第3章 地震観測記録に基づく超高層建築物の地震入力・応答評価

3.1 超高層建築物への地震入力に関する分析

3.1.1 はじめに

比較的軟弱な地盤に立地し、基礎形式が異なる3棟の超高層建築物を取り上げ、超高層建築物に実効的に入力する地震力について検討する。ここでの3棟の超高層建築物(TRZ, SN2及びSNN)では、いずれも2011年東北地方太平洋沖地震での記録が、建築物内外で得られている。まず、これらの記録を地震応答シミュレーションにより再現した上で、観測記録と解析結果との比較照合等により、地震入力に対する地盤の非線形性、基礎構造形式及び地震特性の影響を分析することとする。

表 3.1-1 に、検討対象とした 3 棟の建築物の概要を示す。

TRZ SN2 SNN 外観 用途 事務所・商業施設 共同住宅・店舗・駐車場 共同住宅 階数 地上33階、地下4階 地上32階、地下1階 地上36階、地下なし 高さ 150m 98m 115m 基礎底深さ GL-30m GL-8.3m $GL-4.2m\sim GL-6.5m$ 鉄骨造 鉄筋 鉄骨鉄筋 (ラーメン構造) コンクリート造 主体構造 コンクリート告 ※3棟による複合施設を (中間層免震、 (ラーメン構造) ラーメン構造) 構成 地中連続壁 + 場所打ち RC 杭 基礎構造 直接基礎 場所打ち RC 杭 (杭端 GL-65m) (杭端 GL-57m)

表 3.1-1 建築物概要

3.1.2 実務設計における入力地震動の設定方法

地震観測記録の分析に先立ち、実務設計における入力地震動の設定方法について整理しておく こととする。

表 3.1-2 は、入力地震動の設定方法を分類したものである。表において、地盤-構造物の動的相互作用を考慮する場合には、一体型モデルを用いる方法が最も直接的である。入力地震動は、基盤波として設定され、一体型モデルの底面に入力される。しかしながら、自由度がかなり多くなることから、実務設計で、これを用いるのはあまり現実的ではない。これに対し、分離型モデル(以下「SR モデル」と呼ぶ)では、地盤及び基礎構造の特性が、スウェイ、ロッキングばねに集約され、自由度の大幅な縮減が図られる。SR モデルに対しては、入力地震動は基礎入力動として設定され、地盤ばね外に入力される。ただし、基礎入力動を求めるには、薄層法を用いたサブストラクチャー法等による地盤-基礎構造の詳細な解析を要するため、実務設計では、これを1次元モデルによる基礎底レベルでの自由地盤応答(E+F)で近似することがほとんどである。この場合、基礎入力動として、本来、含まれるべき回転成分は無視されることになる。したがって、本節での検討においては、この無視された回転成分が超高層建築物の地震応答において、どの程度の影響を持つかが、一つの重要な課題となる。

なお、基礎固定モデルでは、入力地震動は基礎底面で規定される。現行の保有耐力計算では、 原則として基礎固定の仮定が用いられるが、ここで想定されている入力地震動の解釈は必ずしも 統一されている訳ではない。厳密には、基礎固定モデルで基礎底面に入力すべき地震動は、上部 構造の慣性力の含まれた建築物内の基礎で観測される基礎入力動となる。

 基礎固定モデル
 分離型モデル(スウェイ・ロッキングモデル)
 一体型モデル

 入力動:有効入力 入力位置:基礎底面
 入力動:基盤波 入力方法:底面

表 3.1-2 実務設計における入力地震動の設定方法

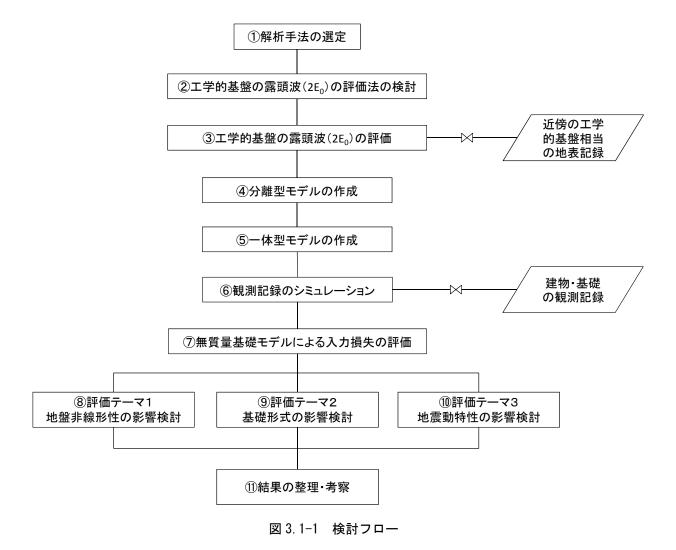
3.1.3 地震応答シミュレーションと地震入力に関する検討

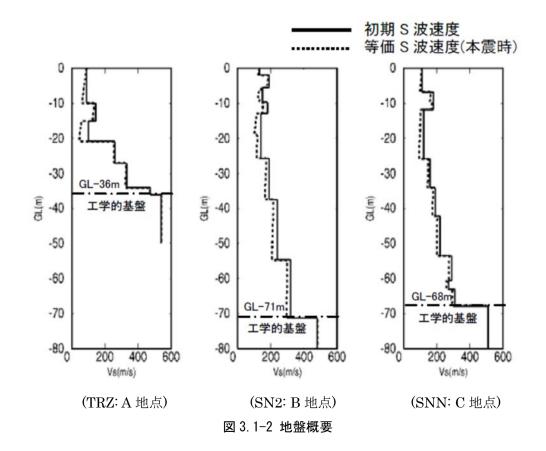
3.1.3.1 検討の概要

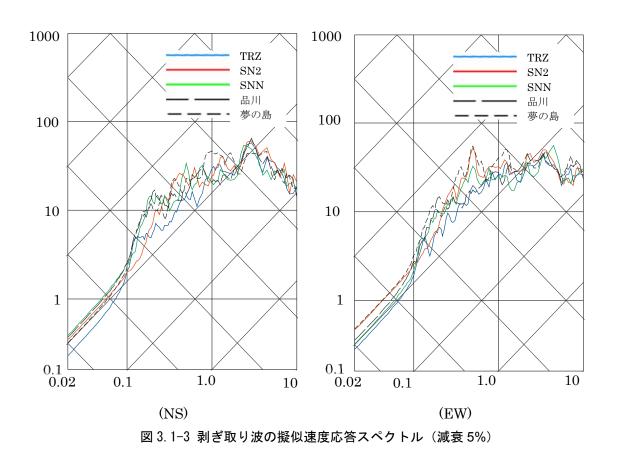
本節での検討フローを図 3.1-1 に示す。図に示すとおり、地盤ー構造物の動的相互作用を考慮した地震応答シミュレーションでは、地表観測記録から解析モデル基盤に入力する露頭波を評価する必要がある。本研究で対象とする建築物については、工学的基盤での地震観測は行っていない。そこで、地表観測記録から基盤露頭波が適切に評価されているかどうかを確認するのに、地中観測記録を持つ近傍の鉛直アレイの観測記録を参照することとした。

図 3.1-2 に 3 棟の建築物の建設地での地盤概要を示す。また、図 3.1-3 では、各建築物の建設地と、地中観測記録を持つ近傍での剥ぎ取り解析の結果を比較している。両者はほぼ一致している。したがって、各建設地の地盤特性を用いた剥ぎ取り解析は十分な妥当性を有するものと見なし、これにより得られる露頭波を用いて地震応答解析を実施している。

以下において、まず、各建築物についての地震応答シミュレーションの概要(検討フローの①~ ⑦に対応)を示す。次に、入力損失効果に影響を及ぼす諸要因と建築物への影響について検討(検討フローの⑧~⑩に対応)を行う。なお、地震応答シミュレーションの詳細については別添を参照されたい。







3.1.3.2 直接基礎建築物のシミュレーションと入力損失の評価

直接基礎で支持された建築物 TRZ のシミュレーション解析を行い、入力損失の評価を行う。

(1) SR モデル(分離型モデル)によるシミュレーション

建築物 TRZ は、鉄骨ラーメン構造の事務所ビル(地上 33 階、地下 4 階)である。図 3.1-4 に、基礎の概要と解析モデルを示す。基礎の埋込みは約 30m で、長方形部分(70m×200m)をモデル化した。上部構造は質点系モデル(せん断型,履歴 Normal Tri-linear 型)であり、基礎固定モデルと SR モデルによる解析を行った。減衰は初期剛性比例型で、周期 4 秒と 0.2 秒に対して 2%の Rayleigh 減衰を与えた。

地盤ばねと基礎入力動は、本震の等価 S 波速度(図 3.1-2 参照)を用いて 3 次元薄層法により評価した。ばね定数は動的地盤ばねの実部の静的近傍値とし、減衰係数は虚部の建築物 1 次周期 4 秒付近での接線勾配から求めた。基礎固定モデルには B4F での観測記録(水平)、SR モデルには基礎入力動(水平と回転)を入力した。基礎入力動は、後述の微動計測結果を踏まえて B4F での観測記録が GL-30m での地中波(E+F)と見なして評価した。

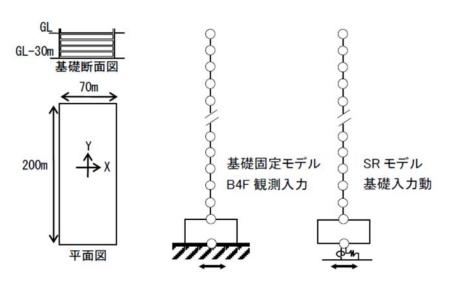


図 3.1-4 基礎の断面図と平面図および解析モデル

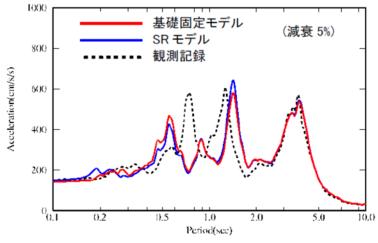


図 3.1-5 解析モデルによる応答の比較 (Y方向)

図 3.1-5 に、33 階での加速度応答スペクトル(本震,減衰 5%,Y 方向)を示す。基礎固定モデルと SR モデルの差は小さく、本建築物では SR ばねと回転動入力の影響は小さいことが確認できる。 観測と解析は 1 次周期付近では良く対応するが、周期 2 秒以下の高次モードでは差がみられる。 このように、高次での応答に差が見られた要因として、上部構造のモデル化(せん断型)の影響が考えられる。

(2) 3次元 FEM モデル(一体型モデル)によるシミュレーション

3 次元 FEM¹⁾は、地盤を非線形要素(約 28,000 要素)でモデル化した。上部構造は 3 棟を質点系にモデル化し、基礎は 3 棟共有の剛体とした。モデルの底部と側面の境界条件は、粘性境界とした。減衰は上部構造と地盤共通とし、SR モデルと同様に 2%の Rayleigh 減衰を与えた。

図 3.1-6 に、変形図のスナップショット(時刻 125 秒)を示す。3 棟の建築物の固有周期と振動モードが異なるため、各棟の変形モードに違いが見られるが、建築物 TRZ については、SR モデルの応答と殆ど差は無く、3 棟連成の影響が小さいことは確認している。

図 3.1-7 に、地盤の最大せん断歪みのコンター図(建築物基礎の中央断面)を示す。地盤のせん断 歪みは、建築物基礎底(GL-30m)以浅で最大約 0.5%生じるが、基礎側面では埋込み深さ程度の領域 で歪みが抑制されている。また、基礎底以深のせん断歪みは周辺地盤と同様に小さく、建築物慣 性力による局所非線形の影響は見られない。

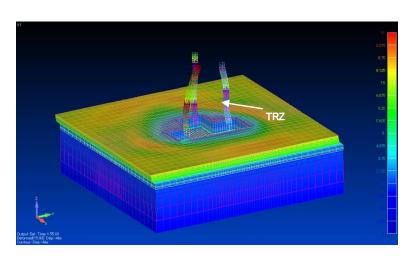


図 3.1-6 変形図のスナップショット

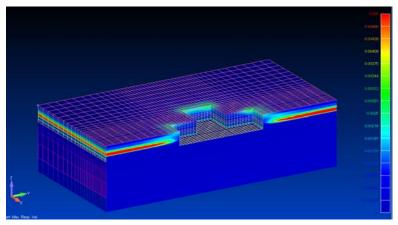


図 3.1-7 最大せん断歪み分布

(3) 入力損失の評価

図 3.1-8 に、地表加速度(観測)に対する基礎入力動の伝達関数と B4F(観測)の伝達関数を示す。 なお、回転成分は建築物高さの 0.7 倍位置での水平動に換算している。地表加速度に対する基礎入力動の伝達関数は、B4F の伝達関数と概ね対応している。水平成分の振幅比は短辺(X)と長辺(Y) による差は小さく、いずれも 1.5~2Hz で振幅比が小さくなる。一方、回転成分の振幅比は 5Hz 以上の高振動数領域で大きくなり、特に X 方向で顕著となる。但し、この点については解析精度が十分とは言えないため、今後観測等も含めて検討していく必要があると考えられる。

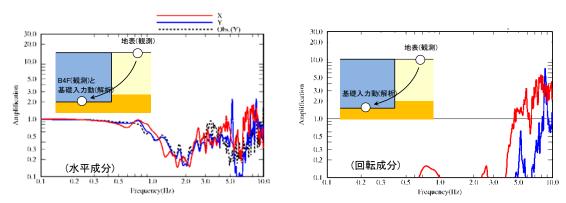


図 3.1-8 地表に対する基礎入力動の伝達関数

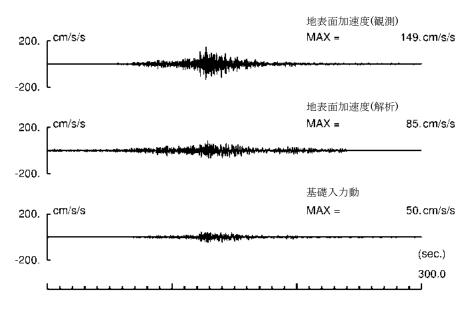


図 3.1-9 地表と基礎入力動の加速度波形(Y方向)

図 3.1-9 に、地表加速度の観測と解析、及び基礎入力動の加速度波形(Y 方向)を示す。地表加速度の観測と解析で差が見られるが、これは微動計測を実施した結果、地表観測点の卓越周期(約 0.5 秒)が、PS 検層結果から求まる卓越周期(約 1 秒)と大きく異なることから、地盤条件の違いが要因であると考えている。また基礎入力動は地表加速度に比べて小さくなるが、これは基礎の埋込みが深く、地盤増幅の影響が大きいためと考えられる。

図 3.1-10 に、地表加速度(観測)に対する基礎入力動の伝達関数について本震(3/11)と前震(3/10) の結果を比較して示す。なお、前震の基礎入力動は地盤の非線形性が小さいため、初期 S 波速度(その 1)を用いて評価した。前震での伝達関数は、2~3Hz で振幅比が最も小さく、本震時の伝達関数の方が低い振動数で入力損失効果が認められる。これは、表層地盤の非線形化により、地盤の卓越振動数が低振動数側へ変化したことによる。

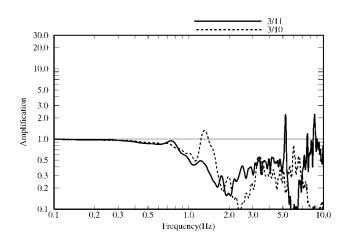


図 3.1-10 本震(3/11)と前震(3/10)での基礎入力動の比較

(4) まとめ

本項では、建築物 TRZ について、建築物応答が観測と解析で1次周期は良く対応すること、SR ばねと回転動の影響は小さいことを示した。また基礎入力動は、地表面応答に対して1.5~2Hzで振幅比が小さくなり、入力損失効果が確認できた。

3.1.3.3 連壁基礎及び杭基礎建築物のシミュレーションと入力損失の評価

連壁基礎の建築物 SN2 及び杭基礎の建築物 SNN のシミュレーションを行い、それぞれの入力 損失の評価を行う。

(1) 連壁基礎建築物 SN2 の 3 次元 FEM(一体型モデル)によるシミュレーションと入力損失の評価

図 3.1-11 に示すように解析モデルは 3 次元 FEM を用いる。上部構造は 32 質点のせん断型モデル、底盤は剛基礎、地盤は約 25000 要素の直方体メッシュとした。建築物・基礎近傍の地盤要素は、1 本の杭が周辺地盤へ及ぼす影響が杭径(φ2400)の 1 倍程度と考え同程度の要素サイズを設定した。メッシュの層厚より評価した弾性時の透過振動数は 8Hz 程度となる。杭は線材、連壁は面材とし、連壁には曲げ剛性も考慮した。杭と連壁は弾性解析とした。材料減衰は、地盤および上部構造共通とし、初期剛性比例型、周期 T=0.2sec, 3.0sec に対して 3%の Rayleigh 減衰を与えた。建築物の非線形ループは武藤モデルとした。モデル底面には地表観測記録(前震(3/10)、本震(3/11))から逆算した基盤での露頭波を NS,EW 同時に入力した。

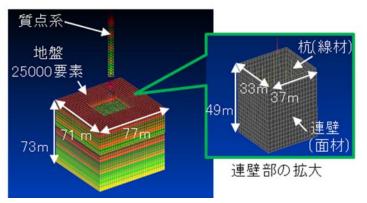


図 3.1-11 連壁基礎建築物の解析モデル(3D-FEM)

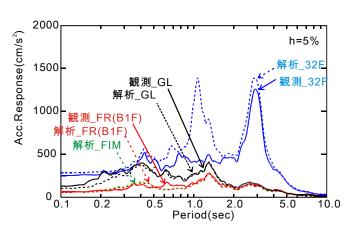


図 3.1-12 建築物の応答(本震、連壁基礎、NS 方向)

図 3.1-12 に 3.11 本震時の 32F、B1F、GL の加速度応答スペクトルを観測と比較して示す。32F は、建築物の 1 次固有周期(約 2.0sec)が概ね一致し、振幅も対応している。短周期の高次モードでは対応が良くないが、建築物モデルをせん断型モデルとした影響が大きいと思われる。

図 3.1-13 に GL に対する B1F 応答の伝達関数を示す。前震では 0.3Hz 程度から 1 より小さくなり入力損失がみられるが、解析と観測はよく対応している。本震の入力損失は前震に比べ低振

動数側に変化し、地盤の非線形性による影響がみられる。本震では $1.0\sim1.5$ Hz において、観測に比較して過小となる落ち込みがみられる。これは、当該振動数などから地盤・連壁の振動が関係していることが推定される。その他の振動数帯については全体的な入力損失の傾向は概ね対応している。

図 3.1-14 では、無質量基礎のモデルにより得られた基礎入力動の GL に対する伝達関数を示している。B1F 応答の場合と同様の傾向を示し、本震の入力損失は前震に比べ低振動数側に変化している。

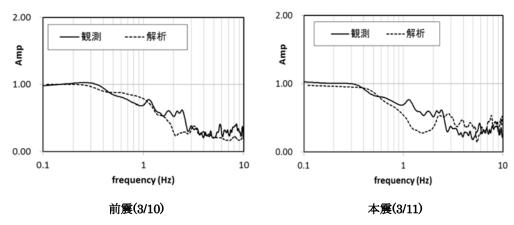
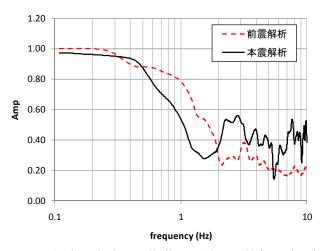


図 3.1-13 B1F 応答(FR)/GL の伝達関数



3.1-14 本震と前震での基礎入力動の比較(NS 方向)

(2) 杭基礎建築物 SNN の SR モデル(分離型モデル)によるシミュレーションと入力損失の評価

建築物 SNN は 4 階下に免震層を有する 3 6 階建ての中間階免震建築物である。図 3.1-15(a)に建築物の解析モデルを示す。解析手法は分離型モデルとし、薄層法により地盤ばねや基礎入力動 (水平と回転)を算定し、SR モデルにより建築物応答解析を行う。地盤ばねのばね定数 K は静的近傍の値、減衰係数 C は 5Hz 程度までの平均的な値として 3Hz で評価した値を用いる。

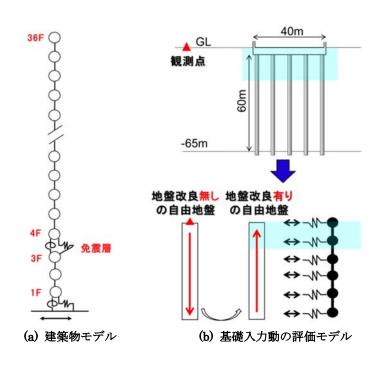


図 3.1-15 杭基礎建築物の解析モデル(質点系モデル)

建築物モデルは 36 質点の曲げせん断棒モデルとし、本震時の状況から重量は設計重量から積載荷重 $600N/m^2$ 低減し、建築物の剛性は設計モデルの 1.5 倍とした。ここでは剛性調整の要因分析は今後の課題と考え、基礎入力動への影響を高振動数まで検討するために、観測された伝達関数が SR モデルと一致するように調整した。また、免震層固定時かつ基礎固定時の 1 次と 2 次周期に対して Rayleigh 減衰 2%を与えた。免震装置は鉛プラグ入り積層ゴムと天然ゴム系積層ゴムを組み合わせて用いており、モデル化では、設計標準モデルに対して本震時温度を考慮して水平剛性は 1.03 倍、降伏荷重は 1.09 倍とした。免震層モデルは修正 1.09 倍とした。免震層モデルと修正 1.09 倍とした。免 1.09 倍とした。

図 3.1-15(b)に基礎入力動の評価モデルを示す。高層棟直下の杭基礎周辺は地盤改良されているが、GLの観測点付近では改良されていない。そこで、観測記録から地盤改良なしで求めた基盤波を用いて改良地盤の応答解析を行い、杭基礎建築物への入力動を評価した。

図 3.1-16 に本震時の建築物の加速度応答スペクトルと伝達関数、図 3.1-17 に免震層変位の軌跡を示す。解析と観測の建築物の伝達関数はよく合致し、加速度応答スペクトルと免震層の軌跡もよく対応している。

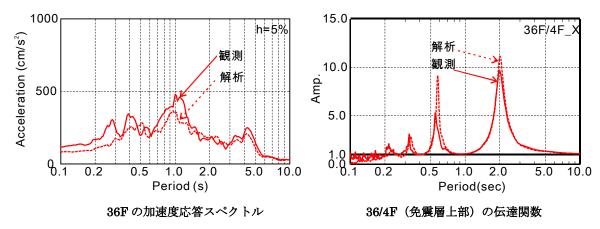


図 3.1-16 建築物の応答(杭基礎)

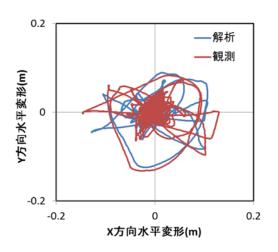


図 3.1-17 免震層応答(杭基礎)

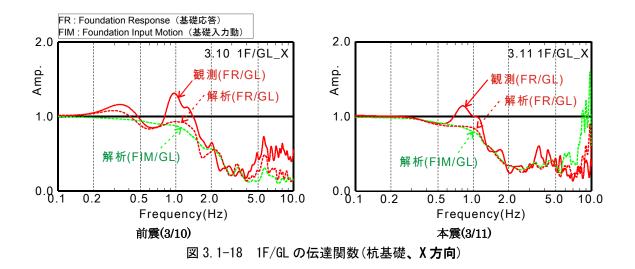


図 3.1-18 に GL に対する基礎入力動と基礎応答の伝達関数を示す。観測の伝達関数は建築物の 応答の影響が含まれるため、基礎入力動に比べ基礎応答の対応がよくなっているが影響は小さい。 また、連壁基礎と同様に杭基礎の入力損失は、前震より本震の方が低振動数側に変化し、地盤の

非線形性の影響がみられる。ただし、この入力損失には、杭基礎の効果の他に地盤改良による影響も含まれるため、一般的な杭基礎に比べ入力損失の効果が大きいことに留意する必要がある。

(3) まとめ

連壁基礎と杭基礎ともに、薄層法のばねを用いた質点系モデルあるいは3次元FEMにより、前震(3/10)と本震(3/11)の観測記録とよく対応する解析結果が得られた。また地盤の非線形性により生じる基礎入力動の周波数特性の変化についても再現できることが確認された。

3.1.3.4 入力損失効果に影響を及ぼす諸要因と建築物応答への影響の総合的検討

地盤の非線形性、基礎構造形式、および地震動特性の3つの観点から、入力損失効果に影響を 及ぼす要因と建築物応答への影響に関する総合的な検討を行う。

(1) 地盤の非線形性

建築物 TRZ、SN2 及び SNN について、前震と本震の伝達関数(基礎入力動/GL)を比較し、入力損失効果に対する地盤の非線形性の影響を分析する。

1) 建築物 TRZ

図 3.1-10 に、建築物 TRZ における前震(3/10)と本震(3/11)での地表加速度に対する基礎入力動の伝達関数が示されている。図によれば、本震では約 1.5~2Hz、前震では約 2~3Hz で振幅比が最も小さくなり、本地震時の伝達関数は低い振動数で入力損失効果がみられる。これは、表層地盤の非線形化により、地盤の卓越振動数が低振動数側へ変化したことによると考えられる。

2) 建築物 SN2

図 3.1-13 に、建築物 SN2 における前震(3/10)と本震(3/11)での地表加速度に対する基礎入力動の伝達関数が示されている。図によれば、前震に比べ本震では伝達関数の値が全体的に小さくなる、すなわち入力損失が大きくなることがわかる。

3) 建築物 SNN

図 3.1-17 に、建築物 SNN における前震(3/10)と本震(3/11)での地表加速度に対する基礎入力動の伝達関数(緑線)が示されている。図によれば、SN2 の場合と同様の傾向を示しており、やはり、前震に比べ本震では伝達関数の値が全体的に小さくなる、すなわち入力損失が大きくなることがわかる。

以上のように、3棟の建築物の場合とも、非線形化により入力損失が増大する傾向は一致している。

(2) 基礎構造形式

直接基礎建築物 TRZ を仮想の杭基礎にした場合と、連壁基礎建築物 SN2 を仮想の杭基礎にした場合について検討し、基礎構造形式が入力損失や建築物応答に与える影響について検討する。

1) 直接基礎と仮想杭基礎の比較

ここでは、3.1.3.2 項で示した A 地点に建つ直接基礎で支持された超高層建築物 TRZ を杭基礎に置き換えて比較を行う。図 3.1-19 に解析モデルを示す。解析手法は分離型モデルとし、薄層法により地盤ばねや基礎入力動(水平と回転)を算定し、SR モデルにより建築物応答解析を行う。入力地震動には、観測記録から求めた基盤での露頭波を用いる。

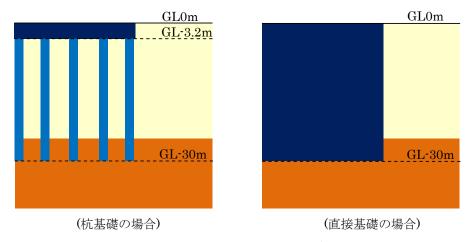


図 3.1-19 直接基礎と仮想杭基礎モデル(A地点)

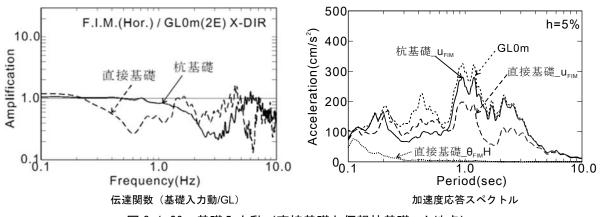


図 3.1-20 基礎入力動(直接基礎と仮想杭基礎、A 地点)

図 3.1-20 に直接基礎と杭基礎の基礎入力動の水平成分(u_{EIM})を比較する。ここでの直接基礎の伝達関数は、地表面の解析結果を分母としているため、振幅が小さくなる振動数が 0.7Hz 程度になっている。直接基礎については回転成分(θ_{FIM})に有効高さ H(建築物高さの 70%と基礎深さの和)を乗じた $\theta_{FIM}H$ も示す。水平成分は、直接基礎で約 0.6Hz、杭基礎で約 $3\sim4Hz$ で振幅比が最も小さくなり、直接基礎の伝達関数は低い振動数から入力損失効果がみられる。これは、直接基礎の埋込み(30m)が深く、剛性が高いため、地盤の拘束効果が大きいためと考えられる。回転動は水平動に比べて小さい。図 3.1-21 に超高層建築物の応答結果を示す。直接基礎の場合に比べて、杭基

礎の場合の応答結果が 2~3 割程度大きい。スペクトルには基礎回転角に建築物の有効高さを乗じた θ H を示すが、回転角の影響は小さい。

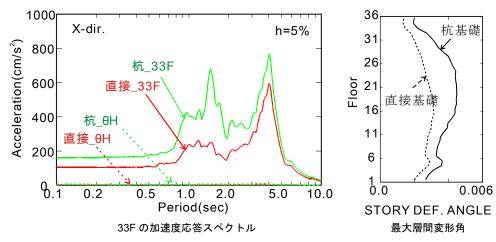
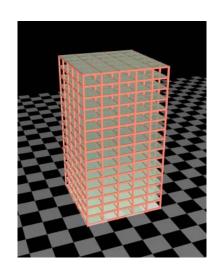


図 3.1-21 超高層建築物の応答(直接基礎と杭基礎、A 地点)

次に、上部構造を15階建て(高さ60m)の仮想鉄骨造建築物に変えて解析を行う。図3.1-22に示すように、上部構造の立体フレームモデルの静的荷重増分解析により復元力特性を評価した。1次固有周期は1.5秒である。図3.1-23に建築物応答結果を示す。杭基礎の15Fの応答スペクトルや層間変形角は、直接基礎に比べて2~3倍程度大きくなっている。基礎構造形式が建築物応答に与える影響は、超高層に比べ周期の短い建築物ほど大きいことがわかる。また回転動の影響は超高層と同様に小さい。



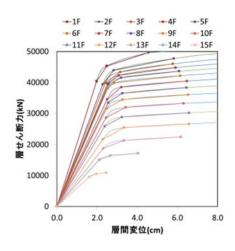


図 3.1-22 仮想鉄骨造 15 階建築物

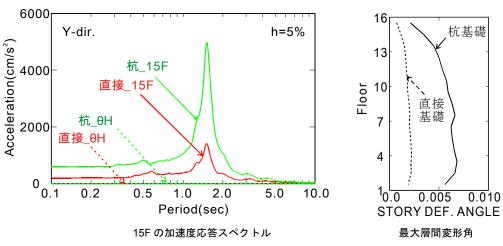


図 3.1-23 仮想鉄骨造 15 階建築物の応答(A 地点)

2) 連壁基礎と仮想杭基礎の比較

ここでは、その3で示したB地点に建つ連壁基礎建築物を杭基礎に置き換えて比較を行う。解析手法は3次元FEMとする。図3.1-24に解析モデルを示す。杭基礎モデルは、連壁基礎モデルの連壁を取り去り、代わりに内部杭と同径の杭を追加した。建築物モデルは、仮想鉄骨造15階建築物について検討する。15階建築物の基礎は、連壁厚さはt=600mm、杭径は ϕ 1800mmとする。

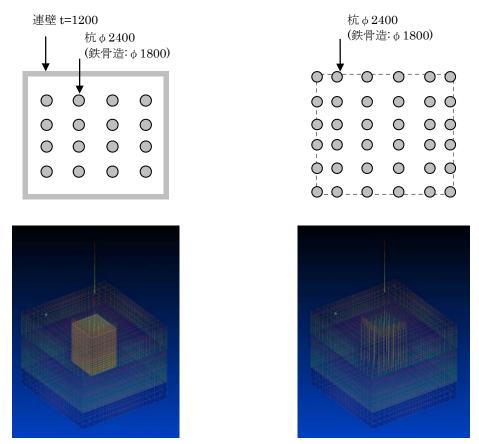


図 3.1-24 連壁基礎(左)と仮想杭基礎(右)モデル(B地点)

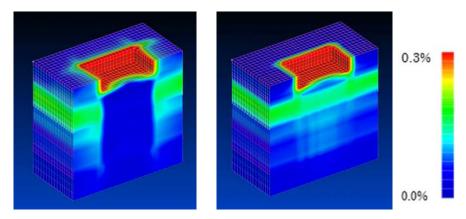


図 3.1-25 最大せん断ひずみ図 (連壁 (左)と仮想杭基礎(右)、B 地点)

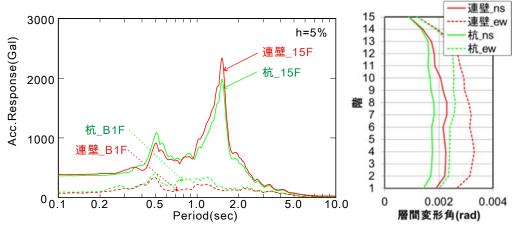


図 3.1-26 仮想 15 階建築物の応答(連壁基礎と仮想杭基礎、B 地点)

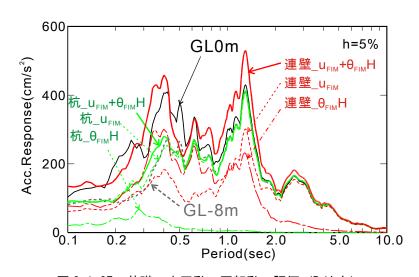


図3.1-27 基礎の水平動・回転動の評価(B地点)

各基礎の地盤との相互作用を確認するため、図 3.1-25 に超高層建築物の場合の地盤の最大せん 断ひずみ図を示す。連壁基礎では、連壁内部の地盤のひずみが周辺部に比較して小さく、連壁に よる拘束効果が表れている。杭基礎では、杭位置のひずみが薄い影のように確認できるものの、 連壁のような明瞭な拘束効果はみられない。杭間の地盤とその周辺の地盤はほぼ同様のひずみを 示している。

図 3.1-26 に鉄骨造 15 階建築物の応答結果として 15 階と基礎の応答スペクトルと最大層間変形 角を示す。基礎応答の水平成分は、連壁基礎の方が杭基礎と比較して小さい。逆に 15 階応答は、 連壁基礎の方が杭基礎と比較して大きくなっている。建築物の最大応答層間変形角においても、 全層について連壁基礎の方が杭基礎に比べ大きい。

図 3.1-27 に、連壁基礎と杭基礎について水平成分 u_{FIM} 、回転成分に有効高さを乗じた $\theta_{FIM}H$ 、およびこれらの和 $(u_{FIM}+\theta_{FIM}H)$ を比較して示す。連壁基礎の水平動成分は杭よりも小さいが、回転動成分が連壁の短周期側で大きく励起されている。一方、杭基礎には回転動成分ほとんどみられない。水平動と回転動の和をみると連壁基礎が杭基礎を上回っており、上記の逆転現象は、連壁において励起された回転動が建築物応答を増大させた結果と考えられる。また、杭基礎の入力動はほぼ地表面応答(GL0m)と同じとなっているが、連壁基礎は地表面よりも大きい。B 地点は前述の A 地点に比べ回転動の影響が大きいが、支持層の剛性や支持層深さの影響が考えられる。

3) まとめ

各基礎構造形式による入力損失と応答の関係には対照的な結果がみられた。直接基礎と仮想杭 基礎の比較では、基礎水平動の大小関係(杭基礎>直接基礎)がそのままの形で建築物応答に反映 された。これに対し、連壁基礎と仮想杭基礎の比較では、基礎水平動は連壁基礎<杭基礎である にも関わらず、回転動の影響により建築物応答は連壁基礎>杭基礎となり、逆転現象がみられた。 建築物応答評価には基礎入力動の評価が重要であり、水平だけでなく回転の評価が重要であるこ とがわかった。

(3) 地震動特性

周期特性の異なる入力地震動を設定し、地盤と建築物の応答解析を行う。建築物の応答解析では、基礎入力動と地表面応答を入力した場合の計算結果を比較し、入力損失効果を分析する。

1) 入力地震動の設定

周期特性の異なる入力地震動として、短周期卓越型と長周期卓越型の地震動を設定した。短周期卓越型の地震動は、文献 1)に示された地震波(震源モデル1、内閣府モデル、アスペリティ考慮)の NS 成分(N112 波)とした。また、長周期卓越型の地震動は、建設省告示第 1461 号に定められる加速度応答スペクトルを持つ地震波(告示波)とした。以下に、告示波の作成方法を示す。

告示波の目標加速度応答スペクトル (h=5%) は、「極めて稀に発生する地震動」に対して与えられるスペクトル(次式)とした。

$$S_{A}(h = 5\%, T) = \begin{cases} 320 + 3000 T & T < 0.16s \\ 800 & 0.16s \le T < 0.64s \\ 512 / T & 0.64s \le T < 10s \end{cases}$$
 (1)

地震波の作成に際して、位相特性は乱数位相を与えた。定常振幅および一様乱数位相を発生させ、フーリエ振幅を調節する手法を適用して、作成した波形の応答スペクトル(h=5%)を目標スペクトルに一致させた。このとき用いた時間包絡関数は、以下のように設定した。

$$e(t) = \begin{cases} (t/5)^2 & 0s \le t < 5s \\ 1 & 5s \le t < 35s \\ \exp[-0.027(t-35)] & 35s \le t \le 120s \end{cases}$$
 (2)

図 3.1-28 及び図 3.1-29 に、N112 波と告示波の加速度波形と加速度応答スペクトル(減衰 5%)を示す。最大加速度は、N112 波(845Gal)が告示波(387Gal)に比べて大きい。応答スペクトルは周期約 1.5 秒以下では N112 波の振幅が大きく、それより長周期では両者同程度の振幅である。

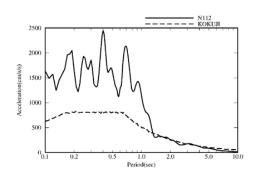


図 3.1-28 加速度応答スペクトル(N112, 告示波)

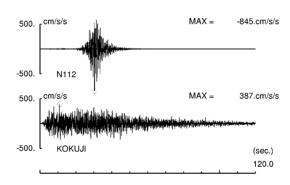


図 3.1-29 加速度波形(N112, 告示波)

2) 建築物 TRZ の場合

図 3.1-30 に N112 入力時、図 3.1-31 に N112 波入力時の最大応答分布を、基礎入力動入力時と地表面応答入力時を比較してそれぞれ示す。

表 3.1-3 に、地表面応答を入力した場合の建築物の頂部での変位および層間変形角に対する基礎入力動を入力した場合の応答結果の比率を示す。建築物頂部の変位の比率は、告示波入力時(0.64)が N112 波入力時(0.73)に比べて小さい。また層間変形角の比率は、発生階が異なるものの告示波入力時(0.56)が N112 波入力時(0.64)に比べて小さい。

長周期卓越型の地震動(告示波)の方が短周期卓越型の地震動(N112 波)に比べて、入力損失効果は大きい結果となった。これは両地震動の基礎入力動は周期約2秒以上の振幅が同程度であるのに対して、地表面応答は長周期卓越型の方が大きいためと考えられる。

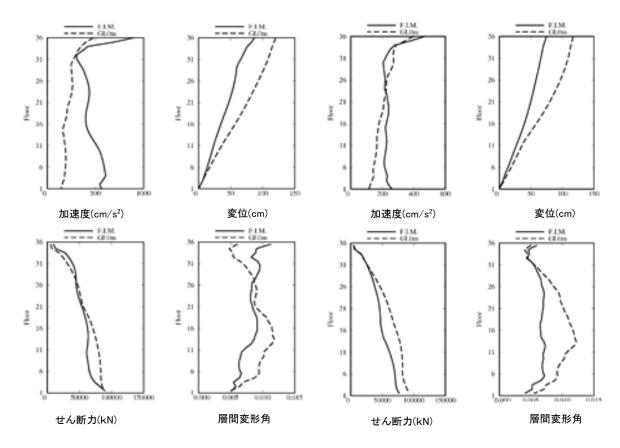


図 3.1-30 N112 波入力時の建築物の最大応答値

図 3.1-31 告示波入力時の建築物の最大応答値

表 3.1-3 地表面応答 (GLOm) を入力した場合と基礎入力動 (F. I. M.) を 入力した場合の応答結果の比率

7,7507	頂部での変位の比率 (F.I.M./GL0m)	層間変形角の比率 (F.I.M./GL0m)
N112 波入力時	0.73	0.64 (9 階)
告示波入力時	0.64	0.56 (15 階)

3) 建築物 SN2 の場合

一体型モデルにおいて通常どおり地盤・建築物を一体的に解析した場合と、基礎を固定して GL 地盤応答を入力した場合の最大層間変形角を比較して、図 3.1-32 に示す。また、比較を定量 的に評価するため、一体型とGL入力の各階の層間変形角の比率(一体型/GL)を右下に併記する。この値が 1.0 以下であれば、一体型入力がGL入力より小さい、すなわち GL に対しての入力損失があることを表す。

本震において、一体型の変形角は GL 入力とほぼ同じ応答となっている。このことは、回転動を加味した基礎入力動(一体型解析)が GL 水平応答入力とほぼ同等レベルの地震動であることを示している。一方、N112 波および告示波入力では一体型解析の変形角は GL 入力よりも大きい。これは、地盤の非線形化、特に液状化による地盤の長周期化のために GL の加速度が小さくなり、相対的に一体型の応答が大きくなるためと考えられる。 GL 入力時に上層部における層間変形角が大きいが、これは高次モードの応答が増大していると考えられる。

層間変形角の比に着目すると、本震では全層にわたり 1.0 程度である。一方、N112 波および 告示波ではほとんどの層において 1.0 以上である。本震と、他の告示波、N112 波は対照的な結果である。また N112 波と告示波も分布形が異なることから、入力損失は入力地震動によって異なることがわかる。

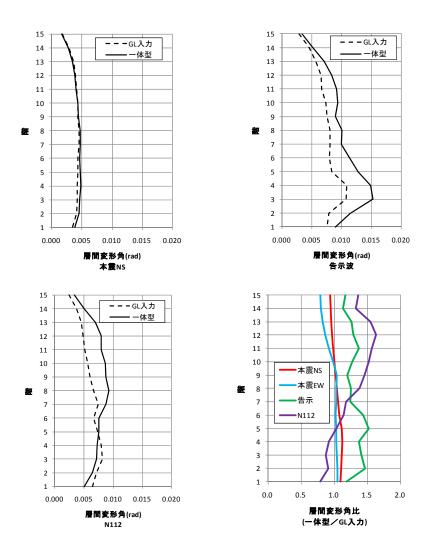


図 3.1-32 層間変形角の比較, GL の基礎固定入力と一体型解析, S 造 15 階建 ※「一体型」は、SR 相互作用を考慮して基礎入力動を入力した場合に相当する。

3.2 超高層建築物の地震応答に対する長周期地震動の影響

3.2.1 観測記録の比較

2011年東北地方太平洋沖地震について、今回観測対象とした超高層建築物をはじめとする多くの超高層建築物においても、長周期・長時間の応答波形が得られている。図 3.2-1 に、被災地域を含む 14 棟の超高層建築物について、最下階と最上階で得られた加速度記録の最大値(方向別)を比較して示す。また、図 3.2-2 では震央距離と最大加速度との関係を示している。

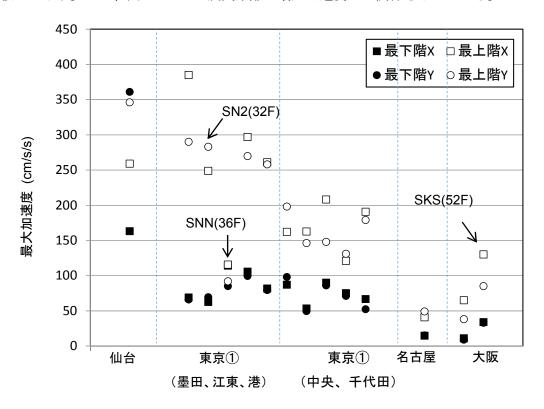


図 3.2-1 2011 年東北地方太平洋沖地震(本震)における超高層建築物の応答加速度(最大)

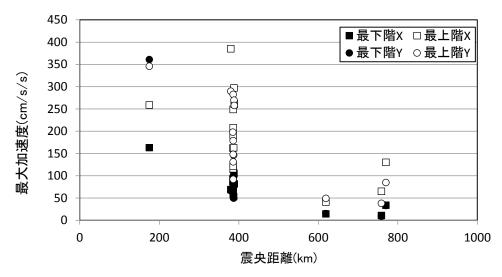


図 3.2-22011 年東北地方太平洋沖地震(本震)における震央距離と超高層建築物の応答加速度(最大)

図 3.2-1 及び図 3.2-2 に示す通り、最下階における加速度記録は、震源に近い仙台が最も大きく、遠ざかるにしたがって値が小さくなる傾向が見られる。ただし最上階の加速度記録は、たとえば東京①のいわゆる湾岸地域における値が仙台における値を超える、あるいは大阪における値が東京②における値を超えるなど、建築物の近傍の地震動(長周期地震動においては入力損失の効果が顕著に表れないことから、最下階の値がほぼこれに相当すると思われる)との乖離が見られる。

これは、地震動に含まれる長周期成分が超高層建築物の敷地地盤の増幅によって当該建築物の 固有周期付近で卓越し、長時間の揺れの作用によって上部構造の応答が増幅されることで発生す る現象である。図 3.2-1 中の建築物 SN2(東京①)及び SKS(大阪)について、観測記録の擬似 速度応答スペクトルを比較して図 3.2-3 として示した。

なお図 3.2-1 中の建築物 SNN については、最下階と最上階の記録がほぼ等しくなっているが、これは、当該超高層建築物が免震構造であり、前出の図 3.1-17 に示す通り本震に対し免震効果を発揮したためである。

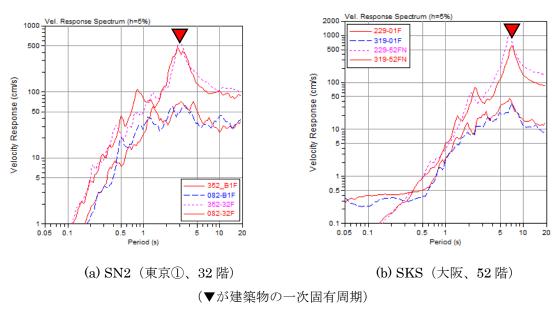


図 3.2-3 2011 年東北地方太平洋沖地震(本震)における速度応答スペクトル

3.2.2 まとめ

被災地域に建設されたものを含む 14 棟 (仙台 1、東京 10、名古屋 1、大阪 2) について、2011 年東北地方太平洋沖地震で得られた観測記録の比較を行った。

長周期・長時間の地震動を受ける超高層建築物の上部構造の応答は、震源からの距離が遠いものでも、震源に比較的近いものを上回る場合があることが観測記録から示された。一般的に超高層建築物の減衰は小さく、上部構造の固有周期付近の長周期成分を含む地震動の長時間の作用に対してその影響がより顕著に表れると考えられることから、長周期地震動の影響を評価する上では、敷地地盤における増幅特性を評価することが重要な課題であり、図 3.2-2 に示したような形で個別に観測記録を蓄積し、増幅特性の評価につなげることで、将来の大地震に対する超高層建築物の適切な安全対策を講ずるための検討が可能であると考えられる。

3.3 まとめ

3.3.1 超高層建築物への地震入力に関する分析について

比較的軟弱な地盤に立地し、基礎形式が異なる 3 棟の超高層建築物について、2011 年東北地方 太平洋沖地震等で得られた記録に基づき実効的に入力する地震力について解析を行った。

地盤の非線形性、基礎構造形式、および地震動特性が入力損失に及ぼす影響の検討を行い、以下の知見を得た。

- 1) 2011 東北地方太平洋沖地震とその前震での記録から、地表に対する建築物基底での伝達関数を求め比較した。前震に比較して本震時の方が低振動数における入力損失が増大する傾向が見られたが、これは地盤の非線形化による地盤の固有振動数の変化の影響と考えられる。
- 2) 基礎構造形式の違いに着目した解析から、連壁基礎の場合には水平動が低減されても、回転動が大きくなり易くなる場合のあることが示された。
- 3) 液状化による地表の非線形化が著しくなった場合には、建築物に入力する地震動の方が、地表の地震動を入力とする場合よりも応答が大きくなる場合のあることが解析により示された。

3.3.2 超高層建築物の地震応答に対する長周期地震動の影響について

被災地域に建設されたものを含む 14 棟 (仙台 1、東京 10、名古屋 1、大阪 2) について、2011 年東北地方太平洋沖地震で得られた観測記録の比較を行い、以下の知見を得た。

1) 長周期・長時間の地震動を受ける超高層建築物の上部構造の応答は、震源からの距離が遠いものでも、震源に比較的近いものを上回る場合があることが観測記録から示された。一般的に超高層建築物の減衰は小さく、上部構造の固有周期付近の長周期成分を含む地震動の長時間の作用に対してその影響がより顕著に表れると考えられることから、長周期地震動の影響を評価する上では、敷地地盤における増幅特性を評価することが重要な課題であり、ここに示したような形で個別に観測記録を蓄積し、増幅特性の評価につなげることで、将来の大地震に対する超高層建築物の適切な安全対策を講ずるための検討が可能であると考えられる。

【参考文献】

- 1) Ueda,R. et al.: "A Case Study on Polyhedron Model of a Strain Space Multiple Mechanism Model", Joint Conference Proceedings, 9th CUEE and 4th ACEE, pp.469-472, 2012.3
- 2) 竹中康雄、山田和彦、吉川和秀:免震用積層ゴム支承の曲線型履歴復元力モデル:「修正 HD モデル」、日本建築学会技術報告集、第 14 号、pp. 87-92、2001.12
- 3) 田中良一、久田嘉章: 首都圏に建つ超高層キャンパスと地域連携による地震防災に関する研究(その2) 首都直下地震の強震動予測、日本建築学会大会学術講演梗概集、2008.9、pp.815-816