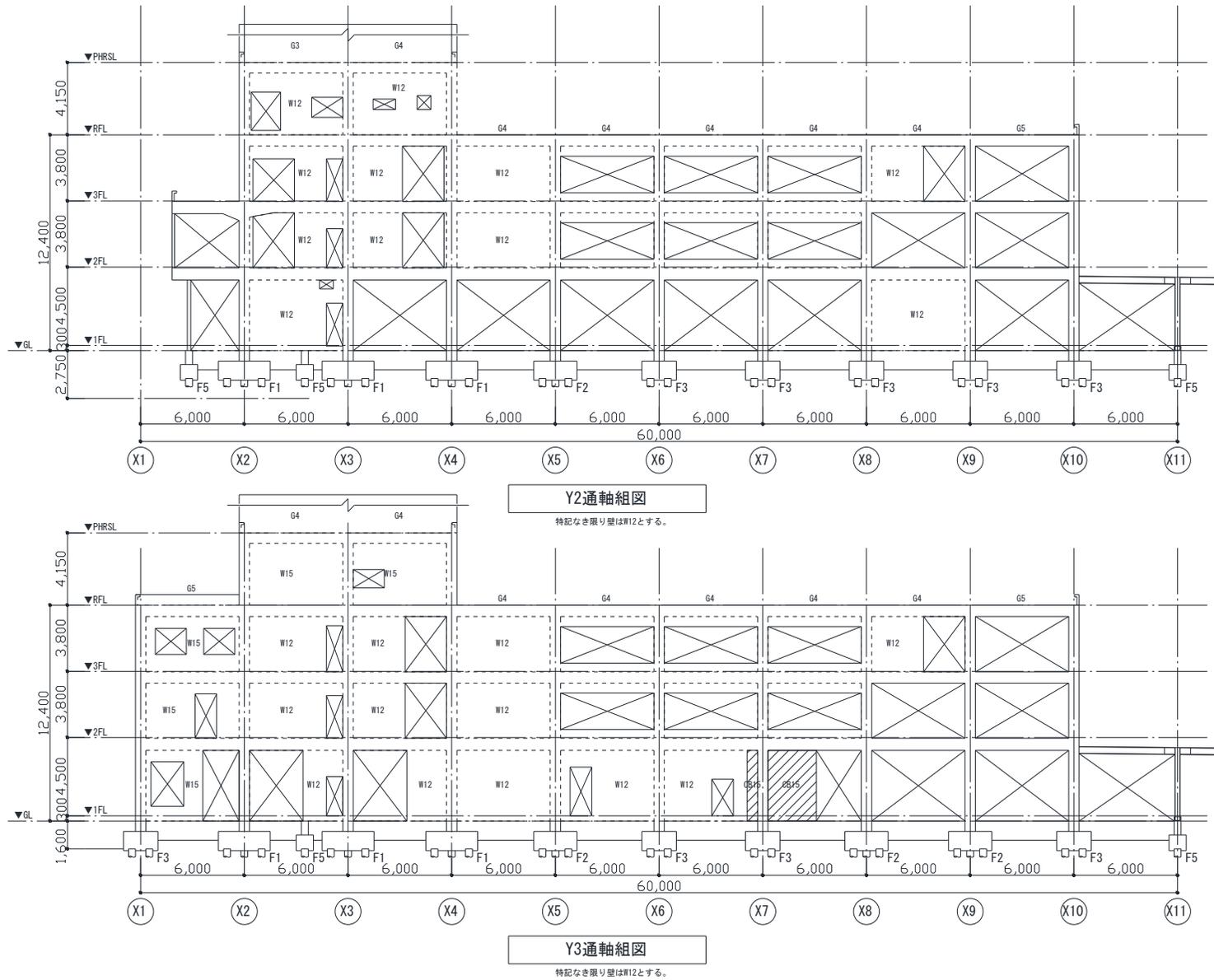
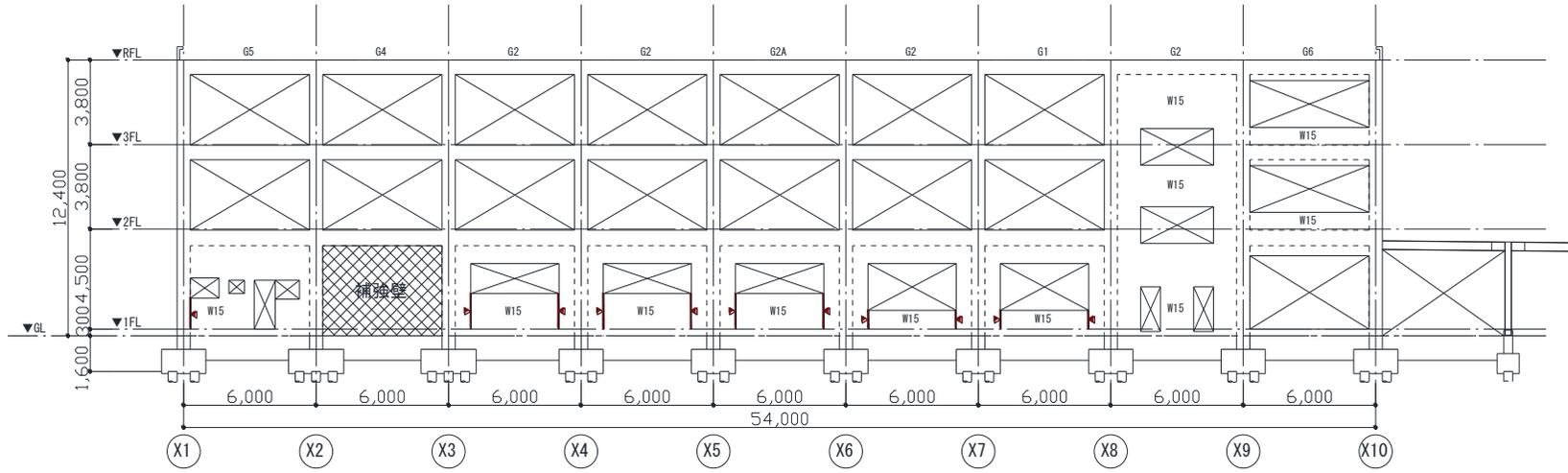
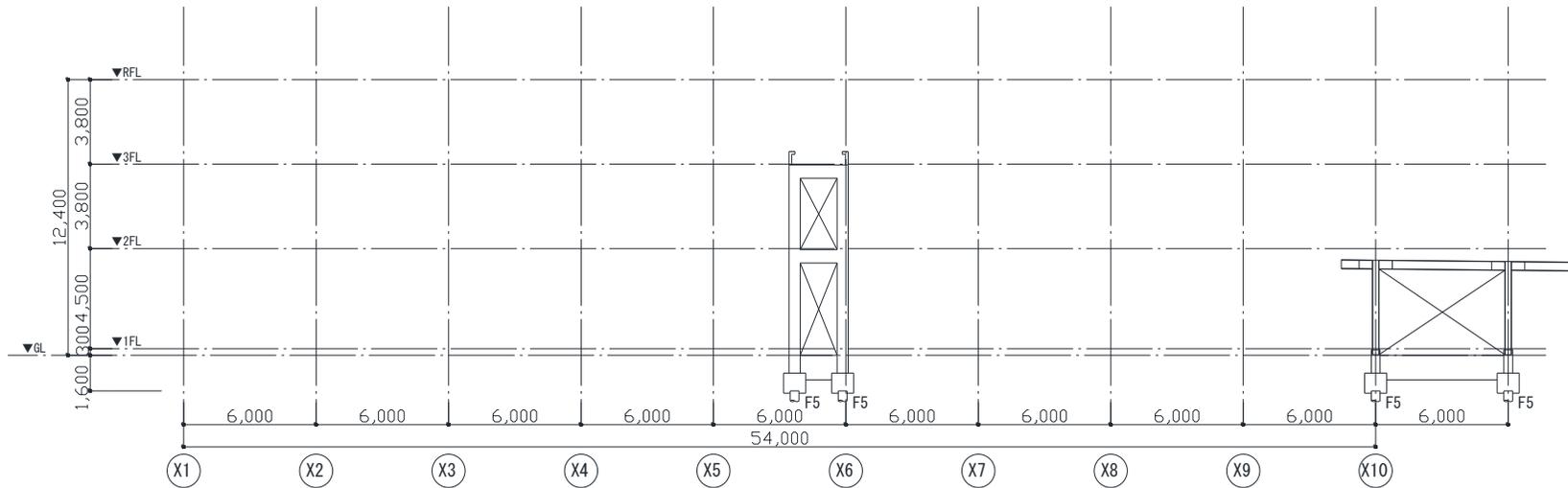


図7.3.4.7 Y2通り, Y3通り軸組図



Y4通軸組図

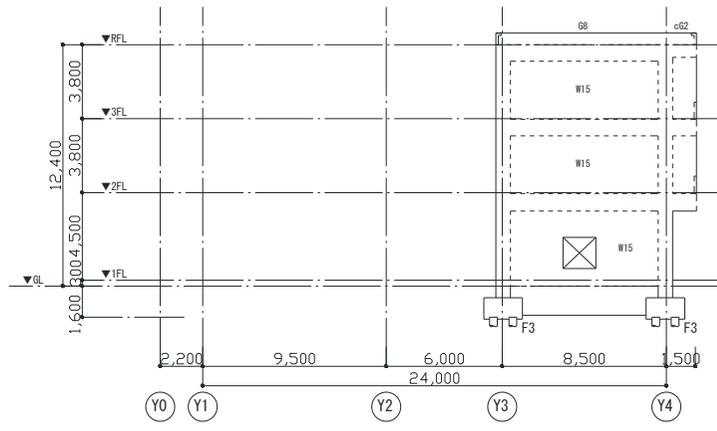
特記なき限り壁はW12とする。



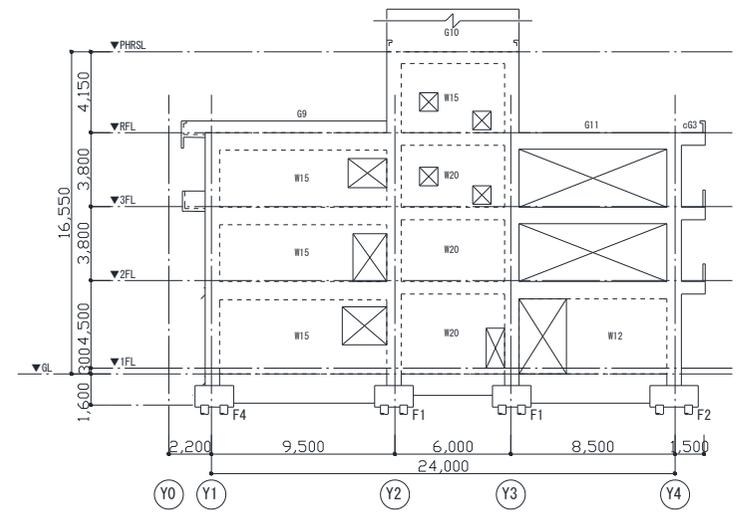
Y5通軸組図

特記なき限り壁はW12とする。

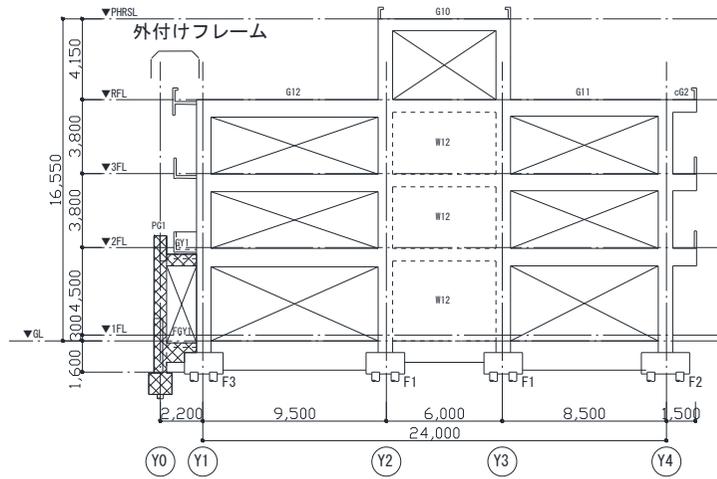
図7.3.4.8 Y4通り, Y5通り軸組図



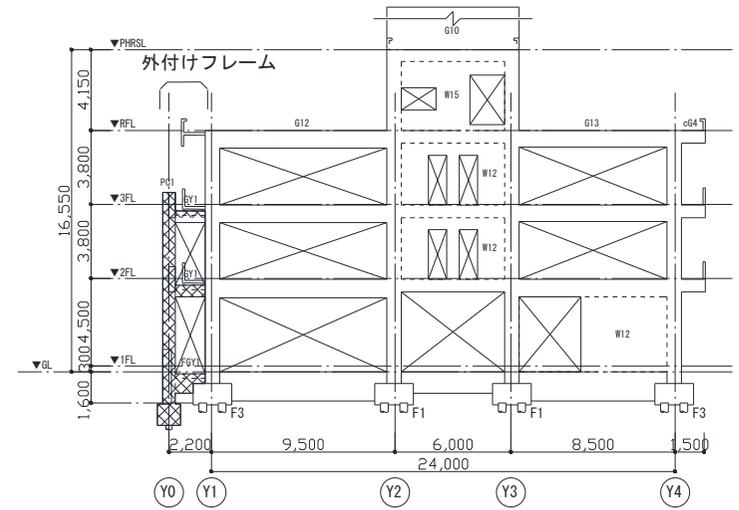
X1通軸組図
特記なき限り壁はW12とする。



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

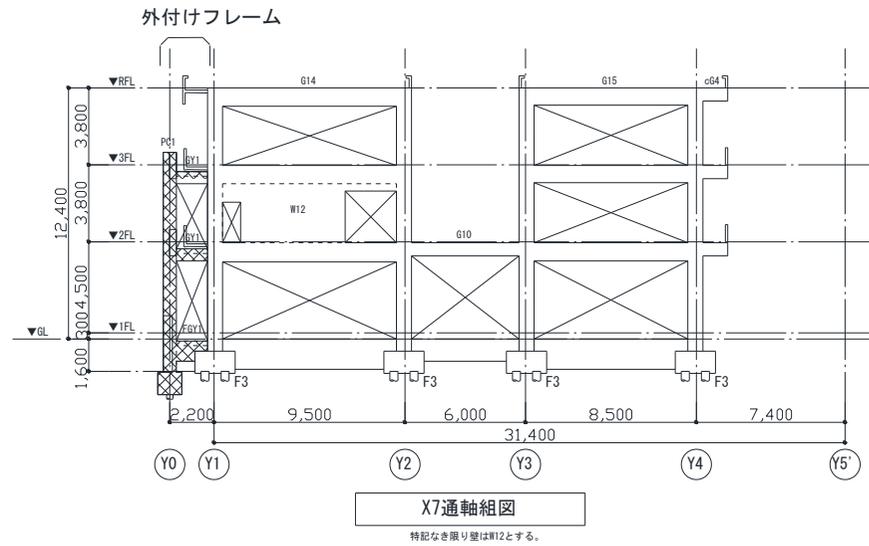
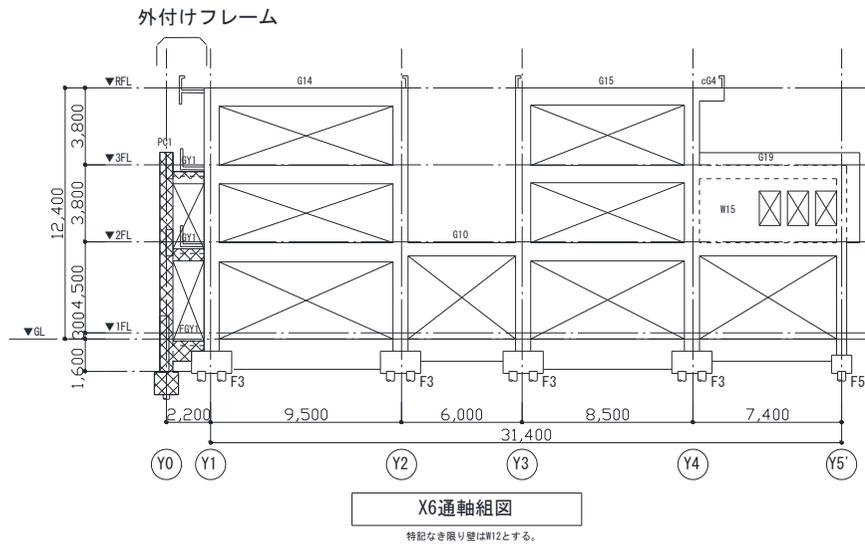
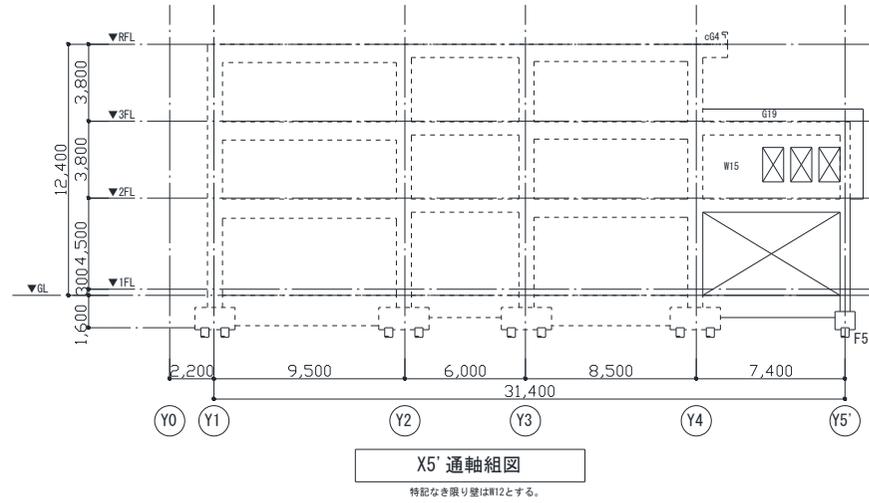
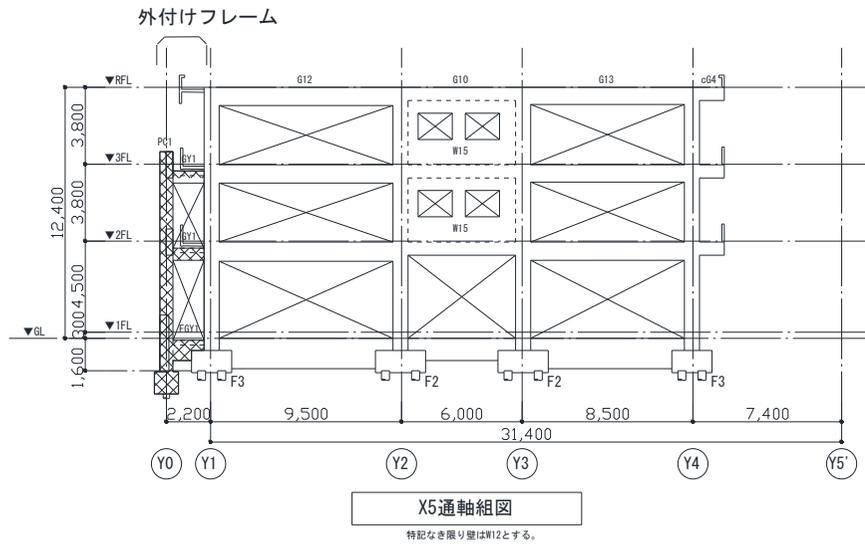


図7.3.4.10 X5～X7通り軸組図

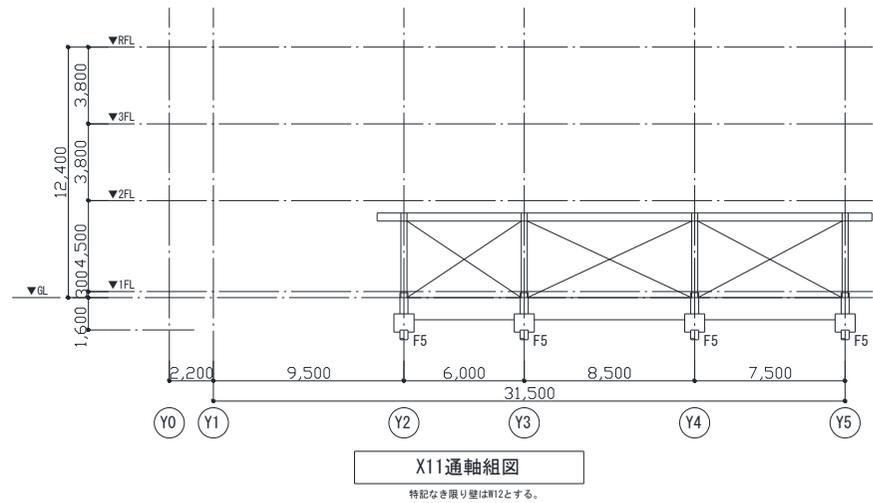
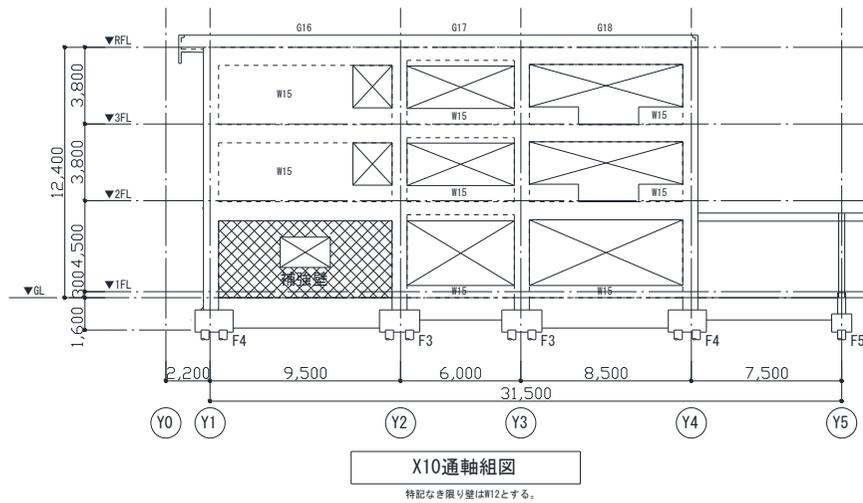
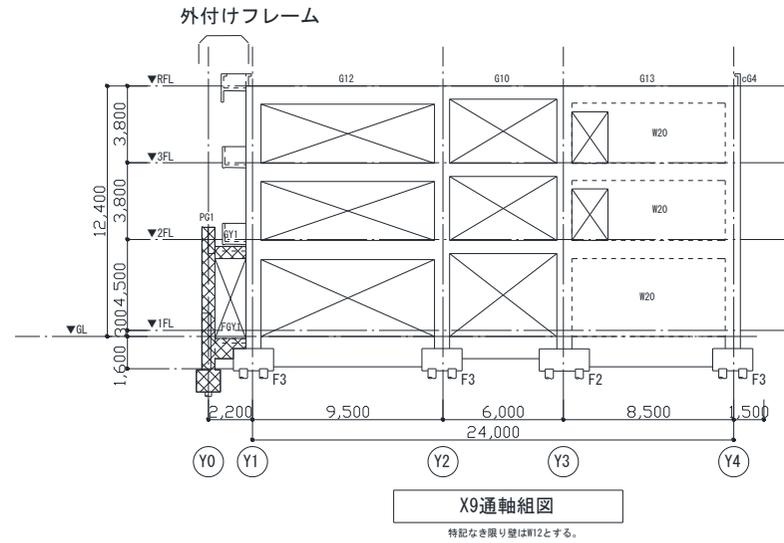
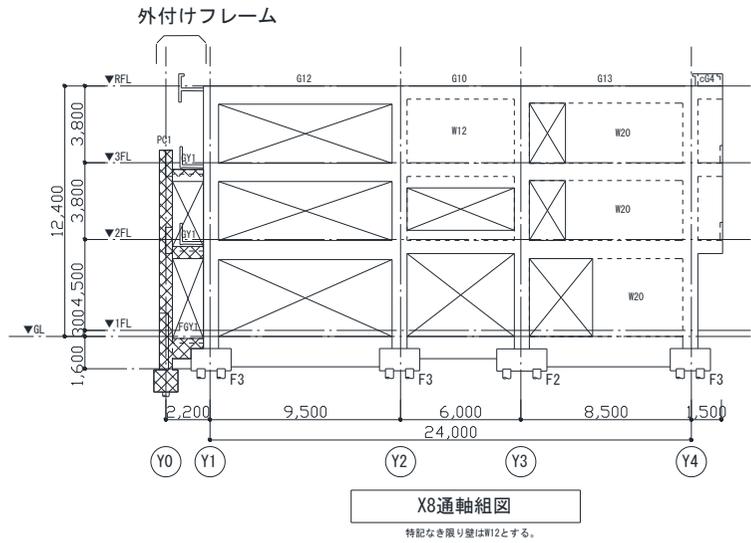


図7.3.4.11 X8～X11通り軸組図

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 4-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 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								
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					
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	-	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
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
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	
位置		両端	中央								
b x D (cm)		40 x 85	40 x 85	40 x 85	40 x 85	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	
位置		両端	中央								
b x D (cm)		40 x 95	40 x 95	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		
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 85	40 x 85	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					
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 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								
位置										
b x D (cm)	40 x 85	40 x 85	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								
位置										
b x D (cm)	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	5-D25	3-D25						
あばら筋 (mm)	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							
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 —	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

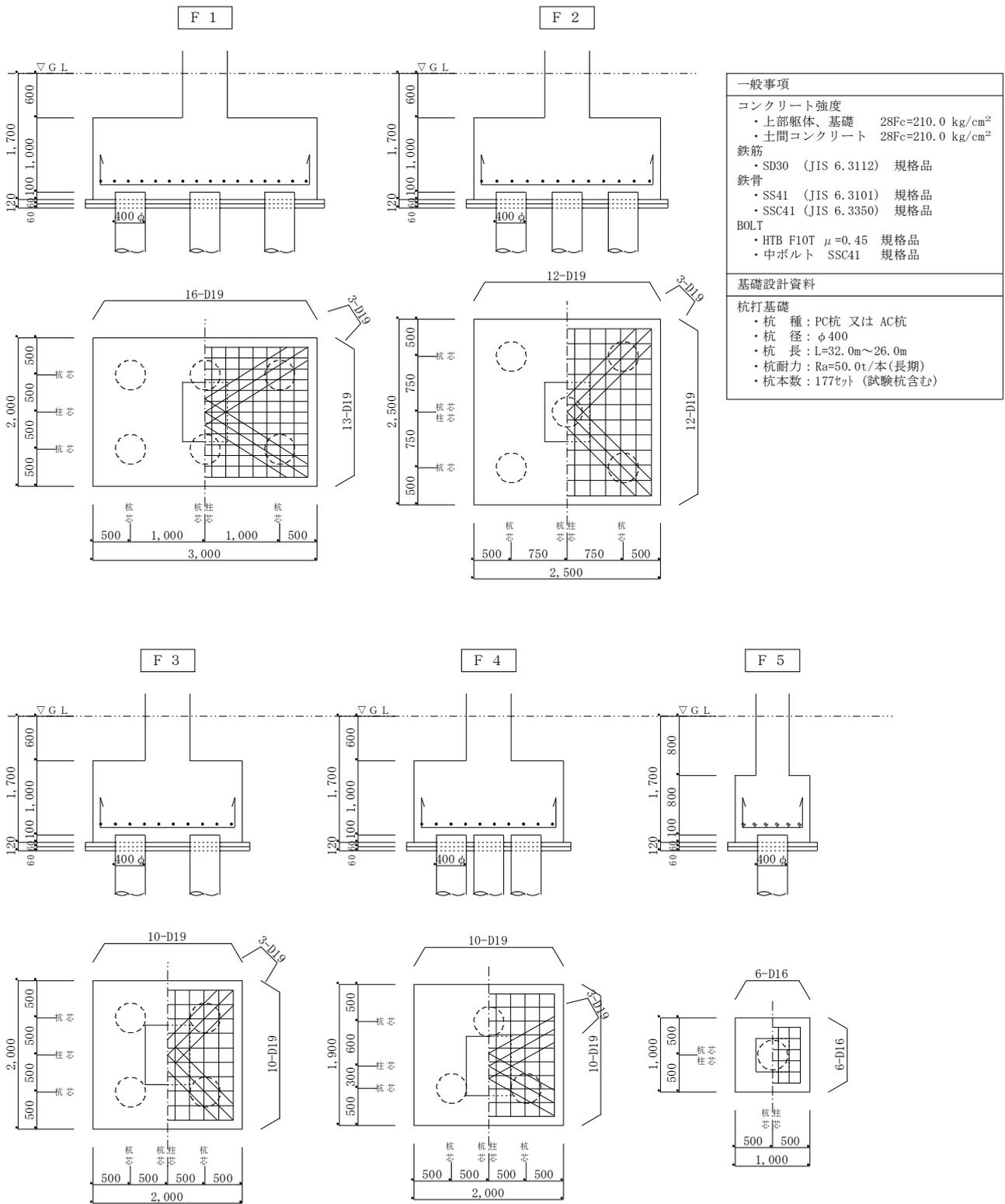


図7.3.4.17 基礎フーチング

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。

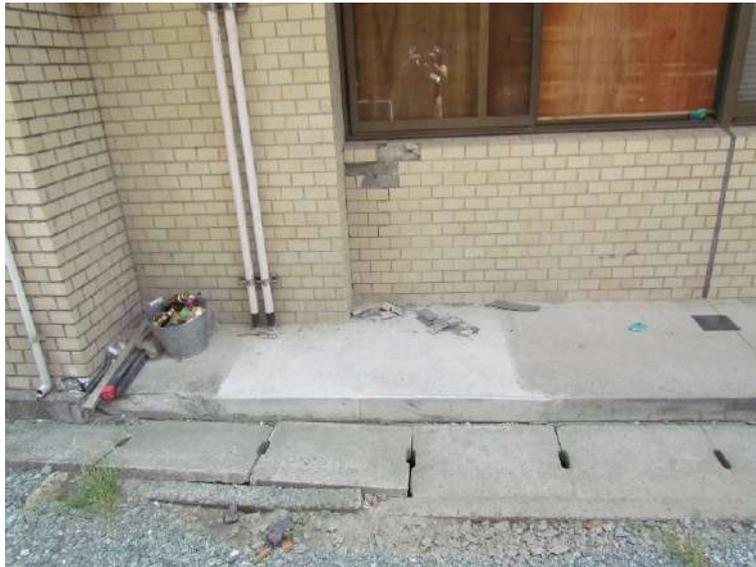


写真 7.4.1.1 腰壁上部のタイル剥落



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

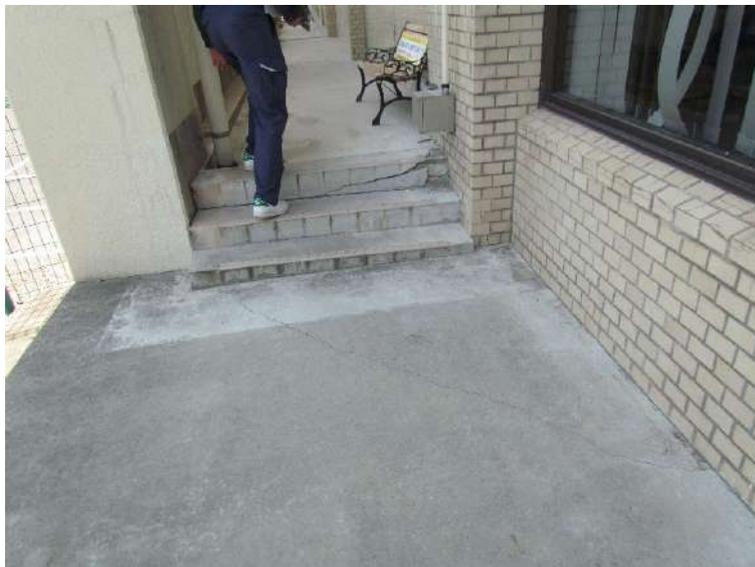


写真 7.4.1.6 写真 7.4.1.3 の柱のあしもと



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。

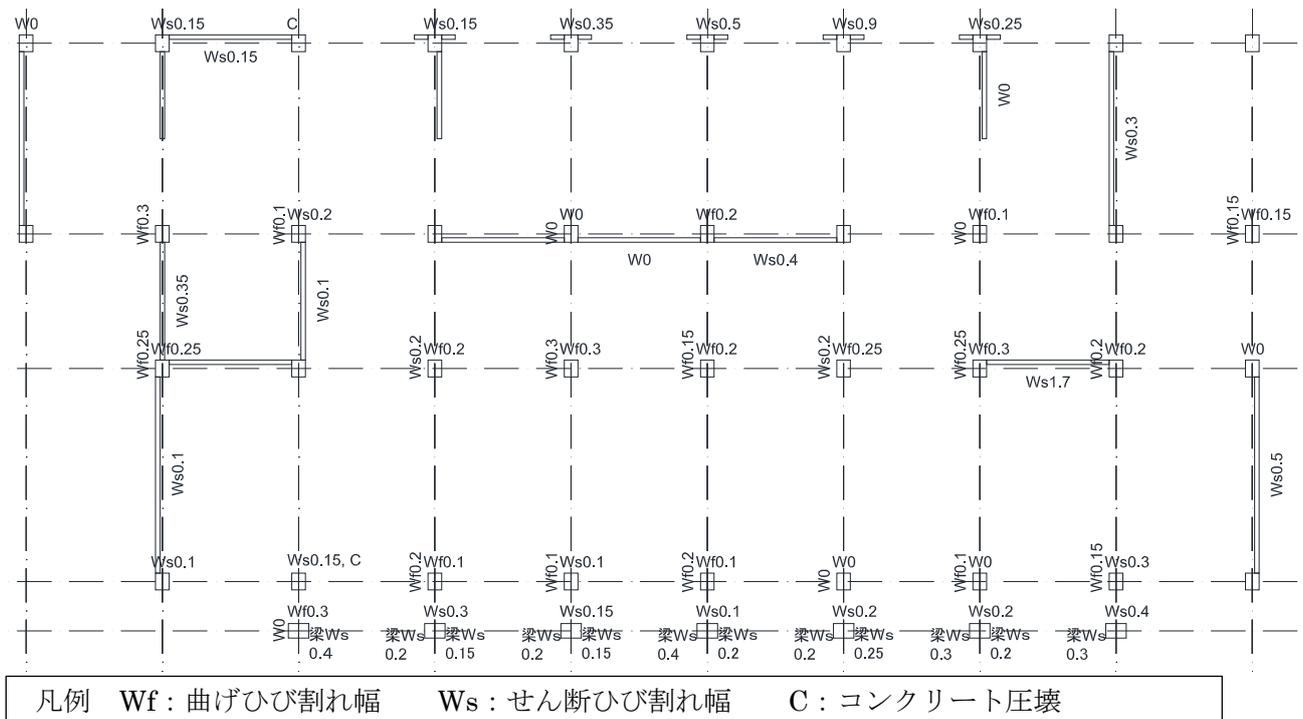


図 7.4.1.1 部材損傷一覧（1階）

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。

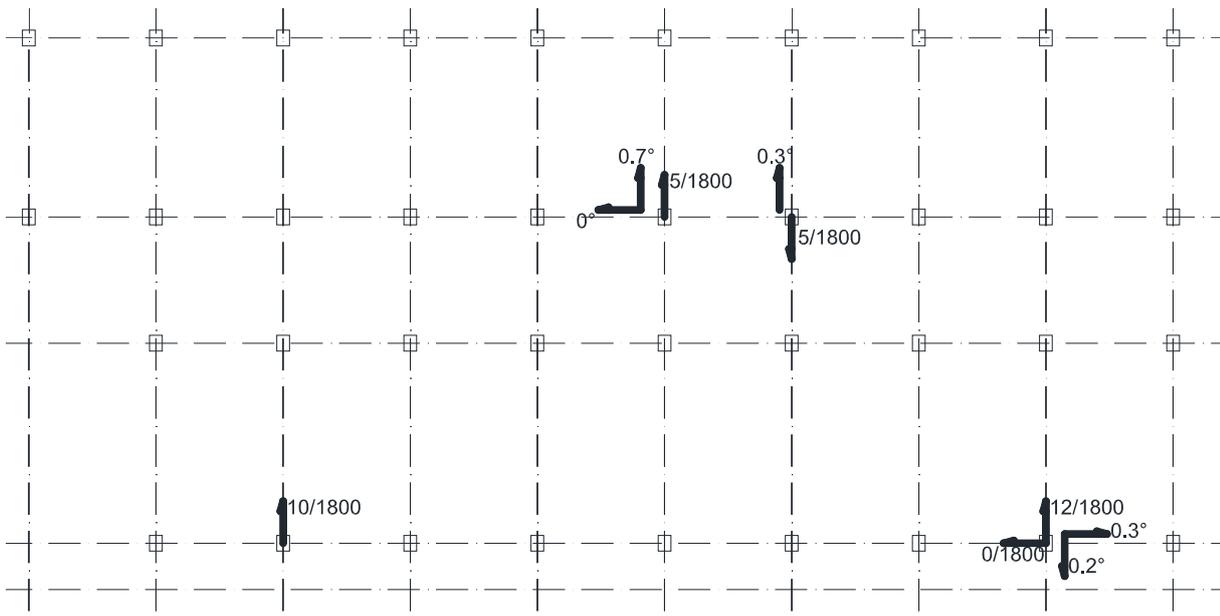


図 7.4.1.2 建築物の傾斜（3階）

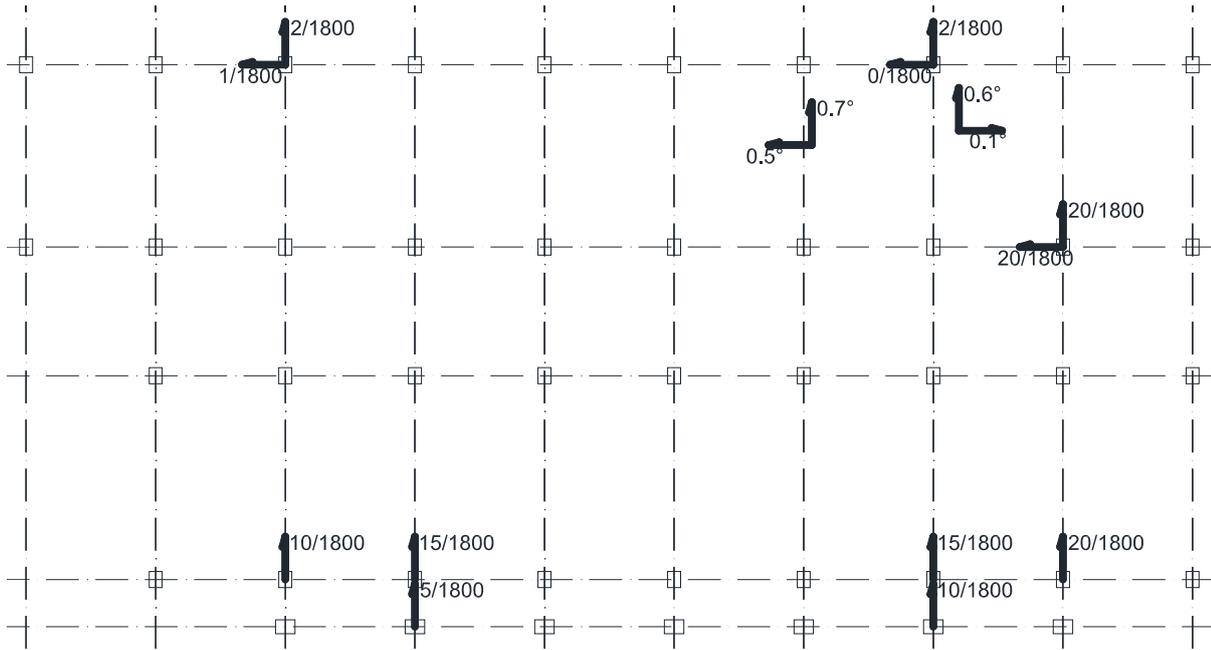


図 7.4.1.3 建築物の傾斜 (2階)

(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

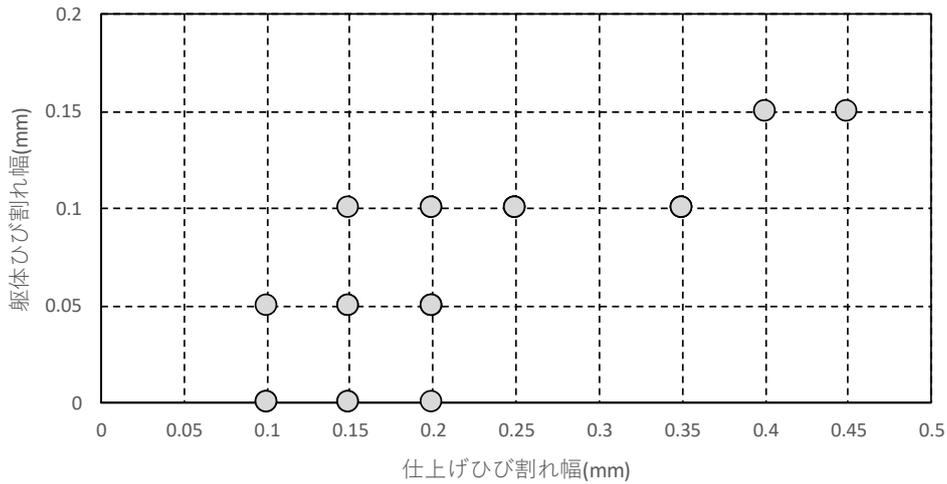


図 7.4.1.5 モルタル仕上げの柱の曲げひび割れにおける躯体ひび割れ幅と仕上げひび割れ幅との関係

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。

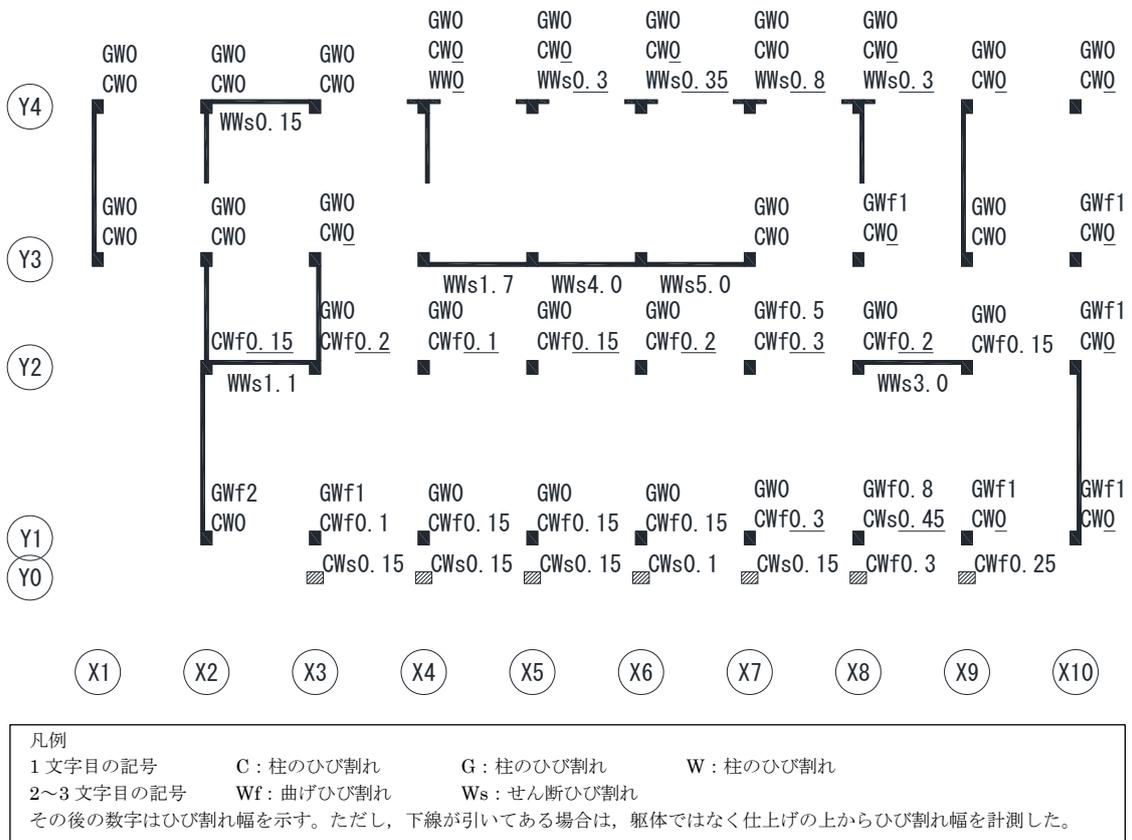
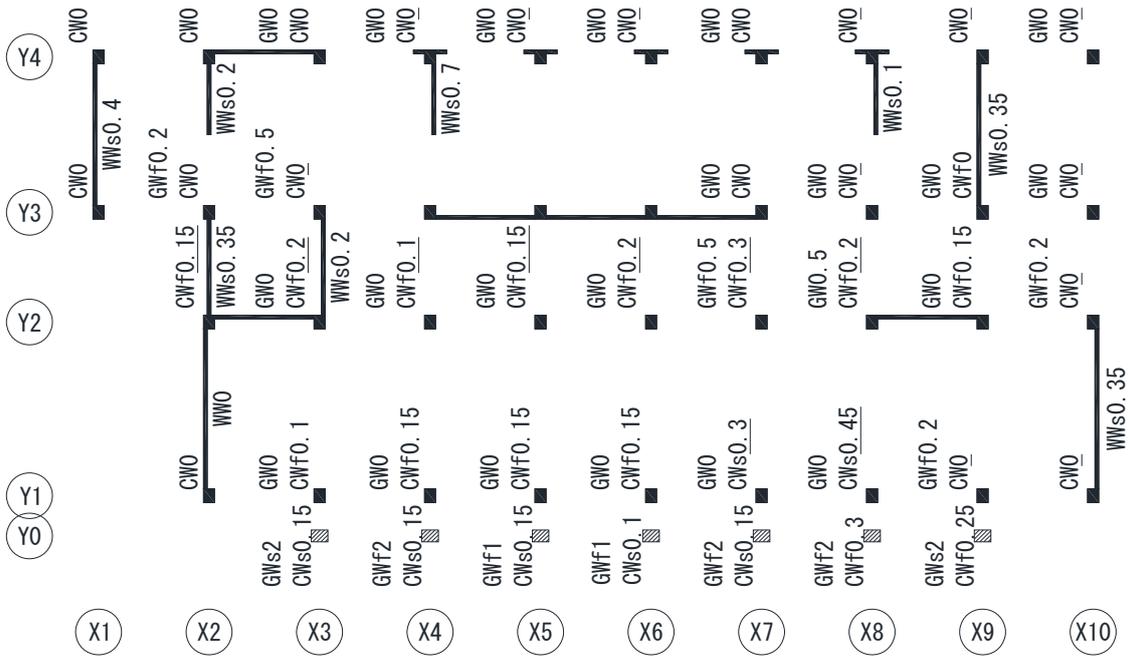
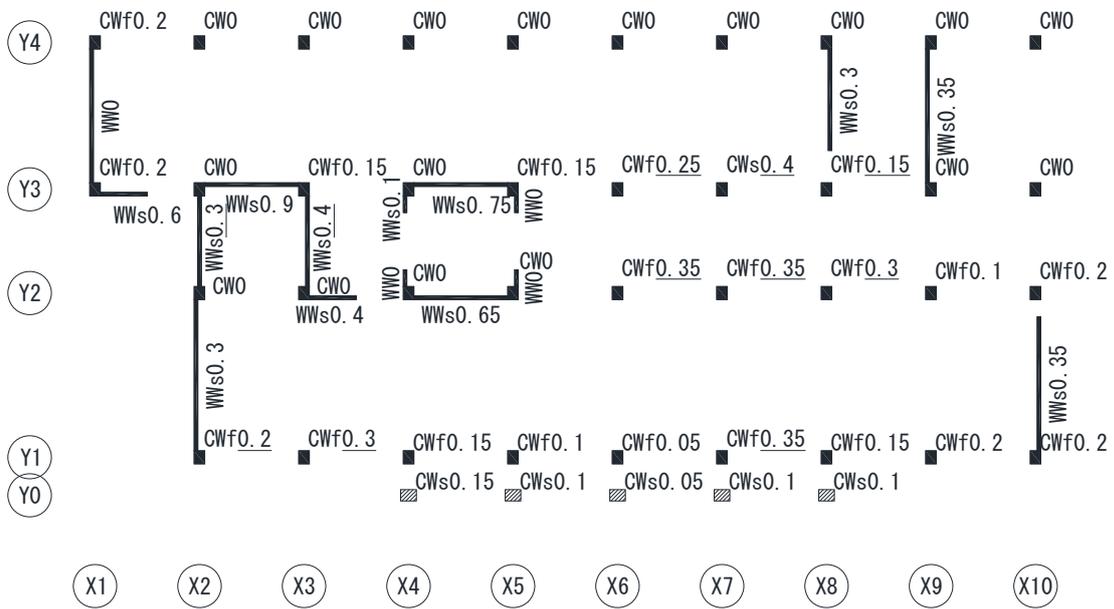


図 7.4.1.6 部材損傷一覧 (1階, X方向)



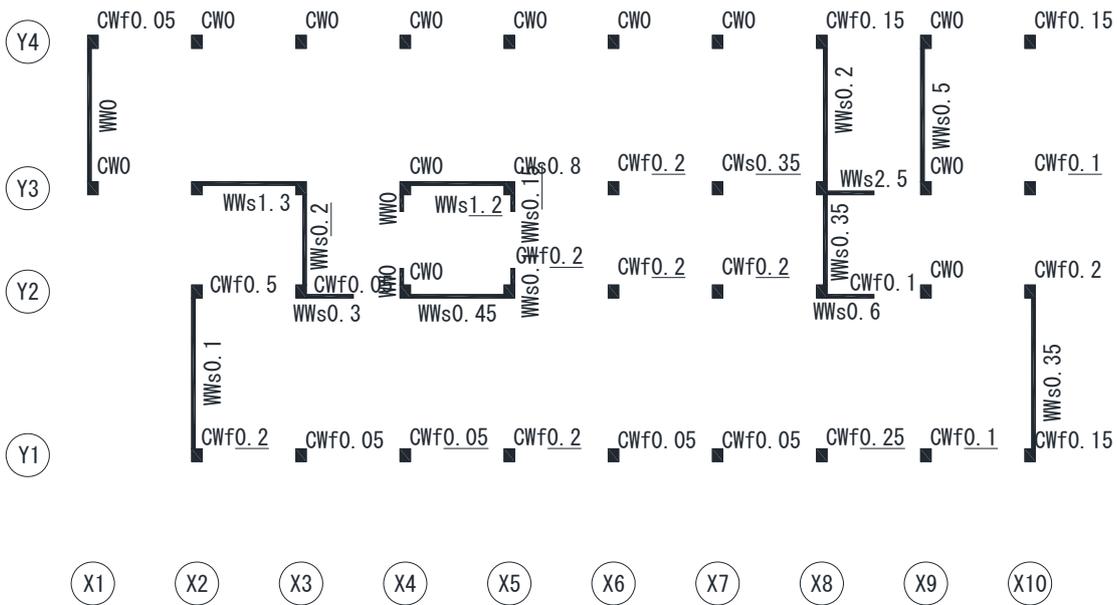
凡例
 1文字目の記号 C: 柱のひび割れ G: 柱のひび割れ W: 柱のひび割れ
 2~3文字目の記号 Wf: 曲げひび割れ幅 Ws: せん断ひび割れ幅
 その後の数字はひび割れ幅を示す。ただし、下線が引いてある場合は、躯体ではなく仕上げの上からひび割れ幅を計測した。

図 7.4.1.7 部材損傷一覧 (1階, Y方向)



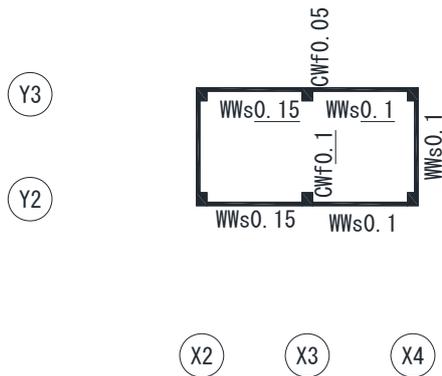
凡例
 1文字目の記号 C: 柱のひび割れ G: 柱のひび割れ W: 柱のひび割れ
 2~3文字目の記号 Wf: 曲げひび割れ幅 Ws: せん断ひび割れ幅
 その後の数字はひび割れ幅を示す。ただし、下線が引いてある場合は、躯体ではなく仕上げの上からひび割れ幅を計測した。

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。

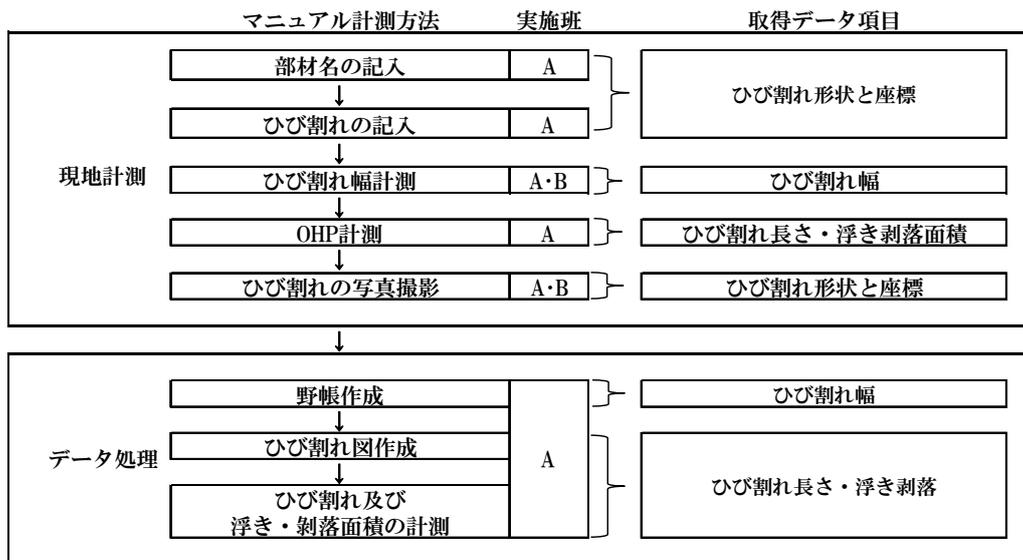


図 7.4.1.11 計測のフロー

(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)

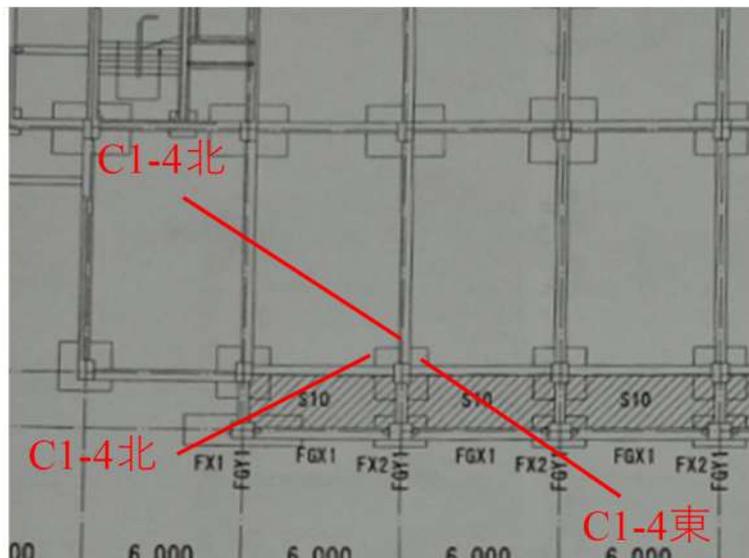


図 7.4.1.12 計測面名の例

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)

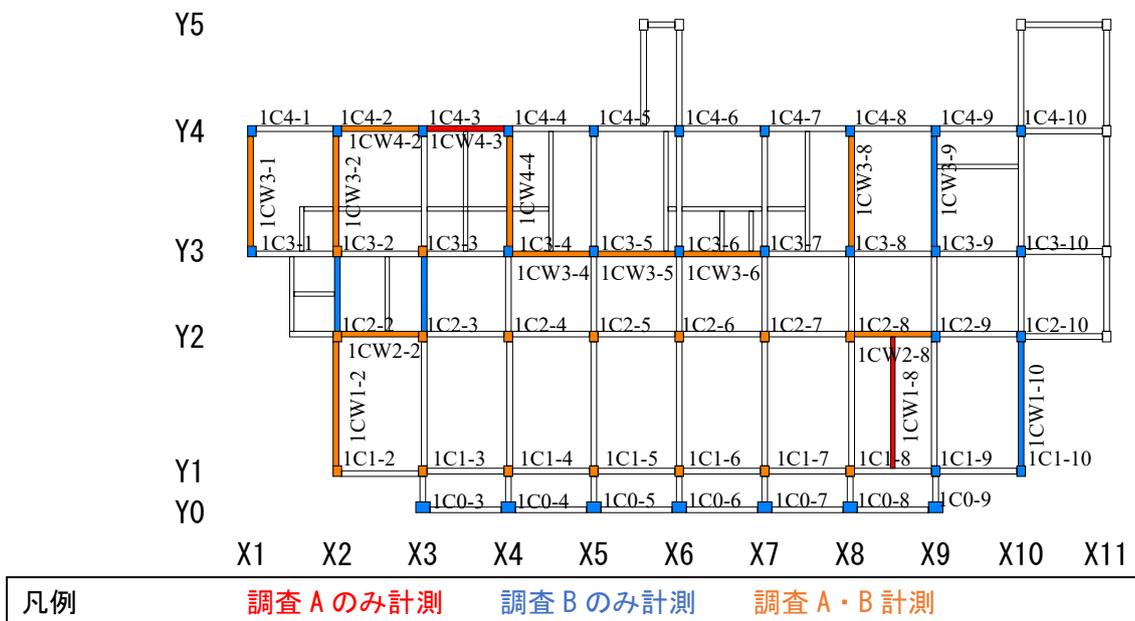


図 7.4.1.13 計測を行った柱部材とその部材名 (1階)

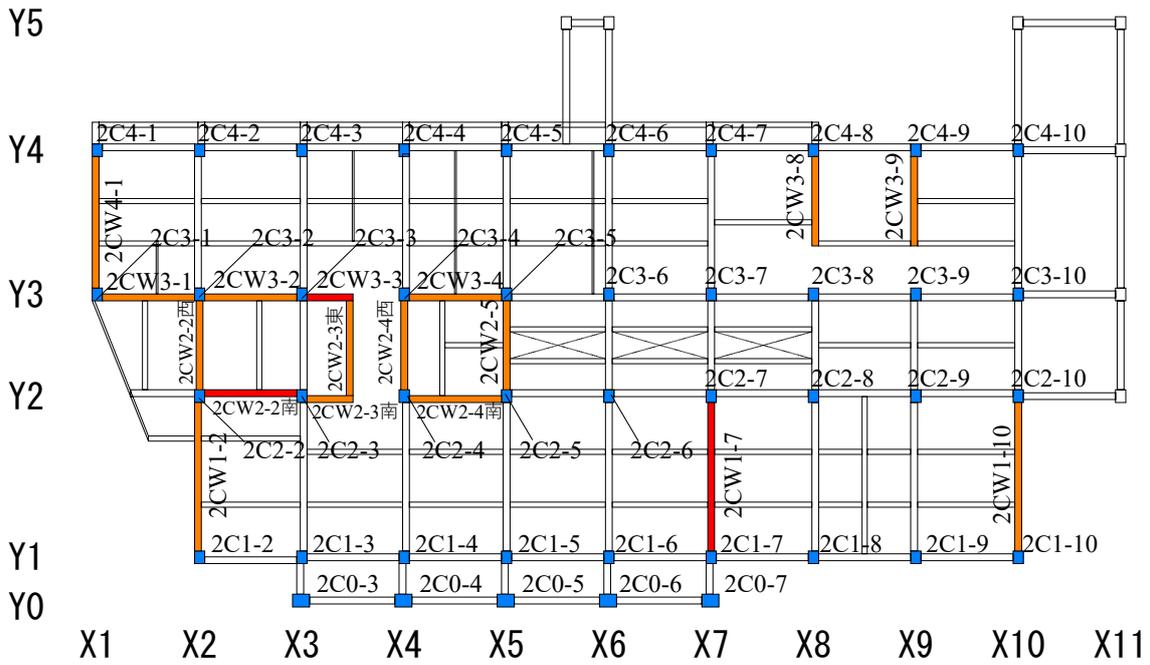


図 7.4.1.14 計測を行った壁部材とその部材名 (2階)

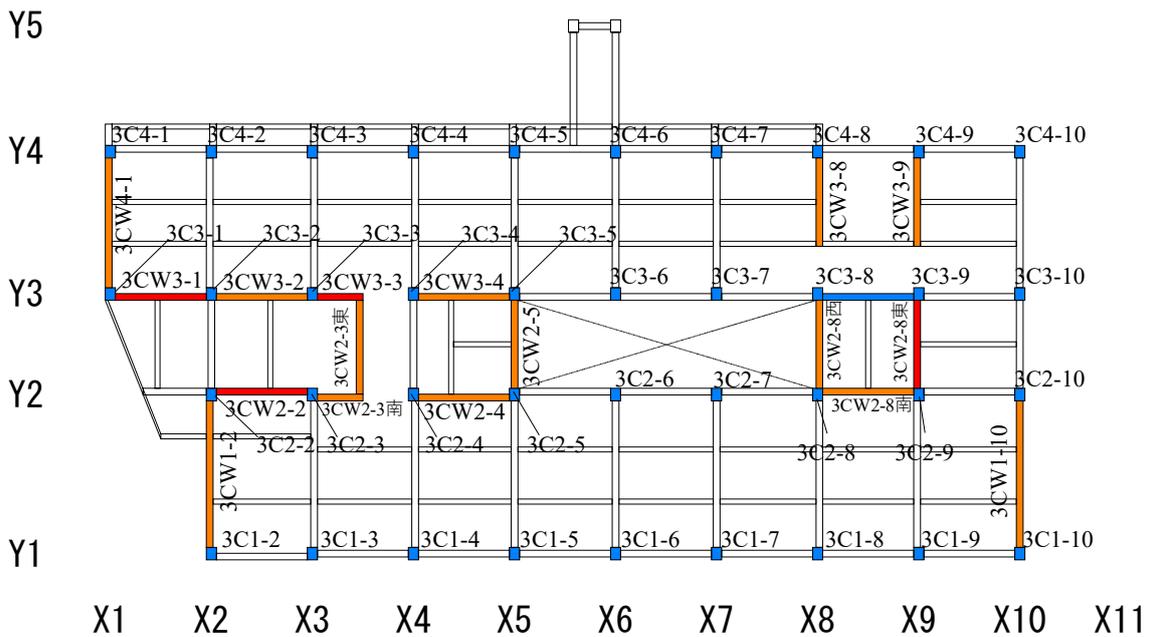


図 7.4.1.15 計測を行った壁部材とその部材名 (3階)

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。

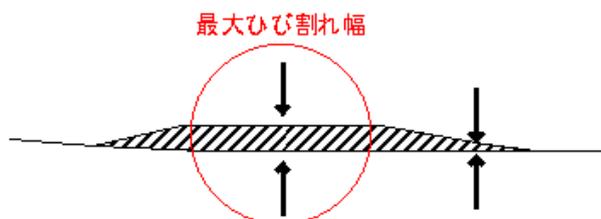


図 7.4.1.16 1本のひび割れにおける最大ひび割れ幅計測位置

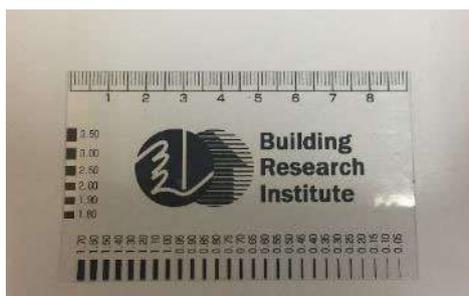


図 7.4.1.17 クラックスケール

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

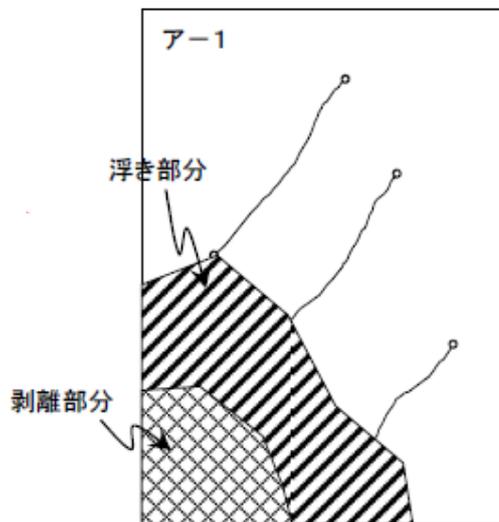


図 7.4.1.19 浮き・剥離の表現方法

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。

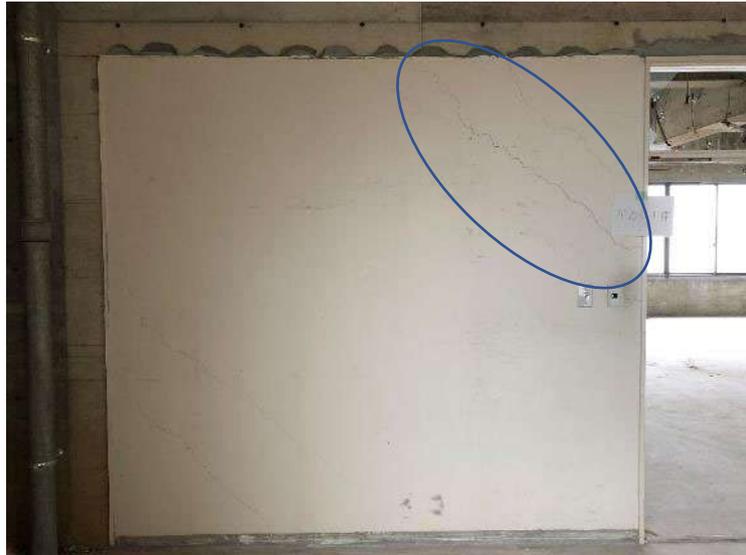


図 7.4.1.20 ひび割れ記入写真の例

(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。

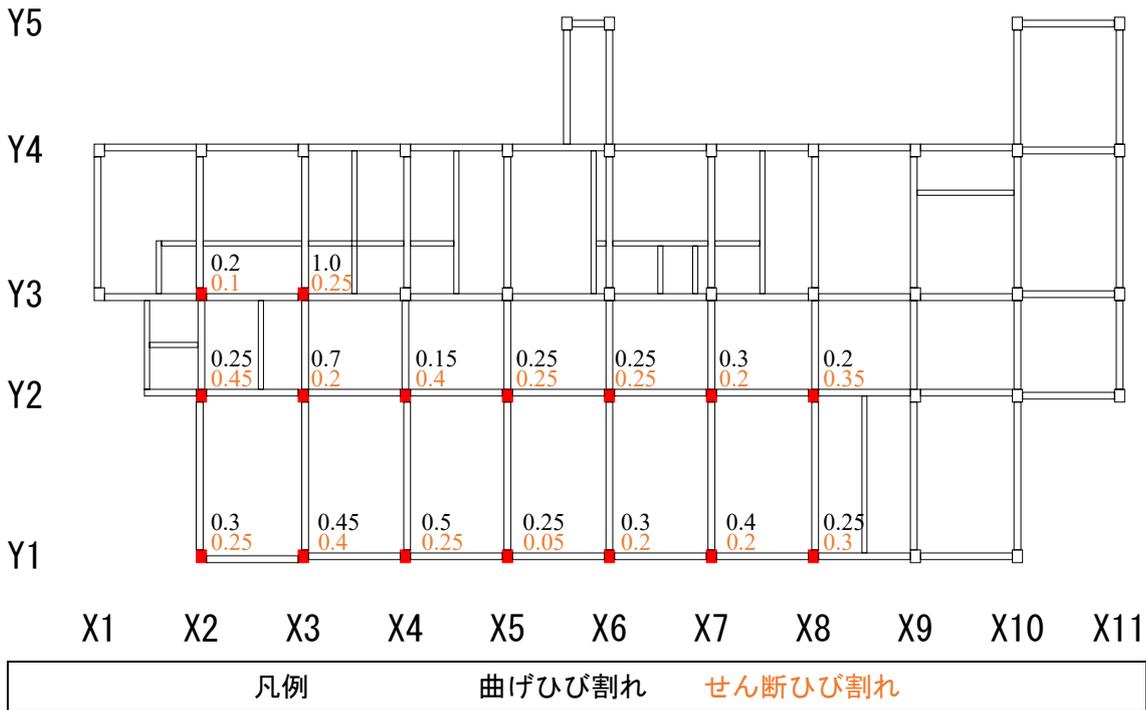


図 7.4.1.21 柱部材の最大曲げひび割れ (1階)



(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

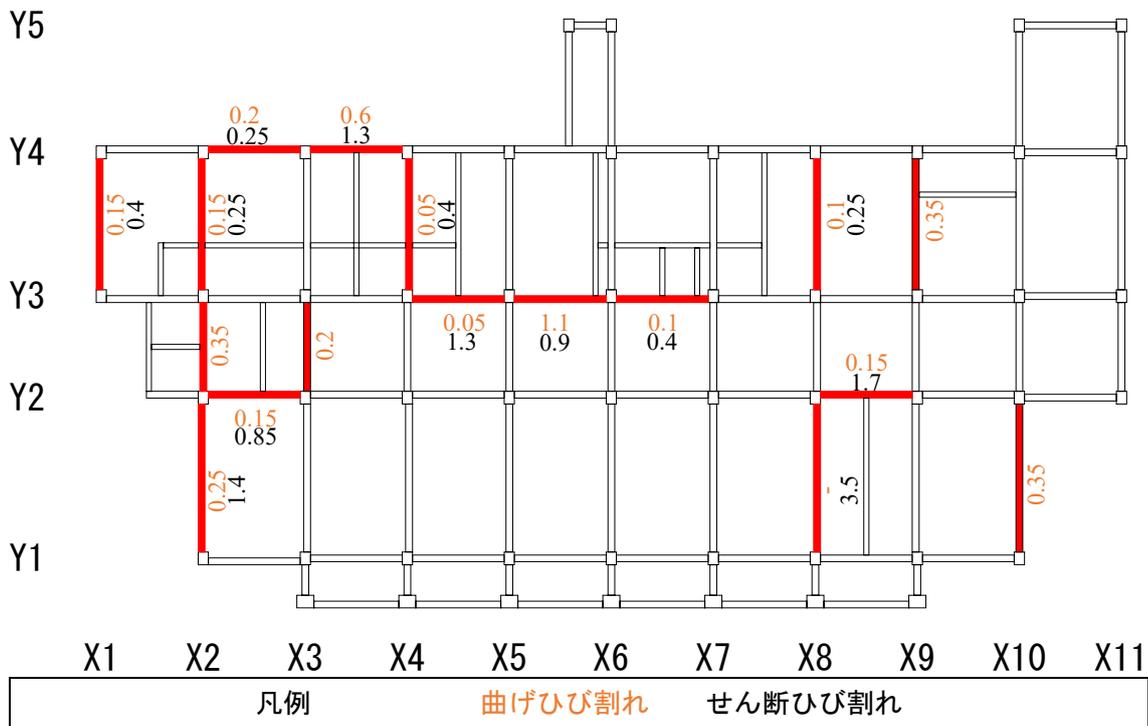


図 7.4.1.22 壁部材の最大曲げひび割れ (1階)



写真 7.4.1.14 1CW2-8 の部材写真

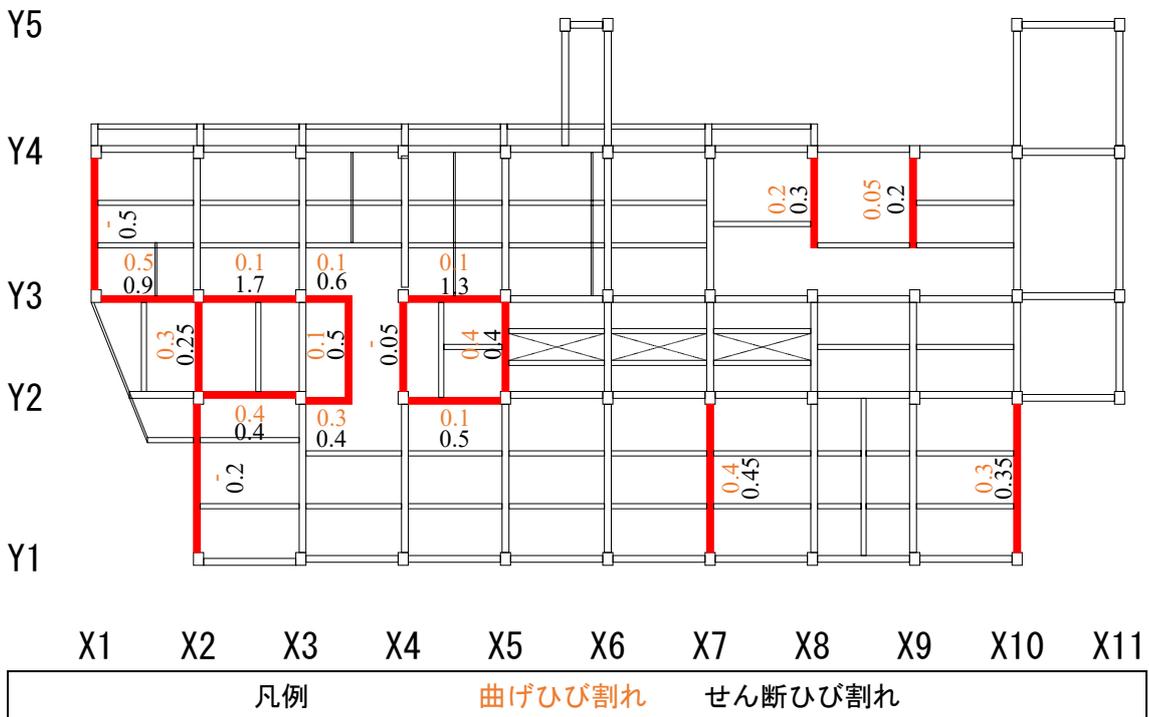


図 7.4.1.23 壁部材の最大曲げひび割れ (2階)

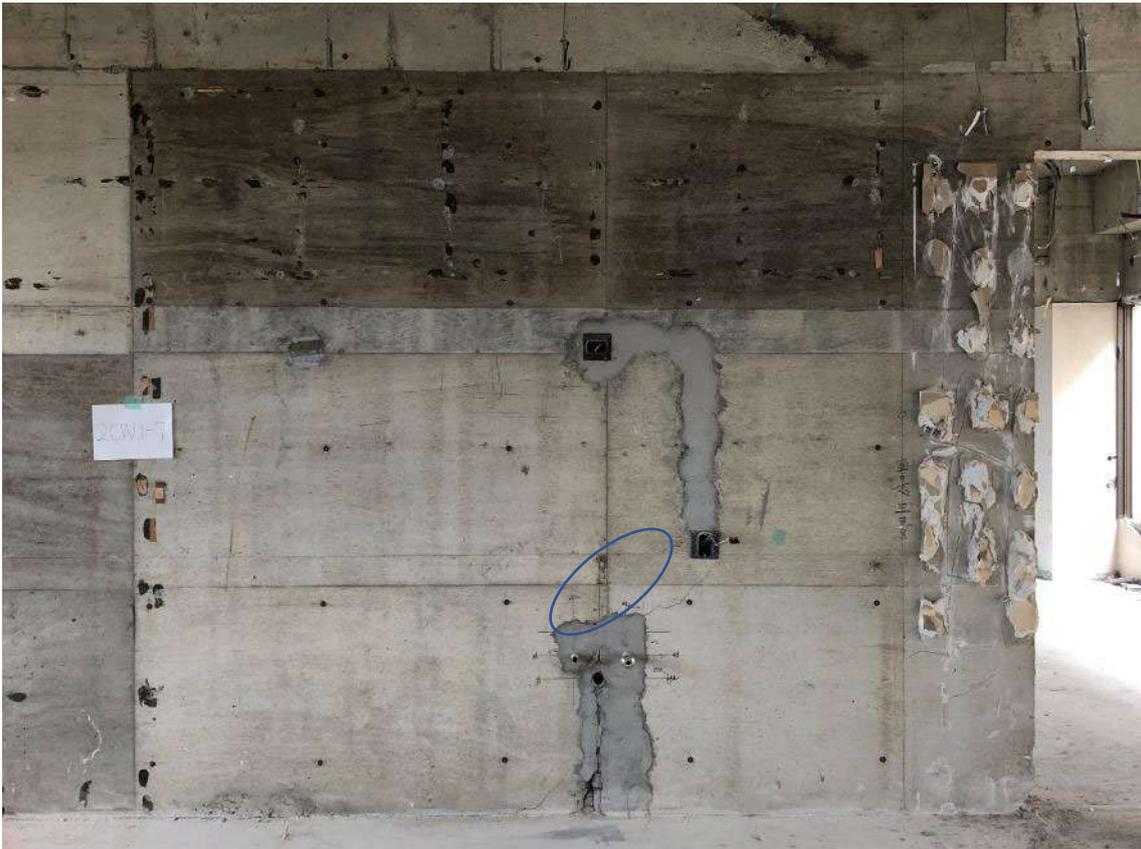


写真 7.4.1.15 2CW1-7 の部材写真

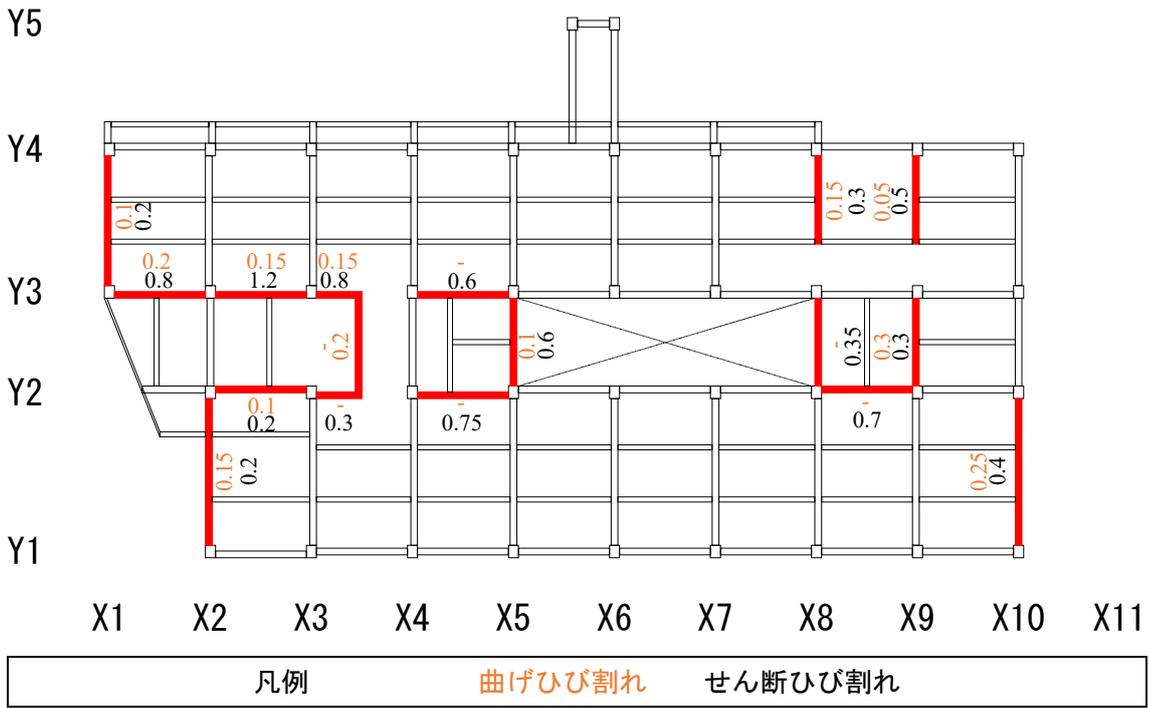


図 7.4.1.24 壁部材の最大曲げひび割れ (3階)



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。

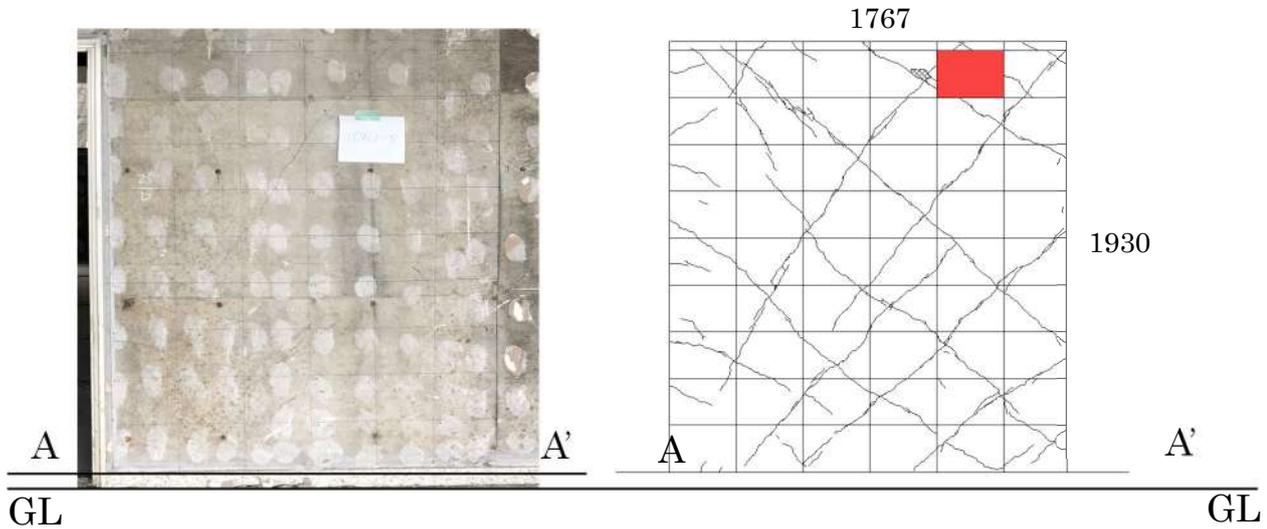


図 7.4.1.25 1CW3-5 のひび割れ図

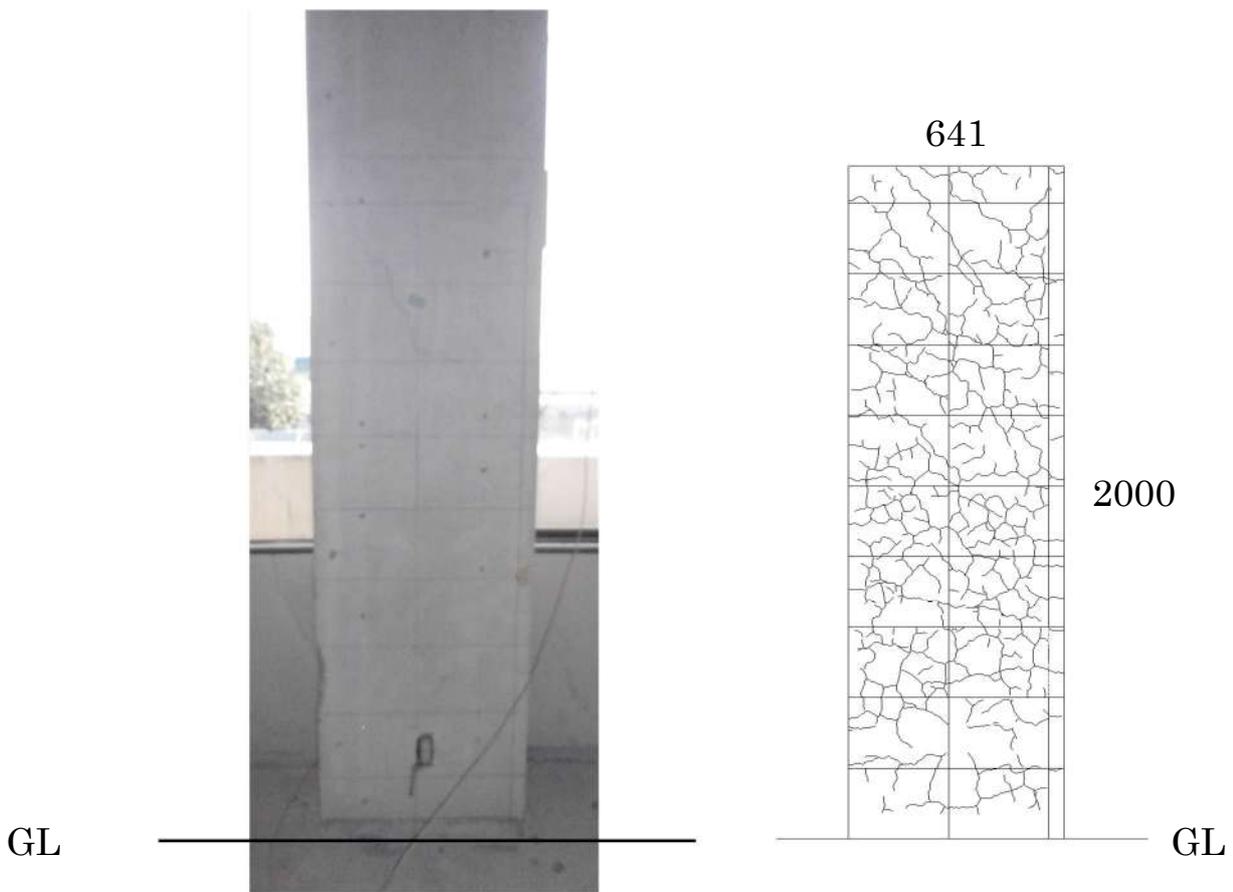
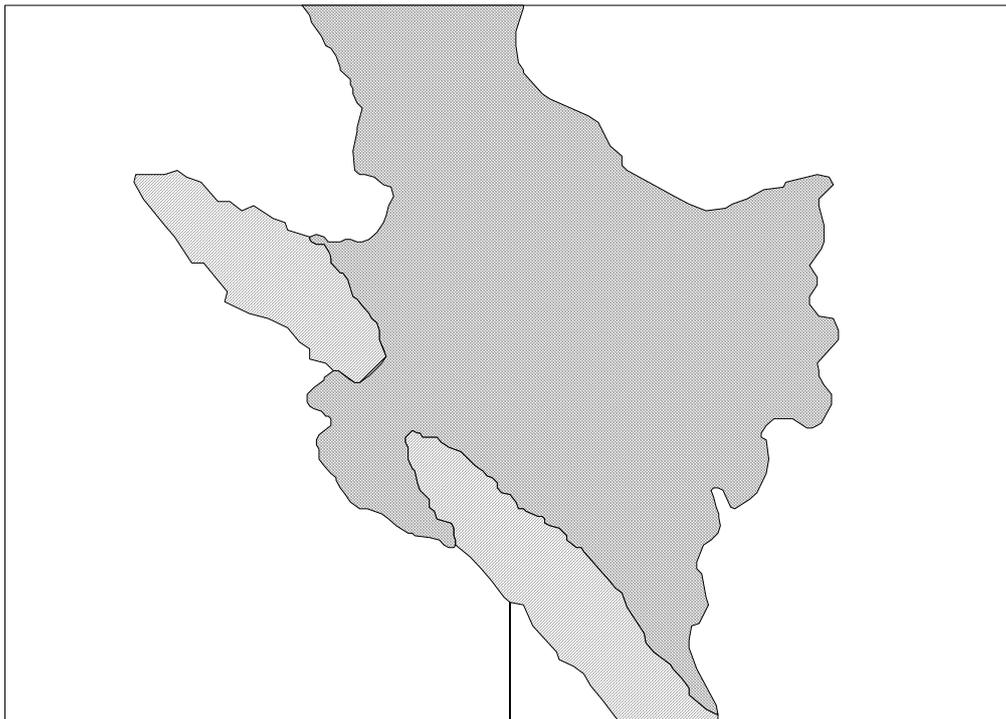


図 7.4.1.26 1C1-8 のひび割れ図

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。

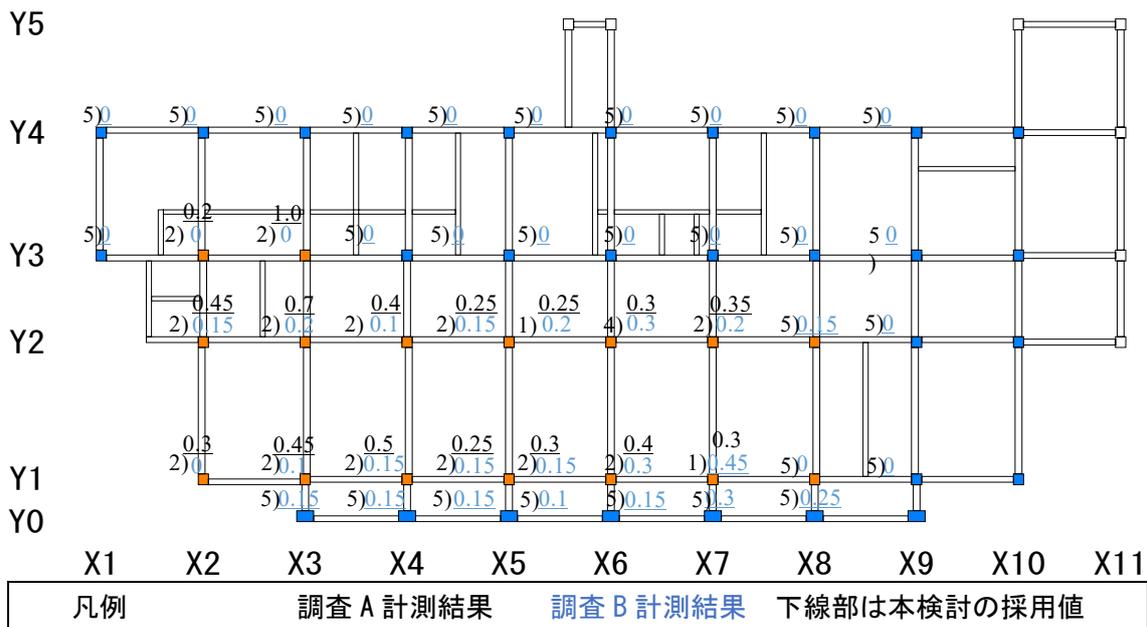
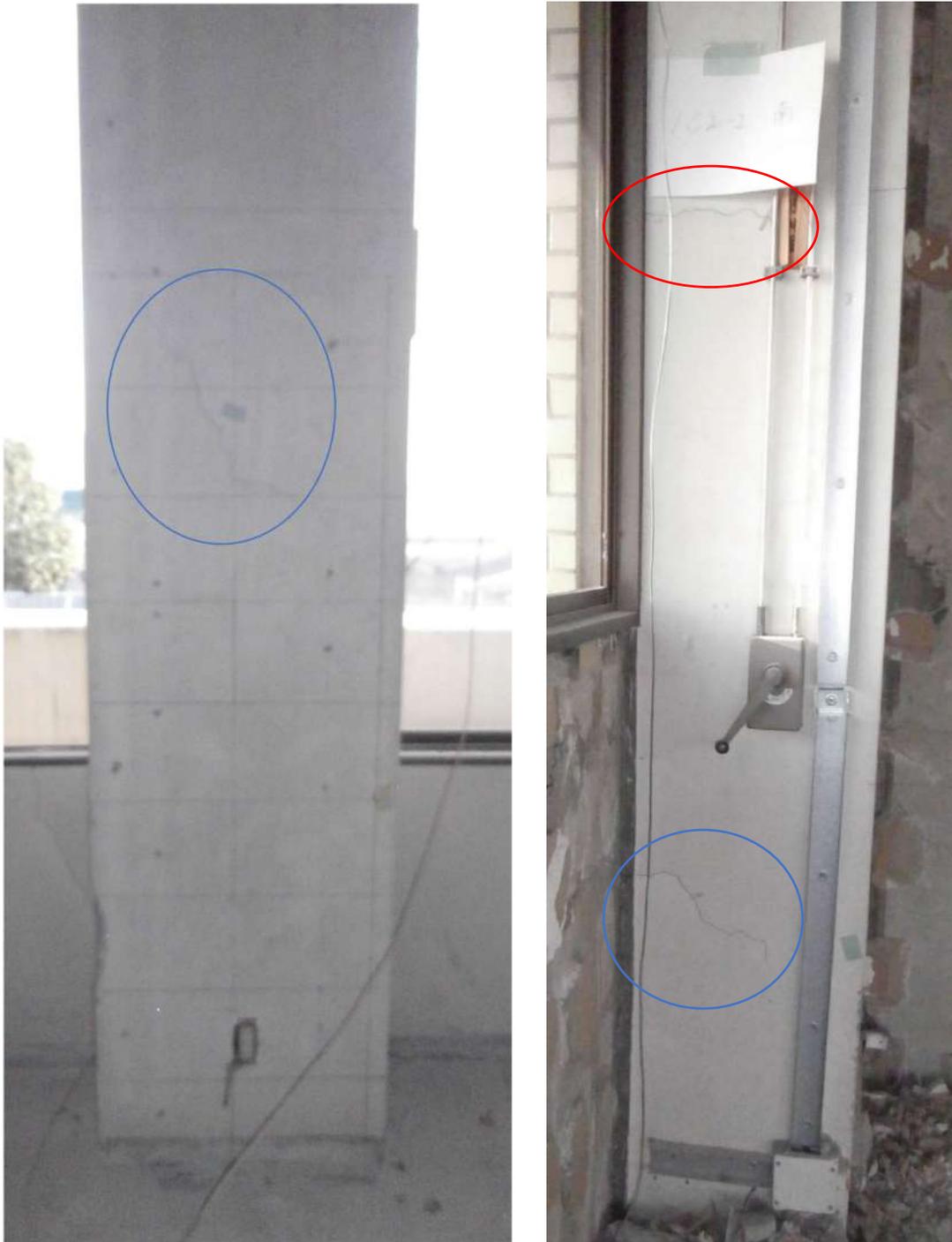


図 7.4.1.28 1階柱部材の調査結果比較



(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。

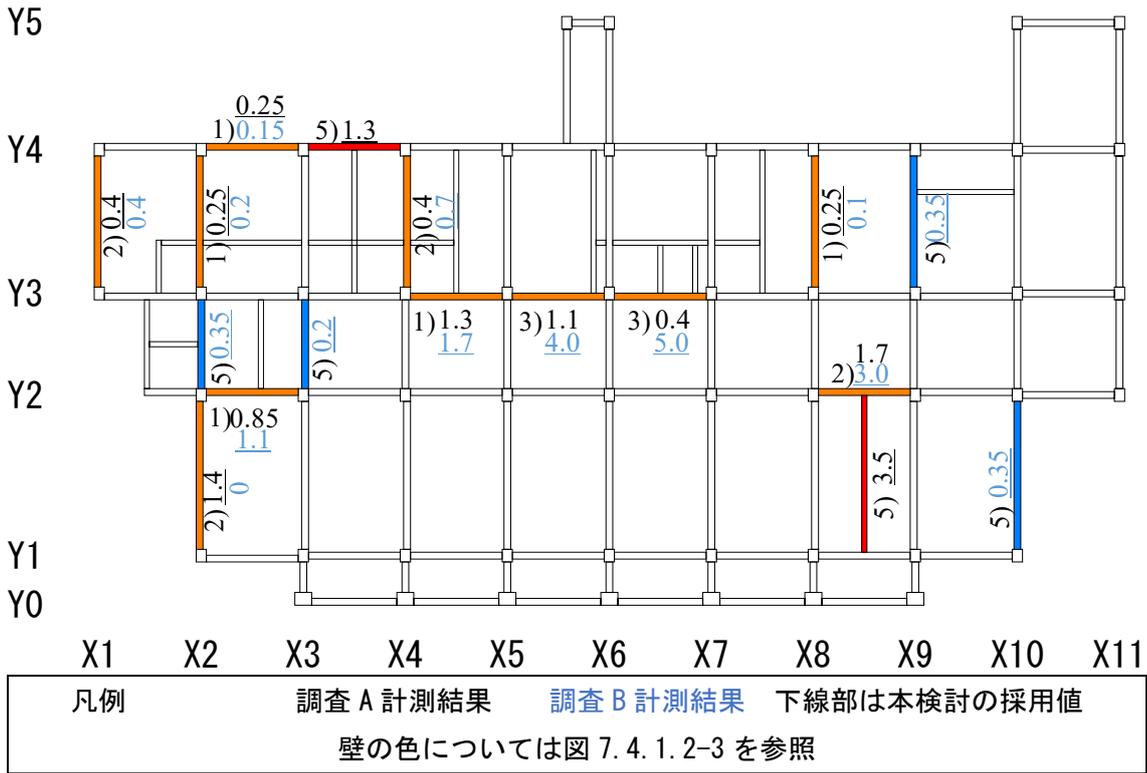


図 7. 4. 1. 29 1 階壁部材の調査結果比較



(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

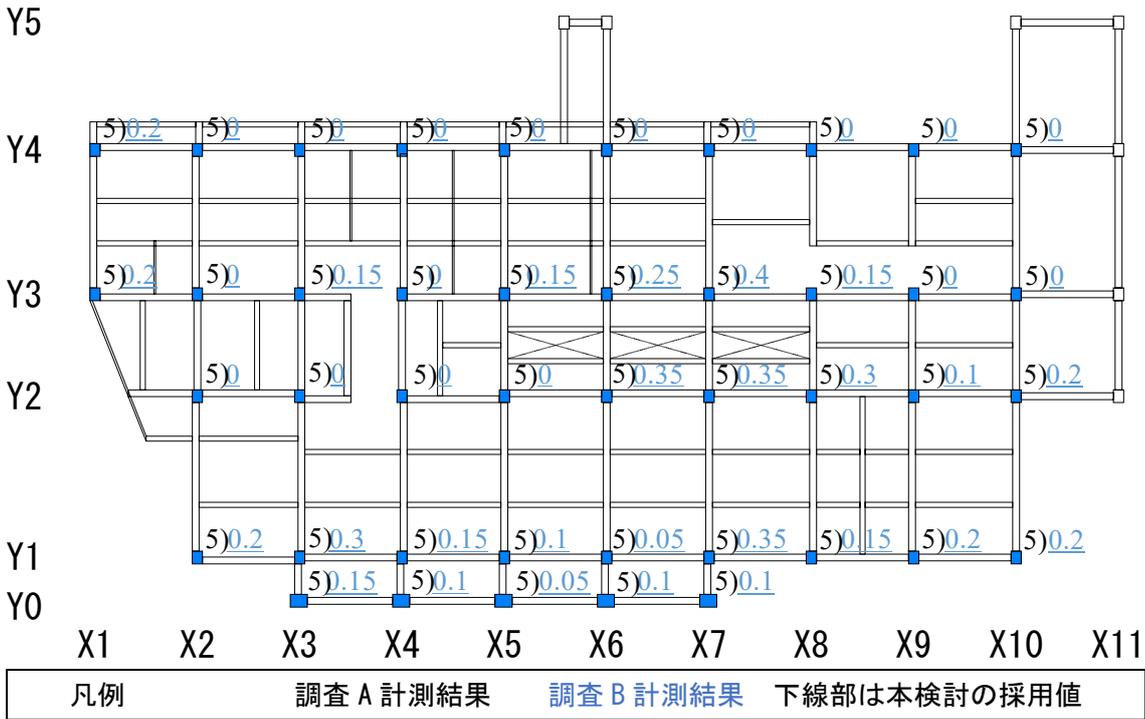


図 7.4.1.30 2階柱部材の調査結果比較

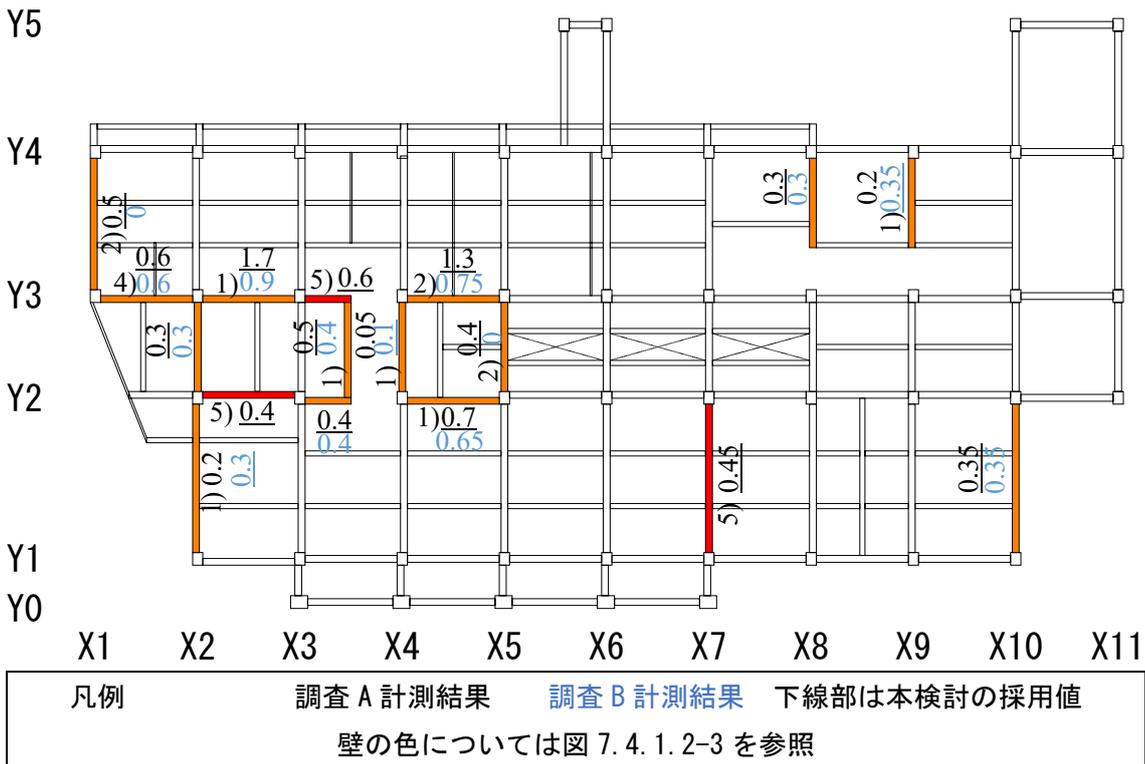


図 7.4.1.31 2階壁部材の調査結果比較

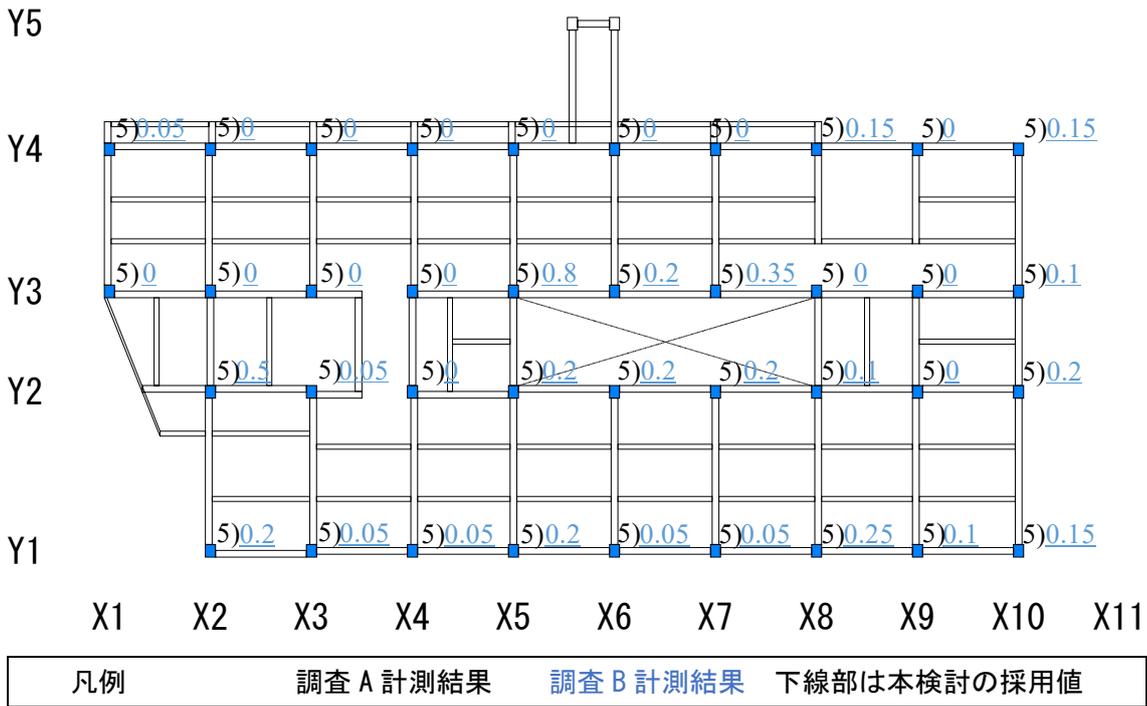


図 7.4.1.32 3階柱部材の調査結果比較

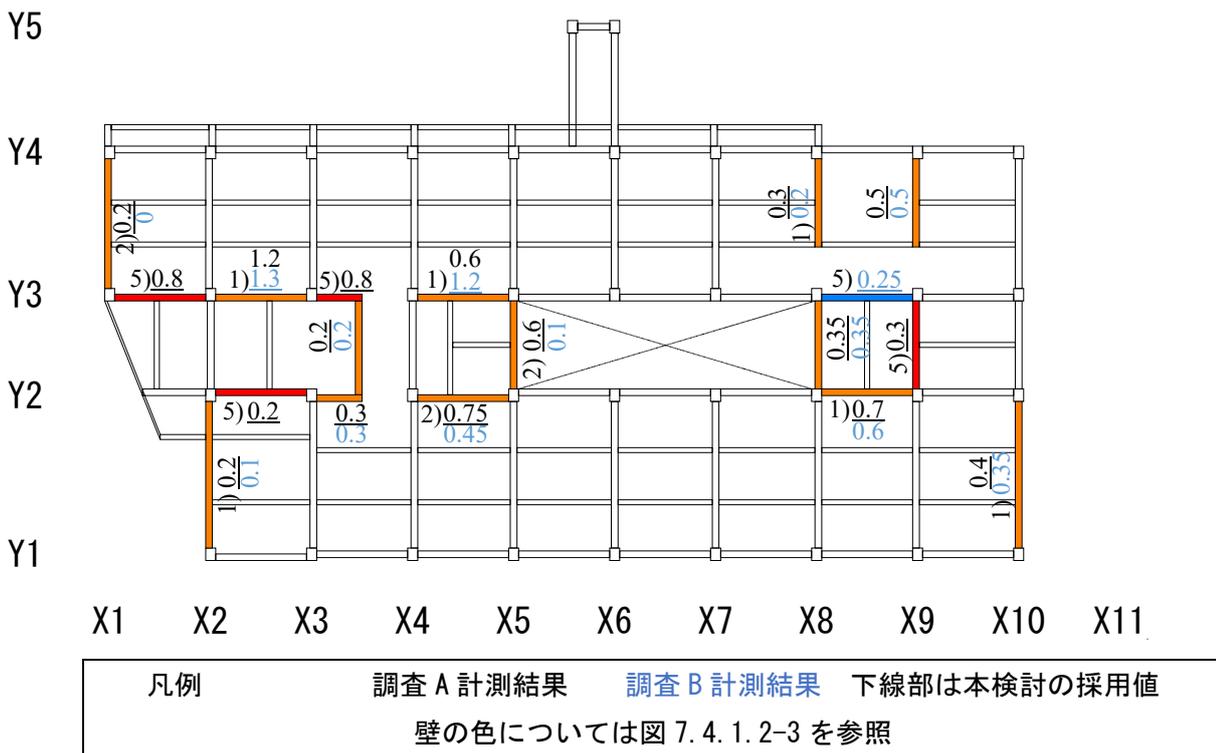


図 7.4.1.33 3階壁部材の調査結果比較

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。

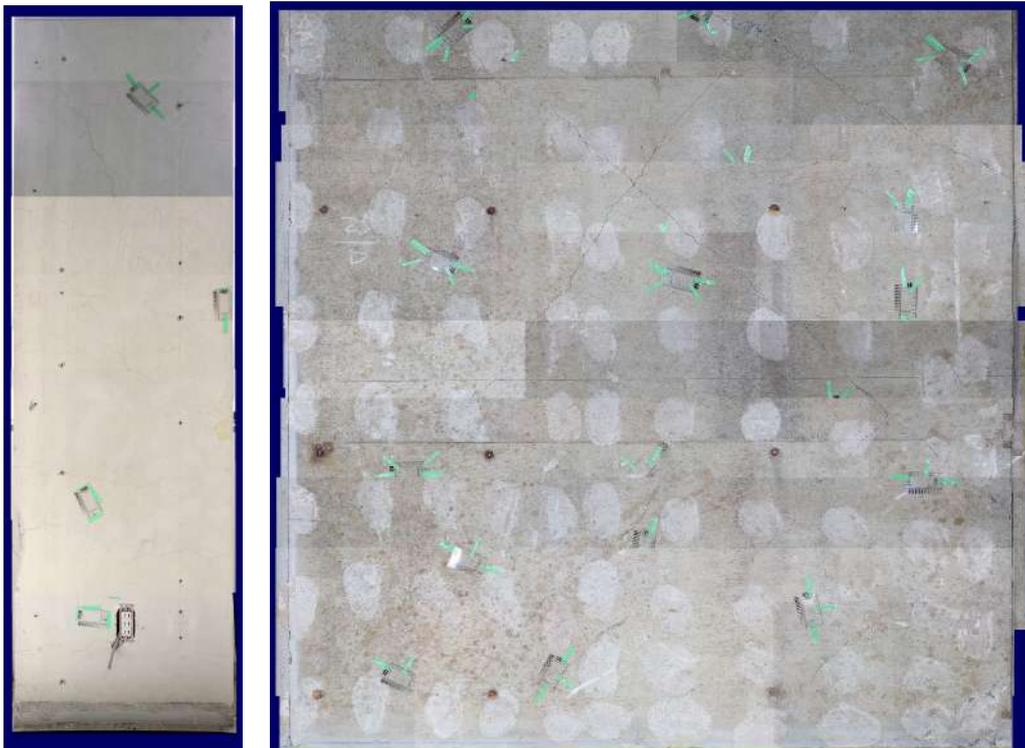


図 7.4.1.36 正規化接合画像（左：柱 右：壁面）

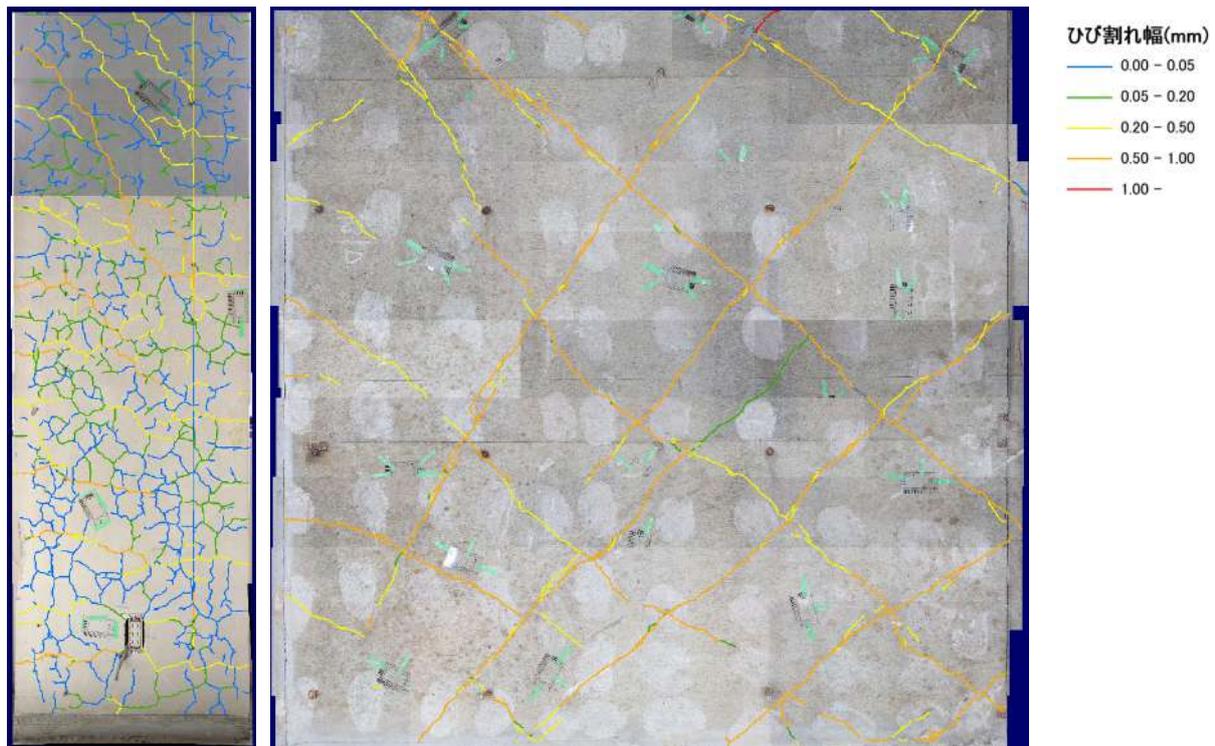


図 7.4.1.37 ひび割れトレース結果 (左：柱 右：壁面)

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

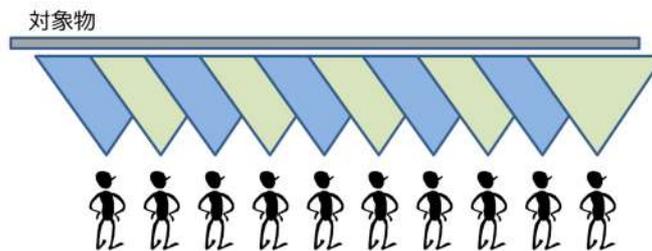


図 7.4.1.40 望ましい撮影方法

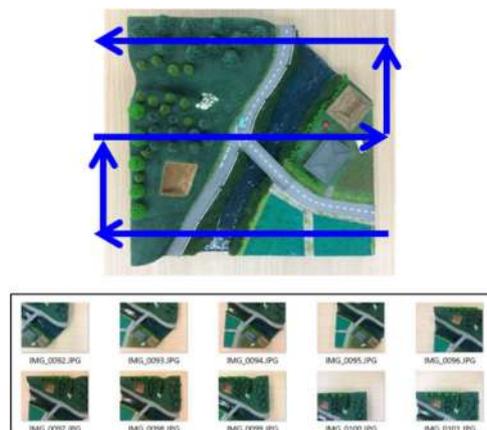


図 7.4.1.41 蛇腹状の撮影イメージ

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。

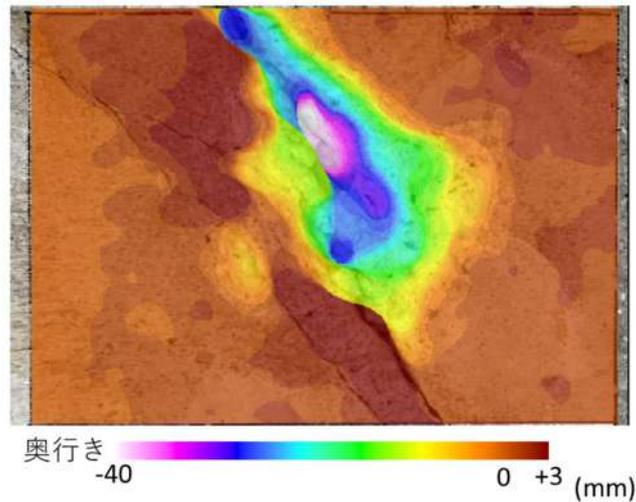


図 7.4.1.42 画像とDSMの重畳

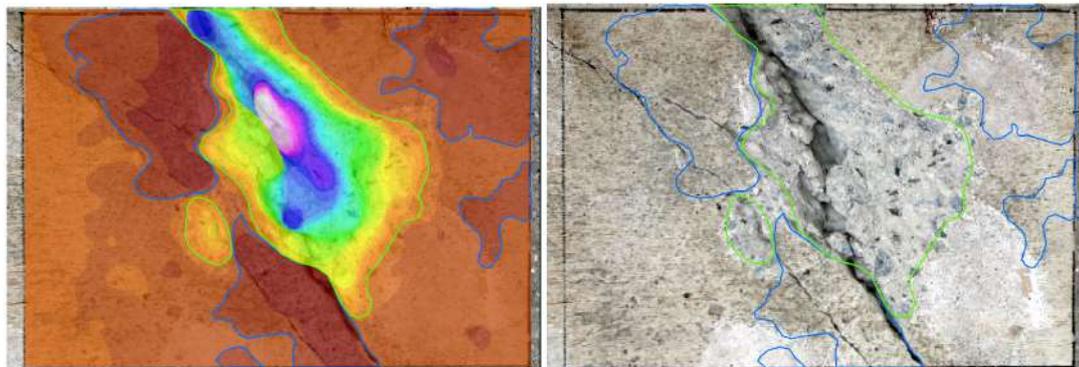


図 7.4.1.43 うき・剥落取得位置 (左: DSM・画像上 右: 画像上) (青: うき 緑: 剥落)

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。

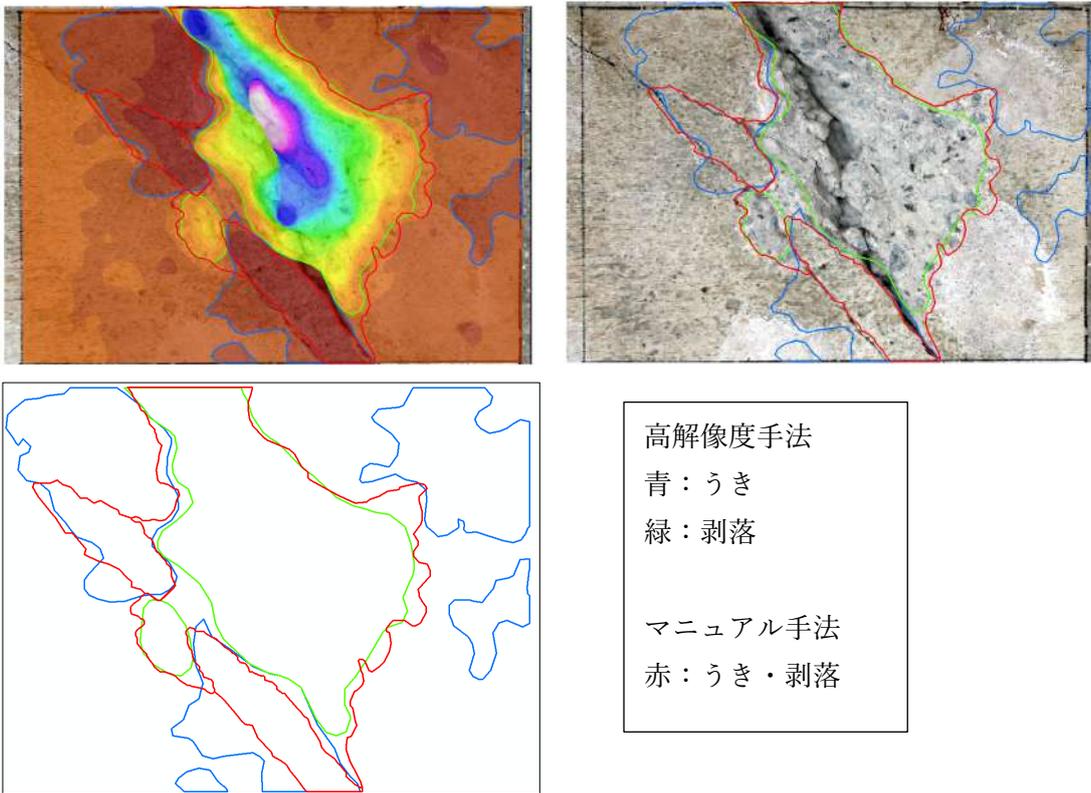


図 7.4.1.44 うき・剥落の比較（左上：DSM・画像重畳 右上：画像重畳 左下：重畳なし）

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。

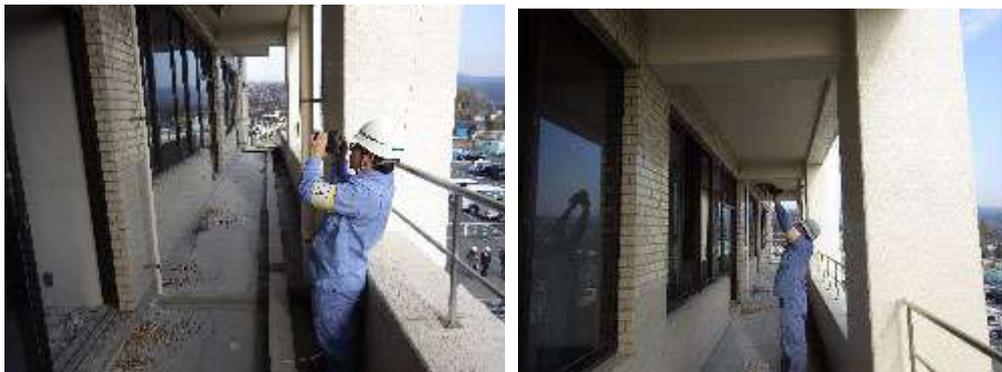


図 7.4.1.45 撮影状況



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）

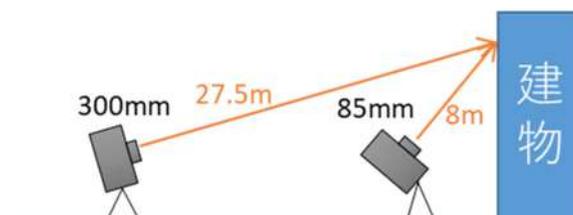


図 7.4.1.51 撮影位置概略図

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)

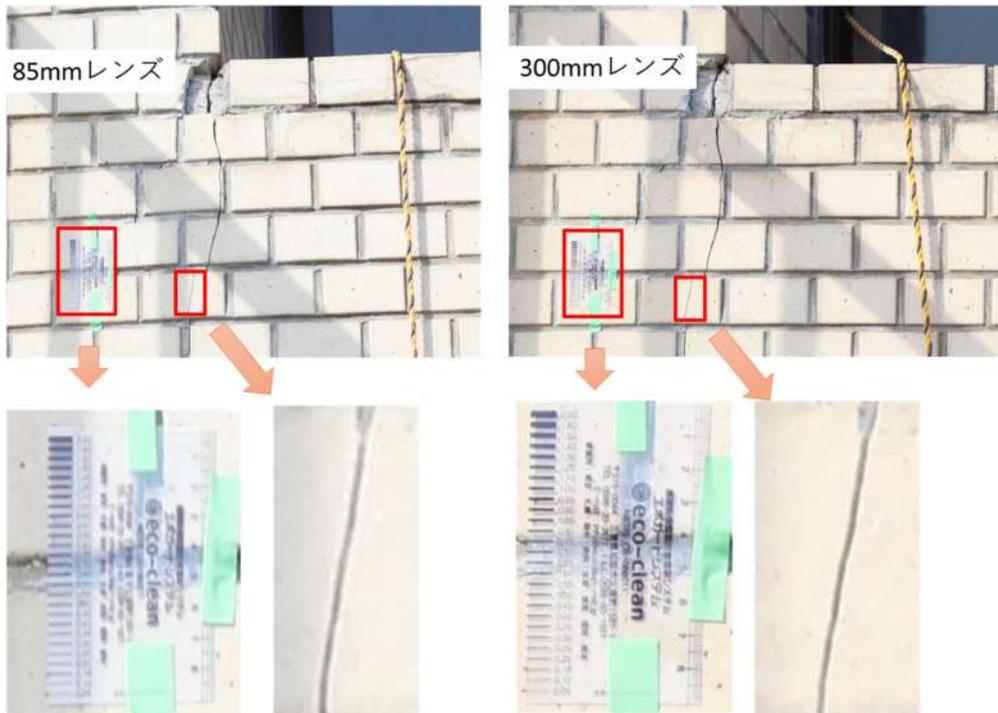


図 7.4.1.53 クラックスケールとひび割れの比較

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±5mm (確度±3mm) , 測定挙可能距離は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。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。

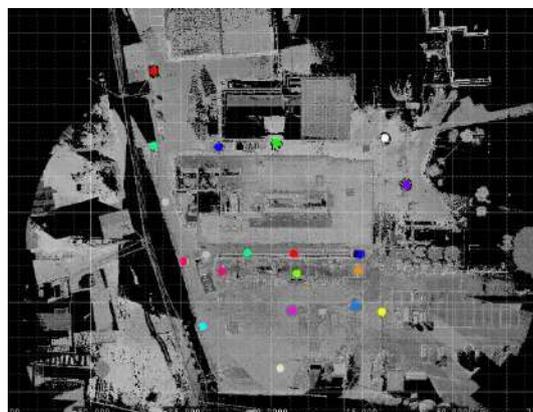


図 7.4.1.55 地上 (建物外周部) での計測位置

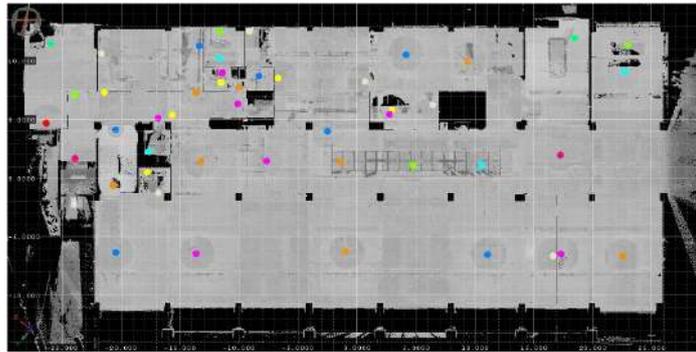


図 7.4.1.56 室内1階での計測位置

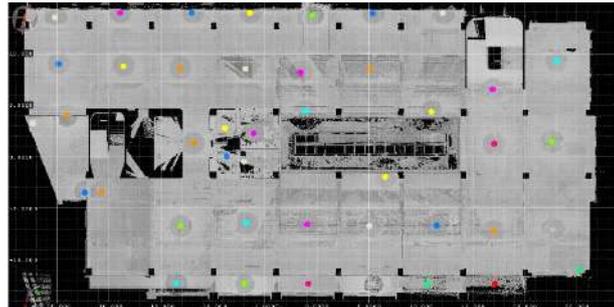


図 7.4.1.57 室内2階での計測位置

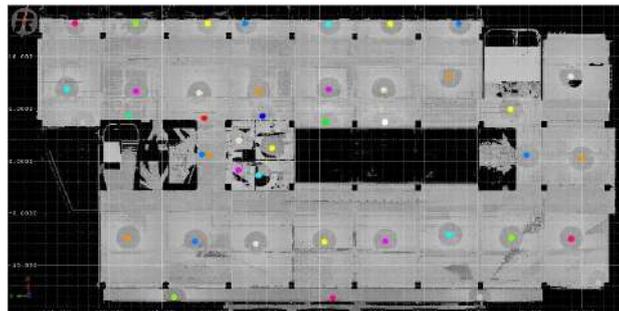


図 7.4.1.58 室内3階での計測位置

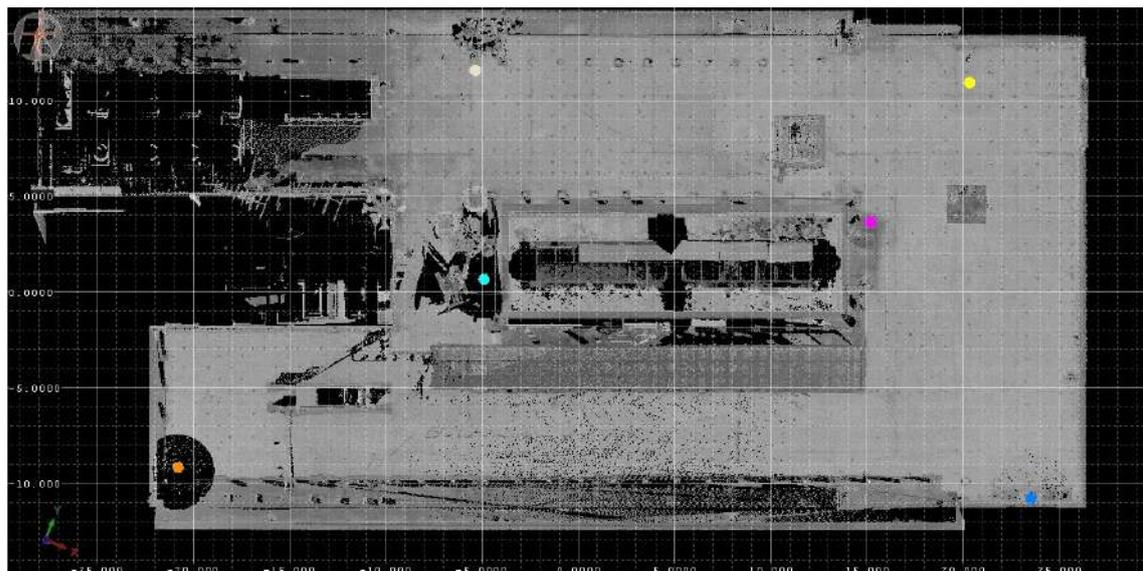


図 7.4.1.59 屋上での計測位置

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。

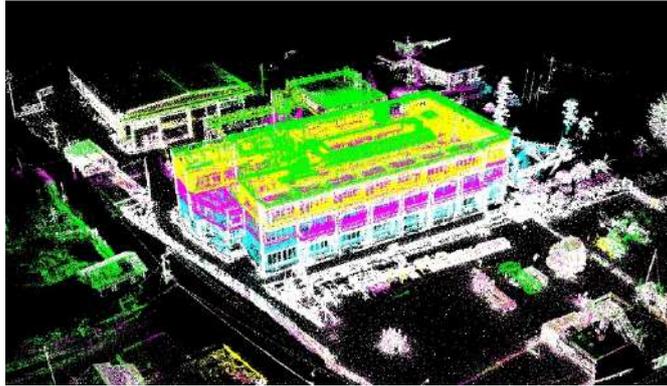


図 7.4.1.60 高さ方向に色分けした南西側からみた外観立体図

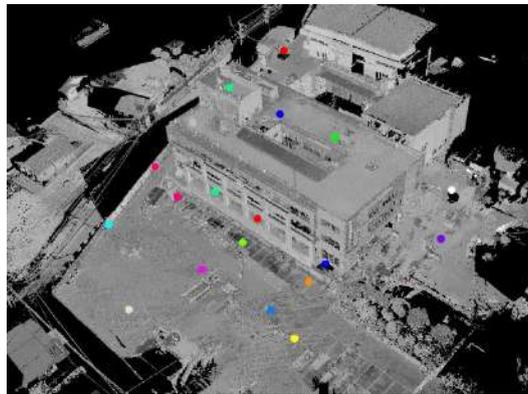


図 7.4.1.61 南東側からみた外観立体図

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。

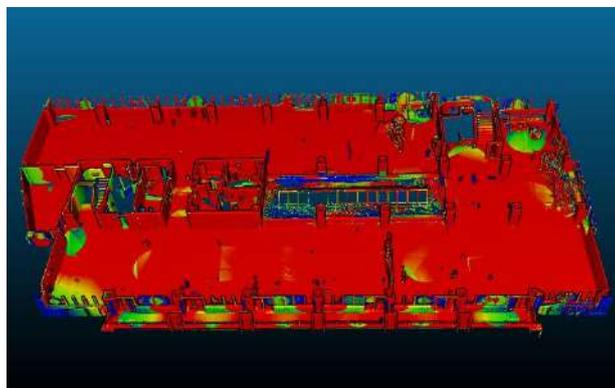


図 7.4.1.62 41箇所から計測した1階室内の点密度

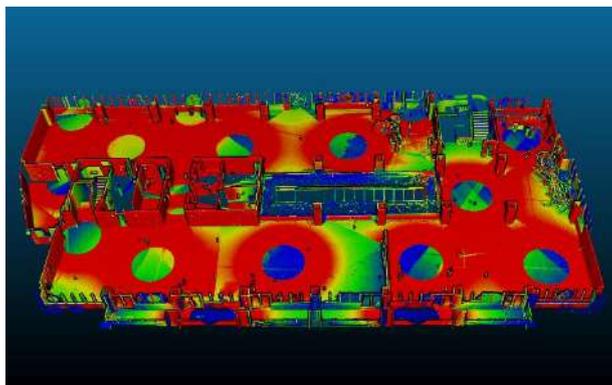


図 7.4.1.63 19箇所から計測した1階室内の点密度

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。

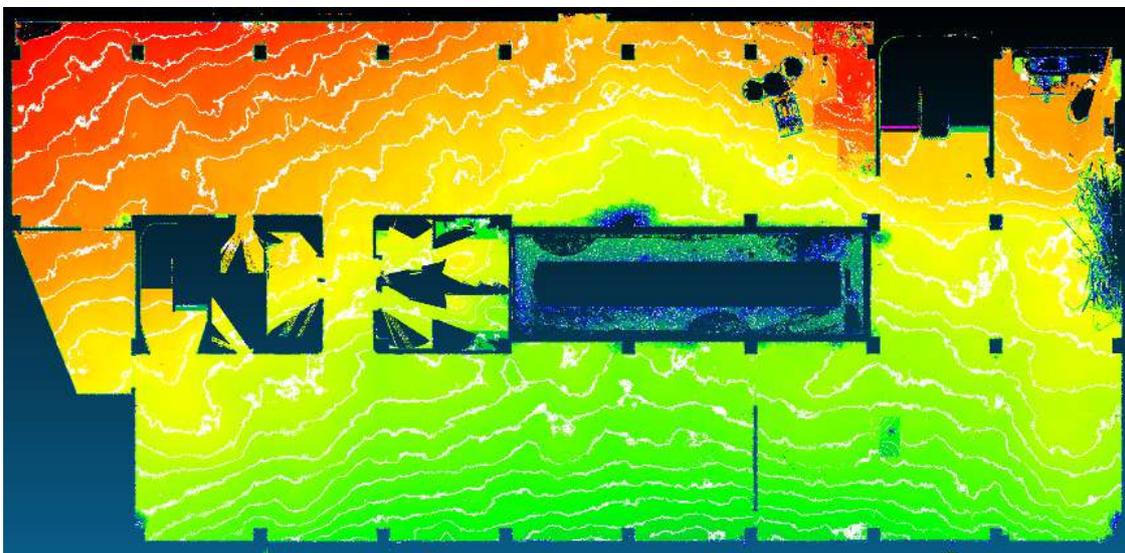
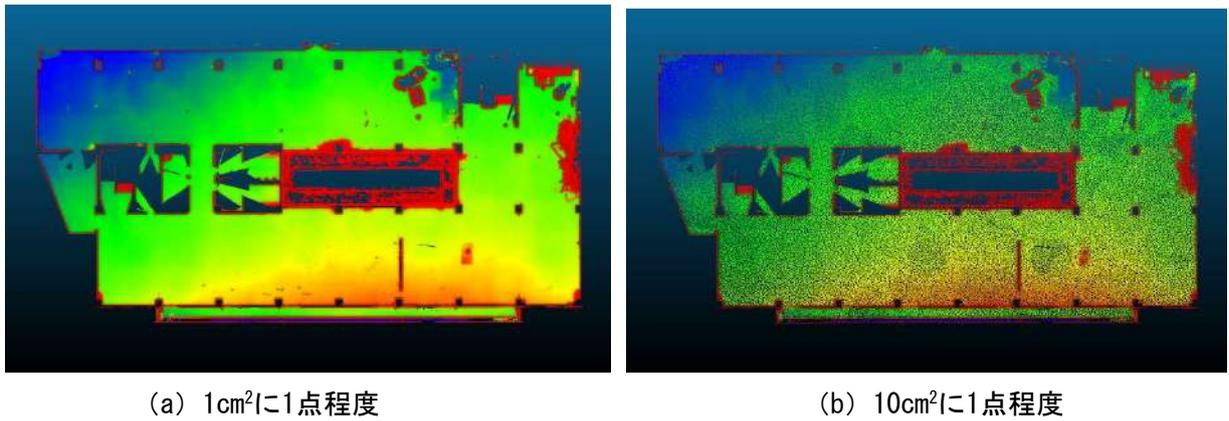


図 7.4.1.64 2階床レベルの高低差を示す観測結果（図の上部が北（Y4 構面）を示す）

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

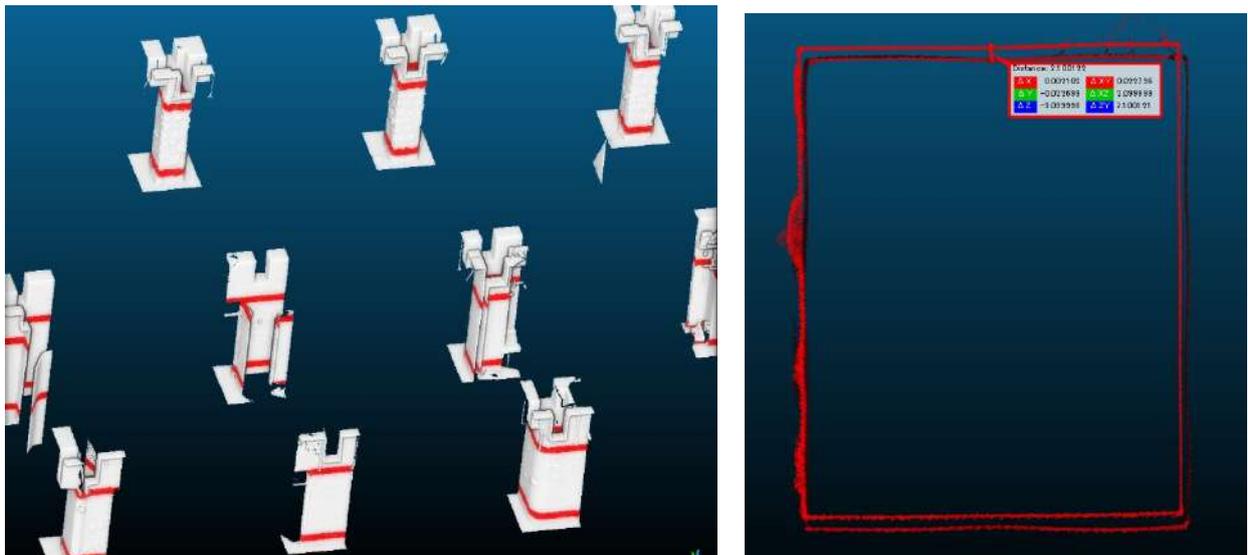
(b) 10cm²に1点程度

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	

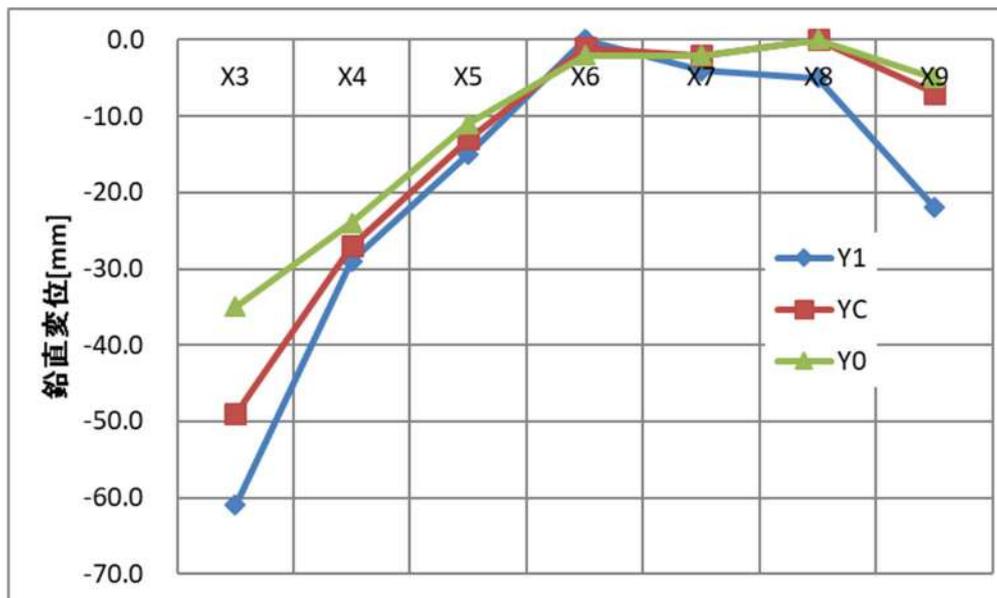


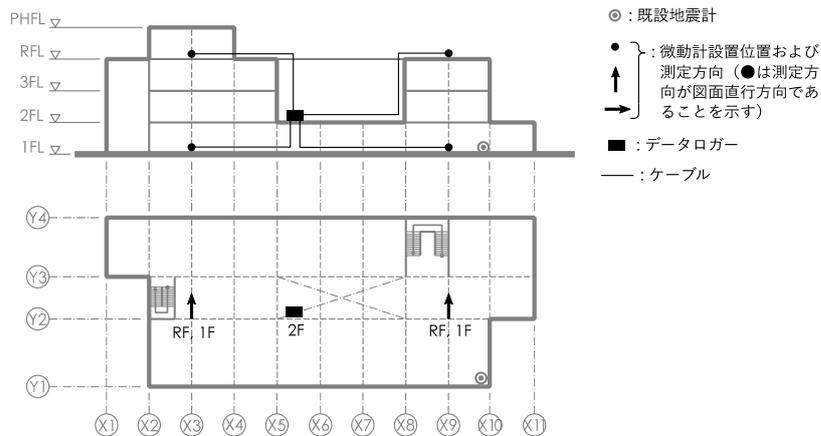
図 7.4.1.67 南側Y0, Y1構面の沈下量

5) 常時微動計測

(a) 計測概要

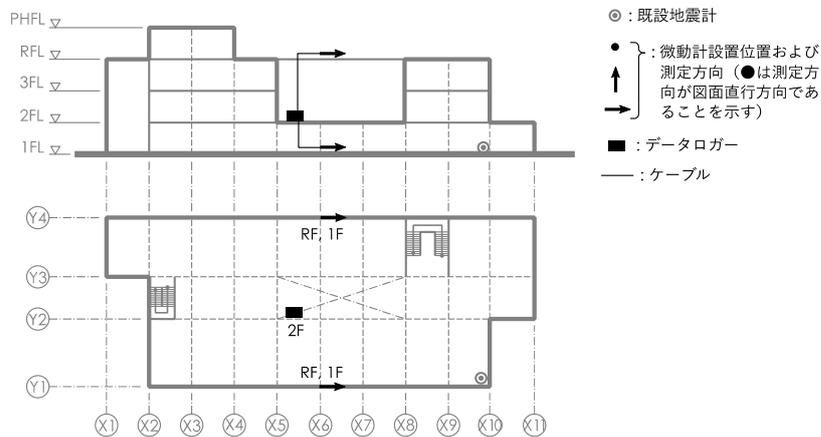
対象建物の固有周期の把握および地盤ばねの推定のため、常時微動計測を行った。

- 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



↑ GL

(a) NS 方向配置



→ GL

(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。

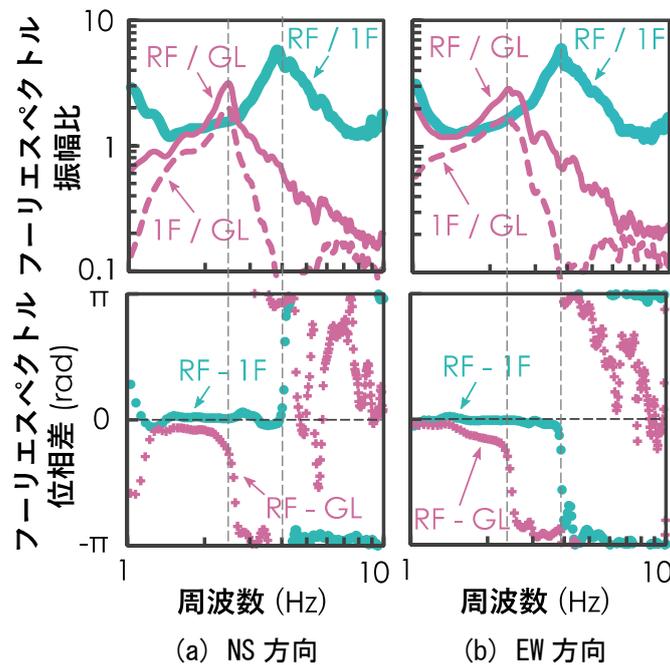


図 7.4.1.69 微動のフーリエスペクトル比

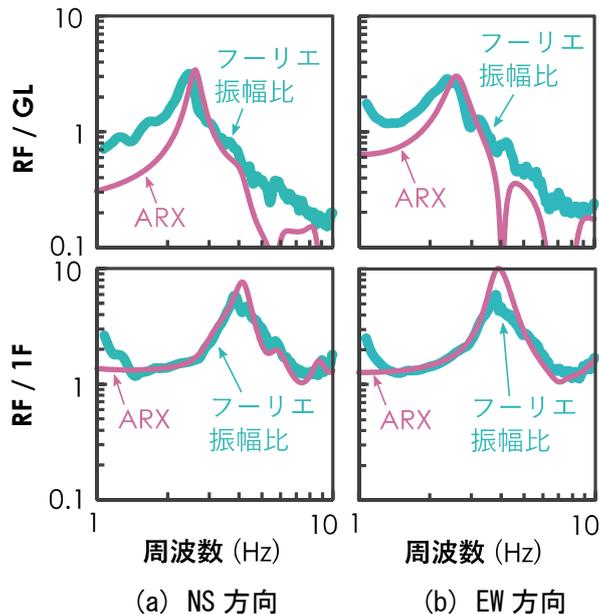


図 7.4.1.70 ARX モデル（次数 100）の同定結果とフーリエスペクトル比

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。

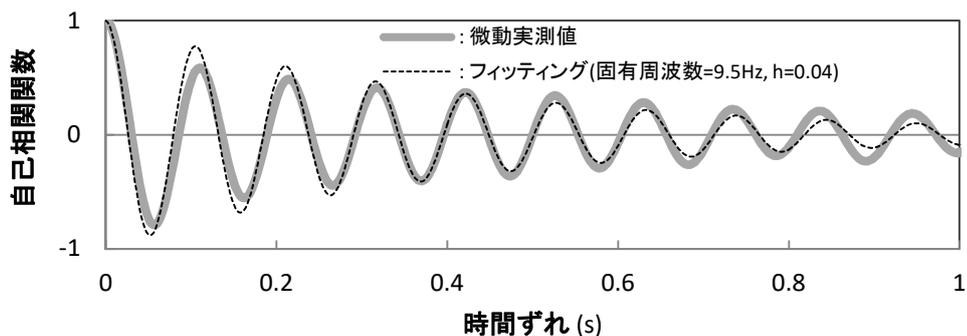


図 7.4.1.71 屋上ロッキング動（上下動の差分）の自己相関関数

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。

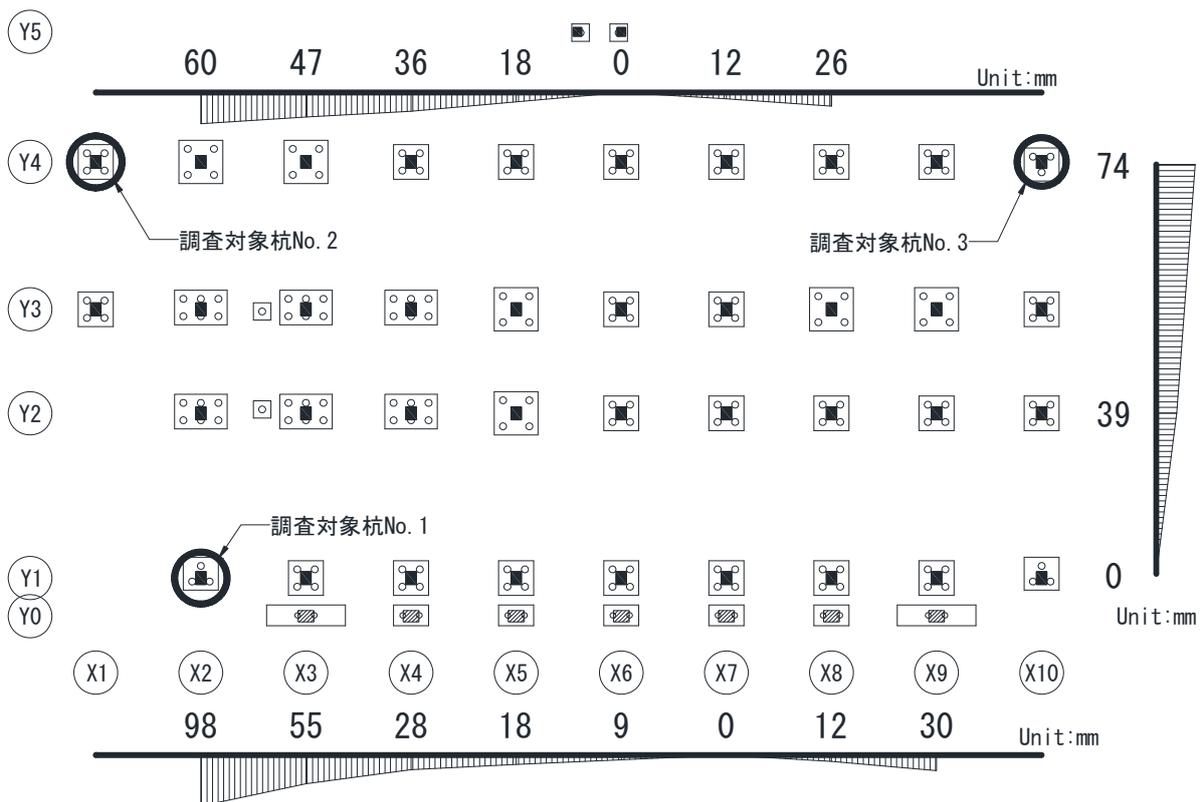


図 7.4.2.1 建築物の相対沈下量と調査した杭の位置



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

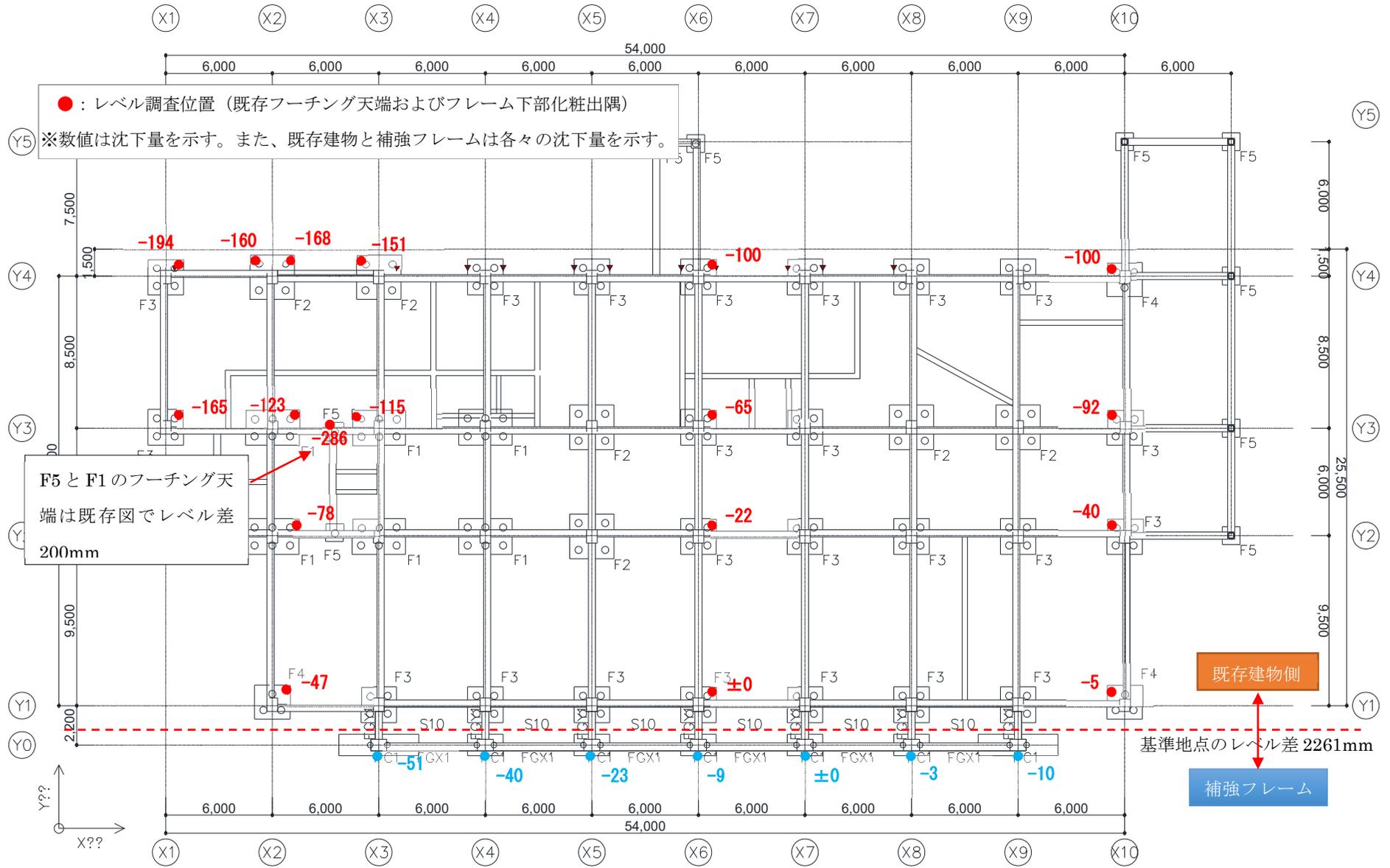


図 7.4.2.2 建築物の相対沈下量

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

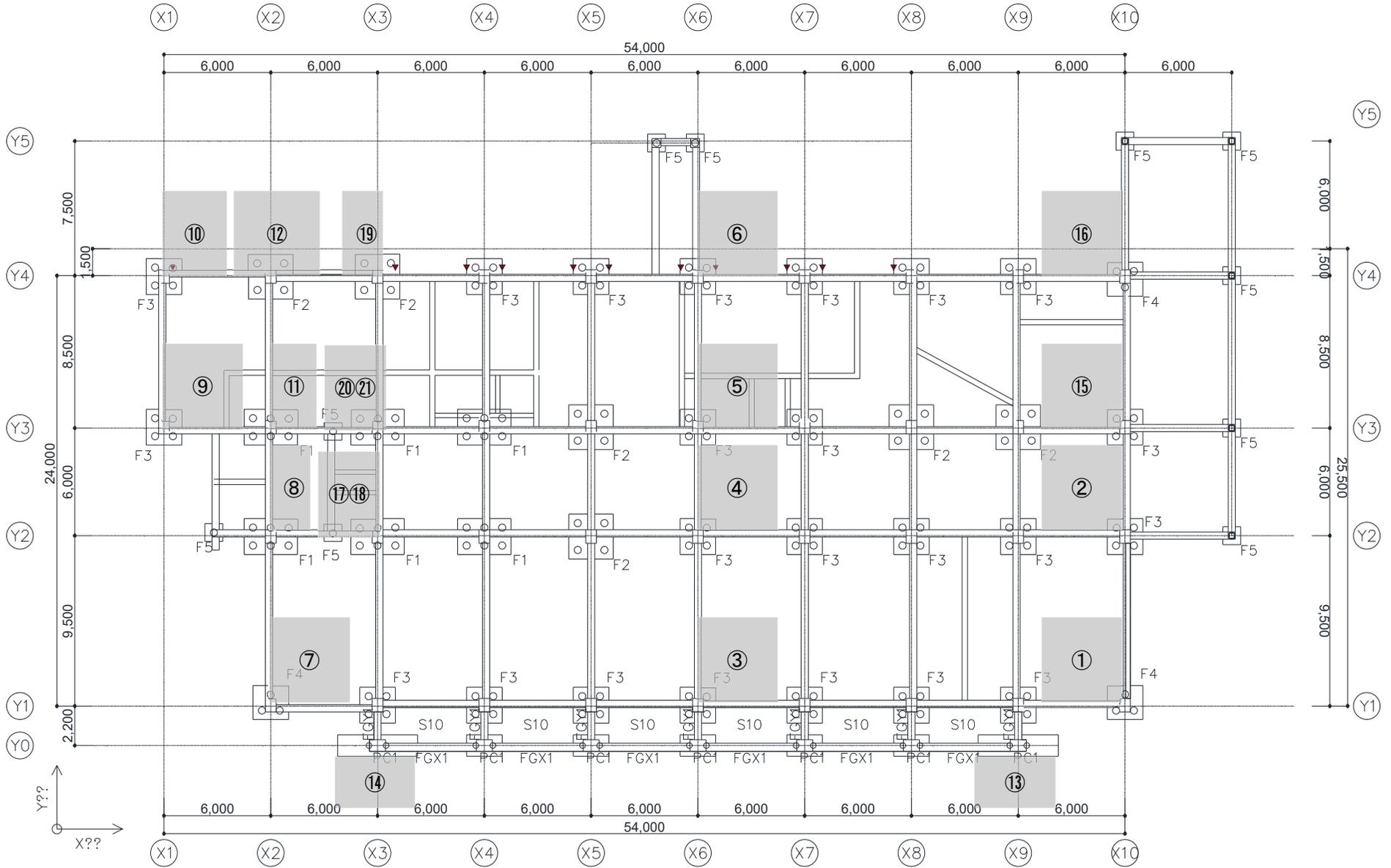


図 7.4.2.3 調査範囲と調査した基礎フーチングの番号

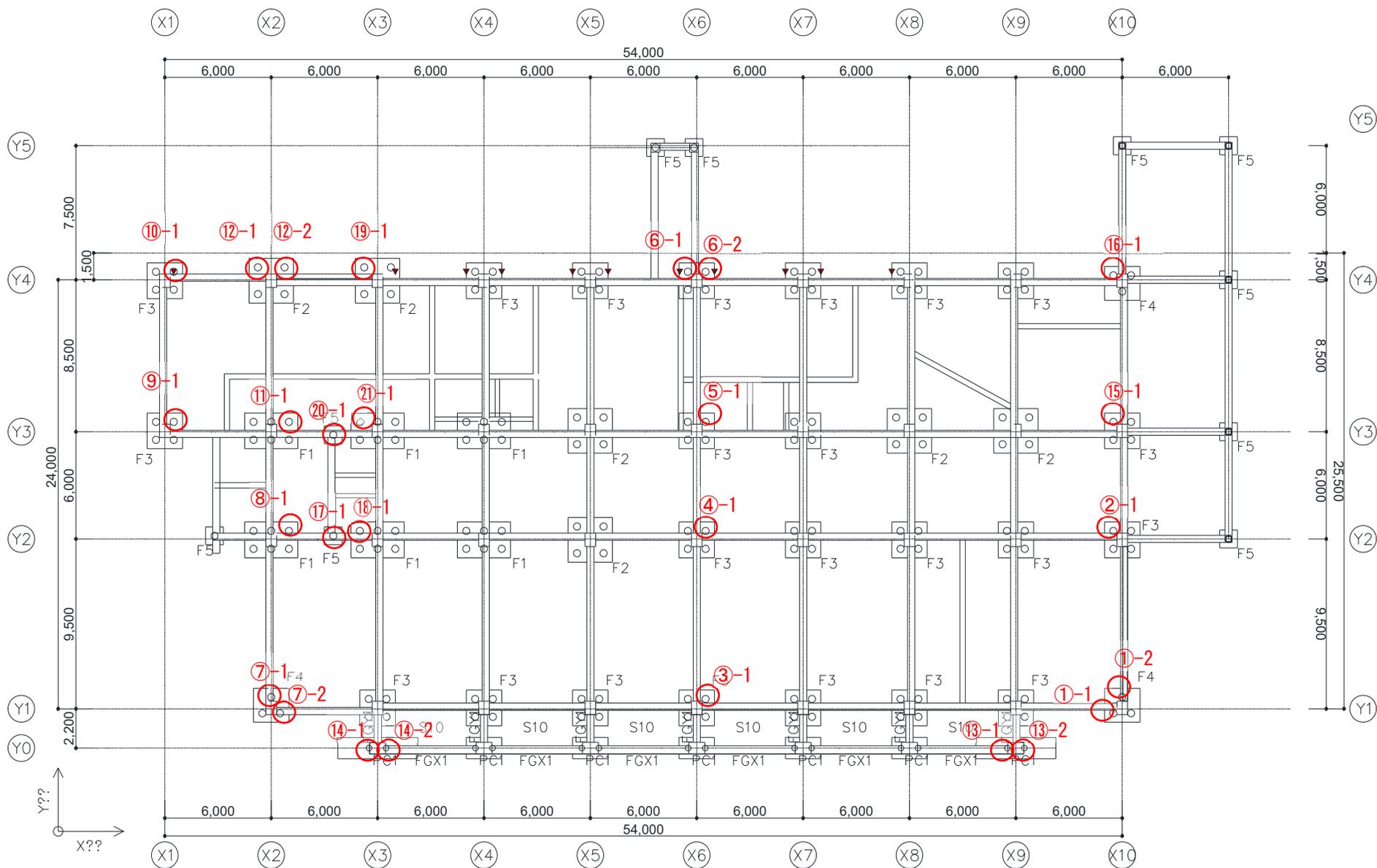


図 7.4.2.4 調査した杭の番号



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

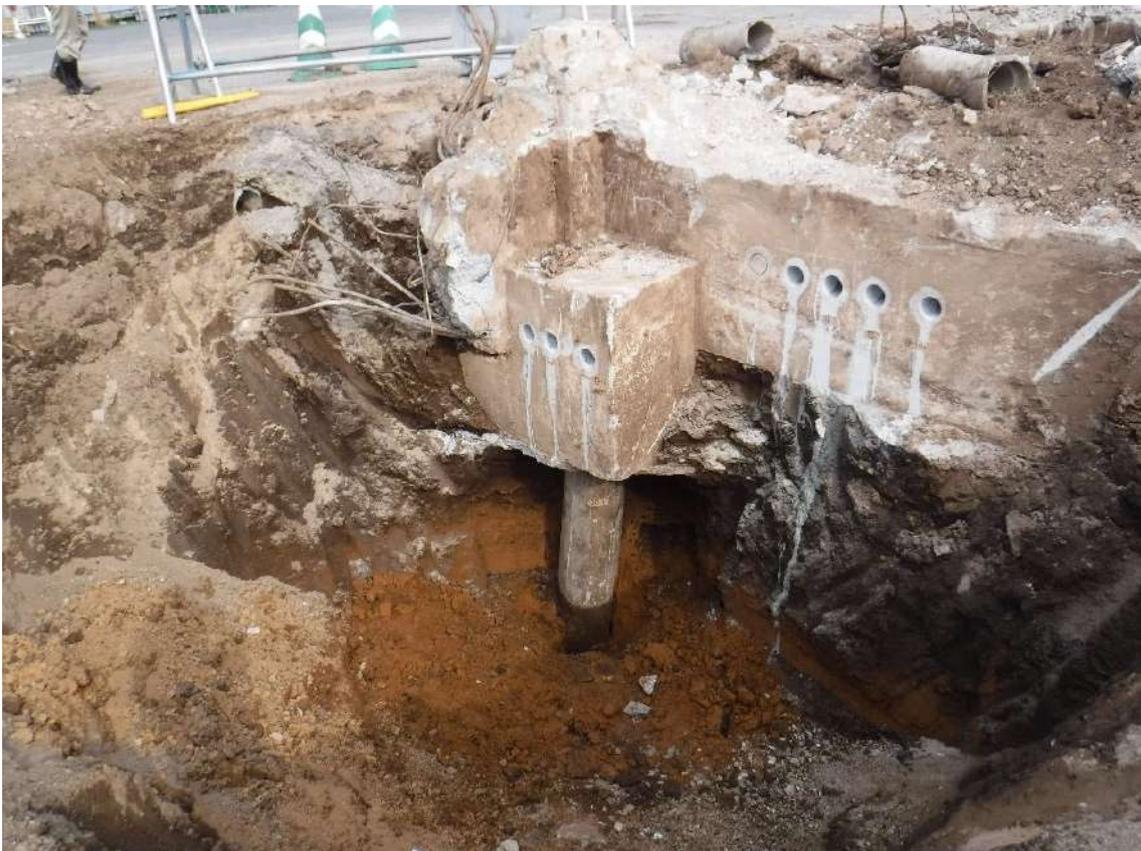


写真 7.4.2.20 基礎フーチング⑯周辺の状況



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⑱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

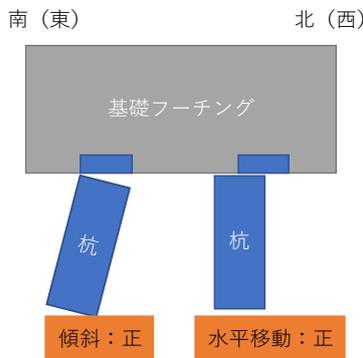
杭の被害状況の一覧を表 7.4.2.1に示す。ここで、フーチングの残留水平移動量は基礎フーチングに残っている杭の跡と、調査時の杭とのずれ量を南北方向と東西方向のそれぞれで計測した値を用いている。また、杭が水平方向にずれてさらに鉛直方向にもずれていることが確認された場合は、鉛直方向のずれている長さを、杭の残留沈下量とした。また、鋼管杭が座屈している場合は、座屈によって水平方向にはらみだした距離を計測し、その距離の二倍を杭の残留沈下量とした。ただし、いずれの計測値であっても正確に計測した値ではなく誤差を含む値であることに注意が必要である。杭の残留傾斜角度は、杭頭部の破壊された部分を避けて、その下か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。

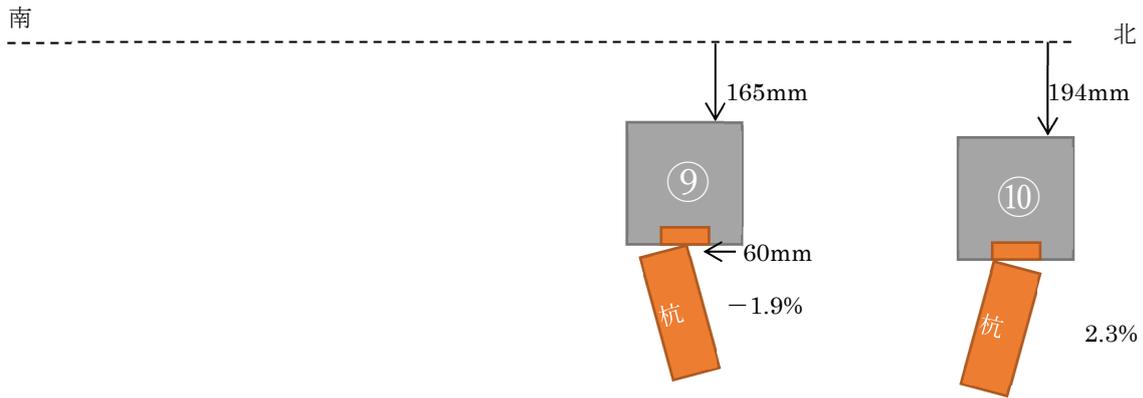


図 7.4.2.5 X1 構面（南北方向）の基礎構造の変形状況

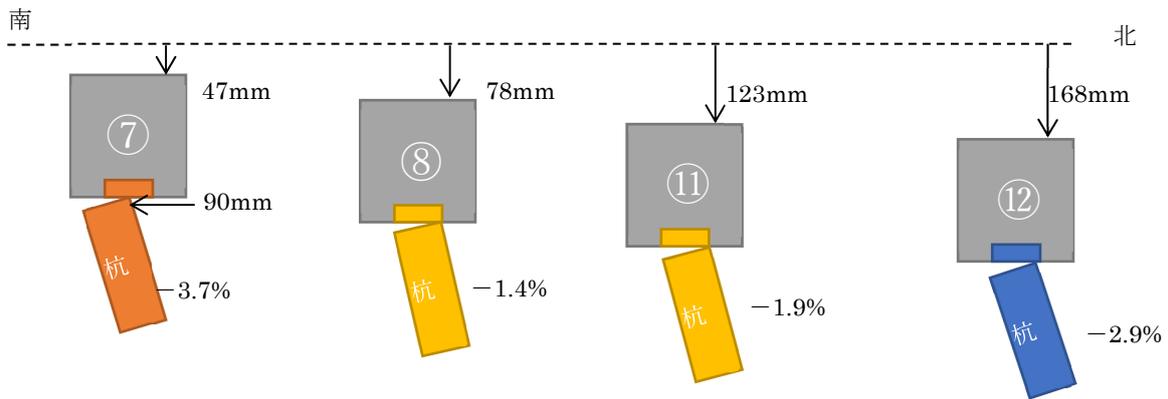


図 7.4.2.6 X2 構面（南北方向）の基礎構造の変形状況

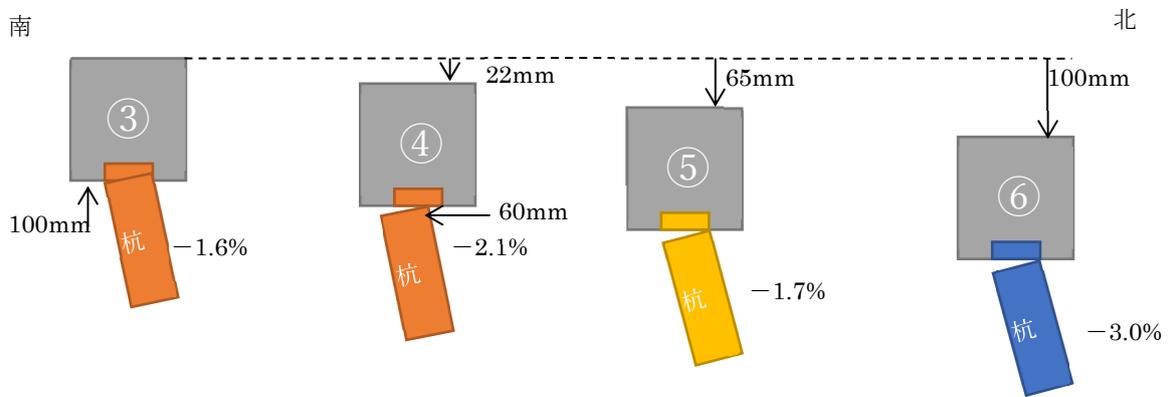


図 7.4.2.7 X6 構面（南北方向）の基礎構造の変形状況

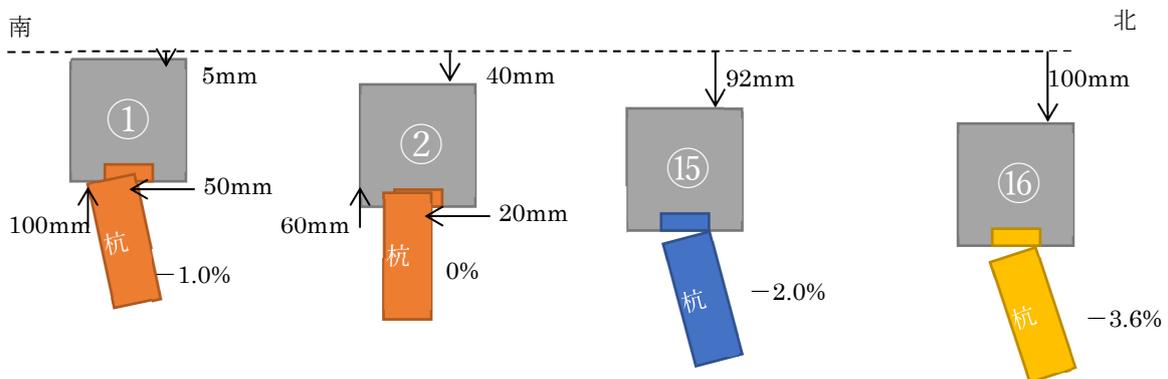


図 7.4.2.8 X10 構面（南北方向）の基礎構造の変形状況

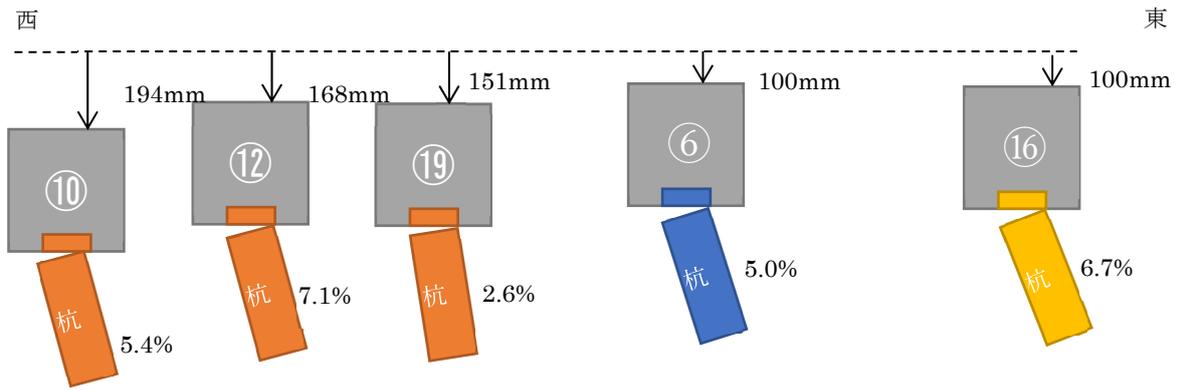


図 7.4.2.9 Y4 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

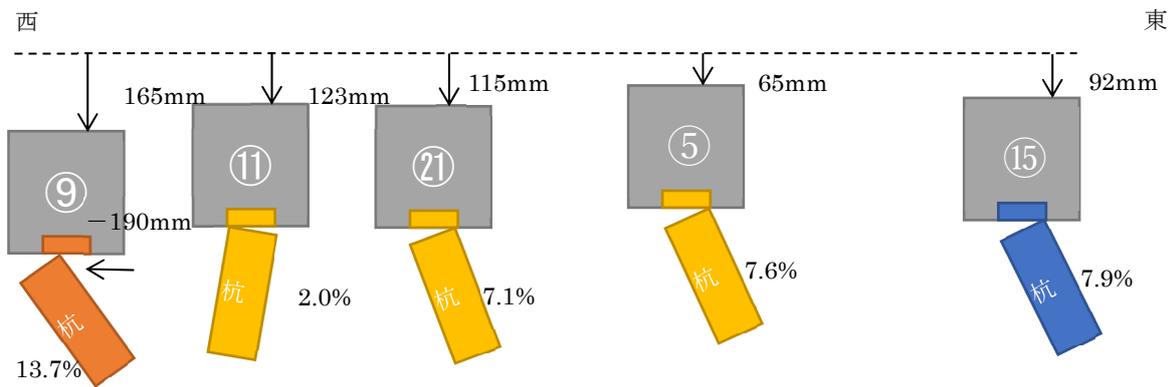


図 7.4.2.10 Y3 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

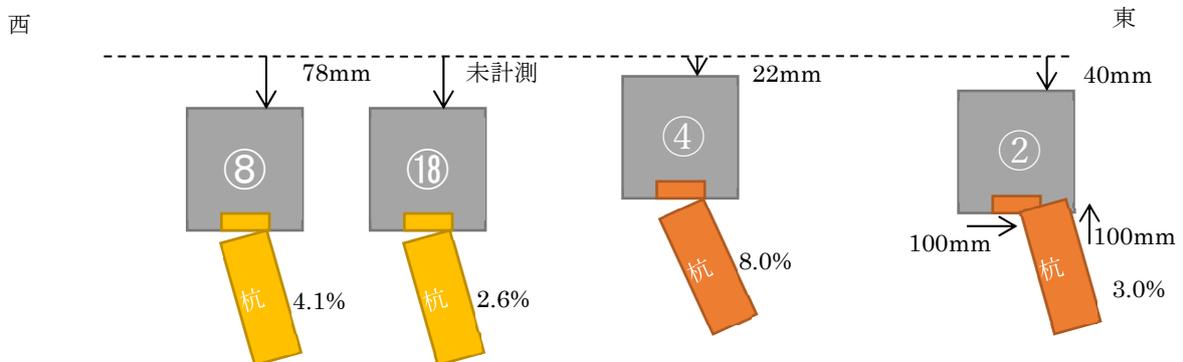


図 7.4.2.11 Y2 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

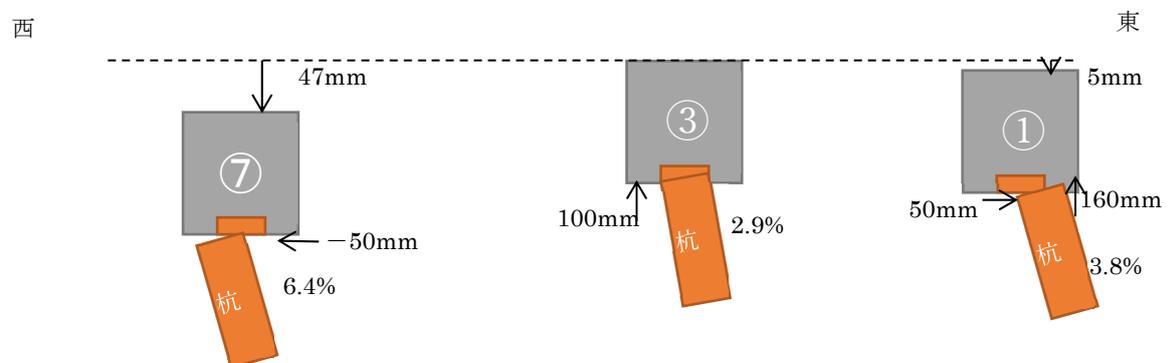


図 7.4.2.12 Y1 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

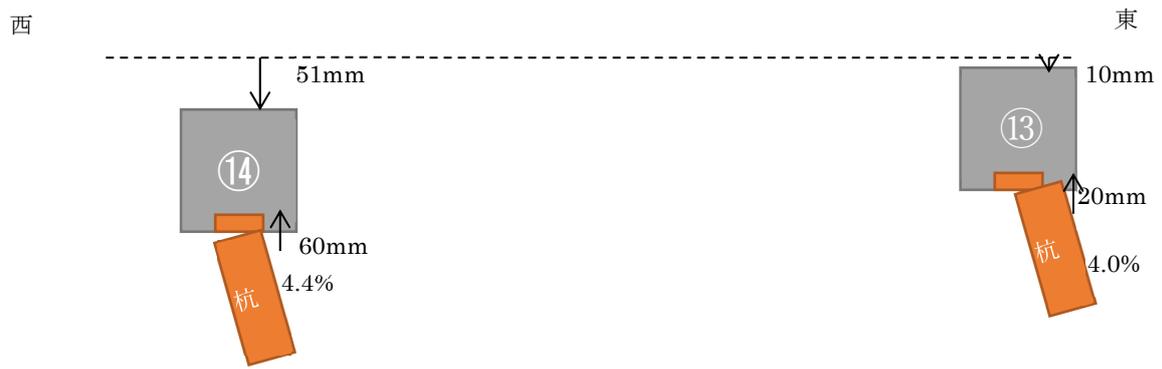


図 7.4.2.13 Y0 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

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。

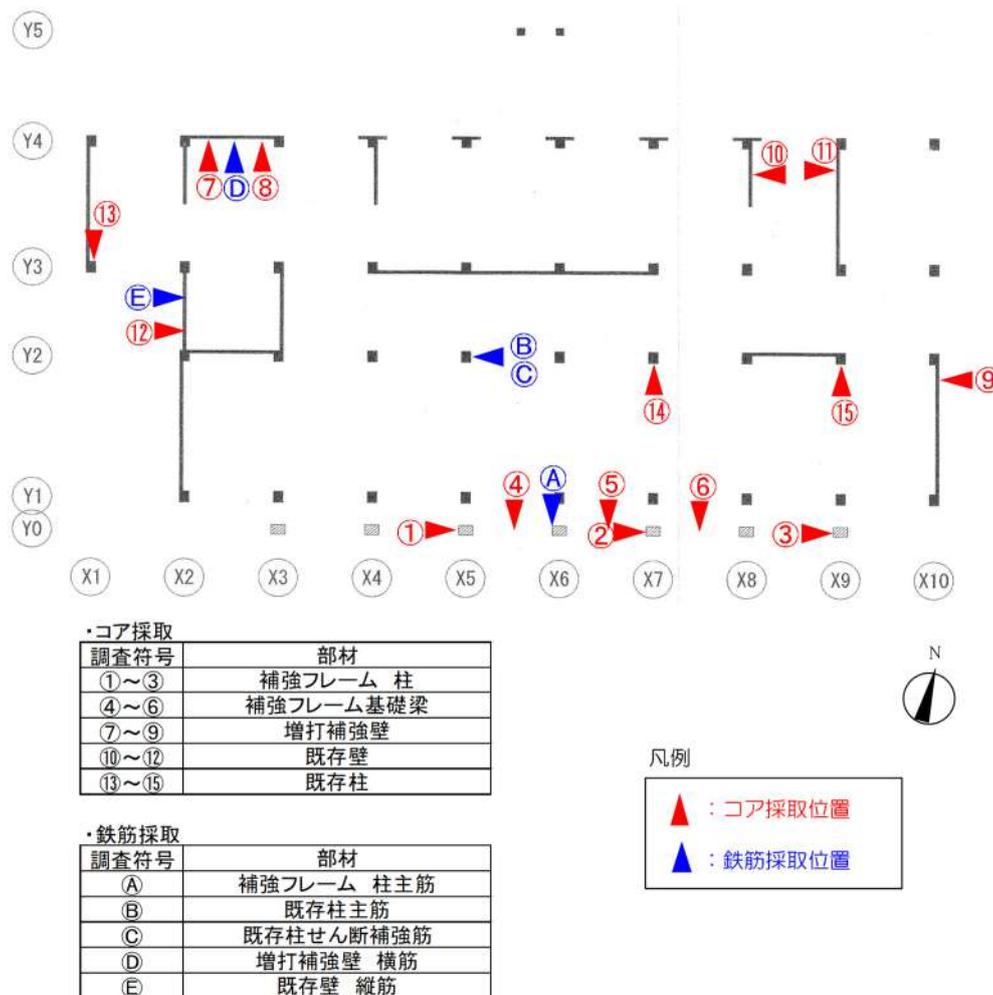


図 7.4.3.1 採取位置 (1 階)

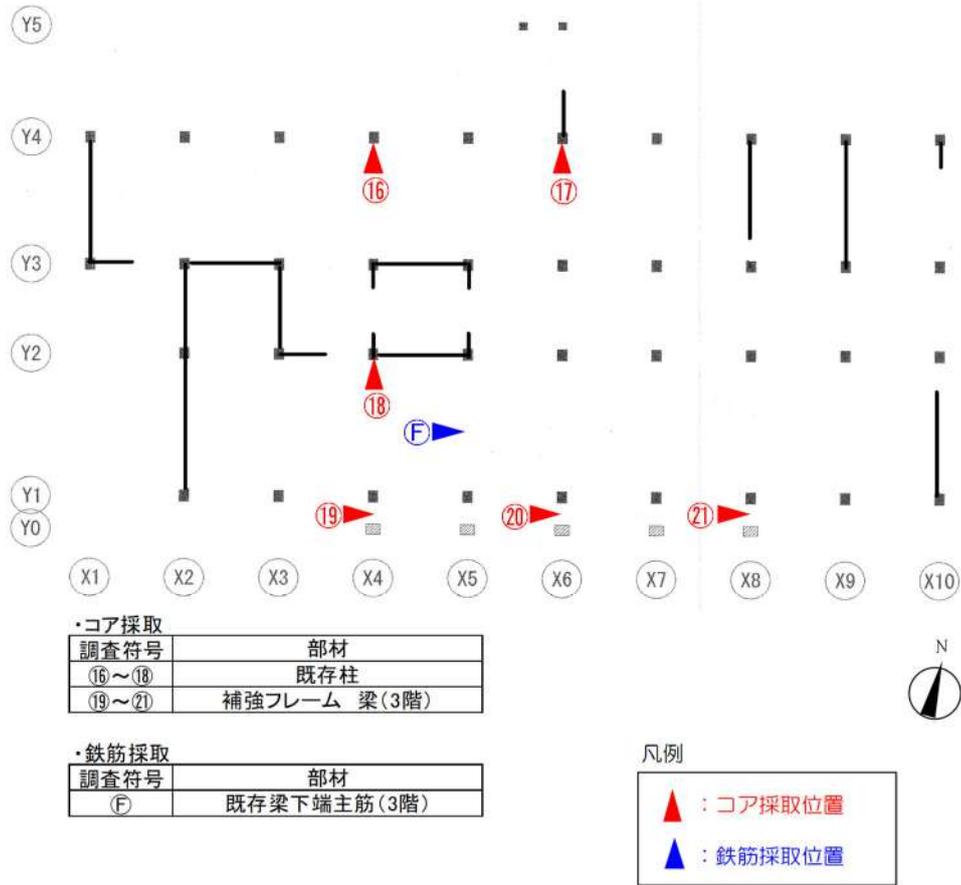


図 7.4.3.2 採取位置 (2階)

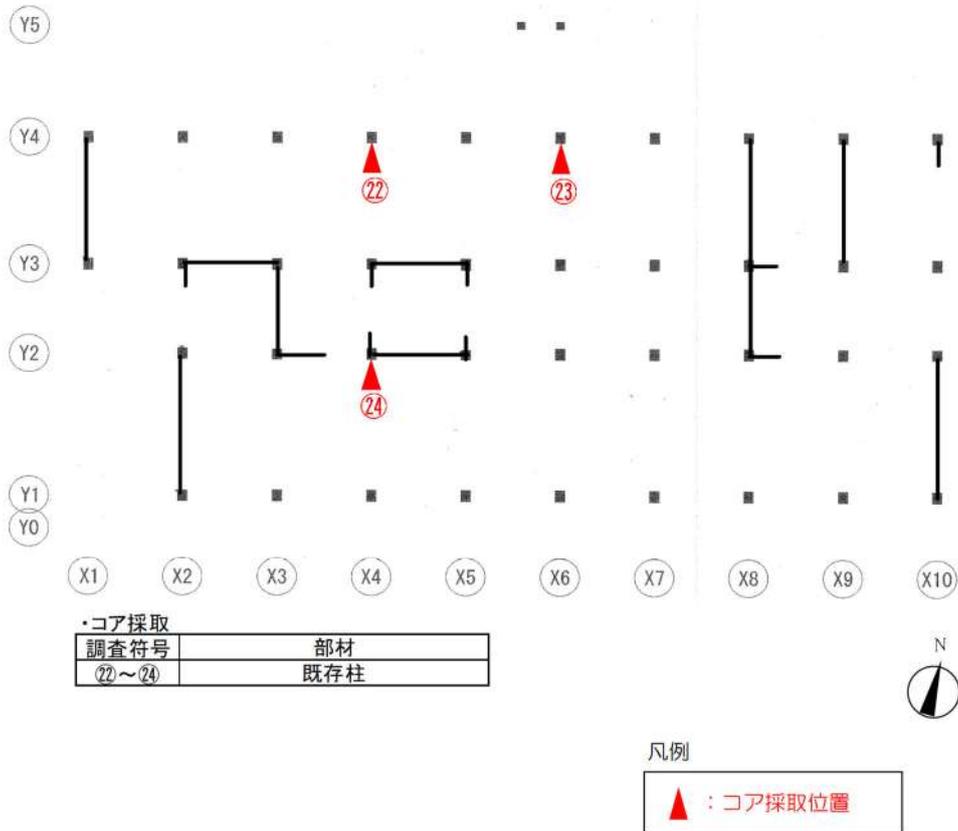


図 7.4.3.3 採取位置 (3階)

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。

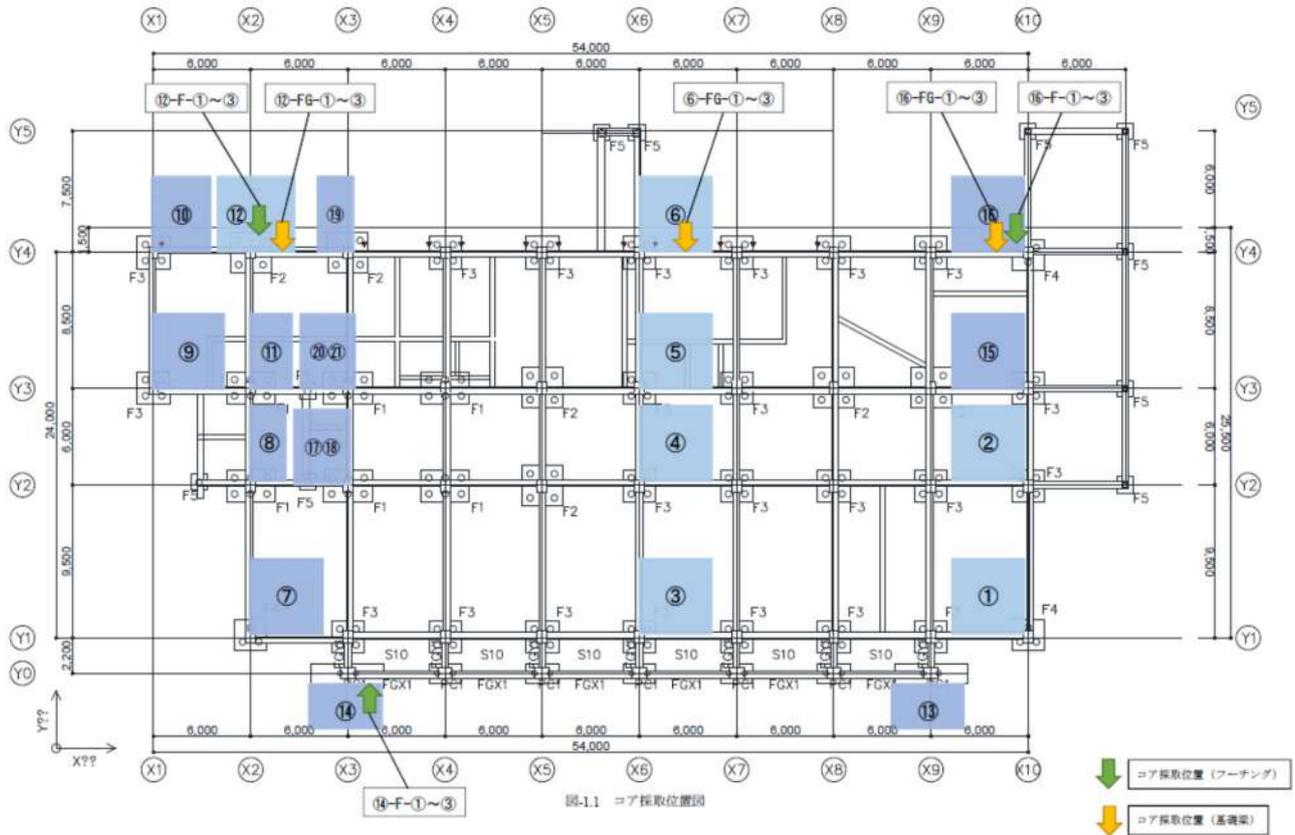


図 7.4.3.4 採取位置

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。

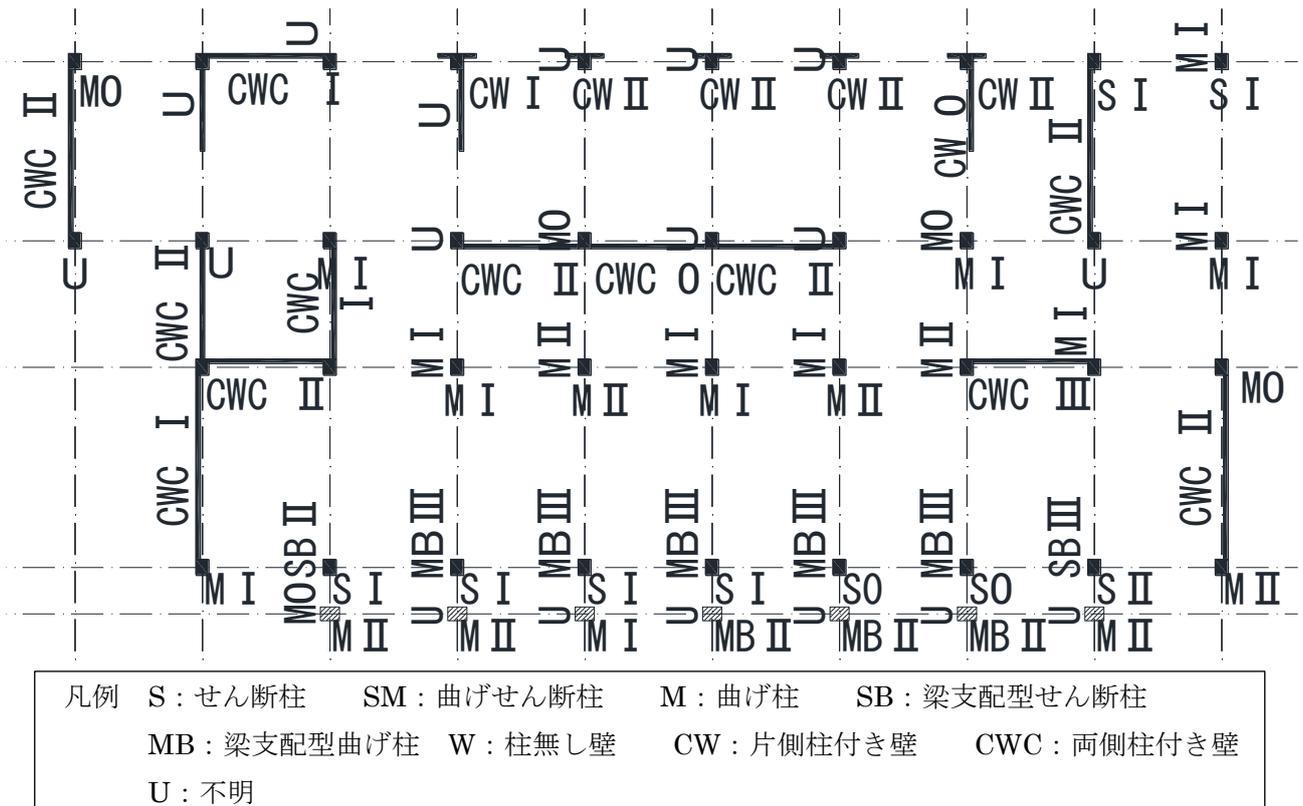


図 7.4.4.1 部材損傷度判定結果（1階）

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

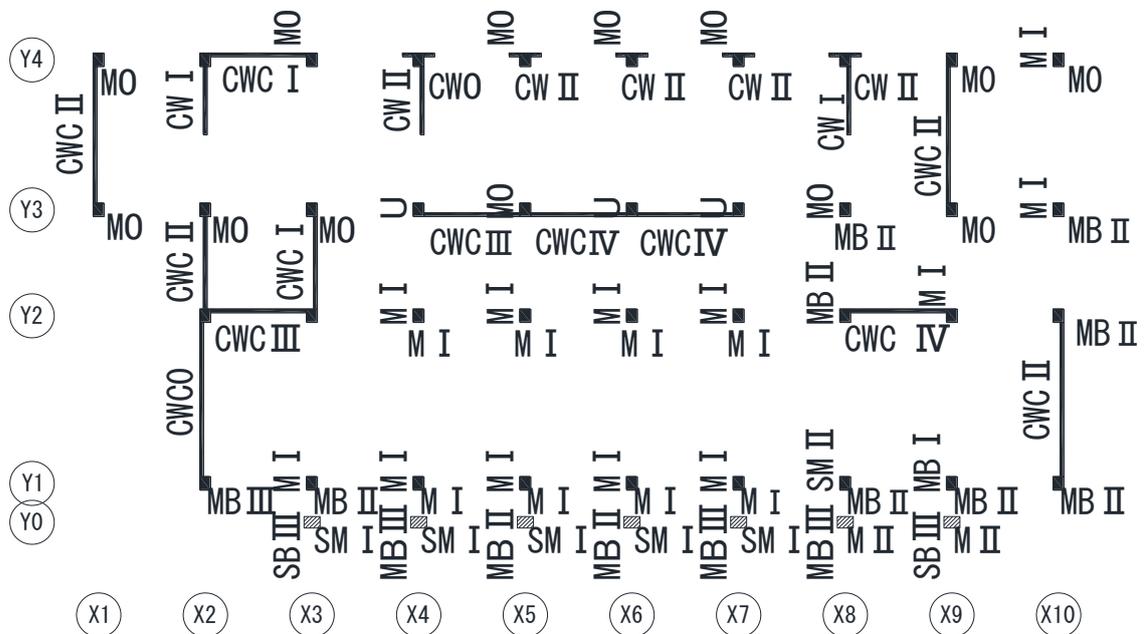
	柱			梁		壁			合計
	せん断 (S)	曲げせん断 (SM)	曲げ (M)	せん断 (SB)	曲げ (MB)	柱なし (W)	片側柱付き (CW)	両側柱付き (CWC)	
調査部材数			11	2	5		1	6	25
	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 1+	× 2+	× 6=	56=Aorg
損傷度0			3				1		5=A0
損傷度Ⅰ			6					2	17.1=A1
損傷度Ⅱ			2	1				4	16.6=A2
損傷度Ⅲ				1	5				2.9=A3
損傷度Ⅳ									0=A4
損傷度Ⅴ									0=A5
	Σ Aj=								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

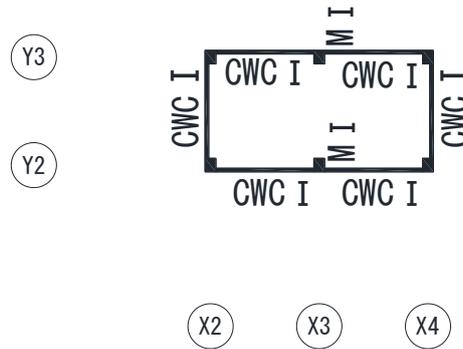
対象建築物の各階について、部材の損傷度を被災度区分判定^{エラー! 参照元が見つかりません。 [7.4-1]}に従って判定した。損傷度判定結果を図7.4.4.2～図7.4.4.5に示す。また、部材の損傷度から各階の被災度を判定した。判定時の計算を表7.4.4.5～表7.4.4.10に、判定結果の一覧を表7.4.4.11に示す。被害調査2回目では、外付けフレームだけの有無で判定を2種類行っているが、今回は耐震補強要素（耐震壁増設と外付けフレーム）の考慮/無視で判定を2種類行った。前回は1Fのみ実施し、耐震補強を考慮した場合の判定結果は、長手方向も短手方向も中破だった。今回は長手方向が耐震補強を無視しても、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 7.4.4.5 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**

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。

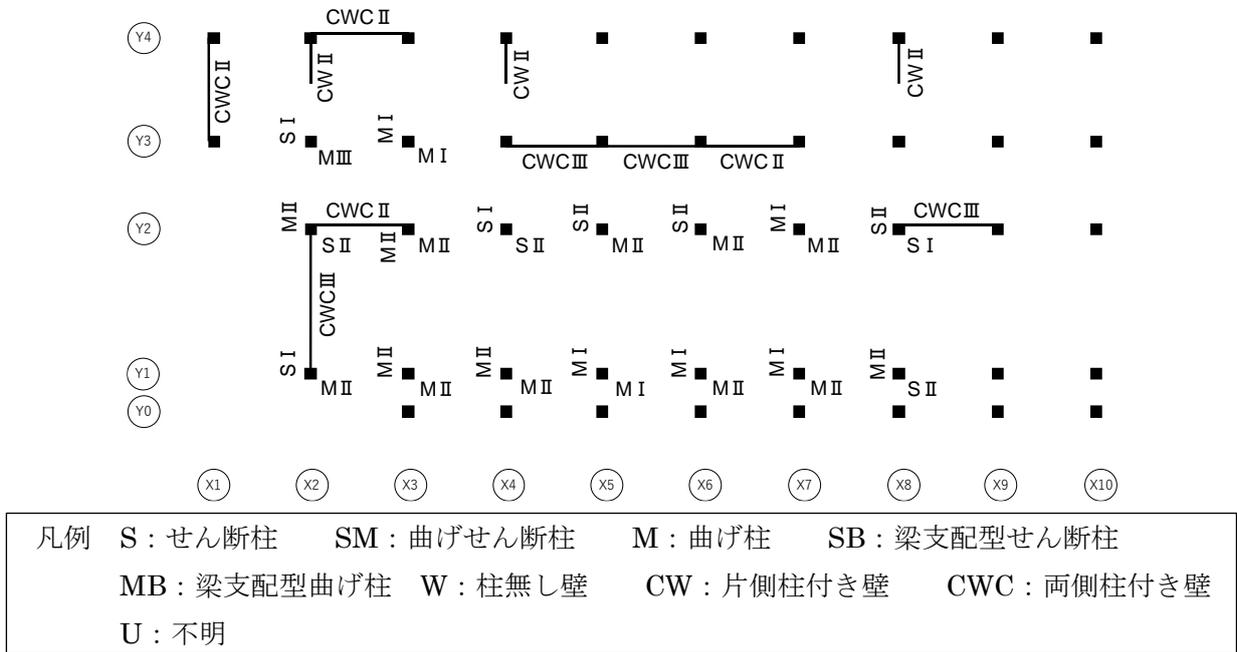


図 7.4.4.6 1階の損傷度 (耐震補強無視)

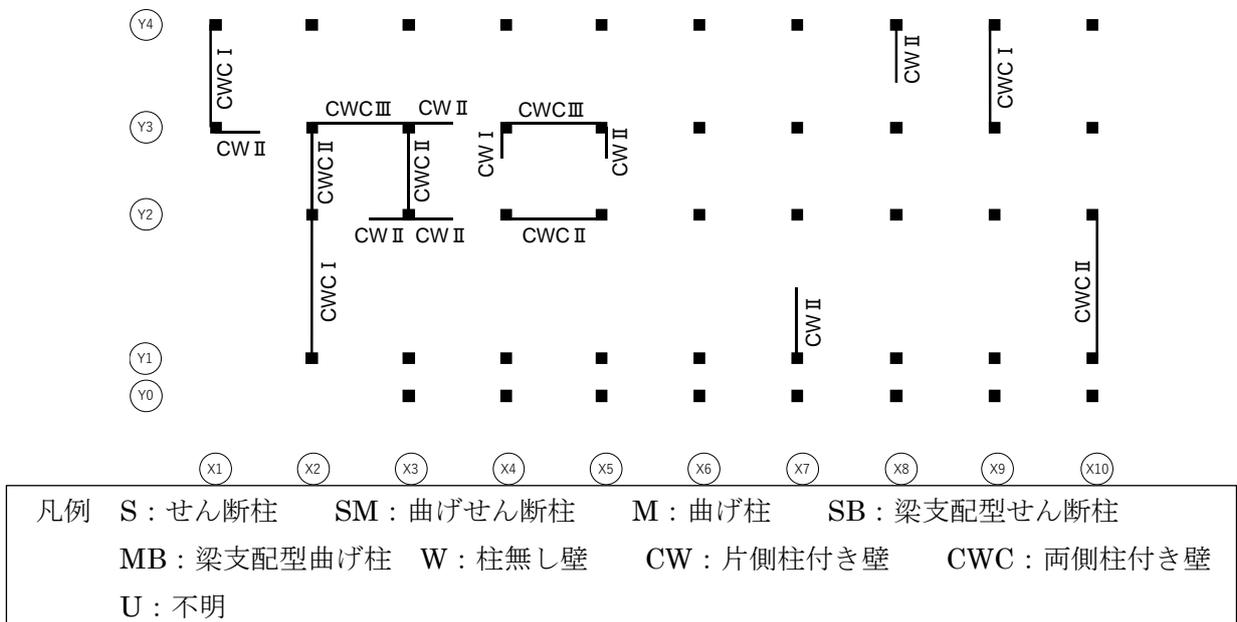
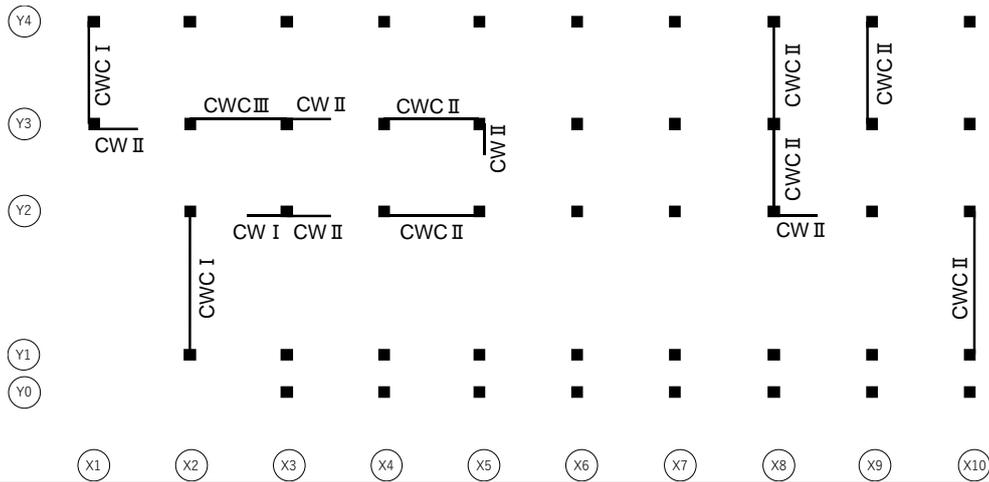


図 7.4.4.7 2階の損傷度 (耐震補強無視)



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。

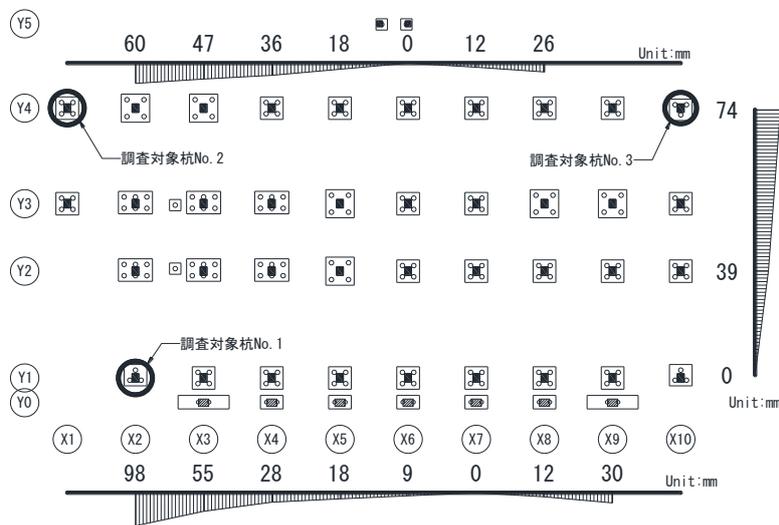


図 7.4.4.9 建築物の相対沈下量（被害調査1回目）

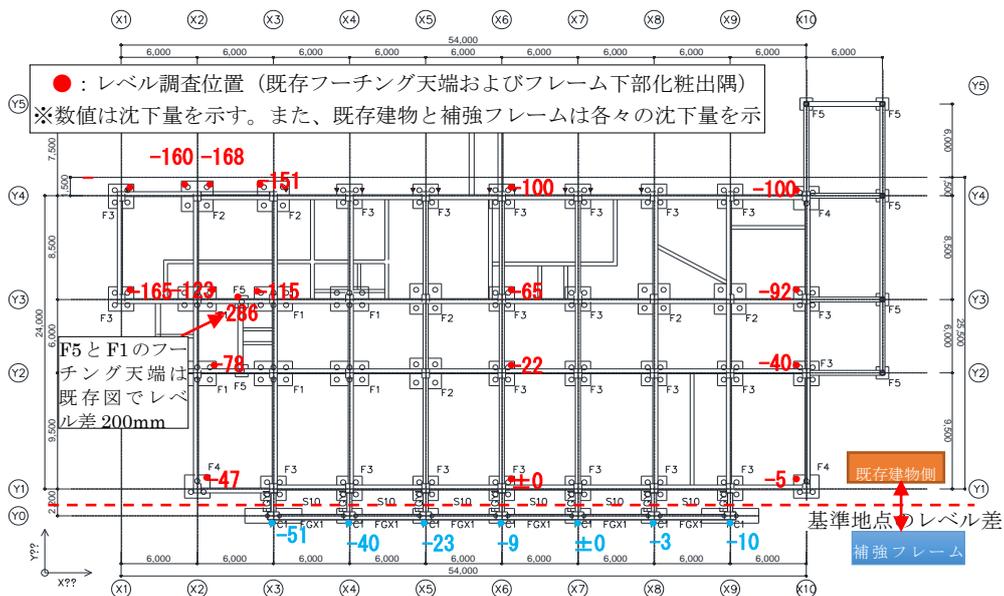


図 7.4.4.10 建築物の相対沈下量（被害調査5回目）

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。

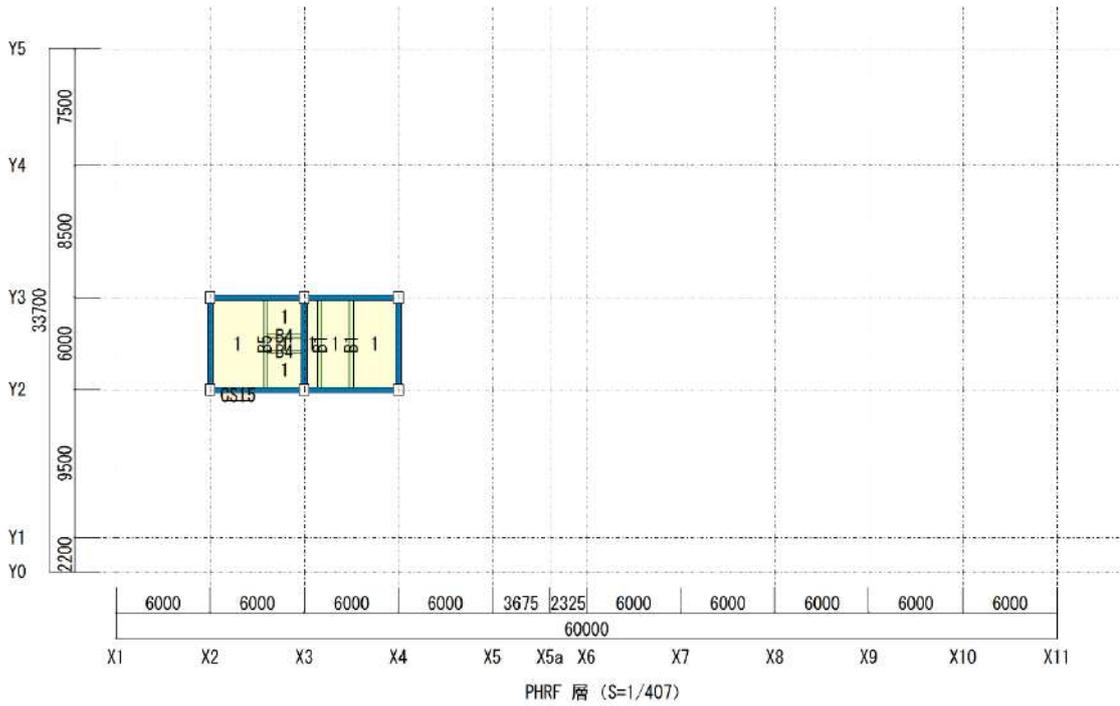


図 7.5.2.1.a PH階伏図

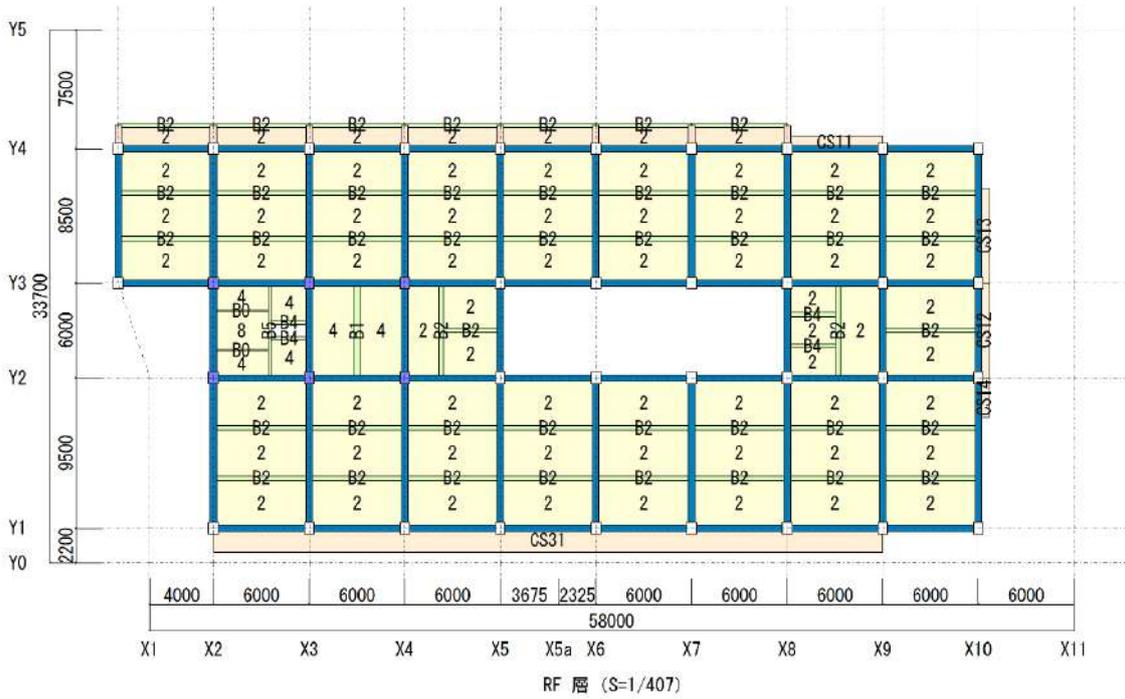


図 7.5.2.1.b R階伏図

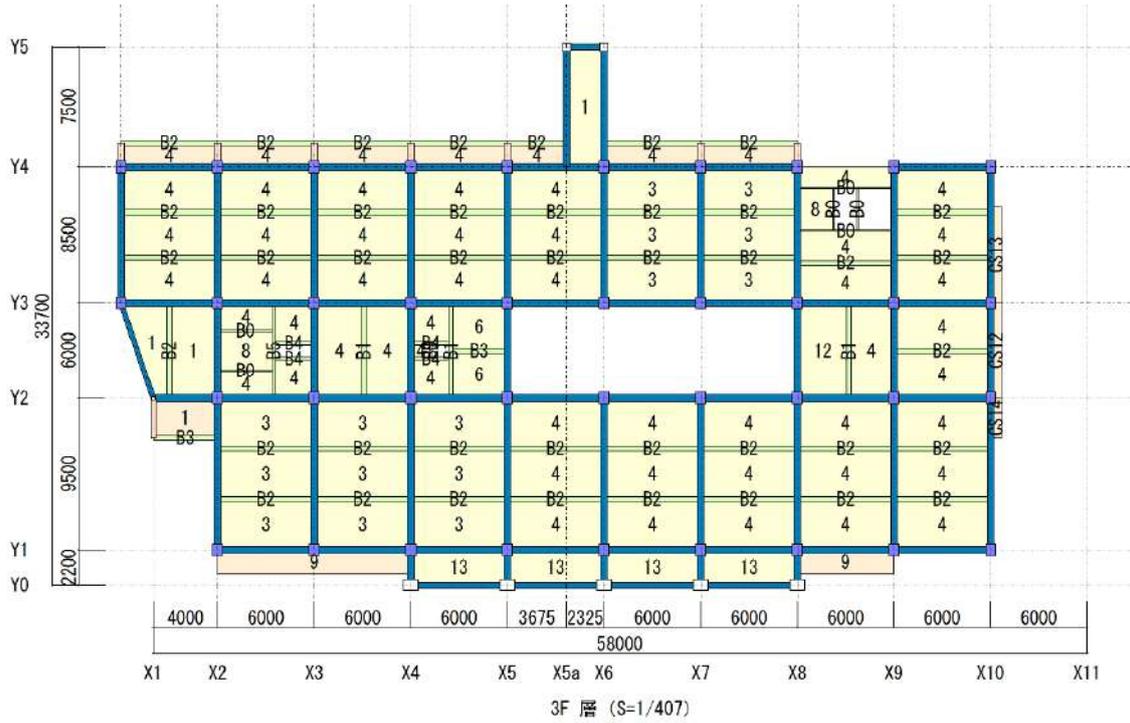


図 7.5.2.1.c 3階伏図

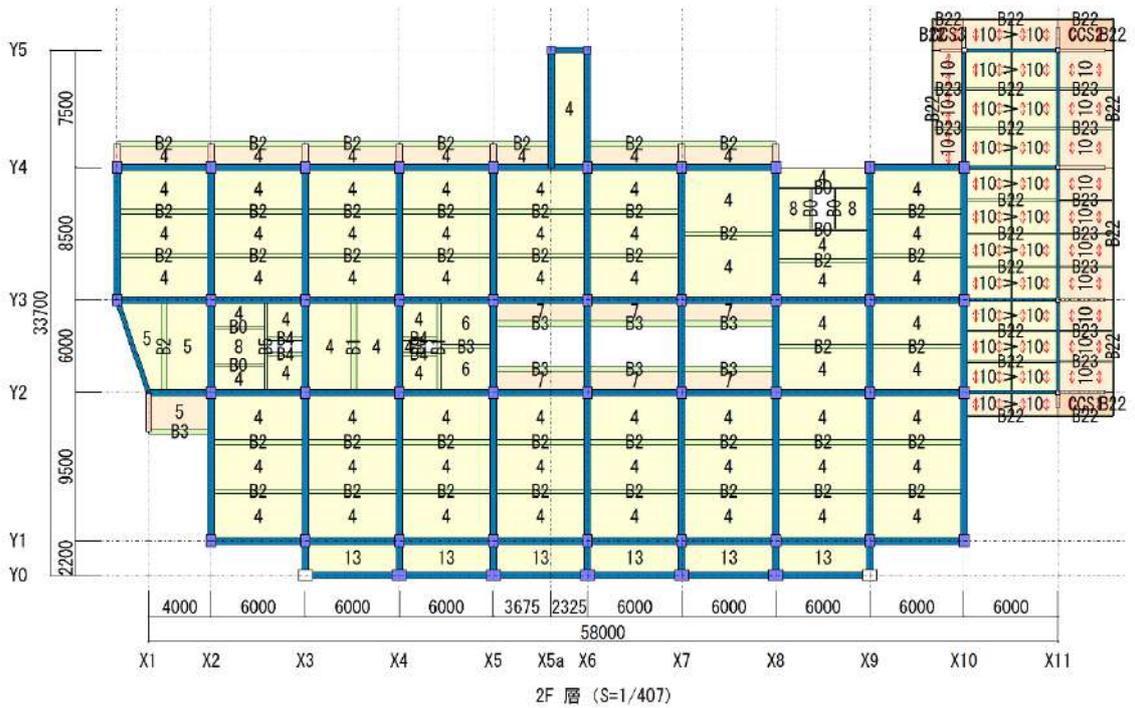


図 7.5.2.1.d 2階伏図

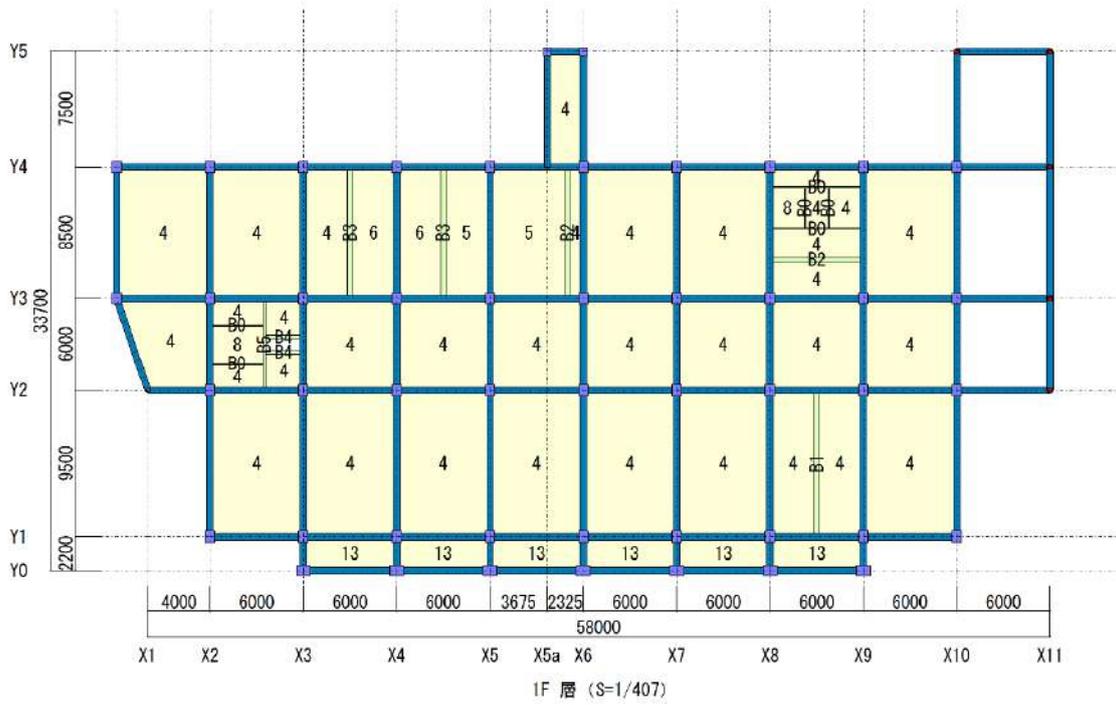


図 7.5.2.1.e 1階伏図

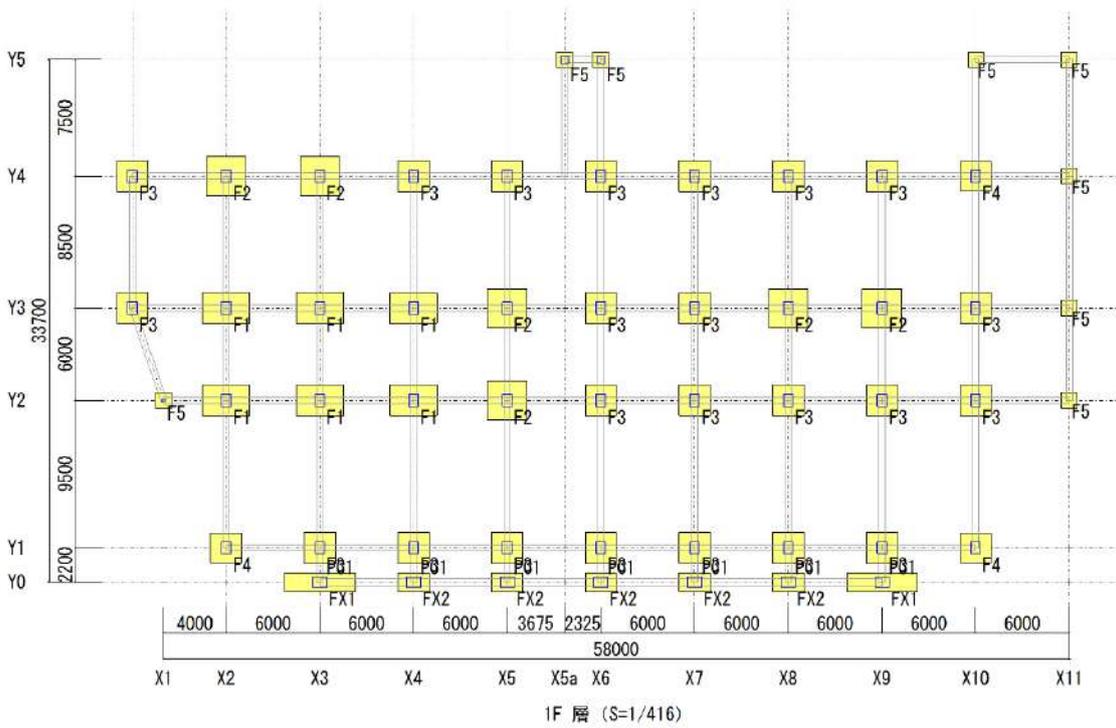


図 7.5.2.1.f 基礎伏図

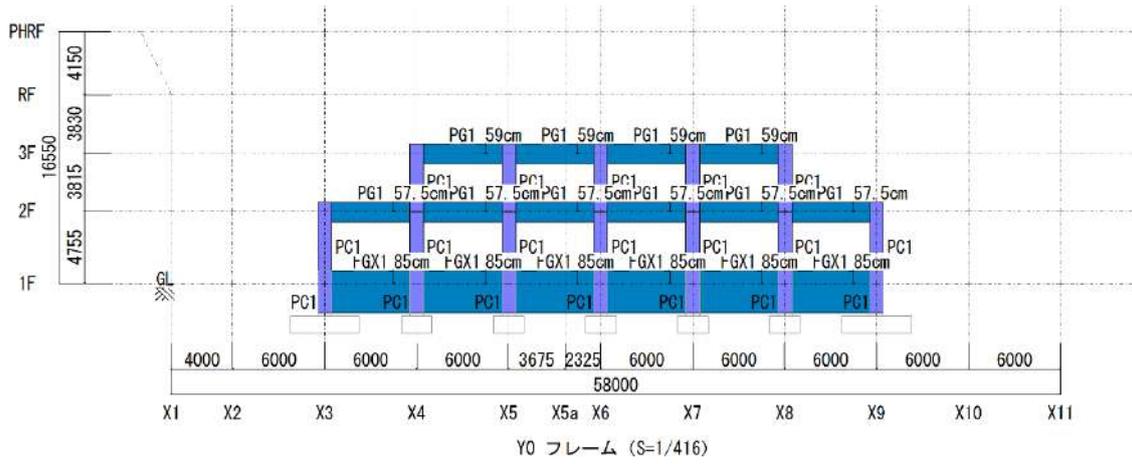


図 7.5.2.2.a Y0 フレーム軸組図

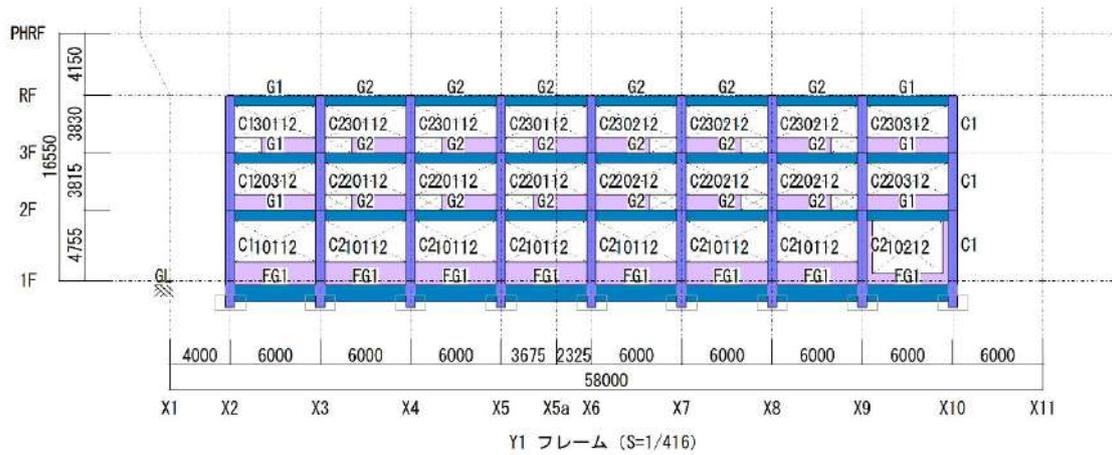


図 7.5.2.2.b Y1 フレーム軸組図

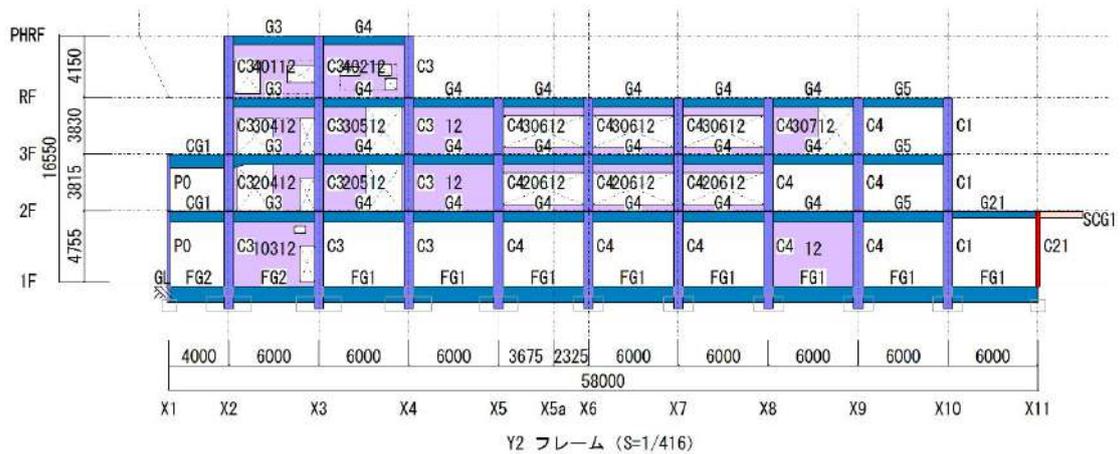


図 7.5.2.2.c Y2 フレーム軸組図

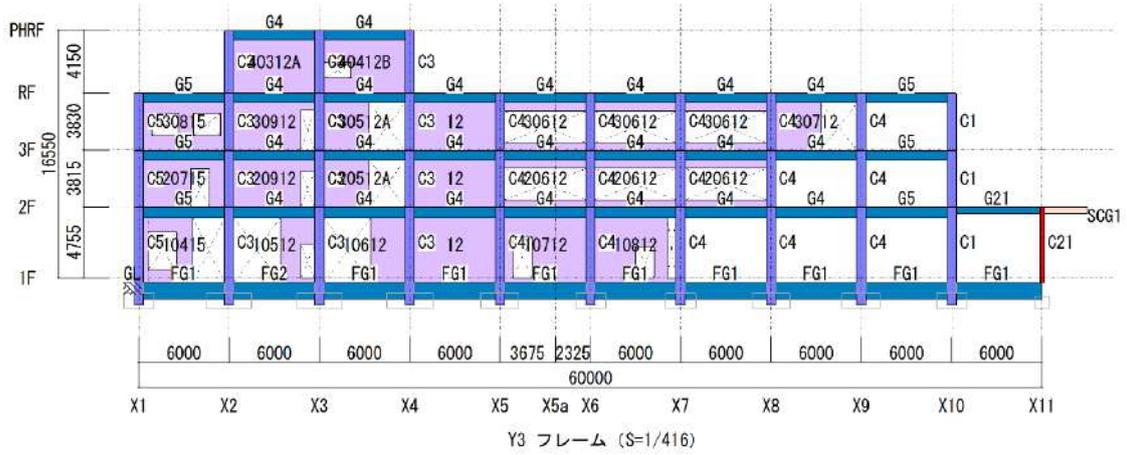


図 7.5.2.2.d Y3 フレーム軸組図

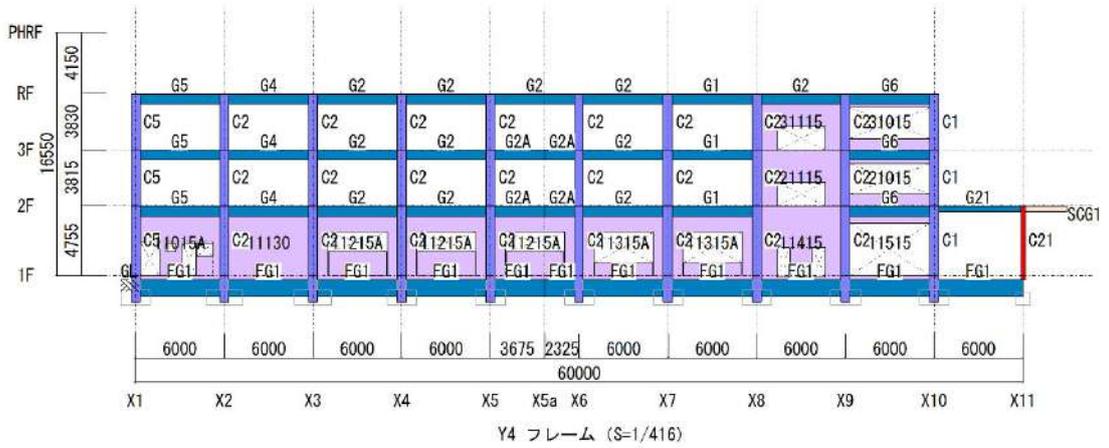


図 7.5.2.2.e Y4 フレーム軸組図

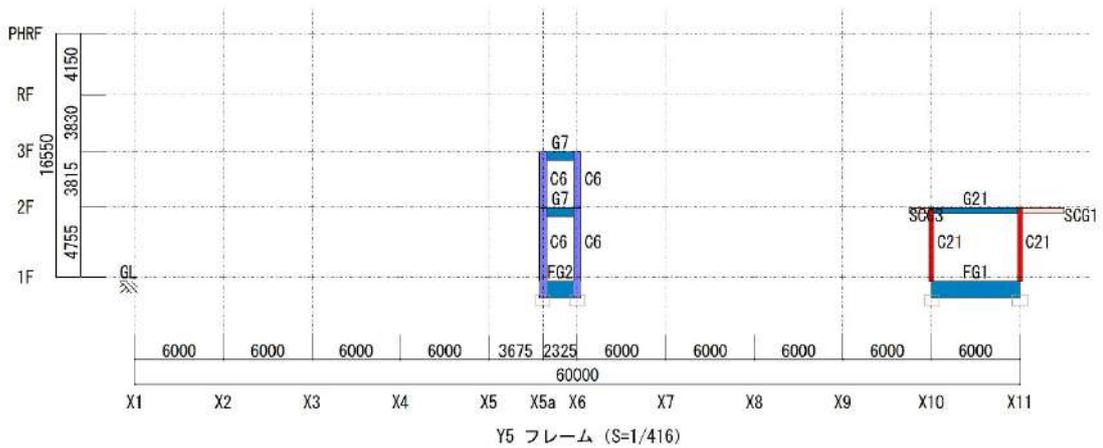


図 7.5.2.2.f Y5 フレーム軸組図

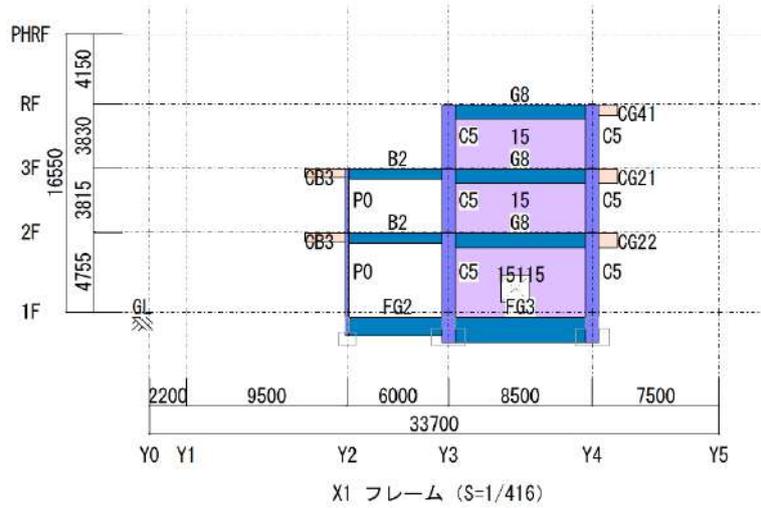


図 7.5.2.3.a X1 フレーム軸組図

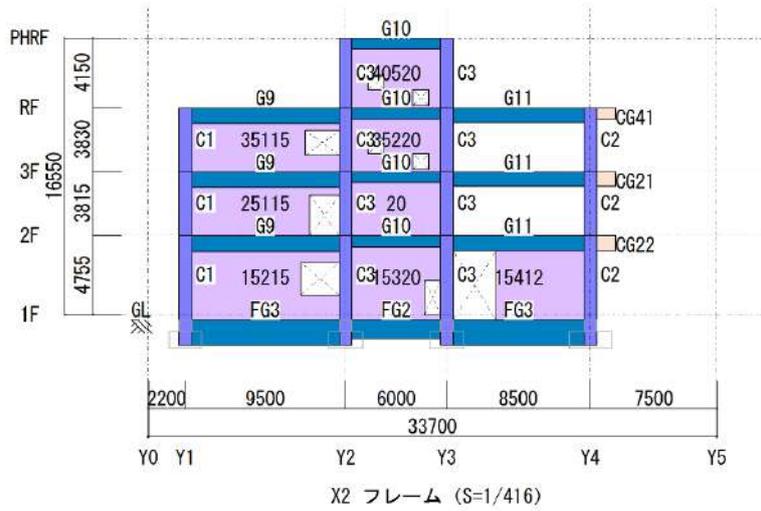


図 7.5.2.3.b X2 フレーム軸組図

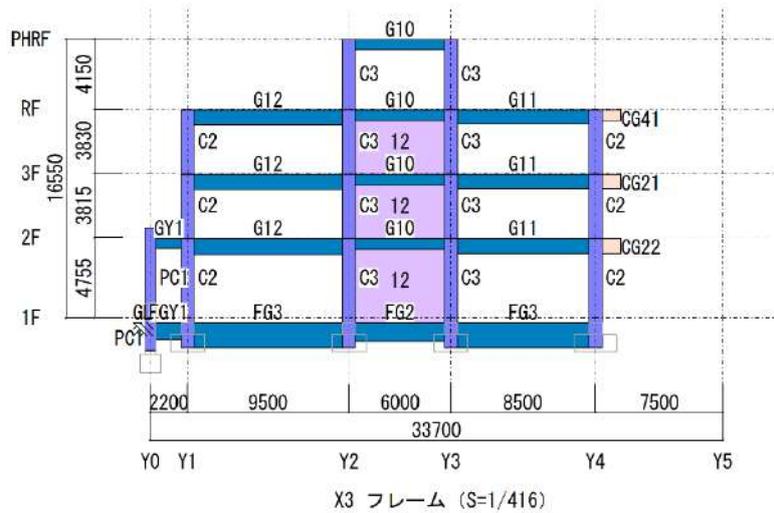


図 7.5.2.3.c X3 フレーム軸組図

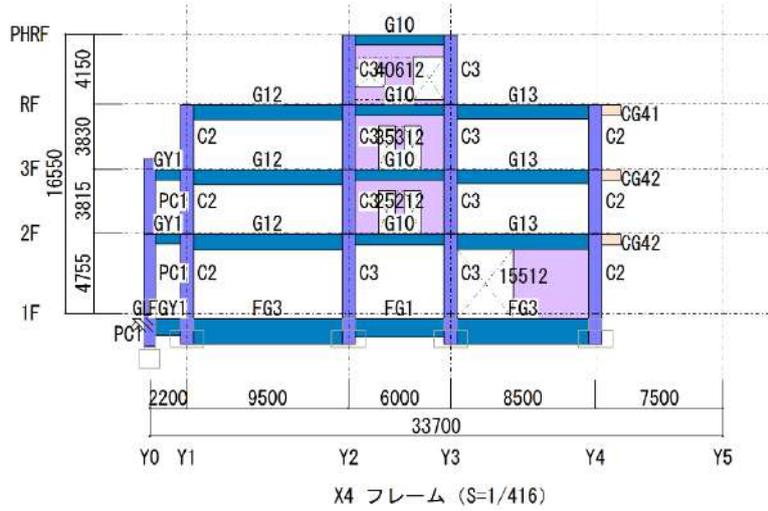


図 7.5.2.3.d X4 フレーム軸組図

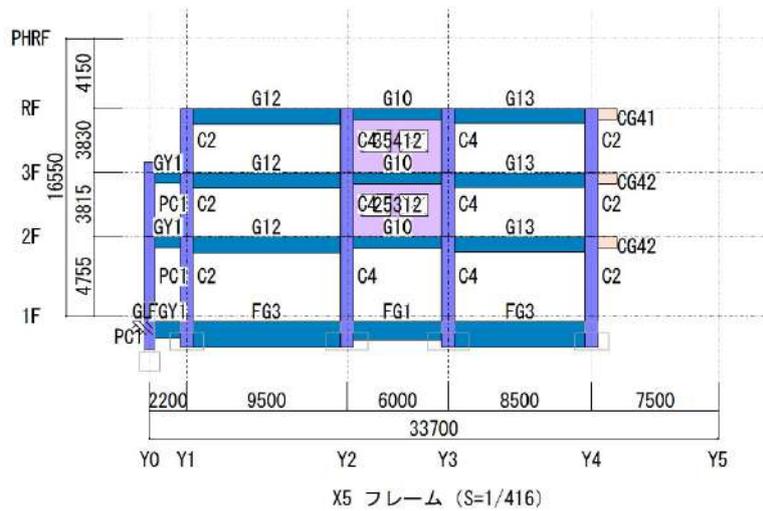


図 7.5.2.3.e X5 フレーム軸組図

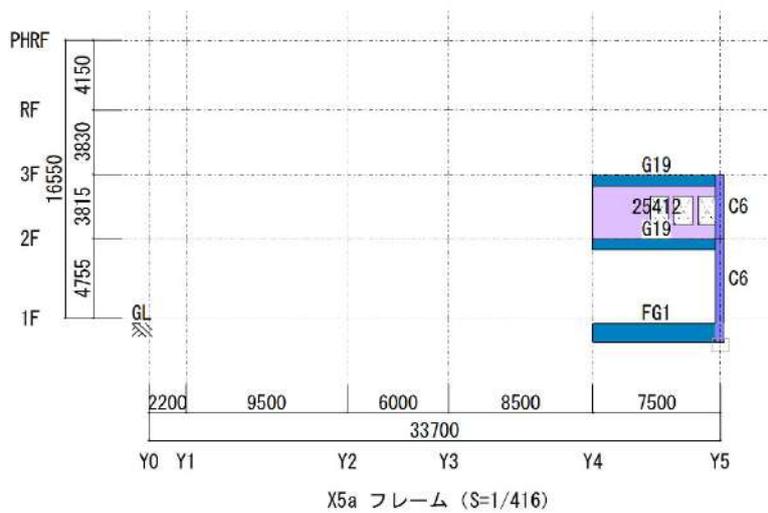
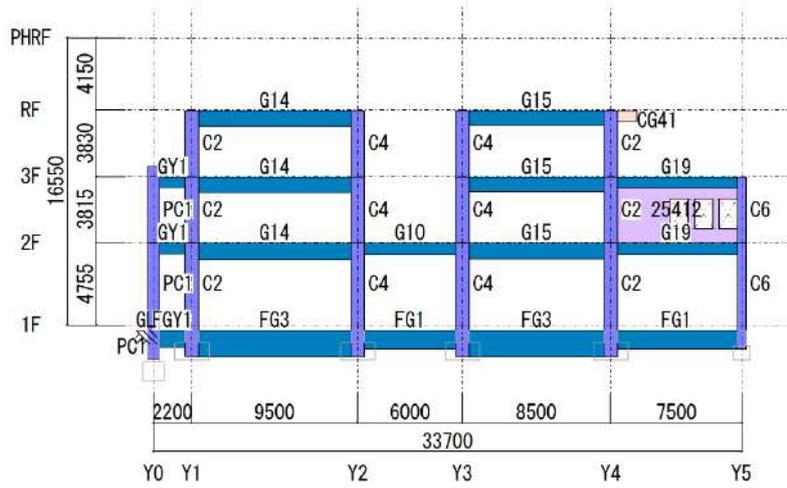
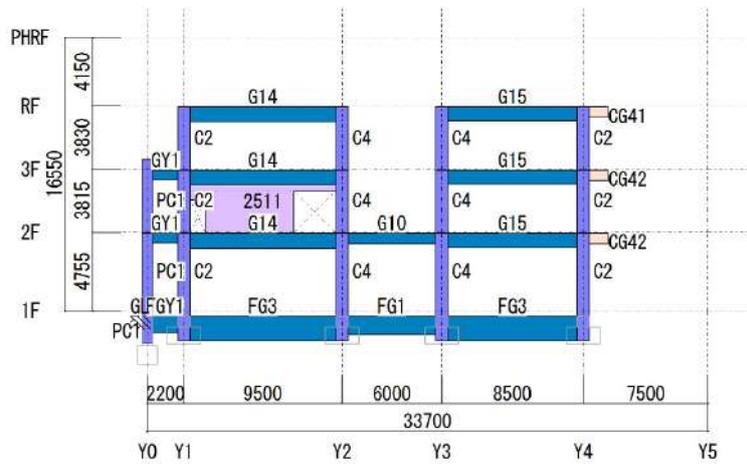


図 7.5.2.3.f X5a フレーム軸組図



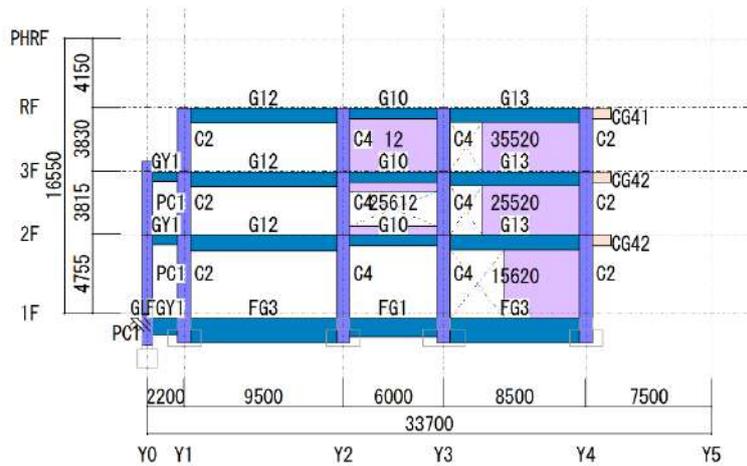
X6 フレーム (S=1/416)

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

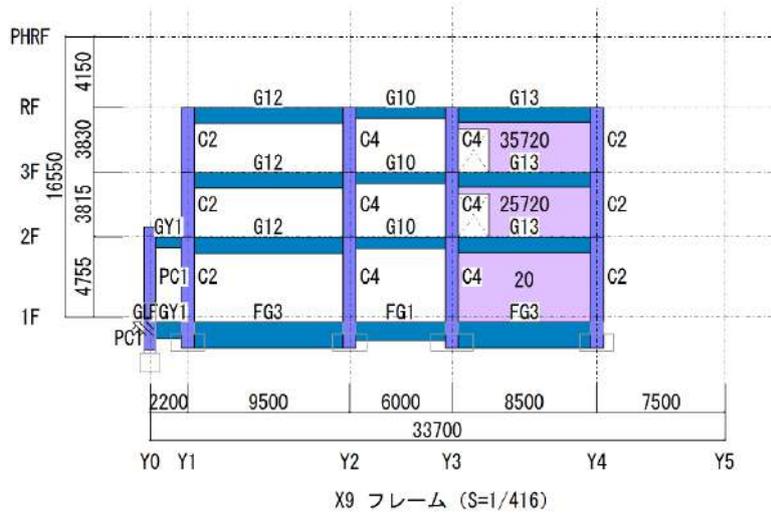


図 7.5.2.3.j X9 フレーム軸組図

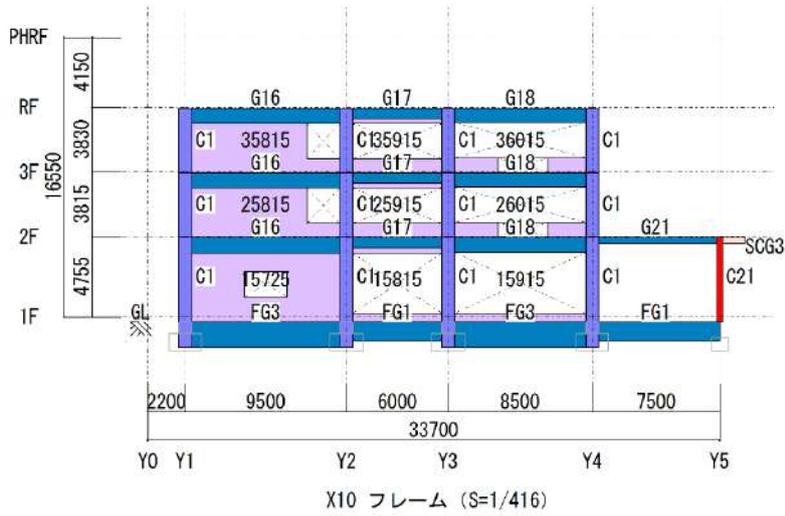


図 7.5.2.3.k X10 フレーム軸組図

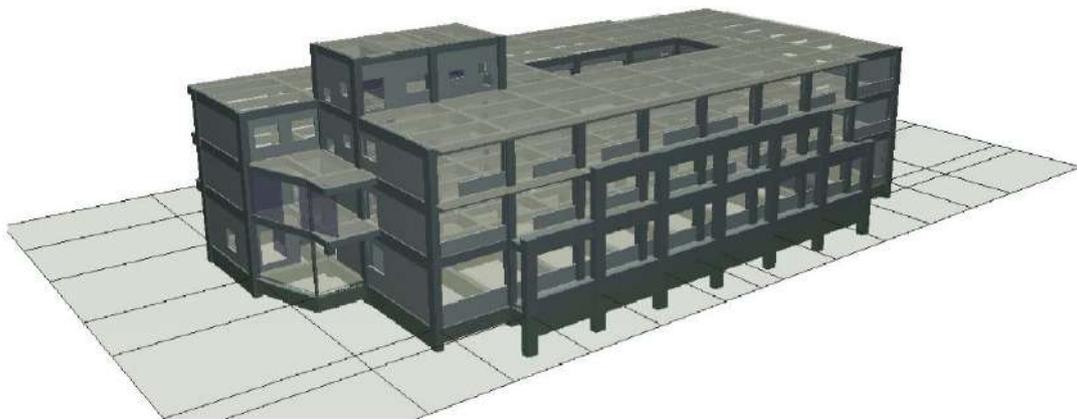


図 7.5.2.4 鳥瞰図

(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	ΣW_i	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	ΣW_i	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

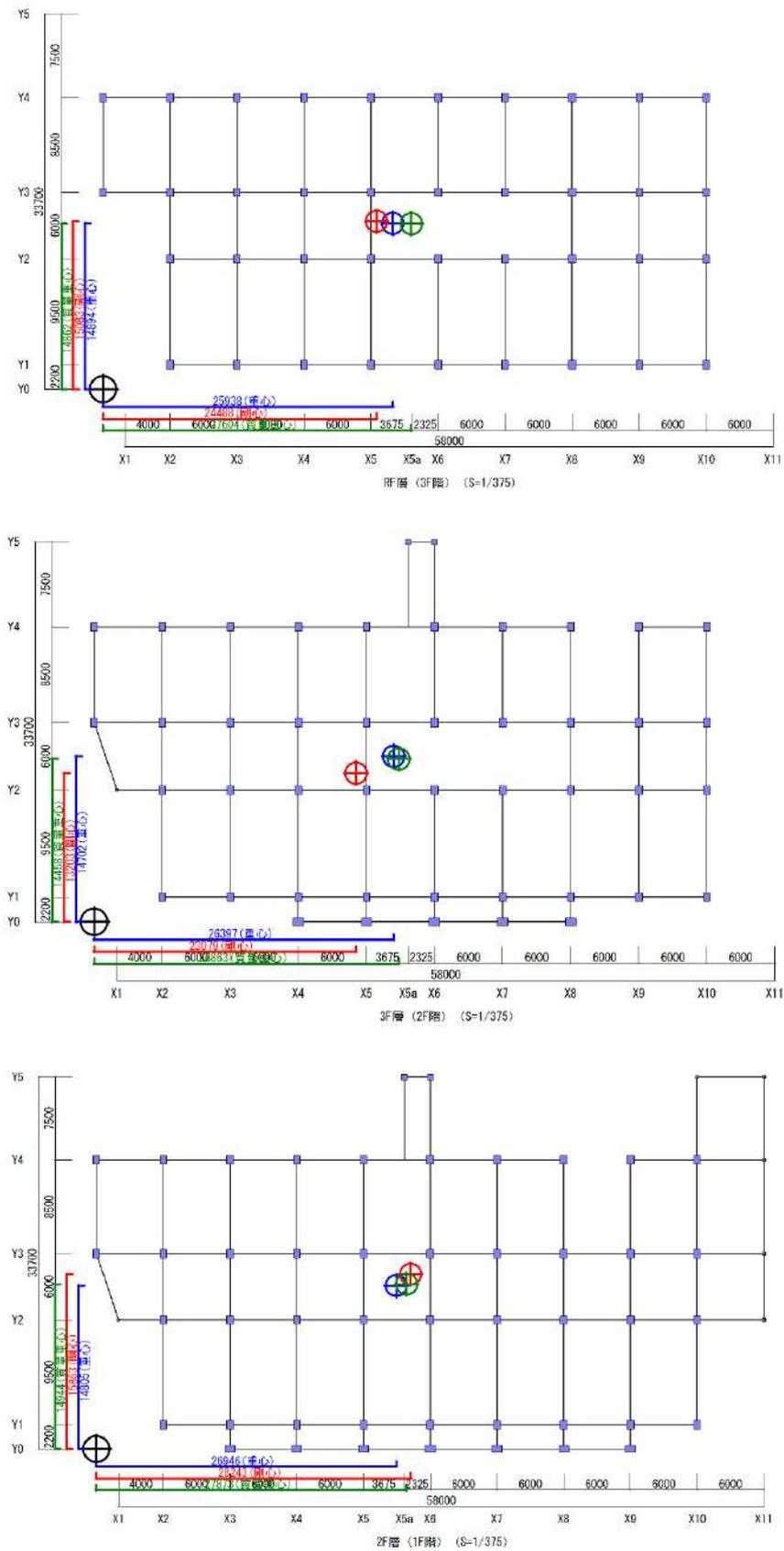


図 7.5.2.5 重心・剛心図 : M1

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

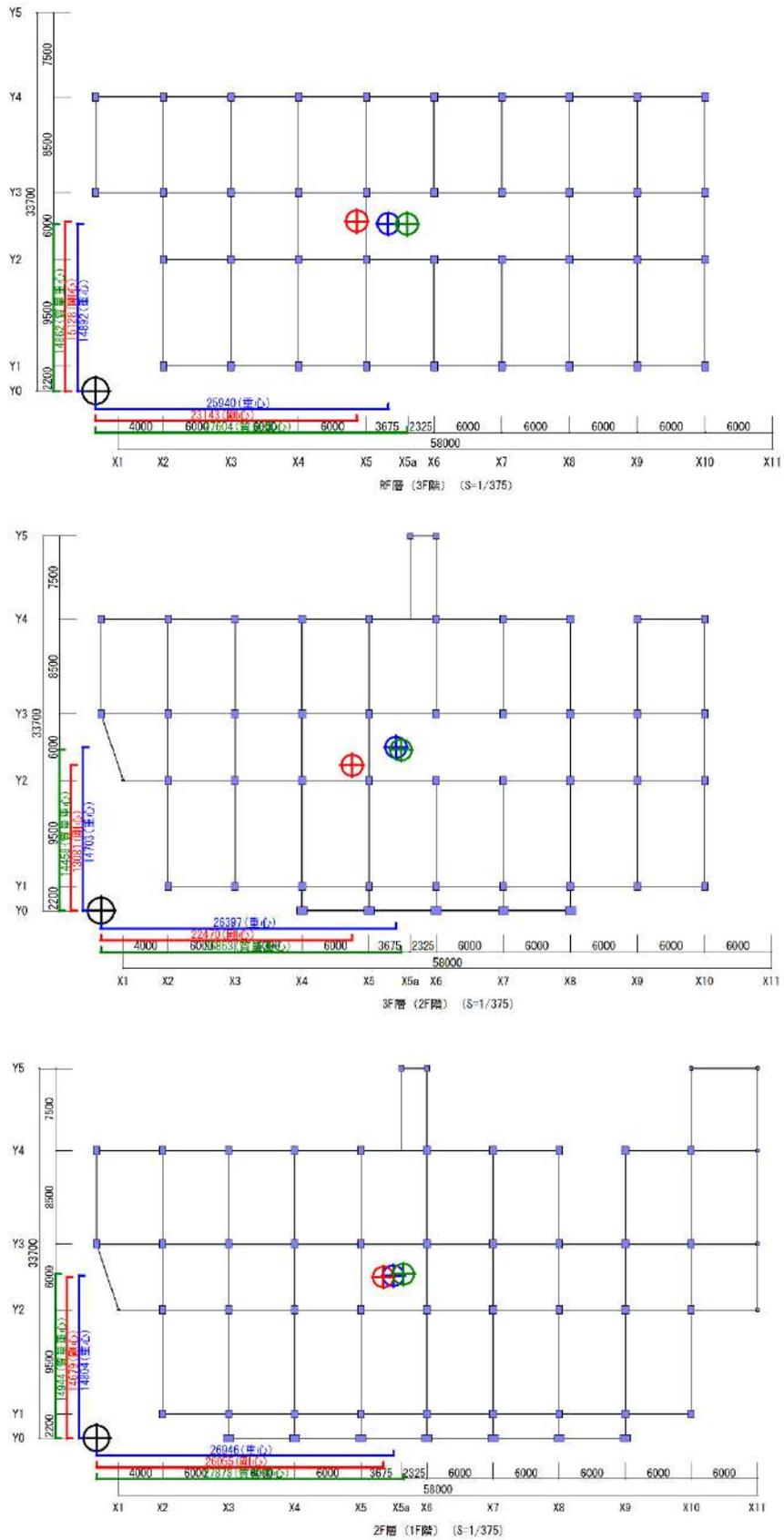


図 7.5.2.6 重心・剛心図 : M2

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

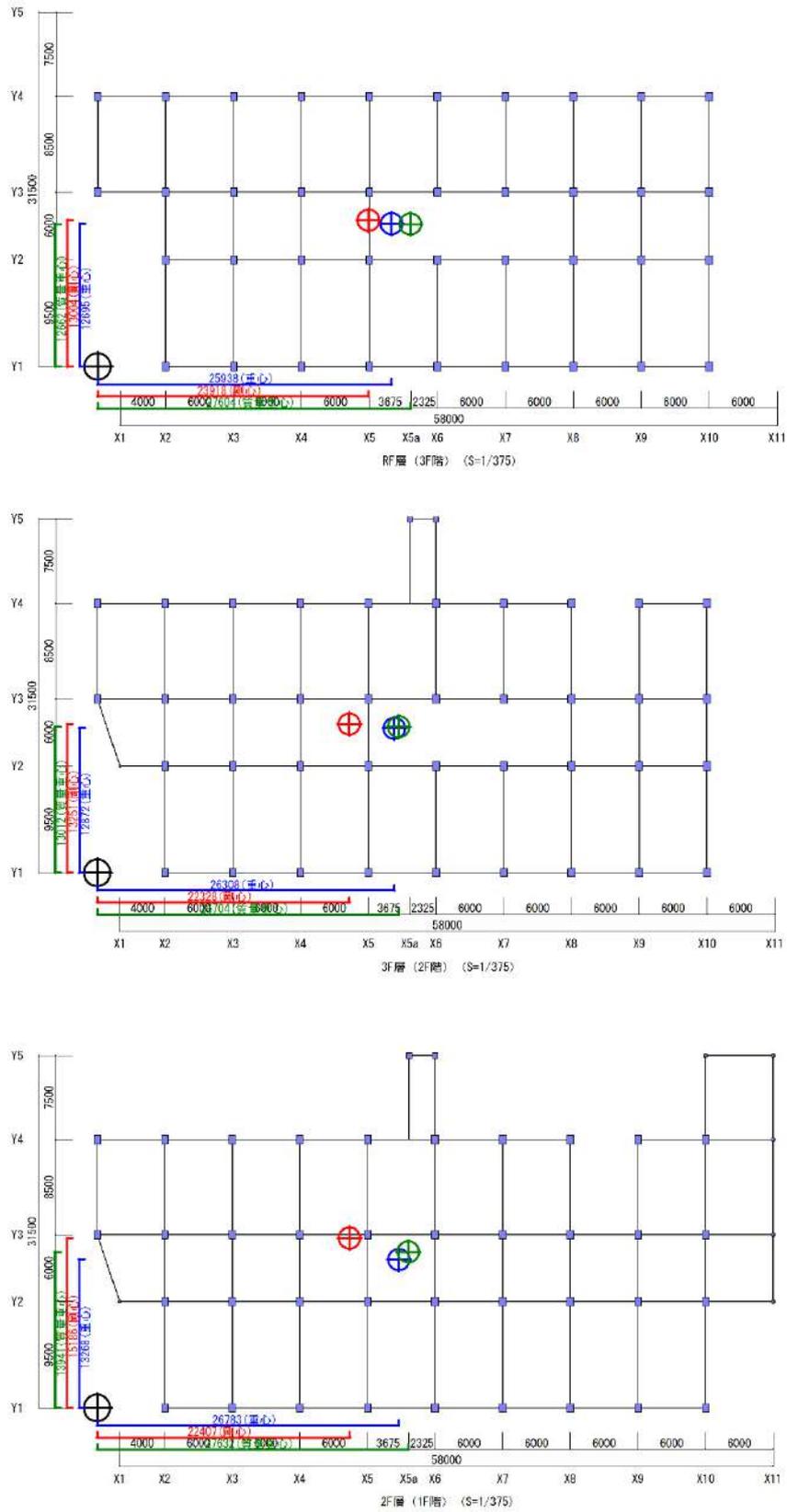


图 7.5.2.7 重心・剛心図 : M3

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)

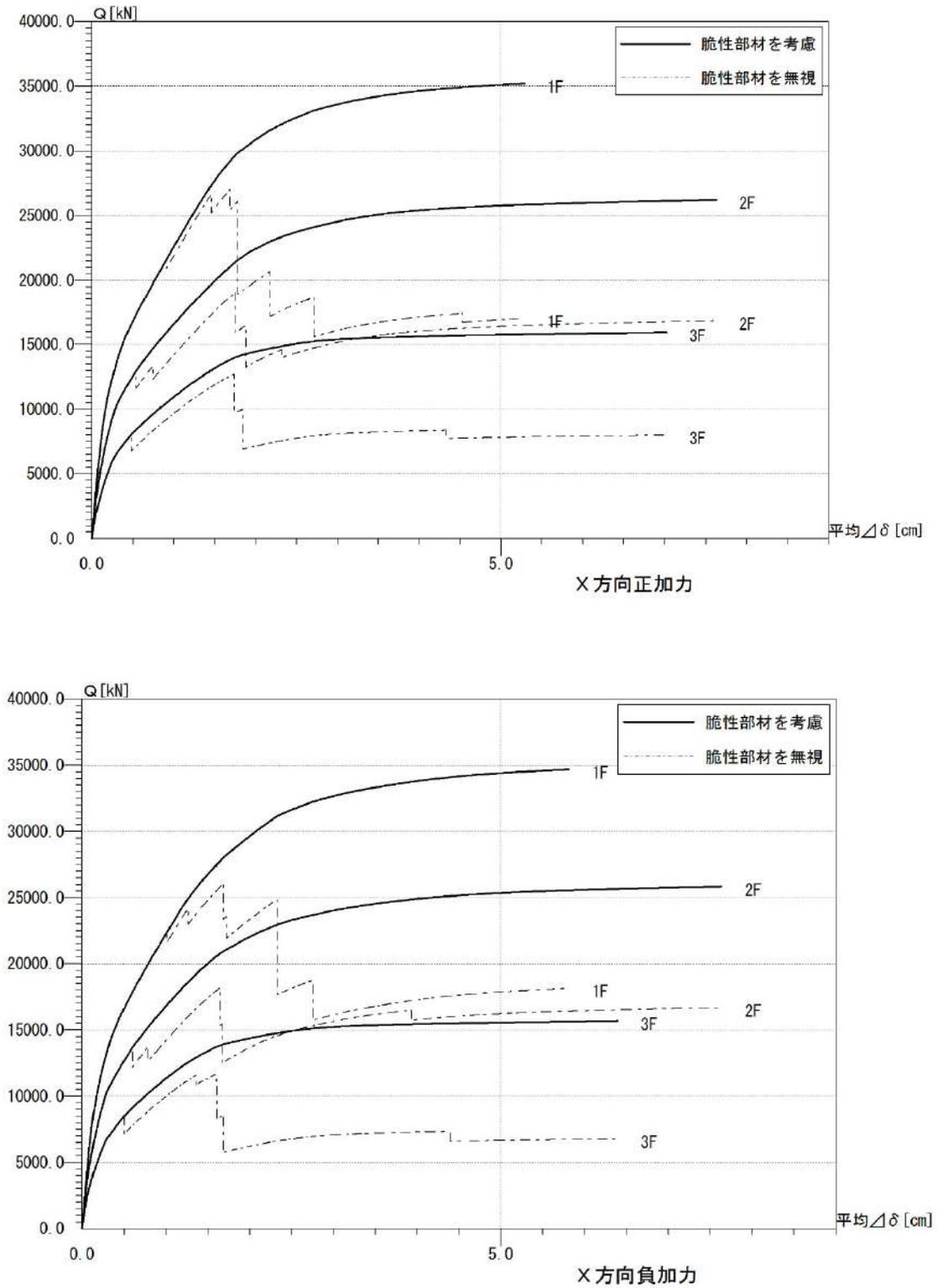


図 7.5.2.8.a M1 モデル : X 方向 (正・負加力)

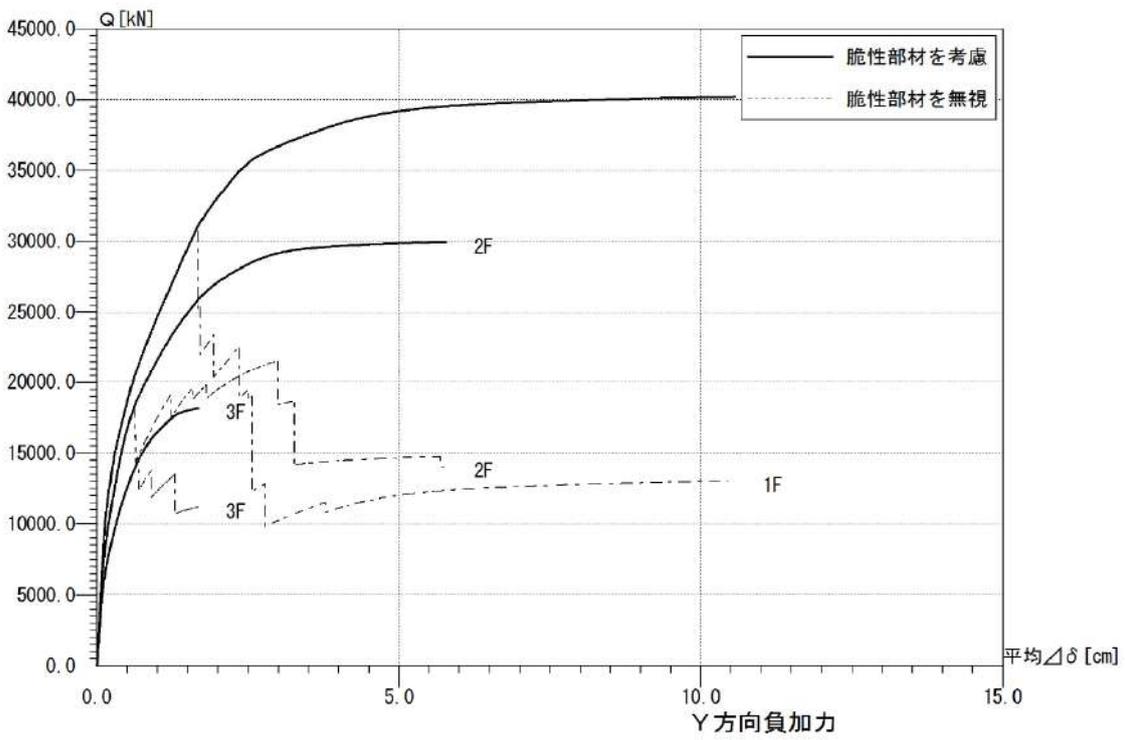
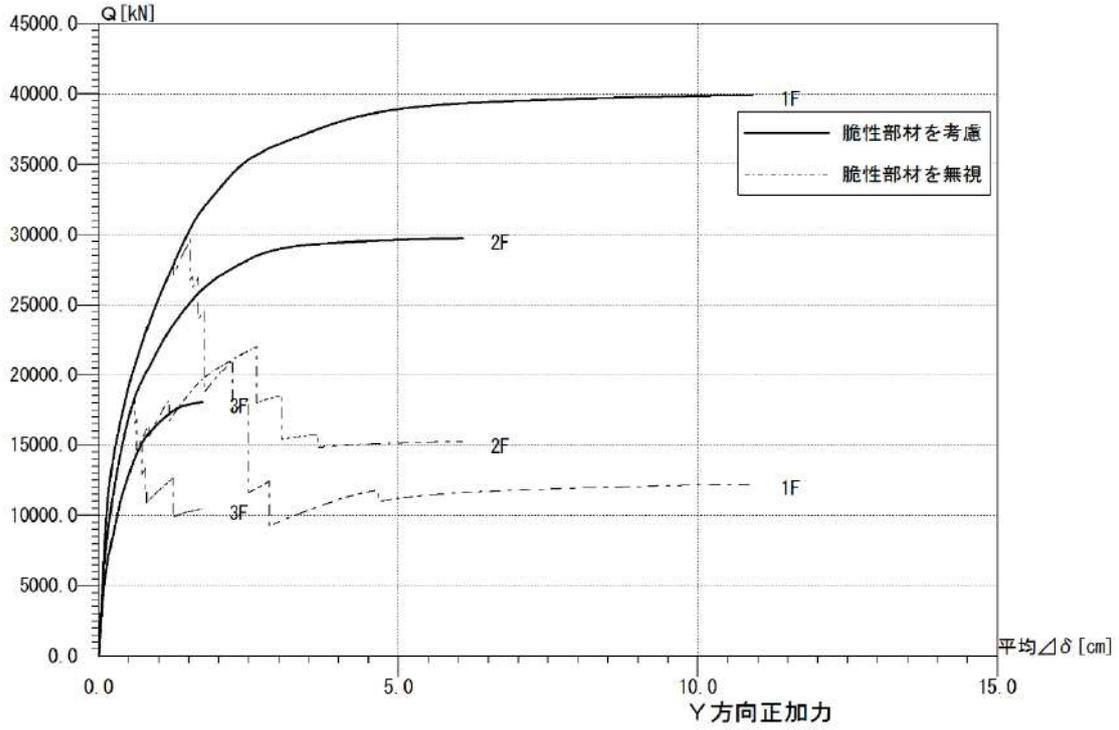
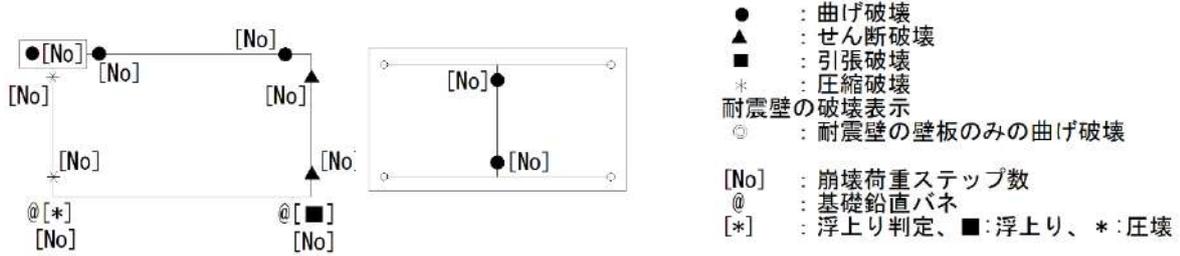


図 7.5.2.8.b M1 モデル：Y 方向（正・負加力）

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

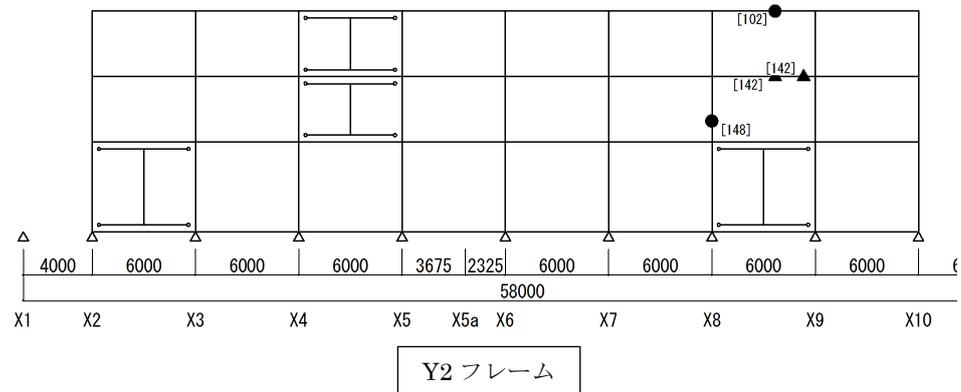
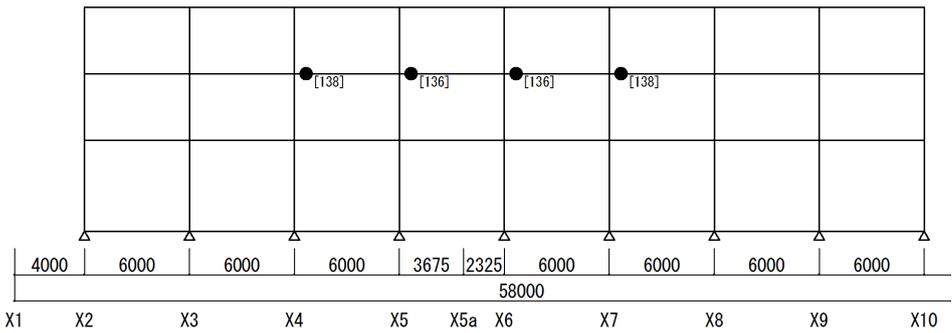
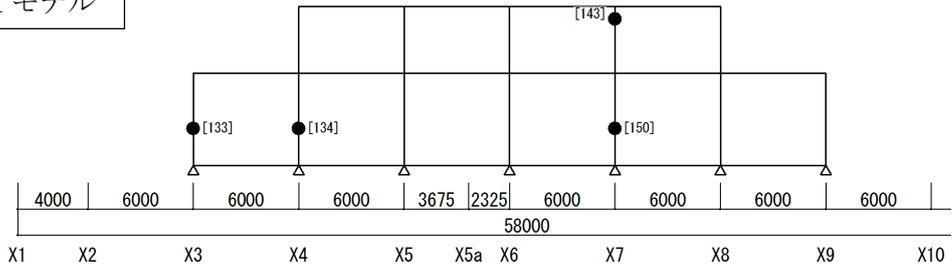
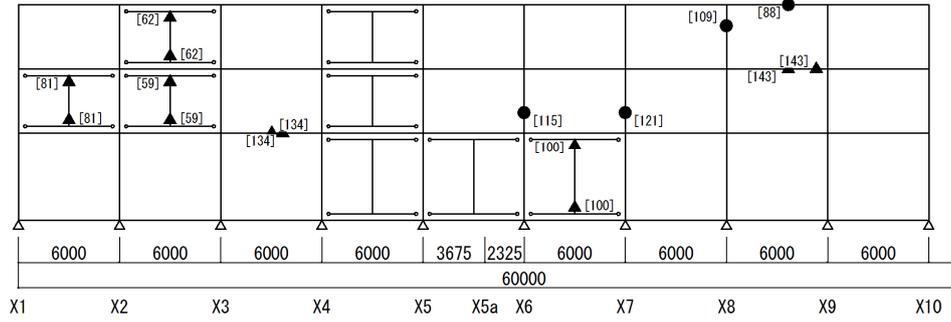
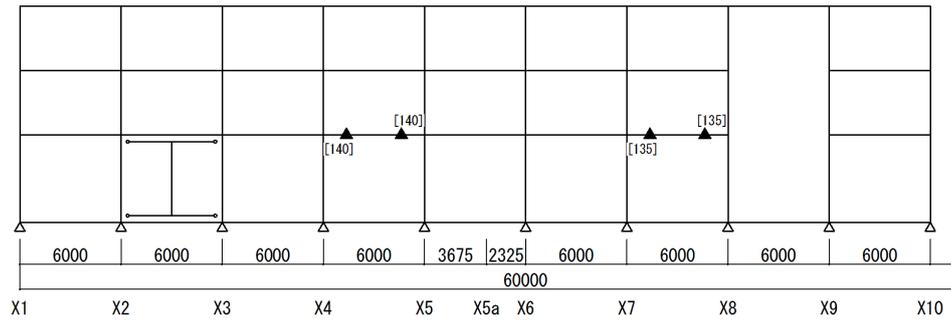


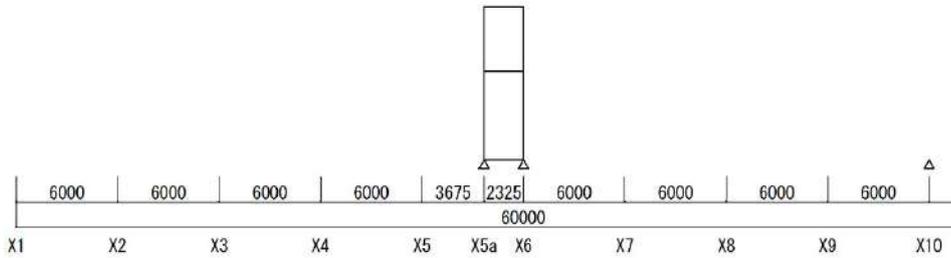
図 7.5.2.9. a Y0~Y2 フレーム ヒンジ図



Y3 フレーム

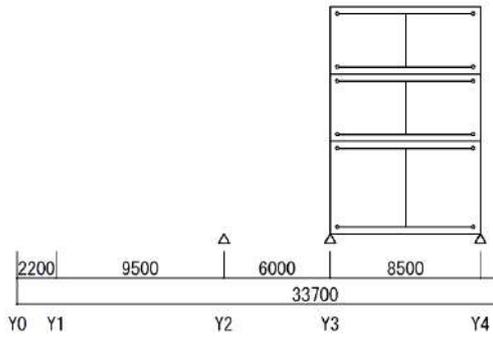


Y4 フレーム

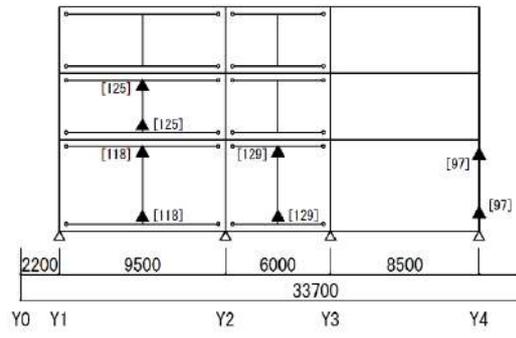


Y5 フレーム

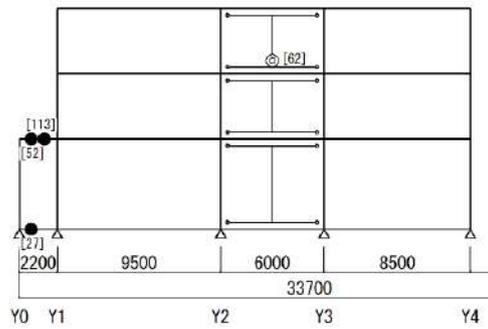
図 7.5.2.9.b Y3~Y5 フレーム ヒンジ図



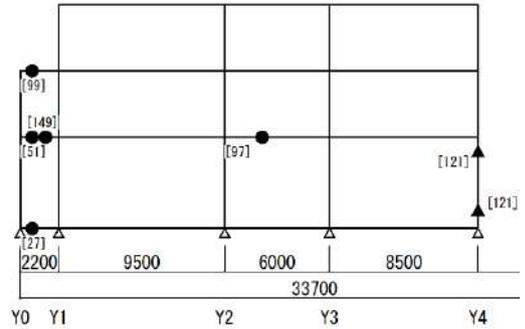
X1 フレーム



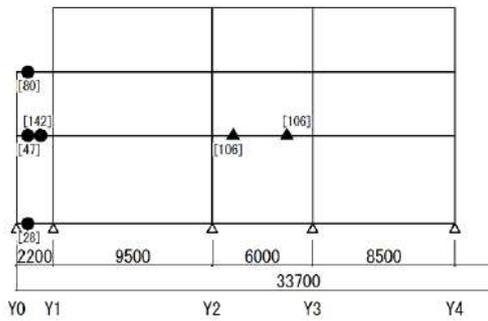
X2 フレーム



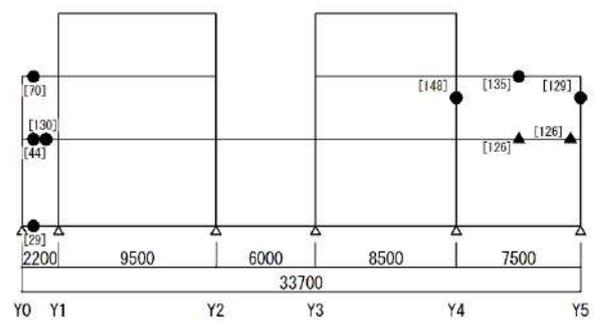
X3 フレーム



X4 フレーム

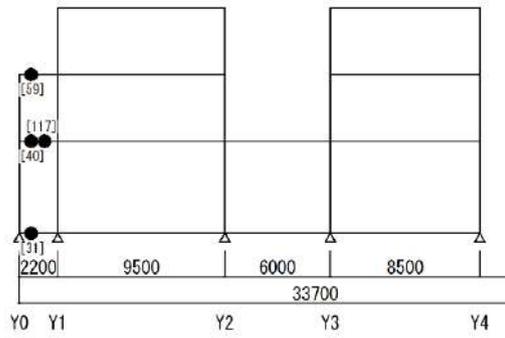


X5 フレーム

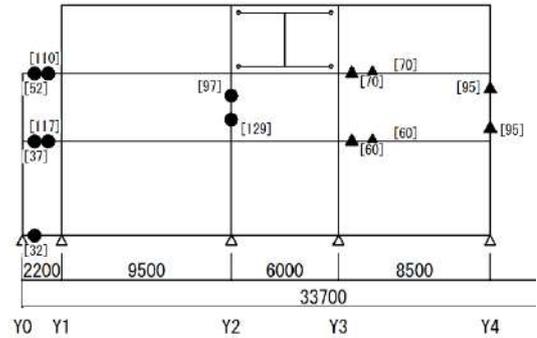


X6 フレーム

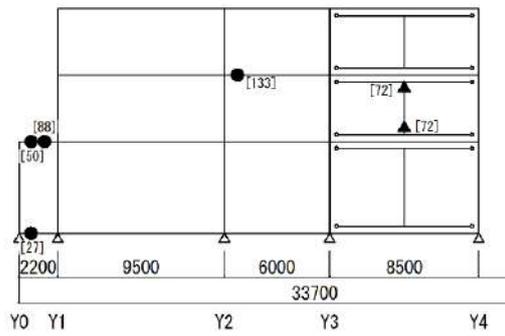
図 7.5.2.9.c X1~X6 フレーム ヒンジ図



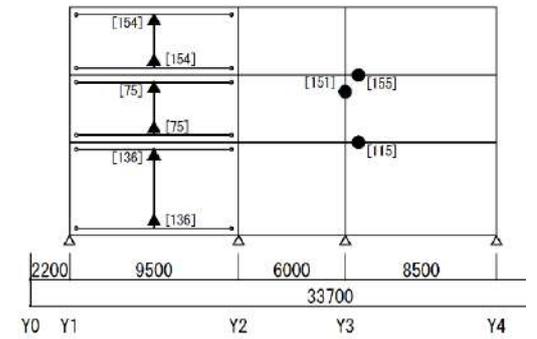
X7 フレーム



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)

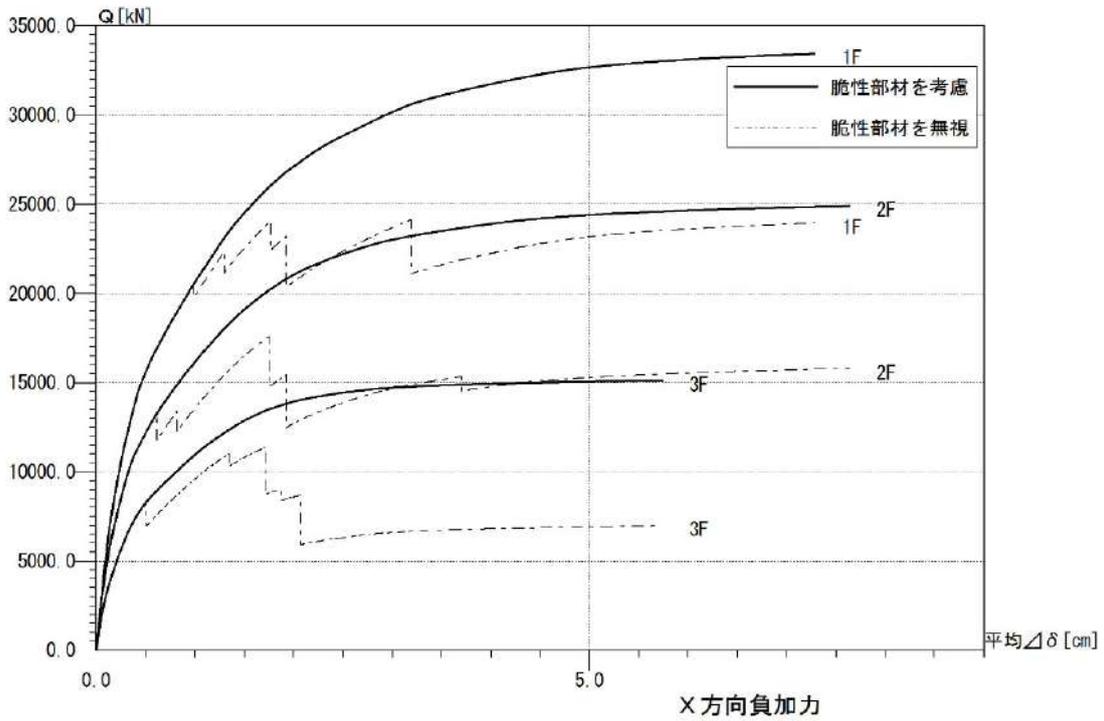
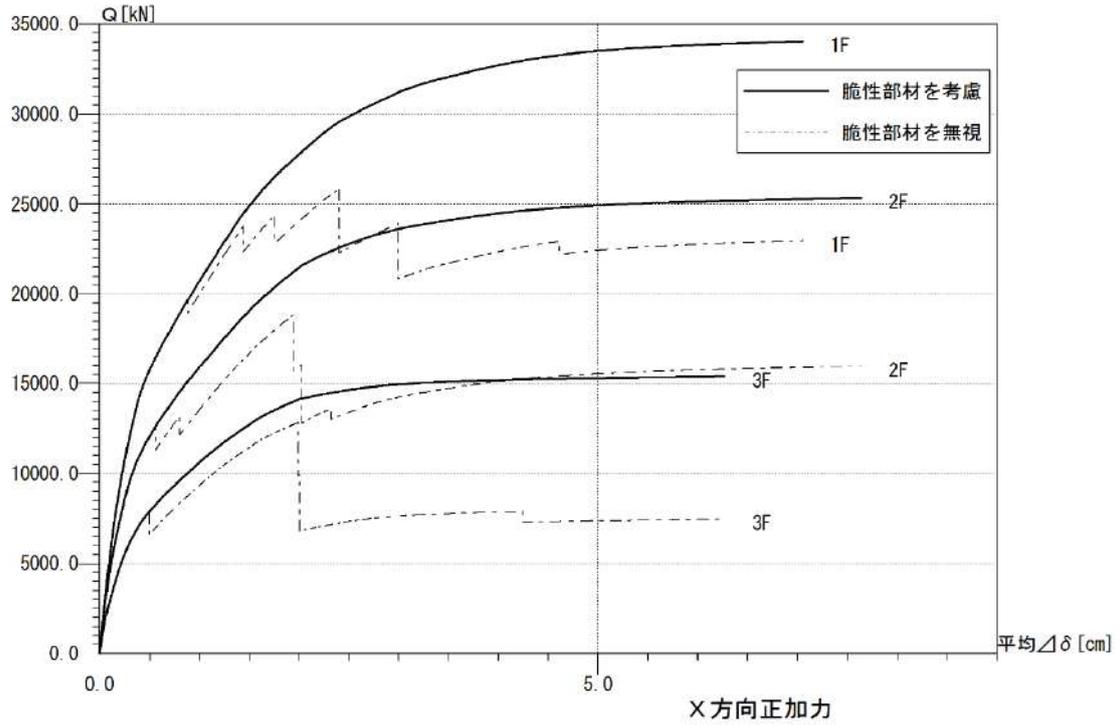


図 7.5.2.10. a M2 モデル : X 方向 (正・負加力)

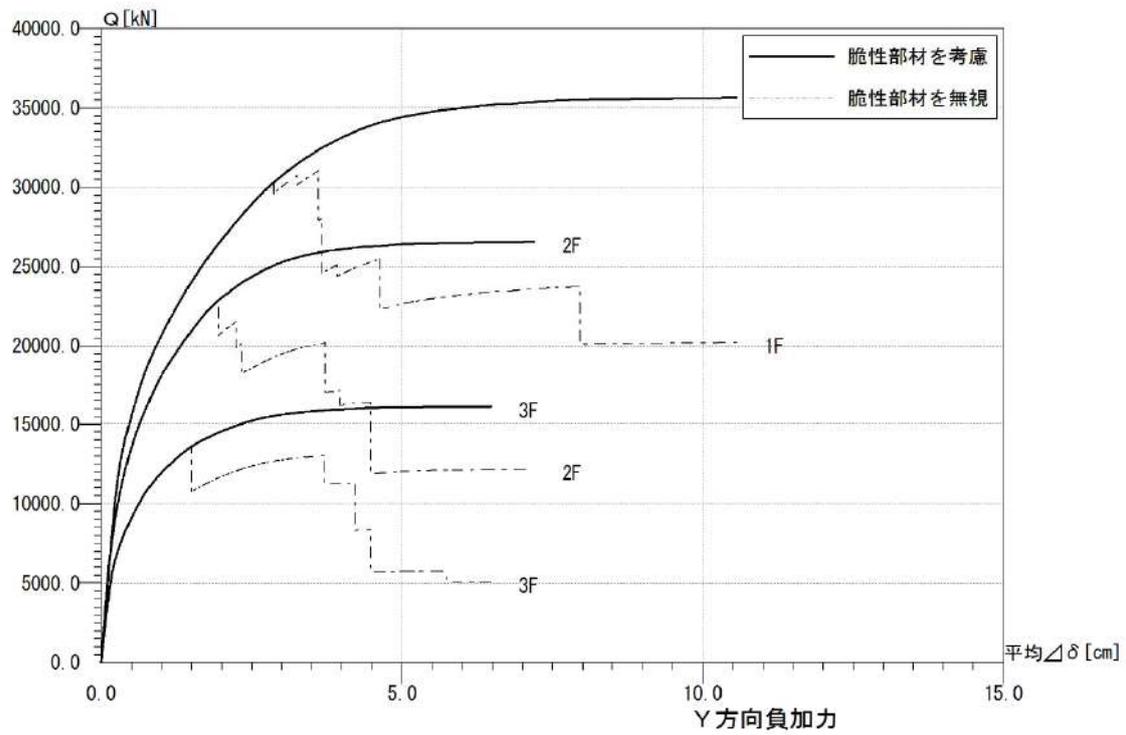
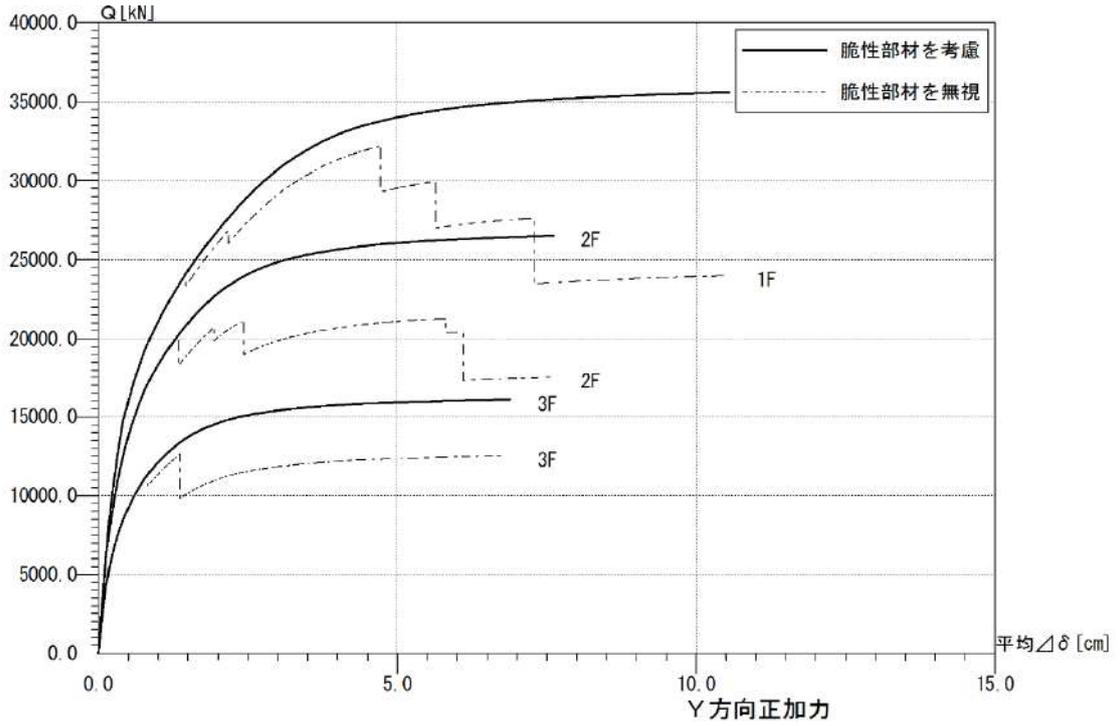
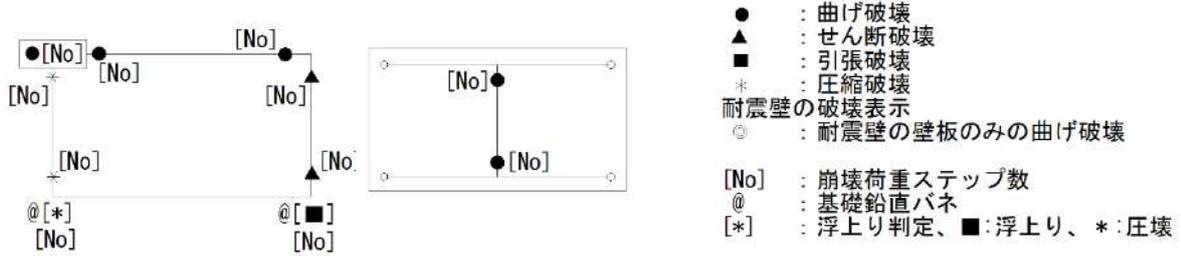


図 7.5.2.10.b M2 モデル：Y方向（正・負加力）

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

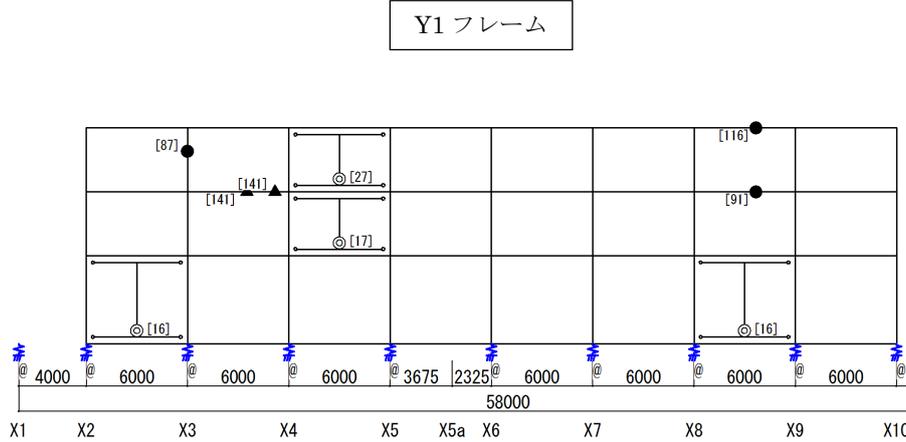
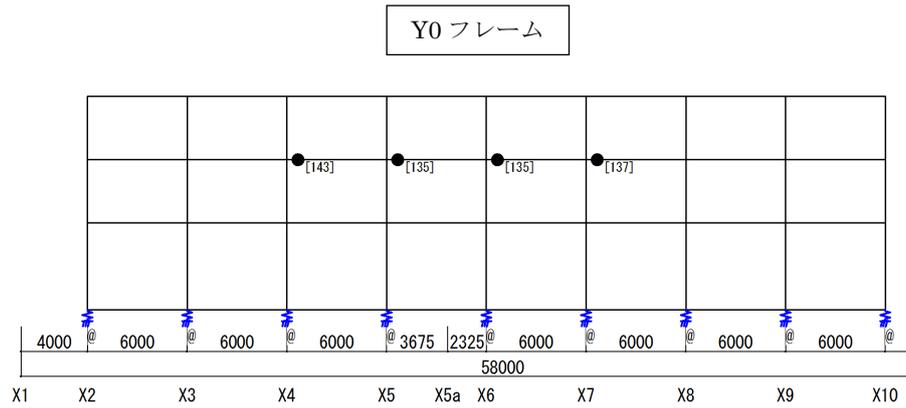
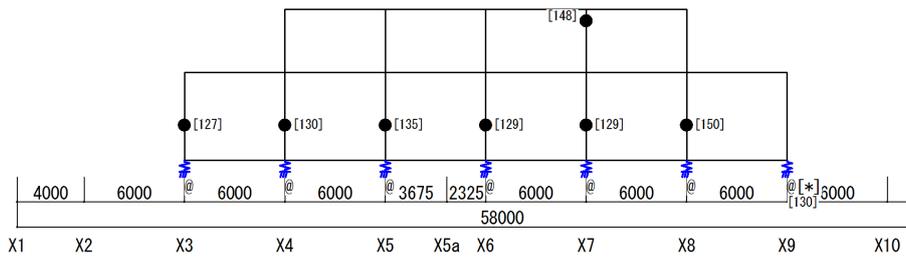
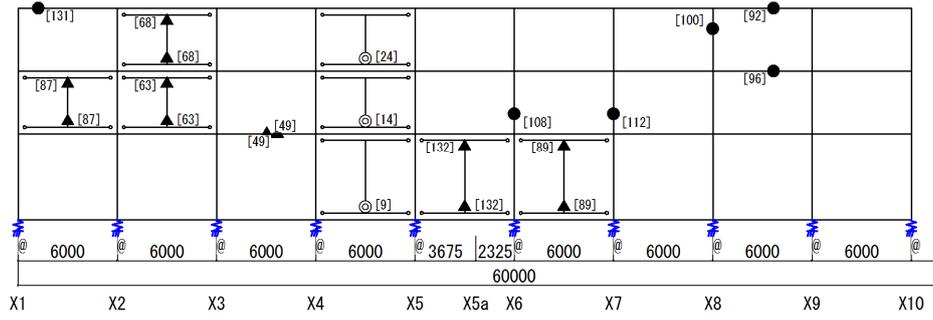
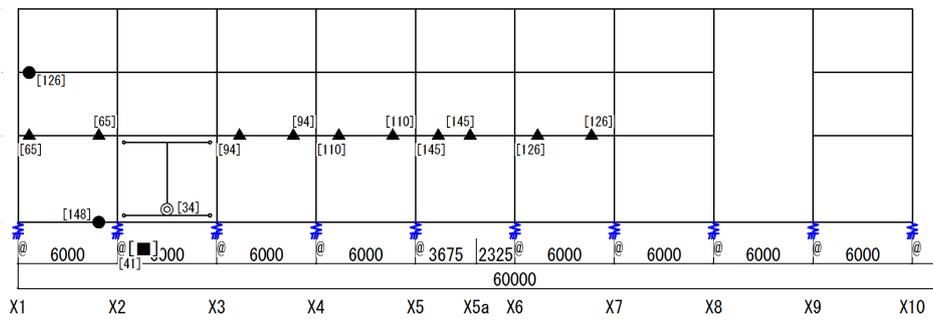


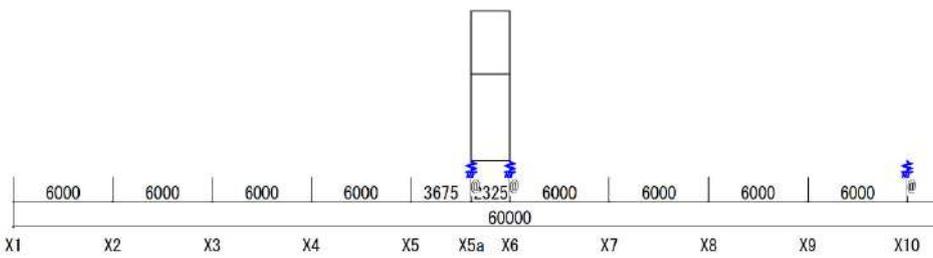
図 7.5.2.11. a Y0~Y2 フレーム ヒンジ図



Y3 フレーム

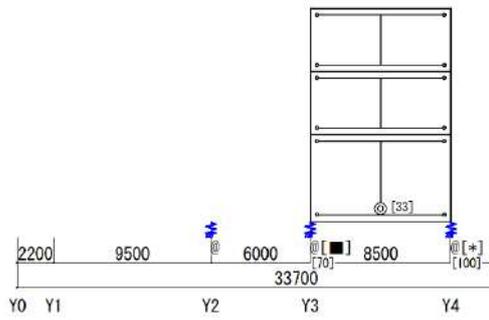


Y4 フレーム

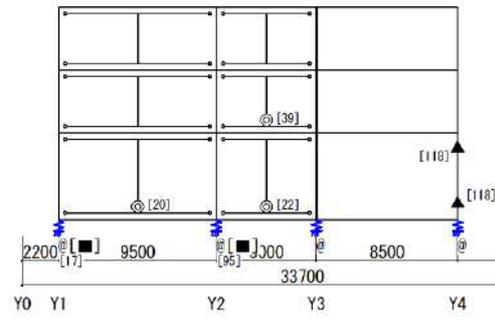


Y5 フレーム

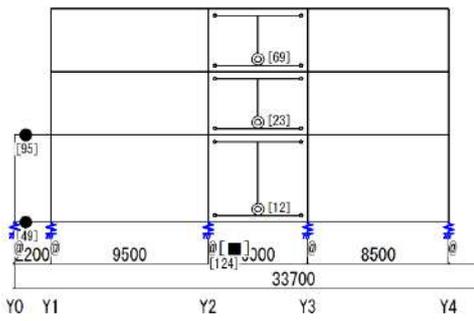
図 7.5.2.11.b Y3~Y5 フレーム ヒンジ図



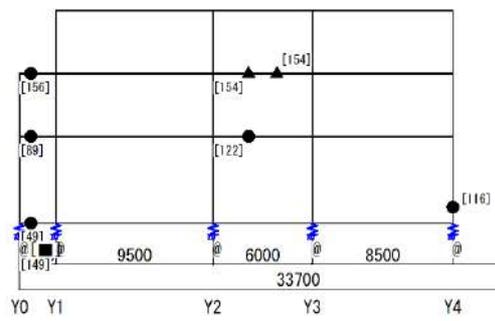
X1 フレーム



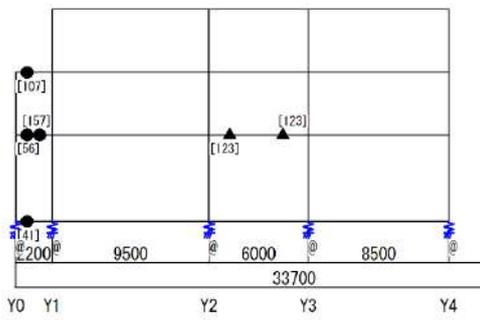
X2 フレーム



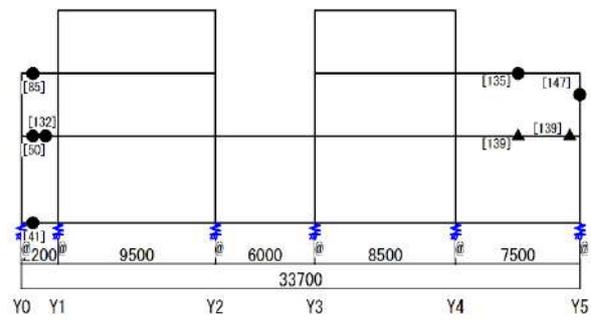
X3 フレーム



X4 フレーム

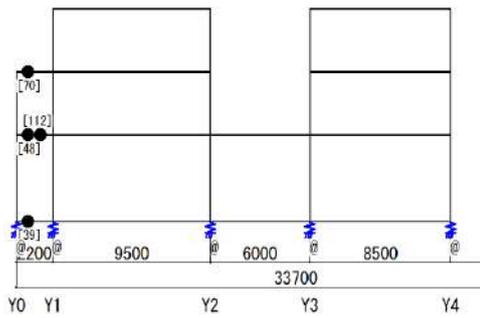


X5 フレーム

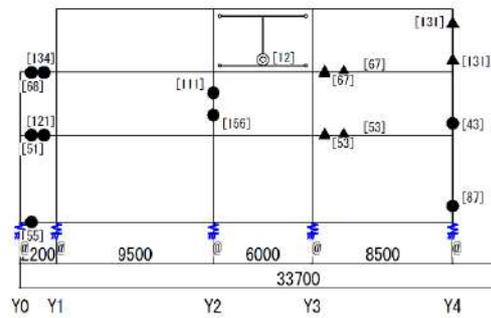


X6 フレーム

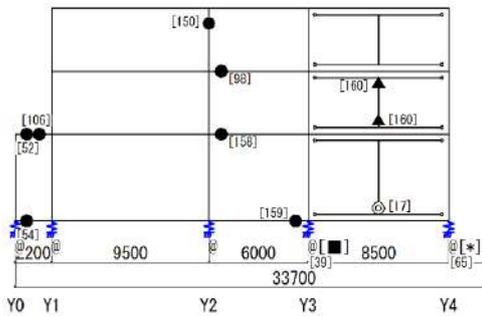
図 7.5.2.11.c X1~X6 フレーム ヒンジ図



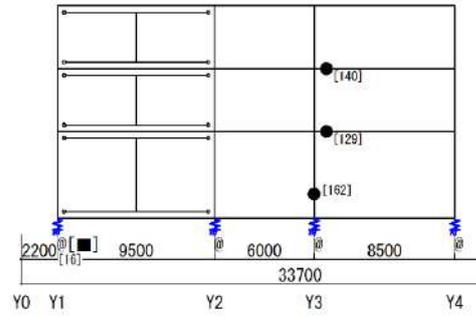
X7 フレーム



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)

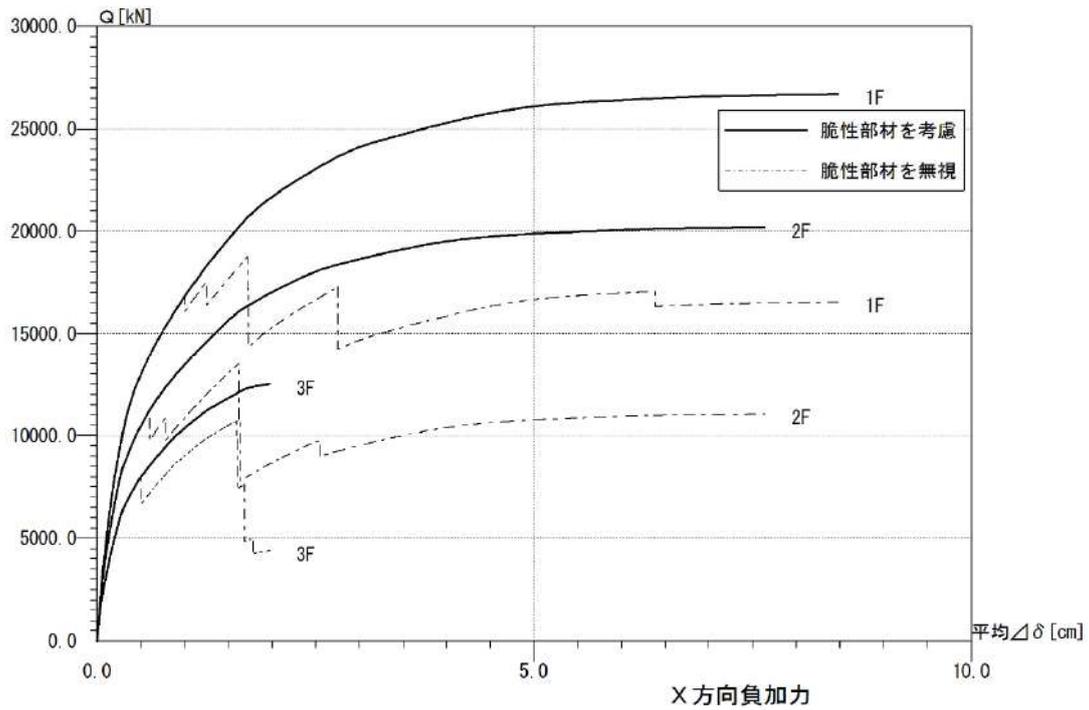
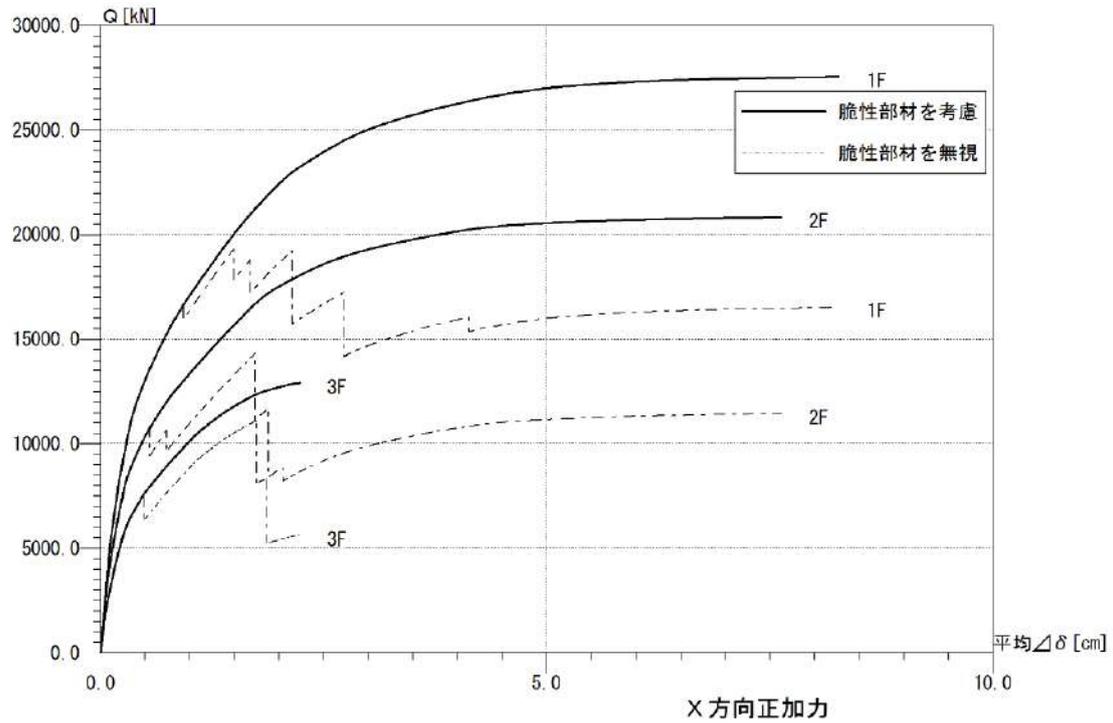


図 7.5.2.12. a M3 モデル : X 方向 (正・負加力)

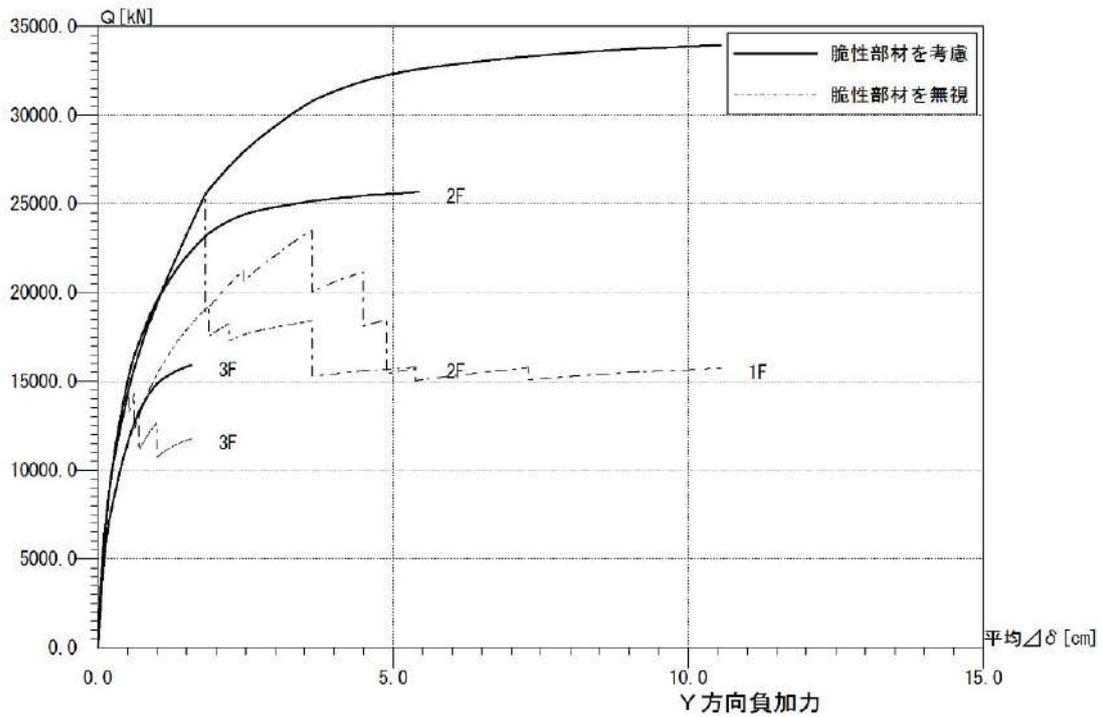
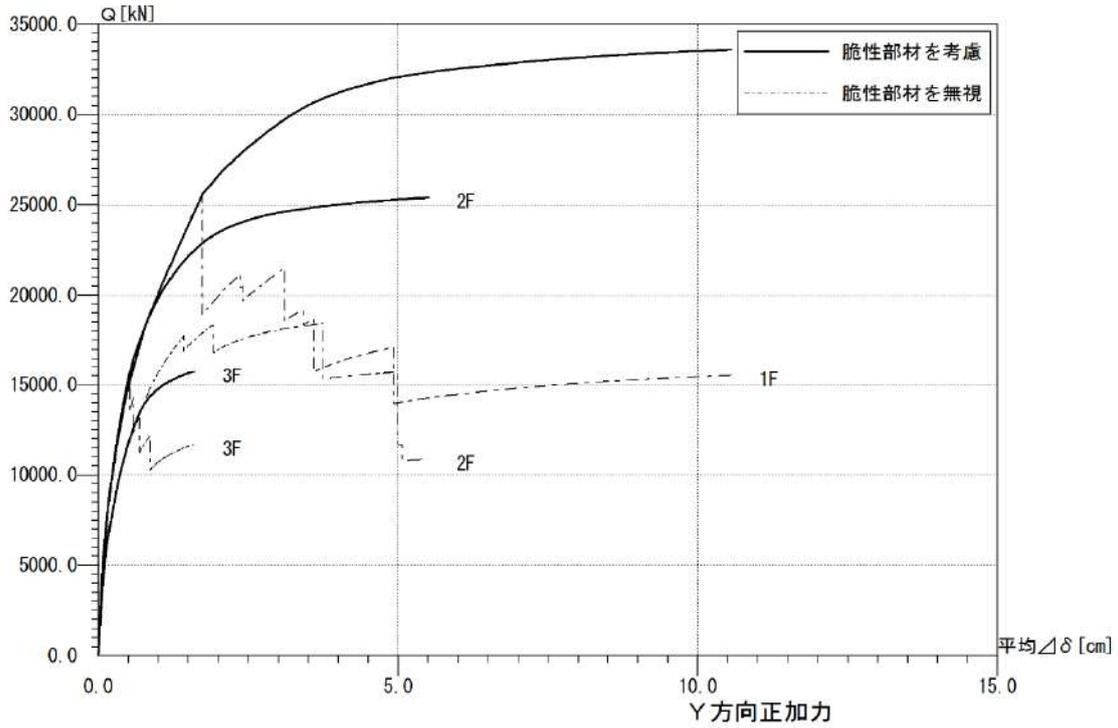
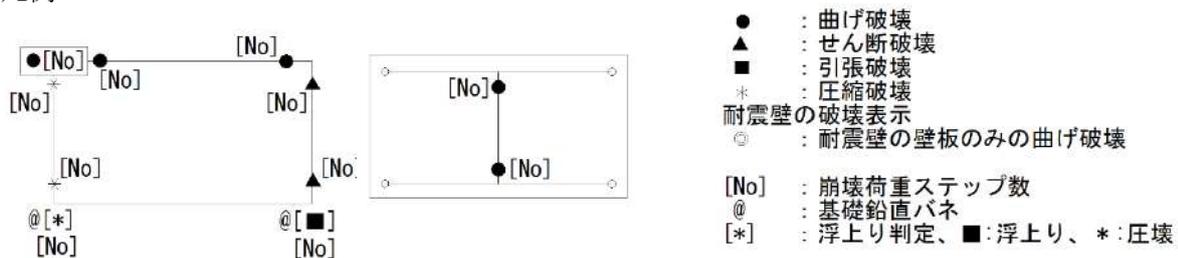


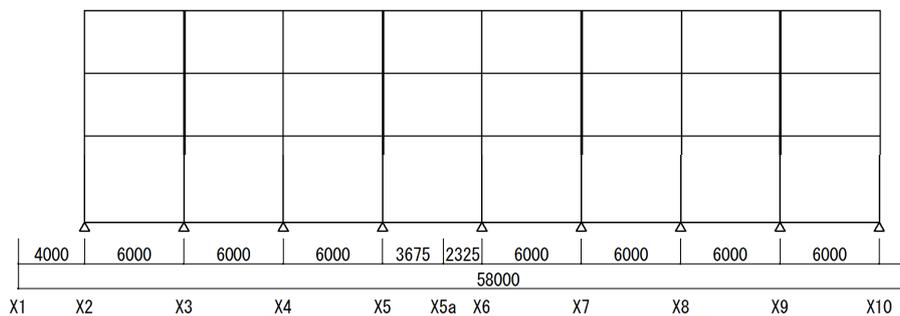
図 7.5.2.12.b M3 モデル : Y 方向 (正・負加力)

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。

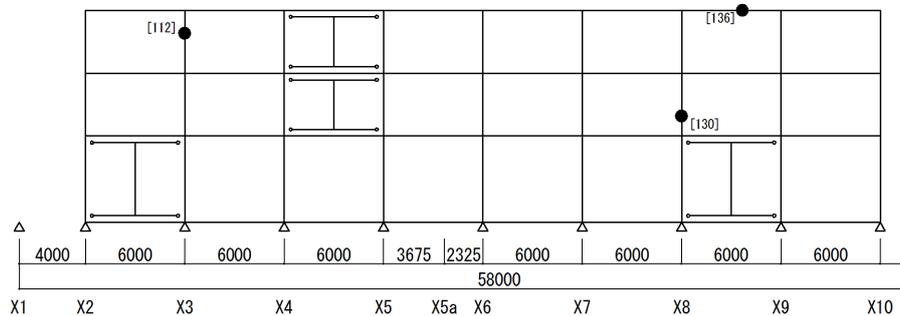
<凡例>



M3モデル

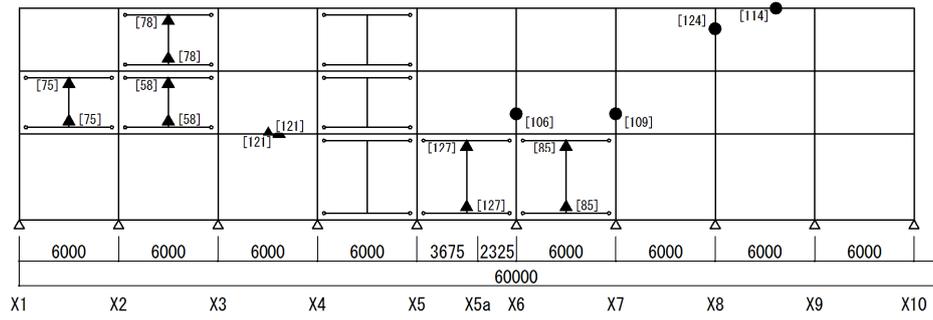


Y1 フレーム

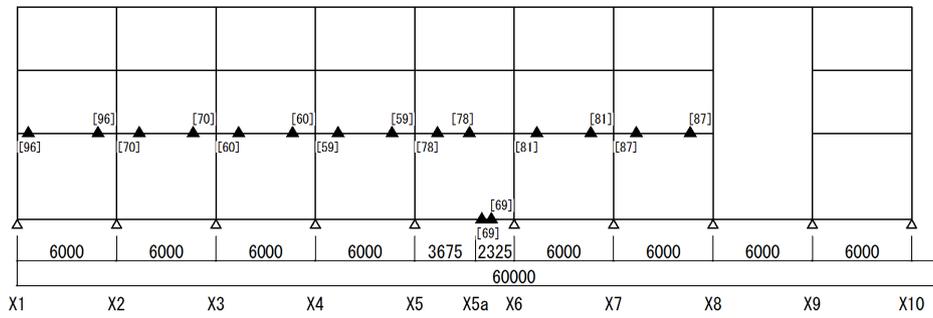


Y2 フレーム

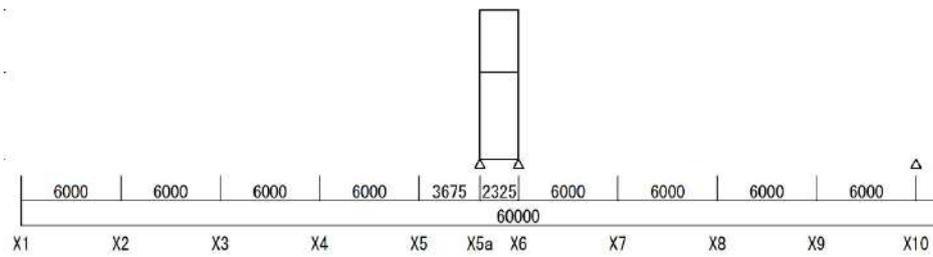
図 7.5.2.13. a Y1~Y2 フレーム ヒンジ図



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

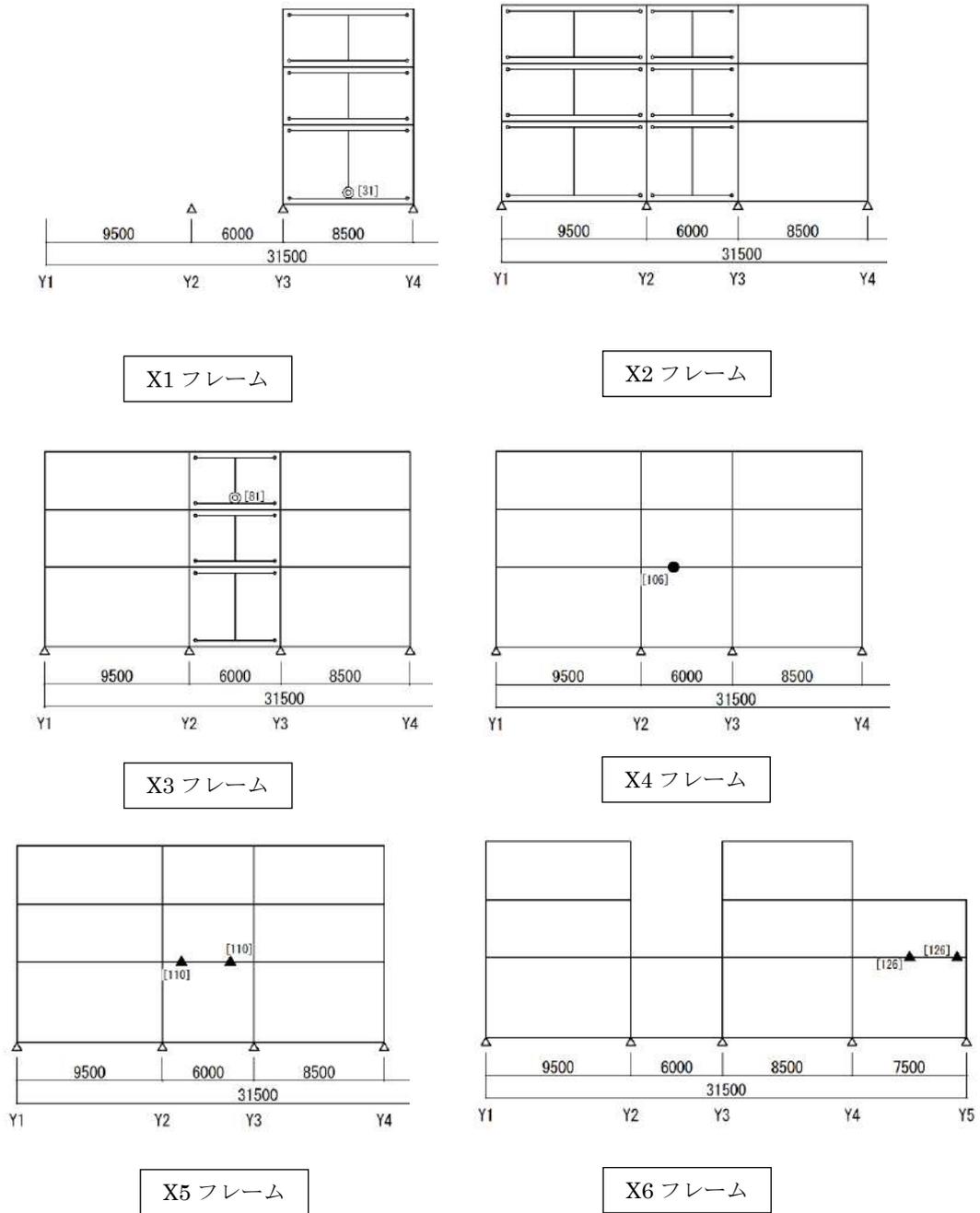


図 7.5.2.13.c X1~X6 フレーム ヒンジ図

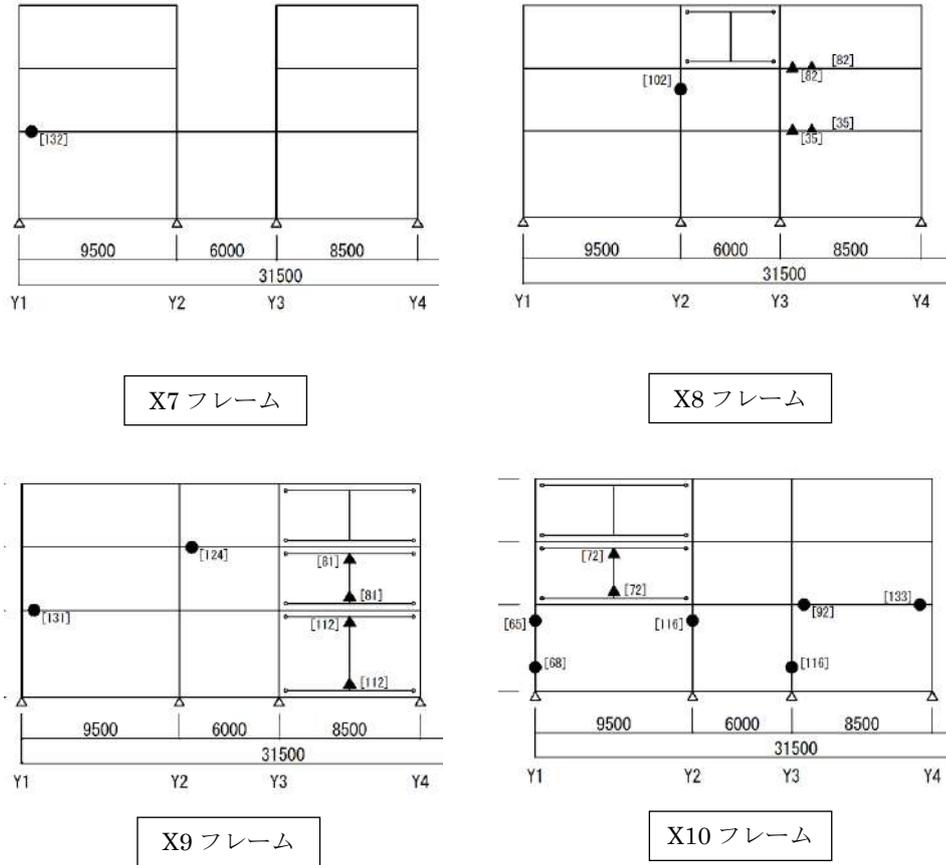


図 7.5.2.13.d X7~X10 フレーム ヒンジ図

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。

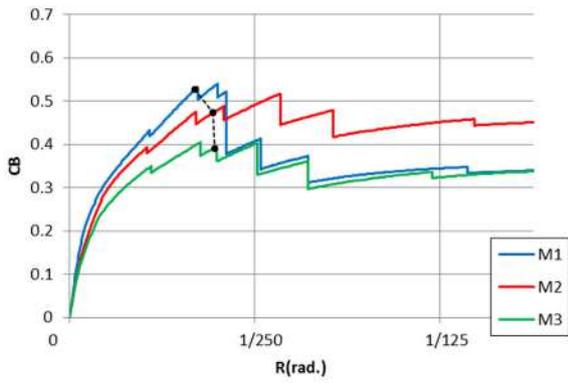
両方向ともに M1 モデルの保有水平耐力が最も高く補強効果を確認できる。また保有水平耐力以降の挙動としては、X 方向では Y2, Y3 フレームの1階壁のせん断破壊等で保有水平耐力以降の層せん断力が低下する。なお、M1 モデルでは Y4 フレームの増し打ち壁のせん断破壊により大きく層せん断力が低下し、また X10 フレームの増設 RC 壁のせん断破壊により、M3 モデルよりも層せん断力が低下する。M2 モデルでは、連層壁を支持する支点の浮き上がりによって、特に Y 方向では変形性能が高い。また M1, M2 いずれのモデルでも Y 方向加力時に外付け補強フレームの短スパン梁にヒンジが生じており、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

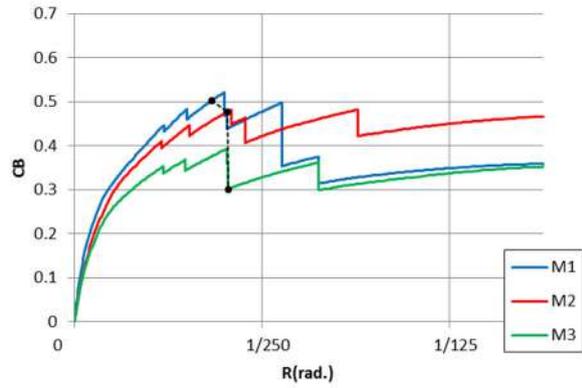
モデル	建物重量 ΣW_i (kN)	加力方向	桁行方向 (X 方向)			張間方向 (Y 方向)		
			Q_u (kN)	R (rad)	C_B	Q_u (kN)	R (rad)	C_B
M 1	50056.1	正加力	27014.8	1/313	0.540	29674.9	1/345	0.593
		負加力	26070.4	1/312	0.521	31090.5	1/316	0.621
M 2	50056.1	正加力	24404.5	1/300	0.488	26585.8	1/250	0.531
		負加力	24072.6	1/298	0.481	27203.3	1/250	0.543
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。

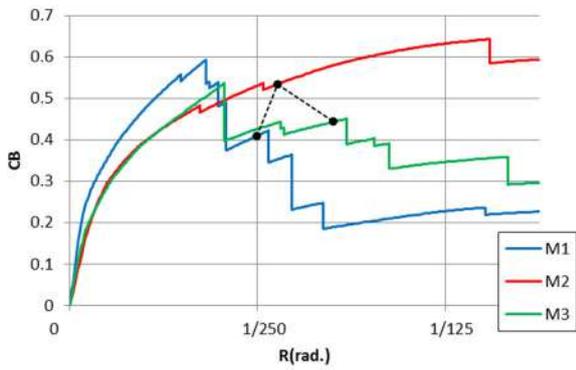
[桁行方向 正加力：西→東，負加力：東→西] [張間方向 正加力：南→北，負加力：北→南]



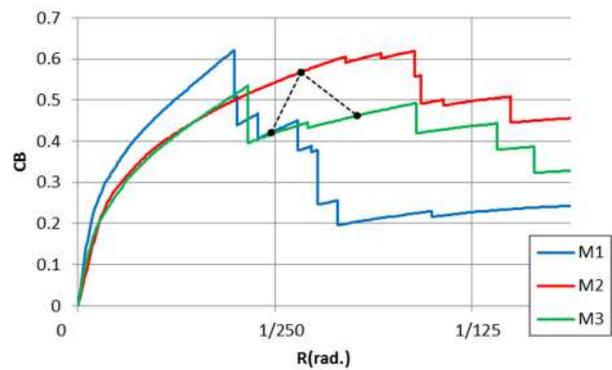
桁行方向 (X 方向) 正加力



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。

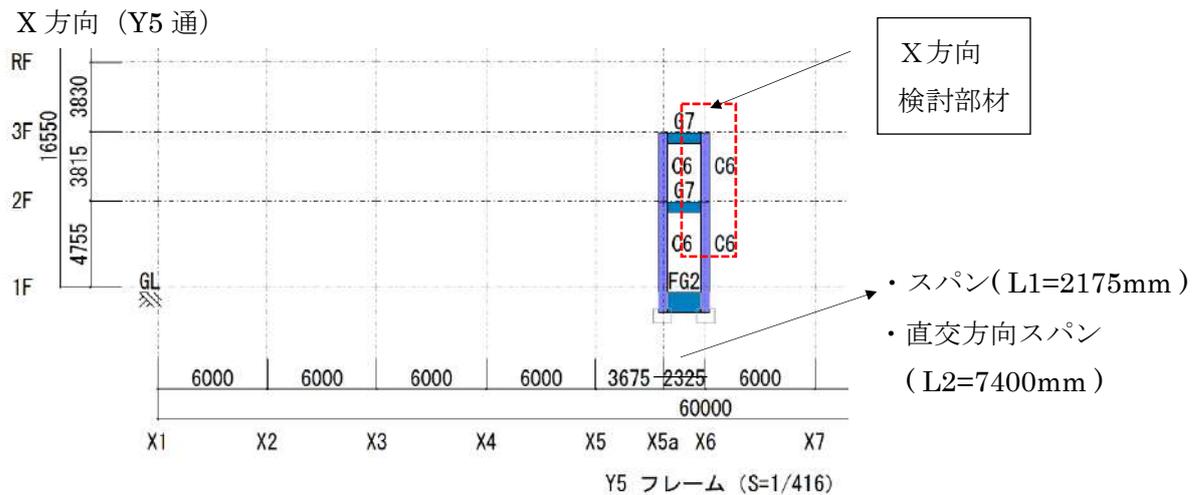


図 7.5.2.15. a X方向検討位置図

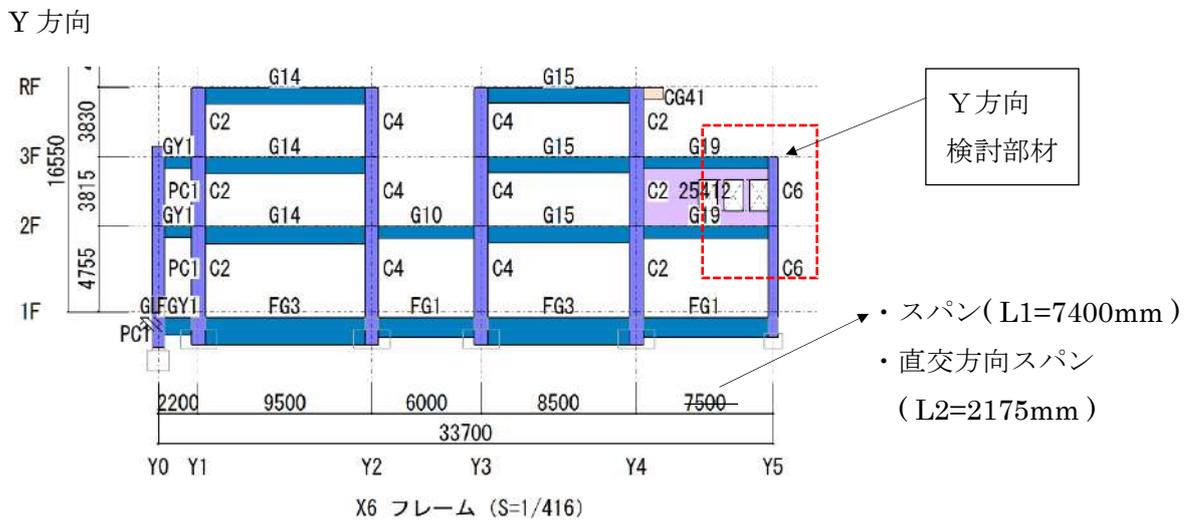


図 7.5.2.15. b Y方向検討位置図

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	40 x 65	40 x 65
-	-	-	-
4-D25	3-D25	5-D25	3-D25
-	-	-	-
-	-	-	-
3-D25	3-D25	3-D25	3-D25
2-D10@150	2-D10@150	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)

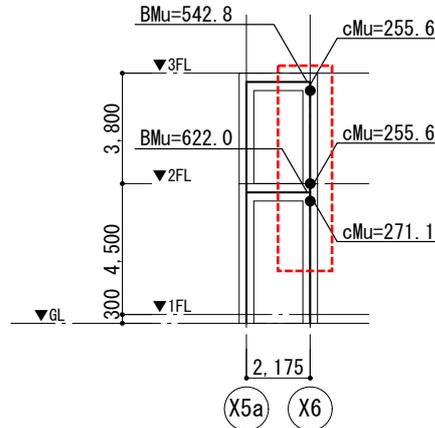
X方向の部材耐力図を図7.5.2.17に、柱梁耐力比一覧を表7.5.2.13に示す。

()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 $\Sigma cMu / \Sigma BMu$ 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)

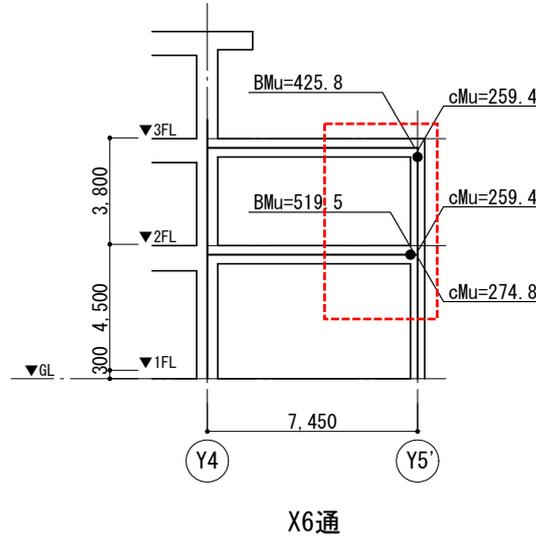


図 7.5.2.18 部材耐力図

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)	$\frac{\Sigma cMu}{\Sigma BMu}$
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。

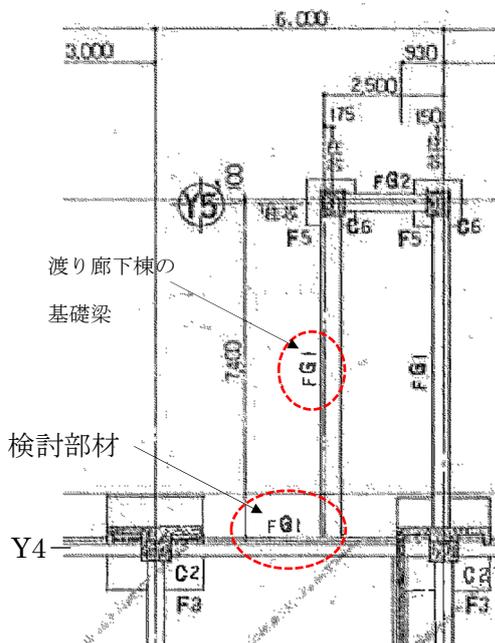


図 7.5.2.19 検討位置図

符号	FG1	
	端部	中央
位置		
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	

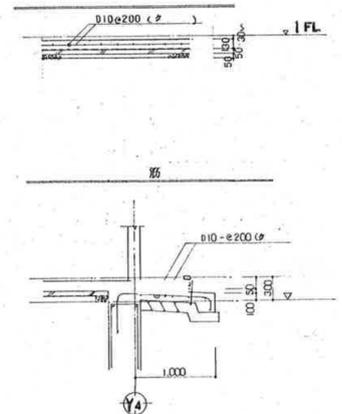


図 7.5.2.20 梁リスト

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

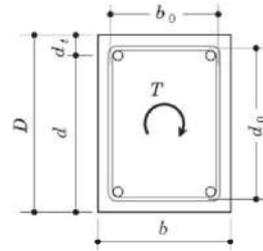
ねじりモーメントを受ける大梁の断面算定

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 $(T/T_o)^2 + (Q/Q_o)^2 = (693.2/70.8)^2 + (0/378.5)^2$
 $= 95.9 + 0.00 = 95.86 > 1 \quad \therefore \text{NG}$

$T \leq b_T^2 \cdot D_T \cdot f_s \cdot (4/3)$ … (4)
 $b_T^2 \cdot D_T \cdot f_s \cdot (4/3) = 400^2 \times 1100 \times 1.05 \times (4/3) \times 10^{-6}$
 $= 246.4 < T = 693.2 \quad \therefore \text{NG}$

$a_l = T \cdot x / (2 \cdot w_{ft} \cdot A_o)$ … (5)
 $693.2 \times 10^6 \times 250 / (2 \times 295 \times 305 \times 1005)$
 $= 958 \text{ mm}^2 >$ 肋筋: D13 $a = 127 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{NG}$

$\alpha_s = T \cdot \phi_o / (2 \cdot s_{ft} \cdot A_o)$ … (6)
 $= 693.2 \times 10^6 \times 2 \times (305 + 1005) / (2 \times 295 \times 305 \times 1005)$
 $= 10043 \text{ mm}^2 >$ 腹筋: 4 - D13 $a = 4 \times 127 = 508.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{NG}$
 主筋: 含め (α_l=2535mm²) = 5578.0 mm² $\therefore \text{NG}$

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)。

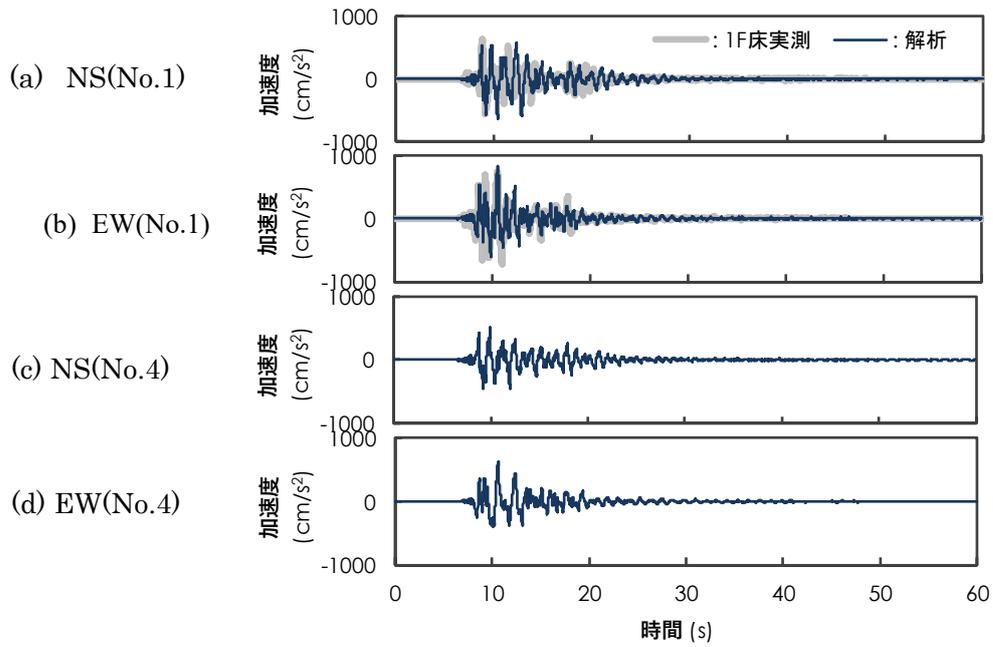


図 7.5.3.1 前震の地表面加速度波形

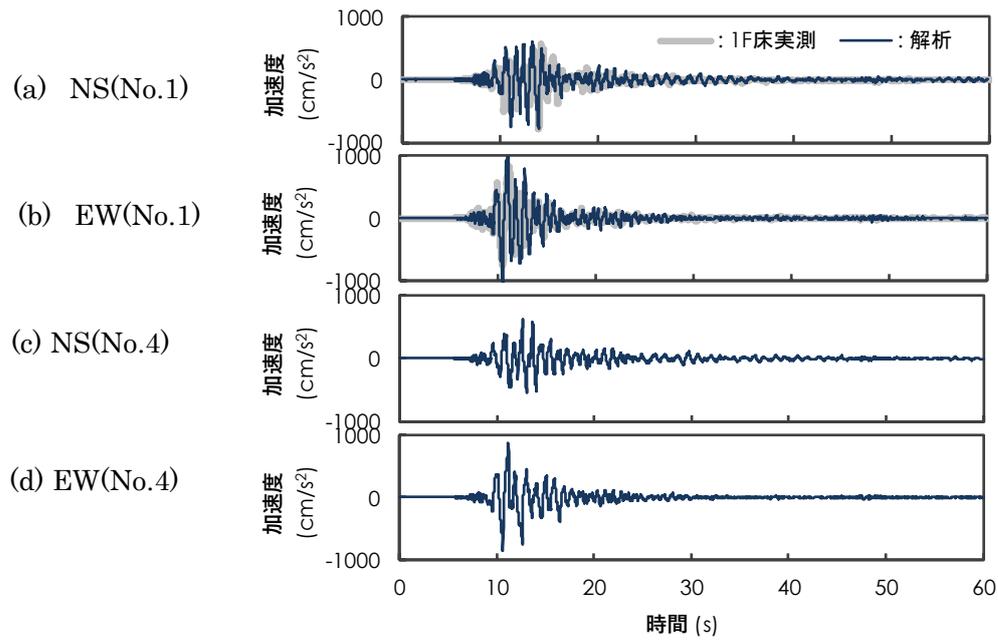


図 7.5.3.2 本震の地表面加速度波形

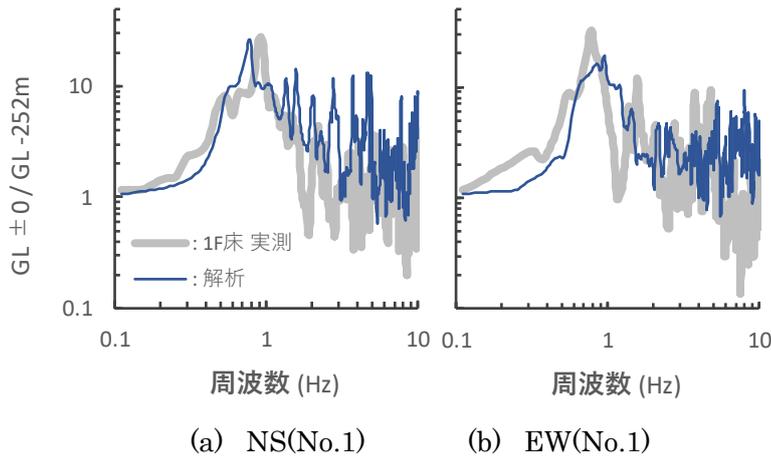


図 7.5.3.3 本震における KiK-net 地中観測点に対する地表面の応答

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。

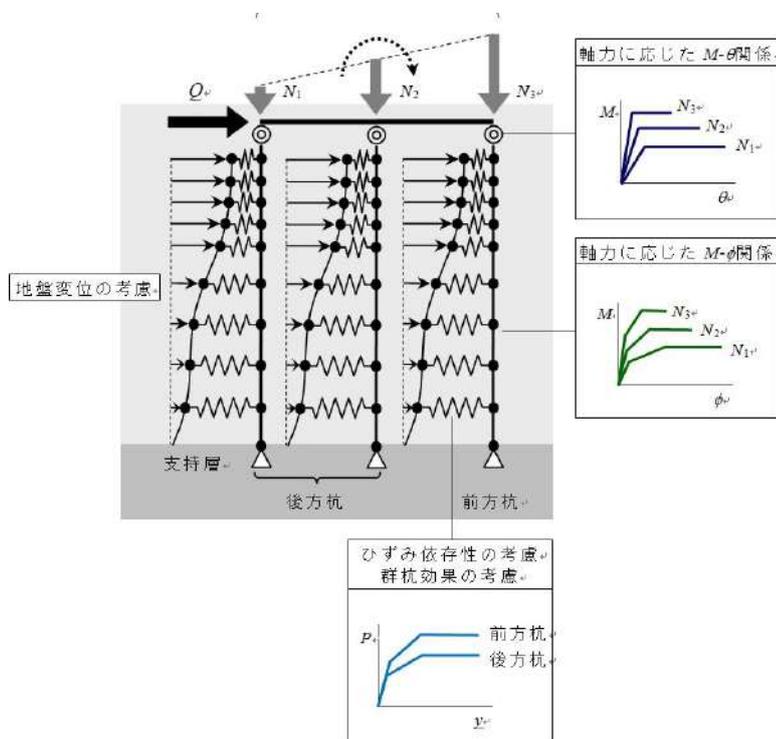


図 7.5.4.1 解析モデル

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。

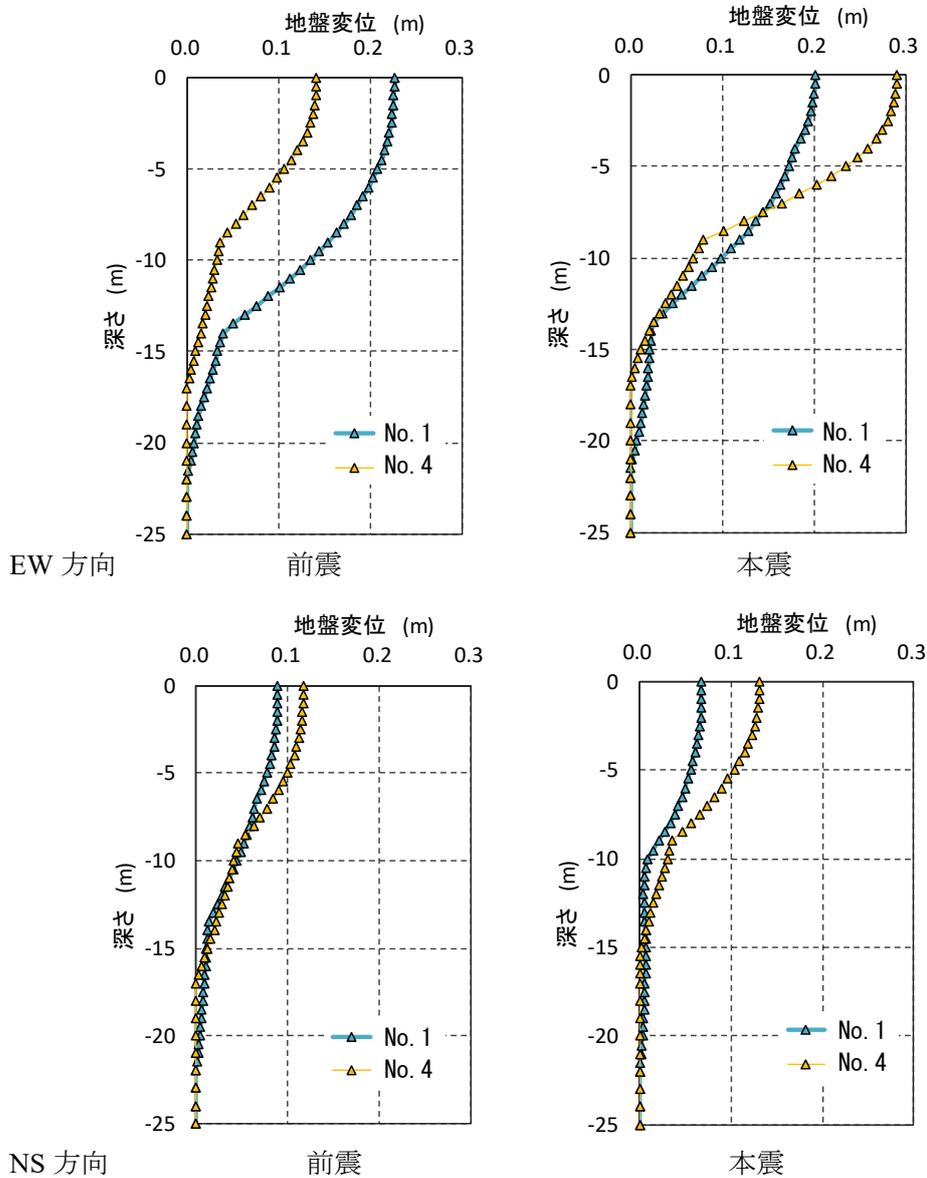


図 7.5.4.2 地盤変形分布

(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。

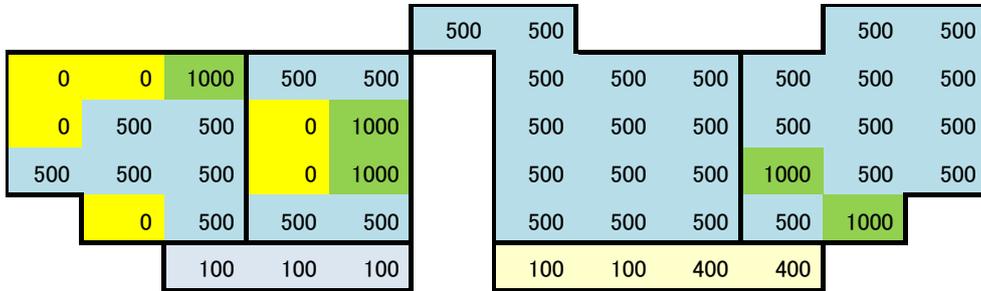
上部構造の保有耐力時の支点反力から、杭の地震時負担軸力を載荷方向ごとに「大:1000kN」「中:500kN」「小:0kN」にグルーピングした結果を図 7.5.4.2 (EW方向)、図 7.5.4.3 (NS方向)に示す。

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。

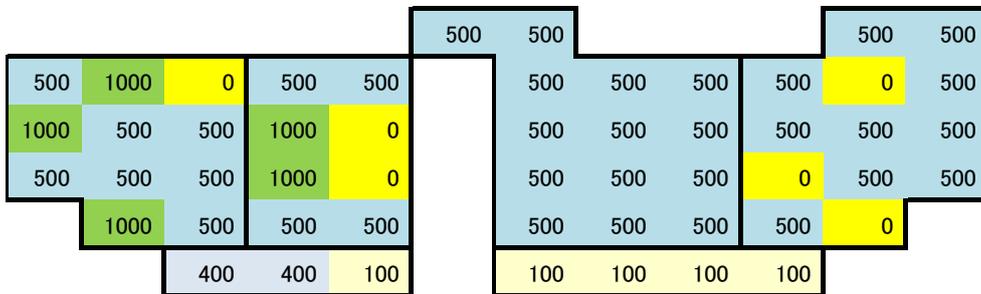
図 7.5.4.4に、軸力グループごとに計算した杭体および杭頭接合部の非線形性($M-\phi$, $M-\theta$ 関係)を、図 7.5.4.5にM-Nインタラクションを示す。軸力0の場合はピン接合とした。

	X1	X2	X3	X4	X5	X5a	X6	X7	X8	X9	X10	X11
Y5						0	636				181	203
						984	0				181	203
Y4	33	0	933	471	470		601	446	572	138	588	311
	498	887	0	476	525		443	464	339	593	0	311
Y3	0	290	497	0	913		829	543	338	441	594	286
	918	424	299	788	61		185	390	599	313	188	286
Y2	493	175	540	0	1027		428	434	117	1021	550	173
	493	668	492	828	0		403	389	905	0	206	173
Y1		0	403	398	534		524	476	570	488	928	
		1009	484	594	409		524	536	447	419	0	
Y0			4	102	179		178	136	405	437		
			418	392	138		176	176	95	0		

保有耐力時の支点反力 上段：W→E 載荷，下段：E→W 載荷



グルーピング用軸力：W→E 載荷

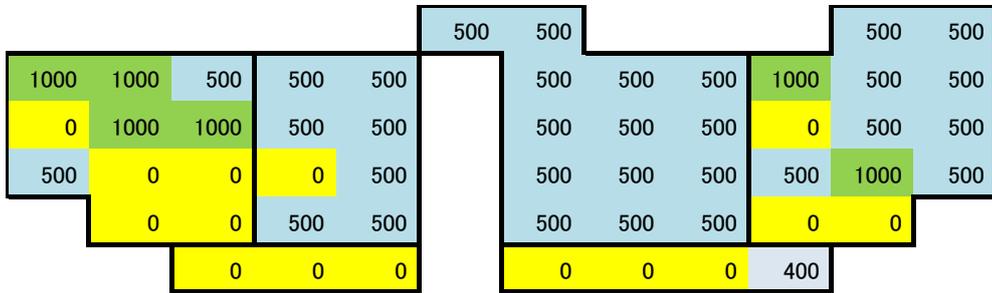


グルーピング用軸力：E→W 載荷

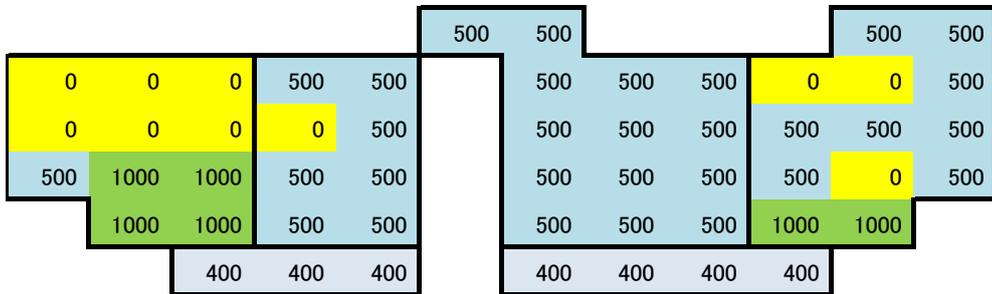
図 7.5.4.2 地震時軸力のグルーピング (EW 方向載荷)

	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

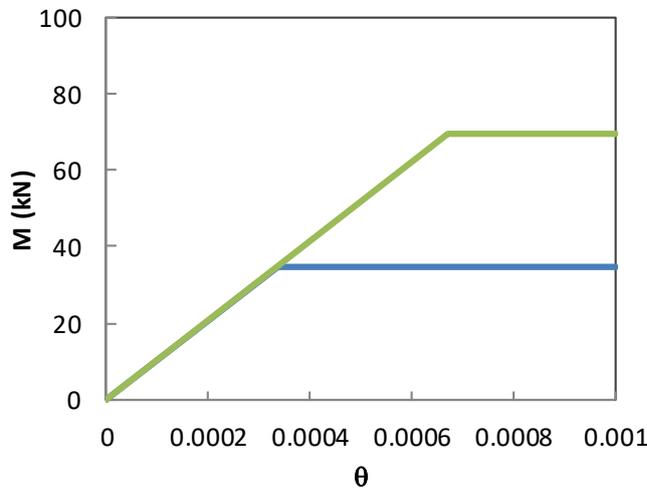
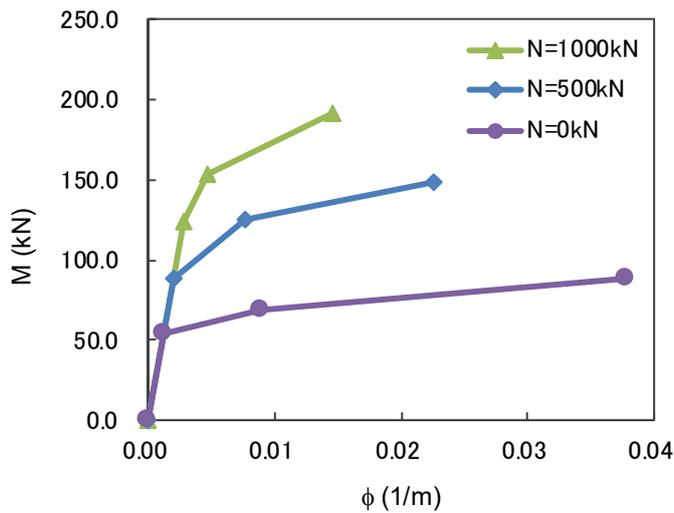


図 7.5.4.4 杭体の M-φ 関係および杭頭接合部の M-θ 関係

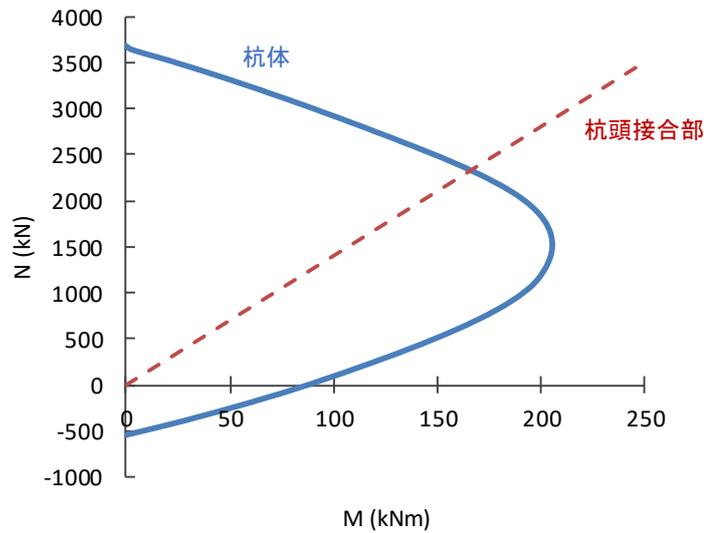


図 7.5.4.5 杭体および杭頭接合部の M-N インタラクション

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

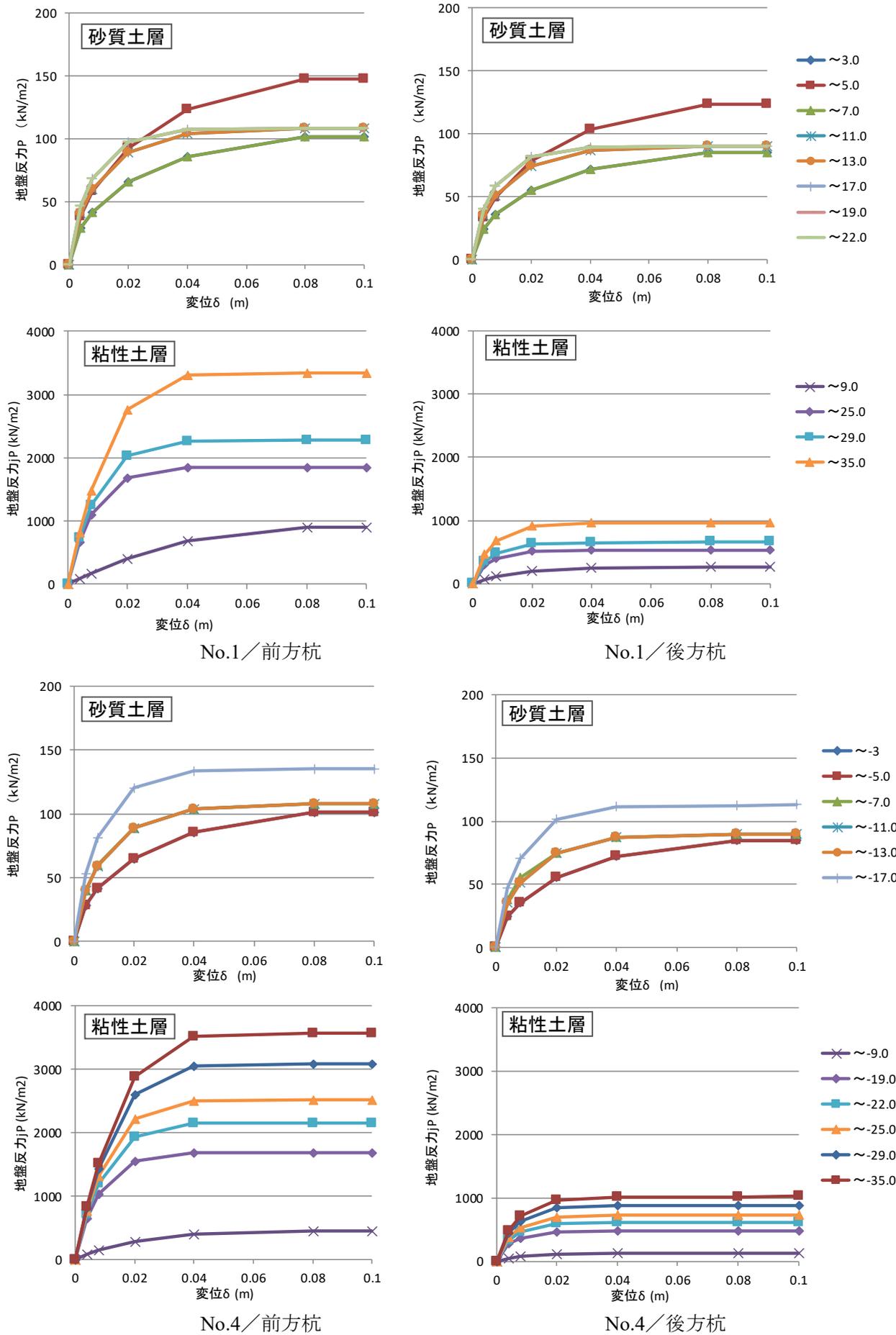


図 7.4.5.6 地盤ばね

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。

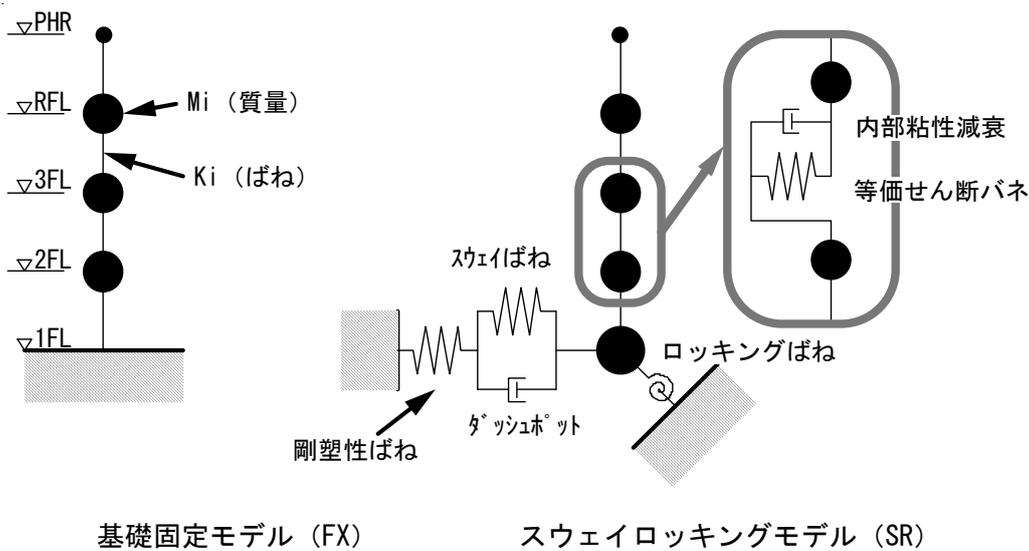


図 7.5.5.1 解析モデル

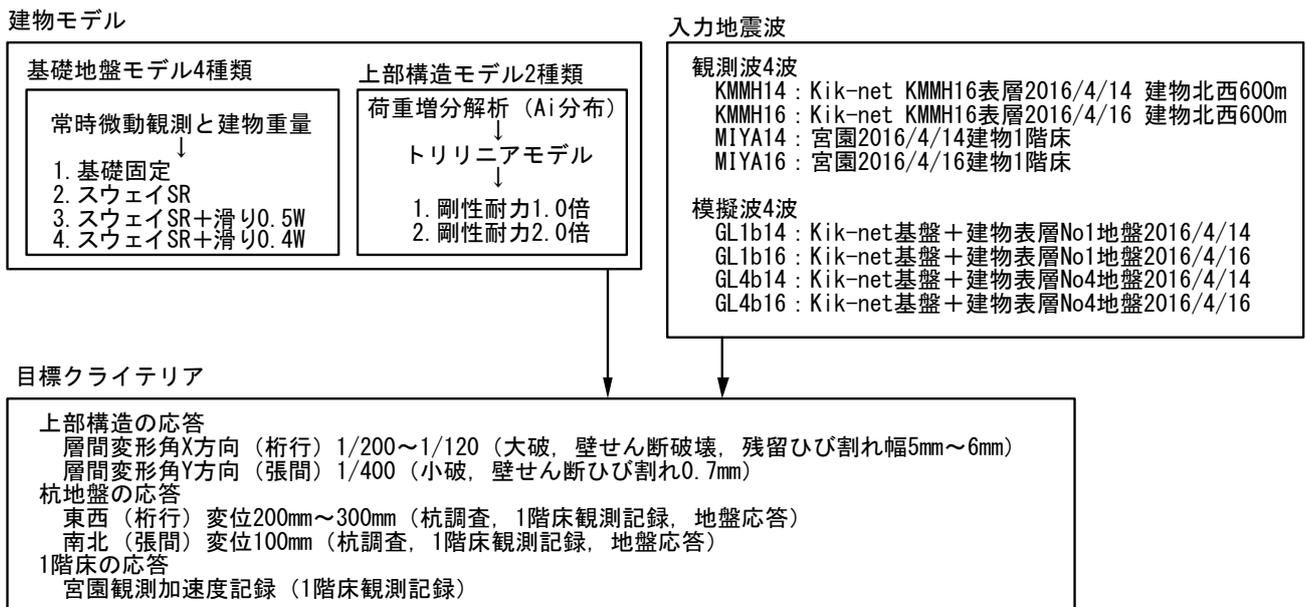


図 7.5.5.2 被害調査等による応答解析の目標クライテリア

(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

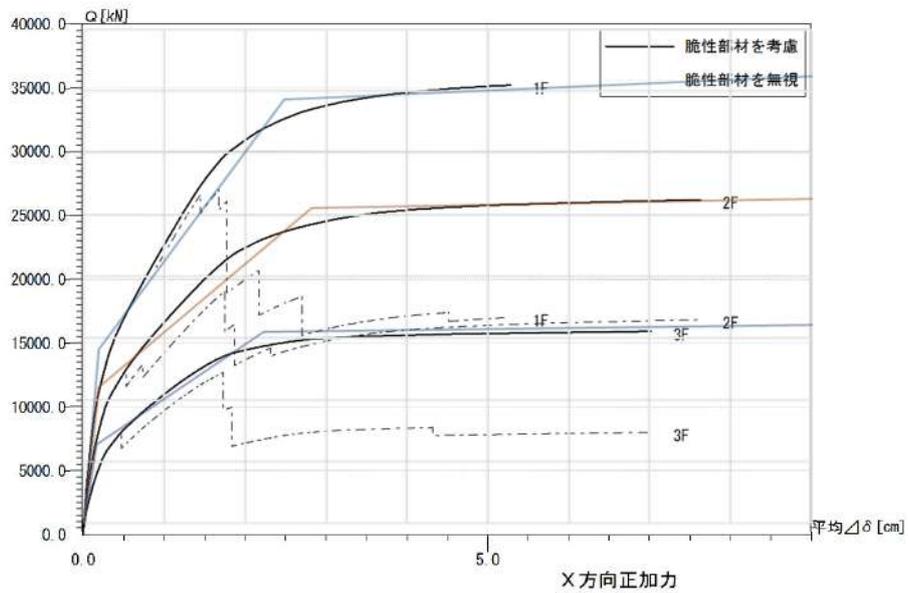


図 7.5.5.3 X方向（桁行）正加力の荷重－変位関係

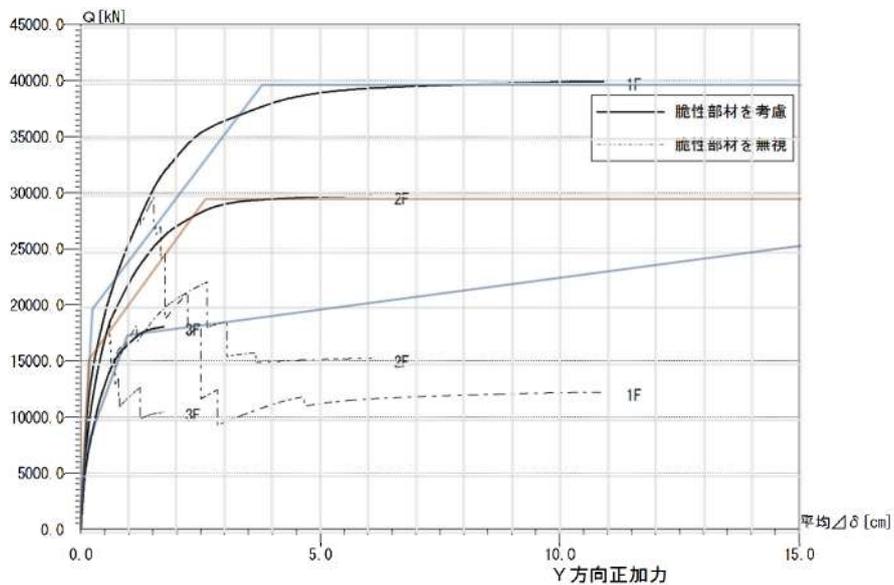


図 7.5.5.4 Y方向（張間）正加力の層せん断力－層間変位関係

- ・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。

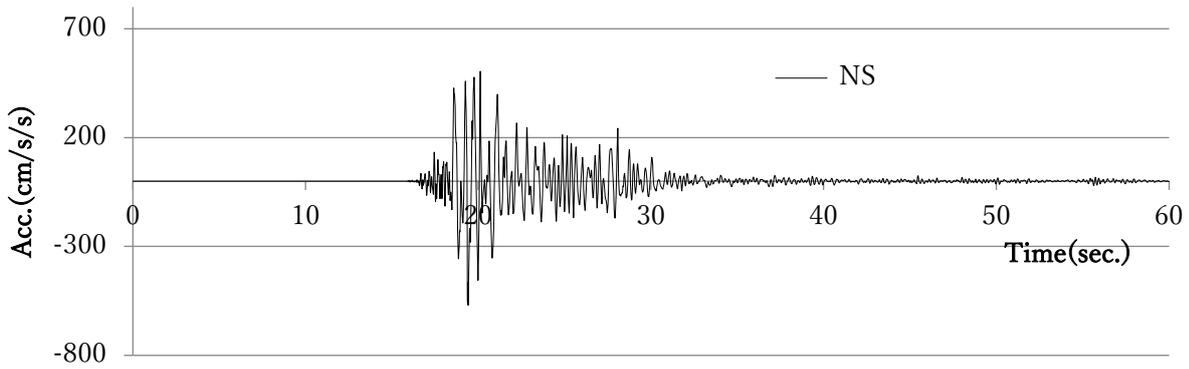
これらの入力地震動の諸元を表7.5.5.6~表7.5.5.7に示す。また図7.5.5.5a~dには入力地震動の加速度時刻歴を、図7.5.5.6~7.5.5.9にはSa-Sd曲線を示す。ここで、GL1bとGL4bの加速度波形には、宮園観測波を重ねて示している。

表 7.5.5.6 入力地震動 (桁行 X 方向=EW 方向)

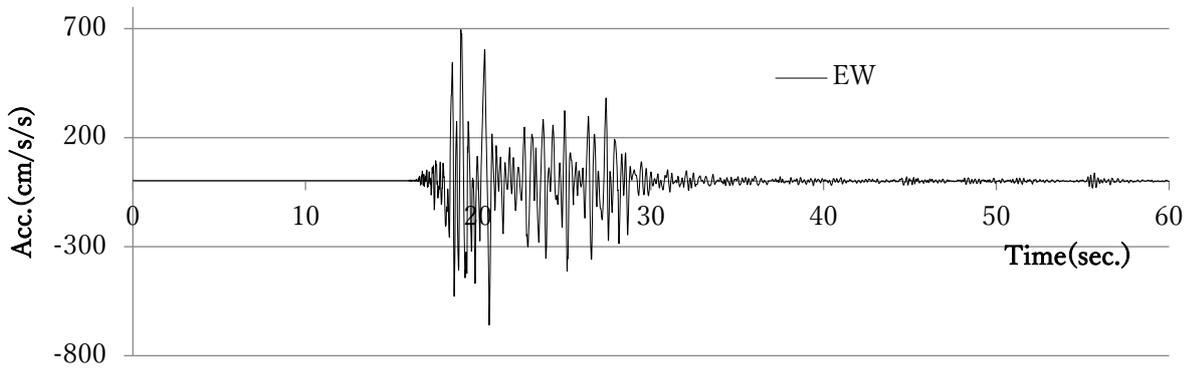
入力レベル	入力地震動		最大加速度 (cm/sec ²)	解析時間 (sec)	備考
	地震波名称				
熊本地震 2016	観測波	KMMH16ew0414	694.8	60	Kik-net (4/14 表層観測 EW)
		KMMH16ew0416	1156.7	60	Kik-net (4/16 表層観測 EW)
		Miya0414EW	731.8	60	自治体 (4/14 観測 EW)
		Miya0416EW	825.4	60	自治体 (4/16 観測 EW)
	模擬波	GL1b14EW	640.1	60	No1 ボーリングデータと KiK-net (4/14 基盤観測 EW) 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)

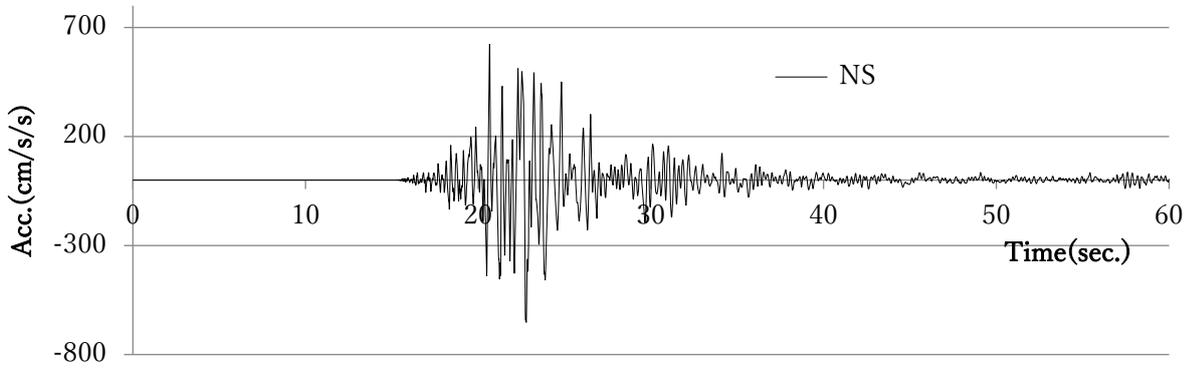
入力レベル	入力地震動		最大加速度 (cm/sec ²)	解析時間 (sec)	備考
	地震波・名称				
熊本地震 2016	観測波	KMMH16ns0414	570.0	60	Kik-net (4/14 表層観測 NS)
		KMMH16ns0416	651.8	60	Kik-net (4/16 表層観測 NS)
		miya0414NS	631.5	60	自治体宮園 1F (4/14 観測 NS)
		miya0416NS	775.5	60	自治体宮園 1F (4/16 観測 NS)
	模擬波	GL1b14NS	509.1	60	No1 ボーリングデータと KiK-net (4/14 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



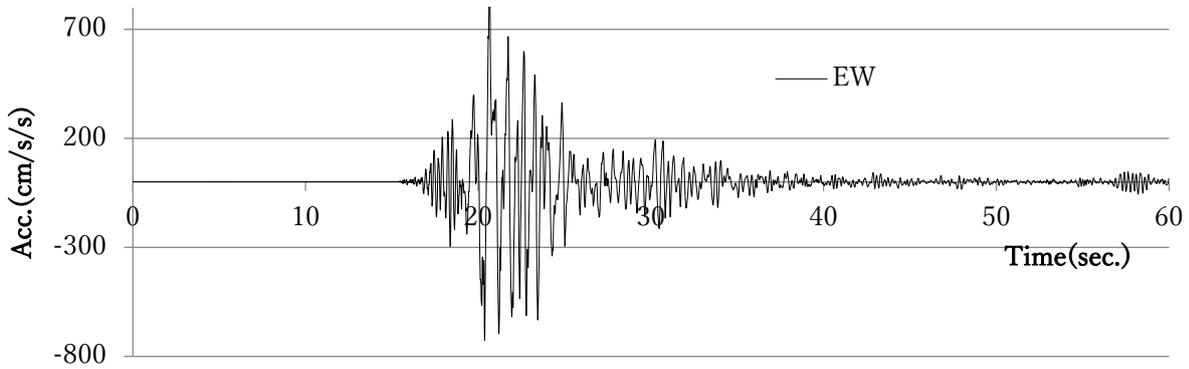
KMMH16ns0414



KMMH16ew0414

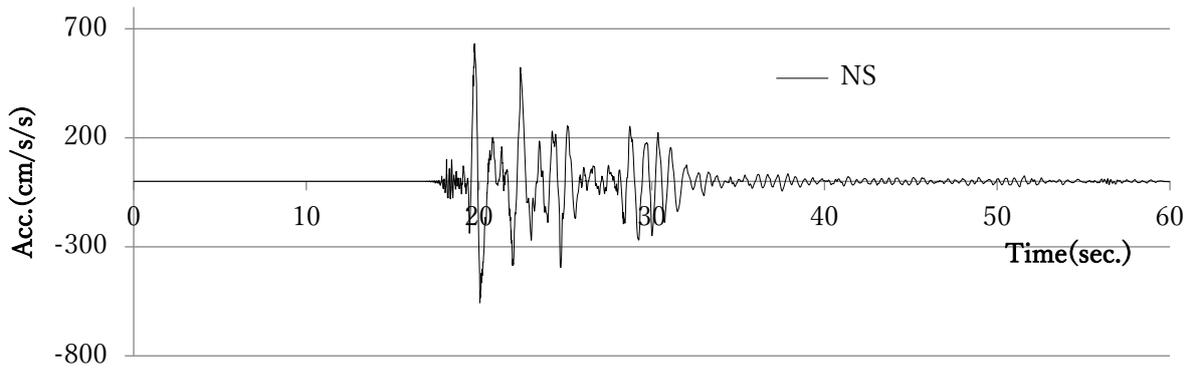


KMMH16ns0416

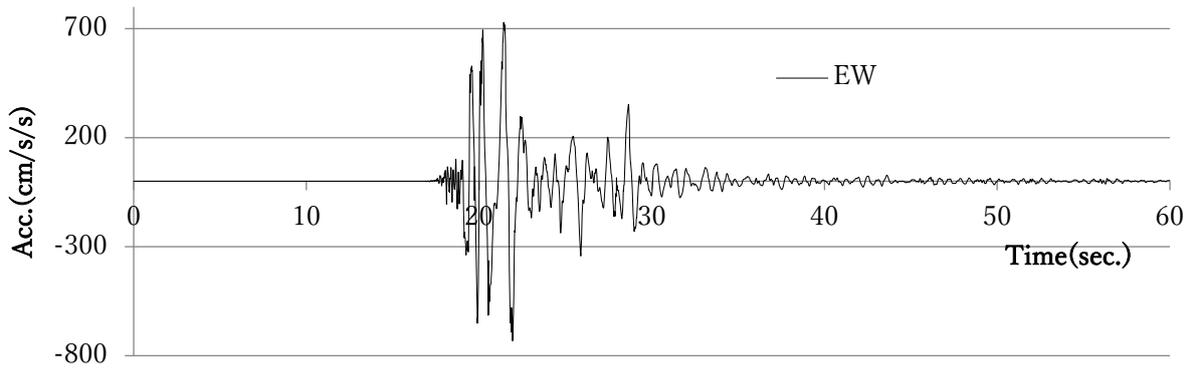


KMMH16ew0416

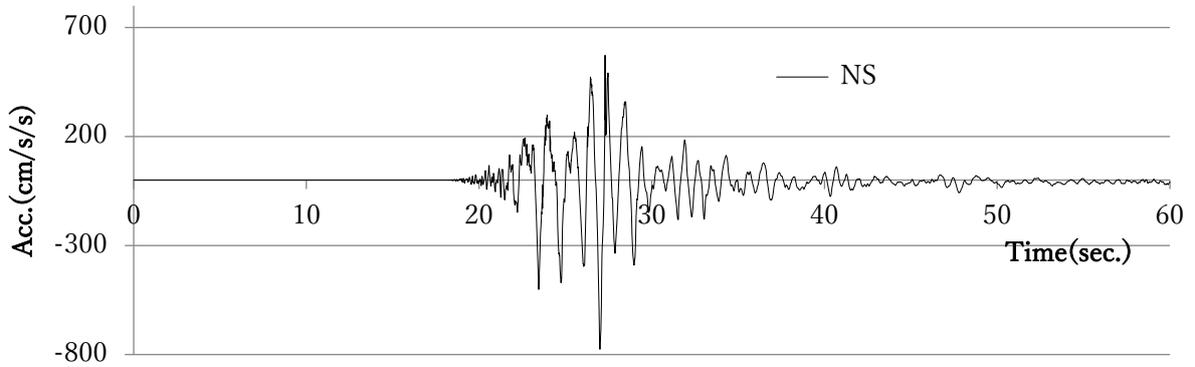
図 7.5.5.5a 入力地震動の加速度時刻歴



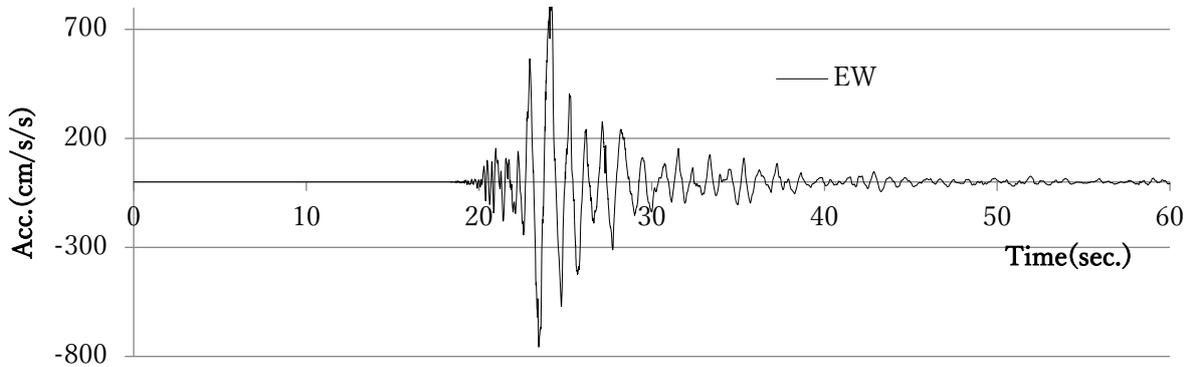
Miya0414NS



Miya0414EW

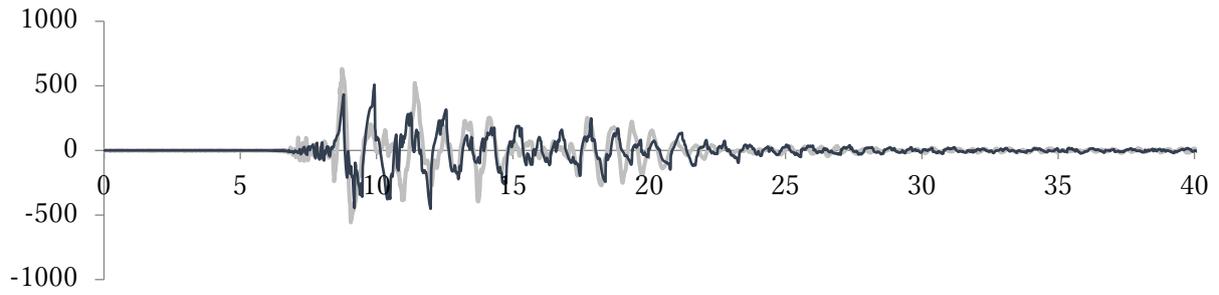


Miya0416NS

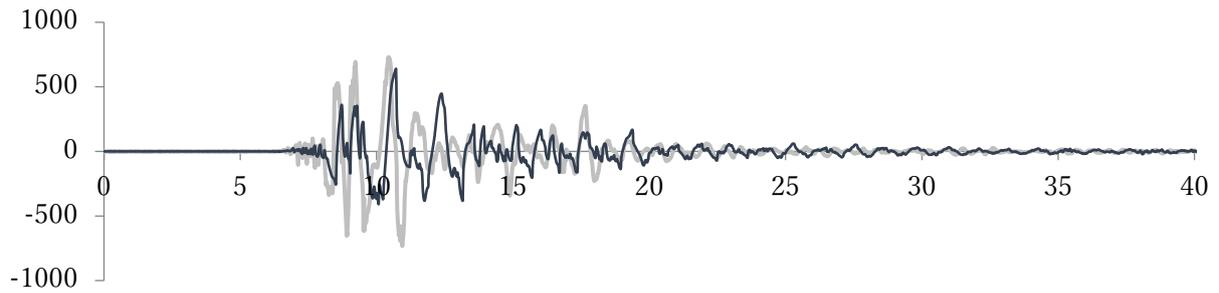


Miya0416EW

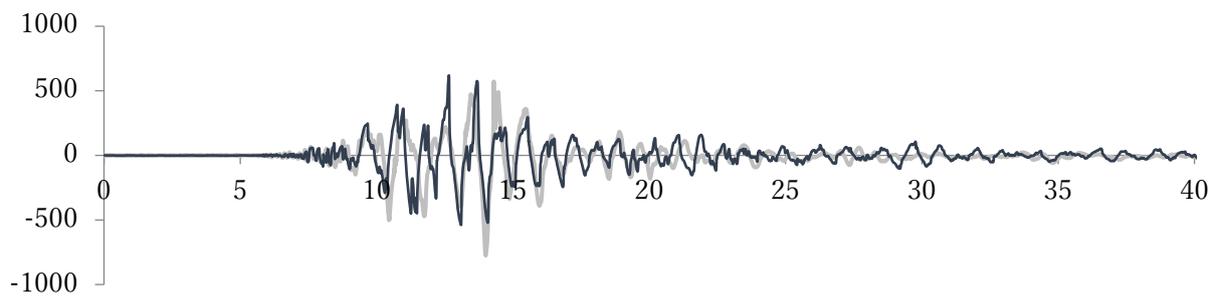
図 7. 5. 5. 5b 入力地震動の加速度時刻歴



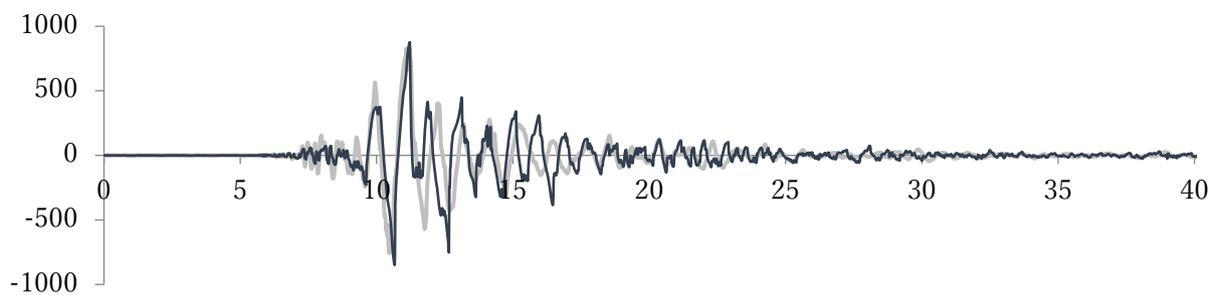
GL1b14NS



GL1b14EW

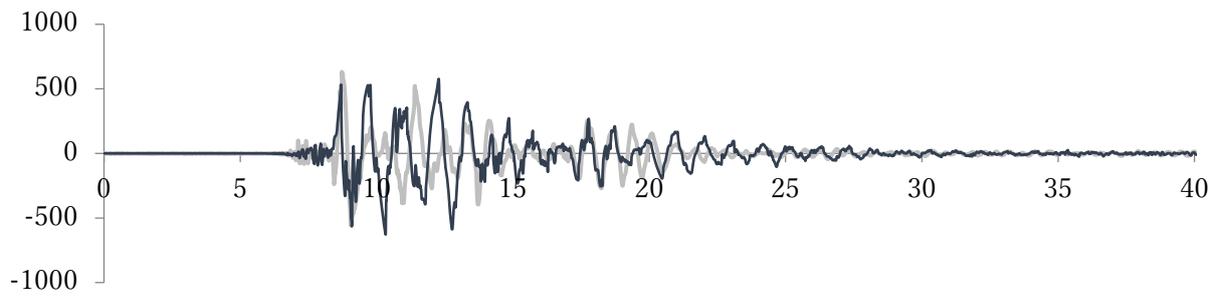


GL1b16NS

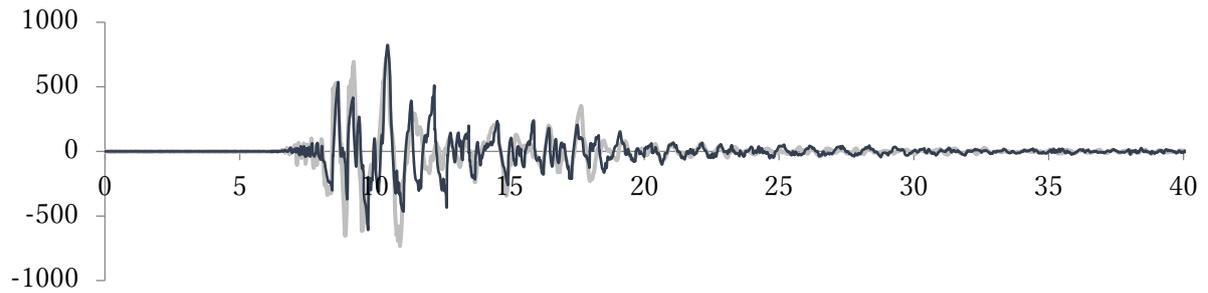


GL1b16EW

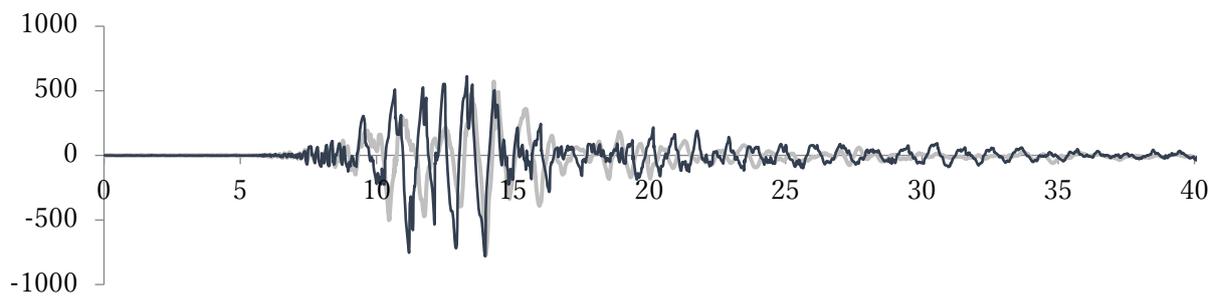
図 7. 5. 5. 5c 入力地震動の加速度時刻歴



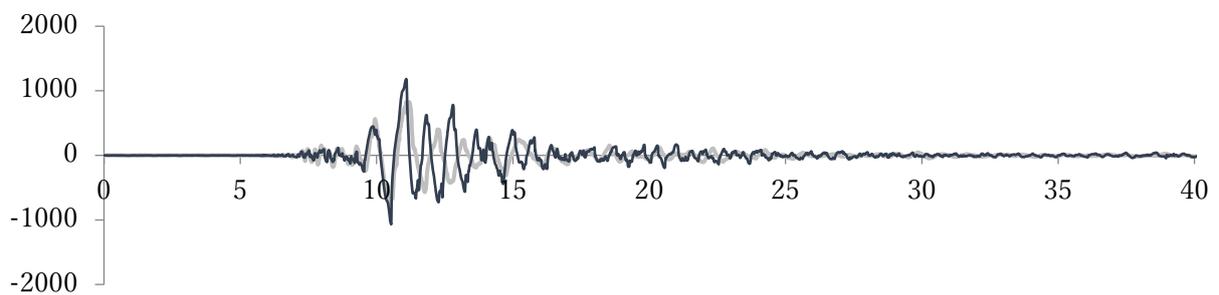
GL4b14NS



GL4b14EW



GL4b16NS



GL4b16EW

図 7. 5. 5. 5d 入力地震動の加速度時刻歴

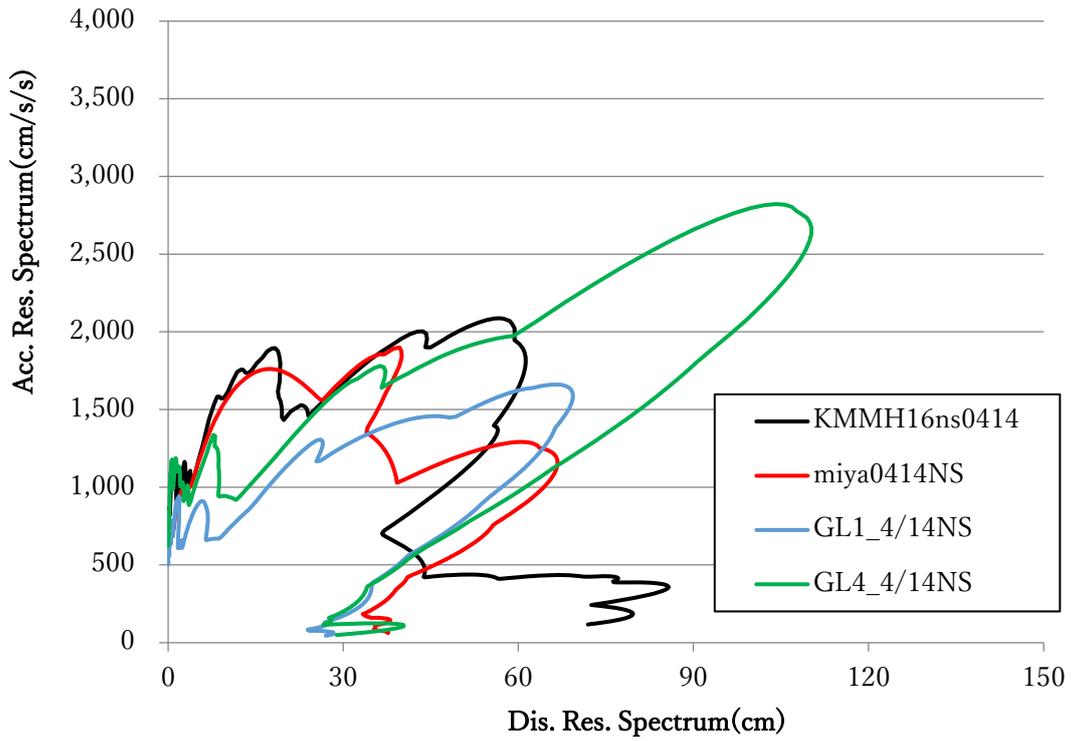


図 7.5.5.6 入力地震動 (NS・4/14) の Sa-Sd スペクトル

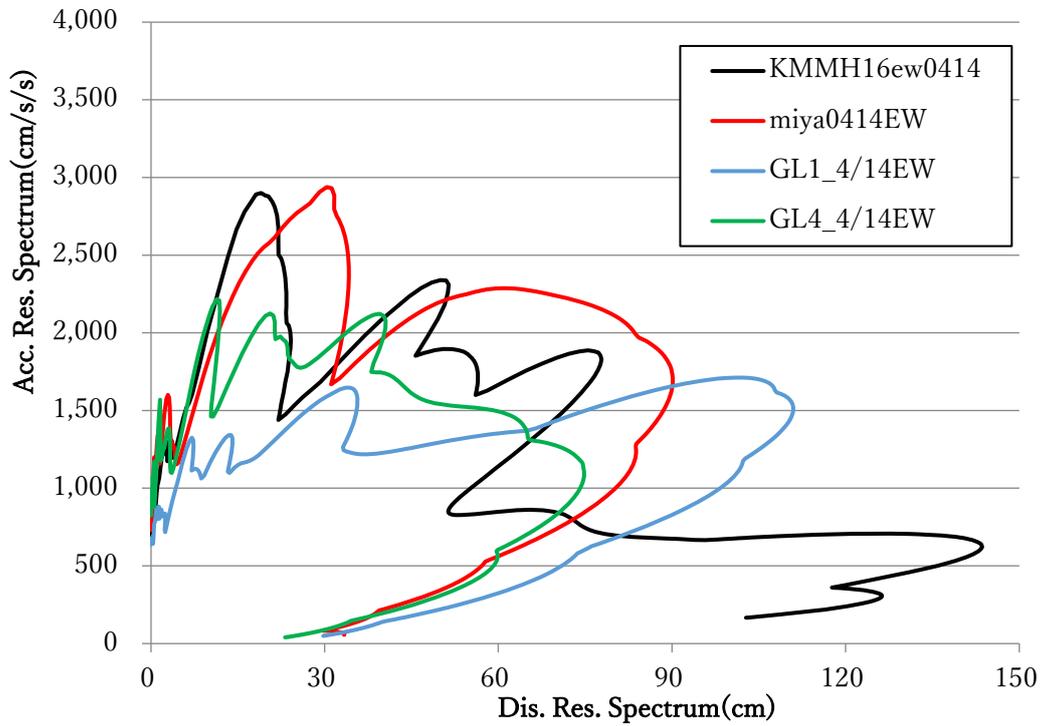


図 7.5.5.7 入力地震動 (EW・4/14) の Sa-Sd スペクトル

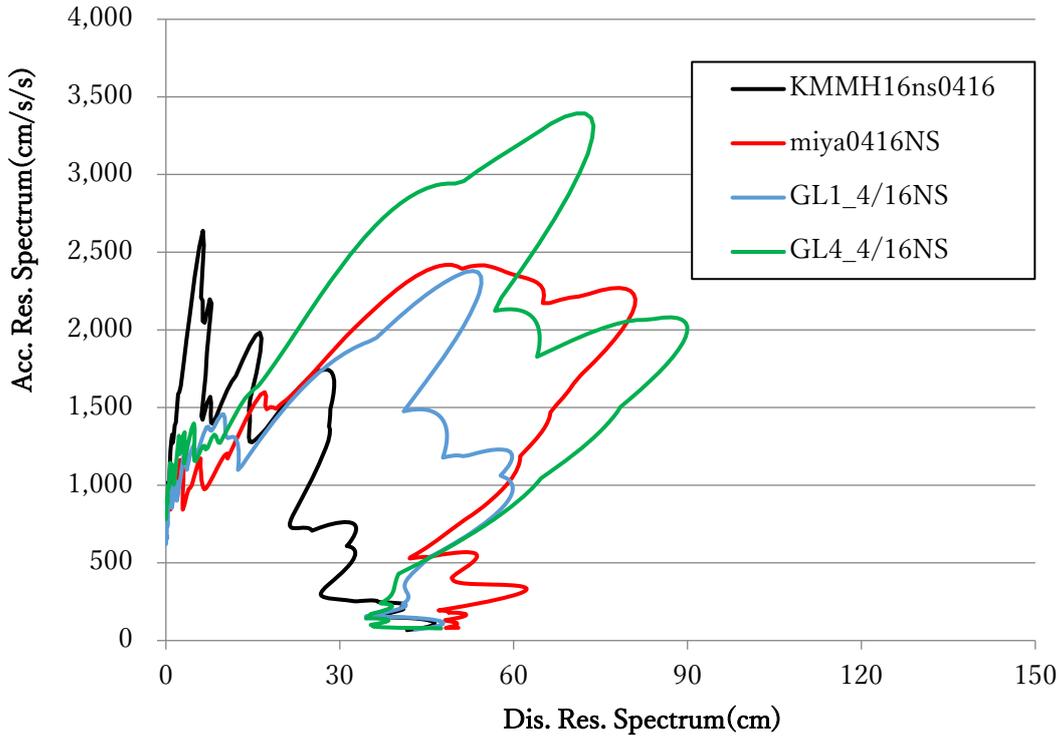


図 7.5.5.8 入力地震動 (NS・4/16) の Sa-Sd スペクトル

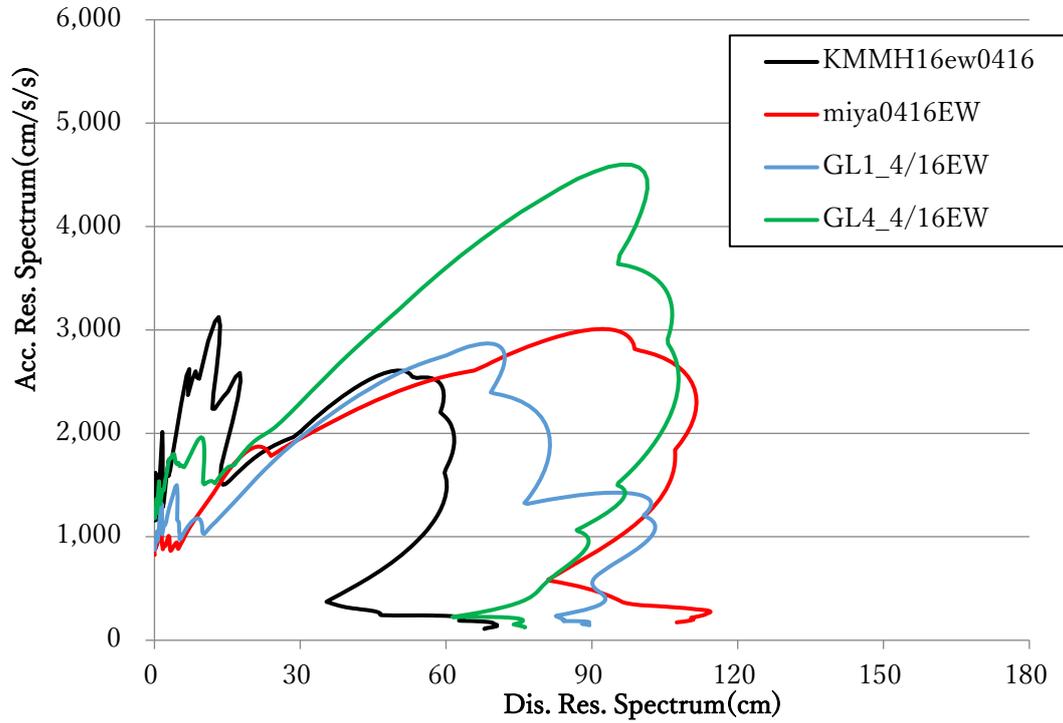


図 7.5.5.9 入力地震動 (EW・4/16) の Sa-Sd スペクトル

(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、宮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。

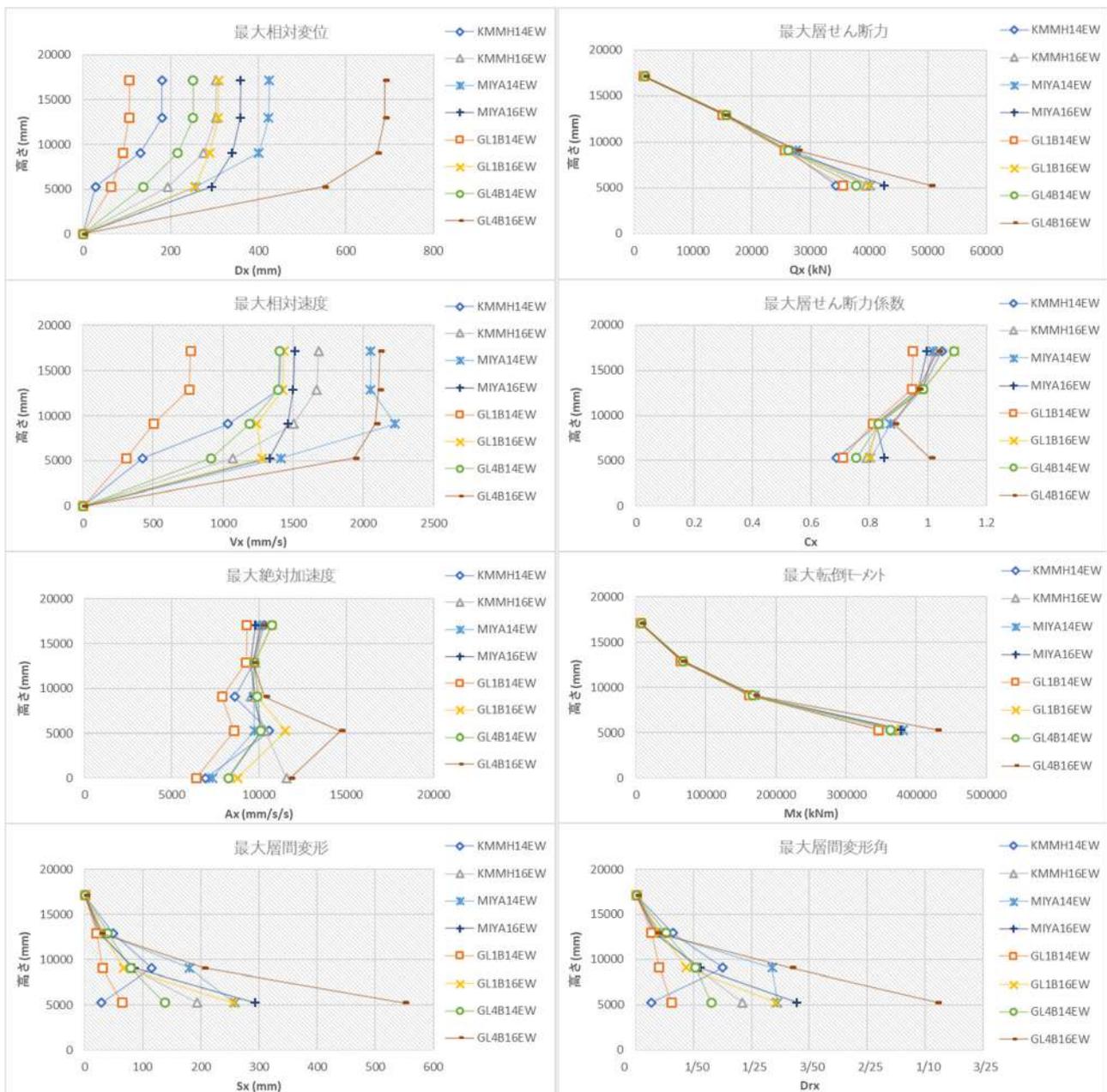


図 7.5.5.10. a X 方向 (EW) _FX10 モデルの最大応答

図7.5.5.10. bに示す通り，基礎固定モデルFX20では，Miya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。

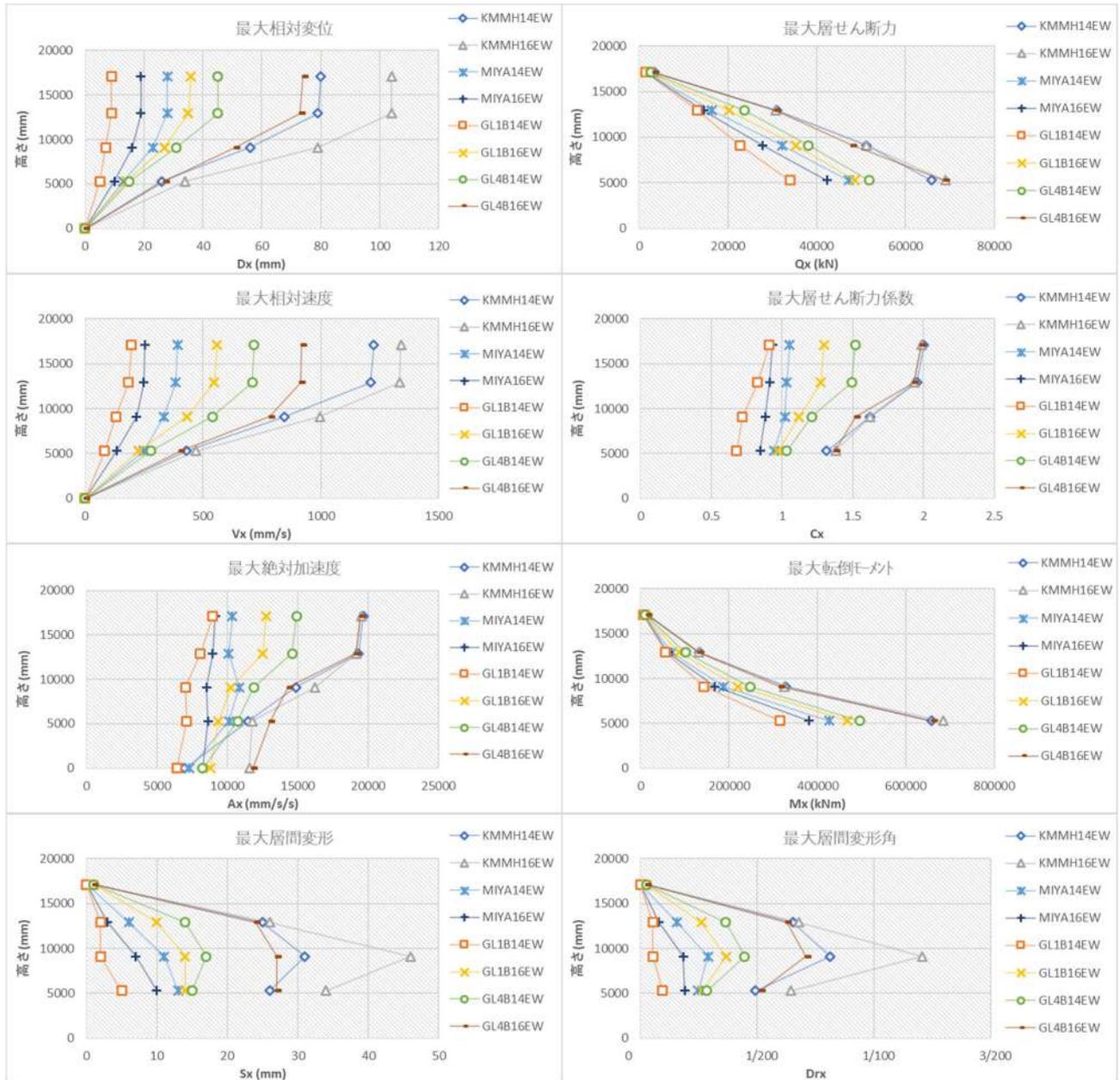


図 7.5.5.10. b X 方向 (EW) _FX20. モデルの最大応答

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。

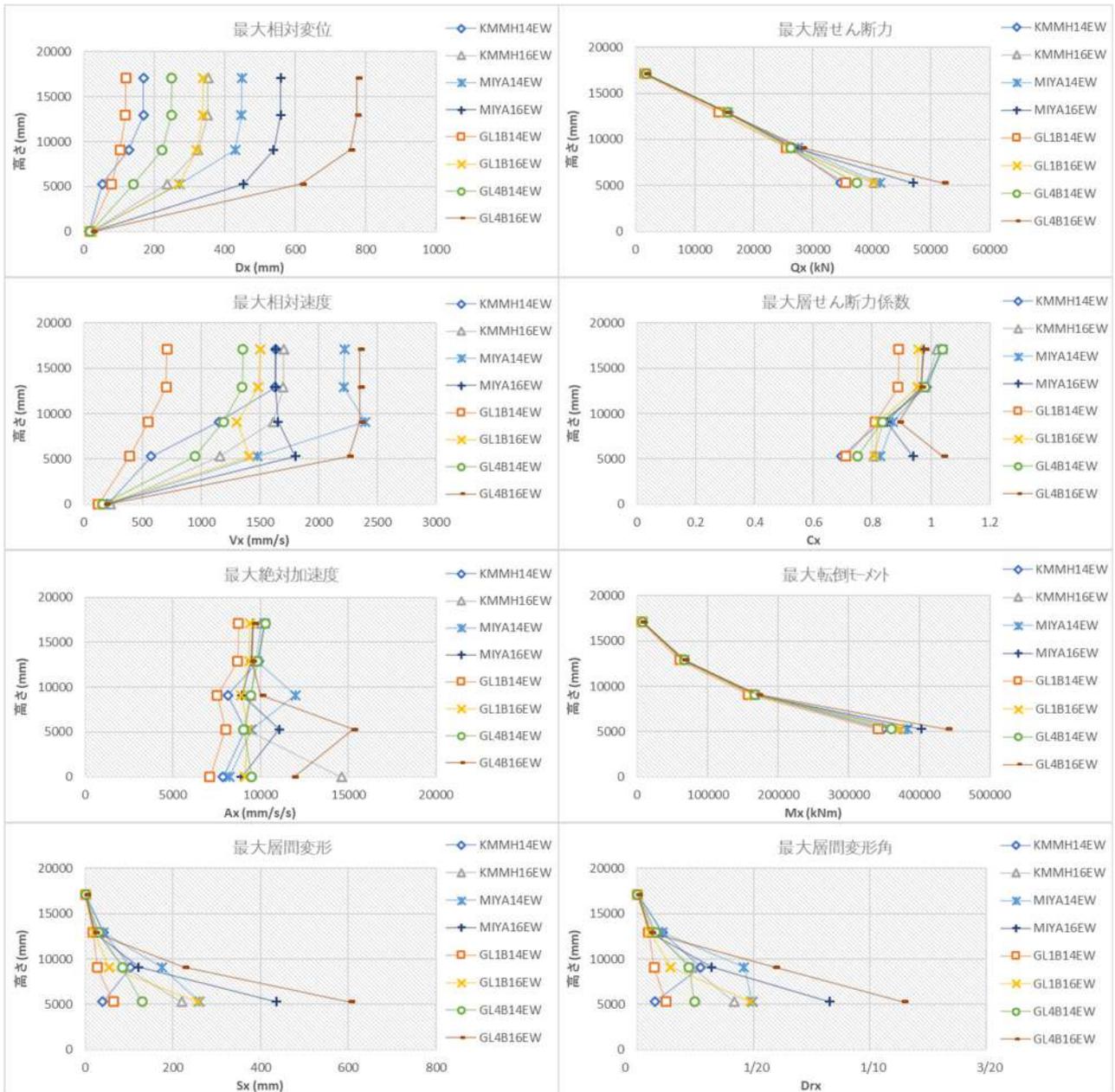


図 7.5.5.10.c X 方向 (EW) _SR10 モデルの最大応答

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。

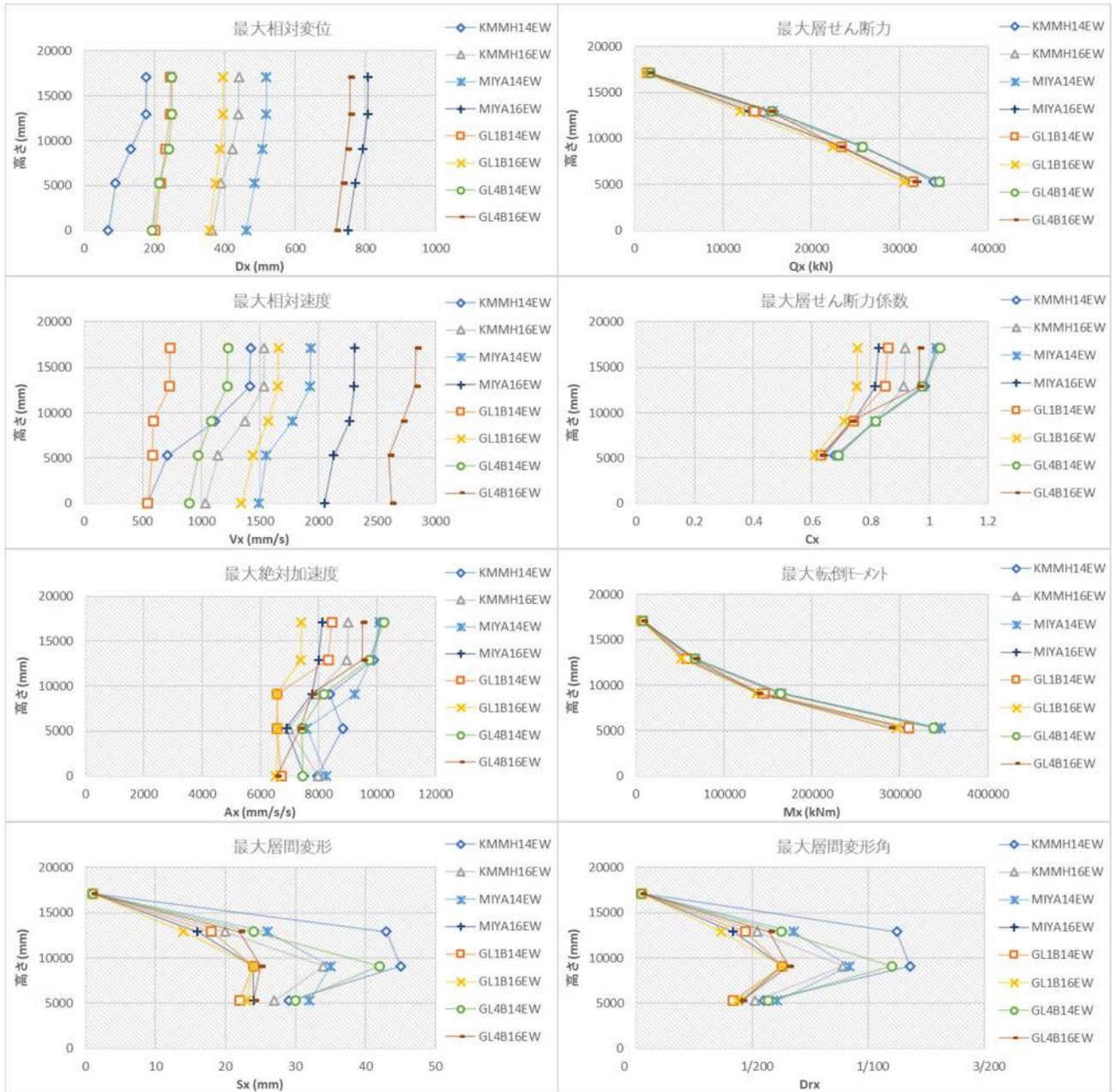


図 7.5.5.10.d X 方向 (EW) _SR10_V05 モデルの最大応答

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。

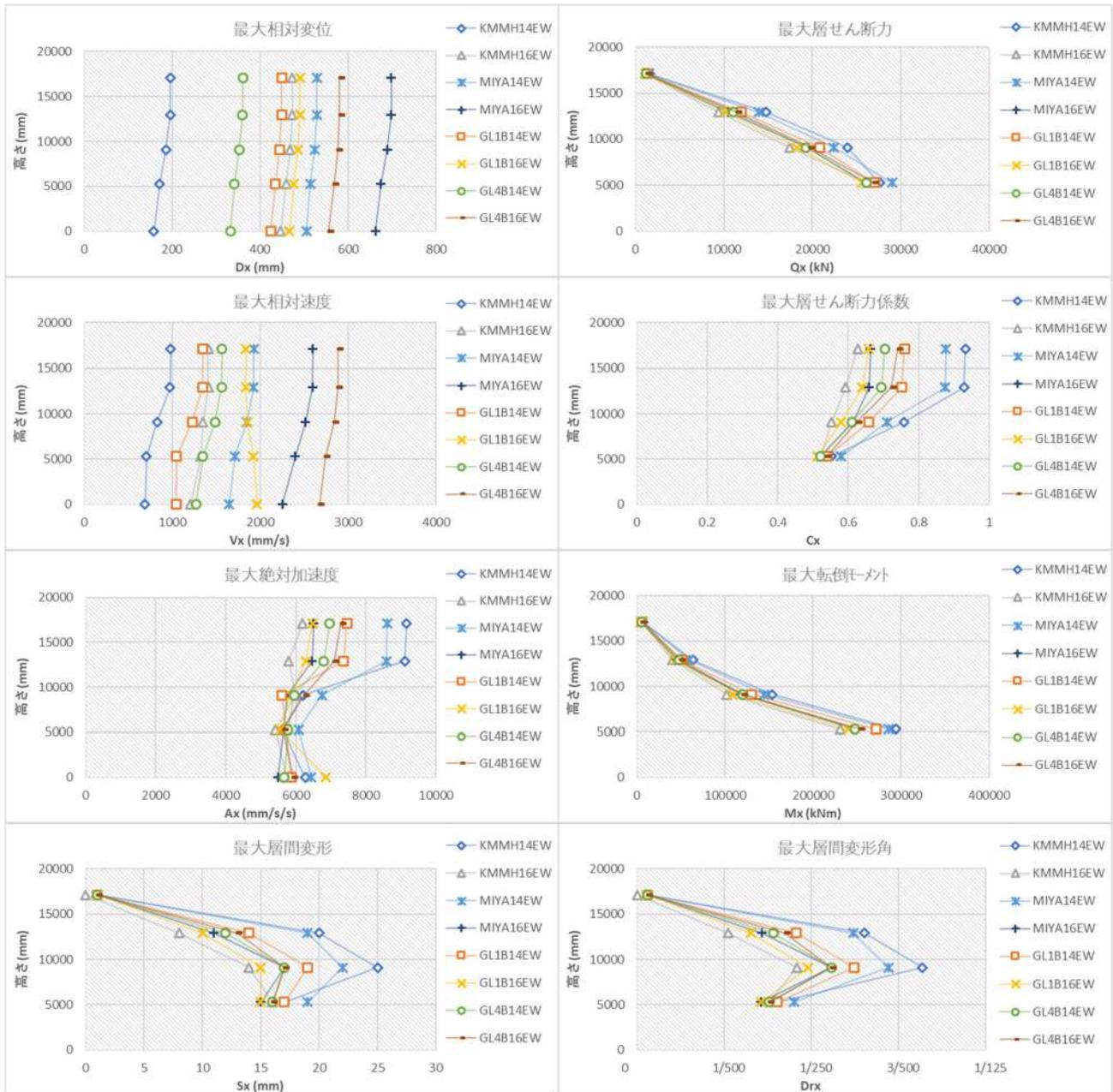


図 7.5.5.10.e X 方向 (EW) _SR10_V04 モデルの最大応答

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。

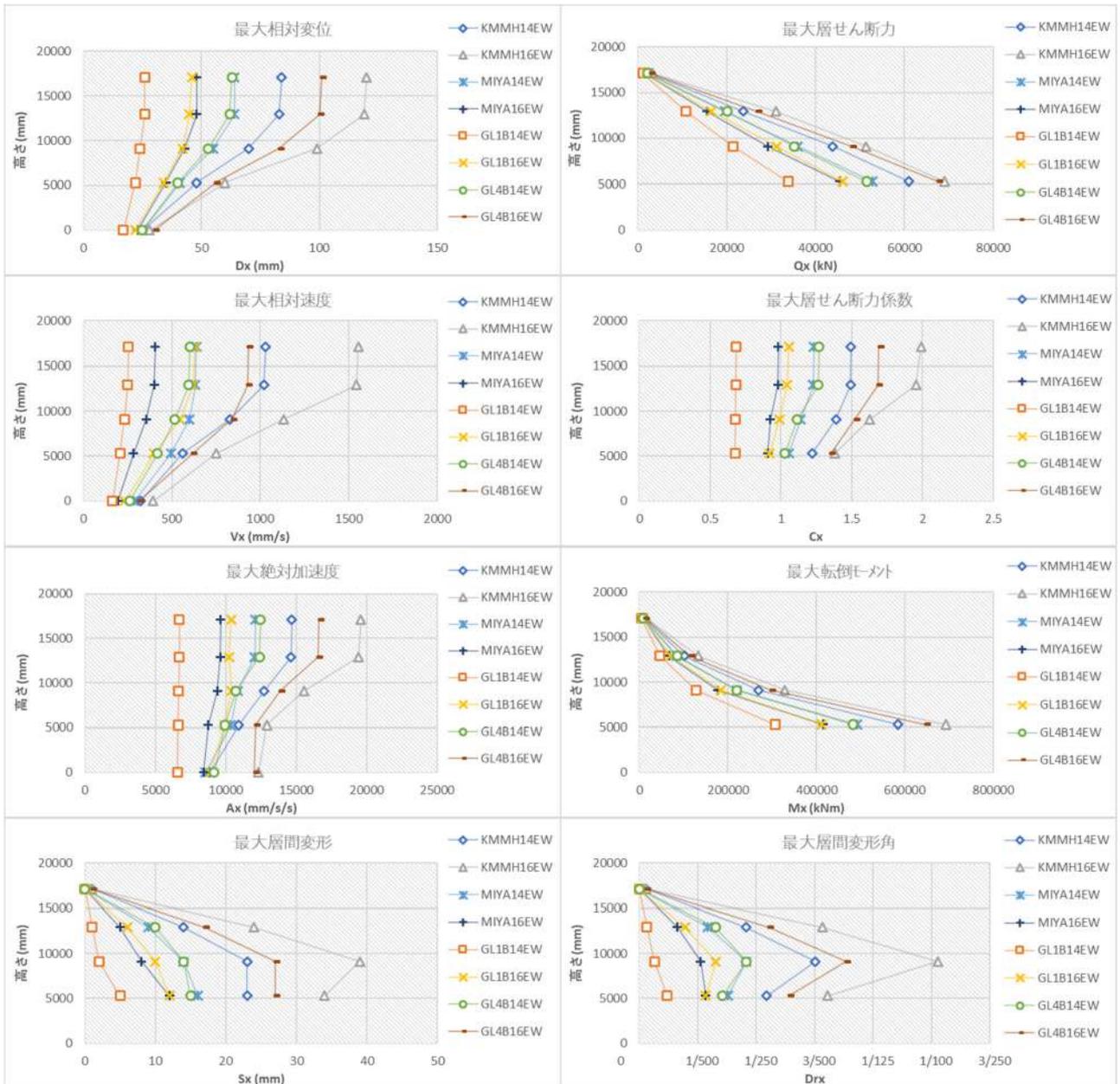


図 7.5.5.10.f X 方向 (EW) _SR20 モデルの最大応答

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。

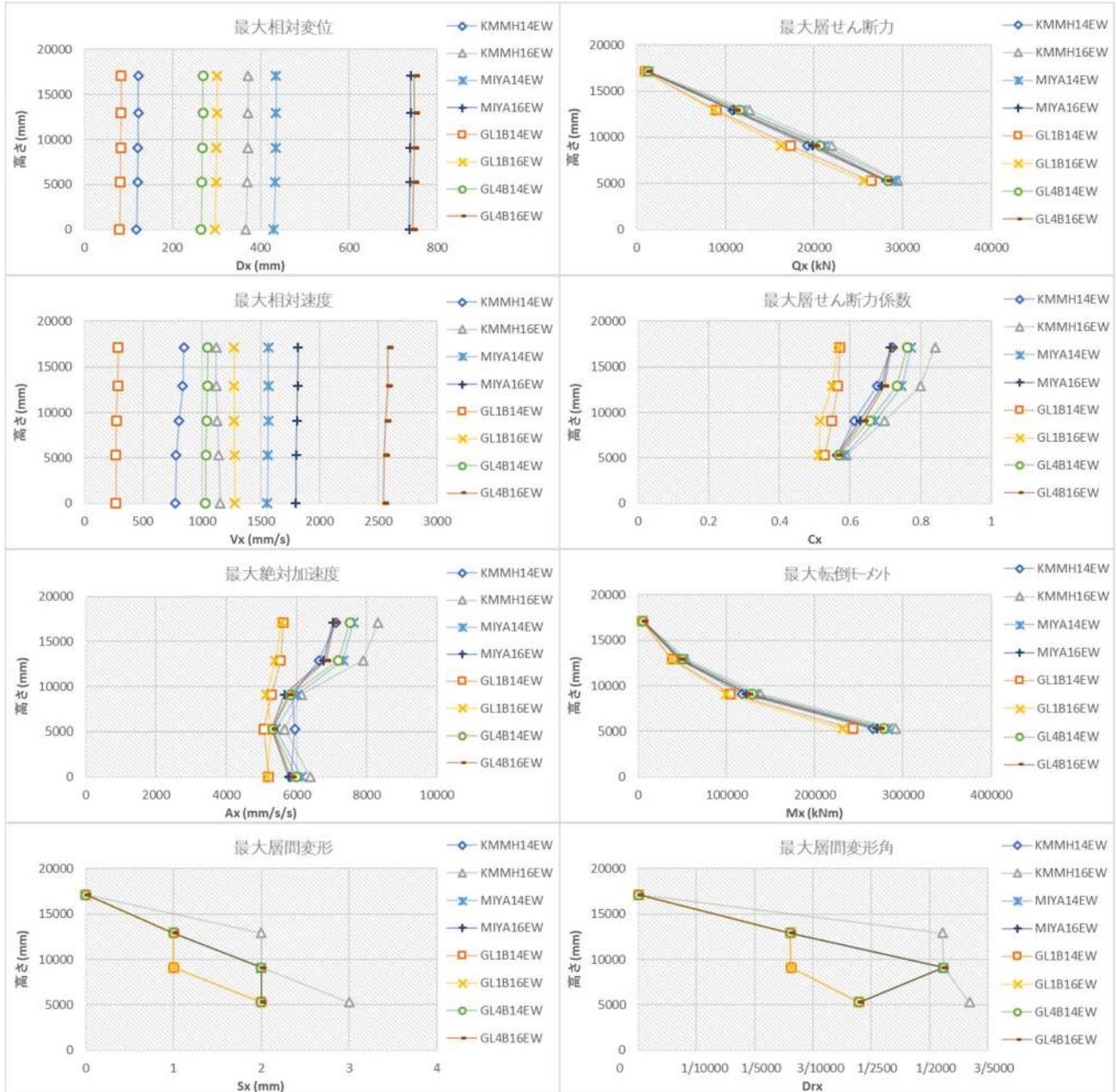


図 7.5.5.10.g X 方向 (EW) _SR20_V05 モデルの最大応答

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。

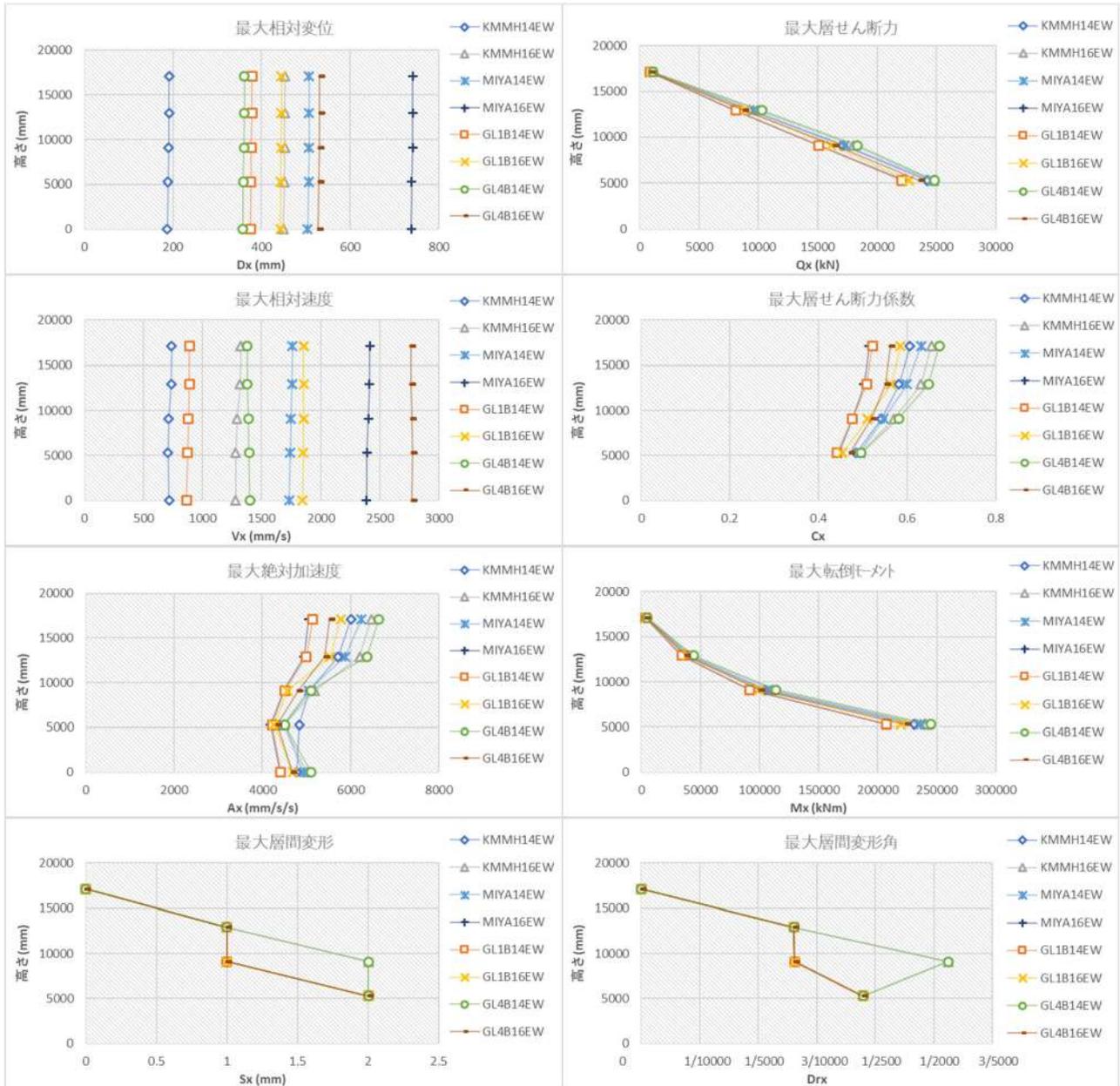


図 7.5.5.10.h X 方向 (EW) _SR20_V04 モデルの最大応答

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。

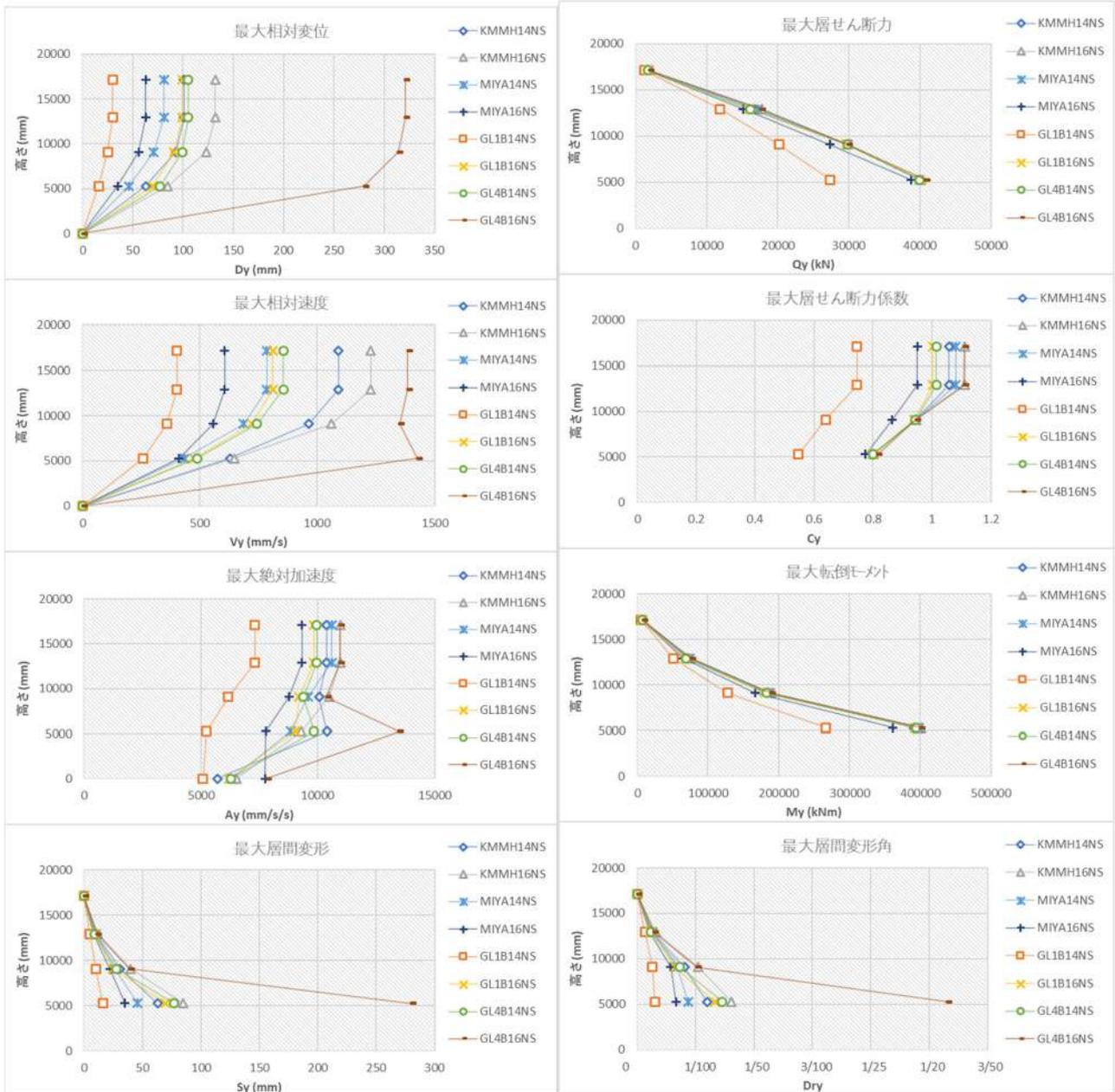


図 7.5.5.11.a Y 方向（NS）の FX10 モデルの最大応答

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。

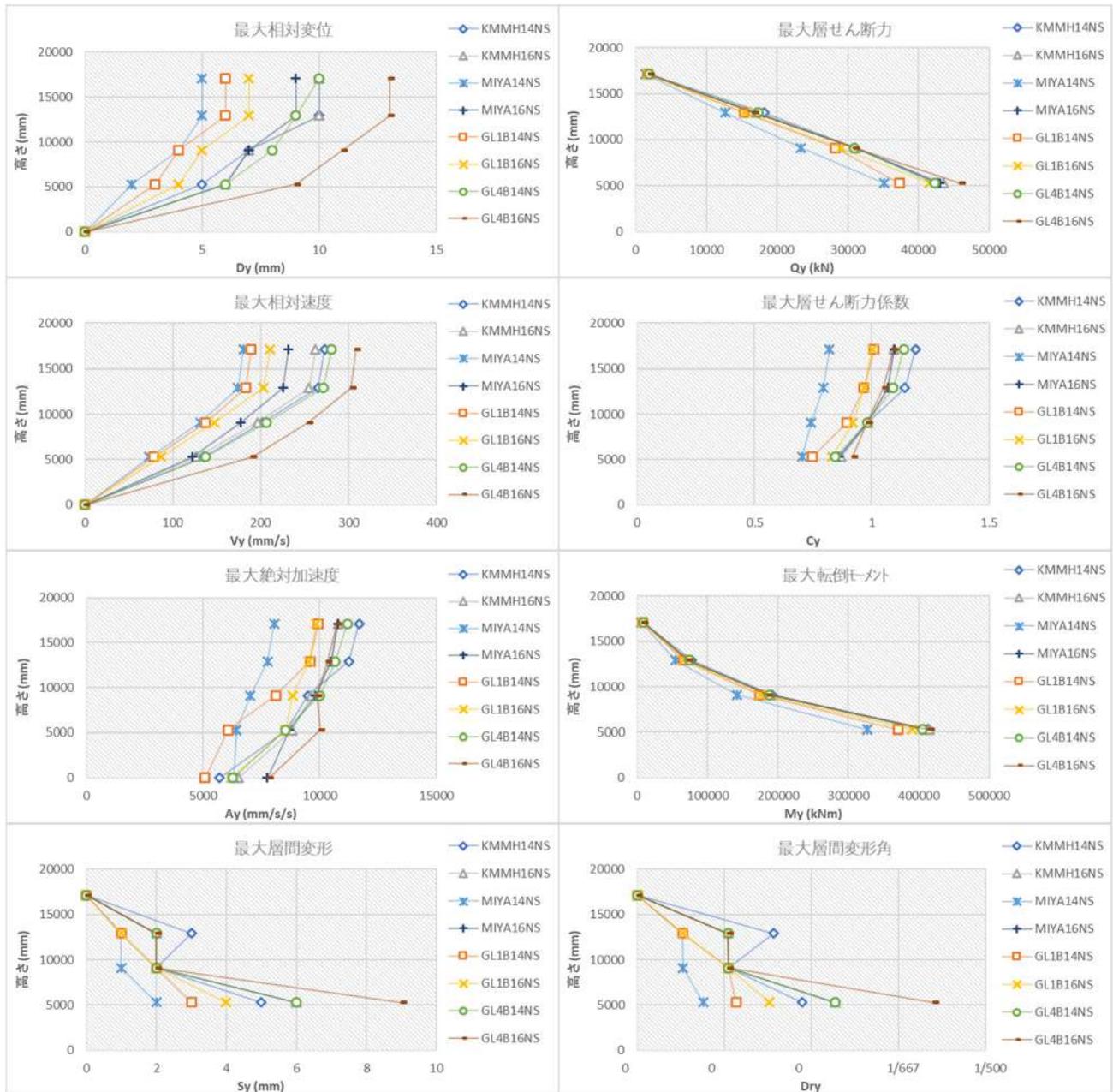


図 7.5.5.11.b Y 方向 (NS) の FX20 モデルの最大応答

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。

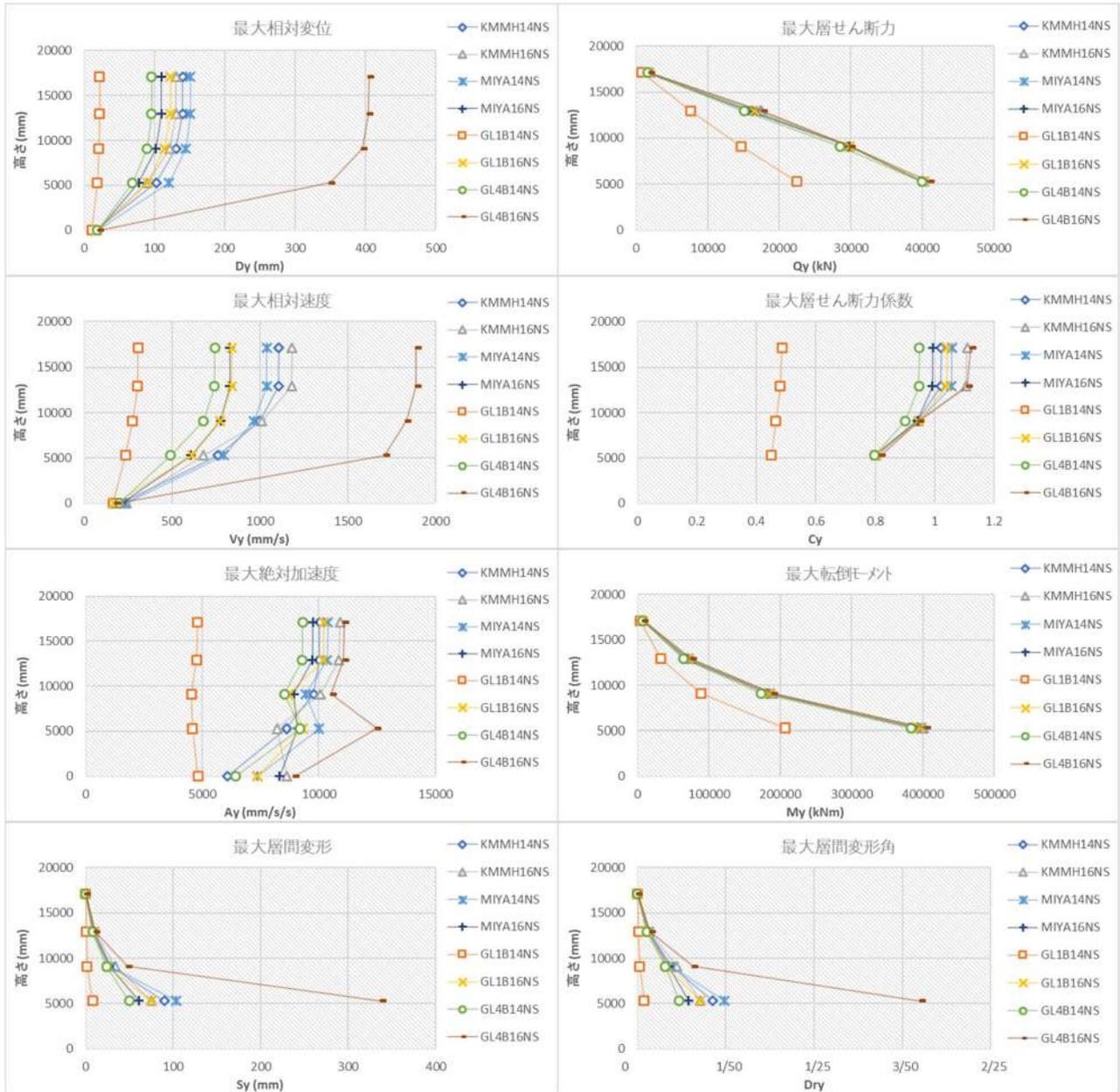


図 7.5.5.11.c Y 方向 (NS) _SR10 モデルの最大応答

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。

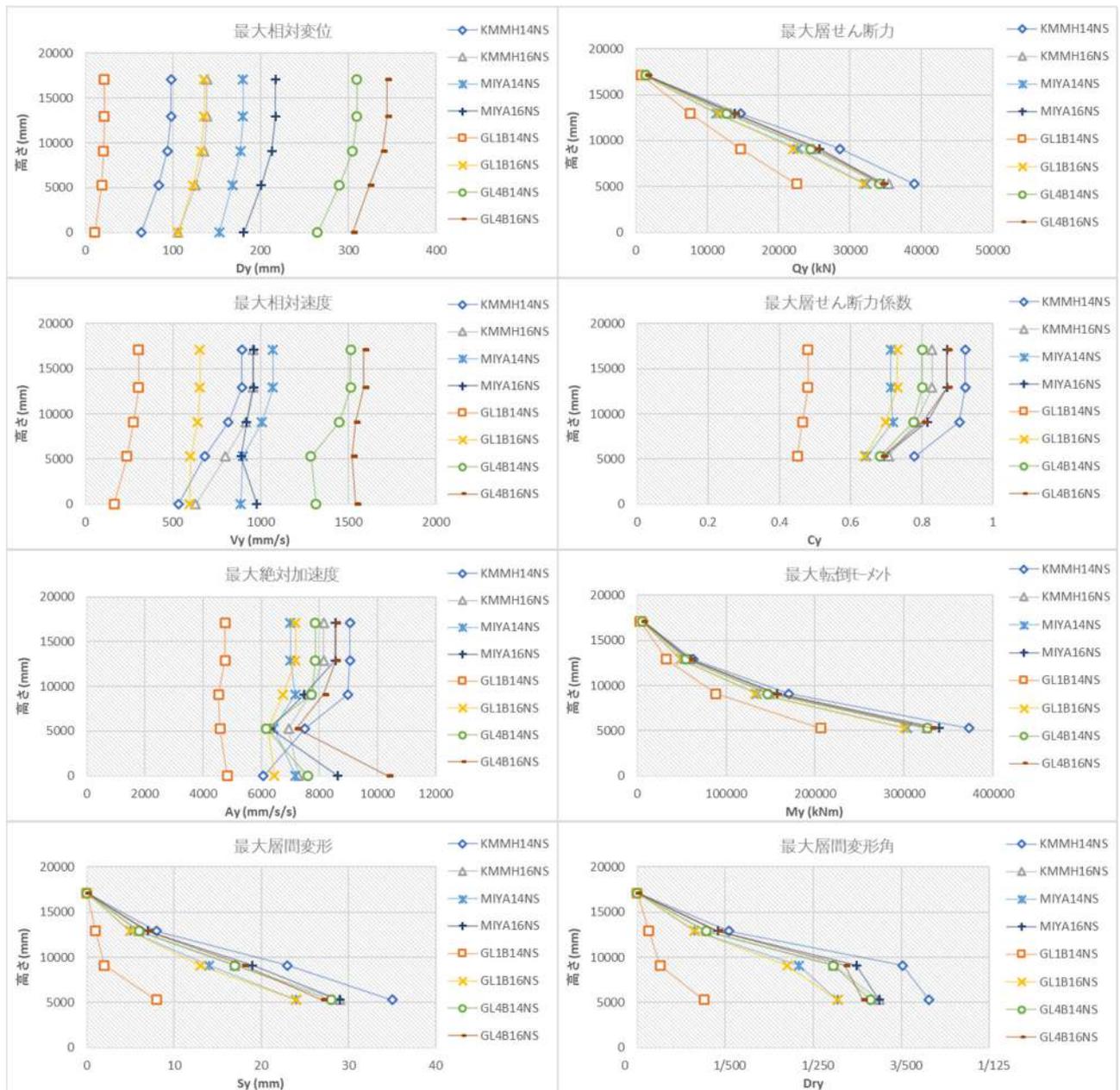


図 7.5.5.11.d Y方向 (NS) _SR10_V05 モデルの最大応答

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。

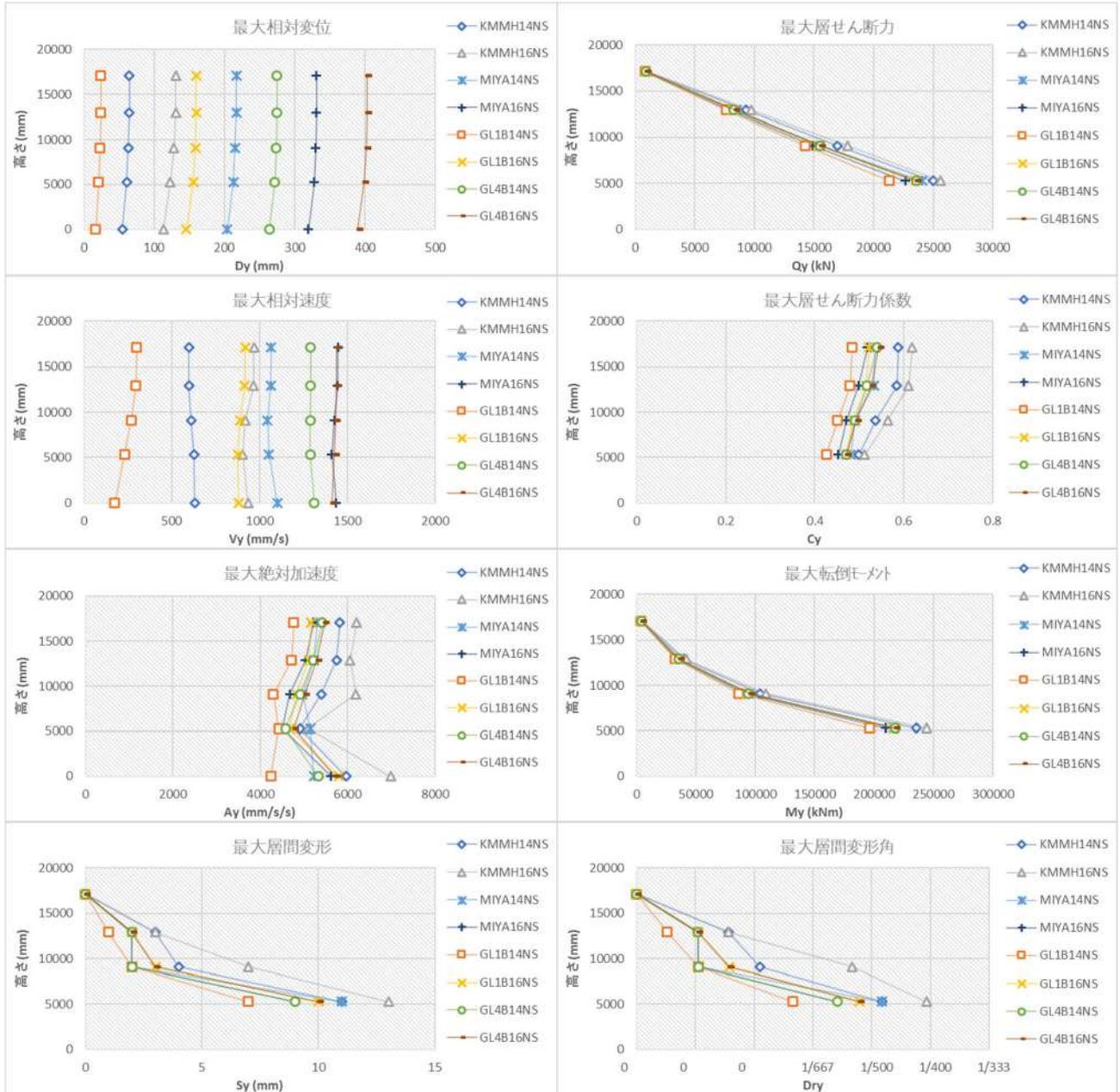


図 7.5.5.11.e Y方向 (NS) _SR10_V04 モデルの最大応答

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。

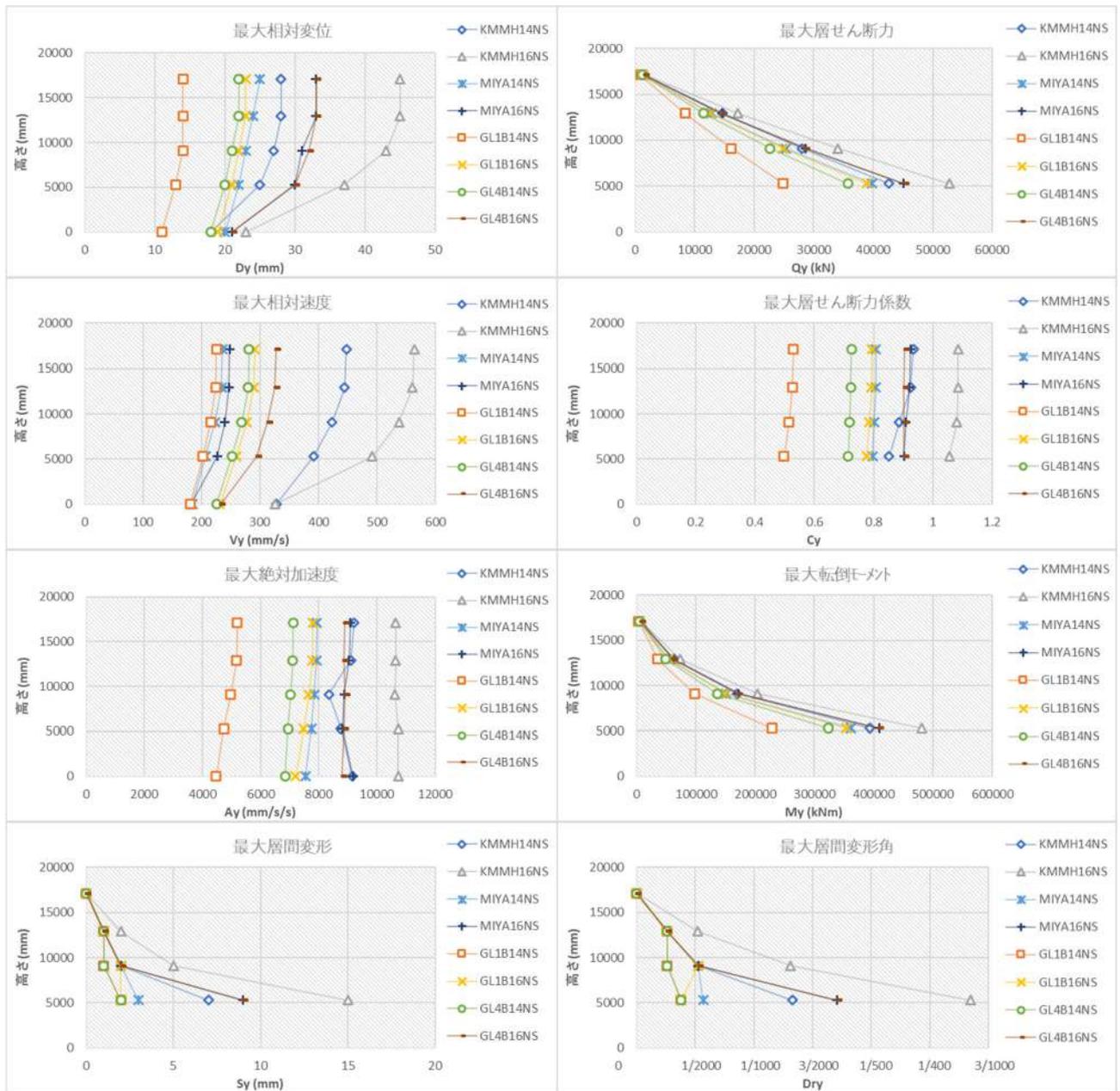


図 7.5.5.11.f Y 方向 (NS) _SR20 モデルの最大応答

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。

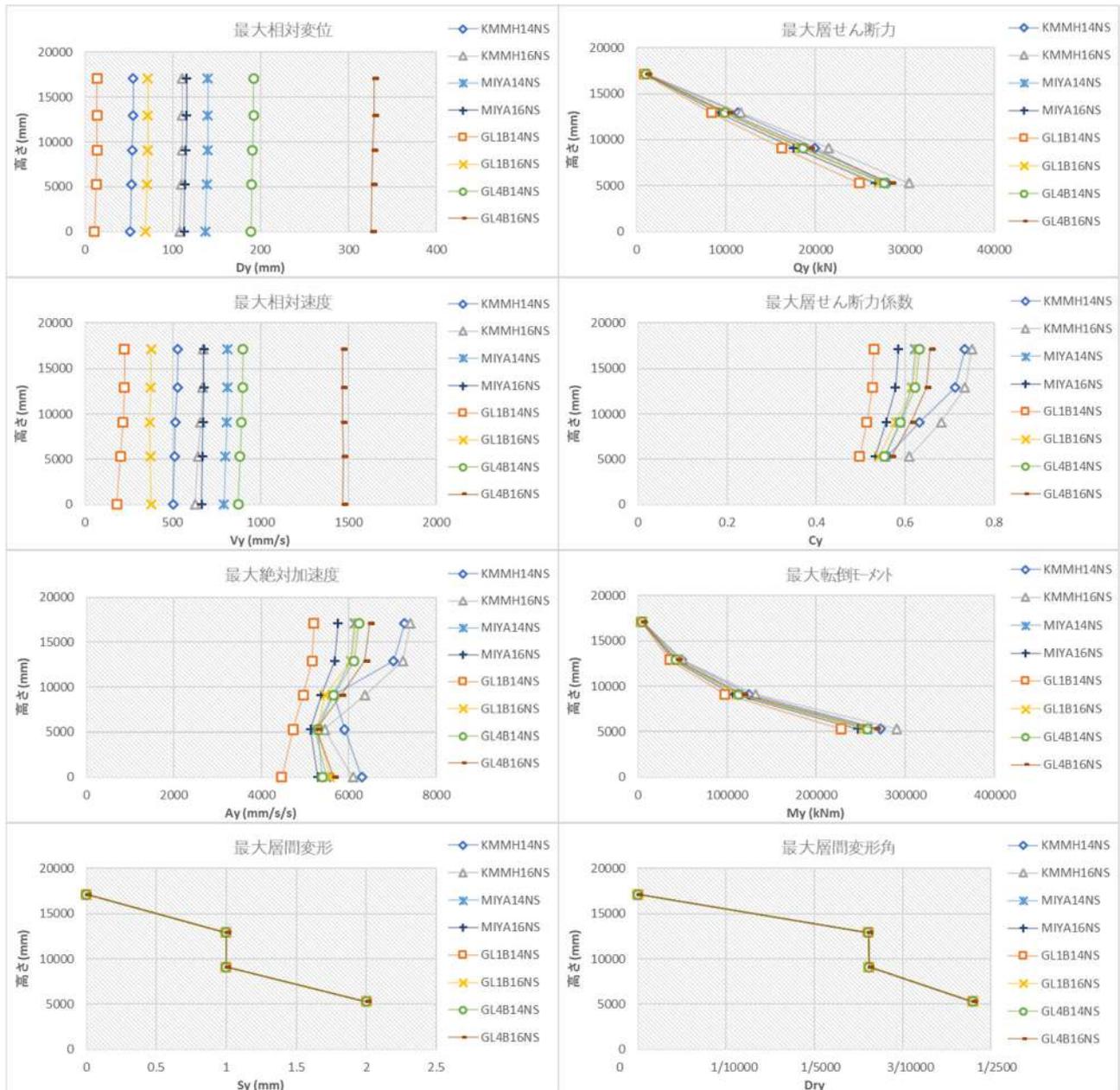


図 7.5.5.11.g Y方向 (NS) _SR20_V05 モデルの最大応答

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。

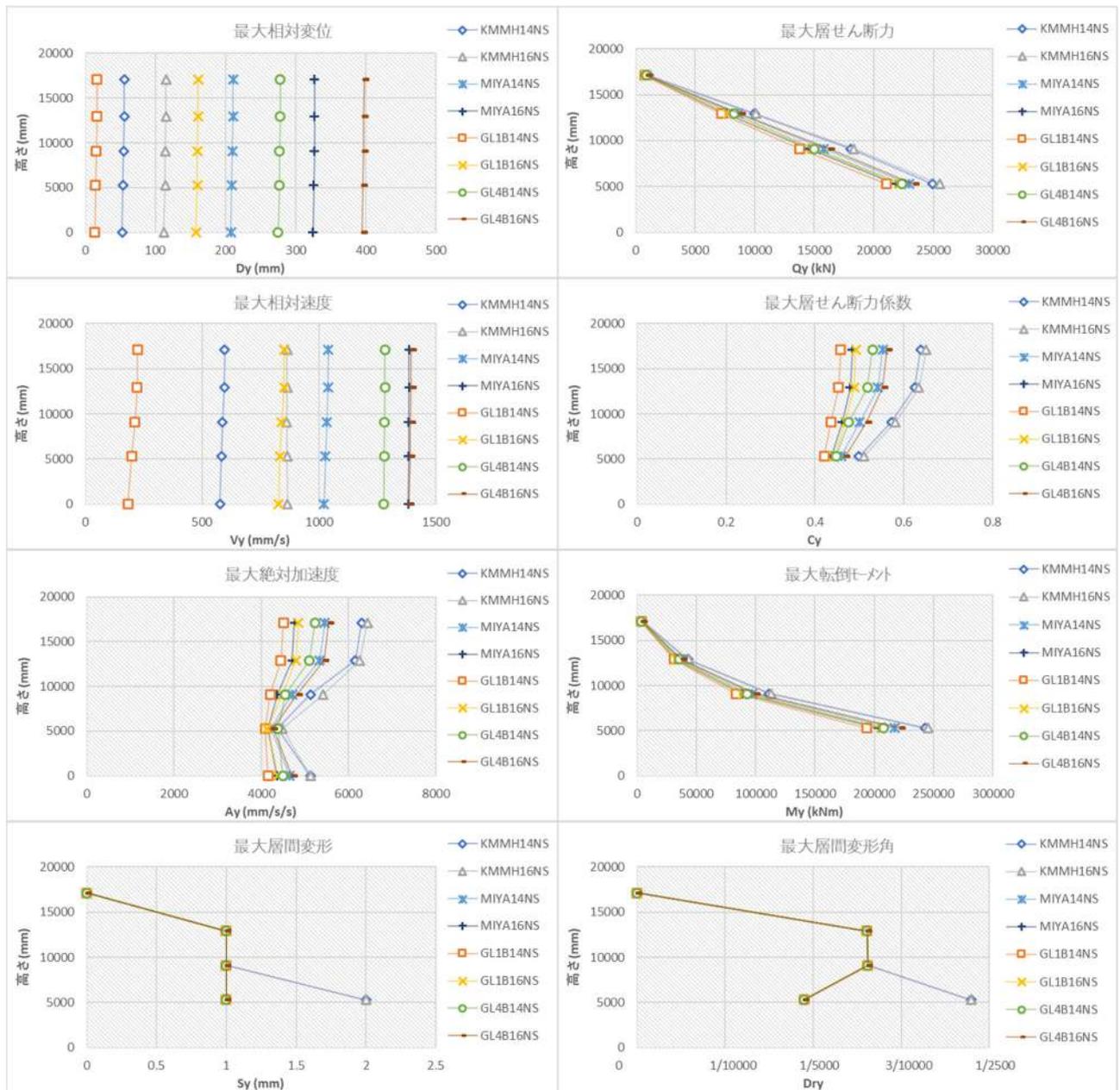


図 7.5.5.11.h Y方向 (NS) _SR20_V04 モデルの最大応答

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 ともに 1/20 程度, FX20 では MIYA14EW, MIYA16EW 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。

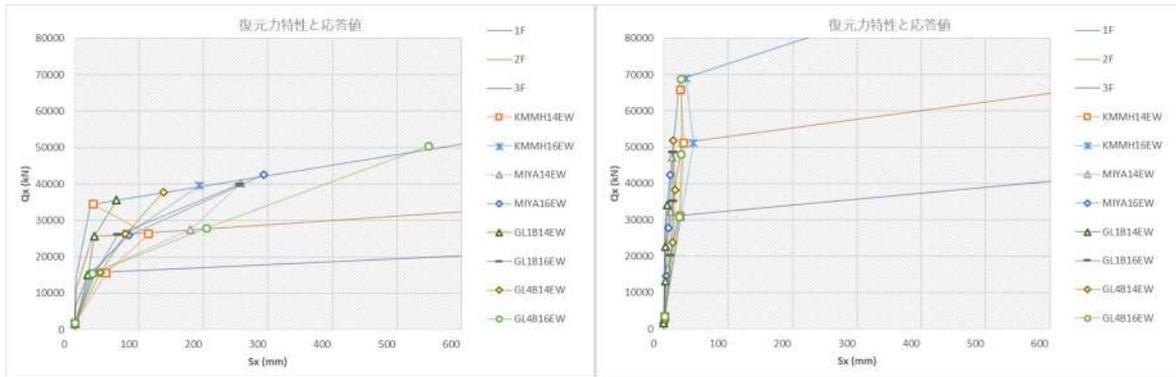


図 7.5.5.12. a X 方向 (EW) __FX10 モデルと__FX20 モデルの各階復元力特性と最大応答値

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。

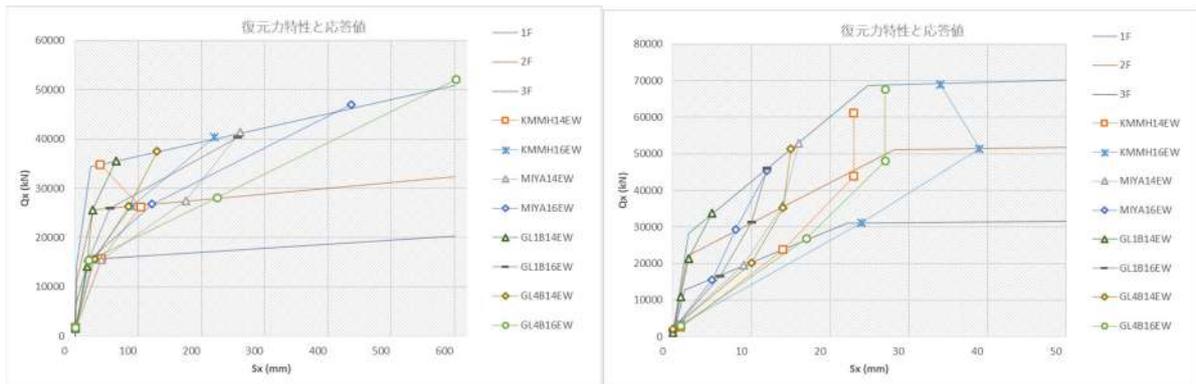


図 7.5.5.12. b X 方向 (EW) __SR10 モデルと__SR20 モデルの各階復元力特性と最大応答値

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、上部への入力が小さくなり 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。

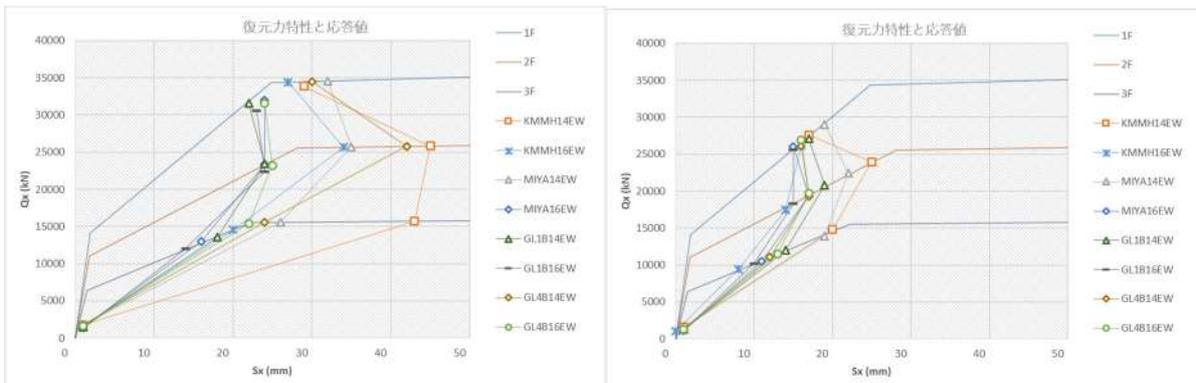


図 7.5.5.12. c X 方向 (EW) __SR10V05 モデルと__SR10V04 モデルの各階復元力特性と最大応答値

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。

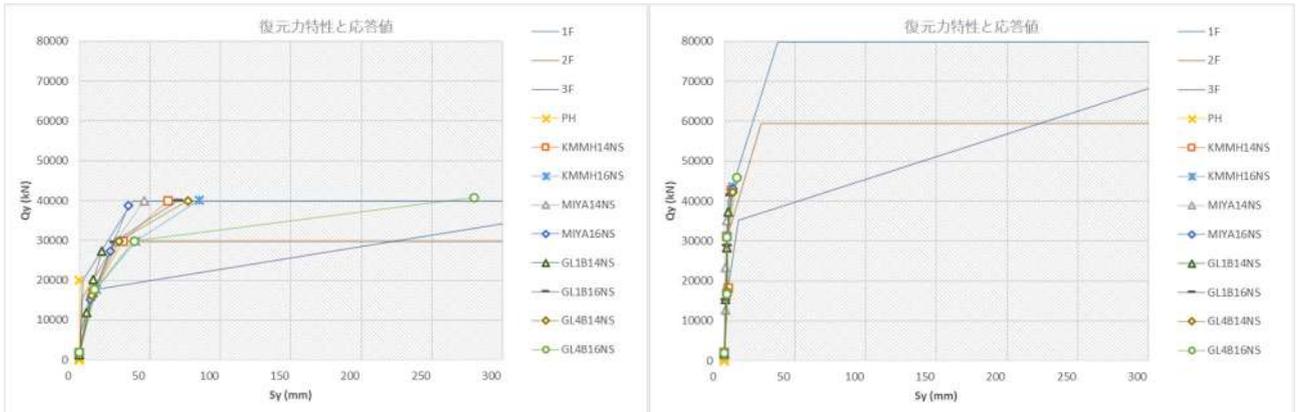


図 7.5.5.13.a Y方向 (NS) __FX10 モデルと__FX20 モデルの各階復元力特性と最大応答値

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。

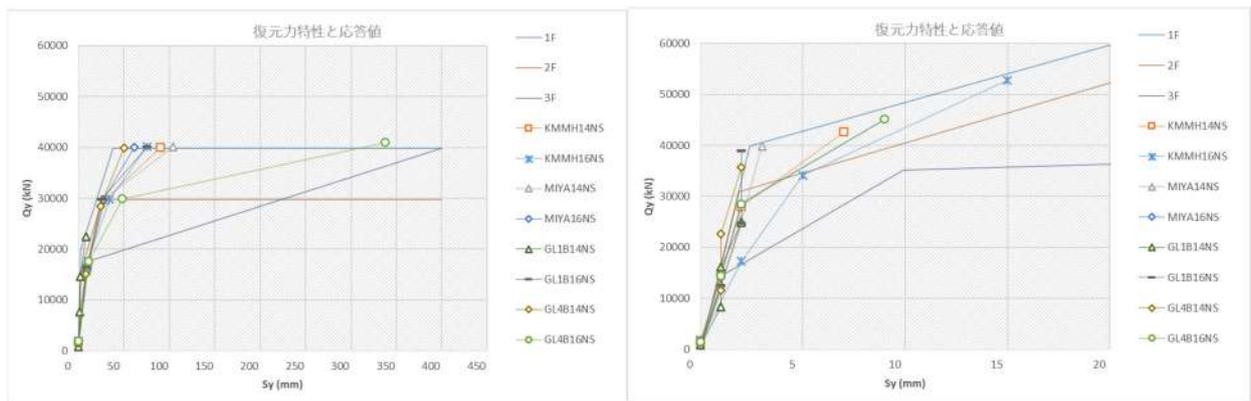


図 7.5.5.13.b Y方向 (NS) __SR10 モデルと__SR20 モデルの各階復元力特性と最大応答値

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、上部への入力が小さくなり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。

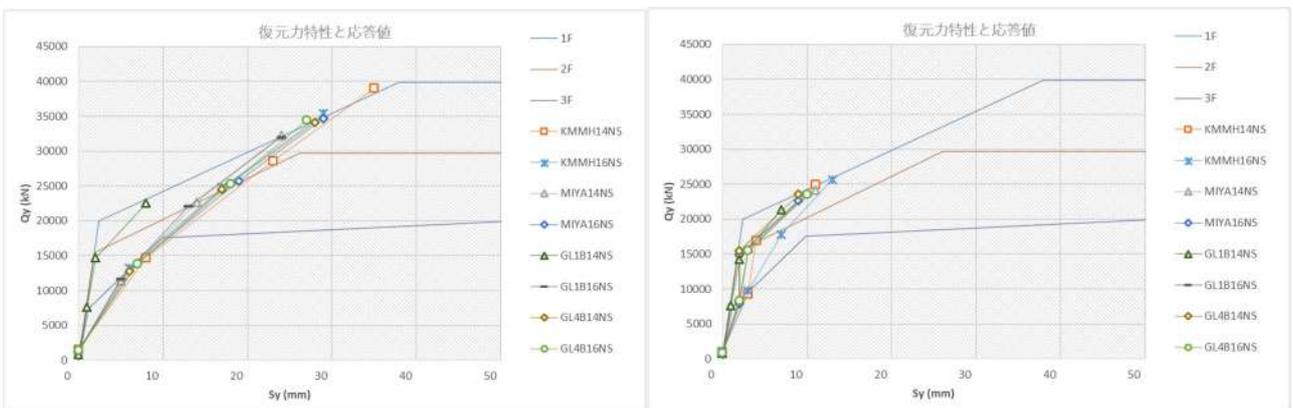


図 7.5.5.13.c Y方向 (NS) __SR10V05 モデルと__SR10V04 モデルの各階復元力特性と最大応答値

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。

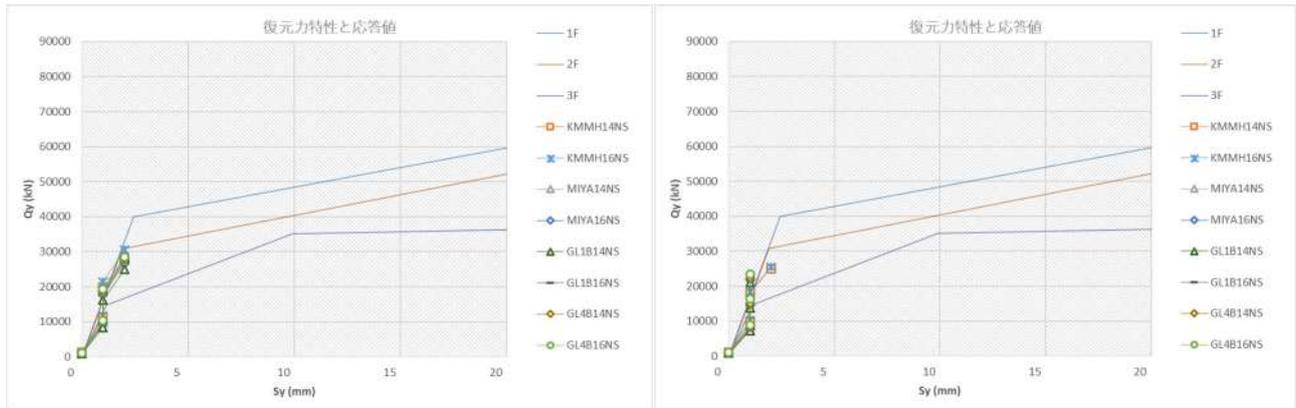


図 7.5.5.13.d Y方向 (NS) __SR20V05 モデルと__SR20V04 モデルの各階復元力特性と最大応答値

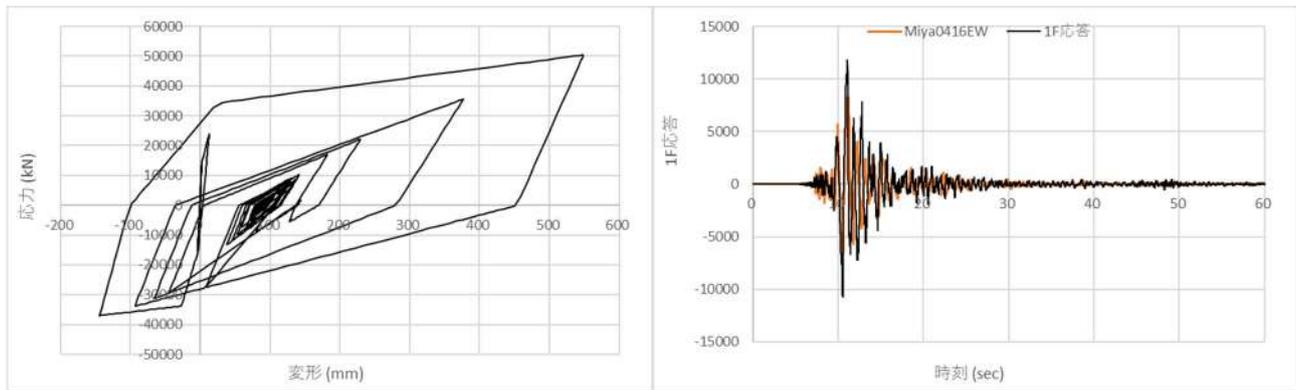


図 7.5.5.14.a X方向 (EW) __FX10 モデルの1階応力-変形関係と入力波 (No4b16EW) と観測波 miya

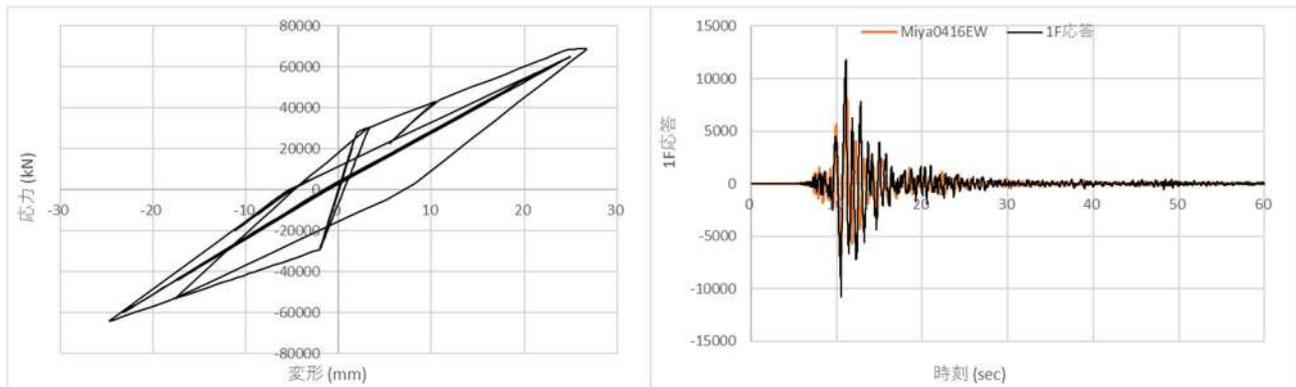


図 7.5.5.14.b X方向 (EW) __FX20 モデルの1階応力-変形関係と入力波 (No4b16EW) と観測波 miya

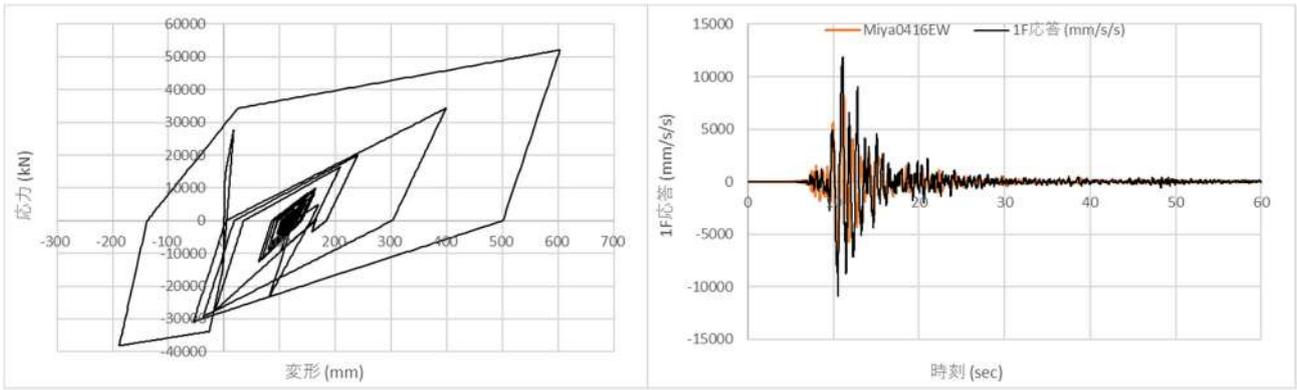


図 7.5.5.14.c X 方向 (EW) __SR10 モデルの 1 階応力-変形関係と 1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

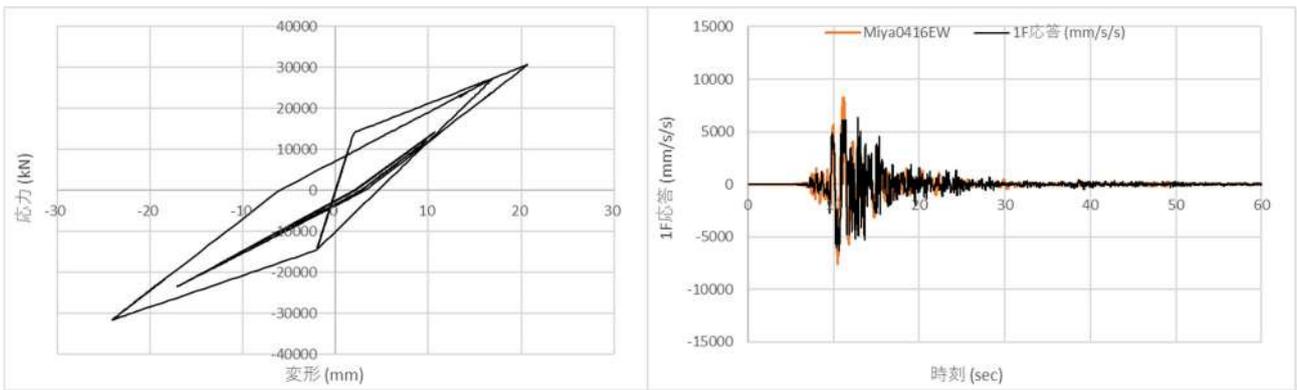


図 7.5.5.14.d X 方向 (EW) __SR10V05 モデルの 1 階応力-変形関係と 1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

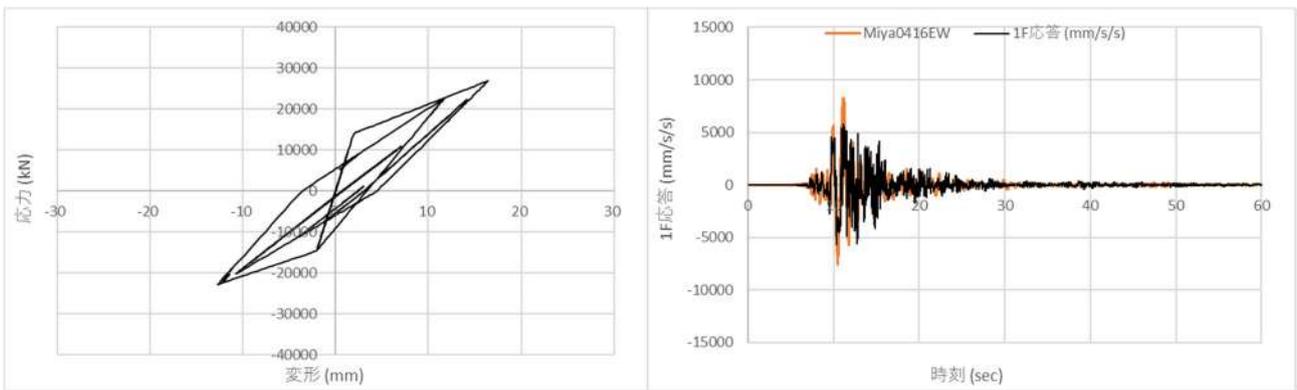


図 7.5.5.14.e X 方向 (EW) __SR10V04 モデルの 1 階応力-変形関係と 1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

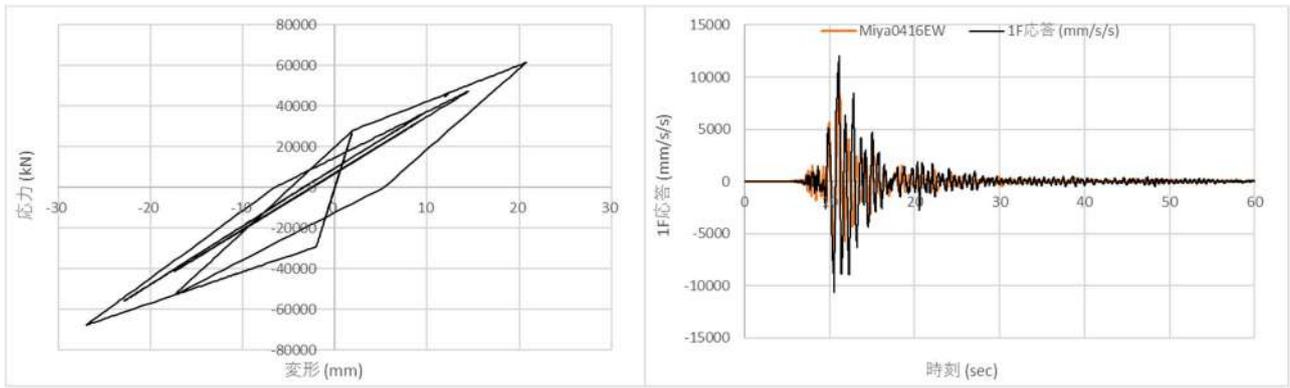


図 7.5.5.14.f X方向 (EW) __SR20 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

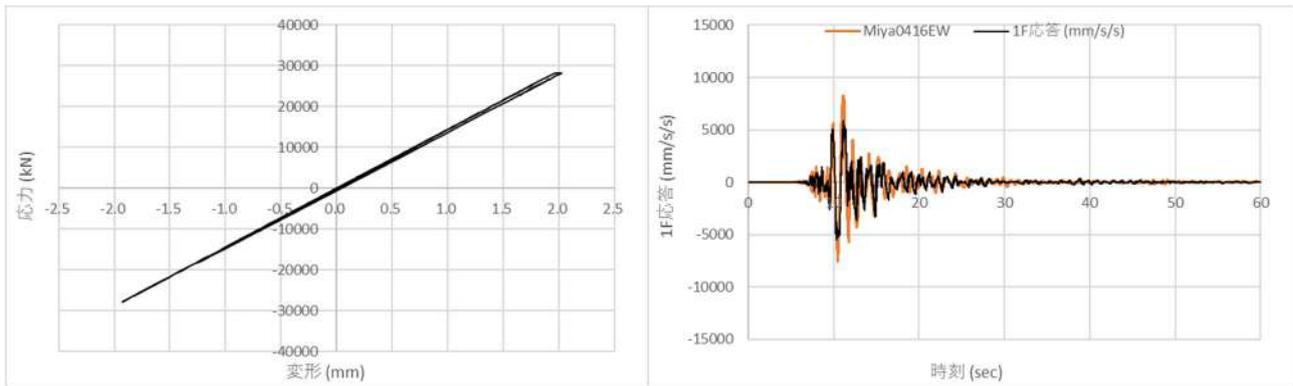


図 7.5.5.14.g X方向 (EW) __SR20V05 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

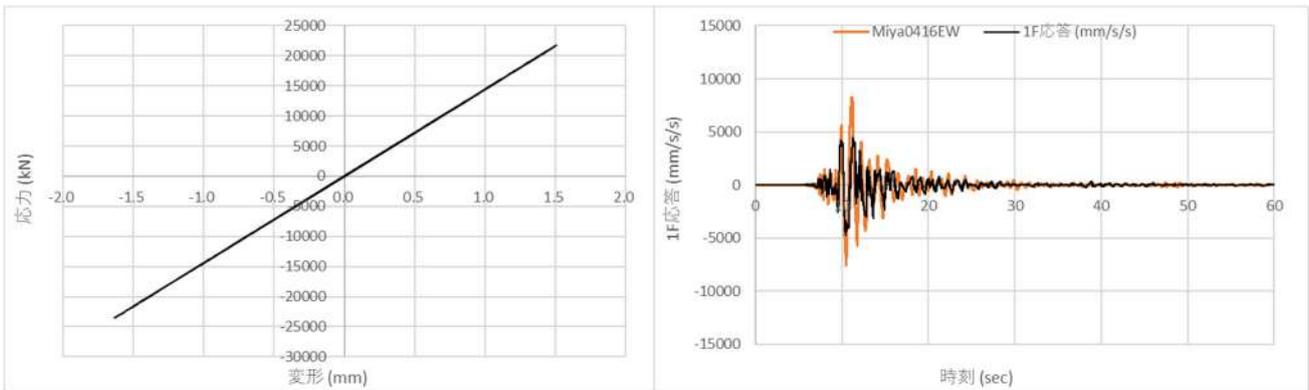


図 7.5.5.14.h X方向 (EW) __SR20V04 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16EW) と観測波 miya

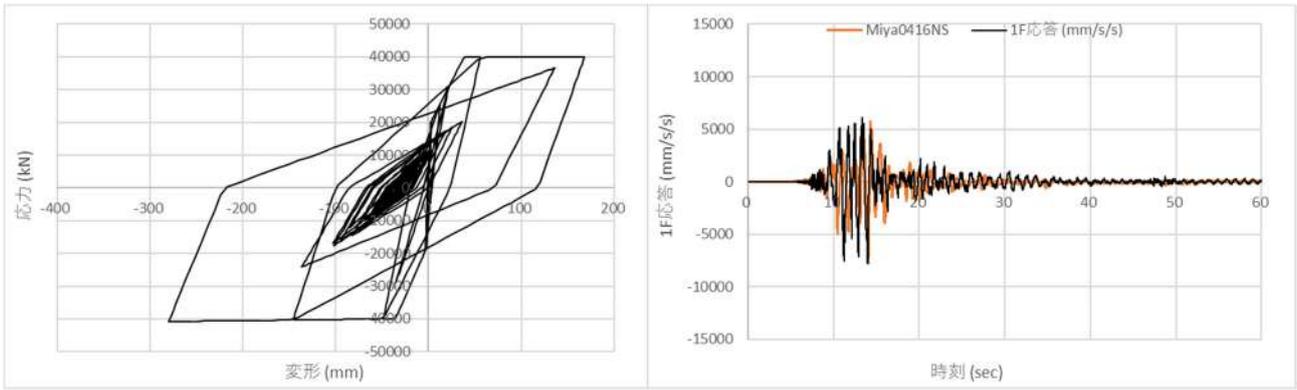


図 7.5.5.15.a Y方向 (NS) __FX10 モデルの1階応力-変形関係と入力波 (No4b16NS) と観測波 miya

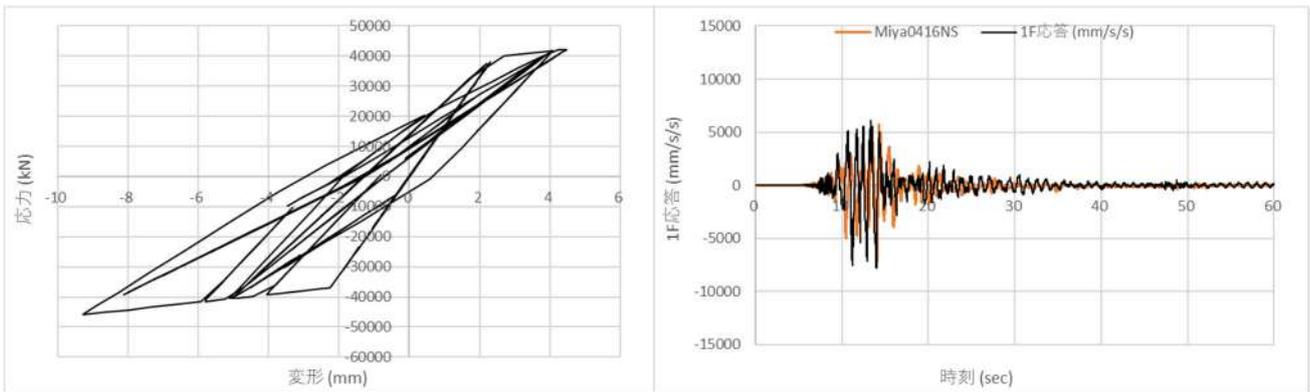


図 7.5.5.15.b Y方向 (NS) __FX20 モデルの1階応力-変形関係と入力波 (No4b16NS) と観測波 miya

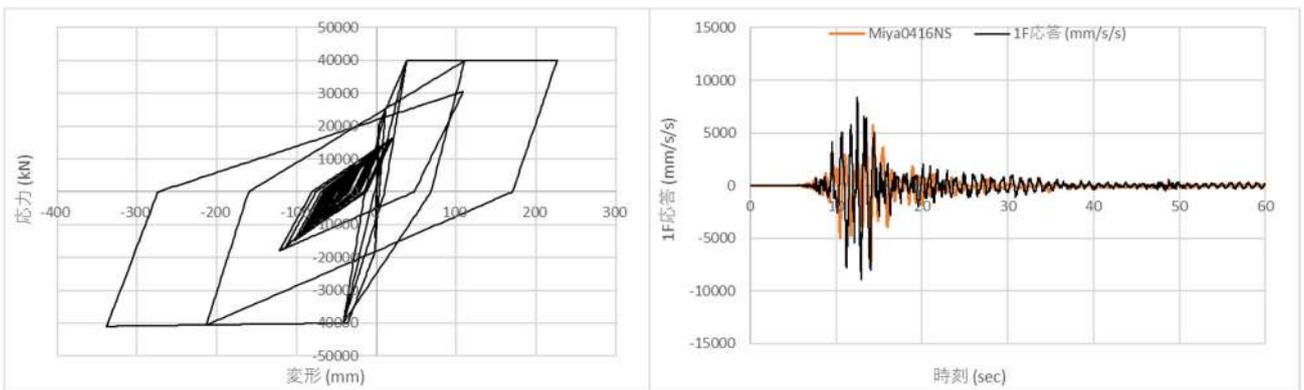


図 7.5.5.15.c Y方向 (NS) __SR10 モデルの1階応力-変形関係と入力波 (No4b16NS) と観測波 miya

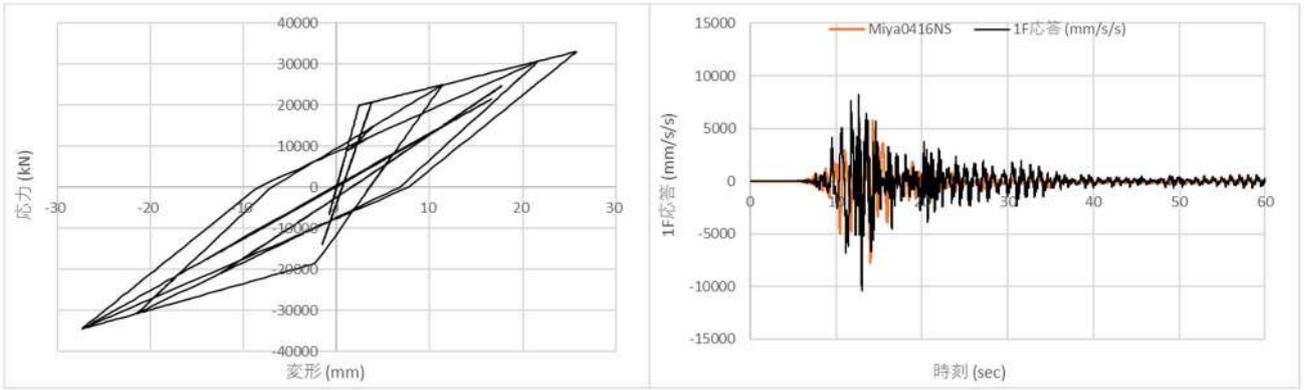


図 7.5.5.15.d Y方向 (NS) __SR10V05 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16NS) と観測波 miya

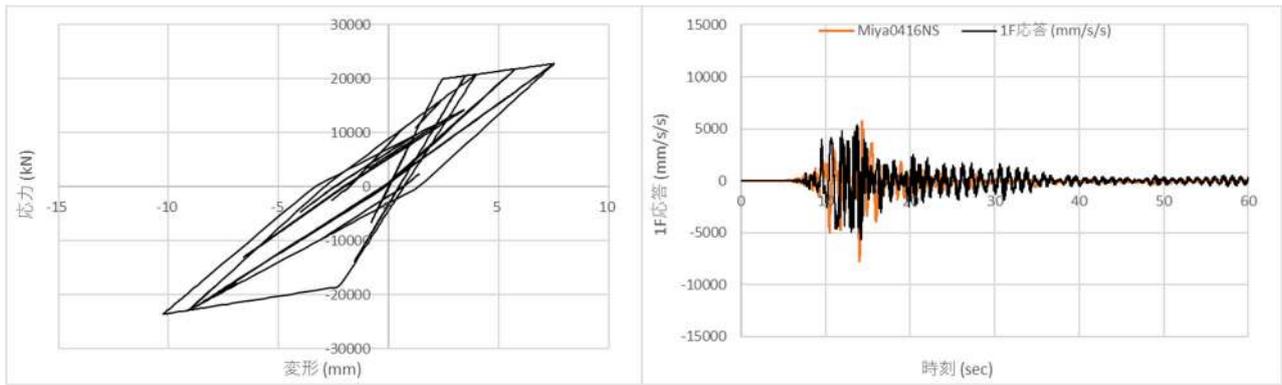


図 7.5.5.15.e Y方向 (NS) __SR10V04 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16NS) と観測波 miya

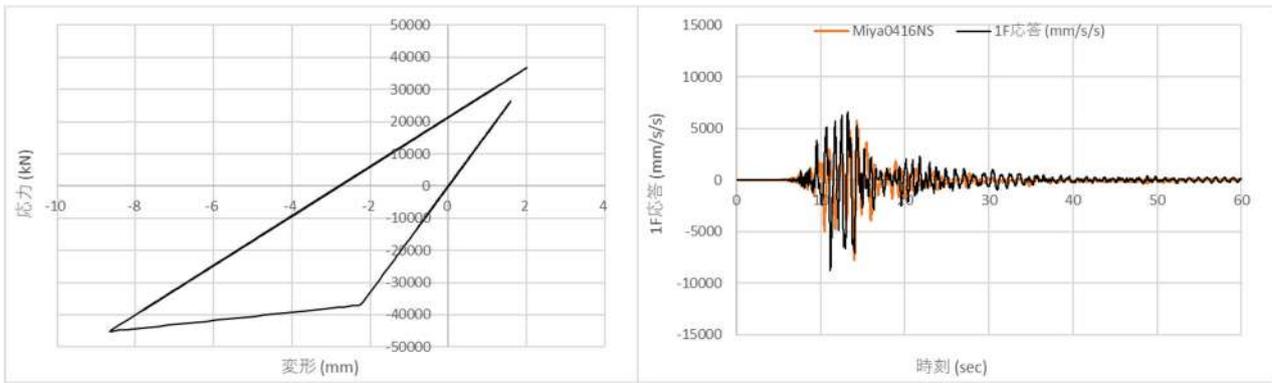


図 7.5.5.15.f Y方向 (NS) __SR20 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16NS) と観測波 miya

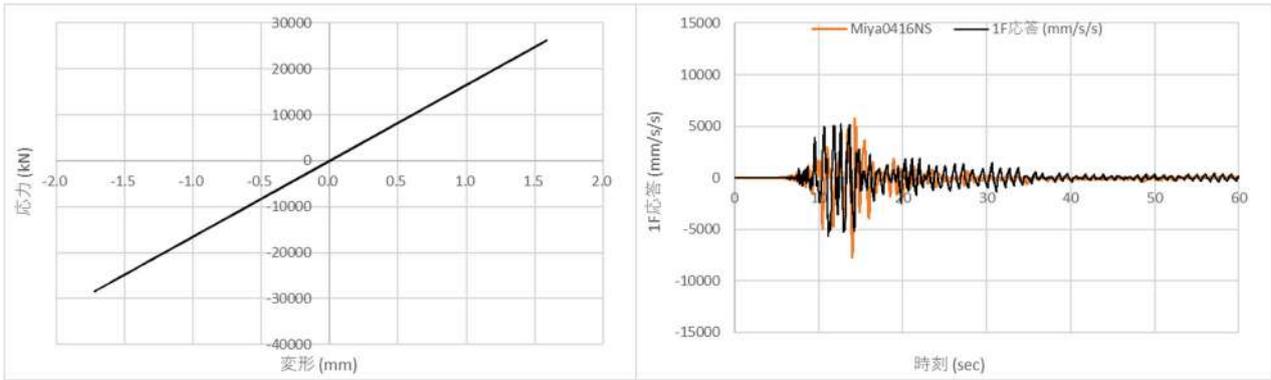


図 7.5.5.15.g Y方向 (NS) __SR20V05 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16NS) と観測波 miya

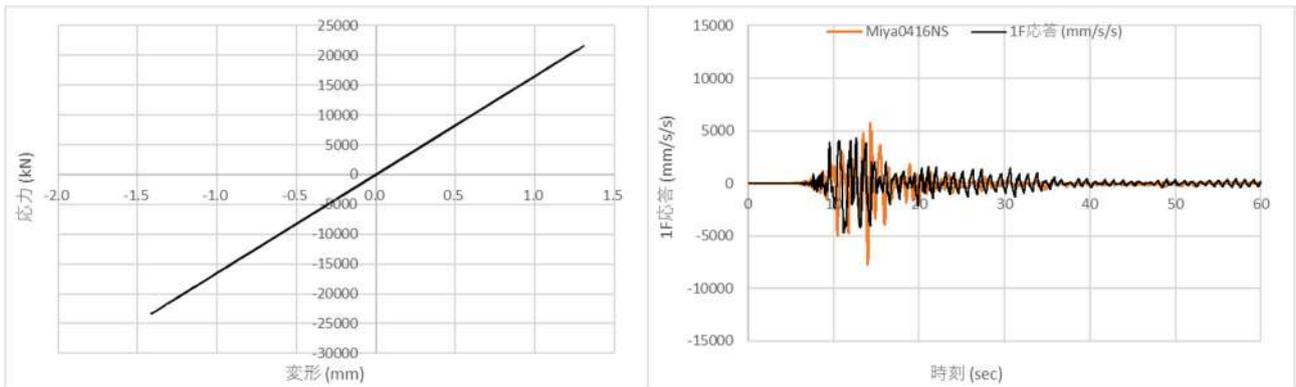


図 7.5.5.15.h Y方向 (NS) __SR20V04 モデルの1階応力-変形関係と1F 応答波 (No4b16NS) と観測波 miya

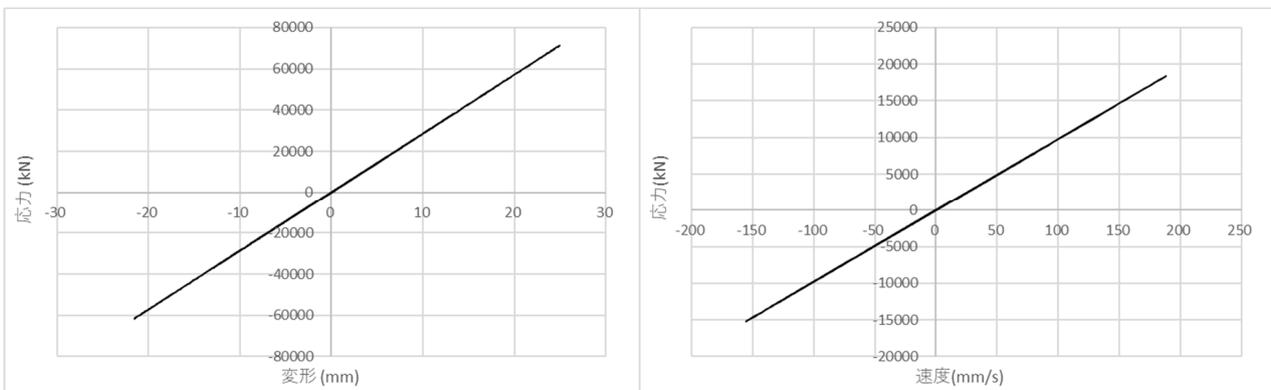


図 7.5.5.16.a X方向 (EW) __SR10 モデルのスイバ[®]変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_EW_4/16)

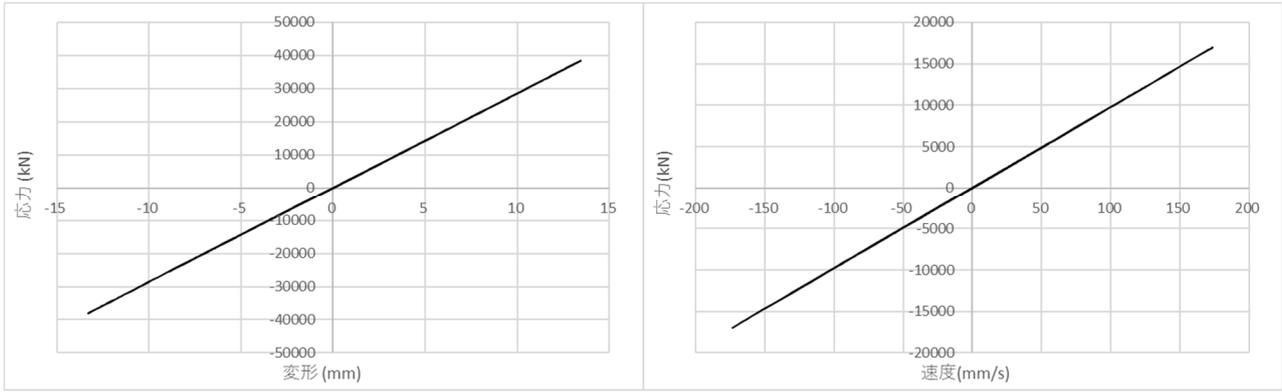


図 7.5.5.16. b X 方向 (EW) __SR10V05 モデルのスイハバ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (GL4b_16EW)

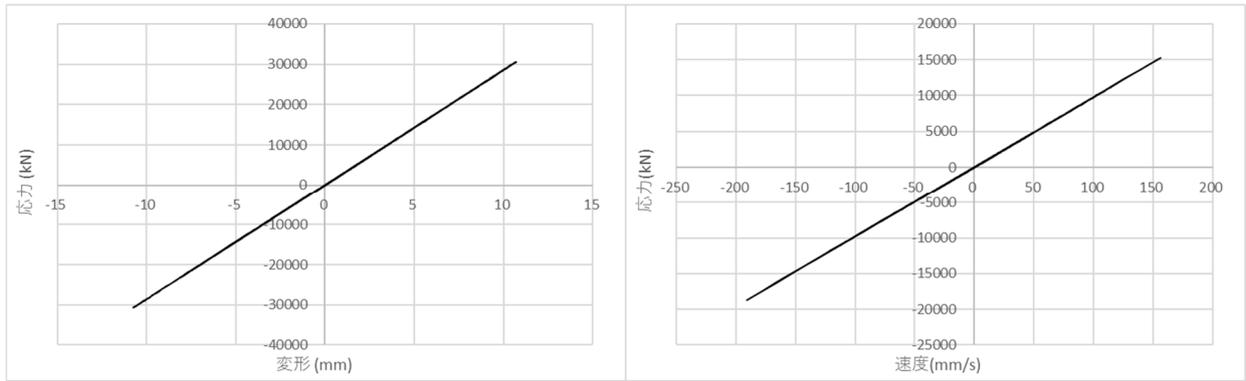


図 7.5.5.16. c X 方向 (EW) __SR10V04 モデルのスイハバ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16EW)

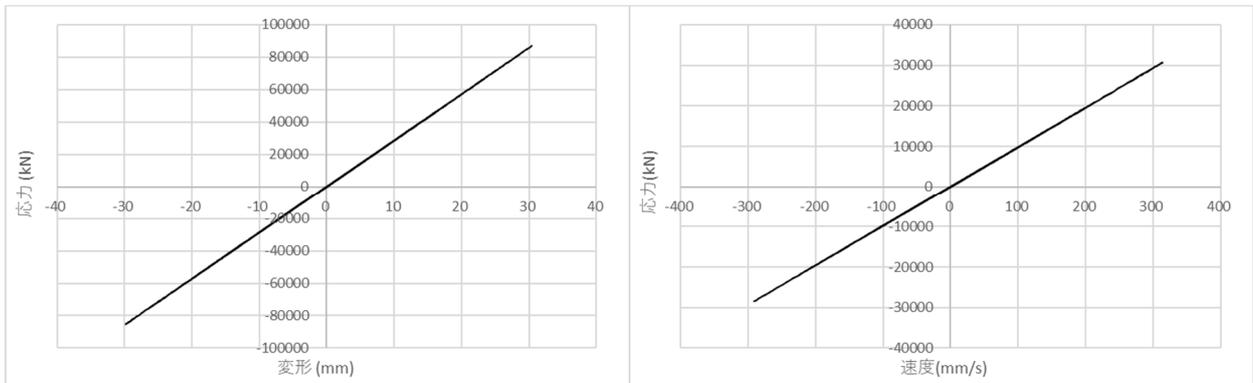


図 7.5.5.16. d X 方向 (EW) __SR20 モデルのスイハバ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16EW)

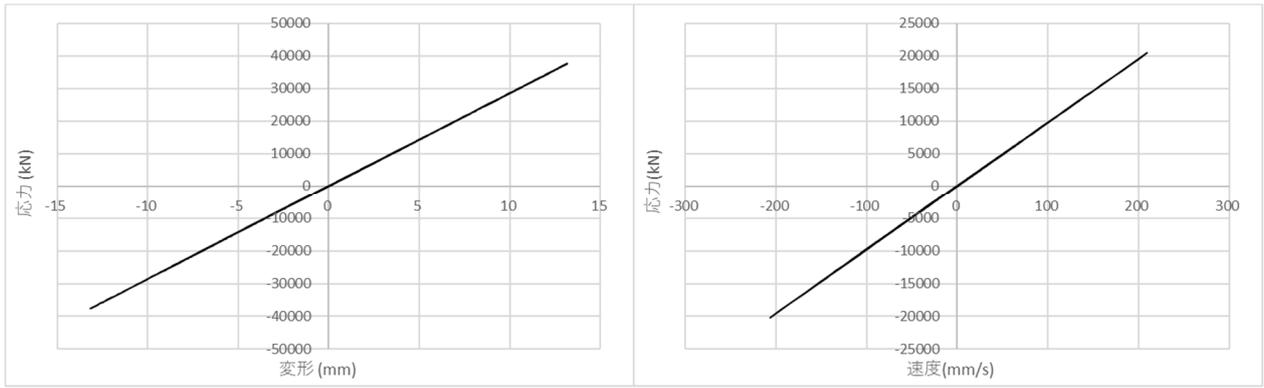


図 7.5.5.16.e X方向(EW) __SR20V05 モデルのスイハバネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16EW)

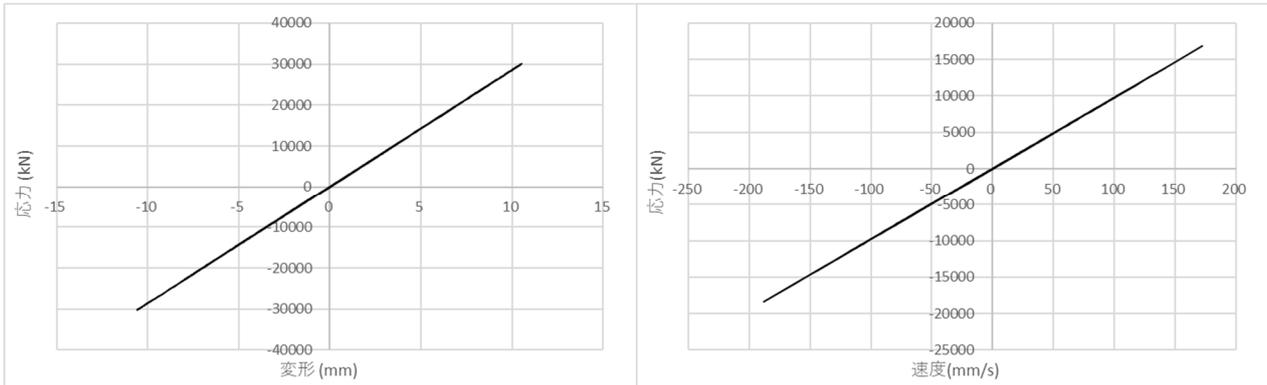


図 7.5.5.16.f X方向 (EW) __SR20V04 モデルのスイハバネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16EW)

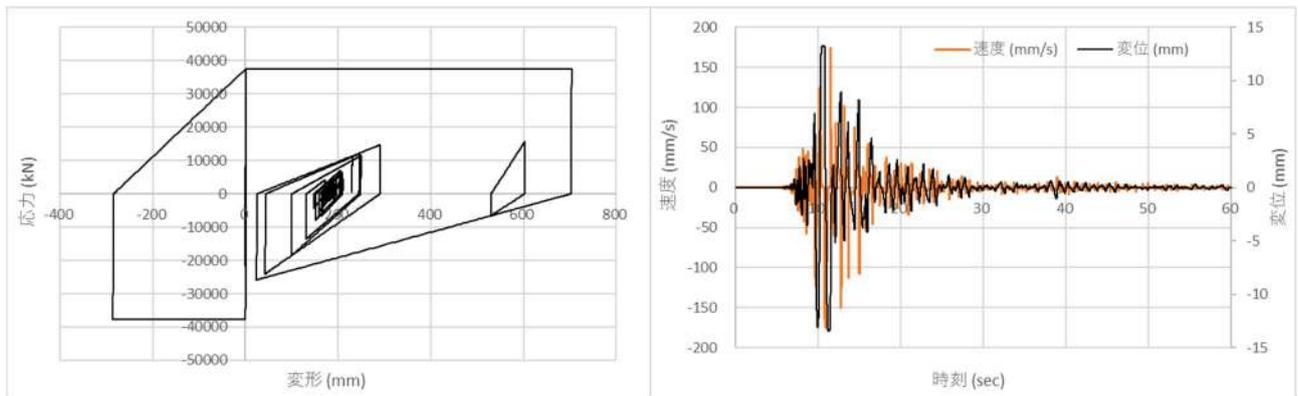


図 7.5.5.16.g X方向 __SR10V05 モデルの剛塑性バネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16EW)

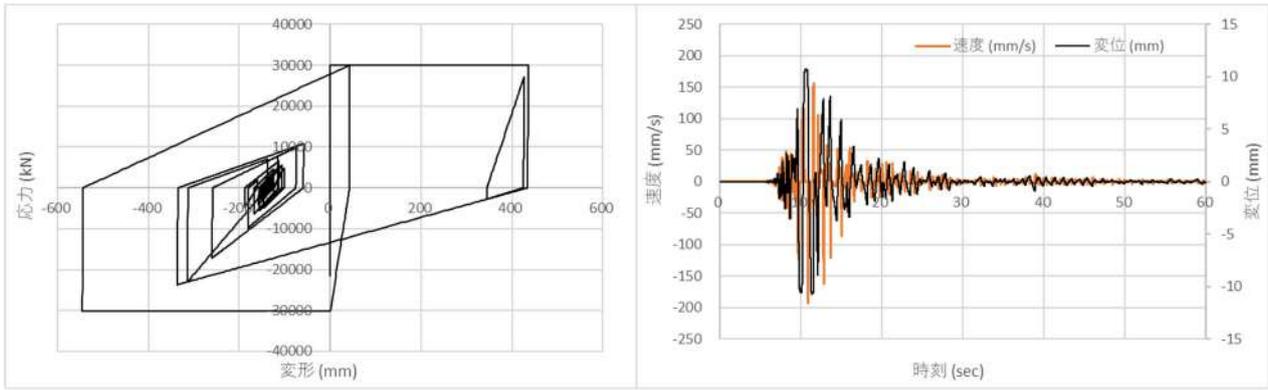


図 7.5.5.16.h X方向__SR10V04 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16EW)

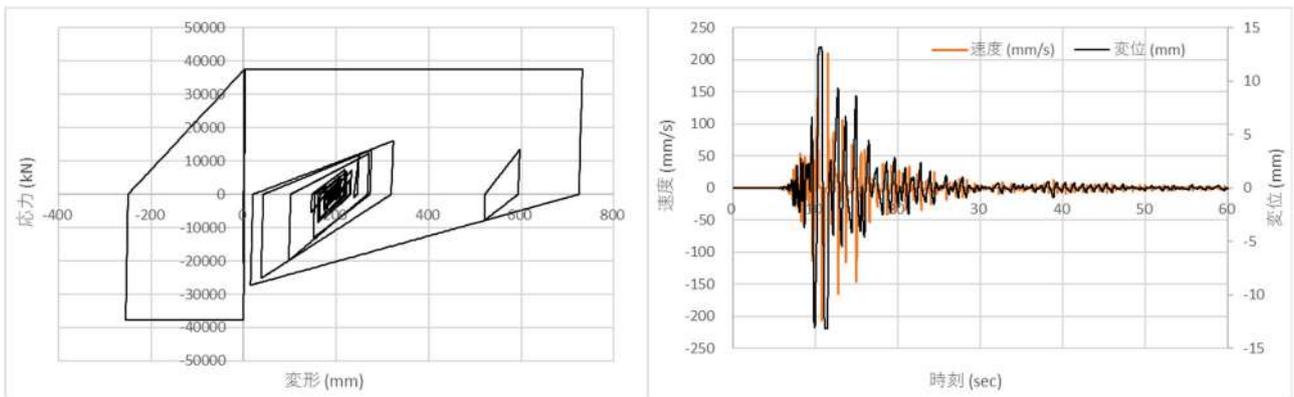


図 7.5.5.16.i X方向__SR20V05 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16EW)

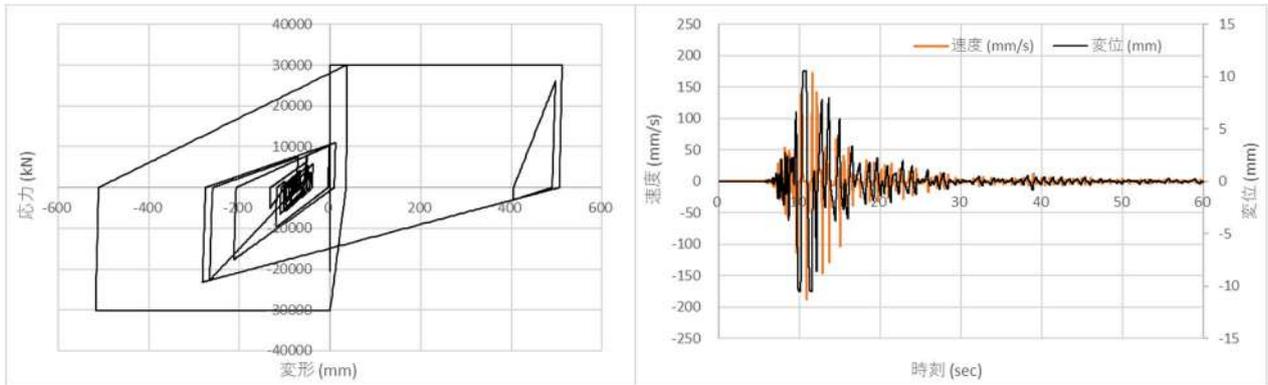


図 7.5.5.16.j X方向__SR20V04 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16EW)

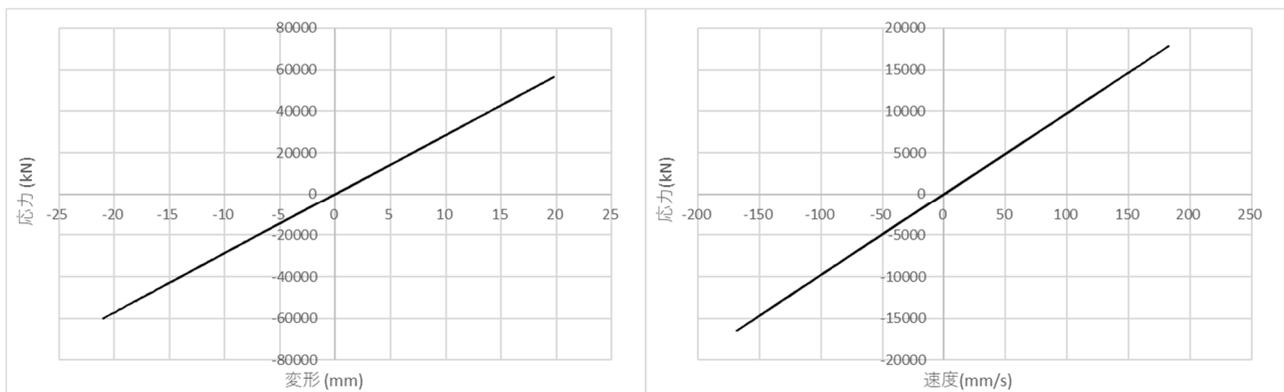


図 7.5.5.17.a Y方向 (NS) __SR10 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

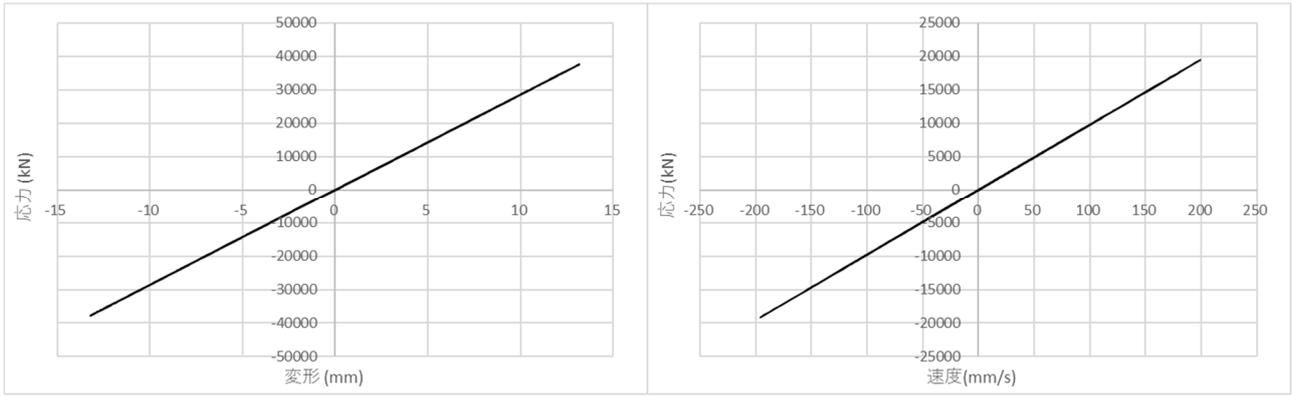


図 7.5.5.17. b Y 方向 (NS) __SR10V05 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

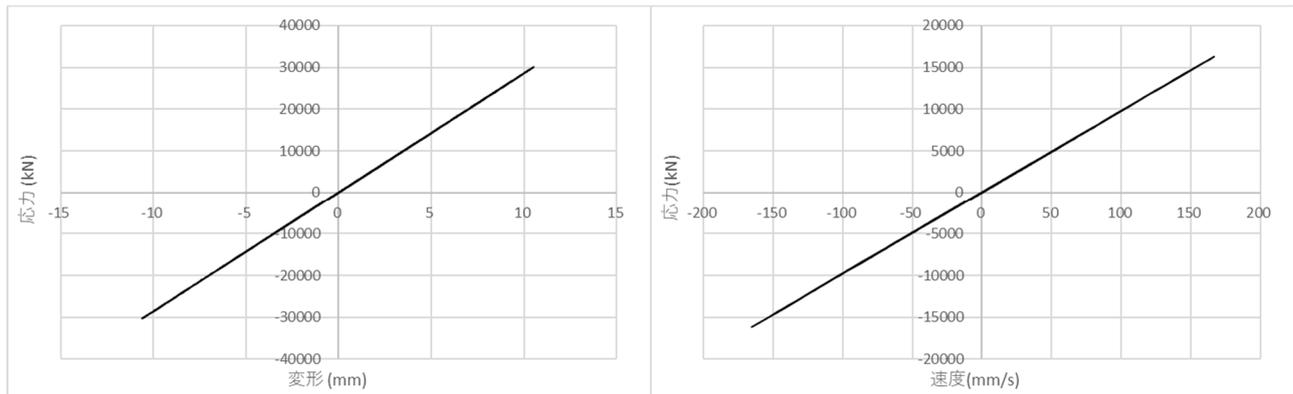


図 7.5.5.17. c Y 方向 (NS) __SR10V04 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

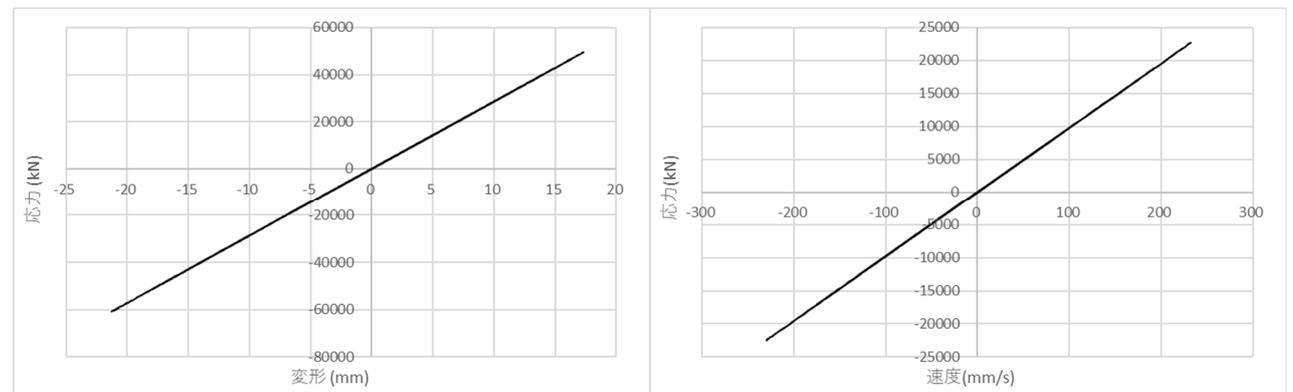


図 7.5.5.17. d Y 方向 (NS) __SR20 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

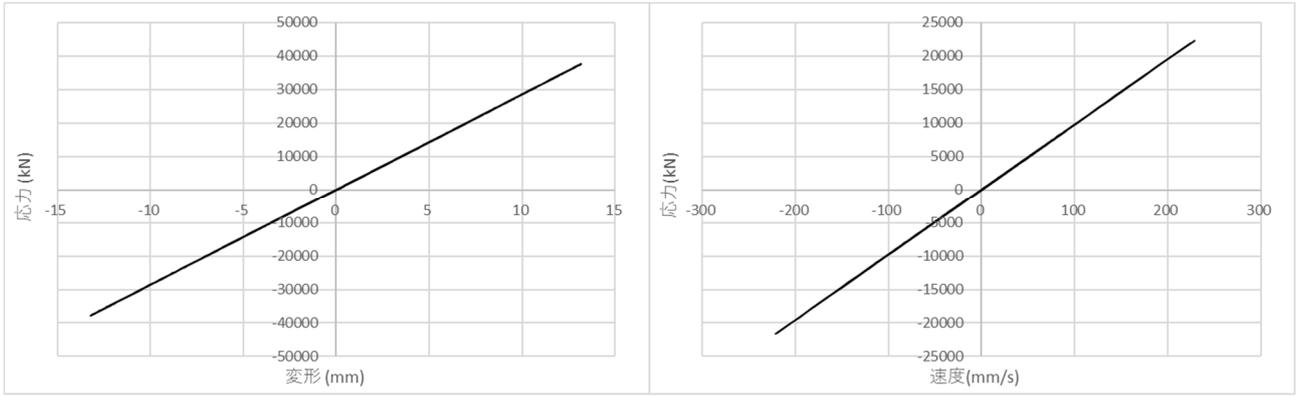


図 7.5.5.17.e Y方向(NS) __SR20V05 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

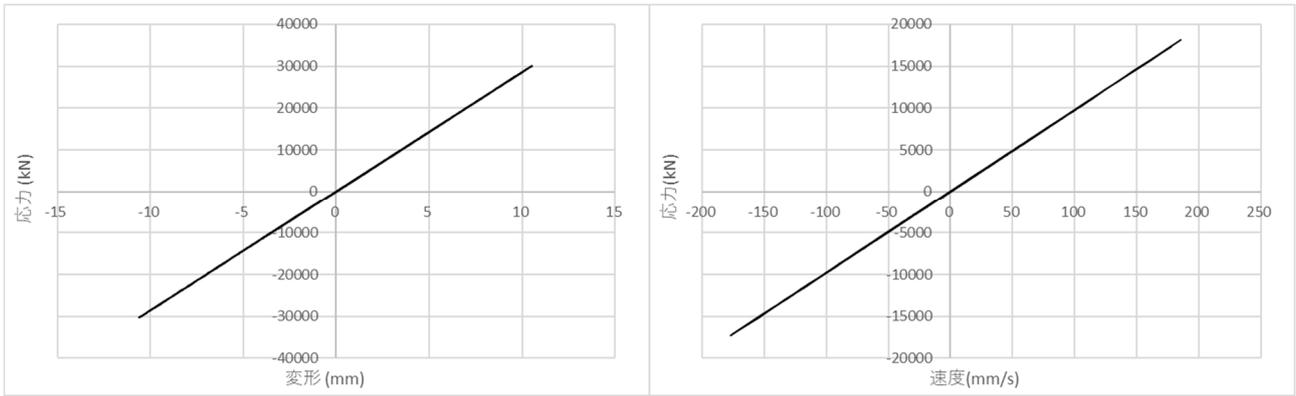


図 7.5.5.17.f Y方向(NS) __SR20V04 モデルのスイハネ変形-応力とダッシュポット速度-応力関係 (No4b_16NS)

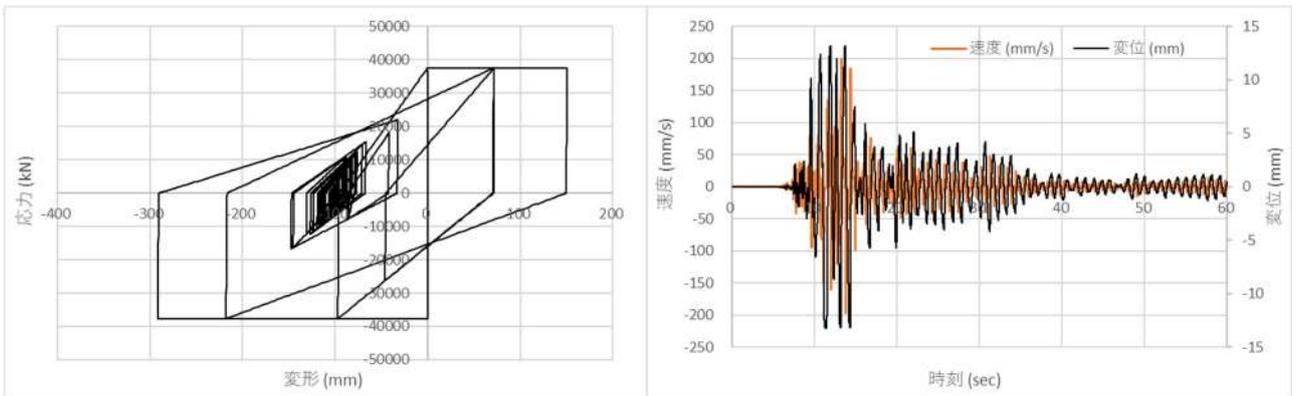


図 7.5.5.17.g Y方向 __SR10V05 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16NS)

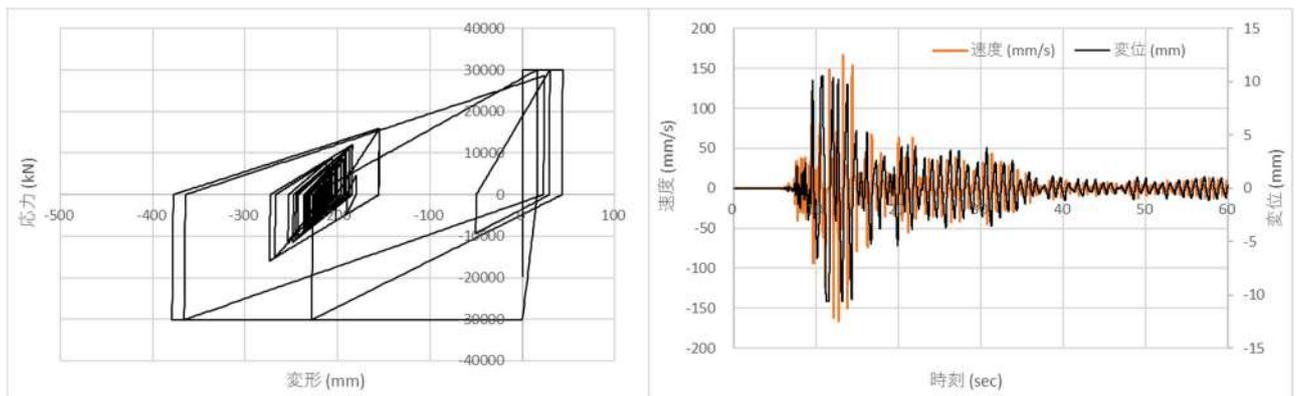


図 7.5.5.17.h Y方向 __SR10V04 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16NS)

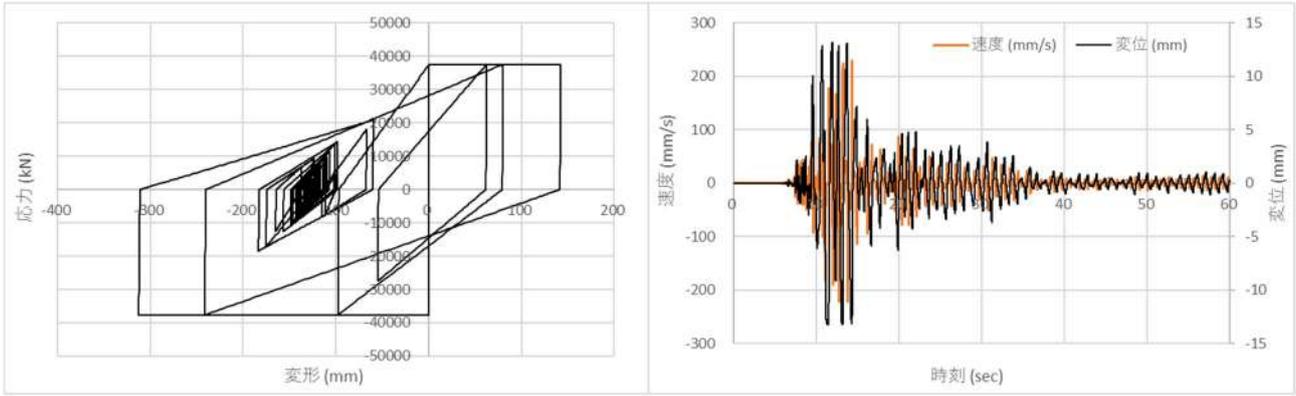


図 7.5.5.17. i Y方向_SR20V05 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16NS)

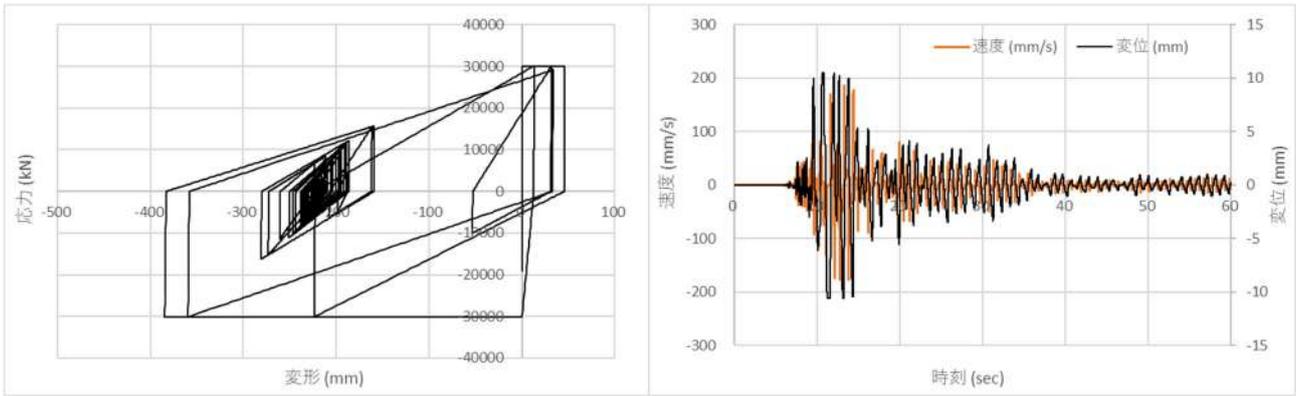


図 7.5.5.17. j Y方向_SR20V04 モデルの剛塑性ハネ変形-応力とダッシュポット速度-変位応答 (No4b_16NS)

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。

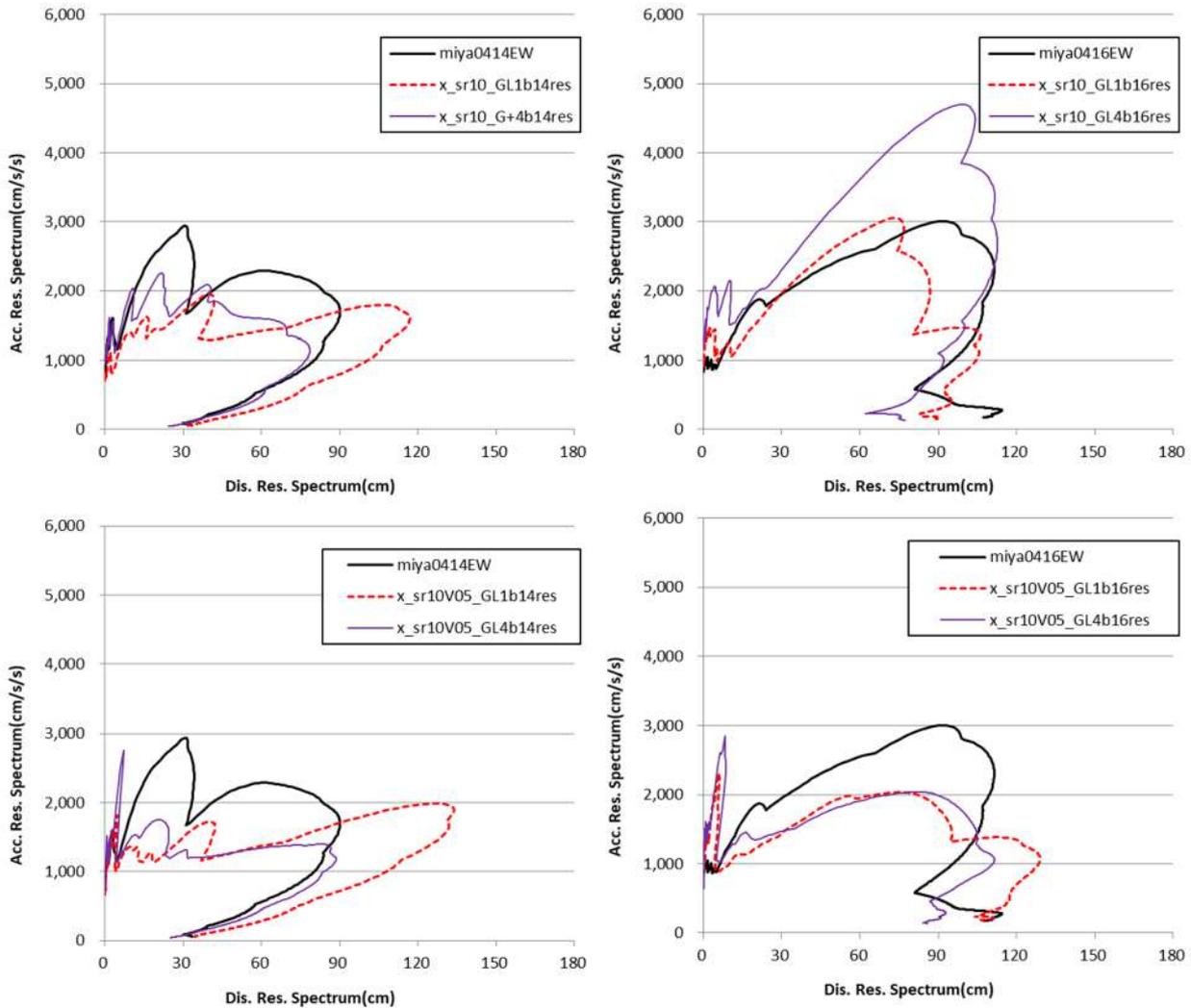


図 7.5.5.18 1 階床の応答スペクトル (宮園観測波との比較)

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	載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載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載荷不能）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。

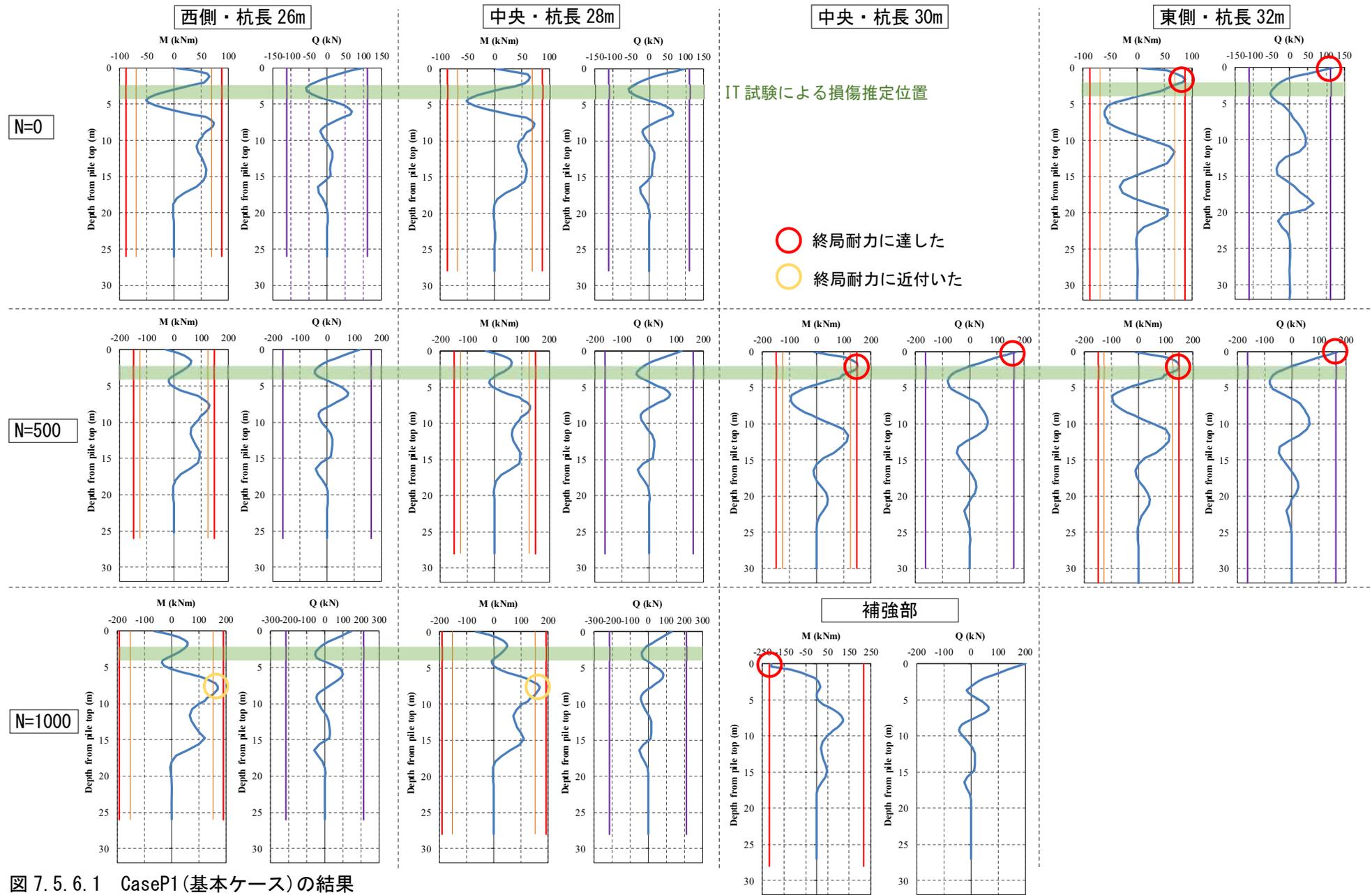


図 7.5.6.1 CaseP1 (基本ケース) の結果

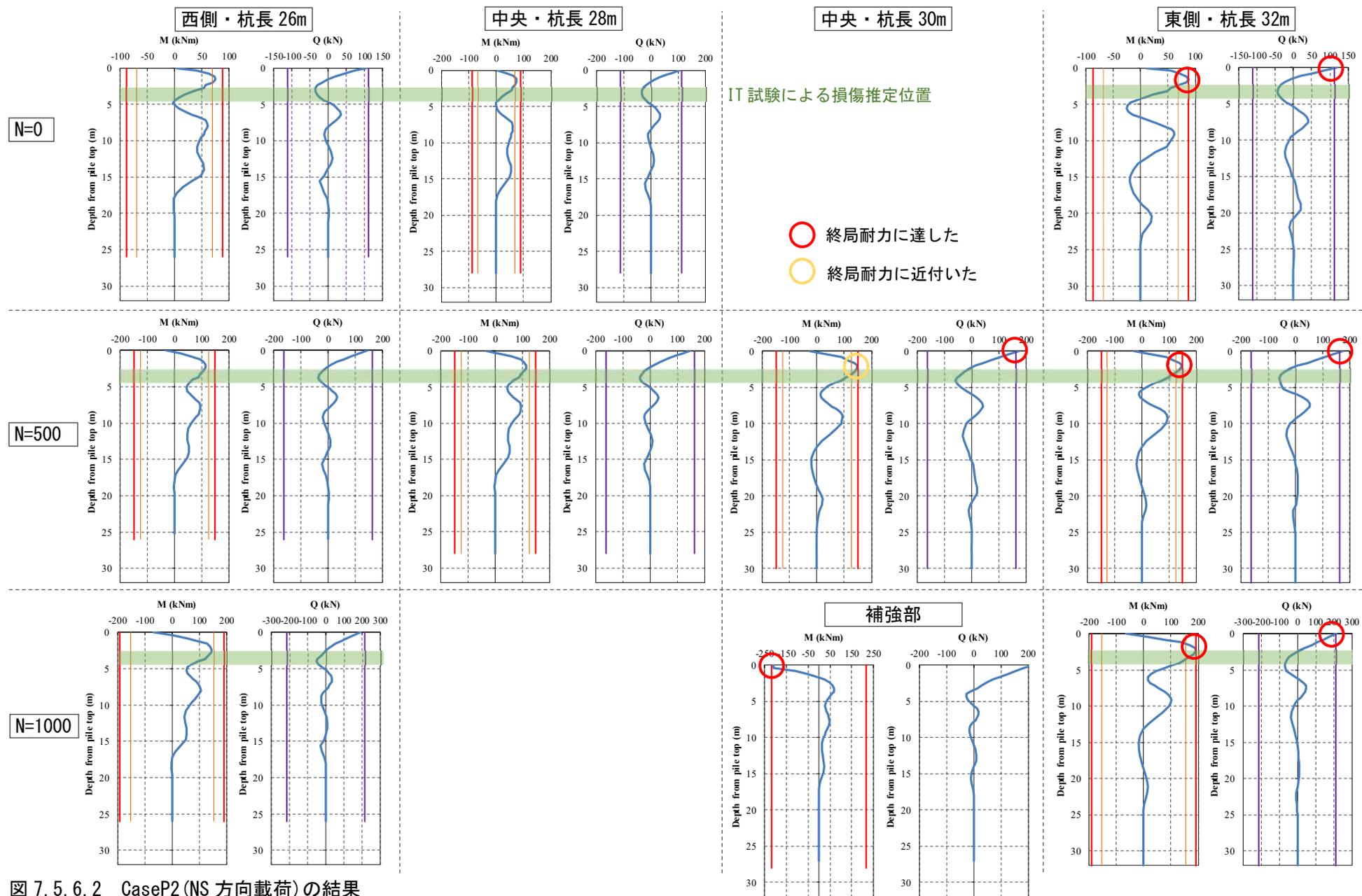
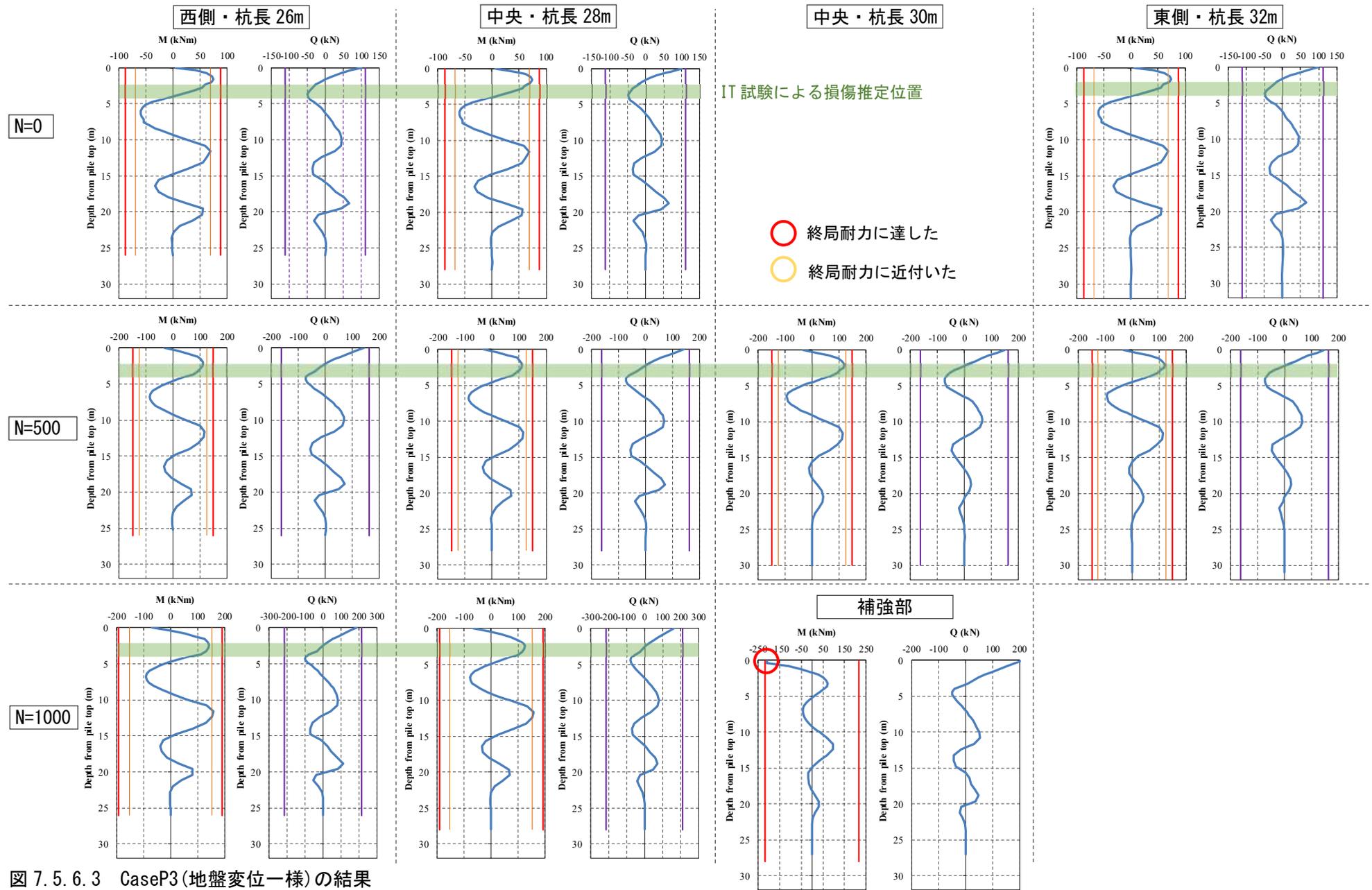


図 7.5.6.2 CaseP2 (NS 方向載荷) の結果



7-282

図 7.5.6.3 CaseP3 (地盤変位一様) の結果

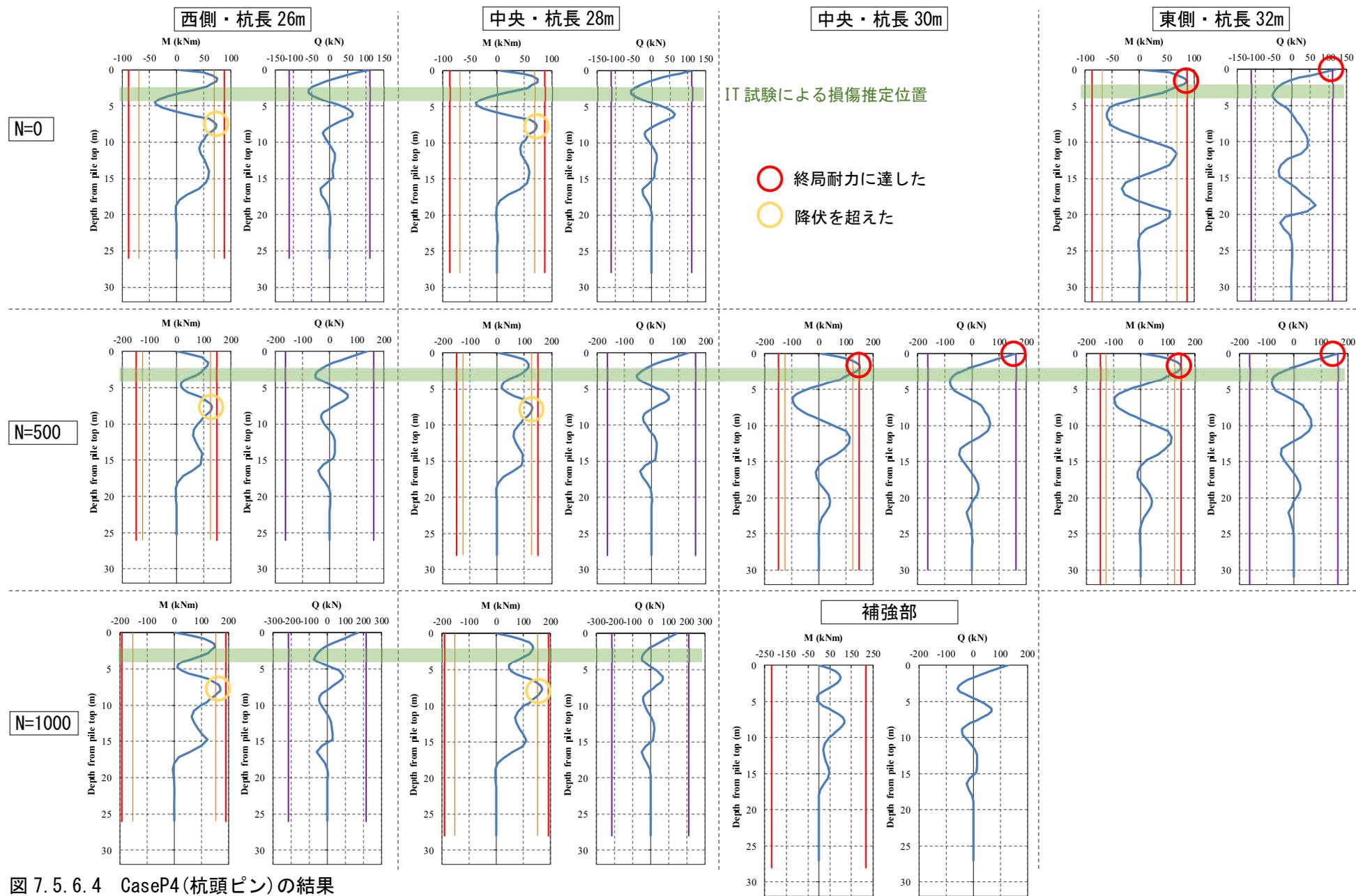


図 7.5.6.4 CaseP4(杭頭ピン)の結果

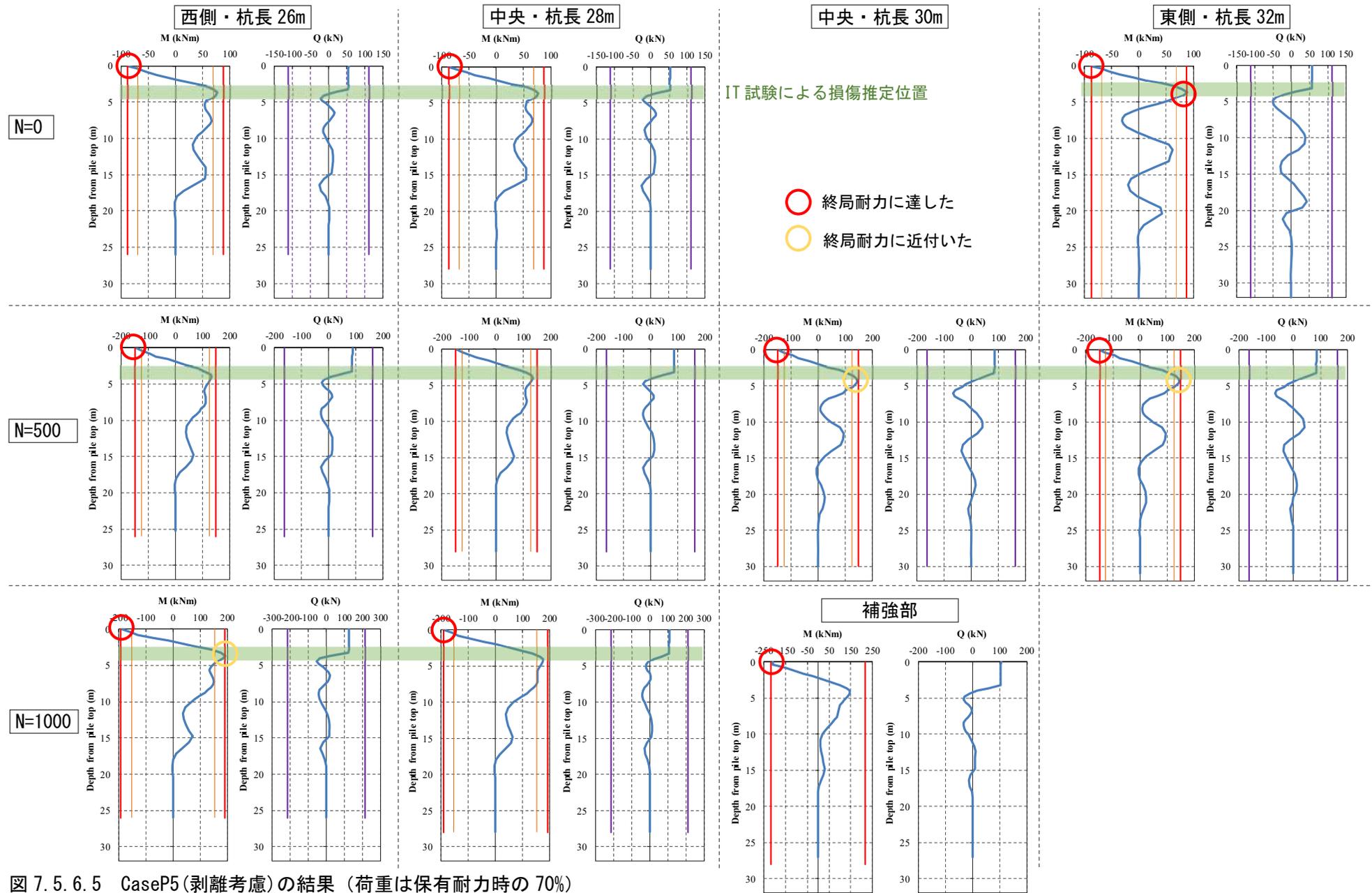


図 7.5.6.5 CaseP5(剥離考慮)の結果 (荷重は保有耐力時の70%)

(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 、およびインティグリティ(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。

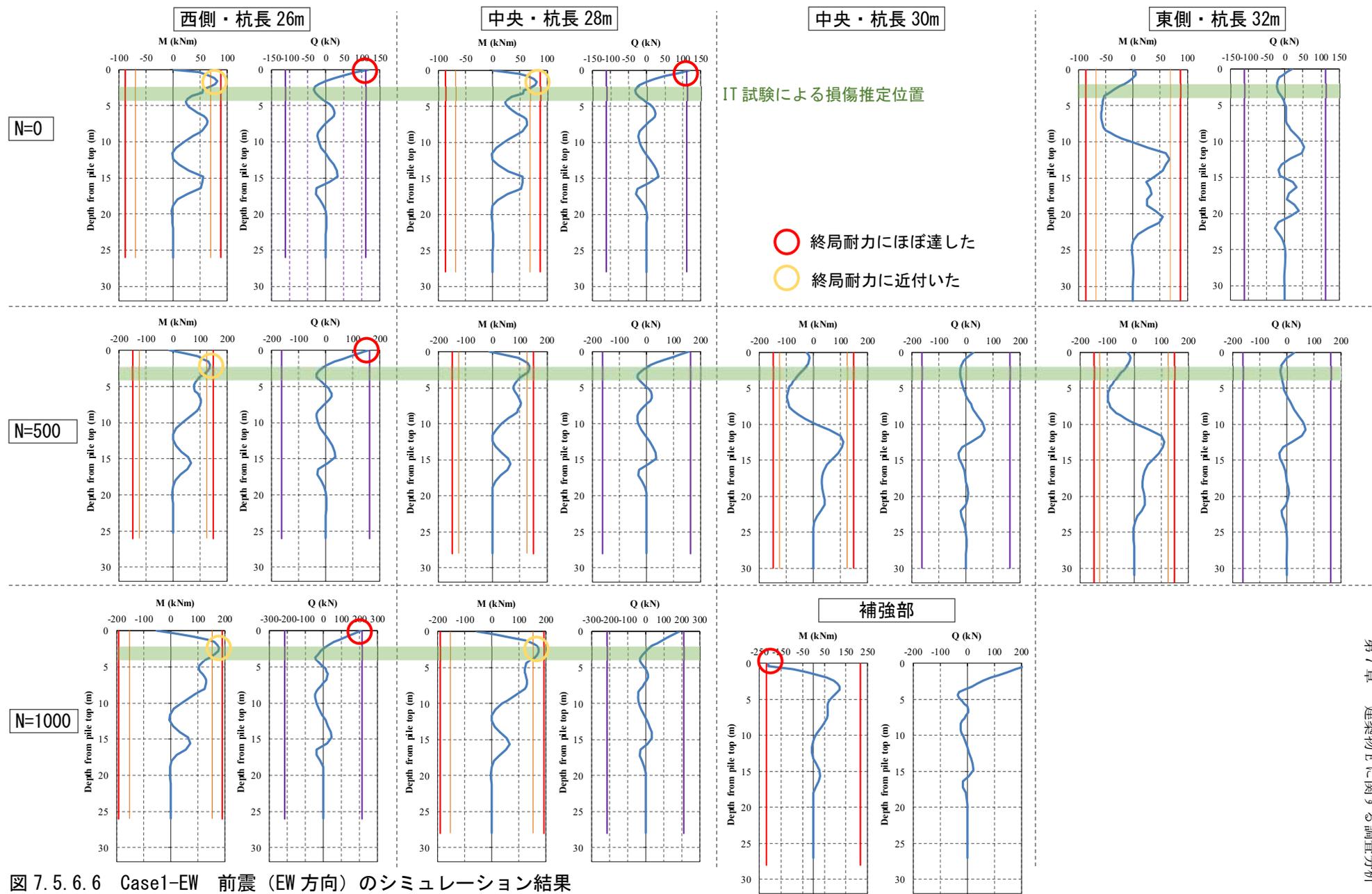


図 7.5.6.6 Case1-EW 前震 (EW 方向) のシミュレーション結果

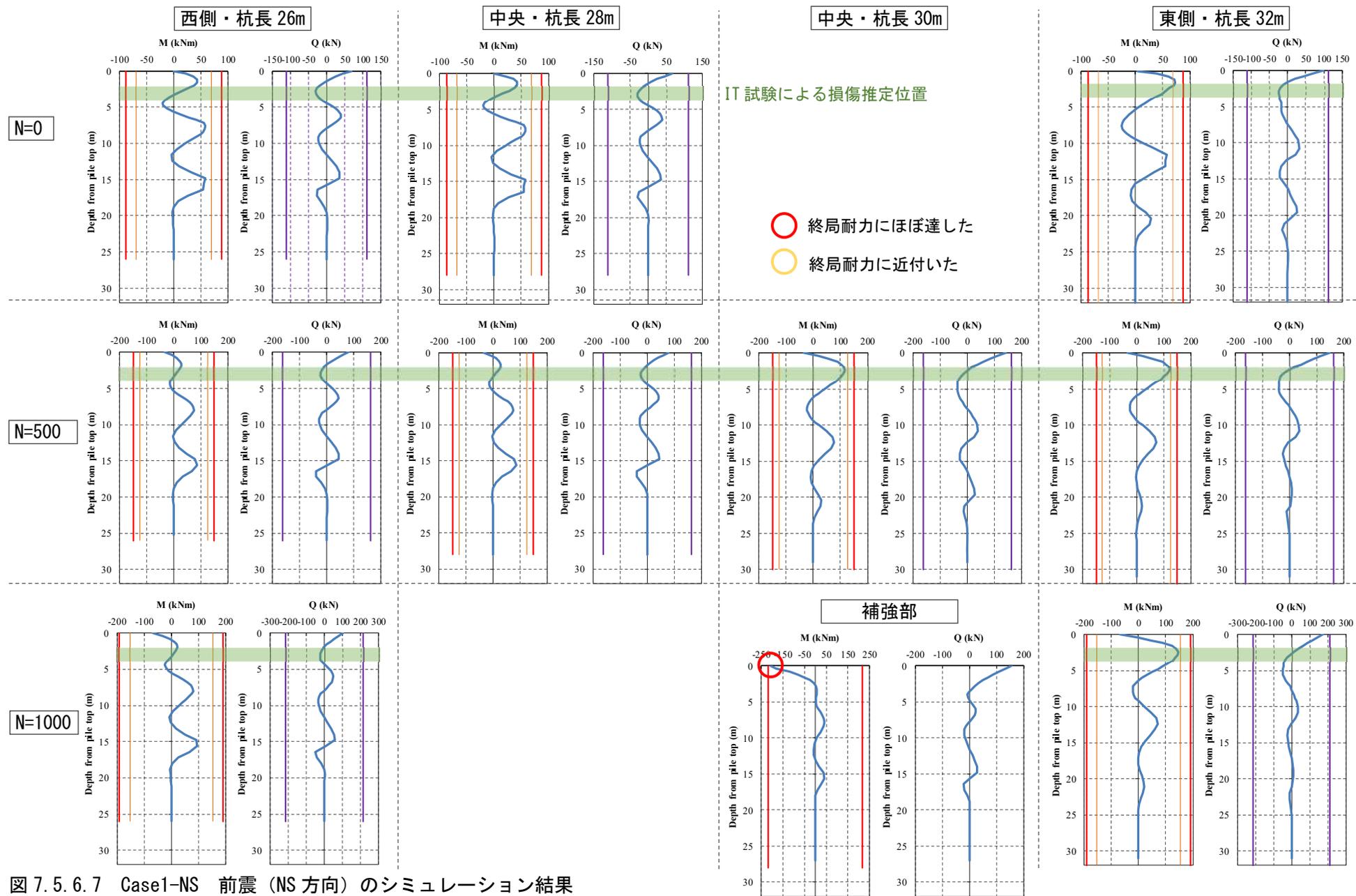


図 7.5.6.7 Case1-NS 前震 (NS 方向) のシミュレーション結果

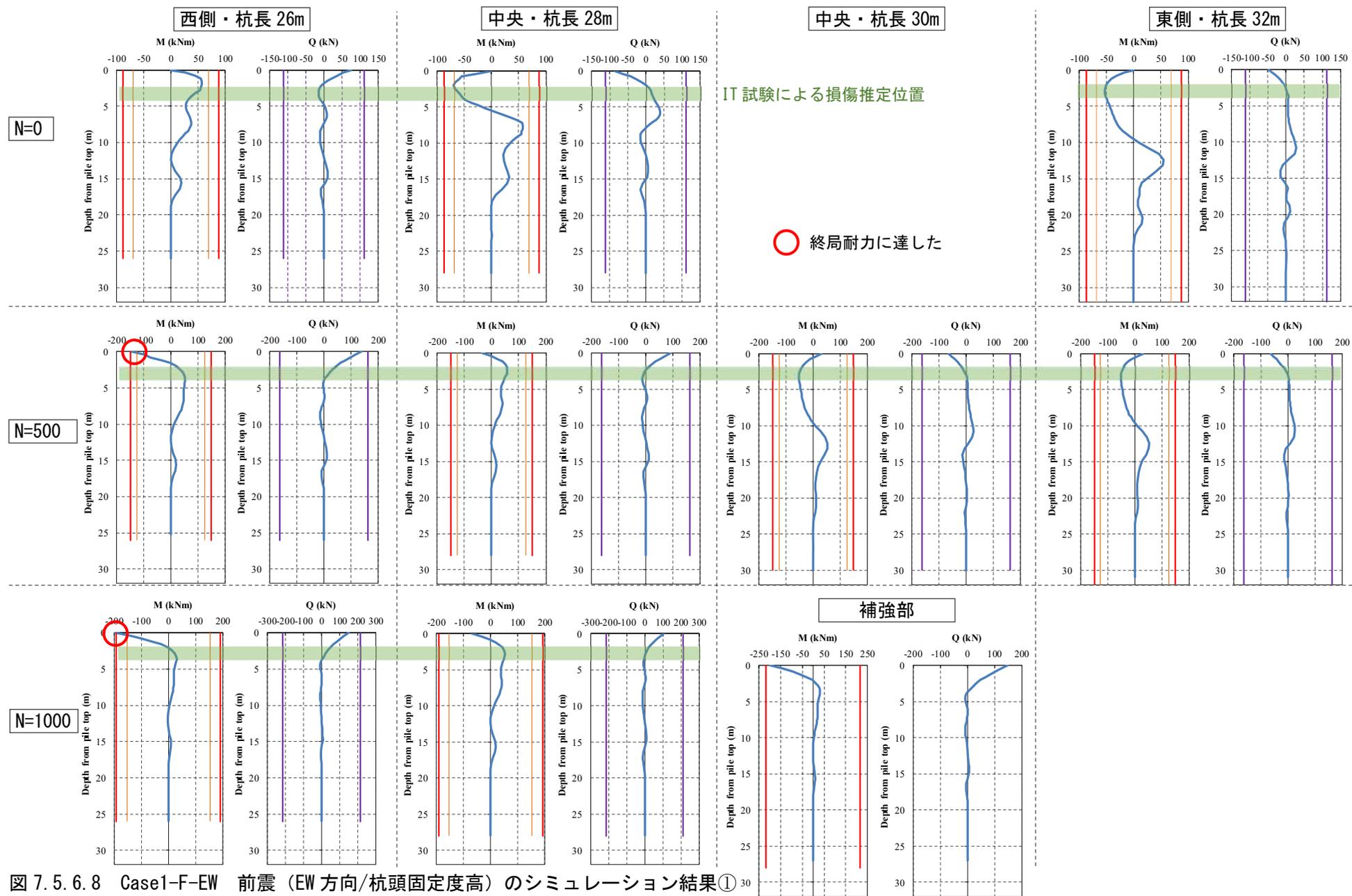


図 7.5.6.8 Case1-F-EW 前震 (EW 方向/杭頭固定度高) のシミュレーション結果①

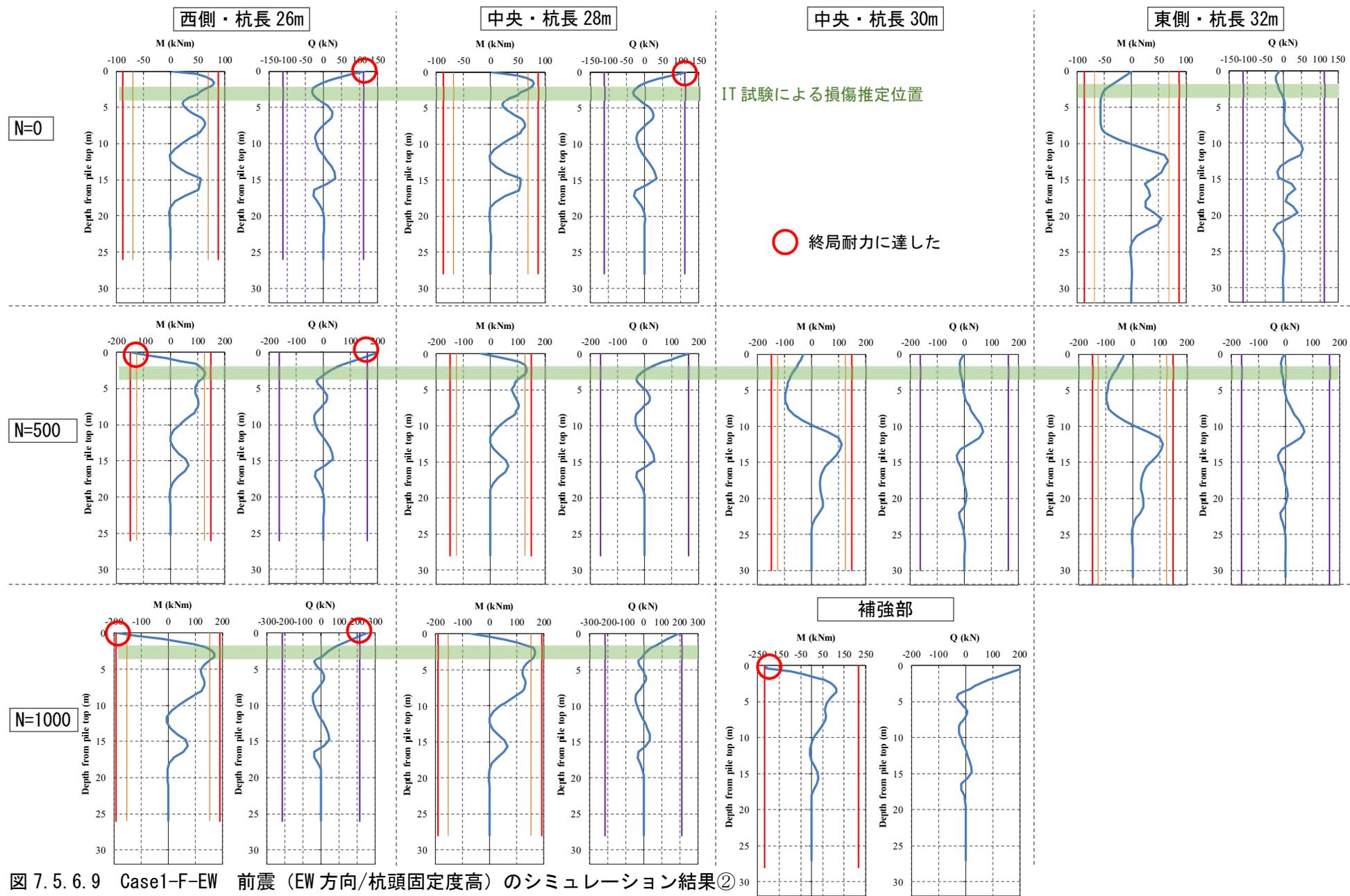


図 7.5.6.9 Case1-F-EW 前震 (EW 方向/杭頭固定度高) のシミュレーション結果②

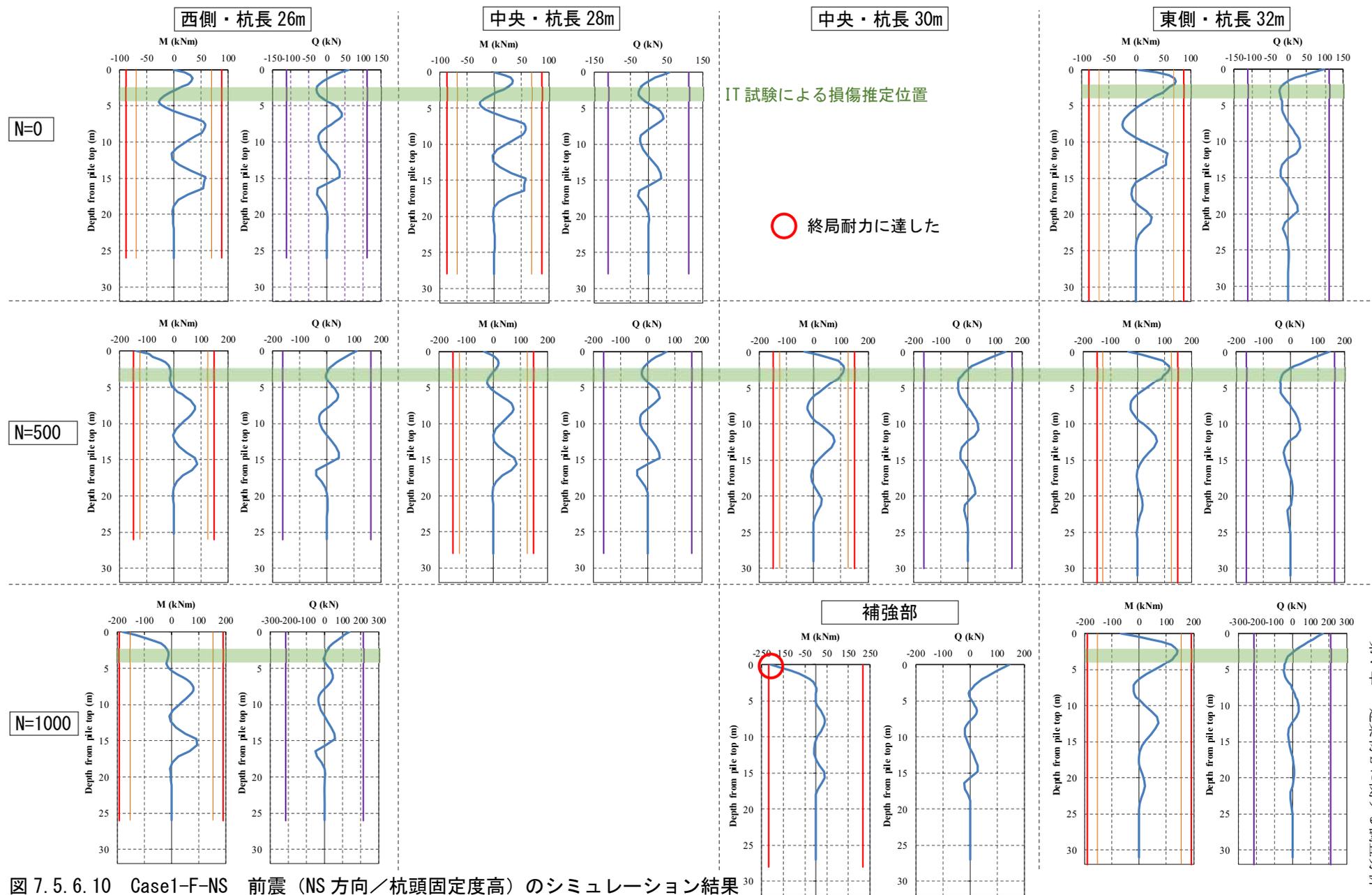


図 7.5.6.10 Case1-F-NS 前震 (NS 方向／杭頭固定度高) のシミュレーション結果

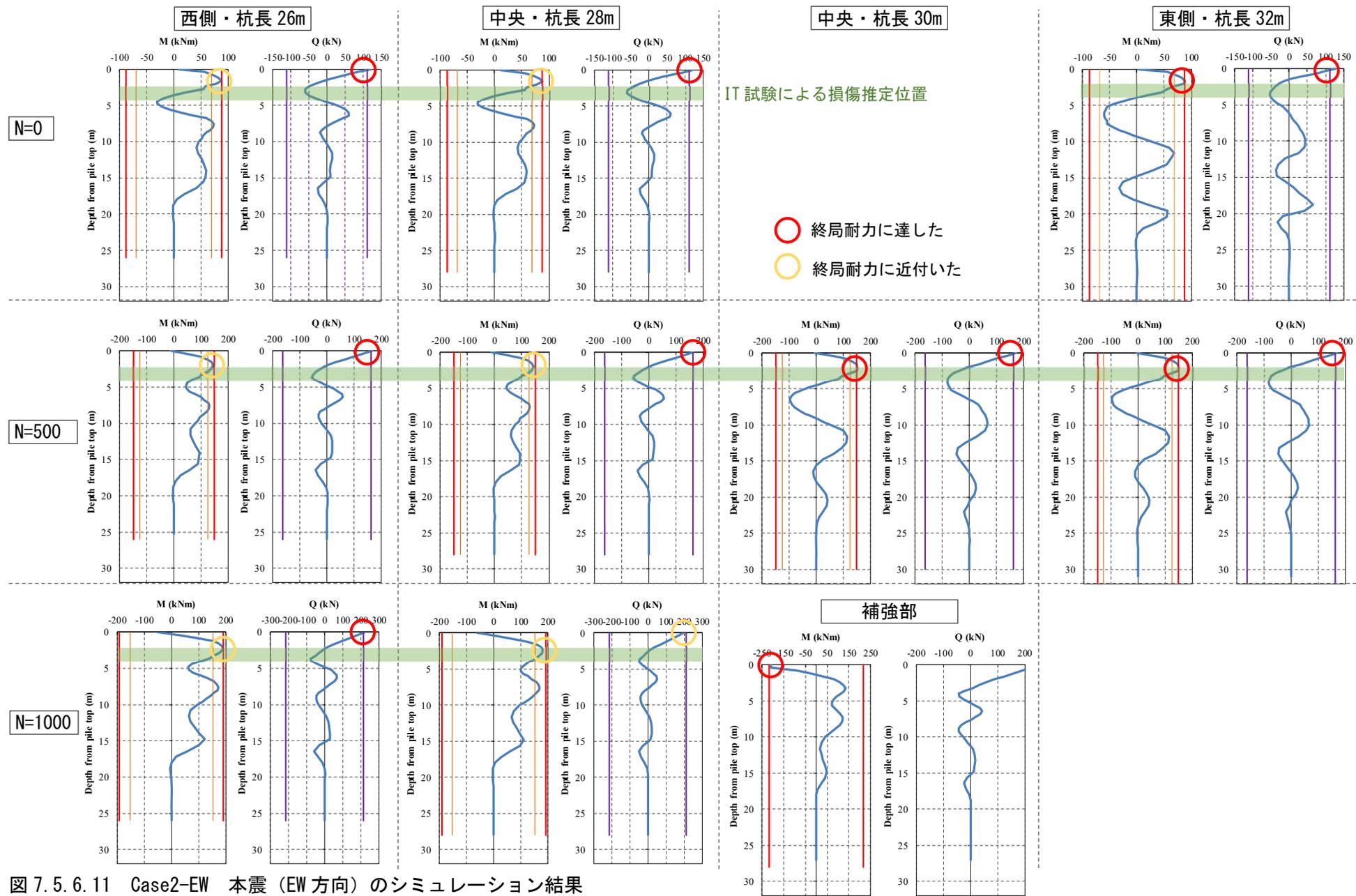
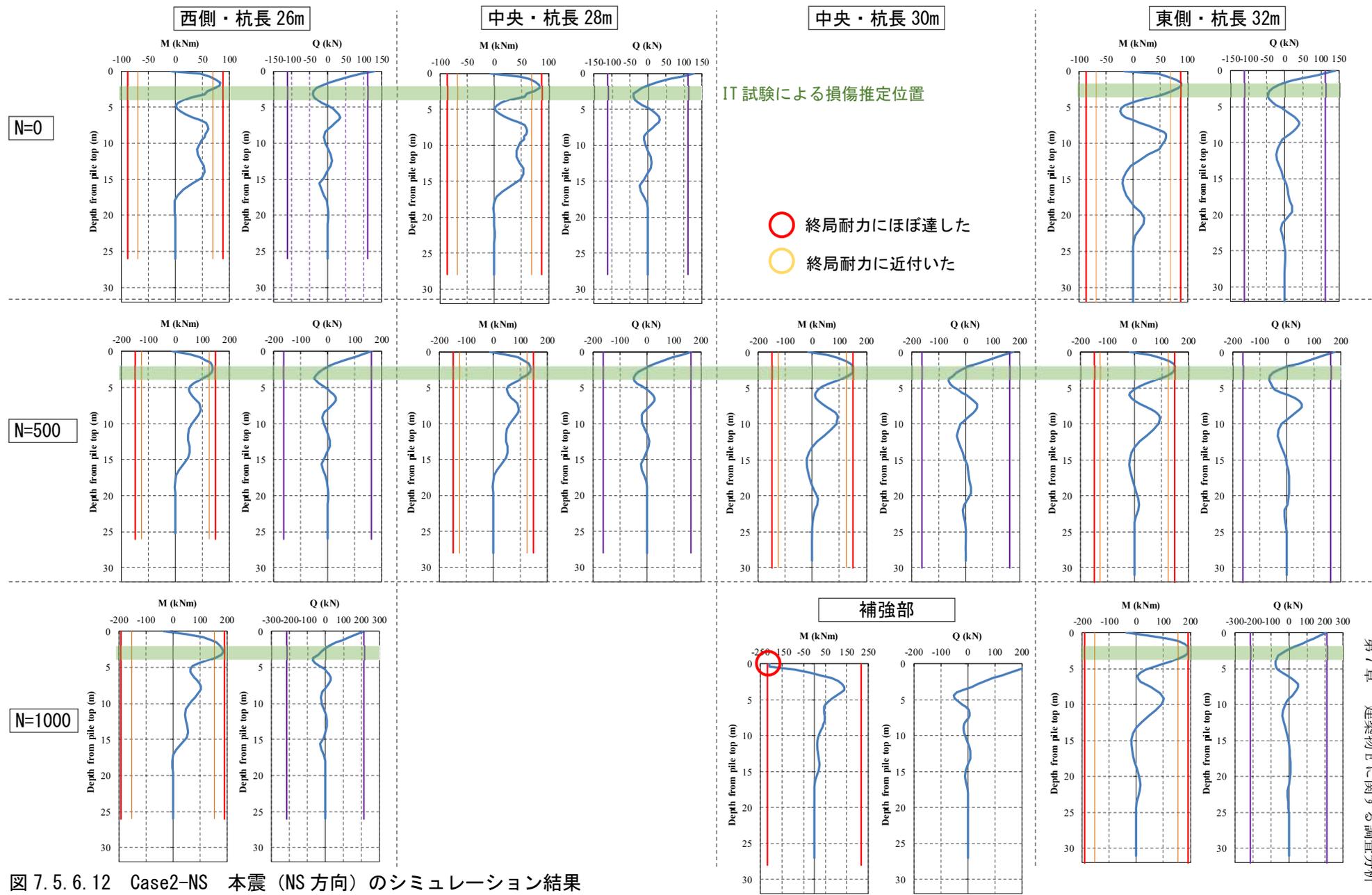


図 7.5.6.11 Case2-EW 本震 (EW 方向) のシミュレーション結果



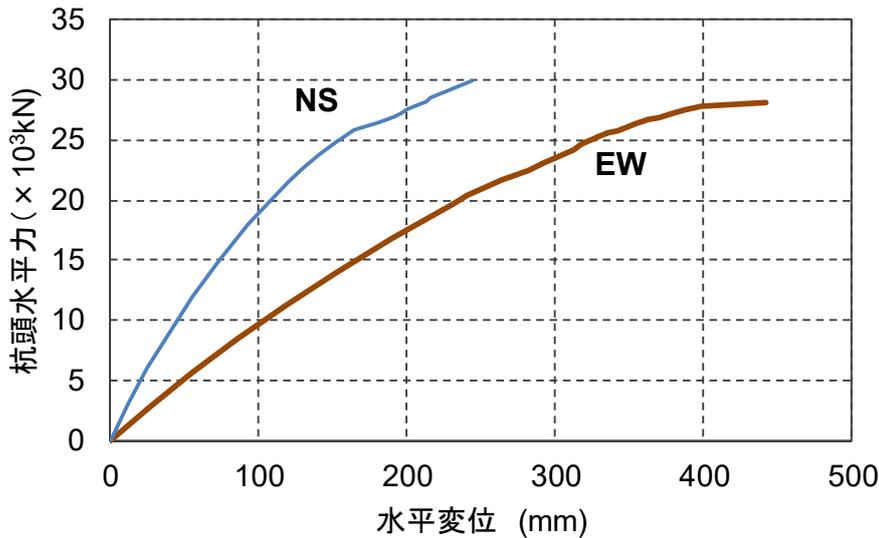


図 7.5.6.13 杭頭水平力ー水平変位関係 (本震)

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。

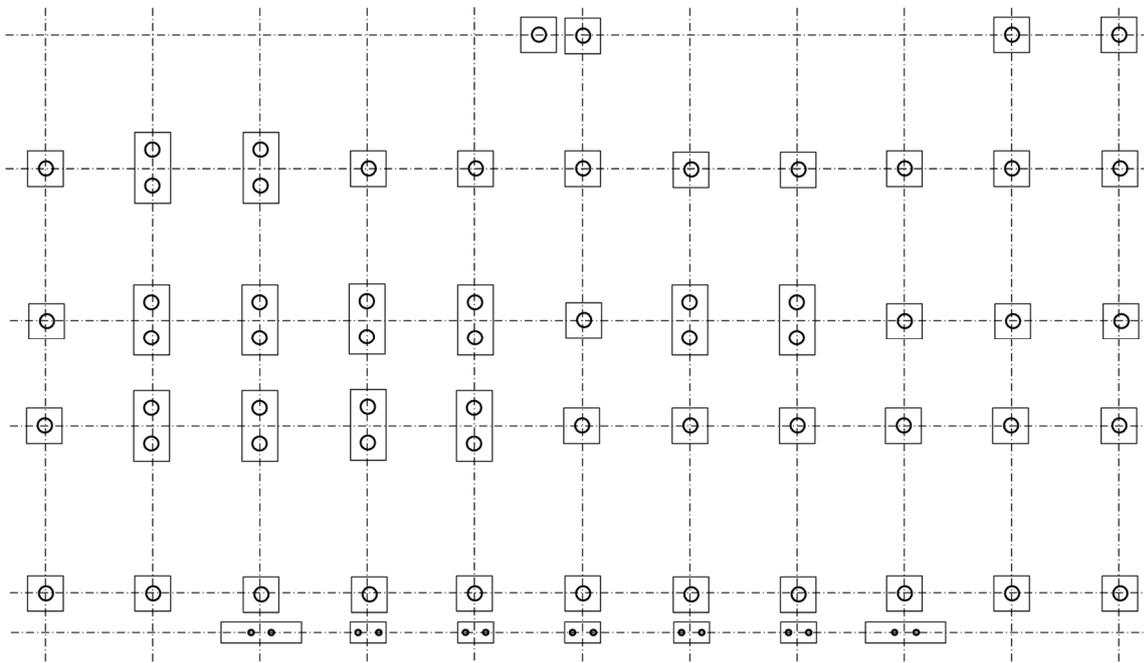


図 7.5.6.14 継続使用性を考慮した杭の配置

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)

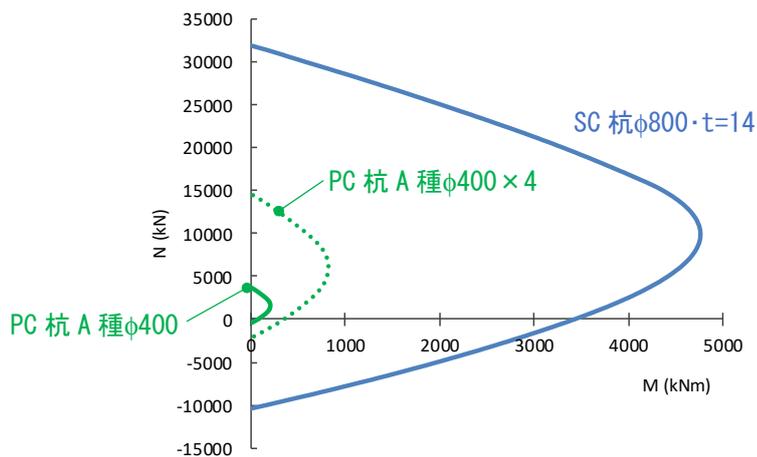


図 7.6.5.15 杭の M-N インタラクション

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。

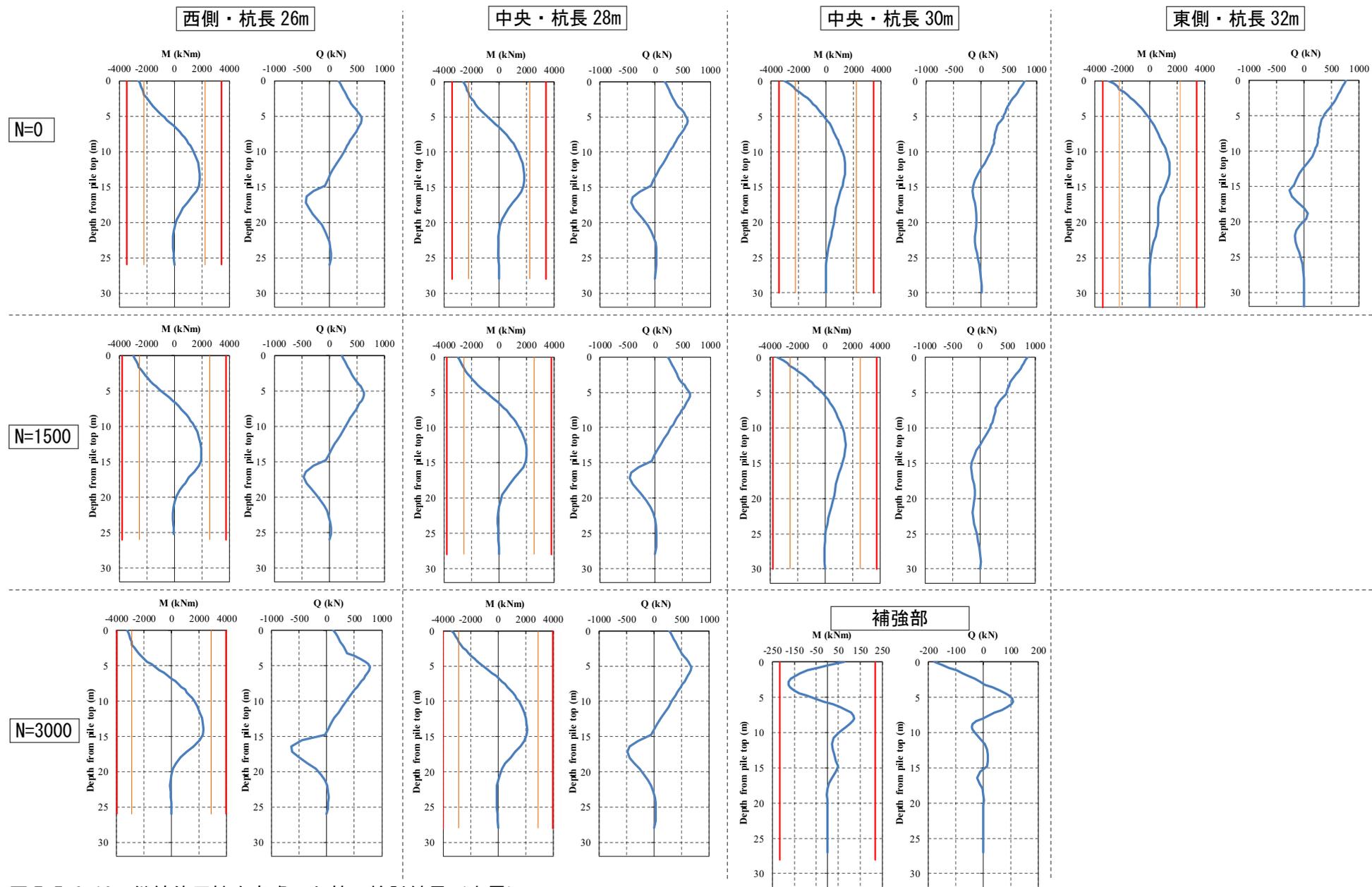


図 7.5.6.16 継続使用性を考慮した杭の検討結果（本震）

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。