

付-1 エネルギー吸収能力評価のための柱梁接合部の繰り返し載荷実験

1 研究の背景と目的

地震といった動的外乱を受ける構造物に対して、外力の荷重効果をエネルギー入力、構造物の耐震性能をエネルギー吸収能力として捉える、エネルギーの釣り合いに基づく耐震設計¹⁾がある。この設計法では、構造物におけるエネルギー吸収能力を耐震設計にいかにか正確に反映させるかが一つの課題となっている。

エネルギーの釣り合いに基づく耐震設計法では、ランダムな繰り返し載荷履歴を受ける鋼部材のエネルギー吸収能力を評価する方法として、履歴曲線から抽出した骨格曲線における損傷を評価尺度として用いている²⁾。ここで骨格曲線は、正ないし負の荷重下で初めて経験する負荷領域の荷重-変形関係を順次つなぎ合わせて得られるものであり、鋼部材の繰り返し載荷試験結果から抽出した骨格曲線と、一方向荷重を加えたときの荷重-変形関係が概ね対応するという経験則³⁾に基づき耐震性能の評価に用いている²⁾。

一方、鋼部材のエネルギー吸収能力に着目した部材レベルの実験は、一般に漸増変位振幅繰り返し載荷試験で行われ^{4),5),6)}、その多くは文献7)で推奨されている載荷プログラムで行われている。漸増変位振幅という載荷履歴のもとで上記のような経験則が成り立つことはわかっているが、地震のようなランダムな繰り返し載荷履歴のもとで、この経験則が成り立つかどうかは明らかにされていない。また、比較的小振幅での繰り返し回数が増えると、バウシinger効果によるエネルギー吸収量が増加する一方で、骨格曲線が縮小するという実験結果も報告されている⁸⁾。

本研究は、梁端部の延性破壊により塑性変形能力が支配される梁部材を対象に、載荷履歴を実験変数とした繰り返し載荷試験を行い、これまで部材実験ではあまり着目されてこなかった載荷履歴の違いが鋼部材のエネルギー吸収能力に与える影響を実験的に検討するものである。

2 履歴曲線の分解

図1に示すように、繰り返し荷重を受ける鋼部材の荷重-変形履歴曲線は、骨格曲線、バウシinger部、及び弾性除荷部に分解でき、骨格曲線は一方向載荷を受ける場合の荷重-変形曲線と対応する³⁾。鋼部材のエネルギー吸収能力は骨格部のエネルギー吸収能力とバウシinger部のエネルギー吸収能力の和となる。2つの部分を分析することで、鋼部材のエネルギー吸収能力を知ることができる。鋼部材のエネルギー吸収能力は式(1)で表される。

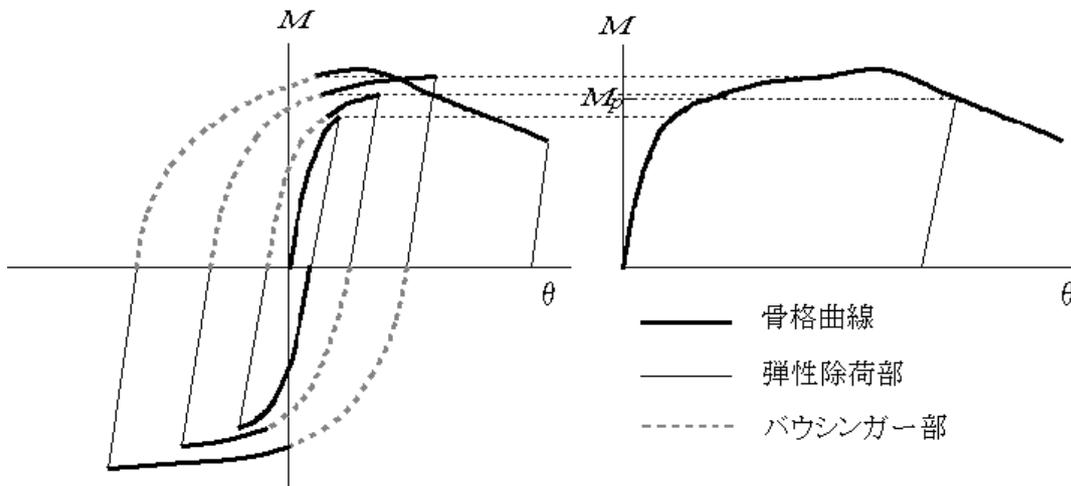


図1 履歴曲線の分解

$$W_p = W_s + W_B \quad (1)$$

ここで、 W_p : 鋼部材のエネルギー吸収量

W_s : 骨格部におけるエネルギー吸収量

W_B : バウシंगाー部におけるエネルギー吸収量

骨格部とバウシंगाー部のエネルギー吸収量を単位塑性仕事量($M_p \cdot \theta_p$)で割り、累積塑性変形倍率 η の形で表すと、式(2)のように示せる。 η はエネルギーの釣り合いに基づく耐震設計法における部材の損傷の表現である。

$$\eta = {}_s\eta + {}_B\eta \quad (2)$$

$$\eta = W_p / (M_p \cdot \theta_p)$$

$${}_s\eta = W_s / (M_p \cdot \theta_p)$$

$${}_B\eta = W_B / (M_p \cdot \theta_p)$$

ここで、

η : 累積塑性変形倍率

${}_s\eta$: 骨格曲線での累積塑性変形倍率

${}_B\eta$: バウシंगाー部での積塑性変形倍率

M_p : 全塑性モーメント

θ_p : 全塑性モーメントに対応する弾性部材角

異なる载荷履歴を受ける場合に、終局状態に至るまでの各試験体の骨格部とバウシंगाー部におけるエネルギー吸収量がどの様に変化するかを分析し、鋼梁部材のエネルギー吸収能力を評価する。

3 実験の概要

1) 試験体

本研究では、载荷履歴をパラメータとした、鋼梁の繰返し曲げ実験を行う。試験体には柱梁接合部を切り出したト型試験体を用いる。柱は建築構造用角形鋼管 RBOX-400×400×19 (BCR295)、梁は建築構造用圧延 H 形鋼 RH-400×200×8×13 (SN400) であり、一般的な中層鋼構造建築物の 2/3 スケール程度の試験体である。本実験に用いる試験体は 5 体であり、すべて同じ形状で、同一ロットの鋼材を用いて製作した。試験体の形状を図 2 に示す。接合部の形式は通しダイアフラム形式であり、接合部の詳細は、JASS6 準拠のスカラップを設けエンドタブに固形タブを用いた工場溶接形式である。また、試験体の柱およびパネルゾーンは、十分な板厚を有しており、梁が最大耐力に達しても降伏しない。また、梁フランジの局部座屈発生を防止するために、接合部付近にスチフナ 3 枚を設置している。

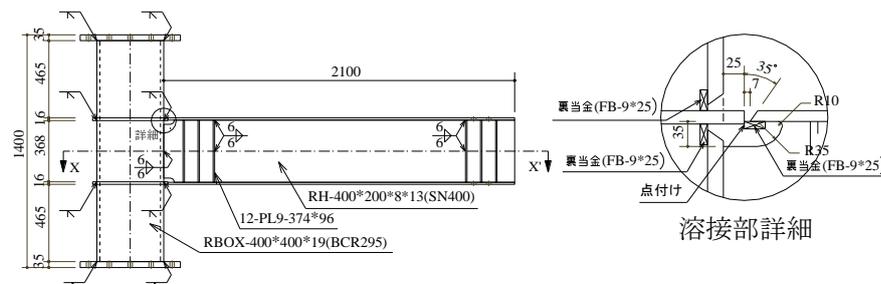


図 2 試験体

表 1 柱材と梁材の断面性能

鋼材	柱材	梁材
断面積 $A(\text{cm}^2)$	280.3	83.4
断面二次モーメント $I_x(\text{cm}^4)$	66600	23500
断面係数 $Z_x(\text{cm}^3)$	3330	1170
塑性断面係数 $Z_{px}(\text{cm}^3)$	3960	1310
断面二次半径 $i_x(\text{cm})$	15.4	16.8
フランジ幅厚比 b/t_f	---	15.4
ウェブ幅厚比 d/t_w	---	46.8

2) 素材引張試験

試験体の梁フランジとウェブについて、それぞれ引張試験を行った。素材試験結果の一覧を表 2 に、応力-歪関係を図 3 に示す。また、降伏応力度から計算した梁の全塑性モーメント M_p と、 M_p に対応する弾性部材角 θ_p を表 3 に示す。

表 2 素材試験結果

	板厚 [mm]	降伏応力度 σ_y [N/mm ²]	引張強度 σ_u [N/mm ²]	降伏比 Y.R. [%]
梁フランジ	13	282	452	62.4
梁ウェブ	8	352	514	68.5

表 3 梁の M_p と θ_p

M_p [KN・m]	382.7
θ_p [rad.]	0.0058

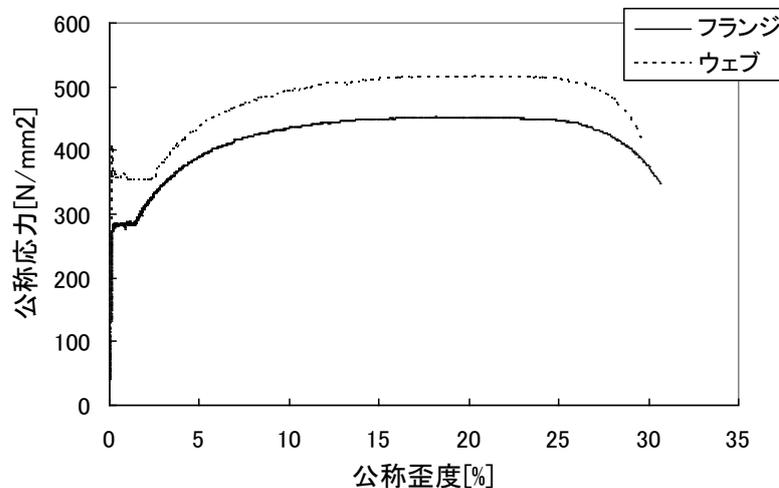


図 3 公称応力-公称歪関係

3) 実験装置

実験装置は、試験体、反力フレーム、オイルジャッキ、加力治具、柱治具、だるまジャッキ、及び面外変形拘束横補剛フレームで構成されている。実験装置全体図を図4に示す。

図に示すように、柱を水平に梁を鉛直に設置する。鉛直材である梁の自由端に、加力治具を介して反力フレームに設置したオイルジャッキ（最大載荷容量 500KN）で水平方向に載荷する。柱の両端部を柱治具を介してだるまジャッキに接合し、だるまジャッキを反力フレームに接触させて水平反力をとる。本実験では、H型鋼梁の終局状態として梁フランジの破断を想定しているため、載荷中に試験体が横座屈しないように、図に示す位置で加力点および梁材を挟み込む形式の横補剛フレームを設置している。

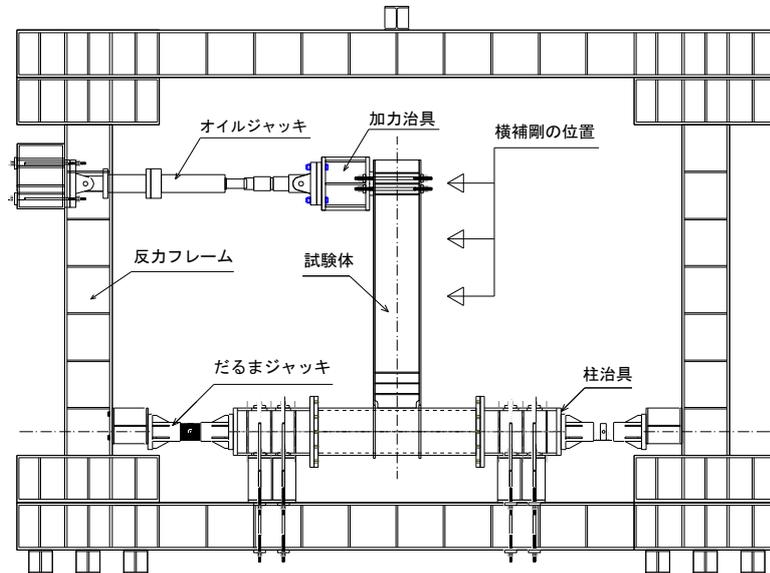


図 4 実験装置全体図

4) 計測方法

梁部材角 θ を求めるため、加力点での水平変位と鉛直変位、パネルの両側での水平と鉛直変位、及びジャッキ加力端部の鉛直変位を変位計で計測する。変位計の設置位置を図5の左図で示す。①～⑧はパネ式変位計で、⑨、⑩、⑪はワイヤー式変位計である。梁部材角 θ は、図5の右図で示すように定義され、式(3)で表される。

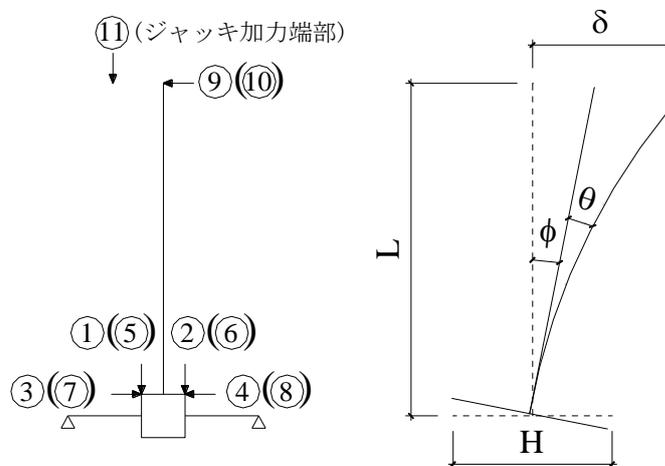


図 5 部材角の定義

$$\theta = \frac{\delta}{L} - \phi \quad (4)$$

ここで、

$$\delta = -\frac{⑨+⑩}{2} - \left(\frac{③+⑦}{2} - \frac{④+⑧}{2} \right) / 2$$

$$\phi = \left(-\frac{①+⑤}{2} + \frac{②+⑥}{2} \right) / H$$

注：①～⑩は各変位計のデータである。

また、ジャッキ加力端部の鉛直変位 ϕ から、ジャッキの軸と水平面との角度を求めて、梁端にかかる水平力を求め、材端部に作用するモーメントを計算する。

5) 载荷履歴

繰り返し载荷履歴が鋼梁部材の塑性変形能力に及ぼす影響を調べるため、梁端の曲げモーメント M が全塑性モーメント M_p (382.7 KN・m) に達する状態に対応する梁の弾性部材角 θ_p (0.0058 rad) を基準として、図6に示す1)～5)の载荷履歴を設定した。

- 1) 2サイクル毎に $2\theta_p$ ずつ振幅を漸増させる漸増変位振幅正負交番繰り返し载荷。
- 2) 载荷履歴1)で試験体が破断した最大振幅の载荷から開始し、2サイクル毎に $2\theta_p$ ずつ振幅を漸減させる漸減変位振幅正負交番繰り返し载荷。
- 3) 振幅を $3\theta_p$ とする定変位振幅正負交番繰り返し载荷。
- 4) 振幅を $4\theta_p$ とする定変位振幅正負交番繰り返し载荷。
- 5) 振幅を $5\theta_p$ とする定変位振幅正負交番繰り返し载荷。

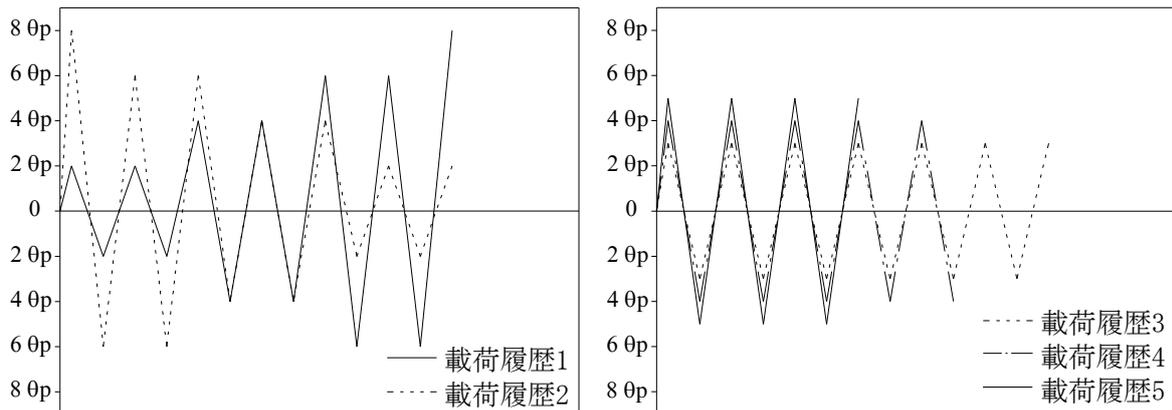


図6 载荷履歴

4 実験結果

1) 荷重－変形関係

各試験体の荷重－変形関係を図7に、荷重－変形関係から抽出した骨格曲線を図8に示す。また、全体履歴から分離したバウシンガー部の载荷履歴1と载荷履歴3の場合を図9に例示する。

すべての試験体で、フランジスカラップ底の部分から延性亀裂が進展し破断に至った。本研究では、変形が進行しているにも関わらず試験体の耐力が落ち始めた時点を以て、破断点として記録した。

载荷履歴1)：予定した载荷履歴で、 $6\theta_p$ まで载荷した。その後 $+8\theta_p$ に行く途中で、部材角 θ が $+0.038(\text{rad})$ に達した時試験体の耐力低下が確認された。

荷重履歴 2) : 荷重履歴 1)で試験体が破断した最大振幅の荷重から、即ち $+80_p$ の半サイクルの荷重から開始した。続いて -60_p から2サイクル毎の漸減荷重で $+20_p$ まで荷重したが、試験体は破断しなかった。その後再度 $+80_p$ に向けて荷重する途中、部材角 θ が $+0.028(\text{rad})$ に達した時、試験体の耐力低下が確認された。

荷重履歴 3) : 30_p で26サイクル荷重した後、27サイクル正側の荷重中、部材角 θ が $+0.012(\text{rad})$ に達した時点で、試験体の耐力低下が確認された。

荷重履歴 4) : 40_p を9.5サイクル荷重した。その後、 -40_p に行く途中、部材角 θ が $-0.019(\text{rad})$ に達した時点で、試験体の耐力低下が確認された。

荷重履歴 5) : 50_p で3サイクル荷重した後、 $+50_p$ に行く途中、部材角 θ が $+0.021(\text{rad})$ に達した時点で、試験体の耐力低下が確認された。

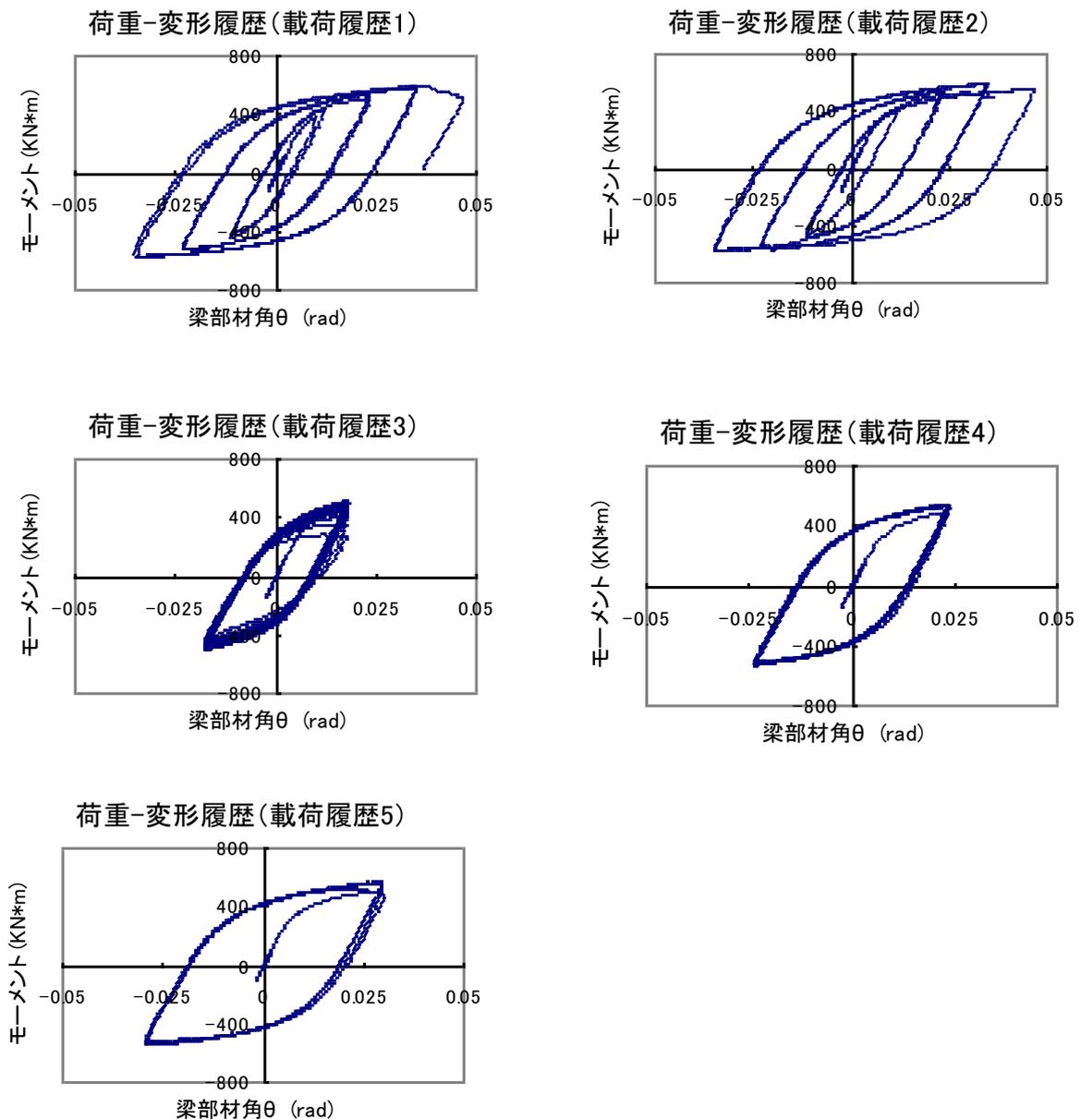


図 7 荷重-変形履歴

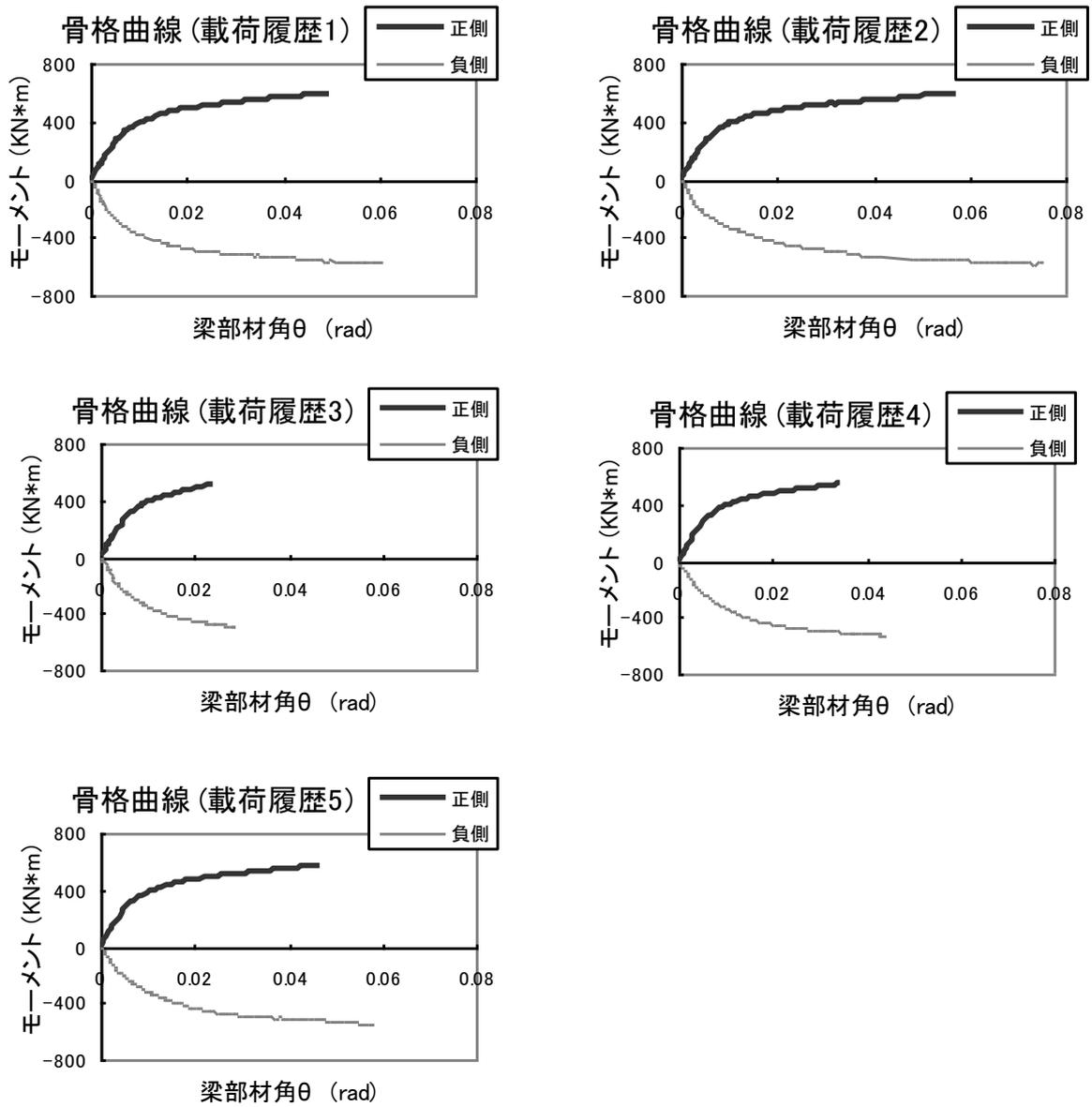


図 8 骨格曲線

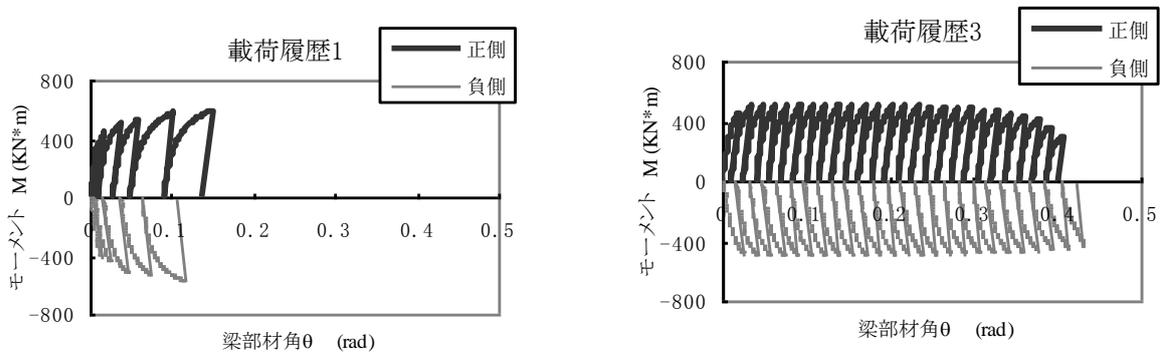


図 9 バウシंगाー部

2) 梁部材のエネルギー吸収

試験体が破断に至るまでの骨格部とバウシंगाー部における累積塑性変形倍率を求め、それぞれの累積塑性変形倍率の部材総累積塑性変形倍率に対する割合を表4に、定振幅荷を受けた場合の各部分の累積塑性変形倍率と振幅の大きさの関係を図10に示す。また、骨格部およびバウシंगाー部が試験体のエネルギー吸収能力にどのように寄与しているかを調べるため、各履歴における $s\eta$ と η の進展の関係を図11に示す。

表4から、漸増変位振幅の荷履歴を受けた試験体と、漸増荷と逆の順番で荷した漸減変位振幅の荷履歴を受けた試験体では、 η 、 $s\eta$ 及び $B\eta$ のいずれにおいても、漸減変位振幅を受けた試験体でやや大きくなったものの、比較的近い値であったことがわかる。また、今回用いた5体の試験体いずれにおいても、バウシंगाー部で吸収したエネルギーが総エネルギー吸収量に占める割合は60%を超えた。特に小振幅での荷である荷履歴3を与えた試験体では、その割合は95%程度まで達した。

図10より、定振幅荷を受けた試験体では、振幅の大きさと破断するまでの部材エネルギー吸収能力は線形的に変化した。骨格部及びバウシंगाー部でのエネルギー吸収量も同じように線形的に変化した。

図11において、定振幅荷履歴を受けた試験体では、破断するまでの骨格部におけるエネルギー吸収量と、全エネルギー吸収量の間には、線形的な対応関係が見られる。また、定振幅荷履歴を受けた場合は、最初の数サイクルで骨格曲線が進展し、その後はほとんどバウシंगाー部だけでエネルギーを吸収したことがわかる。

表4 損傷と累積塑性変形倍率

荷履歴	$s\eta$	$B\eta$	η	$s\eta/\eta$	$B\eta/\eta$
1	21.56	47.69	69.25	0.311	0.689
2	25.82	53.30	79.12	0.326	0.674
3	7.85	137.95	145.80	0.054	0.946
4	13.28	82.74	96.02	0.138	0.862
5	18.96	29.23	48.19	0.393	0.607

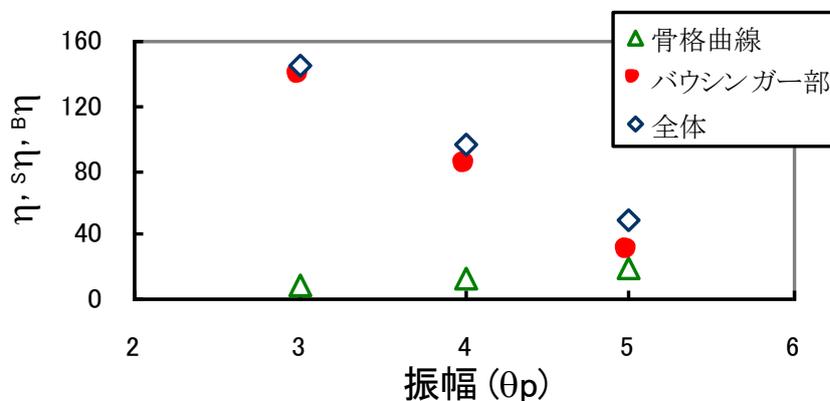


図10 累積塑性変形倍率 (定振幅)

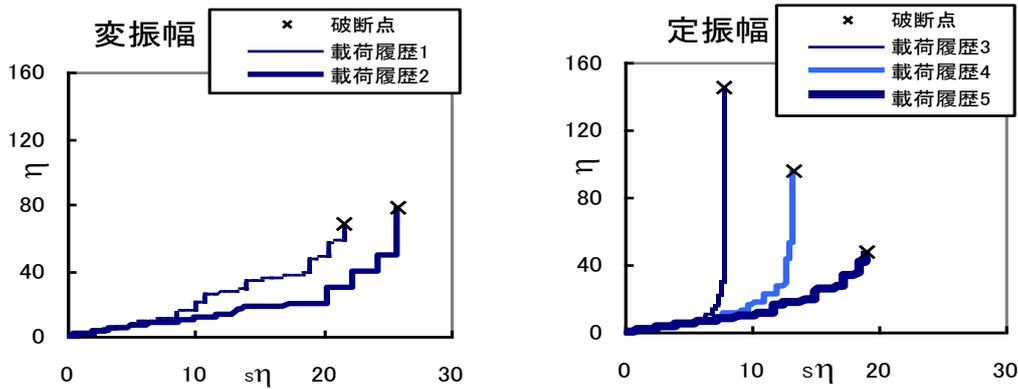


図 11 累積塑性変形倍率の進展

5 まとめ

本研究では、载荷履歴を実験変数とした繰り返し载荷試験を行い、载荷履歴の違いが鋼部材のエネルギー吸収能力に与える影響を実験的に検討した。

- 1) 漸増変位振幅载荷履歴を受けた試験体より、漸増载荷と逆の順番で载荷した漸減変位振幅载荷履歴を受けた試験体のほうがエネルギー吸収能力がやや大きかった。
- 2) 今回の実験の範囲においては、バウシンガー部におけるエネルギー吸収量が総エネルギー吸収量の大部分を占めた。特に小変位振幅の载荷履歴の場合は、バウシンガー部によるエネルギー吸収量が 95%程度を占めた。
- 3) 定振幅载荷履歴では、破断までのエネルギー吸収能力と振幅の大きさは比例的に変化した。また、骨格曲線でのエネルギー吸収量と破断するまでの総エネルギー吸収量の間に対応関係が見られた。
- 4) 定振幅载荷履歴を受けた試験体では、最初の数サイクルの後は、ほとんどバウシンガー部だけでエネルギーを吸収した。

参考文献

- 1) 秋山 宏：エネルギーの釣り合いに基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1999.11
- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)
- 3) 加藤 勉，秋山 宏：鋼構造部材の耐力(その 4)，日本建築学会論文報告集 第 151 号，pp.15-20，1968.9
- 4) 立山 英二，井上 一郎，杉本 正三，松村 弘道：通しダイヤフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形断面はりの耐力と変形性能に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集 第 389 号，pp.109-121，1988.7
- 5) 中込 忠男，矢部 喜堂，坂本 真一：梁スカラップの有無が H 形断面柱に溶接接合される H 形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文報告集 第 432 号，pp.51-59，1992.2
- 6) 増田 浩志，田中 淳夫，銭 鋼：鋼構造梁端混用接合部の力学性能に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集 第 509 号，pp.151-158，1998.7
- 7) 建築研究所，日本鉄鋼連盟：鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書，2002.4
- 8) 秋山 宏，高橋 誠，石 軍：繰り返し曲げを受ける円形断面鋼棒の終局エネルギー，日本建築学会構造系論文集，第 475 号，pp.145-154，1995.9
- 9) 焦 瑜，山田 哲：地震荷重下における鋼部材の履歴吸収エネルギーへのバウシンガー効果の寄与 その 2 解析の考察，日本地震工学会大会 2007 梗概集，pp.220-221，2007.11

付-2 既存 RC 造建築物の耐震補強方法の例

1 はじめに

現在、柱の耐震補強方法として、せん断耐力、軸耐力、靱性能を向上させる補強方法は様々な方法があり、多くの方法が既に実現されている。

一方、柱の曲げ耐力補強は袖壁の新設による方法等が提案されているが、袖壁補強は施工が容易では無い事、補強後は開口面積が狭くなるなど居住性が低下する事、強度の算定が困難であること、袖壁により梁のせん断スパンが短くなり、梁への入力せん断が増加する事により、柱の曲げ耐力が向上しても梁がせん断破壊型になってしまう場合がある事等の問題点がある。これらの問題点が柱の曲げ耐力補強の一般化を妨げている。

一方、勅使川原らはせん断スパンの調整による既存 RC 柱の破壊性状制御実験の中で、柱両端部に鋼材ブロックを圧着する事により柱の破壊性状を制御する実験を行った。その結果、鋼材ブロック圧着には柱の水平耐力を向上させる効果がある事が示された。鋼材ブロック圧着を補強に用いると、前述の曲げ耐力補強の問題点を生じさせない新しい曲げ耐力補強が可能であると考えられる。

また、本補強工法に高強度鋼を用いた場合、鋼材ブロックの寸法を小さくする事が出来、鋼材ブロック圧着による居住性の低下を少なくする事ができると考えられる。

そこで本研究では、勅使川原らの研究成果を元に、鋼材ブロック圧着を用いた従来の曲げ耐力補強とは違う新しい曲げ耐力補強の方法の有効性を実験的に検証する。

2 実験概要

2.1 試験体概要

試験体諸元を表 1 及び表 2 に、試験体配筋を図 1 に示す。

試験体は無補強試験体 2 体、鋼板巻き立て補強試験体 1 体、鋼板巻き立て及び鋼材ブロック圧着試験体 1 体の計 3 種 4 体とし、無補強試験体のパラメータはせん断補強筋間隔とした。スケールは実大の 1/3 とし、試験区間の柱断面は全試験体共に $250 \times 250 \text{mm}$ とした。破壊形式は、SP1 及び SP3 は曲げ破壊を、SP2 はせん断破壊を想定した。SP4 は破壊形式として、端部での曲げ破壊、鋼材ブロックとのフェイスでの曲げ破壊及びせん断破壊が考えられるが、本実験では端部での曲げ破壊を想定した。

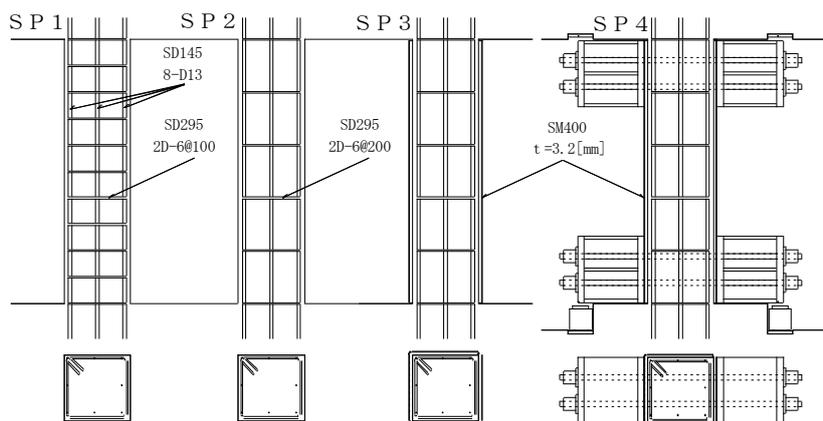


図 1 試験体配筋図 [mm]

表 1 試験体諸元

b×D	250×250		SP1	SP2	SP3	SP4
主筋 SD345	8-D13	鋼板巻き立て	×	×	○	○
せん断補強筋 SD295	2D-6 @200	鋼材ブロック圧着	×	×	×	○
		コンクリート強度 F_c [N/mm ²]	22.5	23.8	24.1	25.0

2. 2 補強方法

(1) 補強概要

SP3及びSP4には既往の軸耐力及びせん断補強の要領に従い端部に5[mm]のスリットを設け鋼板巻き立てを行い、SP4には鋼材ブロック圧着を行った。鋼材ブロックは加力方向に対応する柱試験体の両側面の頭部、柱脚部に各4本のPC鋼棒によって圧着する。圧着する鋼材ブロックを図2に示す。今回の実験では、鋼材に作用する反力の作用点を明確にする為に鋼材下部にφ12の鋼棒を溶接し、その部分での集中反力をロードセルにより計測した。

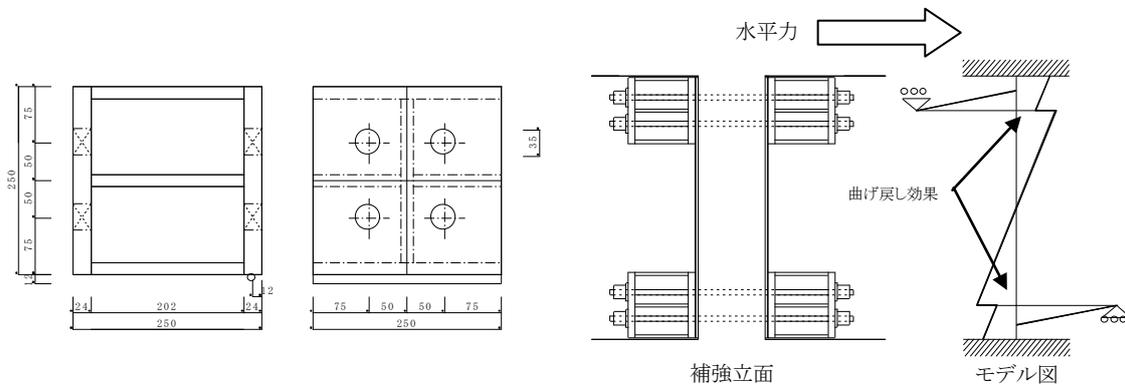


図 2 鋼材ブロック [mm]

図 3 曲げ戻し効果概要図

(2) 鋼材ブロックによる曲げ戻し効果

鋼材ブロックを圧着した柱に水平力が作用すると、図3に示す様に鋼材ブロックに鉛直反力が作用し、柱へモーメントが作用する。このモーメントは水平力によるモーメントとは逆向きのモーメントである為、鋼材ブロックを圧着する事により柱への曲げ戻し効果が作用する。

また、本補強工法を柱に設けると、鋼材ブロックより梁にせん断力が付加的に作用するが、地震時に梁に作用するせん断力とは逆向きとなる。その為本補強工法には梁端部に作用するせん断力を低減する効果がある。

2. 3 導入圧着力

鋼材ブロックはPC鋼棒により圧着した。圧着を行う際の導入圧着力は以下の点を考慮し算出した。鋼材ブロックがせん断力によって滑る事、曲げモーメントによって離間する事を生じさせず、また、PC鋼棒が引張降伏せず、圧着面コンクリートが圧縮破壊せず、確実に曲げ戻し効果を得ることを目標に導入圧着力を設定した。その際、柱の全主筋が引張降伏している状態を仮定し算出した。仮定状態の模式図を図4に示す。

鋼材ブロック圧着面の最大静止摩擦力及び鋼材離間時のモーメントは圧着力に比例し増大する為、圧着力が大きい方が有利であるが、圧着力が大きくなると圧着部のコンクリートが圧縮降伏する恐れや圧着に用いたPC鋼棒が引張降伏をする恐れがある。その為、柱部分のコンクリート強度を基準とし圧着力を計算した。通常、コンクリートの長期許容圧縮応力度 f_c は $f_c = \sigma_b / 3 = 8$ [N/mm²] となる。しかし、柱は鋼板により四面から拘束されている為、拘束によるコンクリート強度の向上を見込み、圧着時にコンクリートにかかる圧縮応力度 σ_0 を $(2/3) \times \sigma_b = 16$ [N/mm²] として計算を行った。計算の結果、本実験

での圧着力は 1000[kN]となった。

また、加力が進み $C=T=A_g\sigma_y$ となる前に鋼材ブロックと巻き立て鋼板の圧着面に滑りが生じなければ、 $F_s=\mu N$ の関係がある為、鋼板と鋼材ブロックとの間の静止摩擦係数 μ は 0.366 以上だと考えられる。

2. 4 材料特性

材料試験より得た材料特性を表 2 に示す。

表 2 各種材料強度

試験体	SP1	SP2	SP3	SP4
圧縮強度 [N/mm ²]	22.5	23.8	24.1	25.0
ヤング係数 [N/mm ²]	2.38×10^4	2.25×10^4	2.29×10^4	2.30×10^4

鋼種	ヤング係数 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	降伏歪 [%]	引張強度 [N/mm ²]	破断歪 [%]
SD295 D-6	1.89×10^5	347	0.183	511	15.9
SD345 D-13	1.96×10^5	384	0.196	558	18.3
SM 400	1.98×10^5	288	0.145	438	33.1

表 3 試験体各種計算強度

試験体名	計算値			
	曲げ耐力		せん断耐力	
	Q_{mu} [kN]	Q_{mu}' [kN]	$Q_{su\ min}$ [kN]	V_u [kN]
SP1	96	—	98	90
SP2	99	—	88	58
SP3	112	—	902	—
SP4	118	362	918	—

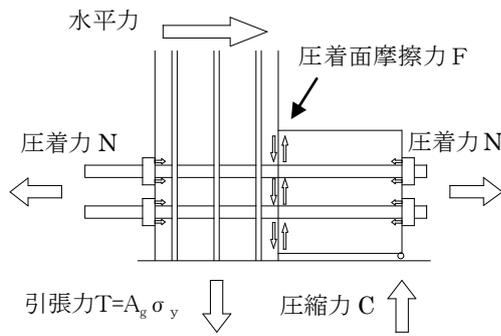


図 4 圧着力計算時の仮定

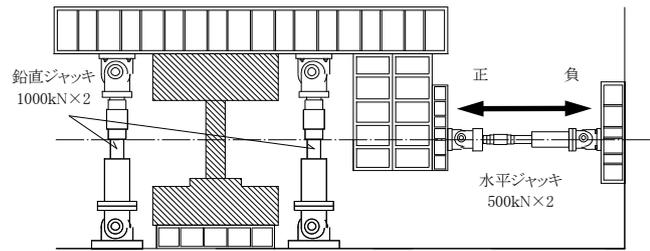


図 5 加力装置図

2. 5 各種計算強度

表 3 に材料強度を用いた曲げ終局強度³⁾、荒川 min 式によるせん断終局強度³⁾及び靱性指針式によるせん断終局強度⁴⁾の一覧を示す。試験体 SP4 の破壊形式は前述の通り端部での曲げ破壊を想定しており、本表に記載した SP4 の曲げ終局強度は端部での終局モーメント計算式³⁾に図 4 仮定時における曲げ戻し効果を考慮した以下の式により求めた。

$$M_u' = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_C} \right) + A_g \sigma_y L$$

尚、鋼板の影響は考慮していない。

2. 6 加力方法

加力は図 5 に示す加力装置を用いて行った。

試験体に定軸力(軸力比 $\eta=0.15$)を載荷した状態で上下スタブを平行に保ちながら、柱部分に逆対称モーメントを作用させ、正負交番繰り返し載荷とした。まず荷重制御で ± 20 kN を目標とし、その後は変形制御で SP1~3 までは $h=1000$ [mm] を基準高さとした変形角 $R=1/400$ [rad] を 1 サイクル、 $R=\pm 1/200$, $R=\pm 1/100$, $R=\pm 3/200$, $R=\pm 1/50$, $R=\pm 1/25$, $R=\pm 1/20$ [rad] を 2 サイクルずつ行った。SP4 は基準高さを $h=500$ [mm] として $R=1/400(1/800)$ [rad] を 1 サイクル、 $R=\pm 1/200(1/400)$, $R=\pm 1/100(1/200)$, $R=\pm 3/200(3/400)$, $R=\pm 1/50(1/100)$, $R=\pm 3/100(3/400)$, $R=\pm 1/25(1/50)$ を 2 サイクルずつ行った。そ

の後、全試験体において押し切り加力を行った後に加力終了とした。なお、0内は基準高さを $h=1000[\text{mm}]$ とした時の変形角である。

計測項目は、水平荷重、水平変形、鉛直荷重、鉛直変位、全体及び部分の曲げとせん断変形、鉄筋、巻き立て鋼板及び圧着用 PC 鋼棒の歪、鋼材ブロックへの鉛直反力、圧着用 PC 鋼棒の引張力、鋼材ブロックの滑り量及び目開き量とした。

3 実験結果

3.1 破壊過程

各試験体の水平荷重-水平変形関係を図6に示す。図中○は主筋引張降伏、×はせん断補強筋引張降伏、□は鋼材ブロックの滑りを表しており、一点鎖線は作用軸力による $P-\delta$ 効果を考慮した補正直線である。

SP1 は $R=\pm 1/400$ サイクル中に柱の両端部に曲げひび割れが発生した。 $R=\pm 1/100$ サイクル中に上下両端部の引張側主筋が降伏し、左右の主筋の上下両端部付近から主筋に沿って付着によるひび割れが発生した。加力サイクルが進むに従い曲げ、付着のひび割れは共に進行していった。その後、 $R=\pm 3/200$ サイクルピーク時に最大耐力に達した。最大耐力以降は、せん断補強筋の歪が増加し、 $R=+1/50$ サイクル時のピーク付近でせん断補強筋が引張降伏し、水平耐力の低下が始まった。 $R=\pm 1/50$ サイクル以降は除荷時にも曲げひび割れの残留ひび割れ幅が大きくなり、 $R=\pm 3/100$ サイクル中に柱正面右隅の主筋に沿ってコーナースプリット型の付着破壊が進行し、除荷時にもひび割れは閉じなかった。その後水平耐力の低下が進み、 $R=\pm 3/100$ サイクル以降、耐力は最大耐力の 80%以下に低下した。 $R=+1/25$ 時に柱正面の両隅のカバーコンクリートが剥落した。その後 $R=+1/17$ まで加力し、そこで加力を終了した。破壊形式は曲げ破壊であった。

SP2 は $R=\pm 1/400$ サイクル中に柱端部に曲げひび割れが発生し、加力サイクルを進める毎にひび割れは進行していき、 $R=+1/100$ サイクル時に正面側の主筋に沿った付着ひび割れが発生した。 $R=+1/100$ サイクルピーク時付近で主筋が左右両端部の主筋が引張降伏し、 $R=-1/100$ サイクル時にはせん断補強筋も引張降伏した後、最大耐力に達した。せん断補強筋の降伏後は速やかに水平耐力を喪失していった。最大耐力後、正面左右両隅の主筋に沿った付着ひび割れが進行していき $R=\pm 1/50$ サイクル時の耐力は最大耐力の 80%以下に低下した。 $R=+1/50$ サイクル時には柱試験体正面右の主筋に沿った付着ひび割れが更に進行し、柱試験体の中央部でコーナースプリット破壊が発生し、 $R=+1/50$ サイクルの 2 サイクル目には柱正面右側のカバーコンクリートが剥落した。その後 $R=-1/25$ サイクル中に柱正面左側のカバーコンクリートも剥落した。その後 $R=+3/50$ まで加力し加力を終了した。破壊形式はせん断破壊であった。

SP3 は、 $R=\pm 1/100$ サイクル中に主筋が引張降伏し、加力終了まで最大耐力の 80%を下回らなかった。水平変位が 85mm を越えた後、耐力低下の兆候が見られたが実験装置の都合上そこで押し切り終了とした。また、加力終了までせん断補強筋は引張降伏をしなかった。巻き立て鋼板がせん断補強として有効に作用した為と考えられる。

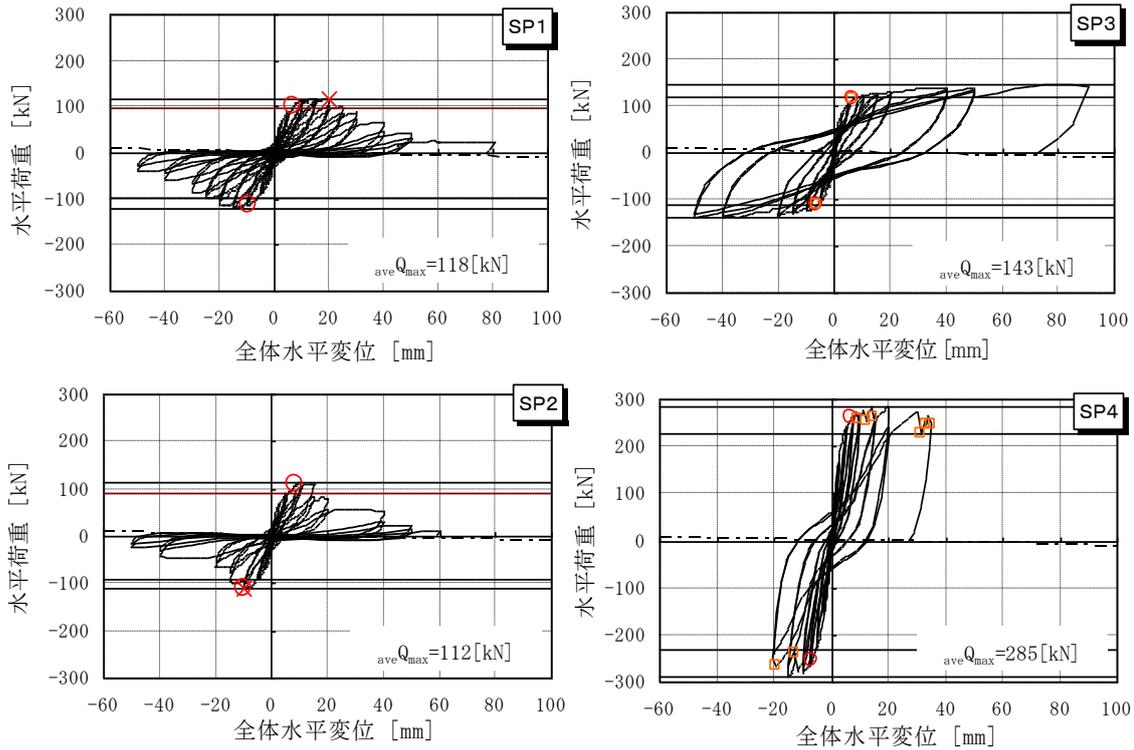


図6 水平荷重-水平変形関係

SP4 は $R=\pm 3/400$ サイクル中に主筋が引張降伏した。また、鋼材ブロック圧着による柱端部の曲げ戻し効果により、SP3 試験体の 2 倍程度まで水平耐力が上昇した。その後、鋼材ブロックと巻き立て鋼板との圧着面への摩擦力が最大静止摩擦力を超えた為、圧着用 PC 鋼棒の滑り量が許容量を超えた事や、鋼材ロードセルに溶接した丸鋼の溶外れた事などから、安全の為加力を終了した。

3. 2 鋼材ブロック

図7にSP4の曲げ戻しモーメント-水平変位関係を示す。試験体SP4では、柱脚部の鋼材ブロックに作用する鉛直反力をロードセルにより計測した。ロードセルの計測値に試験体材軸から鋼材先端反力作用点までの距離を乗じることで、柱脚部の鋼材ブロック反力による曲げ戻しモーメントを求めた。鋼材ブロックの滑ったステップを□で、引張側主筋の降伏を○で示した。

主筋降伏前は変位が進むに連れて曲げ戻しモーメントは上昇したが、全主筋の降伏後は曲げ戻しモーメントの上昇は緩やかになった。この事から鋼材ブロックが加力スタブより受ける鉛直力は想定通り柱主筋の負担する引張力に依存すると考えられる。

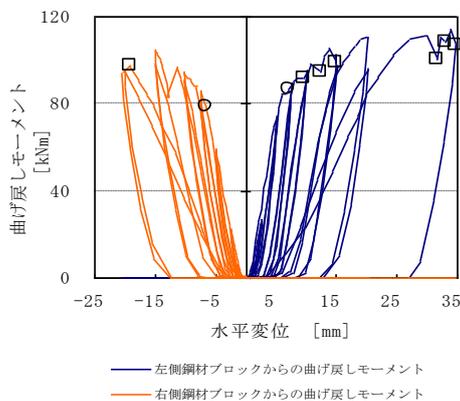


図7 曲げ戻しモーメント-水平変位関係

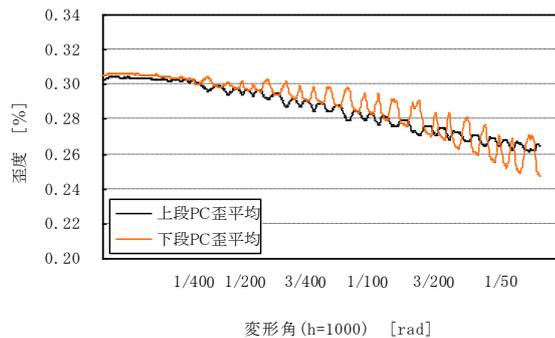


図8 下部鋼材ブロック PC 鋼棒歪度変動

3. 3 PC 鋼棒の歪変動

図8にSP4 下端鋼材ブロックの圧着用 PC 鋼棒歪の変動を示す。ブロックに作用する曲げ戻しモーメントの影響により、鋼材ブロックに用いた PC 鋼棒の歪は水平変位に応じて変動した。本実験では曲げ戻しモーメントにより圧縮側を受ける側及び引張を受ける側どちらの PC 鋼棒の歪度も減少したが、上下共に引張を受ける側（端部側）の方が1 サイクル間での変動が大きかった。

3. 4 鋼材ブロックへの鉛直反力及び鋼材ブロックの滑り量, 目開き量

表4に鋼材ブロック滑り時の水平荷重, 水平変位, 左右ロードセル計測値, 鋼材ブロックの鉛直変位量の一覧を示す。本実験では鋼材ブロックからの反力が想定した最大値に達する以前に鋼材ブロックに滑りが生じた。圧着面に作用するせん断力, 圧着力及び静止摩擦係数の関係より圧着面の滑り時における静止摩擦係数を求めると0.249~0.321 程度であった。

4 考察

4. 1 耐力評価

SP3 の最大耐力は計算値と比較して高いが、これは鋼板により4面から拘束を受けている事による見かけのコンクリート強度の向上を計算に考慮していない事が理由だと考えられる。

SP4 の最大耐力は、計算により求めた曲げ終局強度を大きく下回っていた。これは、計算時に考慮した曲げ戻しモーメントが実際に作用した曲げ戻しモーメントと比べて過大であった為だと考えられる。その為、実際に作用した曲げ戻しモーメントを計算に考慮した場合の計算による曲げ終局強度を表に記した。

表4 鋼材ブロック滑り時計測値一覧

水平荷重 [kN]	水平変形 [mm]	ロードセル計測値 [kN]		鋼材ブロック鉛直変位量 [mm]			
		左側	右側	右上	右下	左上	左下
257	9.53	244	0	0.774	-0.002	0.018	0.248
253	12.28	252	0	0.816	-0.026	0.024	0.362
262	14.89	263	0	0.634	-0.014	-0.004	0.352
-264	-19.20	0	259	0.006	-0.032	-	-
227	31.64	266	0	1.988	0.210	-	-
248	33.02	289	0	0.344	0.030	-	-
248	34.77	284	0	0.380	0.094	-	-

表5 SP4 実験値及びせん断、曲げ終局強度計算値一覧

試験体名	実験値				計算値	
	最大耐力	強度上昇率	終局部材変位	初期剛性	曲げ耐力	初期剛性
	AVE Q_{max} [kN]		$\delta_{Q80\%}$ [mm]	K_e [kN/mm]	Q_{lim} (実験値考慮) [kN]	K_e [kN/mm]
SP1	119	-	26.43	-	-	93.0
SP2	113	-	17.09	49.6	-	88.0
SP3	143	1.27	90.89	77.5	-	89.6
SP4	285	2.53	34.77	81.5	289	196.8

※強度上昇率は(各試験体最大耐力)/(基準試験体SP2最大耐力)として求めた。

2章での強度計算では、SP4 の曲げ終局強度を求める際に、曲げ終局時における曲げ戻しモーメントを求めた際、鋼材ブロックへの鉛直反力を $A_g \sigma_y$ として計算したが、実験では全主筋端部の引張降伏後の鋼材ブロックへの鉛直反力は終局状態においても304[kN]であり、 $A_g \sigma_y = 365$ [kN]よりも低い値となった。

表6に計算により求めた初期剛性及び実験結果より求めた初期剛性を示す。SP1 は載荷時のトラブルにより初期剛性を計測できなかった。なお、計算により求めた初期剛性にはせん断剛性を考慮していない。実験結果より、鋼板巻き立てにより初期剛性は向上したが、鋼材ブロックを圧着した事によるせん断スパン比の変更により考えられる初期剛性の向上は見られなかった。

4. 2 曲げ耐力の向上機構について

(1) 試験体内部の曲げモーメント分布の推測

図9に試験体 SP3 及び SP4 の $R=+1/400$ 及び $R=+1/200$ (SP4 も基準高さ $h=1000$ [mm])とした場合の変形角で示す)サイクルピーク時のモーメント分布を示す。

実験により計測した柱の主筋の歪度を用いて各計測点における断面の曲率を求め、モーメントを計算した。その際、コンクリートが弾性である事、コンクリート及び主筋には断面の平面保持が成り立って

いる事を仮定した。SP4 は鋼板の負担するモーメントを鋼板の歪度から求め単純累加した。また、曲げ戻しモーメントの作用点は鋼材ブロック圧着面の中央とした。

SP3 では、柱主筋歪より求めたモーメント分布と柱に作用するせん断力より求めたモーメント分布がほぼ一致するが、SP4 では柱主筋歪より求めたモーメント分布とせん断力より求めたモーメント分布に

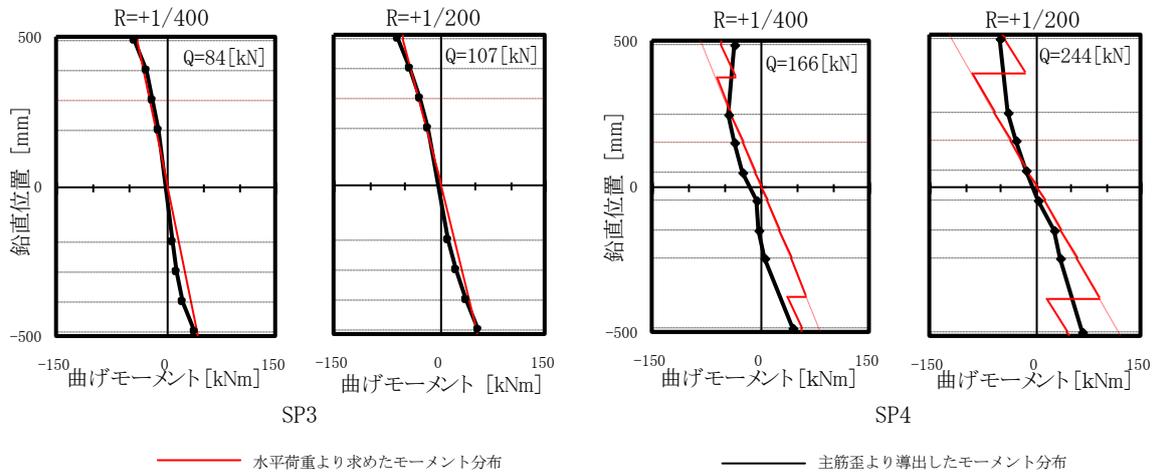


図9 各試験体モーメント分布

差が生じた。特に柱両端部での差が大きい事より、柱端部には鋼材ブロックからの曲げ戻しモーメントが作用しており、柱端部の曲げモーメントが軽減されていると考えられる。

(2) 曲げ耐力向上の要因について

鋼材ブロック圧着による柱の補強後の曲げ耐力は主として柱端部により決まると考えられ、無補強時の曲げ終局強度に、コンクリートの拘束による強度の上昇、鋼材ブロックからの曲げ戻しモーメント及び、鋼板の負担する曲げモーメントを考慮したものになると考えられる。また、3.2 節で示した通り、曲げ戻しモーメントは主筋降伏後は目立った上昇はしない事から、鋼材ブロック圧着による曲げ戻し効果は変形が進むに連れて増加するが、試験体端部の主筋全降伏以後は増加しない。この為、鋼材ブロック圧着による補強効果の主要因である曲げ戻し効果は柱主筋量に依存すると考えられる。

4. 3. 変形性能の評価

表7に各試験体のF値一覧を示す。

補強後の変形性能を評価する為、靱性指標F値を算定した。式は既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説⁵⁾による以下の式を用いた。

$$F = 1.0 + 0.27 \frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad (1)$$

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu}/R_y - 1}}{0.75 \cdot (1 + 0.05R_{mu}/R_y)} \text{ かつ } F \leq 3.20 \quad (2)$$

表7 各試験体F値一覧

	SP1	SP2	SP3	SP4
R_u	6/227	2/117	1/11	25/719
R_v	1/100	1/100	1/100	3/200
F値	2.44	1.59	3.20	2.28以上

SP2のみせん断柱用の(1)式を用い、その他は曲げ柱用の(2)式を用いた。 R_{su} 及び R_{mu} は水平耐力が最大耐力の80%以下となった値としたが、水平耐力が最大耐力の80%以下に低下しなかった試験体は実験終了時の変形角を R_u として計算した。 R_y は柱端部の主筋が引張降伏したサイクルの変形角とした。SP1とSP3の比較により、鋼板巻き立てを施した柱(SP3)はせん断補強筋比が倍の無補強柱(SP1)よりも高い靱性を持つ事がわかる。また、SP2とSP4の比較により、本補強工法を施した試験体SP4は、無補強試験体SP2と比べ靱性能が向上していた事がわかる。

5 鋼材ブロックの形状の検討

鋼材ブロック圧着による補強では、柱上下端部に鋼材ブロックを圧着しなければならない為、居住性を大きく損なってしまう恐れがある。そこで、本実験と同一条件の場合 ($L=B=D=250$ [mm], $P=A_g \sigma_y$ (主筋) $=390$ [kN]) の鋼材ブロックの形状の検討を行った。

鋼材ブロックに SS400 (基準強度 $F = 235$ [N/mm²]) を用いた場合及び高強度鋼 ($\sigma_y = 700$ [N/mm²]) を用いた場合の検討を行った。

(1) 鋼材ブロックをL型にした場合

鋼材ブロックが曲げ降伏しない板厚 t の検討を行った。

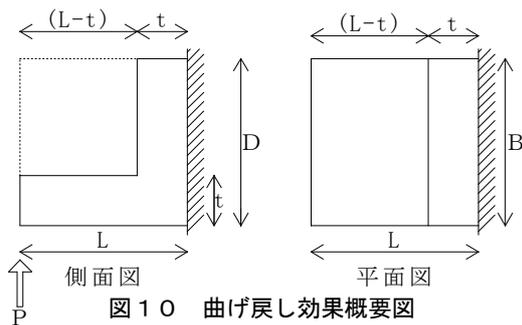


表8 降伏強度及び板厚 t

	SM400	高強度鋼	
σ_y	157	700	[N/mm ²]
板厚 t	155.7	64.9	[mm]
撓み δ	0.007	0.706	[mm]

(2) 鋼材ブロックを鋼材高さDが一定の放物線型とした場合

鋼材ブロックが曲げ降伏しない板厚 b の検討を行った。

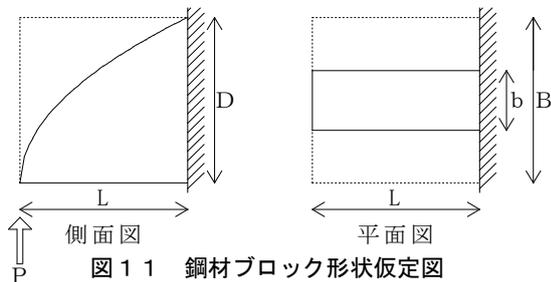


表9 降伏強度及び板厚 b

	SM400	高強度鋼	
σ_y	157	700	[N/mm ²]
板厚 b	59.8	13.4	[mm]
撓み δ	0.127	0.569	[mm]

(3) 鋼材ブロックを鋼材幅B一定の放物線にした場合

鋼材ブロックが曲げ降伏しない圧着面高さ h の検討を行った。

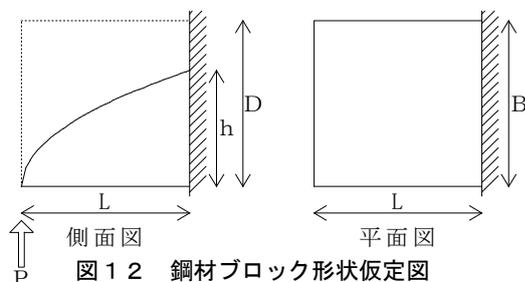


表10 降伏強度及び圧着面高さ h

	SM400	高強度鋼	
σ_y	157	700	[N/mm ²]
端部高さ h	122.2	57.8	[mm]
撓み δ	0.261	2.461	[mm]

(4) 鋼材ブロックを隅を切り落として台形とした場合

鋼材ブロックが曲げ降伏しない圧着面高さ h の検討を行った。なお、鉛直力を受ける側の鋼材ブロック端部の初期高さ t を 25[mm] とした。

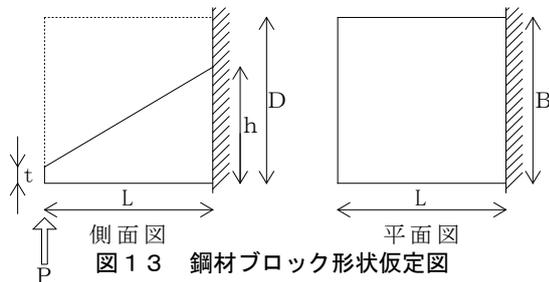


表 1 1 降伏強度及び圧着面高さ h

	SM400	高強度鋼	
σ_y	157	700	[N/mm ²]
端部高さ h	174.1	58.4	[mm]
撓み δ	0.090	2.317	[mm]

以上の検討の結果、鋼材ブロックに用いる鋼材の降伏強度 σ_y を高くする事により鋼材ブロックの形状を小さくする事ができ、既存の空間の居住性を損なう事無く柱の曲げ補強が出来ると考えられる。

6 まとめ

鋼板巻き立て及び鋼材ブロック圧着をパラメータとする柱試験体に対する静的加力実験を行い、鋼材ブロック圧着による曲げ耐力補強効果について検討した結果、以下のような知見を得た。

- 1) 鋼材ブロック圧着により、最大水平耐力が2倍以上に向上した事から、本補強工法が柱の曲げ耐力補強として有効である。
- 2) 鋼材ブロック圧着では初期剛性は変化しなかった。
- 3) 鋼材ブロック圧着後の柱のせん断耐力は既存の荒川式及び靱性指針式の値よりも大きな値となった。
- 4) 鋼材ブロックからの曲げ戻しモーメントは既存柱断面の主筋の引張耐力に依存し、全主筋の引張降伏後は曲げ戻しモーメントは上昇しない。
- 5) 本補強工法を施した柱の靱性指標 F 値は無補強試験体より向上した。
- 6) 鋼材ブロックに高強度鋼を用いる事により鋼材ブロックをより小型化できる。

付-3 浮き上がりを許容した建築物の構造性能評価

本付録では、大地震に対しても柱や梁などの主要構造部材を弾性に留めるための1つの手段として、意図的・積極的に建築物全体の浮き上がりを活用する構造システムを取り上げている。指針(案)では柱梁に高強度鋼を用いた制振構造が主な対象とされているため、ここでは特に浮き上がりに関する事項を次のような構成で示している。

本付録の構成	該当ページ
1. はじめに	236
2. 適用範囲	242
3. 目標構造性能	246
4. 応答評価	248
4.1 地震動に対する応答評価	248
4.2 風外力に対する応答評価	255
5. 構造性能の判定	259
6. 応答評価における注意事項	261
7. 性能の表示	264
8. 性能評価事例	265
8.1 鉄骨造事務所・店舗ビル	265
8.2 中層 CFT 造建物の性能評価	281
9. 技術資料	286
9.1 ダンパーの設計例 (折り曲げダンパー)	286
9.2 浮き上がり部に設置するダンパーの復元力特性の例	291
9.3 関連する既往の実験結果及び解析結果	296
9.4 柱浮き上がりを許容した鉄骨造縮小模型架構の実験	311
9.5 浮き上がりを許容した建築物の地震時室内挙動に関する振動台実験	318
9.6 ロッキングシステムによる既存建築物の耐震改修	322

1. はじめに

現行基準を上回るような地震動に対して主要な構造部材（柱梁）を弾性に留める場合、特に塔状比の大きな建築物の基礎、基礎くい、柱脚の設計にあたっては、極めて大きなベースモーメント（基部転倒モーメント）に対して設計を行わなければならない。

本指針(案)では、大地震に対して躯体を弾性に留めるために意図的・積極的に建築物全体の浮き上がりを活用する場合を主な対象とする。

(1) 浮き上がり許容の意義

建築構造の第一義的な目的は、自重、積載荷重等の長期鉛直荷重、すなわち重さを支えることである。一方で、多層建築物の耐震性を考える上では主に水平方向の地震力への抵抗・ねばりとして、水平方向の耐力及び変形能力が問題となる。この際、質量が地震力の大きさを決める主要な因子であることは意識されることが多いが、長期鉛直荷重すなわち重さについても、いわゆるP- Δ 効果により水平方向の耐力の低下をもたらすばかりでなく、倒壊・崩壊といった終局状態を引き起こす直接的な要因となる。その意味で、重さは耐震設計上、負の効果をもつと言える。免震や制振では積層ゴムや弾性架構が重さの負の効果軽減している¹⁾。

本指針(案)で扱う浮き上がりを許容した建築構造は、逆転の発想により自らの重さを耐震上の正の効果として利用しつつ、一時的かつ自発的に片足立ち状態になることで、いわば倒立振子として簡易かつ安価に地震応答低減効果を得ようとするものである。免震や制振では積層ゴムや弾性架構が急激な地震入力エネルギーを弾性ひずみエネルギーとして一旦受け止め、特殊な部材、いわゆるダンパで地震入力エネルギーを消散させる。浮き上がり許容構造では架構の弾性ひずみはある程度抑制することができ、急激な地震入力エネルギーを自らの重さのポテンシャルエネルギーとして一旦受け止めることができる。そのため、適宜ダンパを組み合わせることで入力エネルギーを消散させることができれば、架構はさほど頑強にする必要がなくなる可能性がある。また、架構の弾性ひずみエネルギーが抑制されることで、大地震後に残留変形を生じない構造システムを比較的容易に実現できる可能性がある。

実際の地震被害については、阪神淡路大震災の際、新耐震基準の施行以前に設計された建物で地震被害の小さなものがあり、その要因が直接基礎の浮き上がりと考えられるという報告がある。

以上のような可能性から、大地震後に元の状態に戻りうる、無損傷の構造を簡易かつ安価に実現する手段の1つとして、建築物全体の浮き上がりを許容した構造を取り上げている。

注意点としては、着地時の衝突・衝撃の影響が挙げられるが、柱の衝撃的な圧縮力については浮き上がりを拘束した場合の側柱の圧縮力と同程度という実験結果も報告されており、柱の座屈ひいては浮き上がり部周辺の部分崩壊等を引き起こすようなものではない。

具体的な設計においては、市街地などの狭小敷地にあり免震構造の採用が困難な場合や、コア偏心などのために平面計画上ブレース・耐震壁をバランスよく配置できない場合に有効な構造形式となりうる。また、杭・基礎の浮き上がり抵抗部材を低減できるなど、コストメリットが出せる場合も考えられる。

(2) 浮き上がりに関する既往の研究

構造物の浮き上がりに関しては比較的古くから現在に至るまで様々な検討がなされている。耐震工学の先駆的・世界的な研究者として知られる Housner は地震被害調査をもとに、地震時に浮き上がり（片足立ち）を生じる現象を“*Inverted Pendulum*”すなわち「倒立振子」と表現してその挙動やスケール効果について論じている²⁾。家具等の什器の転倒を扱ったもののほか、現象を単純化するために周期の短い建築構造を剛体とみなして検討を行っているものもあるが、上部構造の振動・変形を考慮したもの限定しても以下のように数多くの検討が報告されている。曲

げ棒の試験体を用いた実験により転倒に至るような大振幅振動を検討した先駆的な研究³⁾⁴⁾を初めとして、1質点2自由度系の浮き上がり挙動を理論的に明らかにしたもの⁵⁾やその発展形とみなせるもの⁶⁾⁷⁾⁸⁾、多自由度系の上部構造について脚部固定のモードを用いた定式化を行った上で地震応答等を検討したもの⁹⁾¹⁰⁾、旧耐震の建築物が阪神淡路大震災での被害を免れた要因として直接基礎の浮き上がりを指摘した上で地震被害低減効果と諸因子の影響を検討したもの¹¹⁾、浮き上がり部に粘弾性ダンパを設置した構造を対象としたもの¹²⁾、振動台実験により柱脚又は基礎浮き上がりの効果¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾、上下地震動の影響や地盤への沈み込みを含めた応答などを検討したもの¹⁷⁾¹⁸⁾、エネルギー応答を示したもの¹⁹⁾²⁰⁾、均一せん断棒で模擬した多層建築物の浮き上がり時のモード特性や自由振動を示したもの²¹⁾²²⁾などがある。

なお、これらの多数の研究成果があるにも関わらず、建築物全体の浮き上がり挙動(片足立ち、ステップング)に関する基礎的・一般的特性は必ずしも明らかにされているとは言い難く、構造設計における1つの課題ともなっている^{例えば 23)}。

(3) 高次振動

浮き上がり許容構造の性能評価上の特徴的な注意点としては、着地時の衝突・衝撃のほか、高次振動が挙げられる。

現在ではいわゆる Pushover 解析が広く使われるようになり、モデル化さえできれば比較的容易に静的弾塑性解析できるようになっている。建築物全体の浮き上がりを伴う構造を対象として Pushover 解析(正確には孤長法、Riks 法など、荷重分布形を固定した増分解析)を実施すると、浮き上がり部に引き抜き抵抗部材がない場合、浮き上がり開始とともに荷重は増加しなくなり、変位のみが増加していく。これを根拠として、浮き上がり開始時を若干でも上回る耐力さえ確保すれば、架構が弾性に留まると考えがちであるが、早計であり、静的解析に慣れ過ぎたことによる弊害である。

振動台実験によれば、特に浮き上がっている間には高次の振動がよく観察される^{例えば 15)16)}。文献 13)では着地時の衝突・衝撃の影響で高次振動が発生すると指摘し、文献 23)で紹介されているが、それは必ずしも射していない。

高次振動発生メカニズムを理論的かつ明快に示したのは文献 5)が初めてであると思われる。文献 5)で対象とした図 1-1(a)に示すような1質点2自由度系は、浮き上がり状態では図 1-1(b)に示す「倒立バネ振子」と振動系として等価である。倒立バネ振子とみなすことは、支点まわりの極座標への変換を行うことに相当し、ひずみを伴わない回転方向と、ひずみを伴う動径方向とに分離して考えられる。また、微小変位として変形前の状態で釣合を考えれば、勾配 H/E の傾きをもつバネに対して下方向に重力が作用していることになり、自重との釣合位置を中心として振動する、言い換えると勾配 H/E に沿って沈み込みながら振動することが理解できる。以上が文献 5)で示された高次振動発生メカニズムの概要である。

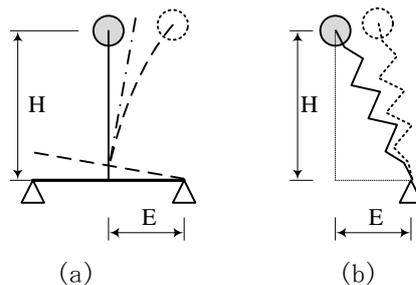
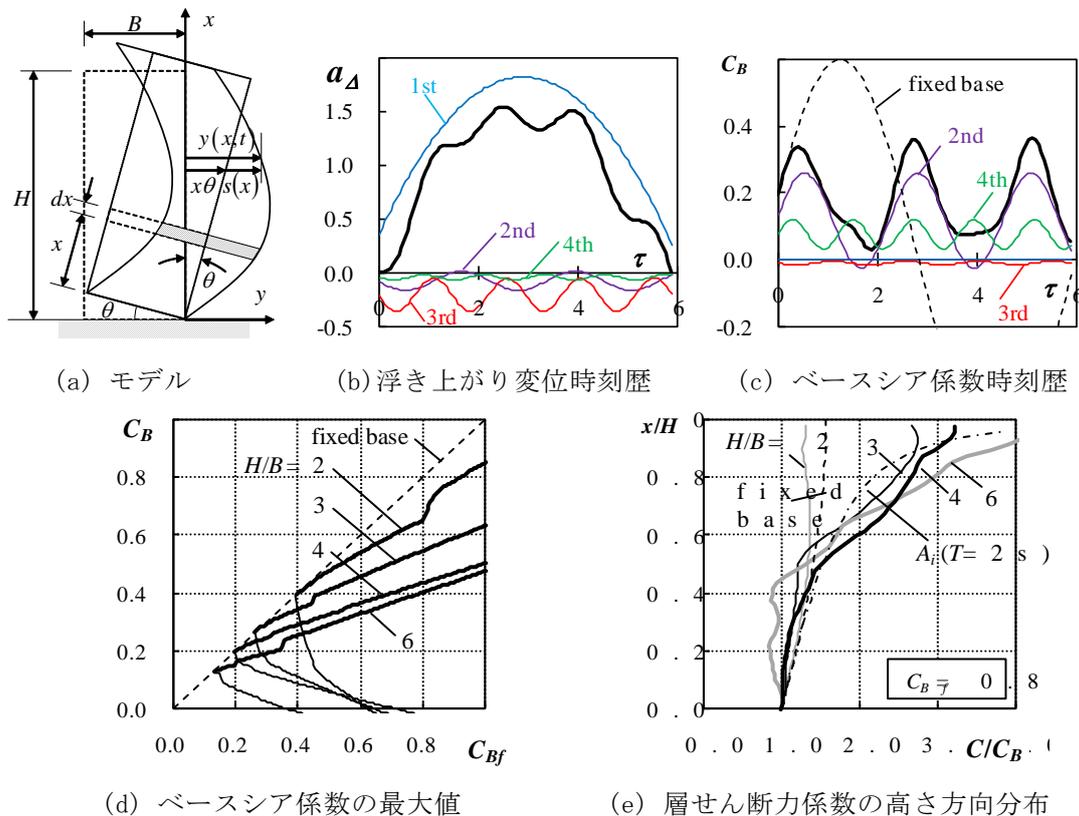


図 1-1 1質点2自由度系

この高次振動により、図 1-1(a)のような単純な系であっても、脚部を固定した場合に比べれば構造への負荷は大幅に低減するものの、浮き上がり開始時の値で留まることなく、さらに大きな負荷がかかる。

上部構造を均一せん断棒で模擬した検討例を図 1.2 に示す。図 1-2(b)及び(c)は着地時の 1 次モードから浮き上がりを開始し、着地するまでの非減衰自由振動（自重のみを受ける場合）の一例であり、横軸は無次元時間（ $\tau=0$ が浮き上がり開始時点）で、図 1-2(b)の縦軸は浮き上がり変位を無次元化したものである。図中の細線は各モードの寄与を、太線は重ね合わせとして求めた応答を示している。浮き上がり挙動は、大きく浮き上がる 1 次モード（剛体モード）と小さく沈みこむ高次モードとから構成されることが分かる。図 1-2(c)のベースシア係数では 1 次は剛体モードのため寄与せず、2 次及び 4 次の寄与が大きいことが分かる。浮き上がり開始時点では $C_B=0.2$ 程度であるが、浮き上がり開始後もベースシアは上昇し、 $C_B>0.3$ 以上に達している。図 1-2(d)の太線と細線は、横軸を脚部固定の場合とし、縦軸を浮き上がり許容の場合として、半サイクルの自由振動の結果からベースシア係数の最大値及び最小値をプロットしたものである。脚部固定を表す破線に比べて太線がかなり下回っているが、浮き上がり開始時（破線との交点）との比率で見れば、かなり大きな値に達する場合もあることが分かる。塔状比が大きいほど小さい荷重に対して浮き上がりを開始するとともに、構造への負荷は小さくなる。図 1-2(e)には、層せん断力係数の高さ方向分布の例を示す。実線が浮き上がり、点線が脚部固定（1 次モード）であり、一点鎖線は設計用 1 次固有周期を 2 秒とした建築基準法の A_i である。塔状比が大きくなるほど下層部で減少し上層部で増加する傾向、いわゆるトップヘビーになる傾向がみられる。



(a) モデル

(b) 浮き上がり変位時刻歴

(c) ベースシア係数時刻歴

(d) ベースシア係数の最大値

(e) 層せん断力係数の高さ方向分布

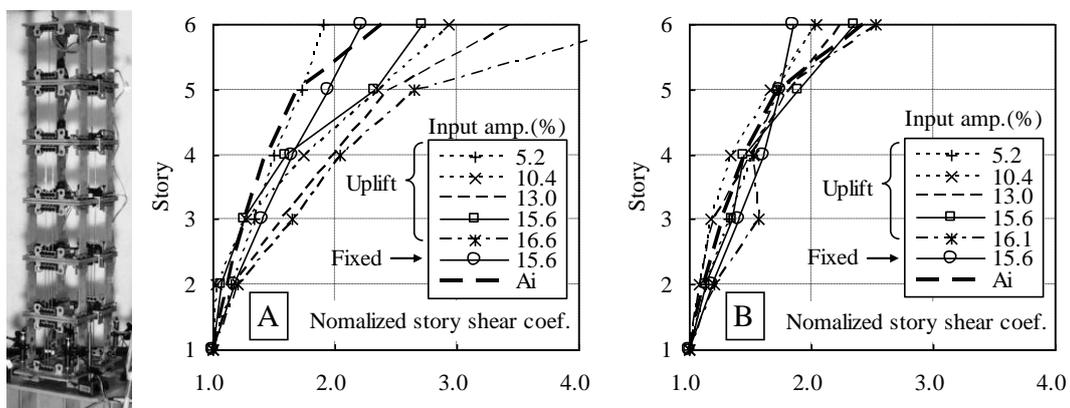
図 1-2 均一せん断棒による浮き上がり非減衰自由振動の解析例²¹⁾²²⁾をもとに作成

(図 (b) 及び (c) は、 $H/B=4$ 、脚部固定の最大ベースシア係数 $C_{Bf}=0.6$ の場合)

高次振動の影響により、層せん断力分布係数の高さ方向分布が特に上層部で大きくなる傾向は振動台実験でも観察されている¹⁶⁾。表 1-1 に示す 2 種のせん断型模型試験体（塔状比 6.54）に対し JMA Kobe NS 波(1995)を入力波とした振動台実験結果から、図 1-3 に層せん断力分布係数の高さ方向分布を示す。高さ方向に層剛性を一定とした B モデルでは、脚部固定（○印）に比べて上層部で大きくなっており、 A_i と同程度となっている。一方、高さ方向に層剛性が減少する A モデル（脚部固定の 1 次モードがほぼ直線状）では、上層部で大きくなる傾向が顕著であり、 A_i を大きく上回っている。

表 1-1 試験体名及び固有周期等¹⁶⁾

名称	ピアノ線本数			1次固有周期 T_1 (s)	1次減衰定数 h_1 (%)
	1, 2層	3, 4層	5, 6層		
A	6	4	2	0.56	4.3
B	4	4	4	0.60	5.4

図 1-3 層せん断力係数の高さ方向分布¹⁶⁾

(4) 地震応答低減が期待できる範囲

具体的な地震動を想定した地震応答低減効果については、(2)で示した文献等を参考とすることができる。塔状比が大きいほど浮き上がりを開始する外力レベルは低くなり、また 1 次固有周期が短い方が地震時の転倒モーメントが大きくなることから、比較的塔状比が大きく、かつ、1 次固有周期が 2 秒程度以下の場合に応答低減効果を期待できると言えよう。

なお、上部構造の耐力（保有水平耐力）が比較的 low、浮き上がりが発生する前に降伏によって転倒モーメントが頭打ちとなれば、浮き上がりは発生しない。また、降伏よりも浮き上がりが先行する場合であっても、前述の高次振動の影響等もあり、構造への負荷は浮き上がり開始時のレベルに留まらないため、上部構造の降伏が起こりうる。例えば、文献 26)（概要は文献 27)）では地盤を Winkler バネとダッシュポットで表現し、上部構造には耐力壁(shear wall)を想定し、stiffness degrading hysteresis model を復元力として採用した 1 自由度系の地震応答解析結果が報告されている。その結果によれば、上部構造の損傷として累積ひずみエネルギーを比べると、浮き上がりを許容した場合と拘束した場合とで、両者にほとんど差がない場合があることが示されている。よって、浮き上がりによる応答低減効果を期待する場合には、上部構造にはある程度の耐力を確保しておくことが肝要と言える。

また、文献 13)には「合理的に浮き上がり可能性を取り込んだ構造設計として少なくとも含むべき事項」として次の 5 点が挙げられているので、耐力確保以外の注意点として、ここで紹介しておく。

- (1)基礎から柱脚が上下方向へ分離することに対して相対的に小さな拘束を与えること。
望ましいと考えられる場合には、何らかの相対的に柔なエネルギー吸収機構を組み込むこともできる。もちろん、常時の風圧力に対して十分な抵抗を付与すること。
- (2)信頼性のある「シア・キー」。浮き上がり中に基礎から柱が歩き出すことを防ぐために必要である。実験で用いた柔なプレートのコンセプトは価値あるものと思われる。ただし、2軸応答にも対応するよう、拡張することが必要であろう。
- (3)必要に応じて、衝撃用部材（要素）。一時的な衝撃に耐え、壊れやすい可能性のある構成要素を守る。
- (4)構造体に通じるサービス用通路(service connection)に要求される柔性。サービス用センターコアでは、ほとんど又は全く分離が起らないことが論理にかなっていると思われる。
- (5)リーズナブルな動的解析。起こりうる最もシビアな地震に対して、許容浮き上がり量を保証するため。

(5) 転倒について

浮き上がりを許容する場合には、全体的な転倒という最悪の事態が生じえないのか、と不安になることもある。しかし、現実的な規模の建築物では転倒は起こりにくいことが文献 24)、25)で示されており、片足立ち状態での着地側柱の耐力や着地時の衝撃等に対して配慮すれば問題ないと考えられる。

参考文献

- 1) 例えば、和田章：身近になったパッシブ制振、建築技術、pp.96-98、2005.8
- 2) Housner, G.W. : The Behavior of Inverted Pendulum Structures During Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.53, No.2, 1963.2
- 3) 園部泰寿、梅村魁：細高い構造物の転倒振動に関する研究、日本建築学会論文報告集、第 63 号、pp.257-260、1959.10
- 4) 園部泰寿、梅村魁：構造物の地動による大振幅振動に関する研究—模型の浮上りをおこした場合の自由振動—、日本建築学会論文報告集、第 63 号、pp.261-264、1959.10
- 5) Meek, J.W. : Effect of Foundation Tipping on Dynamic Response, J. Struct. Div., Vol.101, No.ST7, pp.1297-1311, 1975.7
- 6) Meek, J.W. : Dynamic Response of Tipping Core Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.6, No.5, pp.437-454, 1978
- 7) Yim, S.C.-S. and Chopra, A.K. : Dynamics of Structures on Two-spring Foundation Allowed to Uplift, J. Eng. Mech., Vol.110, No.7, pp.1124-1146, 1984.7
- 8) Oliveto, G., Calio, I. and Greco, A. : Large Displacement Behavior of a Structural Model with Foundation Uplift under Impulsive and Earthquake Excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.32, pp369-393, 2003
- 9) Psycharis, I.N. : Dynamics of Flexible Systems with Partial Lift-off, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.11, pp.501-521, 1983
- 10) Yim, S.C.-S. and Chopra, A.K. : Simplified Earthquake Analysis of Multistory Structures with Foundation Uplift, J. Struct. Eng., Vol.111, No.12, pp.2708-2731, 1985.12
- 11) 林康裕：直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果、日本建築学会構造系論文集、第 485 号、pp.53-62、1996.7

- 12) 笠井和彦、金田充弘、大熊潔：ステップカラム制振構造の実施例：解析と実大ダンパー試験、パッシブ制振シンポジウム 2001、pp.235-249、2001.12
- 13) Huckelbridge, A.A. and Clough, R.W. : Seismic Response of Uplifting Building Frame, J. Struct. Div., Vol.104, No.ST8, pp.1211-1229, 1978.8
- 14) 岩下敬三、木村秀樹、春日康博、鈴木直幹：基礎浮き上がりを伴う鉄骨架構の振動台実験、日本建築学会構造系論文集、第 561 号、pp.47-54、2002.11
- 15) 緑川光正、小豆畑達哉、石原直、和田章：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動、日本建築学会構造系論文集、第 572 号、pp.97-104、2003.10
- 16) 石原直、小豆畑達哉、野口和也、森田高市、緑川光正：層剛性分布を考慮した多層建築物の浮き上がり地震応答モデル実験、鋼構造年次論文報告集、第 14 巻、pp.327-334、2006.11
- 17) 藤堂正喜、飯塚信一、松本喜代隆、渡壁守正、稲井慎介、石岡拓、鹿籠泰幸、高井茂光：アップリフト制震構造の開発研究（その 1）～（その 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.151-156、2004.8
- 18) 和田章、山田哲、小野泰寛、小林勝已、佐々木康人：弾性地盤上の建築構造物の地震時浮き上がり現象に関する基礎実験、日本建築学会構造系論文集、第 595 号、pp.57-64、2005.9
- 19) 岩下敬三、谷口元、石原大雅：杭頭で浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価、日本建築学会構造系論文集、第 564 号、pp.23-30、2003.2
- 20) 小豆畑達哉、緑川光正、石原直：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測、日本建築学会構造系論文集、第 583 号、pp.61-68、2004.9
- 21) 石原直、緑川光正、小豆畑達哉：均一せん断棒による多層建築物の浮き上がり自由振動解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.1017-1018、2005.9
- 22) 石原直、緑川光正、小豆畑達哉：均一せん断棒による多層建築物の浮き上がりモード特性に関する考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.477-478、2007.8
- 23) 構造設計技術向上研究会：構造設計について（その 1、その 2）—基礎の浮上がりへの対処 1, 2—、連載 構造設計ステップアップ、建築技術、pp.214-222、1996.11、pp.192-200、1996.12
- 24) 田川健吾、松本芳紀、潘 健：弾塑性ばねに支持された剛な建物の地震時転倒限界、日本建築学会技術報告集、第 18 号、pp.31-34、2003.12
- 25) 動的に対する設計—現状と展望—、3.3.1 崩壊・倒壊・転倒、pp.135-138、日本建築学会、1999.5
- 26) Nakaki, D.K. and Hart, G.C. : Uplifting Response of Structures Subjected to Earthquake Motions, U. S. -Japan Coordinate Program for Masonry Building Research, Report No.2. 1-3, Ewing/Kariotis/Englekirk & Hart, 1987.8
- 27) Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings(ATC-40), Vol.2, pp.F-54~F-60, Applied Technology Council, 1996.11

2. 適用範囲

構造種別、構造形式等については、建築物全体の一体性を保つことを前提とすれば、特に制限を設けない。

対象建築物は比較的整形で対称なものを原則とし、剛性率は0.6以上、偏心率は0.15以下を目安とする。

なお、荷重・外力は「高強度鋼等を用いた新構造建築物の耐震性能評価指針」（以下、「性能評価指針」という。）第3章に規定される荷重・外力に準ずることとし、地震動のL1レベル（1次設計レベル）に対しては浮き上がりが生じないことを確認する。

(1) 構造種別、構造形式、等

構造種別、構造形式については特に制限を設けないが、着地時の衝撃等を考慮した上で座屈や局部的な崩壊が生じないものとする。この際、コンクリート系などで浮き上がり部周辺にひび割れ等を生じるおそれのある場合には、緩衝材の付加や補強等を適宜施すものとする。

(2) 不整形の制限（剛性率、偏心率）

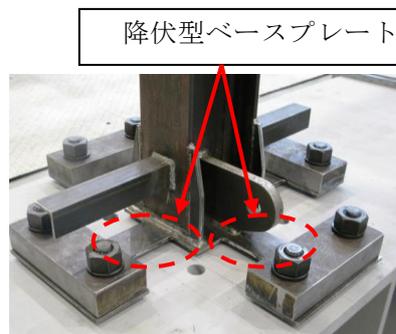
現行基準に従い、剛性率0.6以上、偏心率0.15以下とすることを目安とする。

剛性率については現状では参考となる技術的な資料がない状態であり、他の層に比べて剛な又は柔な層が存在する場合などで層せん断力分布等が変わる可能性も否定しきれないため、剛性率については現行基準なみとして極端な剛性差が生じないように計画することを前提とする。

偏心の影響については、本総プロで実施した振動台実験の結果が参考となる。写真2-1及び図2-1に概要を示す。詳細は本付録9.4節を参照されたい。



(a) 全景



(b) 柱脚部

写真 2-1 試験体

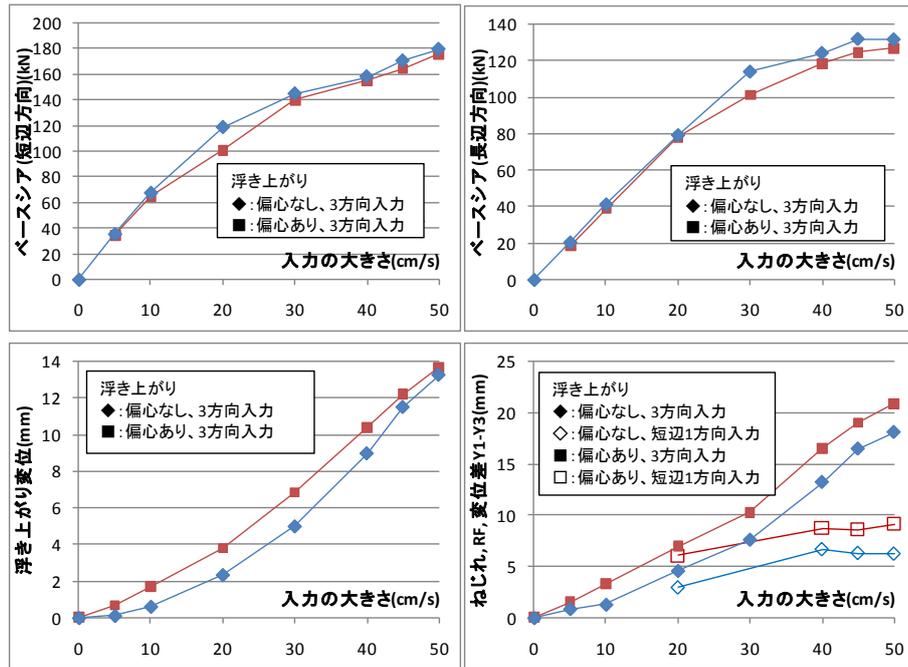


図 2-1 振動台実験結果（最大応答値）

実験は3層1×2スパンの鉄骨架構試験体を対象として3軸加振が行われた。その結果から、

- [1] 浮き上がりによるベースシアの低減割合は偏心の有無にあまり影響されないこと
- [2] 偏心の有無よりも浮き上がりによる立体的な挙動の方がねじれ応答に影響する（増幅させる）こと

が分かる。従って、偏心がある程度大きくとも、無偏心の建築物の応答で概ね評価することができる可能性がある。しかしながら、定量的な評価をするまでには至っていないため、本指針(案)では偏心率 0.15 を一応の目安としておく。

(3) L1 に対する浮き上がりの抑制

地震動レベルの L1 は稀に生じる地震動として、通常の耐震設計においても許容応力度設計すなわち弾性範囲内にあることを確認し、構造躯体に損傷が生じないことを確かめている。いわゆるルート2又はルート3の設計を行う場合にはさらに層間変形角が規定値以内であることを確認することによって、外装材等の非構造材も健全な状態に留まることを間接的に検証している。通常の耐震設計とのバランスから考えれば、地震動レベルの L1 から浮き上がりを許容することは設計者や施主にとって受け入れ難いと思われるため、本指針(案)においては、L1 に対しては浮き上がりが生じないことを確認することとしている。浮き上がりが発生する場合には L1 時に生じる浮き上がり部の引き抜き力に対して抵抗する部材を付加するなど、対策を講じることとする。

また L1 から浮き上がりを開始することは L2 や L3 といったより大きな地震動レベルに対して過大な浮き上がりを生じる可能性がある。前章図 1-2 と同じ均一せん断棒モデルの浮き上がり自由振動解析から、系の全エネルギー E_{all} に対する上部構造のひずみエネルギー W_e の比を図 2-2 に示す。横軸は浮き上がり開始時のベースシア係数 $C_{B,cr}$ に対する脚部固定の場合のベースシア係数 C_{Bf} の比であり、例えば横軸で3となるのは、浮き上がり開始レベルに比べて系の全エネルギーが $3^2=9$ 倍となっていることを示している。横軸が大きくなるほど、言い換えると系のもつ全エネルギーが増加するほど、ひずみエネルギーの比は単調に減少して大幅な低減効果が確認できるが、減少割合は緩慢になっていく。浮き上がりを活用して上部構造の最大ひずみエネルギーの低減を図ろうとす

る場合には、浮き上がり開始レベルに対して2~3倍（エネルギーで4~9倍）程度となる入力レベルを1つの目安として、単純な言い方をすれば、過大な浮き上がりが生じない範囲で設計するのが効率的と考えられる。この結果からも、L2やL3まで対象とする場合にL1に対して浮き上がりを生じさせないことは妥当な措置と考えられる。

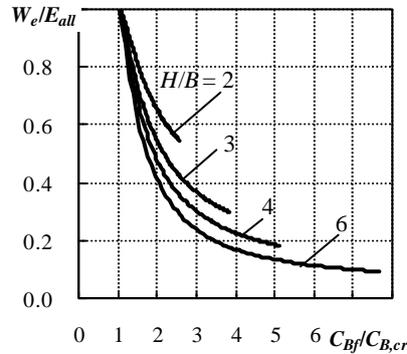


図 2-2 系の全エネルギー E_{all} に対するひずみエネルギー W_e の比

では、塔状比がどの程度の場合にL1に対して浮き上がりを生じうるか。

単純化のため、多層建築物の高次の応答は無視し、ベースシア C_B と基部転倒モーメント m_{ovt} は1次モードのみに支配されると仮定する。多層建築物の全質量、高さ、幅（スパン）を M 、 H 、 B とし、1次の有効質量、等価高さ、応答絶対加速度を \bar{M}_1 、 \bar{H}_1 、 a とする。重力加速度を g とし、

$$C_B = \frac{\bar{M}_1 \cdot a}{Mg} \quad (2-1)$$

$$m_{ovt} = \bar{M}_1 \bar{H}_1 \cdot a \quad (2-2)$$

1スパンとして、基部転倒モーメントによる引き抜き力を N とすれば、

$$m_{ovt} = NB \quad (2-3)$$

式(2-1)~(2-3)より、

$$\frac{N}{Mg/2} = 2C_B \frac{\bar{H}_1}{H} \frac{H}{B} \quad (2-4)$$

という関係式が導ける。式(2-4)は常時の反力 $Mg/2$ に対する引き抜き力 N の比が、ベースシア、等価高さ比及び塔状比によって表されることを示している。式(2-4)で左辺を1とおいて変形すると、

$$\frac{H}{B} = \frac{1}{2C_B (\bar{H}_1/H)} \quad (2-5)$$

式(2-5)は想定するベースシアのレベルに対して、引き抜き力が常時反力と釣り合う、すなわち浮き上がり部に引き抜き抵抗要素が何ら配置されていない場合に浮き上がりが発生しうる最小の塔状比を与える式である。

等価高さ比 \bar{H}_1/H として、均一せん断棒の $2/\pi$ 、直線モード（逆三角形モード）の $2/3$ の2種を考え、L1レベルとして式(2-5)で $C_B=0.2Rt$ (Rt は2種地盤)とした結果を図2-3に示す。 C_B を設定する上では有効質量比を考慮すべきであるが、ここでは単純化のため省略している。短周期領域では塔状比4程度を超える場合にL1レベルで浮き上がりが発生する可能性がある。1秒程度を超える周期領域では比較的塔状比が大きくとも浮き上がりは生じない。なお、現行のルート2において塔状比4以下と規定されているが、ここで示した浮き上がりとの関係は定かではない。

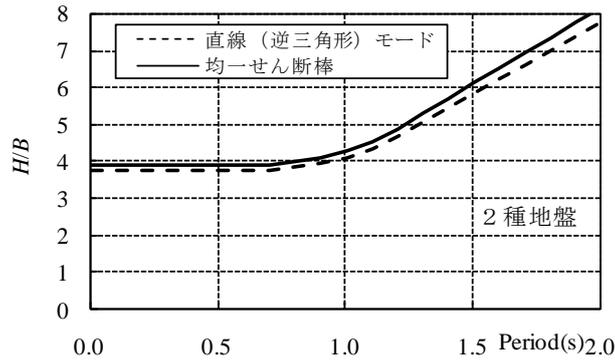


図 2-3 L1 レベル ($C_B=0.2Rt$) で浮き上がりが発生しうる最小の塔状比

参考として、 $C_B=0.2Rt, 0.5Rt, 1.0Rt$ に対して浮き上がりが発生する最小の塔状比を図 2-4 に示す。 $C_B=0.2Rt$ と $1.0Rt$ との間であれば、L1 レベルで浮き上がらずに L2 レベルに対しては浮き上がりが発生する。上部構造の耐力（保有水平耐力）が 0.5 程度と比較的高めの場合には $C_B=0.5Rt$ の曲線よりも上側、すなわち塔状比が大きい場合に降伏より浮き上がりが先行する。例として図中には 8.1 節に示す事例（周期 1.2 秒、 $H/B \approx 3.8$ ）をプロットしており、L1 で浮き上がりを抑制しつつ L2 で地震応答低減効果を期待するのに適度な塔状比であることが分かる。

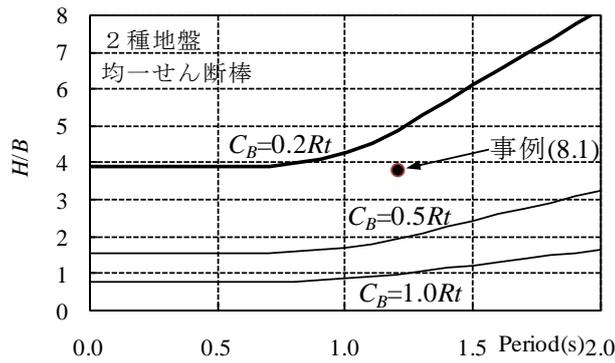


図 2-4 $C_B=0.2Rt, 0.5Rt, 1.0Rt$ で浮き上がりが発生しうる最小の塔状比

3. 目標構造性能

耐震性能を確保する評価対象地震動は、現行基準の稀と極稀に対応する L1 と L2 レベル、およびそれらを上回る L3 を考慮する(*)。

それらに対する対象建築物の耐震・耐風性能ランクを考慮して設計クライテリアを設定する。

*荷重・外力は性能評価指針第3章に規定される荷重・外力に準ずる。

(解説)

性能評価項目および性能ランクの設定には、性能評価指針の第4章に示されている内容が参考となる。

ここで、風外力についても現行基準の稀と極稀に対応する L1 と L2 レベル（それぞれ再現期間が50年と500年相当）、およびそれらを上回る L3 を考慮する。

設計クライテリアは、高強度鋼を用いる建築物の性能評価指針に従って設定される。これに従った場合、および参考として高強度鋼を用いない場合のクライテリアの例を5章の解説に示す。ここで、L1 レベル（現行に対応する L2 の 1/5）に対しては、基本的に浮き上がりを許容しない。

浮き上がり許容建築物は、従来の基礎固定建築物とは異なり、1階柱脚部の浮き上がりによる回転（ロッキング）を伴う。この特徴があるため、地震・風外力に対して特に下記の応答値（図3-1参照）にも着目して性能評価を行う。

(ロッキング量)

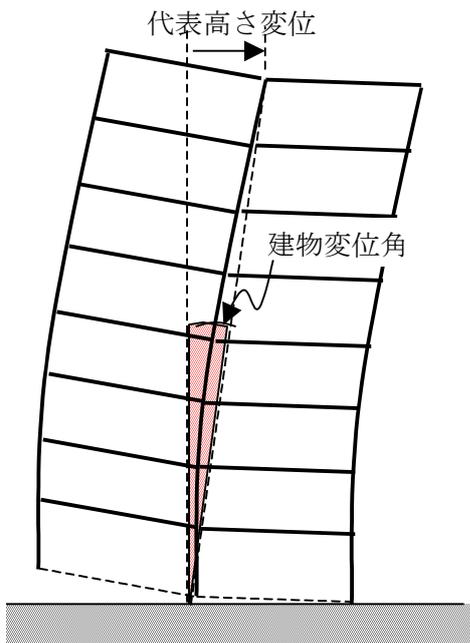
- ・ロッキング変位角 : 端部鉛直浮き上がり変位/平面長さ
- ・ロッキング角 : 端部鉛直浮き上がり変位/スパン長さ

前者は上部構造の水平変位に及ぼす平均的な回転角、後者は1階各スパンの浮き上がりによる回転角を表した応答量である。ロッキング角は、浮き上がりの後に着地する際の衝撃度に関わる脚部の鉛直速度を角速度から算出するための資料となる。

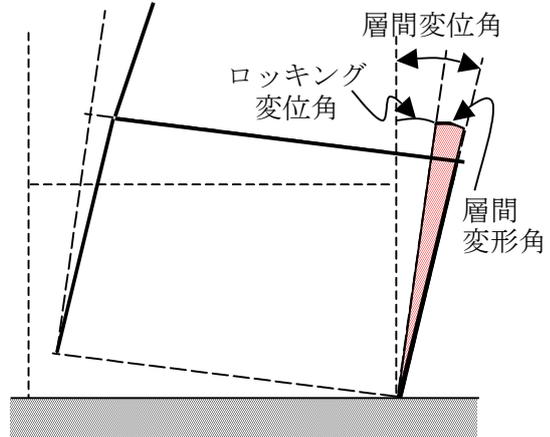
(上部応答変位量)

- ・建物変位角 : 代表高さ変位/代表高さ（頂部とする）
- ・層間変形角 : 上部構造のみの変形
= 層間変位/階高さ（層間変位角）－ロッキング変位角

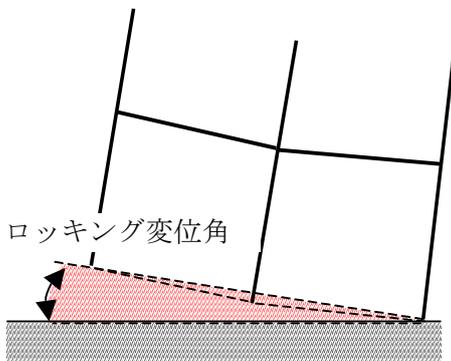
前者は、浮き上がりによる過大な変形を防止することも目的に設定する量である。後者は、上部構造の損傷度により直接的に関係する量であり、さらにいわゆる層せん断変形角に換算してもよい。



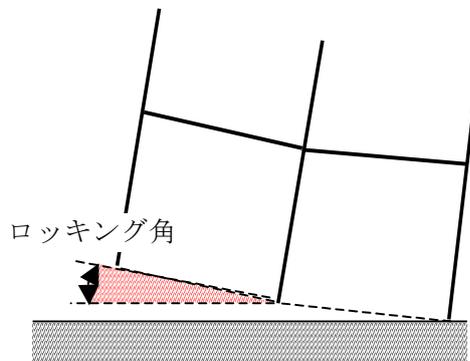
(a) 建物変位角



(b) 層間変形角



(c) ロックング変位角



(d) ロックング角

図 3-1 応答量の模式図

4. 応答評価

4.1 地震動に対する応答評価

4.1.1 入力地震動の設定

入力地震動の設定に際しては、対象建築物の供用期間中に当該建設地で実際に起こりうる地震動の特性、すなわち、地震動振幅レベル、周波数特性、継続時間などを、地震が発生する可能性と関連させて設定する。また、水平 2 方向同時入力あるいは水平・鉛直 3 方向同時入力を考慮することが望ましい。

(解説)

入力地震動の設定に際しては、建築物の応答特性に基づき、それに対して影響を与える地震動と、それを生起させる事象としての地震について考える必要がある。すなわち、目標構造性能に対応した入力地震動の設定として、地震動をその再現期待値に応じて設定する必要があることから、適切な地震動指標によって、その発生可能性の大小を勘案して地震荷重を決めることが望ましい。

以下、設計用地震動を定めるために考慮すべき各事項について述べる。

なお、(1)は浮き上がりを許容した建築物に関する事項を、(2)以降は一般的事項を述べる。

(1) 浮き上がりを許容した建築物に対する入力地震動

一般の建築物の設計では、通常、水平 1 方向の入力地震動を考慮する。しかしながら、柱脚部で浮き上がりを許容した建築物が水平 2 方向の地震動を受けた時の立体挙動を考えると、例えば短辺方向で一部の柱脚部が浮き上がっている状態では、それと直交方向（長辺方向）の地震動によって振れ振動が生じることが想定される。従って、浮き上がりを許容した建築物の地震応答解析では、水平 2 方向同時入力あるいは水平・鉛直 3 方向同時入力をを用いることが望ましい。

既往の研究によると、鉛直動は、建築物の水平方向応答には殆ど影響しないが、浮き上がり変位などの鉛直方向応答には若干影響があることが指摘されている。従って、鉛直方向の応答をある程度の精度で求める必要がある場合には、水平・鉛直 3 方向同時入力を考慮する必要がある。その際の入力地震動は、水平 2 方向成分と鉛直方向成分の関連性が実際に反映されている観測記録が主体となる。

(2) プレート境界地震とプレート内地震

1995 年兵庫県南部地震を契機として、海洋型と呼ばれるプレート境界で生じる地震と、内陸の浅い地震断層の破壊を震源として起こるプレート内地震を区別して、必要な場合には、それら両者が設計で考慮されるようになった。

入力地震動の設定は主に過去の地震記録に基づいて決められる。時刻歴については、地震記録そのものや最大値を調整したものを使うなど、観測記録が重視される傾向があったが、最近では模擬地震動が併用されるようになってきている。

(3) 応答スペクトルによる設計用地震動

設計用地震動をどういう指標で代表させるかは、従来から地震工学にとって大きな課題の一つであり、構造物の耐震性能に関係している地震動指標を見つける試みは今なお継続的に行われている。現在の指標の主流は減衰定数 5%の応答スペクトルである。応答スペクトルには地震動レベル、周波数特性という 2 つの重要な要素が取り込める。ただし、応答スペクトルだけでは、時刻歴を決めることができない。この場合、継続時間など時間に関連する概念が必要となる。

設計用地震動を応答スペクトルで表現するか、あるいは設計用地震動そのものを時刻歴で与えるかは、強震動予測の精度と関係している。

すなわち、当該建設地における将来の地震動の算定のためには、震源での断層破壊過程、伝播経路の地下構造、および建設地周辺直下の表層地盤構造を正確に推定する必要があるが、現状では、

これらに関する情報は未だ不十分といわざるを得ない。一方、過去の多くの強震記録の統計解析から、設計用応答スペクトルが決められ、各種構造物の耐震設計に使われている。高層建築物、免震建築物の耐震設計においては地震動時刻歴を用いた動的解析が義務づけられている。これは、それらの建築物の非線形挙動が時刻歴解析によって検証できることによる。時刻歴の作成手法については、観測記録に基づくものから、断層破壊に基づく強震動シミュレーションのように地震学における最新の知見を反映した方法がある。

(4) 時刻歴による設計用地震動

構造物の応答予測に関連して、必要な地震動時刻歴の特性としては、地震動振幅レベル、周波数特性、継続時間が基本項目となる。

a) 地震動振幅レベル

地震動振幅レベルを決めるのに従来から用いられてきたのが最大加速度振幅であり、最近では最大速度振幅が多く用いられるようになった。近年、構造物被害と速度振幅の関連性が重視され、被害想定などでも推定速度振幅と被害の定量的な関係に関する検討結果が種々発表されている。

最大加速度振幅、最大速度振幅の推定には、いわゆる距離減衰式が用いられるが、建設地の地盤条件によっても異なることから、距離減衰式も地盤条件別に種々のものが提案されている。各距離減衰式が対象としている地盤条件には制約があり、これに留意して利用する必要がある。

b) 周波数特性

設計用地震動の中にどのような周波数の波が卓越して含まれるかは、建築物の耐震性能にとって大きな影響を与える要因になる。地震動そのものの周波数特性を、フーリエスペクトルまたはパワースペクトルで評価し、応答解析を行うのが合理的であるが、この分野の慣行として、応答スペクトルが広く用いられている。設計用応答スペクトルも、一般に減衰定数 5%の応答スペクトルとして定義されることが多い。

応答スペクトルの組み立ては、地震の規模と震央距離に応じてコントロール周期におけるスペクトル値が定まるようにしたもの、震源断層を設定してその破壊過程を考慮してスペクトルを算定するものなど、個々の地震をイメージして設計用応答スペクトルを算定する方法と、設計用地震動作成手法技術指針（日本建築センター、1992）、荷重指針（日本建築学会、2004）や米国の IBC 規準などのように、特定の地震を想定することなく、共通する標準的な応答スペクトルを定めて、個々の建設地の置かれている状況に応じて修正していく方法がある。

いずれにしても、地震動振幅レベルの推定と同様に、基盤の定義と、基盤より浅い表層地盤部分における増幅特性の評価は併せて考えることが肝要である。

c) 継続時間

従来からあまり議論されてこなかった項目の一つに継続時間がある。入力地震動の継続時間が長く減衰定数が小さい場合では、継続時間が短い場合より応答が成長するので、地震動レベルが小さくても大きな応答を生じることがある。実際、地震動を時刻歴で与える場合には、継続時間を適切に設定することが必須となる。建築基準法令の時刻歴の告示においては、稀な地震動については 60 秒間、極めて稀な地震動については 120 秒間という値が設定されているが、継続時間の設定は、強震動記録の蓄積により今後さらに検討されるべき事項である。

(5) 位相特性

位相特性は地震動をフーリエ変換した際に求まるフーリエ位相角の性質のことで、よく用いられる手法としては、過去の強震記録（1968年十勝沖地震における八戸港湾の記録、1978年宮城県沖地震における東北大学の記録など）のフーリエ位相角を使ってフーリエ逆変換によって波形を作成する方法がある。

また、フーリエ位相特性角を一様ランダムとして、フーリエ逆変換による時刻歴に振幅非正常性を表す包絡関数を掛ける方法もよく用いられる。

実際の地震動記録の位相特性を使う場合、観測記録固有の性質が入り込むことになり、選定には注意が必要である。特に、プレート境界地震とプレート内地震による強震記録では継続時間、振動数特性など位相特性に関係する地震動のパラメータが異なり、対象地震に合わせた位相情報の適用が必要になる。

(6) 断層モデルに基づいた強震動時刻歴のシミュレーション

設計用応答スペクトルの評価では、地震動の生起頻度など、いわゆる再現期間に関する評価が含まれることが普通であるが、別の方法として、建設地での影響が支配的な特定の断層が破壊した場合という前提のもとに強震動シミュレーションを行う場合が増えている。この方法は、理論的な検討は二十年以上前から既に行われていたが、1990年代になって、震源近傍の強震記録の蓄積されたこと、また1995年兵庫県南部地震など内陸直下地震による被害経験などが研究を促すこととなり、建築物の耐震性能評価の必要性から近年広く実施されるようになった。実際の計算には、地震学上の多くの専門的な知識、判断が必要なことや、必要となる資料の蓄積がまだ十分でない等の難しさが伴うが、構造技術者にも取り入れられ、実務設計にも用いられるようになってきている。今後とも、評価手法を構造技術者が容易に理解できるように、分かり易い手法を開発することと、地盤、地質、地震動各データを全国にわたり蓄積していくことが不可欠である。

建築物に被害を生じる地震動の頻度は少なく、任意の地点で大振幅記録が観測されている訳ではない。余震を震源から敷地へのグリーン関数として、大地震を小震源の重ね合わせとして作成する経験的グリーン関数法（波形合成法）の採用も盛んに行われている。この方法では、建設地あるいはその周辺において対象地震と同様の地域で過去に起きた小地震による記録があれば、それをグリーン関数として、大振幅の地震動が模擬できるとするものである。この場合、何らかの地震記録が必要なのでどの地点でも作成可能ということにはならないが、K-netのような全国高密地震観測ネットワークが機能しており、将来的にはある程度以上のレベルの地震動の蓄積が全国規模で期待できるので、使いやすい手法が普及すれば設計用入力地震動作成への適用が可能となる。

また、短周期、長周期ともに一括評価することに問題がある場合には、長周期域は確定的に、短周期域に対しては確率過程を当てはめるいわゆるハイブリッド波形合成法の適用もよく行われる。

(7) 地盤増幅特性

表層地盤による増幅特性の評価は基本的に一次元波動論に基づくことが多く、地震時の地盤増幅に関しては、既に地盤の応答解析プログラムがある。

表層地盤の増幅特性の評価で注意しなければならないことは、地盤の剛性と減衰定数が、地震時に生じる歪により変化する、いわゆる地盤の非線形性である。すなわち、幾つかの地震動レベルに対して、地盤中に生じる歪レベルは異なるので、地盤の剛性、減衰あるいは卓越周期などが変化する。例えば、地表面の地震動は、工学的基盤での入力地震動レベルが大きいほど、その卓越周期は長周期側に移動する。

地盤増幅率の算定において、この歪依存性を考慮するためには、厳密には非線形応答解析による必要があるが、等価線形解析による方法も多用されている。

(8) その他

地盤の不整形性（基盤不整形、堆積盆地、表面地形効果など）、水平2成分の組み合わせ、鉛直動の影響、液状化時の取り扱いなどについては必要に応じて考慮する。

4.1.2 構造システムの力学モデルの作成

構造システムの力学特性を適切に表した力学モデルを作成する。

(解説)

(1) 浮き上がりを許容した建築物の力学モデル

a) 上部構造の力学モデル

浮き上がりを許容した建築物の上部構造のモデル化に際しては、質点系等価せん断モデル（等価曲げせん断モデル）、平面骨組モデル、立体骨組モデルなどから、解析の目的と求める解析精度によって解析モデルを選択する。

水平2方向同時入力、水平・鉛直3方向同時入力による検討を行うことが望ましいため、立体骨組モデルを採用することが推奨される。ただし、上部構造が概ね弾性挙動をする場合やほぼ整形な場合には、上部構造を質点系で置換した立体モデルを採用することもできると考えられる。

建築物の力学モデルに関する一般事項は(2)で述べる。

b) 浮き上がり部の力学モデル

浮き上がりを許容した建築物の応答評価において、解析結果に大きな影響を及ぼす浮き上がり部のモデル化には特に慎重に行う必要がある。

浮き上がりを許容した建築物では、浮き上がり部より上側の上部構造が下側の下部構造（例えば基礎梁あるいは杭など）に接触（着地）している状態から、転倒モーメントがある値に達した時点で、浮き上がりを生じ始め、転倒モーメントがある値より小さくなると再び接触（着地）する。このような浮き上がりの変形機構を表すために、浮き上がり部の解析モデルには、何らかの接触要素が用いられることが多い。接触要素は、例えば図4-1に示すように、引張り抵抗が無くて圧縮剛性が高い非線形弾性ばねでモデル化できる。

浮き上がり部に、履歴ダンパー、粘弾性ダンパー、粘性ダンパーなどを併用する場合には、それらの適切な解析モデルを用いる必要がある。例えば、履歴ダンパーを併用する場合には、図4-2に示すようなバイリニア履歴特性を持つばね要素を接触要素と並列させることにより、図4-3のように圧縮側には変形しない履歴特性を持つ力学モデルを構成することができる。

また、杭基礎がある場合には、必要に応じて、杭の軸方向剛性を考慮した鉛直ばね要素を適宜導入する場合もある。

なお、上部構造を質点系モデルとした場合であっても、浮き上がり部は、上部構造の転倒モーメントによるロッキング挙動を考慮できるように、接触要素とダンパーなどを平面上あるいは線上に分散配置した力学モデルを構築する必要がある

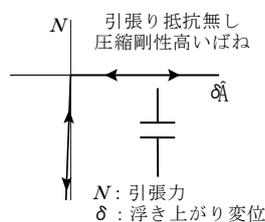


図 4-1 接触要素の例

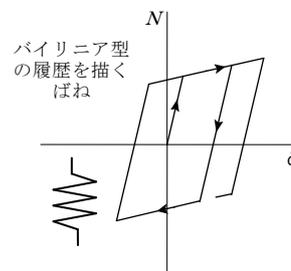


図 4-2 バイリニア要素の例

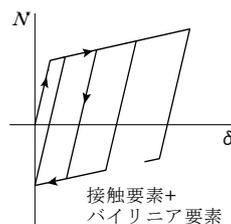


図 4-3 浮き上がり部の力学モデルの例

(2) 建築物の力学モデルに関する一般事項

小さいレベルの地震動入力を受ける構造システムの挙動は線形振動の領域を越えないから、その力学モデルは変形に応じて力を発生する弾性剛性マトリックスと、速度に応じて力を発生する減衰マトリックスを、継続時間中に変化しないと考えて組み立てればよい。これらの関係は、時刻歴応答解析とは独立に静的釣合い条件を用いて、質量マトリックスの自由度数まで縮約できる。扱うマトリックスは殆ど 0 要素のないマトリックスになるが、応答解析は解析精度を劣化させることなく簡単化できる。

地震動入力レベルが大きくなり構造部材が塑性化する場合、またダンパーの力学的性質が非線形領域に入る場合、構造システム全体の挙動は非線形になる。地震動の継続時間中に個々の部材の剛性マトリックスや減衰マトリックスが変化するため、マトリックスの縮約は時々刻々行わなければならない。そのため、応答解析に要する時間は長くなるが、高性能コンピュータによりこの計算は可能である。この方法は部材レベルの力学モデルなどと呼ばれる。

構造システム全体に静的外力を徐々に与える荷重増分解析を行い、層せん断力と層間変形間の非線形的性質を予め求めておき、地震応答解析はこの関係をもとに行う方法、いわゆる等価せん断モデルが良く用いられる。この力学モデルは、静的荷重の高さ方向の分布によって変わってしまうため注意が必要である。幅に比べて高さが高い構造物の場合は特にその傾向が強く出るため、柱の軸方向変形にともなって生じる建築物全体の曲げ変形成分を分離する方法が用いられる。これは曲げせん断棒モデルまたは曲げせん断モデルと呼ばれる。

ダンパーは、それが取り付く両端の変位差、速度差によって力を発揮する。これらの変位差、速度差は、一般に層間変形または層間速度に関係がある。しかし、柱に軸方向変形が生じる場合、取り付く梁に変形が生じる場合などでは、この関係は簡単には決められない。例えば、高層建築物の上層部の層間変形は、各部材に生じる曲げ変形による骨組のせん断変形によって生じる量より、下層部の柱の軸方向変形によって上層部が傾くことによって生じる量のほうが大きい。このような場合には、筋違状に設置されたダンパーには軸方向の変形や速度が殆ど生じない。このような構造物に等価せん断モデルを用いるのは適切ではなく、曲げせん断棒モデルを用いる方がよい。さらに、柱の軸方向変形による構造物の変形が構造物の部分で生じるような場合には、全体を一本の棒として考える曲げせん断棒モデルは使えず、部材レベルの力学モデルを用いる必要がある。

地震動入力は構造物の 1 階または地下階に与える場合が多い。地震動によって生じる上部構造の振動が地盤の振動に与える影響は無視されることが殆どであるが、地盤と上部構造さらに杭などを含めた力学モデルを用いて地震応答解析を行う場合もある。

ロッキング現象により基礎部分が浮き上がり、上部構造の重心位置が持ち上がることを考慮するモデル化が必要になることもある。

極力、実際に近い力学モデルを用いる必要があるが、このような場合、得られる情報量も膨大になり、結果を正しく判断することが難しくなるため、結果を集約して層せん断力、転倒モーメント、入力エネルギーの配分などを計算して、全体を把握する必要がある。また、図形出力を活用して動

的な性状を直接理解する方法も有効になる。

精巧なモデルでは自ずと入力データが多くなる。これらの中には応答解析結果に与える影響が強いものと弱いものがあるが、結果に与える影響が強く、これに関する入力値の信頼性が低い場合には、考えられる範囲でその入力値を変化させ、その影響も含めて解析結果を理解する必要がある。

4.1.3 応答値の算定

構造システムの各地震動レベルでの応答値は、原則として時刻歴応答解析により算定する。

(解説)

目標構造性能で示された構造システムの性能が判断できる部位の応答値が算定されていること、すなわち、適用した構造部材およびダンパーの損傷度、2次部材への影響が判断出来る応答値が算定されていることが必要である。

(1) 時刻歴応答解析による応答値の算定

構造システムの各応答値は、原則として直接時間積分法を用いた時刻歴応答解析法により、目標構造性能で設定した地震動レベル毎に求める。時刻歴応答解析は、構造システム、ダンパーをモデル化して作成された各マトリックスおよび地震動時刻歴による外力項からなる運動方程式を時間刻みステップ毎に数値積分して応答の時刻歴を計算するものである。各ステップにおける構造システムを構成する部材、ダンパーの特性の変化に応じて、剛性マトリックス、減衰マトリックス等を修正しながら計算が進められる。その場合、時間刻みには十分な注意を払う必要がある。線形系においても、固有値、減衰定数から定まる数値積分上の安定限界があるが、非線形系の場合は、剛性、減衰特性の切り替え時誤差の累積等を防ぐため、構造システムの特性に応じた十分に小さな時間刻みとすることが望ましい。時間刻みを変えて、応答結果が変わらないことを確認することも時間刻み設定の一つの方法である。

構造システムの架構減衰マトリックスは、剛性比例で作成する 경우가多く、通常、減衰定数の値はRC造で3-5%、S造で1-2%であるが、構造システムの性状によっては小さめの値に設定した方が良い場合がある。

各地震動レベルにおける外乱として、複数個の地震動を用いる。3個程度ならば、各応答における最大値を応答結果とし、7個以上用いる場合は、各応答の平均値を応答結果とする考え方が推奨される。これは、非線形応答解析の場合、模擬地震動作成時の位相特性により、最大応答値にばらつきが見られるためである。

水平2方向同時入力、水平・鉛直3方向同時入力による検討を行うことが望ましいが、水平・鉛直3方向同時入力を行わない場合は、鉛直方向の地震動の影響を水平方向地震動との最大値発生の同時性の関係を考慮して評価する。水平方向と鉛直方向の相互作用が問題となる場合は、各方向の剛性等の変動を適切に評価する。

梁降伏先行型の崩壊機構となる場合などには、構造システムの主軸方向毎に水平1方向入力による検討を行うことが可能な場合があると考えられるが、その場合でも、鉛直方向の地震動の影響を水平1方向・鉛直方向同時入力によって検討することが望ましい。また、この場合には、構造システムの主軸方向に対して45度傾いた方向から地震動を入力することにより、柱軸方向力と浮き上がり変位の応答値を検討しておくことも必要である。

浮き上がりを許容した建築物の立体振動では、入力地震動の特性によっては、或る構面の柱脚部が同時には浮き上がらないこと、また、入力地震動レベルが大きくなると、基礎固定の場合に比べて浮き上がりを許容した建築物の方がかなり大きな振れ応答を生じる場合があることが報告されていることなど、平面骨組モデルでは表れない応答が立体骨組モデルで生じることがあるので注意する必要がある。

平面的に長大な構造システムなどで入力地震動の位相差の影響を受ける恐れのある規模および形状を持つ構造システムに対しては、その影響を適切な方法により考慮する。ドーム構造のようにライズの大きな構造や「やじろべえ」のような構造では、入力方向と直交する方向の応答に注意を要する。

(2) 簡易応答解析による応答値の算定

ある条件を満たす構造システム、例えば梁降伏先行型の崩壊機構となる構造システムなどの場合には、等価線形化手法と応答スペクトルを用いた簡易応答解析を適用することができると考えられる。

この場合には、構造システムの主軸方向毎に水平方向の応答値を評価することになるが、鉛直方向の地震動の影響を適切に評価する必要がある。

また、浮き上がりを許容した建築物の地震応答においては、上部構造に高次モードが生じやすくなるなどの指摘指摘もあるため、静的荷重増分解析における高さ方向水平力分布を予備応答解析等に基づいて適切に定めることが重要である。

簡易応答解析の詳細については、本文の「4.2 地震応答評価手法」を参照することができる。

4.2 風外力に対する応答評価

4.2.1 風外力の設定

目標構造性能で設定している風外力レベルに対応した設計用風荷重を設定する。必要に応じて、建設地の状況（地理的位置、地表面粗度、風向等）に基づいて設計風速を設定し、設計風速レベルに応じた時刻歴風力を周辺建物、建物形状等を考慮して作成する。

（解説）

風外力の設定に際しては、建築物の応答特性に基づき、それに対して影響を与える風外力について考える必要がある。

浮き上がりを許容した建築物の場合においては、一般建築物と同様に、建築基準法令あるいは設計規準・指針などに従って、目標構造性能で設定している風外力レベルに対応した静的な設計用風荷重を設定する。また、必要に応じて、地理的位置、地表面粗度、風向などの建設地の状況に基づいて設計風速を設定し、設計風速レベルに応じた時刻歴風力を周辺建物、建物形状等を考慮して作成する。

以下、設計用風外力を定めるために考慮すべき一般事項について述べる。

(1) 建築物に発生する風現象

建築物が風を受けた時に発生する現象は、平均風力による静的変形（平均変形）、風の乱れに起因する変動風力による振動（バフエッティング）、後流の渦発生に伴う風直交方向振動、建築物自身の振動で付加的に励起される変動風力によって主として風直交方向に発生する空力不安定振動の4つに大別される。

平均風力、静的変形は風速の2乗に比例して大きくなる。空カモーメントによって捩れ変形が生じ、迎角の増加によって空カモーメントが大きくなる特性をもつ構造断面では、静的不安定現象（ダイバージェンス）が発生する可能性がある。

風の乱れに起因する変動風力は特定の周波数に偏在せず、建築物の固有振動数より低い周波数になだらかなピークを有している。このなだらかなピークは風速の増大により、高周波数側に移動し、建築物の固有振動数に対応する周波数成分が増大するため、風の乱れに起因するバフエッティング応答は風速の2乗ではなく、2.5～3乗に比例して増加する。

後流の渦放出周波数 f_v は、(4-1)式に示すように、見附幅 B 、風速 U 、ストローハル数 S_t （矩形の場合、約 0.1）で表され、風速に比例する。従って、風速の増加とともに高周波数側に移動し、建築物の固有振動数付近での風直交方向風力のパワーが増大する。その結果、後流渦による風直交方向の振動は、風速の3～4乗に比例して大きくなる。風速の増大によって(4-1)式に示す渦放出周波数 f_v が建築物の固有振動数 f_b に近づくと、共振効果によって応答が急増し、減衰や質量の小さい建築物では、いわゆる渦励振が発生する。

$$f_v = \frac{S_t \cdot U}{B} \quad (4-1)$$

振動によって付加的に励起される変動風力は、通常、変位に比例する成分と速度に比例する成分で代表される。建築物の応答に顕著な影響を与えるのは後者の速度比例成分であり、その符号を逆にして、運動方程式の外力項から速度に比例する減衰項に足したものを空力減衰力と呼ぶ。この空力減衰項が負となる場合があり、このような付加的空気力が作用すると振動は成長し、場合によっては発散する。このような機構で発生する自励的振動が空力不安定振動である。この空力不安定振動には、曲げフラッター（ギャロッピング）、捩れフラッター、および曲げ捩れ連成フラッターの3種類があり、いずれも限界風速 U_{cr} とよばれる特定の風速を超えると発生し、風速の増加とともに振幅が急激に増大する。前述の渦励振も、渦発生が振動によって助長される場合があり、自励振動的要素を持つ。建築物荷重指針・同解説（日本建築学会、2004）では、幅 B 、奥行 D の長方形平

面を持つ建築物に対して、(4-2)式の条件にあてはまる場合、渦励振や空力不安定振動についての詳細な検討が必要であるとしている。

$$\frac{H}{\sqrt{B \cdot D}} \geq 4 \quad \text{かつ} \quad \frac{U_H}{f_0 \sqrt{B \cdot D}} \geq 0.83U_{cr}^* \quad (4-2)$$

ここに、 U_{cr}^* は無次元発振風速であり、地表面粗度区分、質量減衰パラメータに基づいて設定する。一般に、減衰や質量の小さい建築物で無次元発振風速 U_{cr}^* は小さくなり、空力不安定振動が発生し易くなる。

(2) 設計風速の設定

風による静的な影響のみを取り扱う場合は、風荷重の基本となる量として速度圧のみを示せば良いが、振動現象のような動的な影響を取り扱う時には、前述のように風速を基本とした方が理解し易い。通常、風速は平均風速と変動風速に分解して考えられるが、設計風速 U_H は、基準高さ H における 10 分間平均風速であり、一般に(4-3)式により設定する。

$$U_H = U_0 \cdot K_D \cdot E_H \cdot R \quad (4-3)$$

ここに、 U_0 は基本風速であり、建築物荷重指針・同解説（日本建築学会、2004）では、気象学的標準状態、つまり草原などのように開けた平坦地（地表面粗度区分 II）における地上 10m での、100 年再現期間の 10 分間平均風速としている。これには、地理的位置だけでなく、列島規模の地形や海拔の影響が含まれる。 K_D は風向係数であり、強風の気象学的成因、大規模地形の影響、台風の経路などによって決まるもので、非台風時の風向風速観測記録と台風シミュレーションに基づいて設定される。 E_H は風速の鉛直分布係数であり、建設地風上側の地表面粗度に対応した風速の鉛直分布と小地形による影響等を考慮して設定される。 R は再現期間換算係数であり、建築物荷重指針・同解説³⁾では、全国平均的な値として、次式で与えている。

$$R = 0.54 + 0.11 \ln r \quad (4-4)$$

ここに、 r は再現期間（年）であり、目標構造成能に示される再現期間、あるいは建築物の供用期間中の非超過確率に応じて適切に設定する必要がある。ちなみに、再現期間 50 年および 500 年に対する再現期間換算係数 R は、(4-4)式では 0.93 および 1.16 と計算される。建築基準法令では、(4-3)式内の基本風速 U_0 に相当する風速として、再現期間 50 年の基準風速 V_0 を与えている。これが「稀な強風」に相当し、「極く稀な強風」（再現期間 500 年）の風速は、その $1.16/0.93=1.25$ 倍として設定されている。

ところで、(4-3)式に季節係数を乗じて、積雪荷重との組み合わせを考慮した冬季設計風速や、施工時期を限定した設計風速も、適切な観測記録さえあれば設定することができる。

風外力は地震動に比べて作用時間が圧倒的に長く、部材の累積疲労損傷の検討も必要である。特に、渦励振など比較的低風速で発生する事象についてはその重要性が高い。それらの検討には、建築物の供用期間における風向・風速別の累積作用時間等の情報が必要であり、観測記録や台風シミュレーションから適切に設定する必要がある。

(3) 時刻歴風力の設定

時刻歴風力は、前述のダイバージェンスや空力不安定振動など、形状変化や応答による空気力の変化が無視できない場合を除けば、風洞による変動風力実験や変動風圧実験によって設定できる。建築物の形状が単純で、周辺建物の影響が無視できる場合には、既往の風力スペクトルと風力の空間相関の情報から設定することも可能である。また、パフェッティングを対象とする場合には、風力スペクトルを風速スペクトルに空力アドミッタンスを乗じて設定することも可能である。詳細な検討をするためには、建築物の高さ毎に並進 2 成分ならびに捩れ外力を、相関を考慮して設定する必要があるため、風洞実験に基づいて設定することが望ましい。

形状変化や応答による空気力の変化が無視できない場合には、弾性模型等による応答実験を風洞で直接行うか、風洞実験で計測された風外力をもとにリアルタイムで応答解析を行い、得られた応

答を実験模型にフィードバックするオンライン実験のような特殊な実験を行う必要がある。なお、ダイバージェンスのような静的不安定現象を予測する場合には、変形状態毎の風洞実験に基づいて設定することができる。

4.2.2 構造システムの力学モデルの作成

時刻歴応答解析による場合には、構造システムの力学特性を適切に表した力学モデルを作成する。

(解説)

時刻歴応答解析による場合、構造システムの力学モデルは、基本的には 4.1.2 に示す地震動に対する力学モデルと同じであるが、風外力の特性を把握した上で、構造システムの力学特性を適切に表すモデルとする。建築物が偏心していなくとも、瞬間的な風圧分布は常に非対称であり、風外力には振り成分(振りモーメント)が存在する。この風力の振り成分は並進成分と相関を有しており、建築物の応答を詳細に解析したい場合には、立体骨組モデルとすることが望ましい。高層建築物のように縦長の単純な構造物の場合、並進と捩れ応答の組み合わせを考慮し、各層の力学特性を適切に表した多質点系モデルにすることができる。また、建築物の応答解析で非線形性を考慮する必要がない場合には、モード重畳法を採用することができる。モード重畳法では、振動モードに対応した風外力データを事前に作成することができるため、応答解析時の入力データ量は地震動の場合と同程度である。立体骨組モデルや多質点系モデルでは、空間的にもランダムに分布する風外力の時刻歴データが必要なため、入力データ量は何倍にもなる。

4.2.3 応答値の算定

構造システムの各外力レベルでの応答値は、原則として静的な設計用風荷重により算定する。

(解説)

構造システムの各応答値は、原則として目標構造性能で設定した外力レベル毎に静的な設計用風荷重により求める。

必要に応じて時刻歴応答解析を行う場合、解析方法は基本的には 4.1.3 と同じであるが、風外力に対する応答解析として留意することは、1 サンプル 10 分間以上の長い解析時間を必要とすることである。その上、比較的定常な風現象を対象とする場合でも、10 分間 5 波以上のサンプルでの最大応答値を解析し、その平均値を応答値と考えて評価することが必要である。また、非定常な風現象を対象とする場合は、より多くのサンプルでの最大応答値の検討が必要で、例えば、10 分間 20 波以上のサンプルの最大応答値の平均値を応答値とすることが推奨される。

構造システムの構成要素の累積疲労損傷を検討する場合には、最大値情報のみでは不十分であり、時刻歴応答から応答振幅頻度分布を設定する必要があるが、比較的定常な風現象を対象とする場合は、応答振幅頻度分布をレーリー分布と仮定しても良い。

なお、剛な建築物や減衰が大きい建築物のような応答の共振成分が無視できる場合には、準静的な応答が卓越するため、時々刻々の静的解析も可能である。

参考文献

- 1) 日米共同構造実験研究「高知能建築構造システムの開発」技術調整委員会・システム部会、他：スマート建築構造システムの性能評価ガイドライン、2003.3
- 2) 緑川光正, 須藤智文, 麻里哲広, 小豆畑達哉, 石原直：ベースプレート降伏により柱脚浮き上がりを許容した 10 層鉄骨架構の 3 次元地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 637 号,

pp. 495-502, 2009.3

3) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、2004.9

5. 構造性能の判定

設定した地震・風外力に対する目標構造性能の判定を、応答評価結果に基づいて行う。
すなわち、設定した設計クライテリアに対する判定を行う。
応答評価結果 ≤ 設計クライテリア

(解説)

目標構造性能の判定のための、上部・下部構造および浮き上がり量を抑制するために設ける制振機構（ダンパー）のクライテリアの例を表 5-1 に示す。なお参考までに、高強度鋼を用いない場合の上部構造のクライテリアをカッコ内に示す。

表 5-1 耐震構造性能クライテリア

地震動レベル		L1	L2	L3 ^{*1}
上部構造	建物変位角	(1/200 以下)	(1/80 以下)	(1/50 以下)
	層間変形角	(1/200 以下)	(1/100 以下)	(1/60 以下)
	部材状態	短期許容応力度内	短期許容応力度内 (塑性率 2 程度以下)	短期許容応力度内 (限界変形以下)
下部・基礎構造	部材状態	短期許容応力度以内	終局強度以下	安定限界以下 ^{*4}
制振機構	ロッキング角	浮き上がりを許容しない	1/200	1/120
	履歴系ダンパー ^{*2}	基本的に降伏を許容しない	限界変形以下	限界変形以下
	粘性系ダンパー ^{*3}	—	限界値/1.5 以下	限界値以下

カッコ内の数値は、高強度鋼を用いない場合の参考値である。

- *1 これらの目標値は、L2×1.5 程度のレベルに対する検討の場合である。
- *2 累積変位・エネルギー量、残留変形についても検討する。
- *3 荷重、変形、ストロークに対する限界値である。温度依存性等にも留意する。
- *4 杭体等の限界変形に加えて、地盤の支持能力も考慮した限界状態を考慮する。

風外力に対しては、レベル L2 以上については浮き上がりを許容するが、風外力が長時間にわたって継続することに十分留意した設計を行うこととする。ここで試算¹⁾によると、中層（15 階程度）以下で 2 スパン以上ある建築物では浮き上がり時の基本風速 V_{oup} は 60m/s 以上であり、また 10 階程度以下で 1 スパン建築物であっても V_{oup} は 50m/s 以上である。これらの基本風速は、太平洋沿岸地域を除けばレベル 2 風速を上回っている。

上記も考慮した、耐風設計のためのクライテリアの例を表 5-2 に示す

表 5-2 耐風構造性能クライテリア

風外力レベル		L1	L2	L3 ^{*1}
上部構造部材状態		短期許容応力度内	短期許容応力度内	短期許容応力度内
制振機構	ロッキング角	浮き上がりを許容しない	1/200	1/120
	履歴系ダンパー ^{*2}	基本的に降伏を許容しない	限界変形以下	限界変形以下
	粘性系ダンパー ^{*3}	—	限界値/1.5 以下	限界値以下

*1 L2×1.06 程度（再現期間 1000 年程度）の基準風速に対する検討の場合である。

*2 累積変位・エネルギー量についても検討する。

*3 荷重、変形、ストロークに対する限界値である。温度依存性等にも留意する。

参考文献

- 1) 藤堂正喜、飯塚信一、渡壁守正、金川基、稲井慎介、石岡拓：アプルフト制震構造の開発研究（その6）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、2007

6. 応答評価における注意事項

5章に示した構造性能の判定に加え、浮き上がり部の着地時の衝撃が構造躯体、非構造部材、設備・什器、居住者などに及ぼす影響を適切に評価する。

特に、着地時の衝撃力によって、浮き上がり部周辺の構造躯体のひび割れや損傷、窓ガラスや外壁などの非構造部材の破損や落下、建物内設備・什器類の転倒や損傷を及ぼす恐れや、着地時の衝撃音が建物居住者に及ぼす影響について十分に検討する。

(解説)

(1) 構造躯体

浮き上がり部の設計に当たっては、着地時の衝撃が境界梁や床スラブ、マットスラブ、杭等の躯体に及ぼす影響を十分に検討し、問題を生じないことを確認する。浮き上がり部の応答評価方法としては、浮き上がり部のディテールを反映した試験体による衝突落下実験、浮き上がり部を適切にモデル化した建物全体モデルや FEM モデルによる時刻歴応答解析が望ましい。特に、衝突現象を時刻歴解析により求める場合には、時間刻みの大きさによって最大応答値の評価に大きな差異を生じることには留意が必要である。現時点では適切な時間刻みに関する十分な知見は得られていないが、既往の設計事例においては 100 万分の 1 秒¹⁾や 2,000 分の 1 秒²⁾の時間刻みを用いた検討を行っている。

また、浮き上がり部の着地時に発生する衝撃応力の簡易な推定方法の一例として、一次元波動理論に基づく次の考え方が挙げられる³⁾。

一様断面の弾性棒の中を伝播する応力波を考え、棒の軸方向に垂直な断面内では軸応力のみが均等に作用するものと仮定すると、弾性棒が剛体に衝突したときの弾性応力波の伝播速度 c (m/s)、棒の軸歪み ε および棒の軸応力度 σ (N/m²) は次式で与えられる。

$$c = \sqrt{E/\rho} \quad (6-1)$$

$$\varepsilon = V/c \quad (6-2)$$

$$\sigma = EV/c \quad (6-3)$$

E : ヤング係数(N/m²) コンクリート $E \approx 2.4 \times 10^{10}$ N/m² 鋼材 $E \approx 2.05 \times 10^{11}$ N/m²

ρ : 密度(kg/m³) コンクリート $\rho \approx 2,300$ kg/m³ 鋼材 $\rho \approx 7,800$ kg/m³

V : 衝突速度(m/s)

コンクリートおよび鋼材の弾性応力波の伝播速度は(6-1)式より、

$$\text{コンクリート} : c = \sqrt{2.4 \times 10^{10} / 2,300} = 3,230 \text{ m/s}$$

$$\text{鋼材} : c = \sqrt{2.05 \times 10^{11} / 7,800} = 5,120 \text{ m/s}$$

従って、実験や解析により衝突速度が既知の場合、(6-2)式、(6-3)式より衝撃歪みおよび衝撃応力を計算することができる。

$$\text{コンクリート} : \varepsilon = V/3,230 = 310V(\mu) \quad (6-4)$$

$$\sigma = 2.4 \times 10^{10} V / 3,230 (\text{N/m}^2) = 7.4V (\text{MPa}) \quad (6-5)$$

$$\text{鋼材} : \varepsilon = V/5,120 = 195V(\mu) \quad (6-6)$$

$$\sigma = 2.05 \times 10^{11} \times V / 5,120 (\text{N/m}^2) = 4.0V (\text{MPa}) \quad (6-7)$$

これらの応力と材料の圧縮許容応力度を比較することにより、衝撃応力の影響を評価することができる。例えば衝突速度を 1m/s とすれば、コンクリートで 7.4MPa、鋼材では 4MPa 程度の衝撃応力が発生する。境界梁や床スラブの損傷の有無についても、同様の考えに基づき検討可能と考えられる。

なお、浮き上がり部のディテール、施工方法、維持・管理方法についても、詳細な検討が必要である。検討すべきディテールとしては、浮き上がりの方法、接触部の曲げモーメントおよびせん断

力伝達方法、着地時の位置ずれ防止方法などが挙げられる。また、浮き上がり部を設計通り機能させるための適切な施工方法および維持・管理方法の検討も重要である。特に、施工精度の許容値の設定と遵守、長期に渡る防錆性や防火性の確保、メンテナンス方法の設定は重要な検討項目である。

その他の注意事項として、風荷重に対しては浮き上がりを拘束すること、1次設計用地震力に対しては浮き上がりが発生させないこと、などが考えられる。

(2) 非構造部材の安全性、衝撃音など

浮き上がり部着地時の衝撃が及ぼす様々な影響、例えば非構造部材の損傷や落下、什器類の損傷や転倒、衝撃音の振動加速度レベルや音圧レベル等について、実験や解析、既往文献による知見などに基づき検討することが望ましい。評価方法としては、建物全体モデルや質点系モデルの地震応答解析により最大床応答を算出し、非構造部材が取付部の最大変形に十分に追従できるディテールとする、床応答が什器類の転倒限界を下回ることを確認する、などの方法が考えられる。

非構造部材の中でも特に、外壁の窓ガラスの安全性には十分な配慮が必要である。長スパンの梁にガラスが取り付くような場合、地震の上下動に加え、浮き上がり後着地時の衝撃によってガラスサッシのクリアランスを超えて梁が大きく撓み、ガラスが外れるまたは過大な面内力を受けて破損することがないよう配慮が必要である。

また、浮き上がり部着地時に発生する振動加速度の簡易な推定方法として、弾性球体の衝突問題に関する次の考え方が挙げられる³⁾。

質量 M_1 、半径 R_1 の弾性球体が速度 v_1 で運動しており、質量 M_2 、半径 R_2 、速度 v_2 で運動する弾性球体に衝突するとき、 $R_2 \doteq \infty$ 、 $M_2 \gg M_1$ 、 $v_2 = 0$ とおけば、その衝撃力は次式で表される。

$$F_1 = n \varepsilon_1^{2/3} \quad (6-8)$$

$$n = \frac{4}{3} \pi (K_1 + K_2) \sqrt{\frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2}}, \quad \varepsilon_1 = \frac{5v_1^2}{4n \times n_1}, \quad n_1 = \frac{M_1 + M_2}{(M_1 M_2)^{2/5}}$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - v_2^2}{\pi E_2}$$

衝突後、球体は複雑な振動性状を示すと考えられるが、その振動加速度 a_1 の大きさを概略判断するため単純に $a_1 = F_1 / M_1$ とすると、

$$a_1 = 0.811 \times R_1^{1/5} \times (K_1 + K_2)^{-2/5} \times v_1^{6/5} \times M_1^{-2/5} \quad (6-9)$$

(6-9)式から、衝突体および被衝突体の材質が同じ場合、衝突体の振動加速度、発生音は衝突速度の $6/5$ 乗、衝突体の質量の $-2/5$ 乗に比例することが分かる。例えば、落下速度が 2 倍になると振動加速度は 2.3 倍、振動加速度レベルおよび発生音の音圧レベルは 7dB 上昇する。

建物内各所に伝播する衝撃の振動レベルの大きさについて、実験結果を基に推定した事例としては次式がある⁴⁾。

$$L(r) = P_0 - 20 \log_{10} r - \alpha \times r \times \sqrt{f} \quad (6-10)$$

$L(r)$: 建物内の予測点における振動加速度レベル(dB)

P_0 : 衝突位置における振動加速度レベル(dB) α : 内部減衰係数(0.03)

r : 衝突位置と予測点の距離(m)

f : 周波数(Hz)

$$SPL = L(r) + 10 \log_{10} (S/A) - 20 \log_{10} f + 10 \log_{10} K + 36 \quad (6.11)$$

SPL : 室内音圧レベル(dB) S : 室内表面積(m²)

A : 室内吸音力(m²) K : 放射係数

参考文献

- 1) 春日康博他：建物の浮き上がり許容による制震構造の開発（その 6）シミュレーション解析，日本建築学会学術講演梗概集 B2, pp.559～560, 2001.9
- 2) 笠井和彦他：ステップカラム制振構造の実施例：解析と実大ダンパー試験，パッシブ制振構造シンポジウム 2001 論文集, pp.235-249, 2001.12
- 3) ティモシェンコ S. P., グーディア J. N., 金多潔 監訳：弾性論（Theory of Elasticity）, p.434～436, 1973
- 4) 荘大作他：建物の浮き上がり許容による制震構造の開発（その 3）衝撃実験 振動・騒音測定結果，日本建築学会学術講演梗概集 B2, pp.553～554, 2001.9

7. 性能の表示

性能の表示を行う項目は性能評価指針に準ずる。

(解説)

柱や梁といった主要構造部材が許容範囲（原則として弾性範囲）に留まることを確認するほか、浮き上がりに伴って生ずる特有の応答、例えば着地時の衝撃力や床の傾き等を追加して表示する。また、性能評価指針に準じ、非構造材（外壁、天井、等）、什器、避難行動難度について性能を表示する。

慣性力に対する非構造材の応答評価に関して、浮き上がりを許容した場合には1章でも触れたように着地時の衝突・衝撃、高次振動の影響が少なくないと考えられる。図7-1には模型振動台実験での床応答絶対加速度の例を示しているが、浮き上がりを許容することで高次振動が卓越するようになり、内外装材等が共振状態となると大きな損傷を被る可能性がある。性能評価指針では床応答絶対加速度応答スペクトルを簡易に算定する方法が示されているが、その方法を浮き上がり許容構造にそのまま適用することは難しく、現状では時刻歴応答解析によって算定した床応答をもとに応答評価を行うことになる。なお、特に高所に設置される外壁などは落下防止のためのフェールセーフ対策を施すことが必要と考えられる。

什器の転倒・滑動については、浮き上がりに伴う床面の傾きの影響を考慮した振動台実験とその評価について報告されており、参考となる。実験結果から家具の転倒又は滑りに与える床の傾き(最大で2%)の影響はあまり大きくなく、床の水平挙動の影響が支配的であることが示されている。詳細は本付録9.5節に示す。

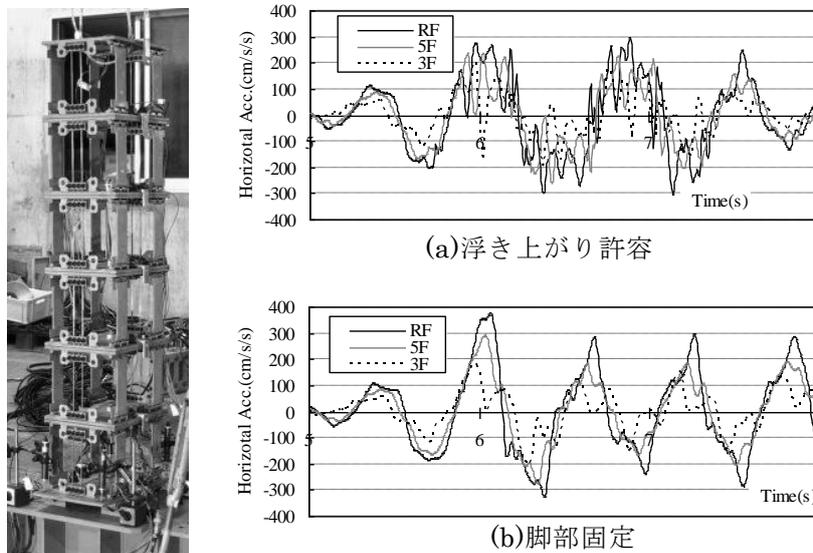


図 7-1 床応答加速度の例

また、通常の耐震構造や免震・制振との比較という点では、損傷度低減とコスト低減の2つの尺度から、浮き上がりを許容した構造の特徴を示すことができる。

参考文献

1) T. Ishihara, T. Azuhata, K. Noguchi, K. Morita and M. Midorikawa : Shaking table test on seismic response of reduced scale models of multi-story buildings allowed to uplift, Earthquake Resistant Engineering Structures VI, pp.175-184, WIT Press, 2007.6

8. 性能評価事例

8.1 鉄骨造事務所・店舗ビル

8.1.1 はじめに

建蔽率が大きい市街地の建物では、建物外壁から敷地境界までの距離が短く、免震構造の採用が困難となる場合がある。また平面計画上、ブレース・耐震壁の配置に制約を受ける場合が多い。さらに敷地の有効利用のためにアスペクト比が大きくなる傾向があり、地震時の転倒モーメントの処理に苦勞することとなる。このようなときに、基礎部において建物の浮き上がりを許容することにより、制振部材を用いることなく地震応答を低減することが可能となる場合がある。

本建物は現行の建築基準法を満足しているが、基礎が杭頭に緊結されておらず、地震時に基礎の浮き上がりを許容する構造である。従って、その耐震安全性については財団法人日本建築センター・鋼構造評定委員会において審査を受けている。



図 8.1-1 建物外観パース

8.1.2 建物概要

建設地：神奈川県横浜市

建物用途：事務所・店舗

建物規模：地上 8、塔屋 1 階、長辺 4 スパン、短辺 2 スパン

建物高さ：約 29m、建築面積：約 230 m²、延床面積：約 1,830 m²

構造形式：鉄骨造（柱：コンクリート充填鋼管構造）

設計年：2001 年

本建物は市街地に建つ地上 8 階建の事務所ビルであり、1～2 階は店舗として使用する。屋上パラペット天端までの高さは地上約 29m、延床面積は約 1,830 m²である。

地上階の構造種別は、コンクリート充填鋼管柱（一部 H 型鋼）および鉄骨造梁（一部 S C 造）である。基礎および基礎マットは R C 造である。

架構形式は、長辺方向が純ラーメン構造、短辺方向が剛性と耐力を高める目的で配置した座屈補剛ブレースを有するラーメン構造である。スパンは長辺方向が 4.5m×4 スパン、短辺方向が 8.9m と 2.8m の 2 スパンである。

短辺方向は柱 3 本を支えるマットスラブを 2 本の場所打ちコンクリート杭で支持する構造となっており、杭間隔 7.7m よりアスペクト比は約 3.8 となる。杭とマットスラブは上下方向に固定せず、杭頭レベルにおいて浮き上がりを許容する設計としている。1 次設計地震力に対しては浮き上がりを生じないが、レベル 2 地震時に浮き上がりを許容することにより、杭に引張軸力が作用することを防いでいる。なお長辺方向は浮き上がりを考慮しない通常の構造としている。

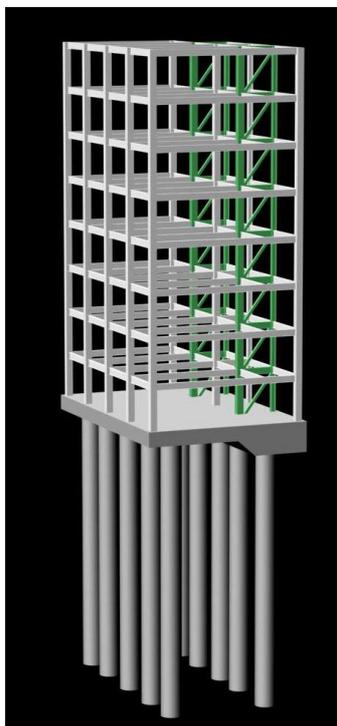


図 8.1-2 架構パース

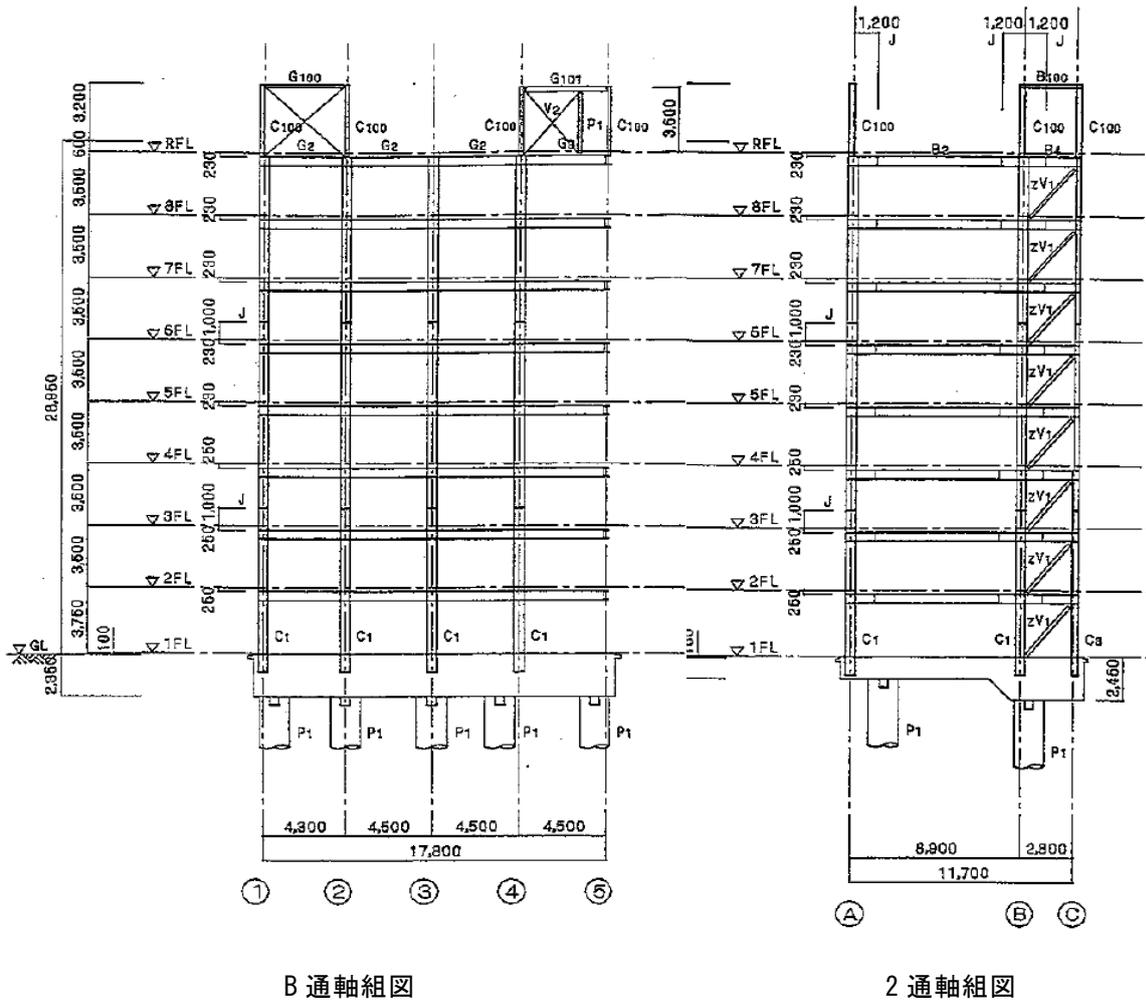


図 8.1-3 軸組図

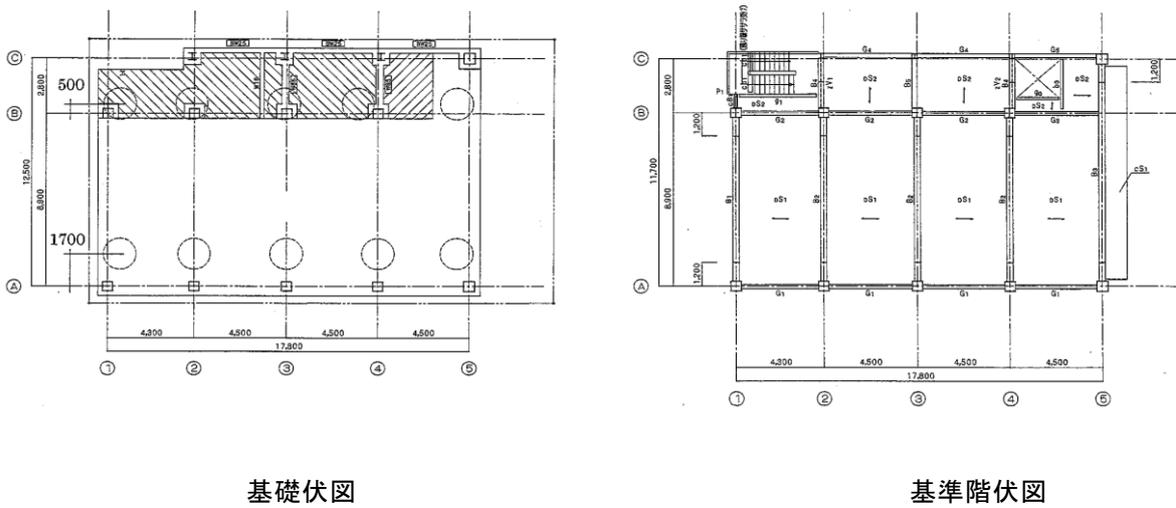


図 8.1-4 伏図

8.1.3 構造設計概要

基本方針

本建物の架構計画は、以下の点に留意して行っている。

- (1) 地上部の架構は軽量化を図り、かつ十分な靱性を有するよう鉄骨造ラーメン架構および座屈補剛ブレースを有するラーメン架構を採用している。
- (2) バランスのよい架構とし、水平力に対して大きなねじれ変形や過大な変動軸力が柱に生じることのないようにしている。
- (3) 架構の崩壊メカニズムは、大梁の曲げ降伏を先行させることを原則とし、建物の崩壊形を全体崩壊形としている。

柱の部材種別は原則として FA ランクとし、大梁の部材種別は塑性化する領域を FA ランクとしている。また「建築物の構造規定」（日本建築センター）の横補剛制限を満足させている。

- (4) 柱は、高軸力下において高い変形能力を有するようコンクリート充填鋼管構造（CFT 構造）を採用している。

柱脚は基礎マットに埋め込んでいる。

- (5) 本建物の浮き上がり機構は、1 次設計レベルにおいては浮き上がりを生じないが、保有耐力設計レベルでは杭頭と基礎マットの間で離間を発生する。

設計フローは、1 次設計は通常の A ルートと同様に行っている。

地震時において短辺方向は杭の配置が 1 スパンであるため、引き抜き側の基礎マットが浮き上がるとせん断力は増加しなくなる。

短辺方向については浮き上がった時点でのせん断力を保有水平耐力としている。

浮き上がり時の挙動については、部材レベルの弾塑性応答解析を行って検討している。

耐震設計

- (1) 1 次設計は許容応力度設計を行っている。

すなわち建築基準法施行令に準拠した 1 次設計用地震力を算定し、このとき架構に生じる短期応力度が各部材の短期許容応力度を越えないことを確かめている。

次に、大地震時の安全性を確認するために、1 次設計された架構に対して静的弾塑性荷重増分解析により保有水平耐力を算定し、必要保有水平耐力以上の耐力を有することを確認している。さらに短辺方向架構の変形性能を確認する目的で地震動に対する部材レベルの動的応答解析を行い、表 8.1-1 に示す耐震安全性の目標値を満足することを確認している。

浮き上がり後の再接触時の衝撃についての安全性を把握する目的で、上下動を考慮した応答解析も実施している。

- (2) 設計用地震力は、建築基準法施行令に準拠して算定している。

標準せん断力係数を長辺、短辺方向とも 0.20 とし、高さ方向の層せん断力の分布は A_i 分布に基づき決定している。

振動特性係数 R_t および A_i 分布の算定時に用いる設計用 1 次固有周期は 1 階床固定とし、建物重量を各剛床位置に集中させた振動解析モデルによる固有値解析により求めている。

静的地震力による架構の層間変形角を 1/200 以下としている。また、建物頂部の変位が敷地範囲内に留まるようにしている。

各層の剛性率 $R_s \geq 0.6$ 、偏心率 $R_e \leq 0.15$ としている。

- (3) 動的解析用の地震波は、建築センターレベル 2 波および、El Centro NS、Taft EW、Hachinohe NS の 50kine 相当としている。

解析モデルは、建物の重量を各階の梁の交差位置に集中させた立体弾塑性モデルとしている。耐震安全性の目標値は以下の通りである。

表 8.1-1 耐震安全性の目標値

地震動	最大層間変形角	層の塑性率
50kine 相当地震波	1/100 以下	2.0 以下

耐風設計方針

設計用風荷重は建築基準法施行令に準拠して定めている。風荷重による層せん断力は地震荷重の40%程度であり、短期設計用荷重は地震荷重を採用している。

8.1.4 地震応答解析

解析モデル

柱・梁の各部材を線材に置換し、床を剛体とした立体架構モデルとしている。

各線材は、曲げ降伏・せん断降伏・軸降伏を考慮可能な材端剛塑性ばね付き梁要素でモデル化している。軸力変動が生じる柱部材は軸力による曲げ耐力の変動を考慮している。

境界条件は、杭頭位置の節点の水平2成分を拘束し、鉛直方向成分は杭をモデル化したばね要素で支持している。鉛直ばね要素の復元力特性は、圧縮側を杭の圧縮剛性とし、引張側を圧縮剛性の1/1,000とした非線形弾性としている。

質量は各節点に分布させている。また減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は1次固有周期に対して2.0%に設定している。

時刻歴応答解析の求解法は Newmark β 法 ($\beta=1/4$) に基づく直接積分法を用い、時間刻みは0.005秒としている。

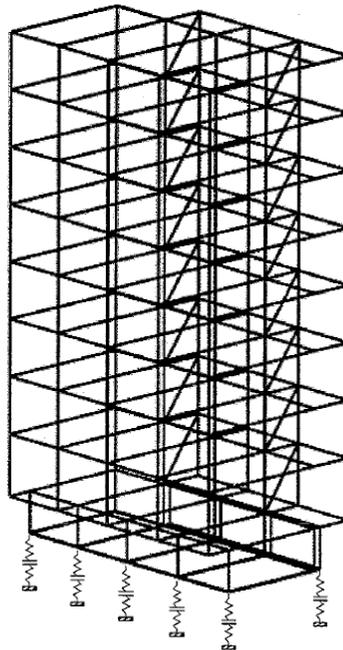


図 8.1-5 解析モデル

表 8.1-2 部材の履歴特性

部材種別	構造種別	履歴則		
		曲げ特性	せん断特性	軸特性
柱	S	正規 Bi-Linear	正規 Bi-Linear	正規 Bi-Linear 非対称スリップ [°] Bi-Linear
	SC	正規 Bi-Linear	弾性	
梁	S	正規 Bi-Linear	正規 Bi-Linear	弾性
	SC	正規 Tri-Linear	正規 Bi-Linear	弾性
	RC	原点指向 Tri-Linear	正規 Bi-Linear	弾性
ブレース	S	弾性	弾性	正規 Bi-Linear

固有値解析結果

建物の 1 次固有周期は短辺(Y)方向 1.20 秒、長辺 (X) 方向 1.06 秒となっている。

表 8.1-3 固有周期

次数	固有周期(秒)	等価質量比				モード
		X	Y	Z	θ_z	
1	1.20	0.043	0.414	0.000	0.089	Y 方向並進 1 次
2	1.13	0.159	0.106	0.000	0.393	ねじれ 1 次
3	1.06	0.334	0.000	0.000	0.309	X 方向並進 1 次
4	0.37	0.034	0.005	0.000	0.071	
5	0.34	0.001	0.078	0.000	0.013	
6	0.33	0.041	0.009	0.000	0.035	
7	0.20	0.018	0.000	0.000	0.015	
8	0.18	0.009	0.002	0.000	0.027	

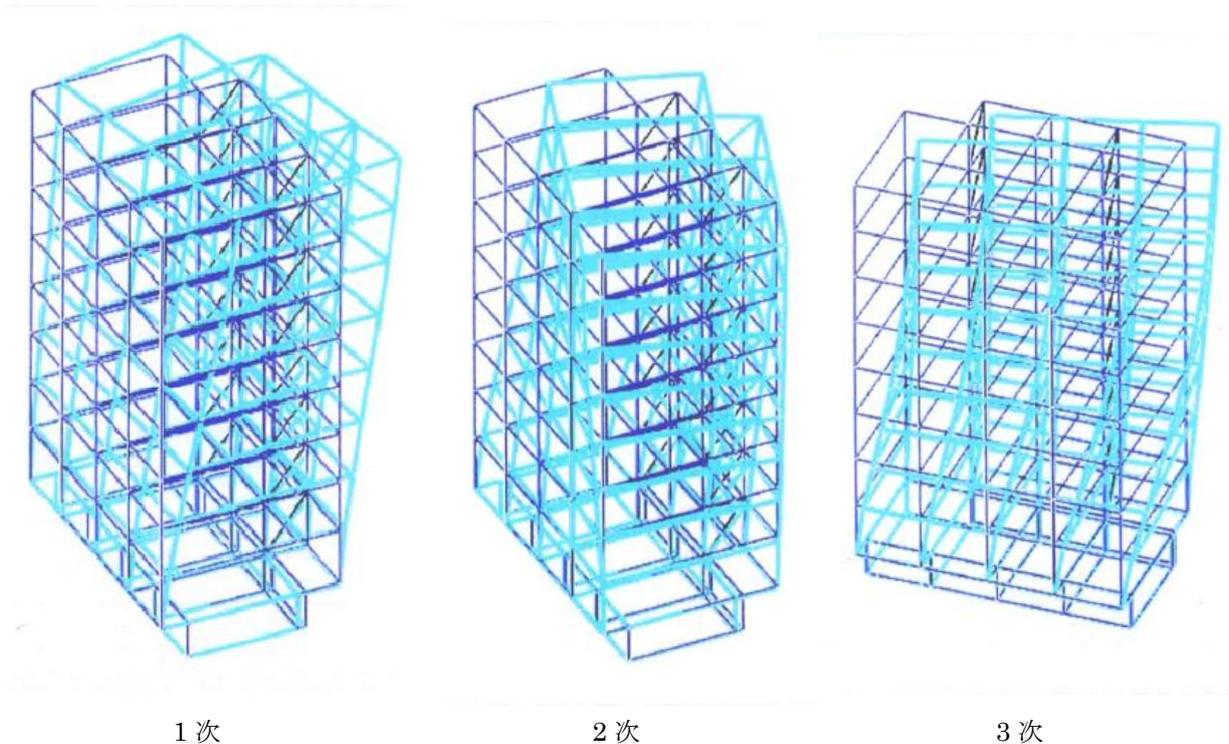


図 8.1-6 固有モード形

入力地震動

解析用の入力地震動は以下の4波とし、短辺方向に入力している。

表 8.1-4 入力地震動

地震動	最大加速度(cm/sec. ²)	継続時間(sec.)
日本建築センター波レベル 2(BCJ L2)	355.7	120.00
El Centro NS	510.8	53.76
Taft EW	496.8	54.40
Hachinohe NS	330.0	36.00

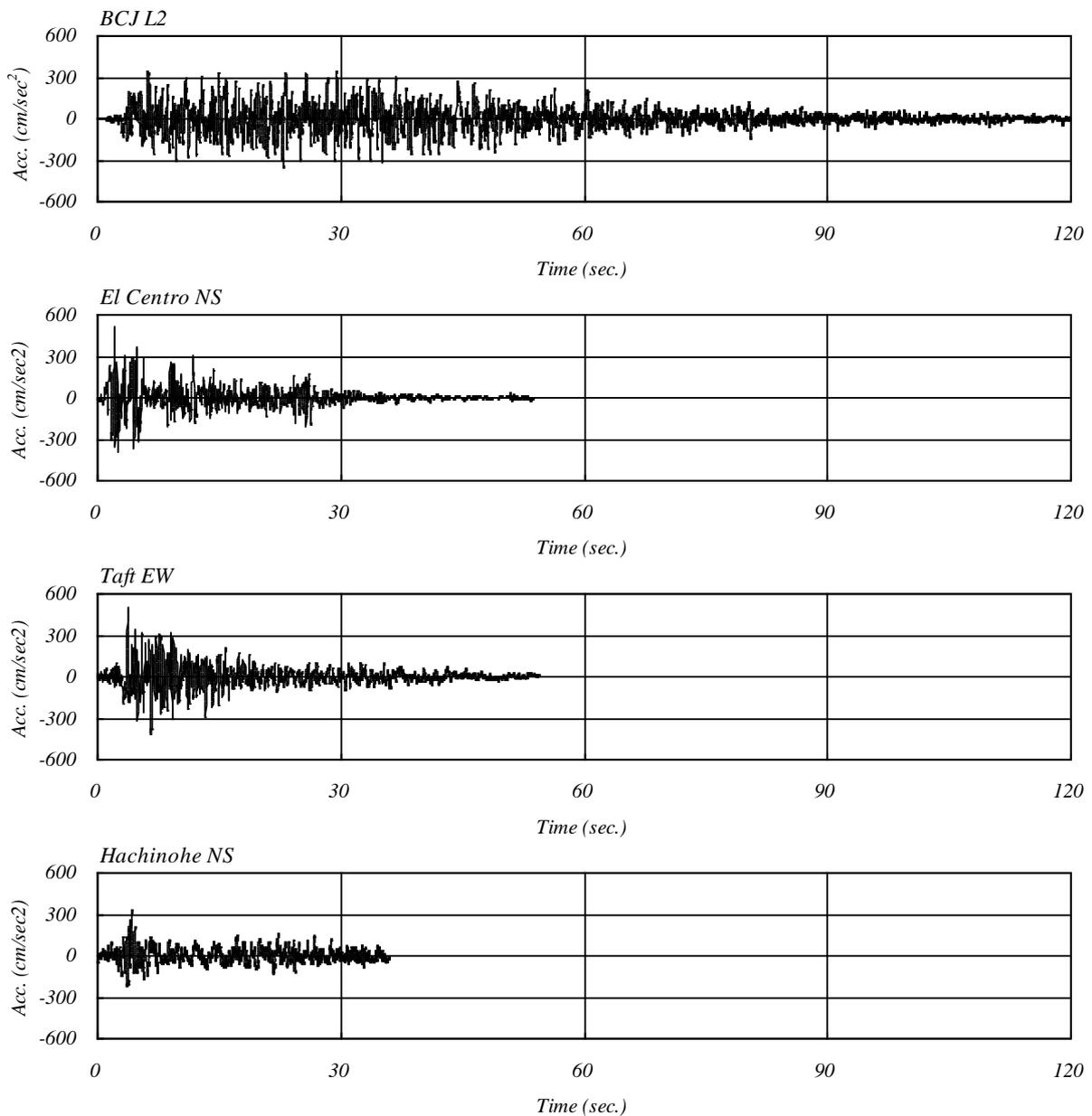


図 8.1-7 加速度時刻歴波形

応答解析結果

応答の最大値は以下の通りである。

表 8.1-5 応答最大値

地震動	最大層せん断力係数		最大部材塑性率	ロッキング変形	最大層間変位(cm)	最大層間変形角	頂部最大変位(cm)
	1階	8階					
BCJ L2	0.327	0.346	2.03	除外	3.40 (4F)	1/103(4F)	22.4
				考慮	3.93 (4F)	1/ 89(4F)	28.6
El Centro NS	0.303	0.283	1.72	除外	2.85 (5F)	1/123(5F)	19.3
				考慮	3.04 (4F)	1/115(4F)	21.1
Taft EW	0.313	0.360	1.68	除外	2.89 (6F)	1/121(6F)	18.5
				考慮	3.07 (6F)	1/114(6F)	19.8
Hachinohe NS	0.323	0.326	1.70	除外	2.73 (6F)	1/128(6F)	17.2
				考慮	2.92 (6F)	1/120(6F)	18.3

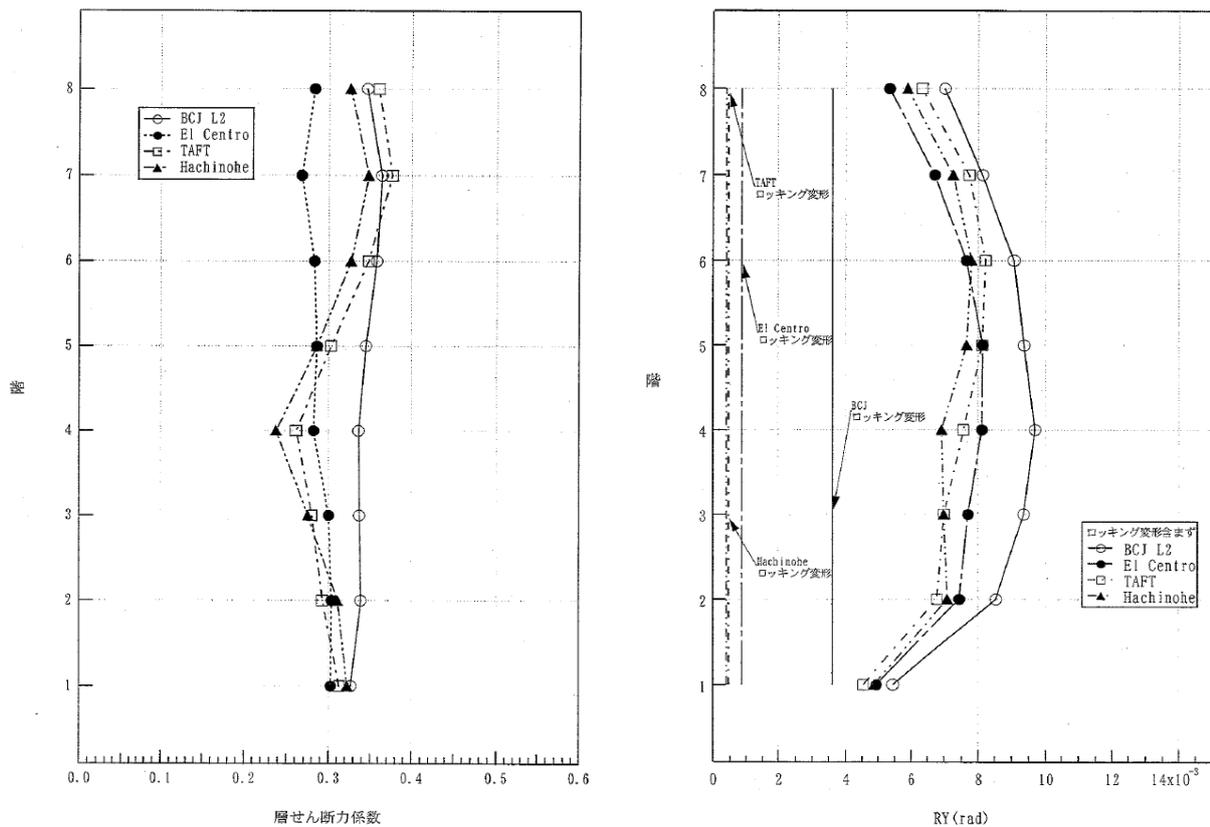


図 8.1-8 各階の最大応答 (その1)

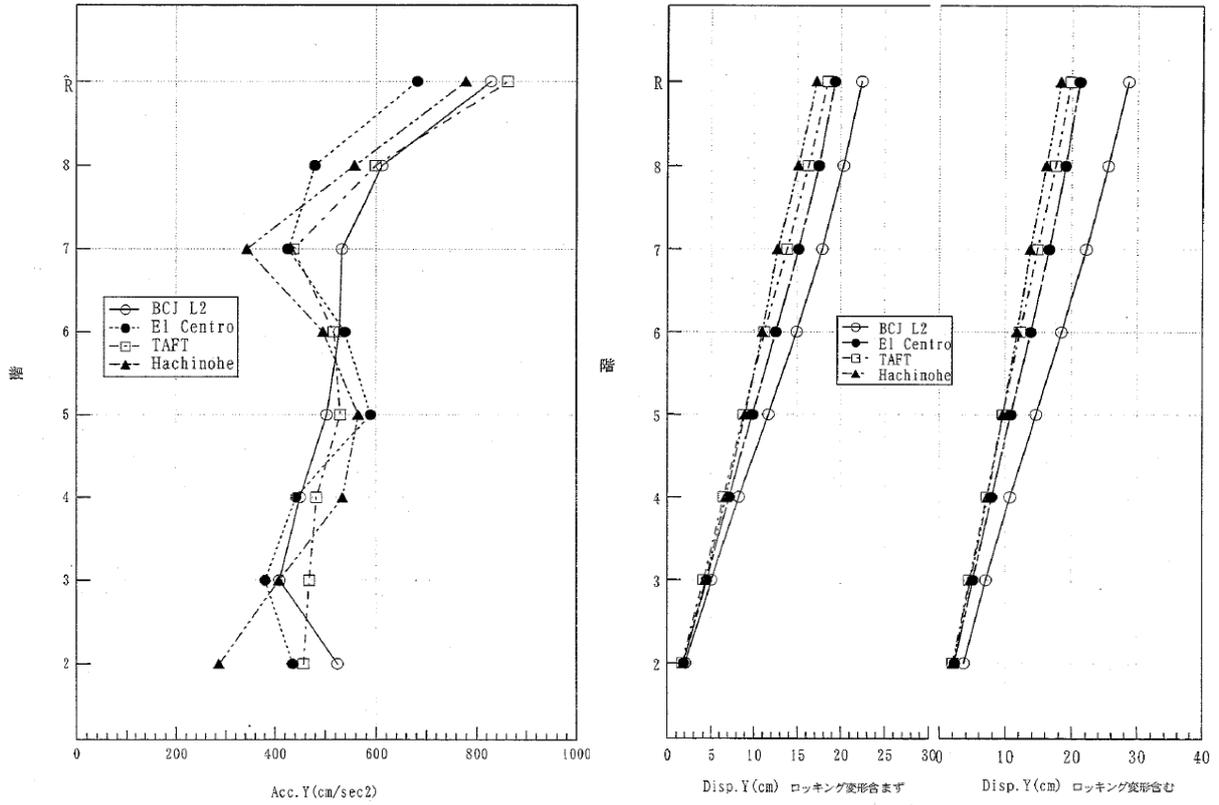


図 8.1-9 各階の最大応答 (その 2)

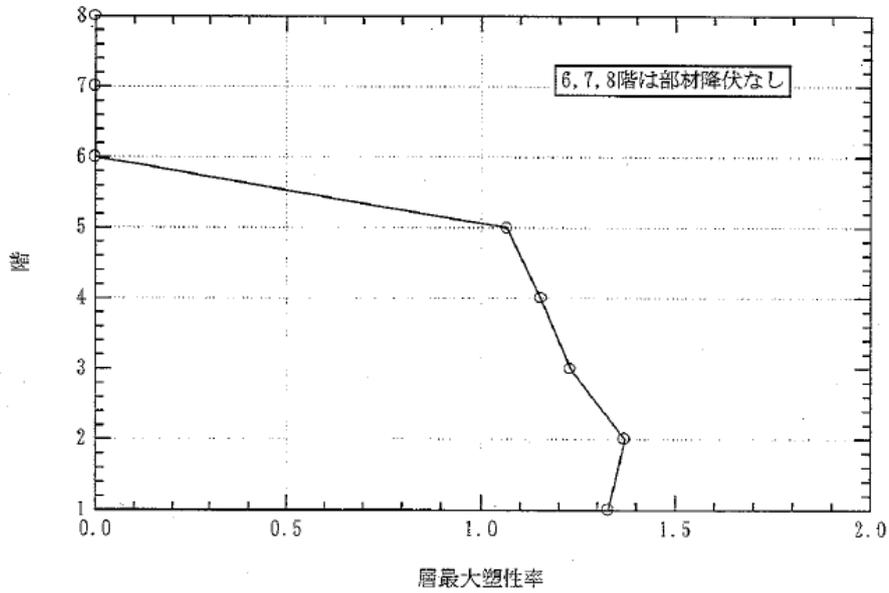


図 8.1-10 層の最大塑性率 (BCJ L2)

8.1.5 着地時衝撃力に対する杭頭の検討

浮き上がり応答

BCJ レベル 2 入力時の杭頭位置におけるマットスラブの上下方向変位時刻歴、速度時刻歴を以下に示す。最大浮き上がり変位は約 1.6cm、最大速度は約 40cm/sec.となっている。

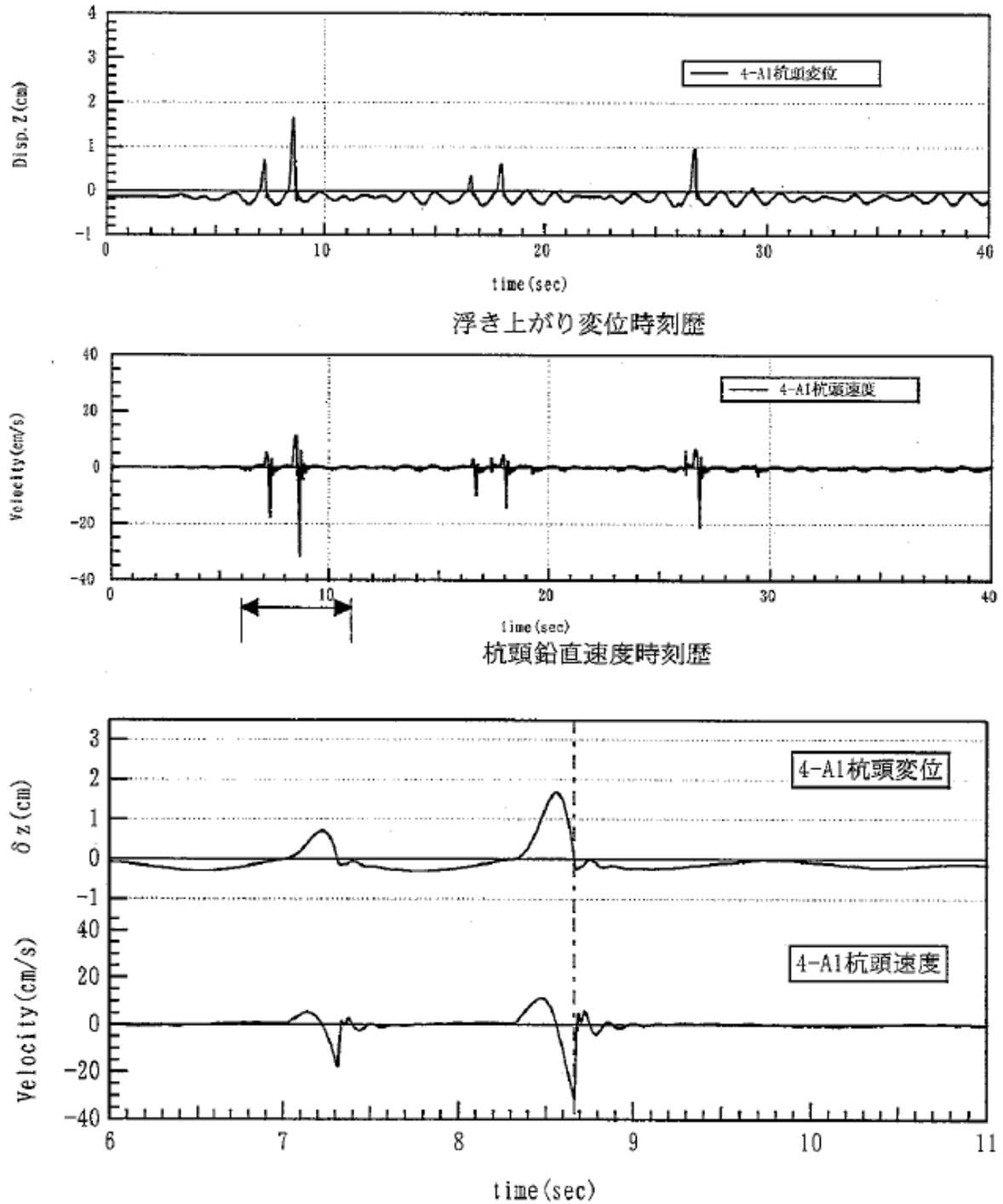


図 8.1-11 浮き上がり変位および杭頭速度の時刻歴 (BCJ L2)

着地時の衝撃

接触面は、鋼柱下面（鋼製ライナー）と杭頭（コンクリート）、および基礎梁下面（コンクリート）と杭頭（コンクリート）である。

別途実施した衝突速度 100cm/sec.の衝撃落下実験（鋼柱－コンクリートブロック）において、鋼柱に生じる鉛直方向の最大衝撃歪みは約 120 μ であった。

従って、衝撃応力度の最大値は

$$\sigma = E \varepsilon = 2.05 \times 10^5 \times 120 \times 10^{-6} = 24.6 \text{N/mm}^2$$

地震応答解析の結果によると、最大衝突速度は 40cm/sec.であるが、さらに水平入力地震動の 1/2 程度の上下動が加わると仮定してレベル 2 地震時の最大衝突速度を 65cm/sec.と考えると、衝撃応力度は

$$\sigma = 24.6 \text{N/mm}^2 \times 65 / 100 = 16 \text{N/mm}^2$$

となり、鋼柱は十分健全性を保つと考えられる。

同様に衝突速度 100cm/sec.の衝撃落下実験（コンクリート柱－コンクリートブロック）において、コンクリート柱に生じる鉛直方向の最大衝撃歪みは約 120 μ であった。

従って、衝撃応力度の最大値は

$$\sigma = E \varepsilon = 2.06 \times 10^4 \times 120 \times 10^{-6} = 2.5 \text{N/mm}^2$$

レベル 2 地震時の最大衝突速度を 65cm/sec.と考えると、衝撃応力度は

$$\sigma = 2.5 \text{N/mm}^2 \times 65 / 100 = 1.6 \text{N/mm}^2$$

となり、コンクリートの短期許容応力度に比べて十分に小さい。

衝突体：S 柱 □-500×500×28、H=400, 800
 CON 柱 □-400×400、H=300, 600
 非衝突体：CON B1,200×D1,200×H400
 CON B1,200×D1,200×H400+鋼板(t6, 16)
 衝突速度：100cm/sec.

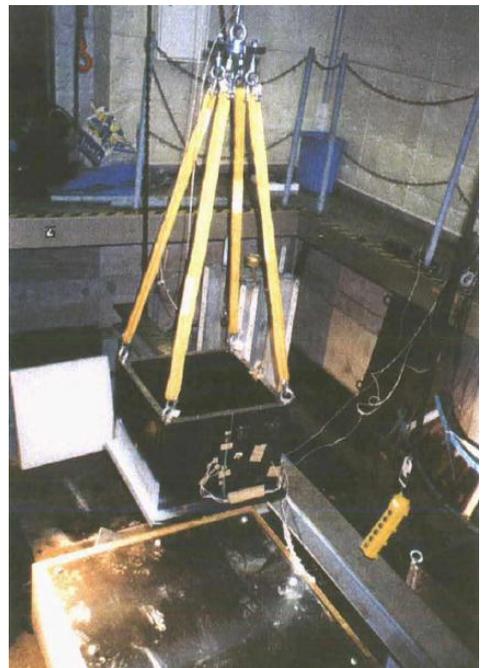
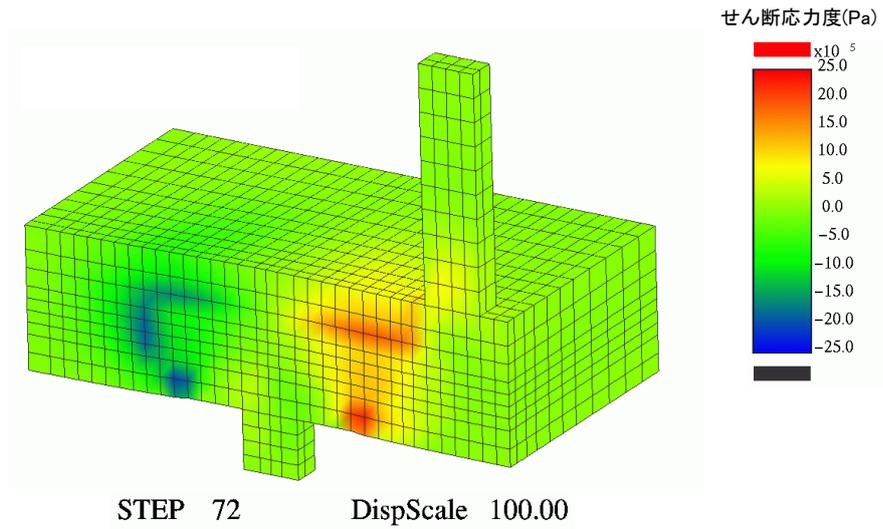
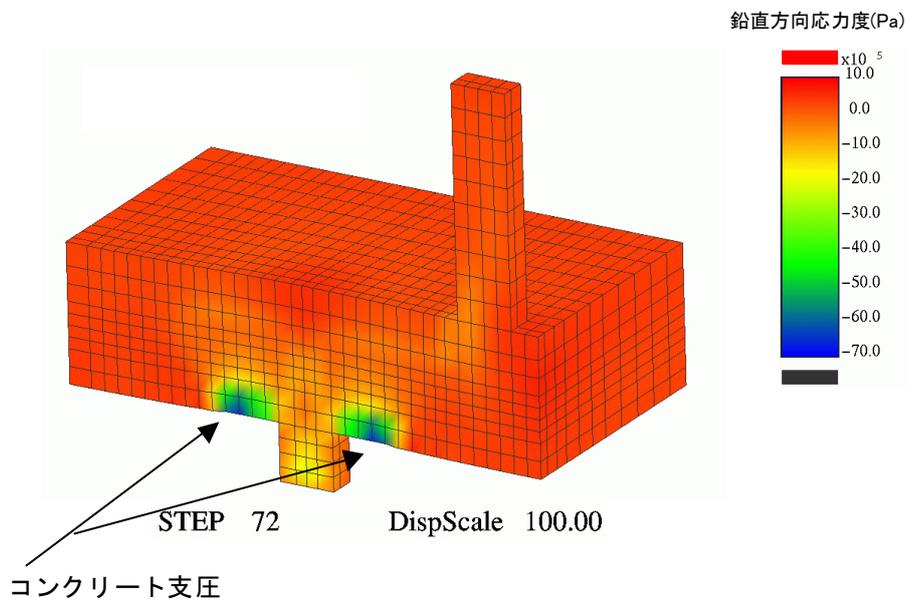


図 8.1-12 衝撃落下実験



コンクリートせん断応力分布(1msec)



コンクリート鉛直応力分布(1msec)

図 8.1-14 基礎マットの応力度分布 (衝突 1msec.後)

8.1.7 着地時衝撃力に対する杭の検討

解析モデル

長さ22mの杭を断面積等価な直方体としてFEMモデル化している。コンクリートはソリッド要素でモデル化し、鋼板および鉄筋は省略している。

衝突体の重量を杭が負担する長期荷重である350tとして鉛直下方向に衝突させ、衝突速度を40cm/sec.としている。

解析結果

衝突後3msec.後に応力が到達し、衝突後約20msec.後に最大圧縮応力約4.5N/mm²となっている。

重さ350tfの衝突体が速度40cm/sec.で弾性ばねに衝突し、運動エネルギーが全て弾性ばねの歪エネルギーに置換されると仮定すると、最大バネ応力は5.2N/mm²となり、ほぼ対応している。

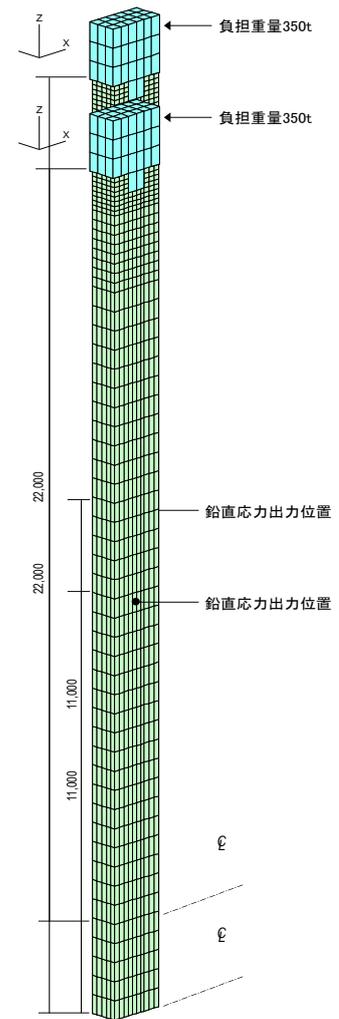


図 8.1-15 杭の解析モデル

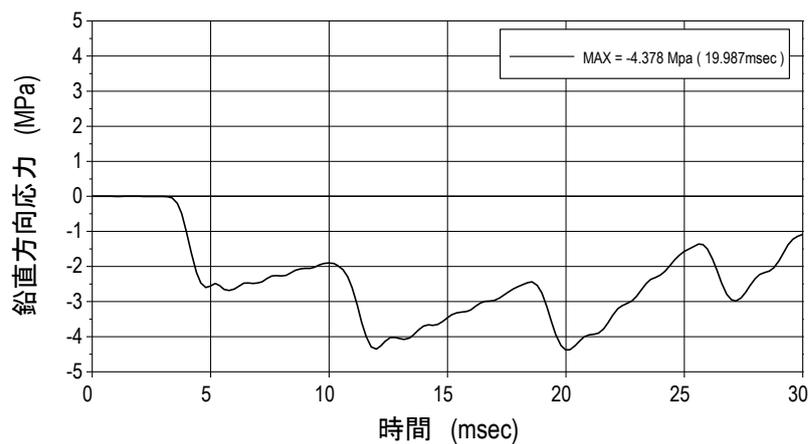


図 8.1-16 杭の圧縮応力度

8.1.8 着地時衝撃力に対する2次部材の検討
解析モデル

8.1.4の解析モデルを用い、5通り2階の短辺方向大梁を4分割、各節点に質量を配置し、水平+上下同時入力による地震応答解析を行い、外装ガラスに及ぼす影響を検討している。

入力地震動はEl Centro NS+UD、Taft EW+UDとしている。

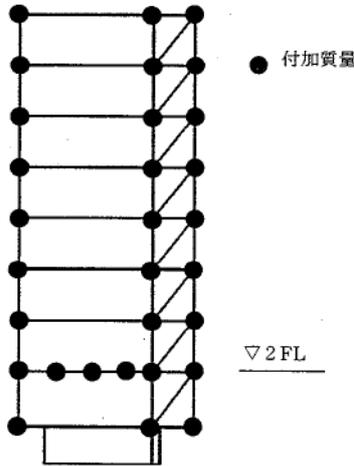


図 8.1-17 上下動の検討モデル

解析結果

5通り2階の短辺方向大梁の地震時最大たわみは8mm程度であり、ガラスがサッシュから外れて落下することはないと考えられる。

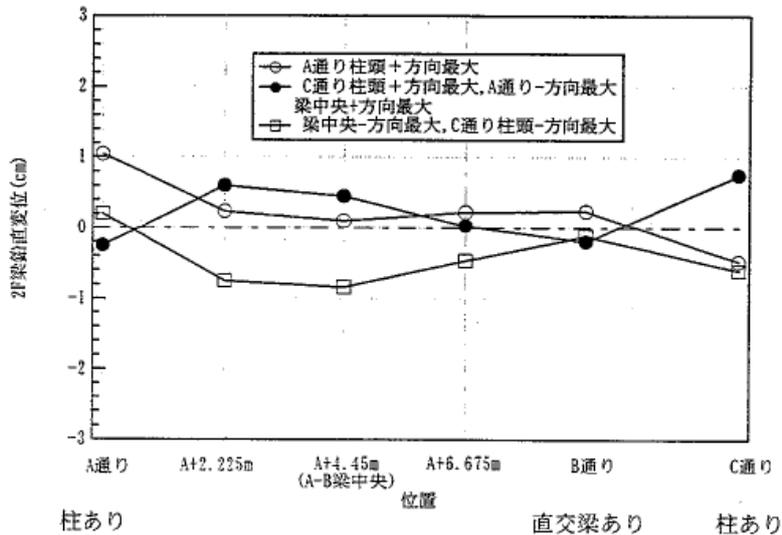


図 8.1-18 2階大梁の鉛直変位 (長期変位を除く)

8.1.9 まとめ

解析の結果、本建物は全てのクライテリアを満足しており、高い耐震安全性を有しているものと考えられる。

- 1次設計結果

最大層間変形角：1/274(長辺方向)、1/219(短辺方向) ≤ 許容値 1/200

最小剛性率：0.793(長辺方向)、0.849(短辺方向) ≥ 許容値 0.6

最大偏心率：0.151(長辺方向) ≒ 許容値 0.150

0.038(短辺方向) ≤ 許容値 0.150

- 2次設計結果

最小保有水平耐力比：1.29(長辺方向)、1.41(短辺方向) ≥ 許容値 1.0

- 動解析結果

最大層間変形角：1/103(短辺方向) ≤ 許容値 1/100

最大塑性率：1.37 ≤ 許容値 2.0

最大浮き上がり変位 ≒ 16mm

最大衝突速度 ≒ 40cm/sec.

- 杭頭の対衝撃検討結果

鋼柱の最大衝撃応力度 ≒ 16N/mm²

コンクリートの最大衝撃応力度 ≒ 1.6N/mm²

- 基礎マットの対衝撃検討結果

コンクリートの最大せん断応力度 ≒ 2N/mm²

コンクリートの最大圧縮応力度 ≒ 7N/mm²

CFT 束材固定用の鉄骨ウェブの最大せん断応力度 ≒ 12N/mm²

CFT 束材の最大衝撃応力 ≒ 2N/mm²

- 杭の対衝撃検討結果

コンクリートの最大圧縮応力 ≒ 4.5N/mm²

- 2次部材の対衝撃検討結果

5通り2階の短辺方向大梁の地震時最大たわみ ≒ 8mm

8.2 中層 CFT 造建物の性能評価

8.2.1 建物概要

対象建物を図 8.2-1 に示す。本建物は、地上 14 階建地下なしの事務所ビルである。平面形状は、短辺方向 (Y 方向) では長さの異なる 2 スパンで 23.0m、長辺方向 (X 方向) では均等な 8 スパンで 57.6m の整形な長方形である。立面は、1 階階高が 5.0m、基準階階高が 4.0m であり、建物高さは 57.0m である。アスペクト比 (高さ/建物幅) は、短辺方向で 2.48 である。

本建物の構造形式は、柱をコンクリート充填鋼管 (CFT) 造、梁を鉄骨造とした純ラーメン構造である。部材断面及び使用材料を表 8.2-1 に示す。床荷重は単位面積当たり 8.3kN/m² として算出する。

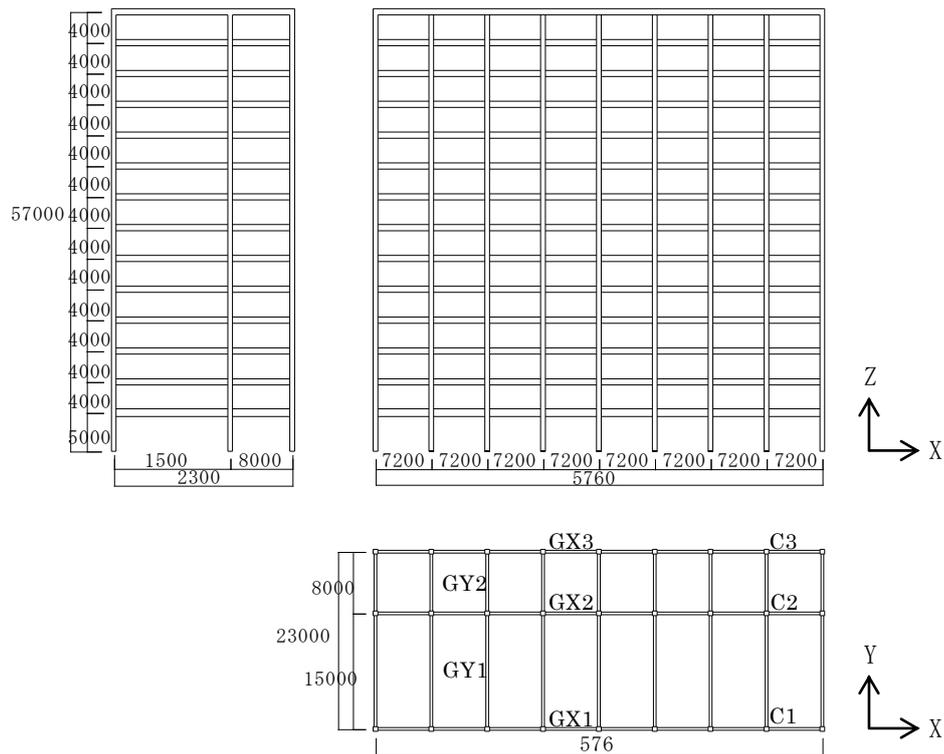


図 8.2-1 対象建物図

表 8.2-1 部材断面及び使用材料

CFT 造柱 (コンクリート 40N/mm ²)			
	C1	C2	C3
11F-14F	□800x800x25	□800x800x25	□800x800x25
5F-10F	□800x800x36	□800x800x36	□800x800x28
2F-4F	□800x800x40	□800x800x40	□800x800x36
1F	□800x800x50	□800x800x50	□800x800x45
S 造梁 (SM490)			
(短辺方向)	GY1		GY2
12F-RF	H800x350x16x32		H800x350x16x25
3F-11F	H1000x350x16x32		H1000x350x16x25
2F	H1200x350x16x38		H1200x350x16x38
(長辺方向)	GX1	GX2	GX3
12F-RF	H800x300x16x32	H500x350x12x28	H800x300x16x28
3F-11F	H1000x300x16x32	H500x350x16x32	H1000x300x16x28
2F	H1200x300x16x38	H800x350x16x38	H1200x300x16x38

本建物は、地震時に1階柱脚の浮き上がりを許容する構造であり、その概要を図8.2-2に示す。柱脚部には浮き上がり量を制御するための鋼製ダンパーが設置されている。

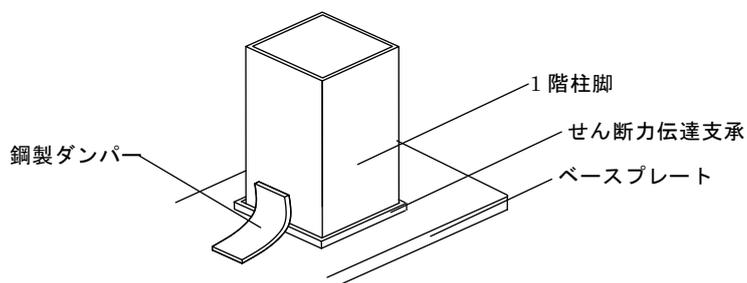


図 8.2-2 1階柱脚浮き上がり許容部の概要

8.2.2 解析モデル概要

解析モデルは、柱と梁を弾塑性の梁要素、床を弾性の平面応力要素とした立体フレームモデル(図8.2-3)とする。柱および梁は、曲げ変形、せん断変形、軸方向変形を考慮し、曲げ降伏の判定は接合部のフェイス位置とする。鉛直荷重による柱軸力、梁端部の曲げモーメントは初期応力として考慮する。床はスラブ厚さを150mmとして剛性を評価する。

1階柱脚の浮き上がり許容部および鋼製ダンパーは図8.2-4の復元力特性を有する鉛直バネ要素とする。浮き上がり許容部は正負非対称の復元力特性として、圧縮側剛性は杭径250cm、支持層深さ30m、コンクリート強度 27N/mm^2 とした場合の杭の圧縮剛性から算出し、引張側剛性は本来ゼロとなるが計算の安定性に考慮して圧縮側剛性の一万分の一とする。

各階重量は、単位面積当たりの荷重を 11kN/m^2 として算出し、 11043kN/階 とする。

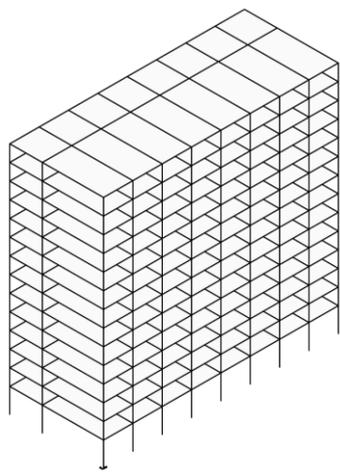
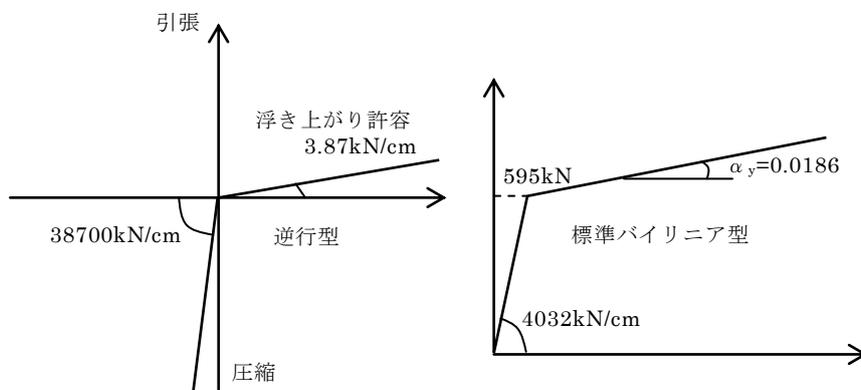


図 8.2-3 解析モデル



(a) 浮き上がり許容部

(b) 鋼製ダンパー

図 8.2-4 鉛直バネ 復元力特性

静的荷重増分解析では、層せん断力係数を A_i 分布とした外力分布を用い、15m スパン側からの加力を正方向とする。

地震応答解析では、設計用地震動として日本建築センター模擬波である BCJ-L2 を用いる。解析時間は60秒、時間刻みは0.002秒とし、減衰は初期剛性比例型で減衰定数を $h=2\%$ とする。

静的荷重増分解析、地震応答解析とも、浮き上がりの生じやすい短辺方向を対象とする。また、比較のために1階柱脚の拘束条件を基礎固定としたモデル(以下、基礎固定モデル)も併せて解析する。

8.2.3 静的荷重増分解析結果

(1) 層せん断力-層間変位角関係

層せん断力-層間変位角関係を図 8.2-5 に示す。参考図として基礎固定モデルの結果を併せて示す。

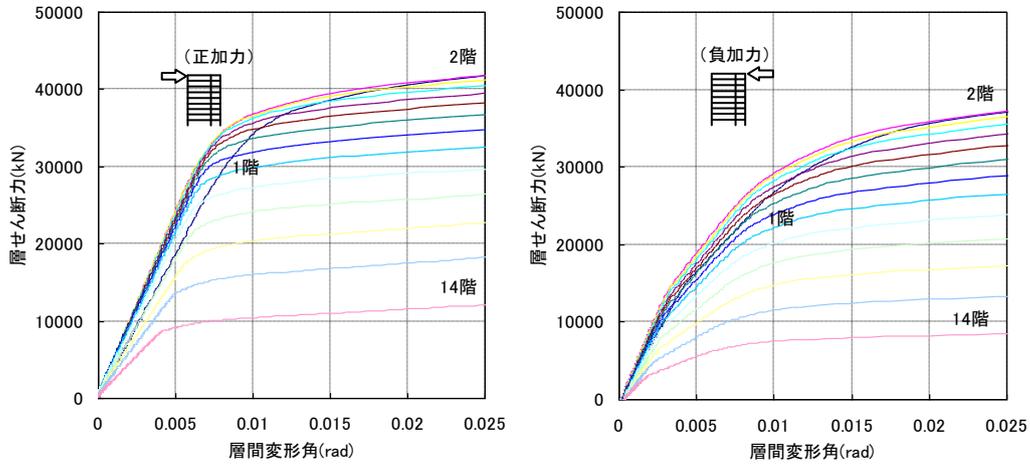
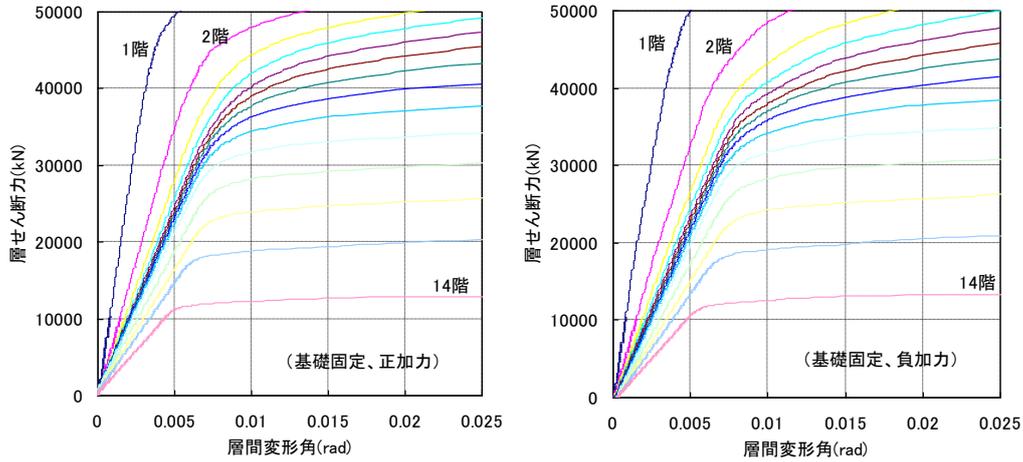


図 8.2-5 層せん断力-層間変位角関係



(参考図) 層せん断力-層間変位角関係 (基礎固定モデル)

(2) ベースシア係数・頂部水平変位関係

ベースシア係数と頂部水平変位関係を図 8.2-6 に示す。浮き上がり発生前から浮き上がり許容モデルと基礎固定モデルの勾配が異なるのは、柱脚の拘束条件が異なるためである。

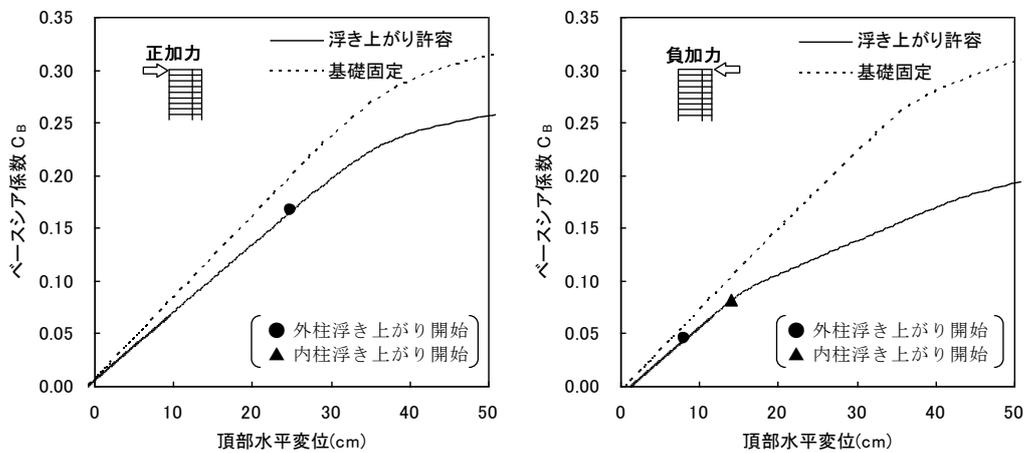


図 8.2-6 ベースシア係数-頂部水平変位関係

8.2.4 地震応答解析結果

(1) 固有周期

固有周期を表 8.2-2 に、振動モードを図 8.2-7 に示す。

表 8.2-2 固有周期

1次 (短辺)	2次 (長辺)	3次 (捩れ)	備考
1.91 秒	1.70 秒	1.57 秒	
1.69 秒	1.52 秒	1.40 秒	(基礎固定モデル)

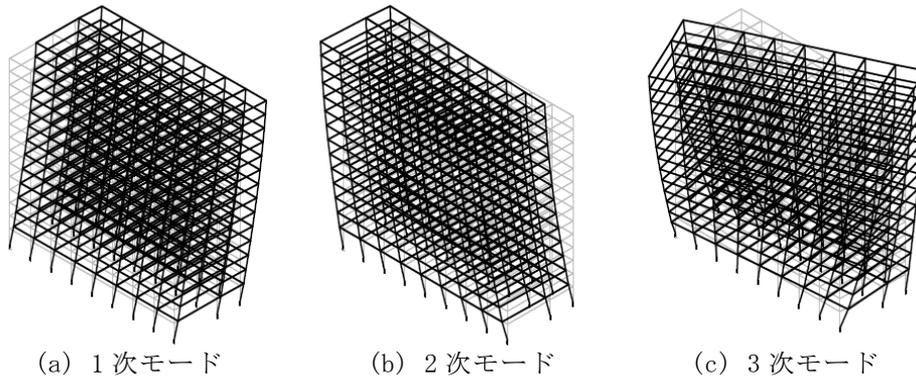


図 8.2-7 振動モード

(2) 柱脚の浮き上がり変位

柱脚の浮き上がり変位時刻歴を図 8.2-8 に示す。

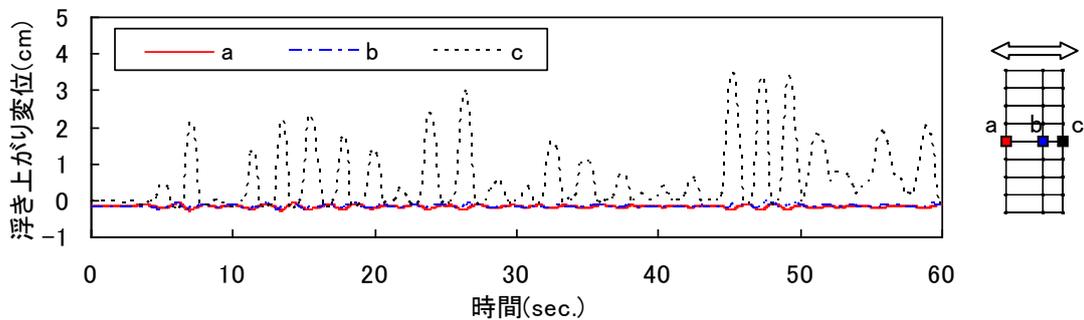


図 8.2-8 浮き上がり変位時刻歴

(3) 頂部水平変位

頂部水平変位時刻歴を図 8.2-9 に示す。

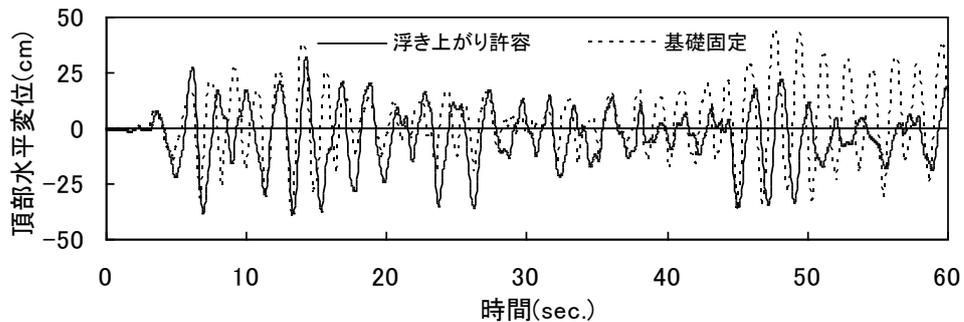


図 8.2-9 頂部水平変位時刻歴

(4) 最大層間変位角および最大層せん断力

最大層間変位角と最大層せん断力の高さ方向分布を図 8.2-10、図 8.2-11 にそれぞれ示す。参考として基礎固定モデルの結果を併せて示す。

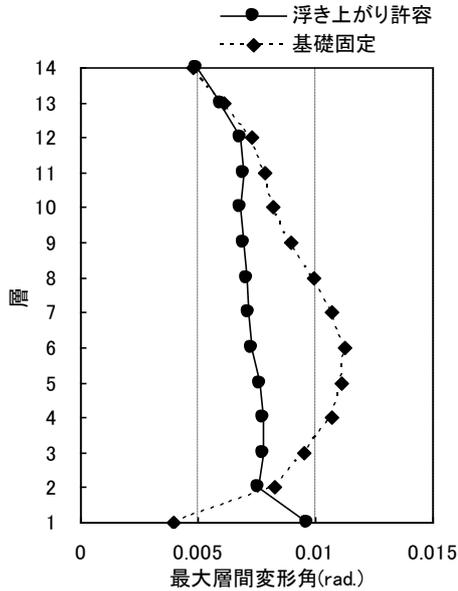


図 8.2-10 最大層間変位角

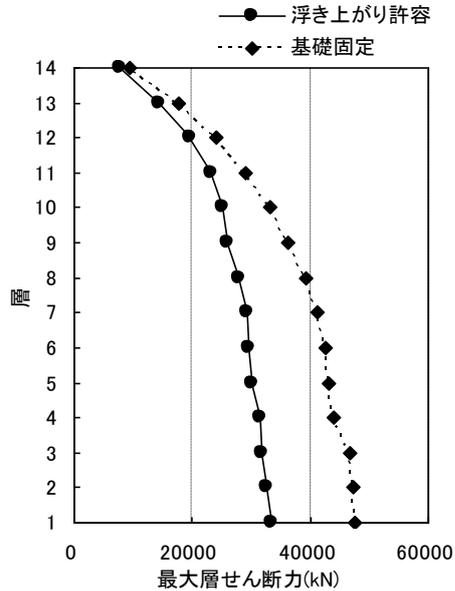


図 8.2-11 最大層せん断力

8.2.5 性能評価

地震応答解析で得られた各種応答最大値を、設計目標値によって検証した結果を表 8.2-3 に示す。各種応答最大値は設計目標値を満足しており、本建物は浮き上がり許容構造を有する建物として十分な性能を有している。

表 8.2-3 最大応答値の検証

	項目	最大応答値	検証
上部構造	頂部水平変位 →建物変位角	38.4 cm →1/148	$\leq 1/80$ (ok)
	層間変位角 →層間変形角	1/104 →1/111	$\leq 1/100$ (ok)
	塑性率	1.38	≤ 2 (ok)
浮き上がり許容部	浮き上がり変位 →ロッキング角	3.84 cm →1/208	$\leq 1/200$ (ok)

参考表 最大応答値 (基礎固定)

	項目	最大応答値
上部構造	頂部水平変位 →建物変位角	44.4 cm →1/128
	層間変位角 →層間変形角	1/89 →1/89
	塑性率	2.36

9 技術資料

9.1 ダンパーの設計例（折り曲げダンパー）

折り曲げダンパーを例に浮き上がり許容建物のダンパー各部の設計例を示す。

1) ロッキング機構

ロッキング機構は図 9.1-1 に示すように 1 階柱脚、せん断力伝達支承を有するベースプレート、ダンパー支承から構成される。

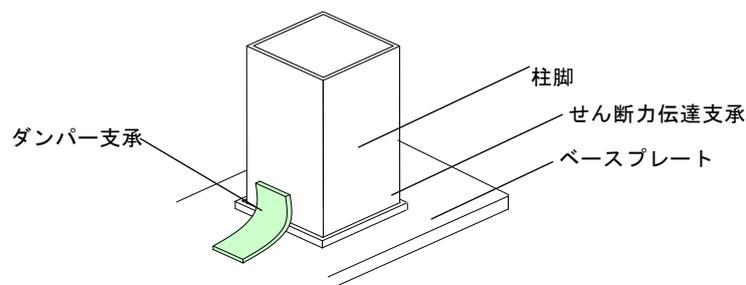


図 9.1-1 ロッキング機構の構成

2) 設計方針

ロッキング機構は、常時に加え、図 9.1-2 に示す建築物の耐震・耐風設計時に 1 階柱脚に作用する応力および挙動を考慮して設計する。設計用せん断力は、仮に柱脚が浮き上がらないと想定したモデルについて静的漸増解析を行って、1 階のせん断力一層間変形角関係が耐力に達した点における各柱せん断力とする。

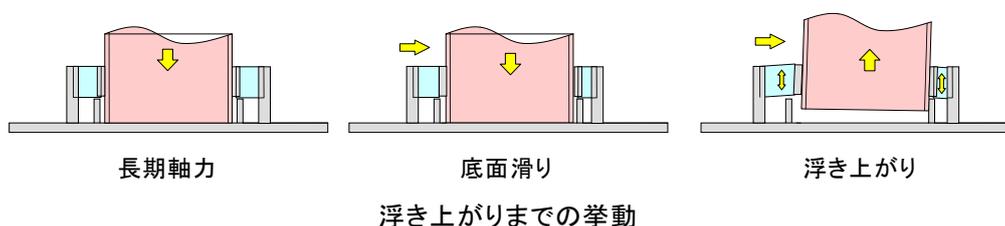


図 9.1-2 ロッキング機構に作用する応力

①せん断力伝達機構

せん断力伝達機構は、表 9.1-1 に示すようにせん断力、および曲げモーメントに対して許容応力度設計を行う。

せん断力伝達支承の高さは、耐震・耐風設計時（時刻歴解析）の浮き上がり量に余裕を見込んだ高さとする。具体的には、余裕度検討レベルのロッキング角の設計クライテリア（スパン長×1/120）の 1.5 倍とする。また、浮き上がり時の柱脚回転により、柱端部が伝達支承に接触しないように柱と伝達支承のクリアランスを適切に確保する。

$$\text{せん断力伝達支承の高さ} > \text{スパン長} \times 1/80$$

②ベースプレート

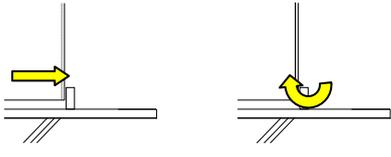
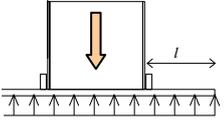
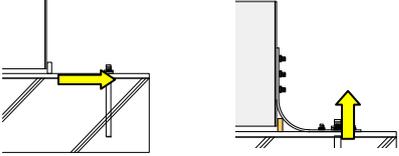
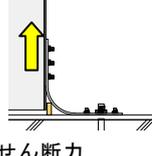
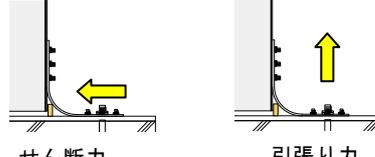
ベースプレートは、浮き上がり時に作用するせん断力、引張り力が基礎梁に伝達されるよう設計する。表 9.1-1 に示すように柱から作用する圧縮力、せん断力、およびダンパーによる引張り力に対して許容応力度設計を行う。ベースプレートの面外曲げ剛性を十分確保するため、ベースプレートの降伏耐力は、アンカーボルトの軸降伏耐力以上であることを確認する。

③ダンパー支承

ダンパー支承は、浮き上がり時に作用する引張り力が1階柱脚およびベースプレートに伝達されるように設計する。また、1階柱脚が移動してせん断力伝達支承に密着する際に受ける強制変位（クリアランス量）を考慮する。

ダンパーと柱、およびベースプレート接合部は、表 9.1-1 に示すように引張り力、せん断力に対して許容応力度設計を行う。

表 9.1-1 各部位に作用する応力

部位	作用する力	応力状態
せん断力伝達支承	せん断力 曲げモーメント	 せん断力 曲げモーメント
ベースプレート	圧縮力 せん断力 引張り力	 圧縮力  せん断力 引張り力
ダンパー	接合部せん断力 接合部引張り力	 せん断力 引張り力  せん断力 引張り力

3) 設計

①せん断力伝達支承の設計

せん断力伝達支承には、図 9.1-3 に示すような応力が作用するため、これらの力に対し、許容応力度設計を行う。せん断断面積、及び断面係数算出時には図 9.1-4 に示す幅 B の範囲のみが有効とし、せん断力作用方向の支承部分の効果は安全側に考えて考慮しない。

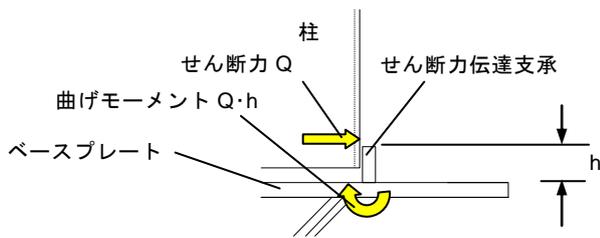


図 9.1-3 浮き上がり時に
せん断力伝達支承に作用する応力

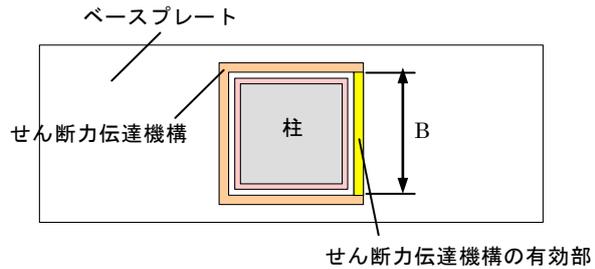


図 9.1-4 せん断力伝達機構の有効部

②ベースプレートの設計

ベースプレートは、1 階柱脚から作用する応力、せん断力伝達支承を介して作用する応力、ダンパーからの応力に対して設計する。

・柱脚から作用する応力

1 階柱脚から作用する応力については、大きな引張り力、および曲げモーメントは作用しないことから、基礎コンクリートの圧縮力に対して検討する。圧縮応力の分布は浮き上がり時にわずかに柱に傾きが生じることから台形分布となる。ただし、傾きはレベル 2 においても 1/200 以下とわずかなことから応力分布は、図 9.5 に示すように長方形分布で作用するものとして応力の検討を行う。

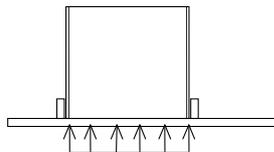


図 9.1-5 柱脚からの圧縮応力に対する検討

・せん断力伝達支承を介して作用する応力

図 9.1-6 に示すせん断力伝達支承を介してベースプレートに作用する応力は、すべてアンカーボルトで負担するものとして検討する。アンカーボルトの耐力は、引張り力とせん断力による組み合わせ応力を考慮し、引張り耐力（または、せん断耐力）の低減を行う。

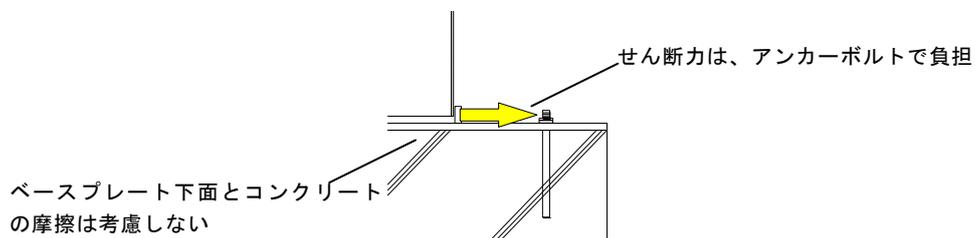


図 9.1-6 せん断力伝達支承から作用する応力

・ダンパーから作用する応力

ダンパーから作用する応力は、図 9.1-7 に示すようにアンカーボルト部を支持点とした単純梁と見なして応力を検討する。単純梁とした際の有効幅は図に示すように、アンカーボルトから 45° の幅とする。

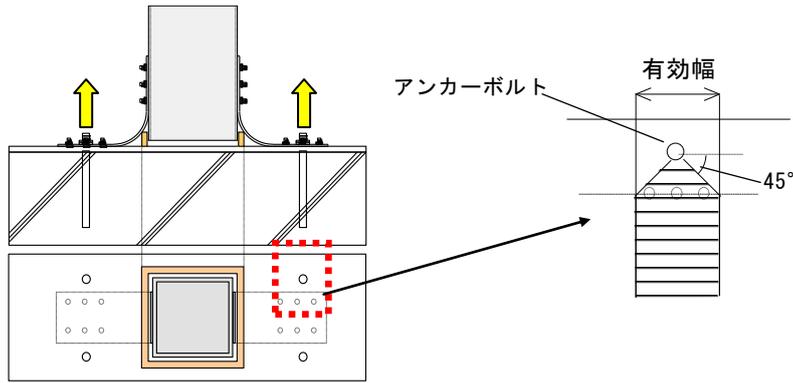


図 9.1-7 ダンパーから作用する応力

③ダンパーの設計

・ダンパー容量

折り曲げダンパーの必要容量は、設計目標値を参考に設定し、応答解析により設計クライテリアを満足していることを確認する。ダンパーの幅、板厚、および折り曲げ半径をパラメータとして、設計浮き上がり変位、取り付け位置などを考慮して決定する。

・取り付け部の設計

図 9.1-8 に示す柱側に取り付けるボルトの設計は、引張り力を同時に受ける高力ボルトのせん断応力度から求める。浮き上がり発生時には図に示すような力を受けるので、これに対して許容応力度設計を行う。また、ベースプレート側に取り付けるボルトの設計に関しても、同様にせん断力を同時に受ける高力ボルトの引張り応力度から求める。

ただし、引張り力の検討に際しては、ダンパー形状に応じて有効ボルト本数を適切に低減する。具体的には、図に示すように、最も柱側のボルトのみ有効とする。

その他、浮き上がり時にダンパー面内方向にもせん断力が作用するため、これを適切に考慮した設計を行う。

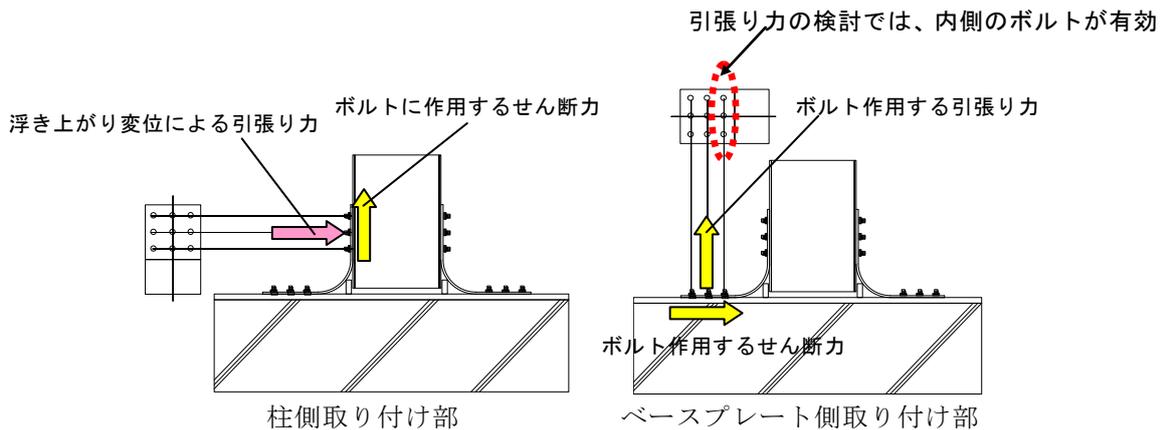


図 9.1-8 ダンパー支承に作用する応力

・ダンパーの復元力特性

図 9.1-9、図 9.1-10 に折り曲げダンパーの復元力特性を確認するために行った静的加力実験概要と実験結果の一例を示す。この実験結果と折り曲げ部材の断面性能理論式をもとに、作成したバイリニア型の復元力特性と設計式を図 9.1-11 に示す。設計式は、断面性能理論式が実験結果と一致するように修正係数を乗じている。

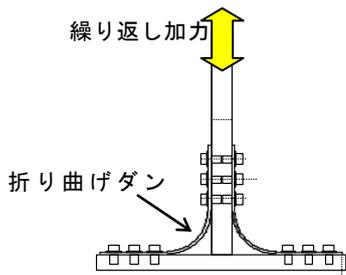


図 9.1-9 静的加力実験概要

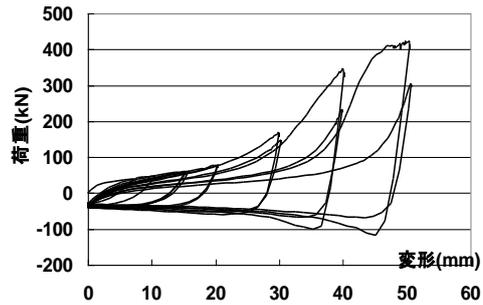
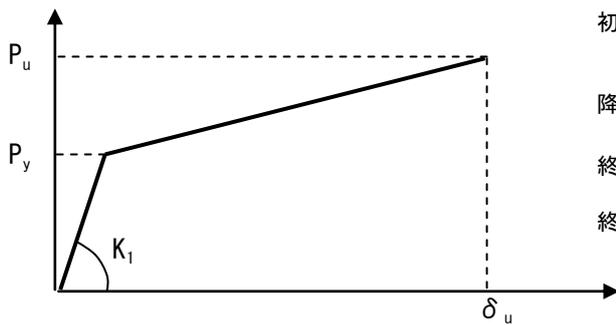


図 9.1-10 折り曲げダンパー加力実験結果



初期剛性： $K_1 = 2.0 \cdot E \cdot B \cdot \left(\frac{t}{r}\right)^3$

記号

E: ヤング係数

B: 板幅、t: 板厚

r: 折り曲げ半径

降伏荷重： $P_y = 1.13 \cdot \frac{B \cdot t^2 \cdot \sigma_y}{r}$

終局変形： $\delta_u = 0.21 \cdot r$

終局荷重： $P_u = (0.40 \cdot t^2 + 3.9 \cdot t) \cdot \left(\frac{B}{150}\right) \cdot \left(\frac{94 + 30}{r}\right)$

ただし単位は Pu(kN)、t(mm)

※折り曲げ半径 r は r+(折り曲げ終端から固定端までの距離)で置き換える。

※ δ_u を超えると耐力は急激に上昇して破断に至るため、最大変形は δ_u までに抑える。

※折り曲げ半径が 100mm 以下に対しては、初期剛性、終局荷重の計算式の精度が悪いため、折り曲げ半径は 100mm 以上とする。

図 9.1-11 折り曲げダンパーの復元力特性と設計式

9.2 浮き上がり部に設置するダンパーの復元力特性の例

本節では、浮き上がり部に設置するダンパーの復元力特性の例として、降伏ベースプレートの履歴特性と塑性変形能力を示す。

9.2.1 はじめに

地震動を受けた建物にロッキング振動に伴う基礎浮き上がり、または柱浮き上がりが生じることで、建物への地震応答が低減し得ることが明らかにされている。そうした知見の下、最下層柱脚部に浮き上がり降伏ベースプレートを配置する構造システムが提案されている。本研究では、昨年度及び本年度に行われた浮き上がり降伏ベースプレート大型試験体の静加力実験結果を用い、浮き上がり降伏ベースプレートを組み込んだ柱脚部の履歴特性の検討、及び塑性変形能力の評価を行う。

9.2.2 試験体及び実験方法

実験に用いた試験体の概要を図 9.2-1 及び図 9.2-2 に示す。ベースプレートは 2 枚のウイング（幅を狭くした部分）を有し、ハンチ（ウイングの幅に傾斜を持たせた部分）を有する試験体が 4 体、ハンチを有しない試験体が 4 体である。このウイングの長さ L_w 、幅 B 、ハンチの有無、ハンチの幅 B_2 、及び鋼材の種類（SS400 または SN400B）が実験パラメータである。試験体は計 8 体であり、それらのウイング寸法とベースプレートに使用した鋼材の種類及びその降伏応力度 σ_y を表 9.2-1 に示す。ベースプレートの厚さ t はいずれも 22mm であり、ベースプレートに取り付く柱は STKR400（□ - 400x400x12）である。ベースプレートは、400mm×100mm の矩形の座板を介して下部の鋼製治具に高力ボルトで固定されており、座板の厚さは試験体 L2B3N-SS(22) のみ 22mm で、それ以外は 40mm である。加力は、図 9.2-3 のように試験体の柱軸方向に正負の軸方向力を繰り返し与える。載荷則は、浮き上がり変位が指定した最大値に達するまでは、浮き上がり変位のピッチを 10mm として、各ピッチで 3 回ずつ引き押しを繰り返す。浮き上がり変位の最大値は、ボルトがボルト孔にぶつかる直前に達した時の値とし、その値においては、耐力が低下するまで引き押しを繰り返す。

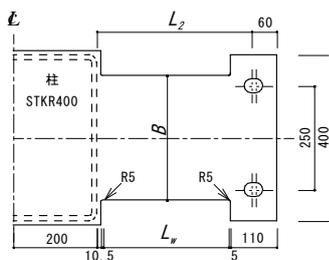


図 9.2-1 試験体平面図
(ハンチ無し)

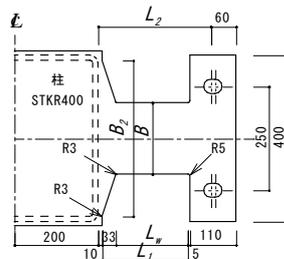


図 9.2-2 試験体平面図
(ハンチ有り)

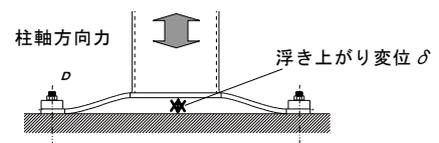


図 9.2-3 柱軸方向の加力方法

表 9.2-1 ウィング寸法と鋼材の種類

Specimen	L_w (mm)	B (mm)	B_2 (mm)	鋼材の種類	σ_y (MPa)
L3B3N-SS	300	300	-	SS400	265.9
L2B2N-SS	200	200	-	SS400	265.9
L2B3N-SS	200	300	-	SS400	265.9
L2B3N-SS(22)	200	300	-	SS400	265.9
L1B1S-SS	172	172	250	SS400	285.2
L1B1S-SN	172	172	250	SN400B	288.5
L1B1L-SS	172	172	375	SS400	285.2
L1B1L-SN	172	172	375	SN400B	288.5

9.2.3 試験体の力学特性

各試験体の力学特性はウィングの寸法及び材料特性から以下の各式で与えられる^{1),2)}。ここで、 n :ウィング枚数、 E :ヤング係数(205kN/mm²)、 M_{pc} :ウィング端部の軸力考慮の全塑性モーメント、 N :面内軸力、 H_{slip} :すべり耐力、 T :高力ボルト引張力、 Pr :てこ反力、 μ :接触部のすべり係数(0.45)、 M_p :全塑性モーメント、 N_y :降伏軸力、 Δ :引き込み変位、 M :ウィング端部回転ばねの曲げモーメント、 L_f :ウィング端部からベースプレート端部までの長さ(115mm)、 L_{f1} :ウィング端部からボルト孔中心線までの長さ(55mm)、 L_{end} :ボルト孔中心線からベースプレート端部までの長さ(60mm)とする。

初期剛性 k

$$k = nEBt^3/L_2^3 \quad (9.2-1)$$

初期剛性 k はウィングの両端を固定として弾性曲げ剛性のみを考慮して算定する。座板による押さえ部分は完全な固定端とはならないことを考慮し、剛性の評価に際してはウィングの長さを L_w ではなく L_2 を用いる。

降伏耐力 P_y

$$P_y = n B \alpha_y / (2L_w) \quad (9.2-2)$$

降伏耐力 P_y は、ハンチを有しない場合、柱軸方向引張り力によりウィングが面外曲げを受けウィングの両端に塑性ヒンジラインが形成されるものとして算定する。ハンチを有する場合は、ハンチとウィングを含めた部分が面外曲げを受け、最初にウィングの固定側端部に塑性ヒンジラインが形成されるものとして算定する。そのためウィングの長さを L_w ではなく L_1 を用いる。

二次剛性

$$\begin{aligned} P/n &= 2 \cdot M_{pc} / L_w \cdot \cos\theta + N \cdot \sin\theta & M_{pc} &= -(\Delta + L_{f1}) \cdot T + L_f \cdot Pr \\ H_{slip} &= -2 \cdot M_{pc} / L_w \cdot \sin\theta + N \cdot \cos\theta & H_{slip} &= \mu(T + Pr) \\ P/n - T + Pr &= 0 & M_{pc} / M_p + (N / N_y)^2 &= 1 \end{aligned} \quad (9.2-3)$$

降伏後の剛性(以下、二次剛性)は、ハンチを有しない場合、ウィングの両端部に塑性ヒンジラインが形成されると仮定し、ウィングに面外方向の変形が生じた時の力の釣合(図 9.2-4)から算定する。このときウィングは剛体(剛棒)とし、軸方向の伸び及び曲げ変形は考えない。また、柱軸方向力(P/n)の作用によりボルト接合部にててこ反力 Pr が生じるとする。なおウィング端部は面内軸力 N の影響を受け降伏している状態であり、曲げモーメント・軸力相関を考慮する。この時、浮き上がり変位 δ と柱軸方向力 P の関係は(9.2-3)式により表せる。ハンチを有する場合、ハンチ部分の拡がりを無視して幅 B のまま柱外縁近くまで接続するものと仮定し、ウィングの長さを L_w ではなく L_1 を用い、ハンチを有しない場合と同様に算定する。

除荷剛性

$$\begin{aligned} P/n &= 2 \cdot M / L_2 \cdot \cos\theta + N \cdot \sin\theta & M &= -\Delta \cdot T + L_{end} \cdot Pr \\ H_{slip} &= -2 \cdot M / L_2 \cdot \sin\theta + N \cdot \cos\theta & H_{slip} &= \mu(T + Pr) \\ P/n - T + Pr &= 0 & M &= (EBt^3 / 2L_2) \cdot \theta \end{aligned} \quad (9.2-4)$$

除荷剛性は、初期剛性の算定と同様にウィングの長さを L_w ではなく L_2 を用い、ウィングは剛体(剛棒)とし軸方向の伸び及び曲げ変形は無視する。そしてウィングの両端部が弾性回転ばねで柱側およびボルト接合部側に接続されると仮定し、ウィングに面外方向の変形が生じた時の力の釣合(図 9.2-5)から算定する。ウィング両端部回転ばねの曲げモーメント M と部材角 θ との関係は微小変形時のそれと変わらないものと仮定する。この時浮き上がり変位 δ と柱軸方向力 P の関係は(9.2-4)式により表される。

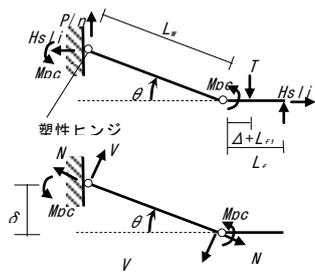


図 9.2-4 二次剛性算定時の剛棒モデル

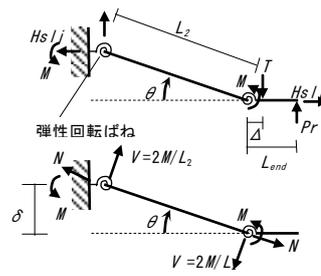


図 9.2-5 除荷剛性算定時の剛棒モデル

9.2.4 実験結果と考察

各試験体の柱軸方向力 P と浮き上がり変位 δ の関係を図 9.2-6 に示す。なお実験値を薄い実線、初期剛性を細い実線の傾き及び端点の耐力、二次剛性を太い実線、二次剛性の変位 0 における接線を点線、及び除荷剛性を破線で表す。

9.2.3 節で示した各試験体の力学特性は概ね実験値に対応している。ただし二次剛性に関して、ハンチを有する場合はハンチの柱側端部は完全に塑性ヒンジとはならないため実験値よりも小さく評価することになると推測されるが、それは図 9.2-6 から確認できる。また二次剛性の変位 0 における接線をとると、いずれも実験値よりも小さく評価されることが分かる。

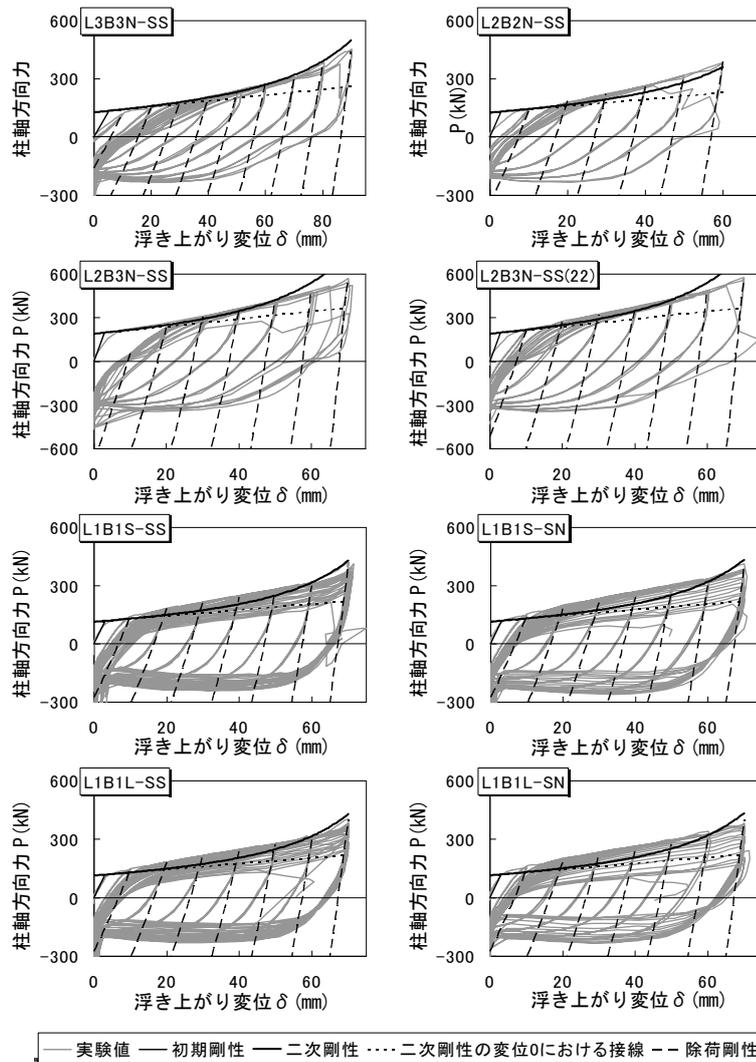


図 9.2-6 浮き上がり変位—軸方向力関係

各試験体の塑性変形能力を評価するため、累積塑性変形及び累積塑性変形倍率という概念を用いる。累積塑性変形は浮き上がり変位-柱軸方向力関係より図 9.2-7 で示すように定義し、弾性域を除いた塑性変形を累加する。なお、初期剛性及び二次剛性は実験より計測したものをを用いる。この累積塑性変形を降伏変位で除した値を「変位量により評価された累積塑性変形倍率 ηd 」と定義する。また、終局状態までの総エネルギー吸収量を弾性域におけるエネルギー吸収量($P_y \cdot \delta_y$)で除した値を「エネルギー吸収量により評価された累積塑性変形倍率 ηe 」と定義する。

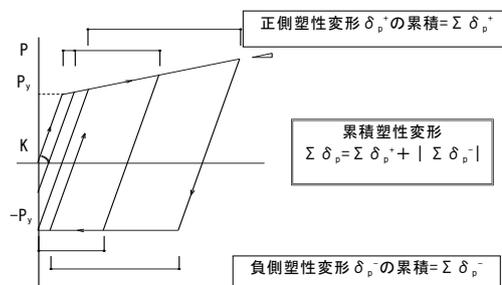


図 9.2-7 累積塑性変形の定義

最大耐力時における ηd 及び ηe を図 9.2-8 に、最大耐力から一定割合低下した耐力と ηe の関係を図 9.2-9 に示す。これらより以下のことが分かる。

1)最大耐力時においては L1B1S-SN が ηd 及び ηe ともに最大値を示す。2)ハンチを付けることにより塑性変形能力が高まる。3)ハンチ幅が 375mm の試験体より 250mm の試験体の方が塑性変形能力は大きい。これは後者の方がハンチ部分の塑性化する範囲が大きくなるため、またウィングとハンチのなす角度が大きくなり歪集中が小さくなるためと考えられる。4)各試験体ともに ηd に比べ ηe のほうが大きい。これは降伏後の耐力上昇が大きいためと考えられる。5) ηd 及び ηe ともに、最大耐力時までの塑性変形から評価すると鋼材 SS400 に比べ SN400B の方が大きい、耐力が最大時の 80%まで低下する時点までの塑性変形から評価するとその大小関係はハンチ幅に関わらず逆転する。

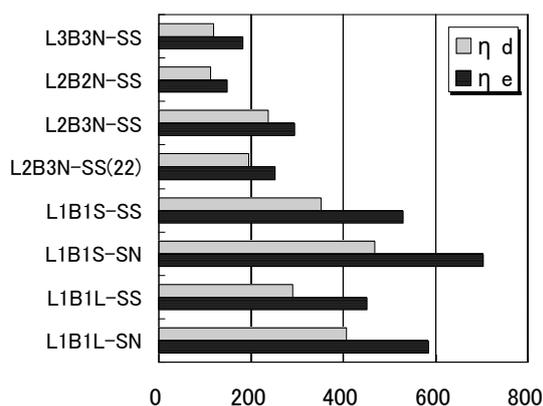


図 9.2-8 最大耐力時における累積塑性変形倍率

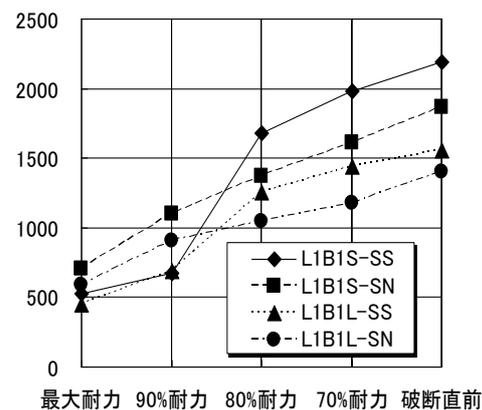


図 9.2-9 最大耐力から低下した耐力と累積塑性変形倍率の関係

9.2.5 まとめ

- 1) ウィング部を剛棒モデルとして算定した試験体の力学特性は概ね実験値に対応している。
- 2) ウィングにハンチを設けることでウィングの端部に損傷が集中せず、ハンチが無い場合より大きな累積塑性変形能力を見込むことができる。
- 3) ハンチの形状を変えることで塑性化の範囲が変わり、累積塑性変形能力も変わる。

- 4) 累積塑性変形倍率は、最大耐力時までで評価すると鋼材 SS400 に比べ SN400B の方が大きい
が、最大耐力後の耐力低下領域ではその大小関係は逆転する。

参考文献

- 1) 須藤智文：10層鉄骨架構の地震応答における浮き上がり降伏ベースプレートの制振効果、2007年度北海道大学大学院修士論文
- 2) 須藤ほか：柱浮き上がり制振構造に用いる降伏型ベースプレートの履歴特性と累積塑性変形性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 構造 II, pp. 475-476, 2007.8

9.3 関連する既往の実験結果及び解析結果

大地震動時に建築物の基礎が浮き上がる可能性はかなり以前から指摘されており、現在までに建築物の基礎あるいは柱の浮き上がりに関する数多くの研究¹⁾²⁾がなされてきている。以下に、その中から幾つかの研究の概要を述べる。なお、文献 18)には、基礎地盤の影響に関する研究の現状が纏められているので参照されたい。

(1) The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes

Housner, G. W.

[参考文献 3)]

Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, 1963.2

1960年 Chile 地震あるいは1952年 Arvin-Tehachapi(California)地震で被害を受けた給水塔は、倒立振り子のように基礎回りのロッキング振動を生じた。本論文では、この挙動を説明するために、剛体のロッキング応答を理論的に扱った。剛体の自由振動、地震動などを受ける強制振動を解析した結果、地震動を受ける剛体が50%の確率で転倒する条件を(式 9.3.1-1)で示した。なお、細長い構造物の場合には(式 9.3.1-2)で表される。この式の意味する重要な点は、剛体の寸法が大きくなるほど転倒に対して安定になるということである。また、剛体の半幅 b に関して表すと(式 9.3.1-3)となる。

$$\alpha = \frac{S_v}{\sqrt{gR}} \sqrt{\frac{MR^2}{I_0}} \quad (\text{式 9.3.1-1})$$

$$\alpha = \frac{S_v}{\sqrt{gR}} \quad (\text{式 9.3.1-2})$$

ここに、 S_v : 構造物の速度値

$$b = S_v \sqrt{\frac{h}{g}} \quad (\text{式 9.3.1-3})$$

(2) Effect of foundation tipping on dynamic response

Meek, J. W.

[参考文献 4)]

Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST7, pp. 1297-1311, 1975.7

基礎浮き上がりが地震時挙動に及ぼす影響を検討するために、無減衰の弾性1質点系モデルを対象として、主にその自由振動応答を解析により明らかにした。解析モデルの基礎は質量無しの剛体とし、基礎の左右の二つの支点と剛な地盤の衝突は完全塑性衝突を仮定している。浮き上がりを生じない時の質点の応答は一般的な振動方程式から基礎固定時の固有円振動数 $p=(k/m)^{1/2}$ の関数で表される。浮き上がりを生じる時の質点の応答は、基礎回転によって生じる剛体回転変位 z と上部構造の弾性変形 u の和で表される。 z は4次の微分方程式となり(式 9.3.2-1)で表される。また、式中の固有振動数 α と λ の近似式は(式 9.3.2-2)で与えられる。この式は、浮き上がり時の固有振動数は基礎固定時の (R/E) 倍になることを示しており、浮き上がり基礎端の回転中心と質点を結ぶ放線方向の仮定の振動を考え、その振動の基礎面平行方向成分から導かれる。

浮き上がりが生じる瞬間は、 $M=NE$ (N : 自重 mg , E : 基礎幅の半分) で、その時の上部構造の弾性変形は $u_{cr}=\{(mg)/(kH)\}E$, せん断力は $Q_{cr}=ku_{cr}=(E/H)mg$ となる。従って、実際の建築物で浮き上がりが生じるためには、降伏水平耐力と自重の比は (E/H) 以上である必要がある。浮き上がり終わり基礎端が着地する時は、水平方向の速度はそのまま保存され、一方、完全塑性衝突の仮定

から、鉛直方向の速度は零となるため $\theta = \dot{\theta} = 0$ となる。

$$z(t) = C_1 \cos \alpha t + C_2 \sin \alpha t + C_3 \cosh \lambda t + C_4 \sinh \lambda t + z_p(t) \quad (\text{式 9.3.2-1})$$

$$\alpha = \frac{pR}{E}, \quad \lambda = \frac{\sqrt{gH}}{R} \quad (\text{式 9.3.2-2})$$

ここに、 C_i : 初期条件で定まる任意定数、 $z_p(t)$: 特解、 E : 基礎幅の半分、 R : 基礎端と質点の距離、 H : 上部構造高さ

また、加速度パルスを受ける構造物（固有円振動数 $p=4\text{rad/s}$ 、固有周期 $T=1.57\text{s}$ ）の浮き上がり応答の例が示されている。応答例構造物の緒元は、高さ $H=50\text{m}$ 、基礎幅の半分 $E=10\text{m}$ 、対角高さ $R=51\text{m}$ 、質量 $m=5 \times 10^6\text{kg}$ 、剛性 $k=80 \times 10^6\text{N/m}$ である。上部構造の弾性変形応答 $u(t)$ は次の二つ、即ち、(1) 浮き上がり限界変形の変形成分 u_{cr} と (2) 小振幅の高振動数成分との和とみなすことができる。浮き上がりにより上部構造の弾性変形が減少する様子が示されている。

地震動を受けて基礎が浮き上がり、浮き上がっている間は地震動が作用しないという条件下で求めた応答低減係数も図で示されている。この際、微小項を無視することで振動方程式を 4 次から 2 次に簡略化している。建築物の塔状比が大きくなるほど、即ち H/E が大きくなるほど応答低減効果が大きいことを示している。この関係は、厳密には浮き上がりを生じている間に地震動が作用している場合には適用できないが、近似値として活用できるであろう。

(3) Seismic response of uplifting building frame

Huckelbridge, A. A. and Clough, R. W.

[参考文献 8)]

Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST8, pp. 1211-1229, 1978.8

本論文の目的は、基礎から柱が浮き上がることを許容した建築構造物が地震動を受けた時の影響を実験により評価し、一般的な構造解析プログラムでこの浮き上がり非線形応答を予測できるかを確かめることにある。

9 層 3 スパン鉄骨造架構の 1/3 縮尺模型試験体の振動台実験を行った。試験体の高さ半幅の比は 3.1 で、浮き上がり柱脚では緩衝材のネオプレーンゴムと板ばねを用いている。入力地震動は 1971 年 Pacoima Dam S74W 強震記録で、基礎固定と浮き上がり許容の二つの条件で実験した。また、DRAIN-2D 非線形解析プログラムを用いて試験体の応答を計算した。浮き上がり柱脚モデルでは、引張り方向の耐力と剛性を零とし、圧縮方向では緩衝ゴムの圧縮剛性を持たせた。

本論文の主な結論を以下に示す。

- ・浮き上がり許容は試験体の応答に有利な効果をもたらす。
- ・試験体の減衰は、基礎固定条件では 3.2% だったのに比較して、浮き上がり条件では約 0.7% と低かった。
- ・試験体の固有周期は、基礎固定条件の約 0.5s に対して、浮き上がり条件では約 0.76s に伸びた。
- ・鉛直地震動入力、試験体の応答に殆ど影響しなかった。
- ・接線剛性比例型の減衰マトリックスは浮き上がり構造の応答を非常に良く予測できた。
- ・DRAIN-2D による非線形解析結果は実験で計測された応答を非常に良く予測した。

以上の研究結果から、実際の建築構造物では、地震時に浮き上がりを許容することは、考え得る最大級の地震動を受けた場合に転倒の危険があることを意味しないことを指摘している。また、浮き上がりを許容することは、地震力あるいは必要塑性変形を著しく低減できるため、少ない費用で構造物特に鉄筋コンクリート造構造物の耐震性能を向上させることができる。

(4) 水平上下同時入力に対する原子力発電所の非線形ロッキング地震応答解析

武藤 清, 小林俊夫

[参考文献 9)]

日本建築学会論文報告集, 第 276 号, pp. 69-77, 1979.2

原子力発電所のような剛な構造物では一般に加速度応答倍率が大きく, 大きな入力地震動を受けた場合, 転倒モーメントによって基礎底面が浮き上がる可能性がある。その際, 地盤との接触部の挙動は幾何学的非線形を伴う。この非線形性は上下方向の応答とも関係し, これに上下方向の地震動が加わると非常に複雑な挙動になる。

本論文では, このような基礎浮き上がりに対する水平方向と上下方向との同時入力の効果を明らかにするために, 仮想 BWR 型原子炉建屋を対象として, 1940 年 El Centro 地震動記録を水平上下同時に入力し, 基礎浮き上がり非線形解析を行なった。

上部構造の解析モデルは外壁, 隔壁等を個別に曲げせん断棒に置換した連成系, 基礎底版は剛体とする。地盤からの垂直地反力は底版各部の沈み込み量に比例し, 引張りに対しては抵抗しないものとする。垂直地盤係数は, 一様応力分布の場合の平均変位に基づく平均的地盤係数として求めた Timoshenko らの式を用いる。地盤の水平剛性は Barkan による式で与え, 基礎底面の一部に浮き上がりが発生しても, 水平力については地盤に円滑に伝達されるものとして, 近似的に地盤の水平剛性は不変とする。上部構造の水平剛性は弾性, 鉛直力に対しては建物全体を剛体とする。

地震応答解析では, 基礎浮き上がりに伴う幾何学的非線形のみを扱うため, 非線形性が現われるのは基礎の回転動と上下動のみであるという特徴を生かして, 線形運動方程式を基本として非線形時にはこれに擬似外力を加えて補正する方法を用いる。これにより線形計算と大差ない非線形計算を行なうことができる。

地盤条件は硬質岩盤 ($E=200\text{tf/cm}^2$) と軟質泥岩 ($E=20\text{tf/cm}^2$) の 2 種類とした。減衰は内部粘性型とし, 1 次固有周期に対して上部構造 3%, 地盤 10% を仮定し, 非線形時にも線形時と同じ減衰行列を用いた。

本論文の主な結論を以下に示す。

- ・基礎底面が浮き上がる場合, 地盤剛性の幾何学的非線形を考慮した解析が必要である。
- ・水平方向地震動入力によって生じる転倒モーメントにより基礎底面が浮き上がると, 重心位置に上下方向の応答加速度, 軸力等が発生し, これらは上下方向地震動入力の有無による差よりも大きくなる可能性がある。従って, ここで扱ったような浮き上がり幅が 6 割にも達するような構造計画は耐震上不利である。
- ・基礎底面に浮き上がりが発生しても, 上下動入力が上部構造の応答 (水平加速度, せん断力, 曲げモーメント, 水平変位) に与える影響は微少である。
- ・基礎部の最大応答値 (回転角加速度, 剛转角, 上下加速度, 上下変位, 接地率, 転倒モーメント, 軸力) について, 上下動入力の有無により比較すると両者の差は少ない。

(5) The response of veterans hospital building 41 in the San Fernando earthquake

Rutenberg, A., Jennings, P. C. and Housner, G. W.

[参考文献 10)]

Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, No. 3, 359-379, 1982

米国 California 州の 1971 年 2 月 9 日 San Fernando 地震の際に断層直上に位置していた Veterans Administration Hospital Building に関する解析による研究である。この病院の幾つかの建物は隣接する Olive View 病院と同様に崩壊したにも拘わらず, Building 41 建物は耐力壁に非常に細い斜めひび割れが生じる軽微な被害を受けただけだった。しかも, この建物は僅か 10% の水平力係数で設計されていた。本論文の目的は, 幾つかのレベルの解析を通して, San Fernando 地震におけるこの建物の優れた挙動を確認することである。

対象建物は, 平面寸法が 200x50 フィートの 4 階建で, 1937 年に設計された。1 階床の一部は地

盤面より下がっている。鉛直・水平耐力機構は開口付き耐力壁と架構で、基礎は連続した独立フーチングである。長辺方向の壁は短辺方向の2倍の量があるため、解析は短辺方向を対象とした。壁厚は10から16インチで、鉄筋は壁断面積の0.002倍以上配筋されている。解析に用いたコンクリート強度は4000psi、鉄筋の降伏強度は30ksiとした。

地盤は沖積層で、設計許容圧縮応力度は8000lbs./ft²以上だった。解析では、せん断波速度を1000ft/s、地盤単位重量を100lbs./ft³と仮定した。

建物付近での強震記録は無く、Pacoima Dam (1.25マイル) と Orion Holiday Inn (8マイル)での記録を解析した結果、0.1から0.3秒の範囲の最大加速度応答スペクトル値は0.7から1.5gだった。

1976年 UBC 基準と ATC3-06 の地盤建物相互作用に基づく等価水平力解析を行った結果、固有周期は、基礎固定の場合0.14s、基礎地盤を考慮した場合0.20s、基準式で0.36sだった。ベースシア係数は、降伏開始時で0.15から0.20、最大耐力時で0.30から0.40程度、最大転倒モーメント時で0.45から0.50だった。これらの耐力と推定地動入力から推測される被害は実際の被害よりもかなり大きくなると考えられる。

基礎固定条件で ETABS を用いた耐力壁間の境界梁を含む3次元動的弾性解析を行った結果、建物の応答は主に1次モード振動であり、モード刺激係数を考慮して応答を85-90%に低減して考えると、基準に基づく解析と同程度の水平耐力となることが示された。

境界梁を含む耐力壁の一つを対象とし、2次元モデルを用いて、DRAIN-2Dによる簡易な弾塑性解析を行った。このモデルでは、基礎下の地盤も非線形材料とした。入力地震動には、Pacoima Dam と Orion Holiday Inn の二つの強震記録を、基礎固定条件で一定加速度スペクトルが0.9gとなるように修正して用いた。その結果、耐力壁せん断力とベースシアは、弾塑性解析のほうが弾性解析よりも一貫して小さくなること、耐力壁の転倒モーメントがかなり減少することが示された。また、耐力壁Aの応答せん断力は殆どの場合その耐力に達していないこと、鉛直方向の地盤ばねによる履歴吸収エネルギーは小さいこと、浮き上がり効果は地盤の圧縮耐力に支配されることが示された。

以上の解析結果から以下の結論が導かれる。San Fernando 地震に際して観察された対象建物の優れた性能は、保有していた大きな耐力、優れた詳細設計、そして予期しなかった非線形地盤建物相互作用による有利な効果の結果だった。従って、基礎地盤の部分浮き上がりとは降伏は、一般に構造物の地震力を低減する効果があるため、設計で必ずしも避けなければならないことではない。また、モデル化に際しての単純な仮定の多くは、緻密な詳細モデルから得られる結果と比較しても、その結果に殆ど影響しない。

(6) Dynamic behavior of rocking structures allowed to uplift

Psycharis, I. N.

[参考文献 11)]

Report No. EERL-81-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1982

基礎の剛性と浮き上がりの効果を考慮した単純な構造物の解析を行うための運動方程式を導く。まず、弾性基礎にある浮き上がりを生じる剛体の運動方程式を導いた。地盤モデルは、二つの集中ばねのモデルと分布ばねの Winkler モデルの2種類とした。二集中ばねモデルの運動方程式は Winkler モデルより非常に簡単になるため、二つのモデルの関係を導き、等価二集中ばねモデルは Winkler モデルの応答を良く近似できることを確認した。地盤のエネルギー吸収と非線形挙動の影響を調べるために、粘性ダンパー、完全弾塑性型地盤ばね、衝突エネルギー吸収機構の三種類の機構で地盤を近似した。その結果、基礎地盤のエネルギー吸収モデルとしては、粘性ダンパーが最も実用的で効果的だった。

次に、浮き上がりを許容した一自由度系および多自由度系弾性構造物の運動方程式を導き、多自由度系については、一次振動モードのみを対象とした近似解析手順も示した。そして、1971年 San Fernando 地震の Pacoima Dam 強震記録の S16E 成分を入力した Milliken 図書館建物の解析にこの方法を適用した。この建物は地下1階、地上9階の鉄筋コンクリート造である。

本論文の主な結論を以下に示す。

- ・浮き上がりを許容すると振動系はより柔らかくなる。即ち、浮き上がり機構の一次周期は浮き上がり拘束構造物の一次周期よりも常に大きい。
- ・高次振動周期は浮き上がりによってあまり影響されない。
- ・基礎ばねに減衰を考慮すると、浮き上がりは一次振動モードの臨界減衰を低減する傾向がある。
- ・浮き上がりを許容すると構造物の地震応答に著しい効果を及ぼす。剛な上部構造の場合には、回転角はより大きくも小さくもなりうるが、一方、浮き上がりはロッキング加速度を減少させる傾向がある。柔な上部構造の場合には、浮き上がりは基礎の回転角を増加させる傾向がある。しかしながら、構造物の応答については決定的なことは言えない。検討した Milliken 図書館建物の場合には、浮き上がりによって、建物の変位はあまり影響を受けず、加速度とベースシアは僅かに増加した。
- ・多層構造物の解析に単純化した基本モードを用いる方法は、かなり良い応答の近似を与える。

(7) Simplified analysis of structures with foundation uplift

Chopra, A. K. and Yim, S. C.-S.

[参考文献 14]

Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 906-930, 1985.4

本論文では、地盤の弾力性と基礎の浮き上がりを考慮した一自由度弾性系の解析方法を示した。対象とする系は、地盤に支持された質量無しの剛な基礎版に接合された一自由度系構造物である。基礎版と地盤との滑動は無いものと仮定する。基礎地盤は、剛な地盤、二つの集中ばね-ダッシュポット系、分布した Winkler ばね-ダッシュポット系の3種類で表した。これらの系に対するばねとダッシュポットの定数は、半無限弾性地盤上の質量無し剛基礎のロッキング剛性と減衰から求められる。最初に、剛な地盤の場合に浮き上がりを考慮した系の運動方程式を導き、次に、弾性地盤の場合に運動方程式を拡張した。また、3種類の地盤モデル構造物の静的転倒モーメント-回転角関係を設定している。

最初に、地盤が剛な構造物を解析する。転倒モーメントが $M_c = mgb$ (b は半幅) 以下では基礎版は浮き上がらず、 M_c に達すると浮き上がり始める。浮き上がりを生じていないときの運動方程式は一般の一自由度系と同じで、固有円振動数 $\omega = \sqrt{k/m}$ と減衰比 $\xi = c/(2m\omega)$ で表される。浮き上がりを生じているときの運動方程式は、水平方向の力の釣り合いと系全体のモーメントの釣り合いから(式 9.3.7-1)となり、 $h\ddot{\theta}$ を消去すると(式 9.3.7-2)となる。(式 9.3.7-3)は浮き上がり系の固有円振動数と減衰比であり、これらの値は基礎固定系に比べて (r/b) 倍になり非常に大きくなる。なお、非減衰の場合には、浮き上がり開始時の上部構造の変形 u_c から求まる転倒モーメント $M = kh u_c$ は限界転倒モーメント mgb に等しいので(式 9.3.7-4)が成り立ち、その時の限界ベースシア V_c は(式 9.3.7-5)となる。

剛な地盤モデル構造物を対象として、1940年 El Centro 強震記録 NS 成分に対する時刻歴解析を行った結果を、浮き上がり許容と拘束の場合を比較した図が示されている。非減衰の場合には高次振動数 λ による応答が現れるが、減衰がある場合には消滅している。従って、浮き上がりを生じている間の上部構造の応答は、初期の突起状の応答部分以外では変位が本質的に一定となる。しかしながら、構造特性によっては浮き上がる場合の方が最大変形が大きくなることもある。

次に、剛な地盤モデル構造物のベースシアール応答スペクトルが図示されている。構造物の浮き上がりを許容すると、限界ベースシアール V_c 以上の応答を生じる範囲で、応答ベースシアールが著しく低減される。特に、塔状比の大きな構造物の場合、そして周期が約 0.3 秒から 2.0 秒の場合に有利な低減が顕著になる。しかし、周期が非常に短い場合には、塔状比が小さい構造物では、基礎浮き上がりによって大きなベースシアールが生じる。

弾性地盤モデルの場合のベースシアール応答スペクトルを剛な地盤モデルの場合と比較すると、弾性地盤の方が更に応答低減が大きくなる。

更に、浮き上がり構造の地震応答ベースシアールを近似解法によって求めた。この解法によれば、最大ベースシアールは系の特性と基礎固定構造物の最大加速度応答スペクトル値に係わるため、時刻歴解析をする必要は無い。この近似解法の結果は厳密解法と良く一致するので、実務設計において、最大ベースシアールと変形を十分な精度で評価することができる。また、弾性地盤と基礎浮き上がりの効果の要因分析に用いることもできる。

$$\ddot{u} + h\ddot{\theta} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g(t)$$

$$\ddot{u} + \frac{r^2}{h^2}(h\ddot{\theta}) = -\ddot{u}_g(t) \mp g \frac{b}{h} \quad (\text{式 9.3.7-1})$$

ここに、 $u_g(t)$: 地動加速度、 g : 重力加速度、 $r = \sqrt{h^2 + b^2}$

$$\ddot{u} + 2\zeta\lambda\dot{u} + \lambda^2 u = -\left[\ddot{u}_g(t) \mp g \frac{h}{b}\right] \quad (\text{式 9.3.7-2})$$

$$\text{ここに、} \lambda = \omega\left(\frac{r}{b}\right) \quad (\text{式 9.3.7-3a})$$

$$\zeta = \xi\left(\frac{r}{b}\right) \quad (\text{式 9.3.7-3b})$$

$$u_c = \frac{mg}{k} \frac{b}{h} = \frac{g}{\omega^2} \frac{b}{h} \quad (\text{式 9.3.7-4})$$

$$V_c = mg \frac{b}{h} \quad (\text{式 9.3.7-5})$$

(8) Simplified earthquake analysis of multistory structures with foundation uplift

Yim, S. C.-S. and Chopra, A. K.

[参考文献 15]

Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 2708-2731, 1985.12

多層構造物の地震応答を計算する際に基礎浮き上がりの有利な効果を考慮するために簡略化した解析方法を開発した。本論文は、文献 14)の一自由度系構造物の解析方法を多自由度系構造物に拡張したものである。

対象とする系は、地盤に支持された質量無しの剛な矩形基礎版に接合された多層建築物である。基礎版と地盤との滑動は無いものとする。基礎地盤は、二つの集中ばね-ダッシュポット系でモデル化した。多層構造物の運動方程式は非線形であるが、対象系の動的応答は基礎版の接触条件に応じた三つの線形系の連続した応答として得ることができる。

均一な剛性、質量、階高を持つ 10 層のせん断型建物モデルを対象として、1940 年 El Centro 強震記録 NS 成分に対する時刻歴解析を行った。全振動モードの減衰比を $\xi_n=5\%$ 、1 次モードの塔状

比を $h^*_1/b=10$ (h^*_1 : 1次モード高さ, b : 基礎幅の半分) とした。振動数比は $\omega_n/\omega_1=0.844, 0.091, 0.031, 0.014, 0.007$ (ω_n : n 次固有振動数); 有効モード高さ h^*_n は $h^*_n/b=10, -3.4, 2, -1.5, 1.2$ である。基礎版を支持する二つの要素の剛性 k_f と c_f は, $\omega_v/\omega_1=8, \xi_v=0.4$ となるように与えた。

ここで, $\omega_v=\sqrt{2k_f/m_t}$ と $\xi_v=2c_f/(2m_t\omega_v)$ は鉛直方向振動の固有円振動数と減衰比である。

この解析結果から得られたベースシアアと転倒モーメントのスペクトルによると, 浮き上がり許容による有利な効果, 即ちベースシアアと転倒モーメントの低減効果が約1秒以下の周期で見られる。また, 弾性基礎と浮き上がりは高次モード応答に殆ど影響しない。従って, 弾性基礎を持つ浮き上がり多層建物の解析は, これらの点を考慮すると, 基本モードの応答のみを計算することによって簡略化できる。高次モードの寄与は, 弾性基礎と浮き上がりの効果を無視した一般的方法で計算できる。この簡略解析と精密解析の結果は極めて良く一致した。

次に, 浮き上がり多層構造物の簡略解析方法が示された。この方法では, 最大地震応答ベースシアアは各振動モードの最大値の二乗和平方根として求められる。また, 1次振動モードの最大ベースシアアの近似式を導いた。この近似式は, 一自由度系に関して導かれたものに類似しており, 時刻歴解析を必要としない。高次モードの最大値は, 浮き上がり無しの剛基礎上の構造物に対する一般的方法を用いて得られる。精密解析の結果との比較によって, この方法が十分な精度を持つことが示された。従って, この簡略解析方法は, 多層構造物の応答に及ぼす弾性地盤と基礎浮き上がりの効果についての実務設計や要因分析に使うことができる。

(9) 直接基礎構造物の浮上りによる地震被害低減効果

林 康裕

[参考文献 16)]

日本建築学会構造系論文集, 第485号, pp. 53-62, 1996.7

1995年兵庫県南部地震の際に神戸市三宮周辺の被害が極めて大きな地域にありながら, 基礎の浮き上がりが生じたことによって殆ど無被害であったと推定される建物の事例があった。本論文では, この事例建物を解析により検討し, 更に, 建物規模(基礎幅, 高さ), 建物形状(基礎幅高さ比), 地盤条件, 耐力, 入力地震動などを変数とした感度解析的な検討をしている。

事例建物は鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造で, 地下1階, 地上9階の事務所である。被災度は, 雑壁に僅かなクラックが生じた程度で構造は無被害だった。軒高約30m, 基礎下端GL-6m, 基礎幅約10mの細長い建物である。基礎下端から15mの位置を重心とすると, Westの式から求まる剛体の静的転倒加速度は0.33gとなる。また, 重心位置に1gの水平方向応答加速度が作用すると, 基礎下端での静的転倒モーメントは, 地下側壁に働く地盤反力を無視し, 基礎底面の地反力分布を直線分布として求まる基礎浮き上がり開始モーメントの約9倍に達する。なお, SRC造建物の耐震診断規準の二次診断により算定した建物1階の終局耐力に相当する層せん断力係数は0.77だった。

事例建物の解析では, ジョイント要素を用いた二次元有限要素解新モデルによって, 基礎の浮き上がりや地下側壁と地盤の剥離を考慮した解析を行う。地下側壁と地盤の間の摩擦係数は0, 建物底面と地盤の間の摩擦係数は1.0とした。上部構造解析モデルは, 基礎回転に伴う水平変位を考慮するために, 曲げ変形とせん断変形を考慮できるビーム要素を用い, 曲げ剛性を無限大にしてせん断剛性のみ設計時の算定剛性を与えた。地盤物性は土質と有効拘束圧の影響を考慮できる安田・山口の剛性低下曲線と減衰増大曲線を用いて自由地盤の等価線形解析に基づいて定めた。なお, 自由地盤の解析にはSHAKEを用いた。

神戸海洋気象台(JMA)観測記録を基に作成した建物立地点の推定地震動を有限要素モデル下面より入力した場合の最大応答せん断力係数分布が示されている。この解析から, 事例建物については, 基礎の浮き上がりを含む地盤と建物の非線形相互作用効果によって最大層せん断力応答が, 基礎固定とした場合の1/2以下に抑えられたことが, 構造上無被害であったことの主要因であると言

える。なお、基礎浮き上がりを考慮した場合でも、最大応答層せん断力が終局耐力と同程度以上に達しているが、密集した隣接建物の影響を考慮した解析によれば、建物応答はさらに低減され、被害状況をほぼ説明できることを確認している。

次に、基礎浮き上がりによって被害低減効果がどのように変化するかを把握するために、建物規模（基礎幅、高さ）、建物形状（基礎幅高さ比）、地盤条件、耐力、入力地震動などを変数とした感度解析を行った。解析には、せん断波速度 V_s の半無限一様地盤上に立地する基礎幅 L 、階数 N の建物の上部構造と基礎を各一質点モデルとしたスウェイ・ロッキングモデルを用いる。建物の階高 $h_0=3.5\text{m}$ で一定、上部構造の基本周期は $T_1=0.08N$ (N : 階数)、各階単位面積重量は 1.0tf/m^2 、基礎単位面積重量は 2.0tf/m^2 とする。建物と地盤の相互作用効果を表す地盤ばねは、田治見の円形基礎に対する近似解に基づいて評価する。基礎浮き上がりに伴う非線形性は、ばね剛性と減衰係数の低下で表し、水平成分は接地率に比例、回転成分は接地率の 3 乗に比例して減少すると仮定する。

感度解析では、1995 年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の観測記録 NS 成分を入力とした基礎浮き上がり解析を行った。解析変数は、建物階数 N (5, 10, 15, 20 階)、基礎幅 L (10, 15, 20, 30, 40m)、建物耐力に相当するベースシア係数 k は 0.4, 0.7, 1.0 の 3 種類、支持地盤のせん断波速度 V_s は強震時の等価な地盤剛性として 150m/s または 300m/s を設定した。更に、複数の地震動記録を入力して地震動による影響も検討している。

本論文の主な結論は以下の通りである。

- ・基礎浮き上がりによる被害低減効果は、基礎が浮き上がって基礎回転角が増大し、建物応答に占めるロッキング成分の割合が増大することによって建物自体の変形が抑制されることによってもたらされる。
- ・基礎浮き上がりは非線形現象であり、全般的には被害は低減される傾向にあるが、入力地震動特性、建物の基本周期、非線形化に伴う振動特性の変化等の影響により、必ずしも応答が低減するとは限らない。特に、基礎回転角と建物変形角が逆位相になるような建物地盤連成系の 2 次振動モードが卓越する場合には、逆に建物被害が増大する場合がある。
- ・全般的に、地盤せん断波速度が大きい程、建物階数や基礎幅が小さくかつ細長い程、基礎浮き上がりによる被害低減効果が大きい。本研究の範囲では、基礎幅が 15m 以下の建物の場合に効果が顕著で、基礎幅 20m 以上または 15 階建て以上の場合には、基礎浮上りの影響は小さかった。9 階建、基礎幅 10m の事例建物のように細かくて小規模な建物では基礎浮き上がりの影響が最も大きい部類の構造物規模であると言える。
- ・基礎の接地率が少なくとも 50% 程度以下に小さくならなければ、また、建物の耐力が一定値以上でなければ、基礎回転角は建物の変形角に比べて大きくならず、基礎浮き上がりによる被害低減効果は期待し難い。
- ・既往の観測地震波や設計検討用入力地震動に対する被害低減効果は小さかった。これは、1 秒前後の周期成分が兵庫県南部地震の観測記録に比べて少ないことや、建物地盤連成系の 2 次並動モードが励起されやすいこと等によるものと考えられる。

(10) 基礎浮き上がりを伴う鉄骨架構の振動台実験

岩下敬三, 木村秀樹, 春日康博, 鈴木直幹

[参考文献 20]

日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.47-54, 2002.11

市街地にある 1 スパン建物の大地震動時における耐震性向上のための構造として浮き上がり許容構造に着目し、基本的な地震応答特性を実験で定量的に把握するために、塔状比 3.5 および 7 の建物の 1/9 縮小試験体を用いて振動台実験を行った。また、振動台実験の解析を行うことにより、浮き上がりを伴う構造の地震応答解析手法の妥当性を検証した。

試験体は、1x1 スパン 4 層鉄骨架構で、想定建物に対して変位量で 1/9、時間軸で 1/3 となるよ

うに設計している。降伏ベースシア係数は 0.46 である。柱中心間距離は短辺方向 1000mm、長辺方向 1500mm、柱は平綱 (32x50)、梁は H 型鋼 (200x200x8x12)、質量調整用重錘を含めた架構総質量は 9855kg, 1 層 2655kg, 2 層から 5 層が各々 1800kg である。架構支持部は、浮き上がり支承を架構の下に設置し、その下に 2 分力計を設置する。支承は、断面が凸型と凹型となる鋼材を上下に組み合わせ、水平力を伝達しつつ浮き上がりが可能となるようにしている。凸と凹の接触面の水平面はりん酸マンガン被膜を施すことにより摩擦係数を 0.6 程度とし、側面は固体潤滑被膜処理を施すことにより摩擦係数を 0.06 程度としている。

振動台加振波は設計用模擬地震動である日本建築センター (BCJ) レベル 2 で、時間軸を 1/3 に縮めている。また、加速度を係数倍することにより加振レベルを変えている。

解析モデルは柱・梁を梁要素とする立体架構モデルで、柱端部には梁背に相当する剛域を設ける。基礎梁下は、浮き上がり支承を梁要素でモデル化し、その下の 2 分力計と振動台の等価鉛直剛性を鉛直ばねでモデル化する。鉛直ばねの復元力特性は非線形弾性とし、圧縮剛性は 2 分力計の鉛直剛性と有限要素法による振動台試験体支持点位置での等価鉛直剛性より 900kN/mm, 引張剛性は圧縮剛性の 1/10000 とする。水平方向は、浮き上がり支承を模擬する梁要素の下側節点を 2 分力計のせん断剛性と等価な水平ばねで拘束する。質量は各層節点に付加質量として振り分ける。減衰は剛性比例型とし、1 次固有周期において実験結果から得られた 0.5% とする。位置エネルギーは、自重解析による節点変位、部材応力を初期値として地震応答解析を行うことにより考慮する。

解析より得られた最大応答値分布より、浮き上がり許容試験体の解析モデルと解析方法は妥当であり、解析により振動台実験の結果をほぼ予測できることを示した。

本論文の主な結論は以下の通りである。

- ・凹凸型の部材を組み合わせることにより、浮き上がりを許容しつつせん断力を伝達する浮き上がり支承の有効性が確認された。
- ・浮き上がりは塔状比が大きいほど小さな入力レベルで発生しやすく、浮き上がりが生じると入力レベルが増加しても層せん断力はあまり増加しない。
- ・架構が弾性的の場合、浮き上がりによるロッキング変形のために頂部水平変位は浮き上がり拘束の場合よりも大きくなる。
- ・既往の研究結果と同様に、重力による復元力を考慮することにより、浮き上がり許容試験体に対する解析結果は実験結果とほぼ対応する。
- ・既往の研究結果と同様に、浮き上がりが発生すると、同一入力波に対する層せん断力は、浮き上がり拘束試験体、浮き上がり許容試験体 (塔状比 3.5)、浮き上がり許容試験体 (塔状比 7) の順に小さくなる。

(11) 弾塑性ばねに支持された剛な建物の地震時転倒限界

田川健吾, 松本芳紀, 潘 健

[参考文献 26)]

日本建築学会技術報告集, 第 18 号, pp.31-34, 2003.12

建物高さが幅に比べて大きい建物については、通常静的釣り合い条件から基礎の浮上りが生じるかどうかで地震時の転倒が検討される。しかし、この方法では、大略 5~6 階建ての共同住宅で浮き上がり、転倒の可能性があるとして評価され何らかの対策が必要になる。一方、1995 年兵庫県南部地震の際、直接基礎上の 10 階建て共同住宅など浮上り抵抗が自重分しか見込めないような建物を含めて、殆どの建物が倒壊していない。従って、既存建物の転倒を検討するには静的な計算のみでは十分ではなく、動的かつ弾塑性域にわたる挙動を考慮に入れる必要があると考えられる。本論文は、実際に建設された 5 階建て共同住宅を対象とし、1995 年神戸海洋気象台などの実地震動記録を対象として弾塑性転倒解析を行い、比較的剛性の高い中高層建物の地震時転倒限界を探り、実際に転倒を引き起こす沈下側の極限鉛直支持力を求める簡単な転倒検討式を提案している。

共同住宅の短辺方向のように剛性の高い建物を、鉛直方向ばねと水平方向ばねによって支えられた $2b \times 2h$ の 2次元剛体にモデル化する。ここで、鉛直方向ばねは、非対称スリップ型履歴特性を有するものとし、水平方向ばねは弾性とする。浮き上がり終局強度は、常時の全建物重量の $1/2$ を考え、浮き上がり力がこの値を超えると基礎が浮き上がり、それ以降は建物の $1/2$ に当たる一定浮き上がり抵抗力が維持されるものとする。沈下終局強度は圧縮側基礎の終局支持力から自重の $1/2$ を引いた値とする。

解析モデルでは、実際に建設された杭基礎地業 5階建共同住宅（塔状比：2.06）から基本となる建物寸法、重量、ばね常数を定めた。そして、この基本モデルと同じ幅で、塔状比を 1.2, 1.5, 1.7, 2.0, 2.2, 2.5, 2.7, 3.0 とした 9種類の仮想建物モデルを解析の対象とした。これらの解析モデルの 1次固有周期は、0.425～0.969 秒となり、RC 造中高層建物の平均的な固有振動周期よりもやや長めとなっている。転倒の条件は、剛体回転量が急増し静的な転倒の限界点を越えた時、即ち $\theta \geq \tan^{-1}(b/h)$ となった時とした。また、転倒の発生をより明確にするため、振動系の減衰は無視した。

1995 年神戸海洋気象台強震記録 NS 成分に対して解析した結果得られた転倒最小強度が、エネルギー等価速度を沈下側あるいは浮き上り側の応答計算値に適合するように選んで計算した簡易理論値（エネルギー式）とともに示されている。

本論文の主な結論は以下の通りである。

- ・地震時に建物が転倒に至らない最小の浮き上がり終局強度は、沈下終局強度に比べてはるかに小さく、中高層共同住宅程度の規模では、浮き上がり抵抗力としては自重による圧縮力のみで十分であり、従来の静的釣り合いの検討結果から転倒防止のために浮き上がり防止策を取る方法は過剰設計である。
- ・沈下側の必要終局強度は建物の塔状比に応じて大きくなるが、この程度の建物規模では、自重を支持する長期支持力の 2 倍程度の極限支持力があれば十分である。
- ・これらの結果は、兵庫県南部地震において直接基礎の建物などに転倒の被害が生じてない実例を裏付けるものと考えられる。
- ・田治見のエネルギー釣り合い理論に基づき導かれた転倒判定式は、エネルギー等価速度を適当に設定すれば、沈下側の応答解析結果を良く説明でき、簡易判定式として使用できる。また、判定に使用するエネルギー等価速度は、想定する地震規模によるが、兵庫県南部地震での神戸海洋気象台 NS 記録を対象とした時、現行免震構造設計指針のエネルギースペクトルとほぼ同じ程度の値となる。

参考文献

- 1) 園部泰寿, 梅村 魁: 細長い構造物の転倒振動に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 63 号, pp. 257-260, 1959.10
- 2) 園部泰寿, 梅村 魁: 構造物の地動による大振幅振動に関する研究—模型の浮上りをおこした場合の自由振動—, 日本建築学会論文報告集, 第 63 号, pp. 261-263, 1959.10
- 3) Housner, G. W.: The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, 1963.2
- 4) Meek, J. W.: Effect of foundation tipping on dynamic response. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST7, pp. 1297-1311, 1975.7
- 5) Meek, J. W.: Dynamic response of tipping core buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, No. 5, pp. 437-454, 1978
- 6) Clough, R. W. and Huckelbridge, A. A.: Preliminary experimental study of seismic uplift of a steel frame, Report No.UBC/EERC-77/22. EERC, University of California, Berkeley, California, 1977

- 7) Huckelbridge, A. A.: Earthquake simulation tests of a nine story steel frame with columns allowed to uplift, Report No.UBC/EERC-77/23. EERC, University of California, Berkeley, California, 1977
- 8) Huckelbridge, A. A. and Clough, R. W.: Seismic response of uplifting building frame, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST8, pp. 1211-1229, 1978.8
- 9) 武藤 清, 小林俊夫: 水平上下同時入力に対する原子力発電所の非線形ロッキング地震応答解析, 日本建築学会論文報告集, 第 276 号, pp. 69-77, 1979.2
- 10) Rutenberg, A., Jennings, P. C. and Housner, G. W.: The response of veterans hospital building 41 in the San Fernando earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, No. 3, 359-379, 1982
- 11) Psycharis, I. N.: Dynamic behavior of rocking structures allowed to uplift, Report No. EERL-81-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1982
- 12) Psycharis, I. N.: Dynamics of flexible systems with partial lift-off, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, No. 4, pp. 501-521, 1983
- 13) Psycharis, I. N.: Effect of base uplift on dynamic response of SDOF structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 3, pp. 733-754, 1991.3
- 14) Chopra, A. K. and Yim, S. C.-S.: Simplified analysis of structures with foundation uplift, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 906-930, 1985.4
- 15) Yim, S. C.-S. and Chopra, A. K.: Simplified earthquake analysis of multistory structures with foundation uplift, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 2708-2731, 1985.12
- 16) 林 康裕: 直接基礎構造物の浮上りによる地震被害低減効果, 日本建築学会構造系論文集, 第 485 号, pp. 53-62, 1996.7
- 17) Hayashi Y, Tamura K, Mori M, Takahashi I.: Simulation analyses of buildings damaged in the 1995 Kobe, Japan, earthquake considering soil-structure interaction. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp. 371-391, Vol. 28, No. 4, 1999.4
- 18) ATC-40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 2-Appendices, Appendix F Supplemental information on foundation effects, Applied Technology Council, California, 1996.11
- 19) 笠井和彦, 金田充弘, 大熊潔: ステップカラム制振構造の実施例 解析と実大ダンパー実験, パッシブ制振構造シンポジウム 2001, pp. 235-249, 2001.12
- 20) 岩下敬三, 木村秀樹, 春日康博, 鈴木直幹: 基礎浮き上がりに伴う鉄骨架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.47-54, 2002.11
- 21) 岩下敬三, 谷口 元, 石原大雅: 杭頭で基浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 564 号, pp. 23-30, 2003.2
- 22) 岩下敬三, 谷口 元, 木村秀樹, 春日康博: 建築構造物の地震応答に及ぼす基浮き上がりの影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 567 号, pp. 33-40, 2003.5
- 23) Oliveto, G., Calio, I. and Greco, A.: Large displacement behavior of a structural model with foundation uplift under impulsive and earthquake excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 32, No. 3, pp. 369-393, 2003
- 24) 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原直, 和田章: 地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 572 号, pp.97-104, 2003.10
- 25) 小豆畑達哉, 緑川光正, 石原直: 地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた

- 鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 583 号, pp.61-68, 2004.9
- 26) 田川健吾, 松本芳紀, 潘 健: 弾塑性ばねに支持された剛な建物の地震時転倒限界, 日本建築学会技術報告集, 第 18 号, pp.31-34, 2003.12
- 27) 和田 章, 山田 哲, 小野泰寛, 小林勝巳, 佐々木康人: 弾性地盤上の地震時浮き上がり現象に関する基礎実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp. 57-64, 2005.9
- 28) 谷口元, 浜辺淳, 岩下敬三: 建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響: その 1 検討概要および転倒限界, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp.469-470, 1997.9
- 29) 浜辺淳, 谷口元, 岩下敬三: 建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響: その 2 浮き上がりを考慮した平面架構の地震応答解析, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 471-472, 1997.9
- 30) 岩下敬三, 谷口元, 浜辺淳: 建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響: その 3 架構特性と地震波が浮き上がり応答に及ぼす影響, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 473-474, 1997.9
- 31) 岩下敬三, 谷口元: 建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響: その 4 浮き上がり条件検討用解析モデルの設定, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 419-420, 1998.9
- 32) 谷口元, 岩下敬三: 建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響: その 5 浮き上がり条件に関する考察, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 421-422, 1998.9
- 33) 岩下敬三, 谷口元: 建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響: その 6 振動台実験, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 1095-1096, 1998.9
- 34) 谷口元, 岩下敬三: 建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響: その 7 振動台実験のシミュレーション解析, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 1097-1098, 1998.9
- 35) 木村秀樹, 荘 大作, 岩下敬三, 春日康博: 建物の浮き上がり許容による制震構造の開発: (その 1) 全体概要, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 549-550, 2001.9
- 36) 上林厚志, 荘 大作, 岩下敬三, 春日康博, 大野友則: 建物の浮き上がり許容による制震構造の開発: (その 2) 衝撃実験, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 551-552, 2001.9
- 37) 荘 大作, 上林厚志, 金子洋文, 岩下敬三, 春日康博: 建物の浮き上がり許容による制震構造の開発: (その 3) 衝撃実験 振動・騒音測定結果, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 553-554, 2001.9
- 38) 鈴木直幹, 木村秀樹, 岩下敬三, 春日康博, 大野友則: 建物の浮き上がり許容による制震構造の開発: (その 4) 浮き上がり部の性能確認実験, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 555-556, 2001.9
- 39) 岩下敬三, 木村秀樹, 春日康博, 山本雅史, 鈴木直幹: 建物の浮き上がり許容による制震構造の開発: (その 5) フレーム架構の振動台実験, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 557-558, 2001.9
- 40) 春日康博, 木村秀樹, 岩下敬三, 鈴木直幹: 建物の浮き上がり許容による制震構造の開発: (その 6) シミュレーション解析, 日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 559-560, 2001.9

- 41) 岩下敬三, 谷口元, 石原大雅: 杭頭で浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価,, 日本建築学会構造系論文集 564, pp. 23-30, 2003.2
- 42) 加藤弘行, 北山和宏, 李 康寧: 連層鉄骨ブレースの浮き上がりを生じる鉄筋コンクリート立体建物の一方向静的漸増載荷解析,, 日本建築学会学術講演梗概集.C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造 pp. 821-822, 2001.9
- 43) 石原 直, 緑川光正, 小豆畑達哉, 松葉 裕, 松島由到, 和田 章: 高知能建築構造システムに関する日米共同構造実験研究:(その 19) ロッキングシステムによる地震応答低減 解析による検討,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 219-220, 2001.9
- 44) 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原 直, 松葉 裕, 松島由到, 和田 章: 高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究:(その 36) ベースプレート降伏型ロッキングシステムの振動台実験(その 1),, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, pp. 219-220, 2002.8
- 45) 小豆畑達哉, 緑川光正, 石原 直, 松葉 裕, 松島由到, 和田 章: 高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究(その 37): ベースプレート降伏型ロッキングシステムの振動台実験(その 2),, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, pp. 897-898, 2002.8
- 46) 小豆畑達哉: ベースプレート降伏型ロッキングシステムの地震応答低減効果に関する振動台実験,, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, pp. 1373-1376, 2002.11
- 47) 岩下敬三, 谷口元, 木村秀樹, 春日康博: 建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響,, 日本建築学会構造系論文集 567, pp. 33-40, 2003.5
- 48) 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原 直, 福田顕議, 松葉 裕, 和田 章: 高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究:(その 64) ベースプレート降伏型ロッキングシステムを適用した 3 層筋違付鉄骨架構の振動台実験,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 875-876, 2003.9
- 49) 小松 豊, 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原 直, 小野泰寛, 和田 章: 高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究:(その 65) ベースプレート降伏型ロッキングシステムに用いる柱脚部の復元力特性,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 877-878, 2003.9
- 50) 小豆畑達哉, 緑川光正, 石原 直, 和田 章: 高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究:(その 66) ベースプレート降伏型ロッキングシステムの簡易地震応答予測,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 879-880, 2003.9
- 51) 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原 直, 和田 章: 地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動,, 日本建築学会構造系論文集 572, pp. 97-104, 2003.10
- 52) 五十嵐真理子, 石原 直, 緑川光正, 小豆畑達哉: ベースプレート降伏型ロッキングシステムに用いる柱脚部の静的弾塑性解析,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 157-158, 2004.8
- 53) 小豆畑達哉, 石原 直, 緑川光正: ベースプレート降伏型ロッキングシステムの地震エネルギー吸収機構,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 159-160, 2004.8
- 54) 小松 豊, 小豆畑達哉, 石原 直, 緑川光正: 浮き上がり降伏型鉄骨造柱脚部の柱軸方向復元力特性に対するせん断力の影響,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 161-162, 2004.8
- 55) 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原 直, 竹内百合, 川上 誠, 庄司正弘: ベースプレート降伏型ロッキングシステム 3 層筋違付鉄骨架構の地震応答有限要素法解析,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 163-164, 2004.8
- 56) 小豆畑達哉, 緑川光正, 石原 直: 地震応答低減のためのベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測,, 日本建築学会構造系論文集 583, pp. 61-68, 2004.9

- 57) 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原直, 和田章: 浮き上がり降伏型ベースプレート大型試験体の静加力実験, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 295-296, 2005.9
- 58) 小椋雅斗, 楊シウ麗, 麻里哲広, 石山祐二, 緑川光正: 基礎浮き上がりによる地震応答低減効果と地震動の性質, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 297-298, 2005.9
- 59) 石原直, 緑川光正, 小豆畑達哉: 均一せん断棒による多層建築物の浮き上がり自由振動実験, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 1017-1018, 2005.9
- 60) 豊巻真悟, 麻里哲広, 緑川光正, 石山祐二: 構造物の浮き上がりと応答に及ぼす地震動上下成分の影響, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 229-230, 2006.9
- 61) 榎本悠一, 小椋雅斗, 麻里哲広, 緑川光正, 石山祐二: 基礎浮き上がり建物の地震応答低減効果に関する地震動特性とエネルギーによる考察(その1), , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 231-232, 2006.9
- 62) 小椋雅斗, 榎本悠一, 麻里哲広, 緑川光正: 基礎浮き上がり建物の地震応答低減効果に関する地震動特性とエネルギーによる考察(その2), , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 233-234, 2006.9
- 63) 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原直, 川上誠, 庄司正弘: ベースプレート降伏型ロッキングシステム 10 層鉄骨造立体架構の地震応答有限要素法解析, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 235-236, 2006.9
- 64) 須藤智文, 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原直: 浮き上がり制振建築物に用いる降伏型ベースプレートの履歴モデル, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 237-238, 2006.9
- 65) 五十嵐真理子, 石原直, 緑川光正, 小豆畑達哉: ベースプレート降伏型ロッキングシステム 3 層筋違付鉄骨架構の地震応答有限要素法解析(続報): 上下地震動入力を考慮した場合, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 239-240, 2006.9
- 66) 野口和也, 石原直, 小豆畑達哉, 井上波彦, 森田高市: 浮き上がりを生じる多層建築物の地震応答に関する模型振動台実験: その1 試験体及び自由振動, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 483-484, 2006.9
- 67) 小豆畑達哉, 石原直, 野口和也, 森田高市, 井上波彦, 緑川光正: 浮き上がりを生じる多層建築物の地震応答に関する模型振動台実験: その2 振動台実験結果, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 485-486, 2006.9
- 68) 野口和也, 石原直, 小豆畑達哉, 森田高市, 緑川光正: 浮き上がりを生じる多層建築物の地震応答に関する模型振動台実験: その3 塔状比の影響, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 581-582, 2007.8
- 69) 麻里哲広, 油川健樹, 緑川光正: 地震動を受ける基礎浮き上がり構造物のエネルギー応答に関する研究, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 123-124, 2007.8
- 70) 須藤智文, 石原直, 小豆畑達哉, 緑川光正: 柱浮き上り制振構造に用いる降伏型ベースプレートの履歴特性と累積塑性変形性能, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 475-476, 2007.8
- 71) 石原直, 緑川光正, 小豆畑達哉: 均一せん断棒による多層建築物の浮き上がりモード特性に関する考察, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 477-478, 2007.8
- 72) 堀泰健, 豊巻真悟, 緑川光正, 麻里哲広: 部分的に柱浮き上りを伴う鉄骨架構の地震応答:(その1) 偏心筋違付鉄骨造実大試験体の地震応答解析, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子カプラント pp. 487-488, 2007.8
- 73) 豊巻真悟, 堀泰健, 緑川光正, 麻里哲広: 部分的に柱浮き上りを伴う鉄骨架構の地震応答:(そ

- の 2)柱浮き上がりを伴う偏心筋違付鉄骨架構の地震応答解析, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 489-490, 2007.8
- 74) 小豆畑達哉, 石原直, 野口和也, 豊嶋学, 井出知良, 竹田史朗, 緑川光正: ロッキング制振構造の地震時室内挙動に関する振動台実験, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 579-580, 2007.8
- 75) 草刈崇圭, 堀 泰健, 緑川光正, 麻里哲広: 簡易解析モデルによるロッキング構造システムの等価減衰定数の評価, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 119-120, 2007.8
- 76) 藤田洋平, 麻里哲広, 緑川光正: エネルギースペクトル一定の模擬地震動に対する基礎浮き上がり構造物の応答, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 135-136, 2007.8
- 77) 井上圭一, 緑川光正: 基礎浮き上がり降伏ダンパーを有する制振建物の運動方程式の定式化, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 603-604, 2008.9
- 78) 堀 泰健, 緑川光正, 麻里哲広: 部分的に柱浮き上がりを伴う鉄骨架構の地震応答:(その 3)ベースプレートの浮き上がり耐力の影響, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 817-818, 2007.8
- 79) 須藤智文, 緑川光正, 麻里哲広, 小豆畑達哉, 石原直: 10 層鉄骨架構の地震応答における浮き上がり降伏ベースプレートの制振効果:(その 1) 転倒モーメント-頂部水平変位関係及び時刻歴応答結果, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 819-820, 2008.9
- 80) 麻里哲広, 須藤智文, 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原直: 10 層鉄骨架構の地震応答における浮き上がり降伏ベースプレートの制振効果:(その 2) 最大応答値及び累積塑性変形量, , 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 821-822, 2008.9

9.4 柱浮き上がりを許容した鉄骨造縮小模型架構の実験

本節では、柱浮き上がりを許容した鉄骨造縮小模型架構の実験を示す。

9.4.1 はじめに

地震時にロッキング振動に伴う基礎の浮き上がりが生じることで、建物への被害が低減されることがあるという知見の下、最下層柱脚部に浮き上がり降伏するベースプレート(以下 BPY)を配置する構造システムが提案されている^{1),2)}。BPYは、弾塑性変形することで地震入力エネルギーを吸収し、頂部水平変位及び浮き上がり変位を抑制する働きが期待できる。

本節では、3層鉄骨造縮小模型架構を対象とし、偏心が無い柱脚固定モデル(以下 FIX モデル)と1層柱脚部に BPY を組み込んだモデル(以下 BPY モデル)、及びそれらの偏心があるモデルについて3次元振動台による地震応答実験を行い、それらの応答性状について比較、検討する。

9.4.2 試験体と実験方法

図 9.4-1 に示す高さ 3.0m、2×1 スパン、スパン長 2×2.0m 及び 2.0m の縮尺 1/3 の3層鉄骨架構を対象とする。鋼材には SS400 を使い、床には小梁と水平ブレースを配した。偏心無しモデルでは短辺(Y)方向 3 構面に径 9.2mm のブレースを配し、初期張力を降伏耐力の 50%(54kN)まで導入した。偏心有りモデルでは Y1 構面にブレースを取り付けず、Y2、Y3 構面に径 11mm のブレースを配した。短辺(Y)方向における偏心率は1層で 0.42 となる。各階床に 1.4t の錘を 4 つずつ載せた。BPY モデルの 1 層柱脚部には図 9.4-2(a)に示す 4 枚のウィングを持つ BPY を配置した。柱浮き上がり時にはウィングが面外曲げを受け両端に塑性ヒンジラインが形成される。ウィングの形状・寸法は、設計上の降伏耐力は常時軸力の 42.5%(14.0kN)であるが、実際には図 9.4-2 (b)に示すようなウィング鋼材の素材試験結果から 35%(11.3kN)となった。BPY はウィング外端部を鋼板と高力ボルトで固定し、BPY 下面の鋼製基礎梁に緊結した。

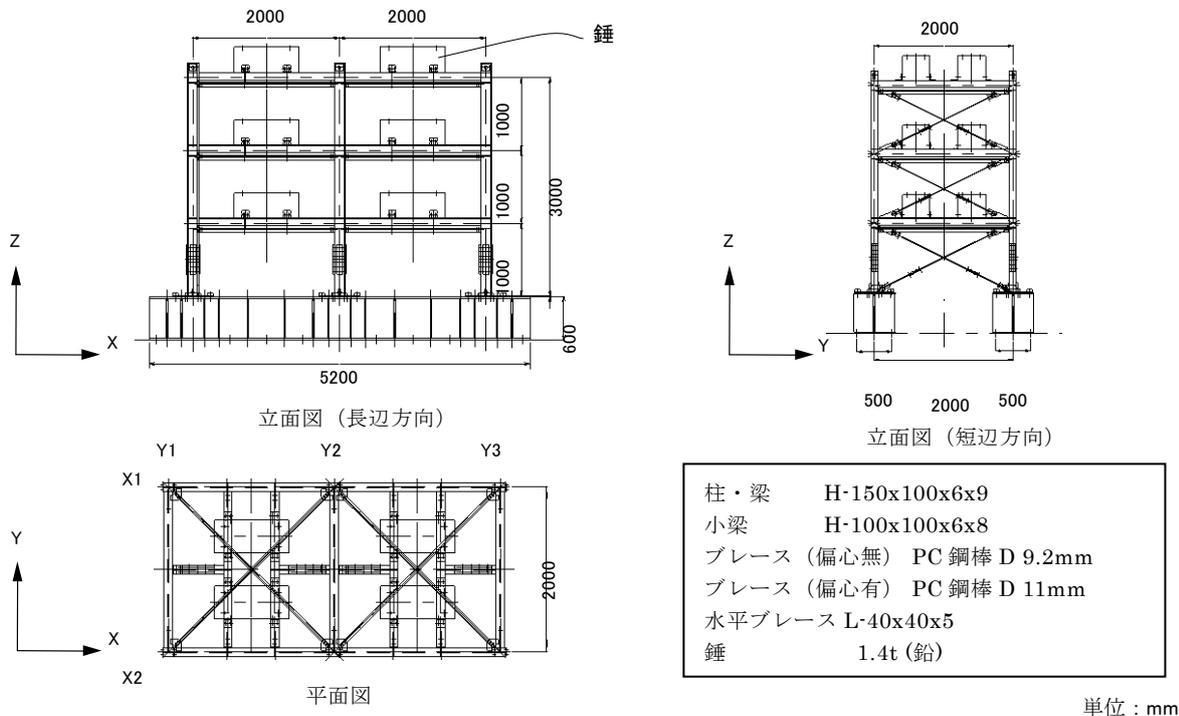


図 9.4-1 試験体図

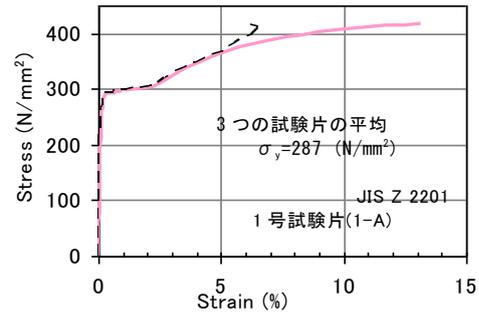
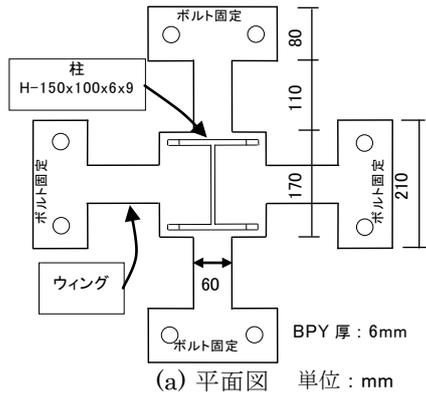
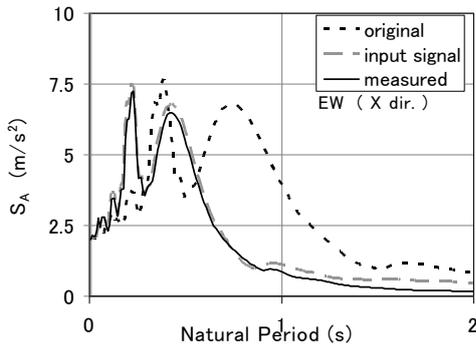


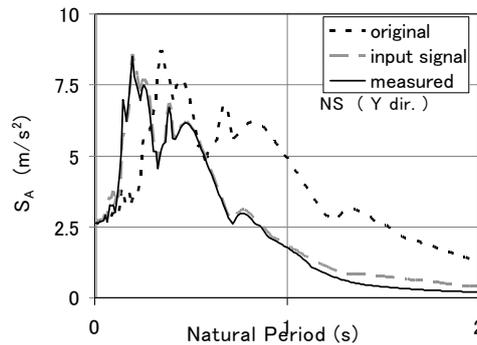
図 9.4-2 試験体柱脚

計測は、各階床に加速度計を設置し、1層の柱とブレースには歪ゲージを貼付した。各階床水平変位及び浮き上がり変位にはレーザー変位計を用いた。

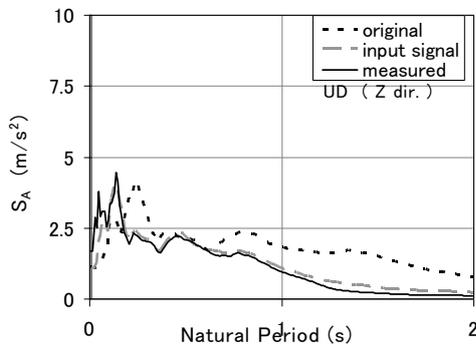
振動台実験に用いた地震動には 1995 JMA Kobe を用い、時間軸を $1/\sqrt{3}$ 倍した。入力は、水平 1 方向、水平 2 方向同時、水平鉛直 3 方向同時の 3 種類とし、長辺方向に EW 成分を、短辺方向に NS 成分を作用させた。なお、実験では水平 2 成分を合成した時の最大地動速度として 0.05~0.5(m/s)を入力した。0.2(m/s)に基準化した原記録とその時間軸を $1/\sqrt{3}$ 倍したもの、及び振動台上で観測した記録の加速度応答スペクトル S_A を図 9.4-3 に示す。



(a) EW 方向 (X dir.)



(b) NS 方向 (Y dir.)



(c) UD 方向 (Z dir.)

Seismic	Dir.	PGA(m/s ²)	PGV(m/s)
Input signal	EW	2.02	0.141
	NS	2.68	0.172
	UD	1.09	0.076
measured	EW	1.86	0.138
	NS	2.54	0.177
	UD	1.15	0.059

(d) 加速度応答スペクトル一覧

図 9.4-3 加速度応答スペクトル (入力レベルは 0.2 m/s)

9.4.3 実験結果と考察

9.4.3.1 固有周期と減衰定数

打撃試験結果より対象架構の1次固有周期は、FIXモデル0.192s(長辺)、0.168s(短辺)、BPYモデル0.245s(長辺)、0.181s(短辺)である。

1次減衰定数は打撃試験結果からハーフパワー法により算出し、FIXモデル1.5%(長辺)、1.2%(短辺)、BPYモデル2.0%(長辺)、1.7%(短辺)である。

9.4.3.2 時刻歴応答

図9.4-4は3方向入力0.2(m/s)時の頂部水平変位(平面図心位置)の時刻歴である。短辺方向ではBPYモデルの応答が大きくなる(最大値の比は、長辺BPY/FIX=0.97、短辺BPY/FIX=1.36)。また、BPYモデルでは浮き上がり後に応答周期が伸びていることが確認できる。

3方向入力0.2(m/s)時のFIXモデルとBPYモデルの計測歪ゲージより算出したベースシア係数の時刻歴を図9.4-5(a)、(b)に示す。長辺、短辺ともにFIXモデルよりBPYモデルの方が小さく(長辺BPY/FIX=0.56、短辺BPY/FIX=0.79)、長辺方向でベースシア係数の差が大きい。図9.4-5(c)、(d)に3方向入力0.2(m/s)時の短辺方向における1層柱と1層ブレースがそれぞれ負担するベースシア係数を示す。BPYモデルでは柱の負担するベースシアは減少するが、ブレースの負担するベースシアがFIXモデルより増加するため短辺方向の差が小さくなったことが分かる。

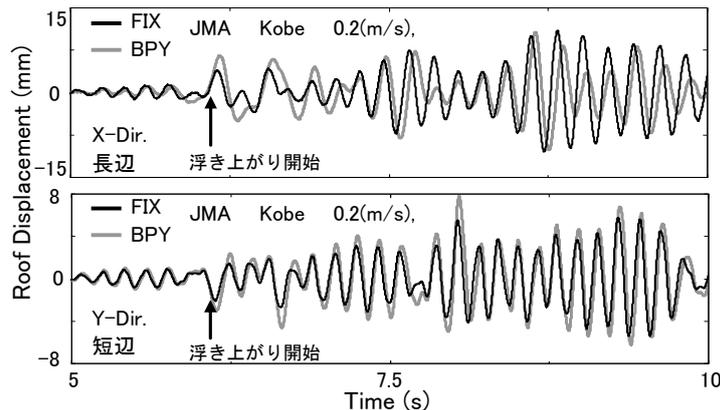


図9.4-4 3方向入力0.2(m/s)時の頂部水平変位(平面図心位置)の時刻歴

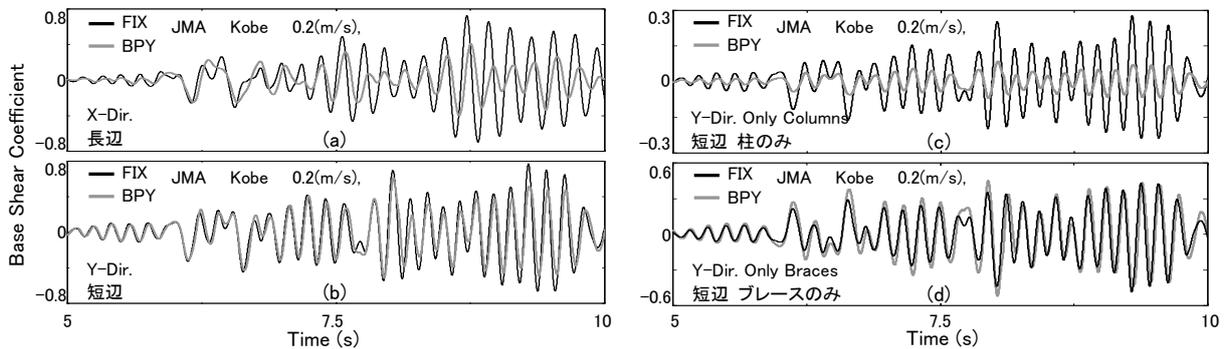


図9.4-5 3方向入力0.2(m/s)時のFIXモデルとBPYモデルの計測歪ゲージより算出したベースシア係数の時刻歴

図9.4-6に3方向入力0.5(m/s)時におけるBPYモデルの隅柱の浮き上がり変位の時刻歴を示す。浮き上がり始めはX2Y3位置の柱から反時計回りに順に浮き上がり、7秒辺りからは短辺方向(X1構面とX2構面)で柱が交互に浮き上がりを繰り返している。

図 9.4-7 に 3 方向入力 0.2、0.5 (m/s)時の短辺方向における頂部水平変位及び頂部水平変位から剛体回転成分を除いた値を示す。剛体回転成分は柱脚部の浮き上がり変位から算出した。架構の剛体回転による変位が占める割合は入力レベルが大きくなるとともに増加する。

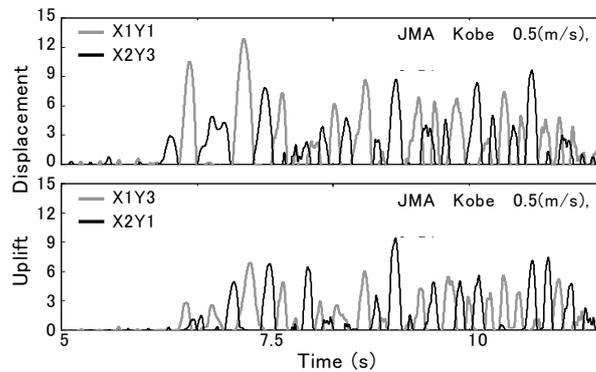


図 9.4-6 3 方向入力 0.5 (m/s)時における BPY モデルの隅柱の浮き上がり変位の時刻歴

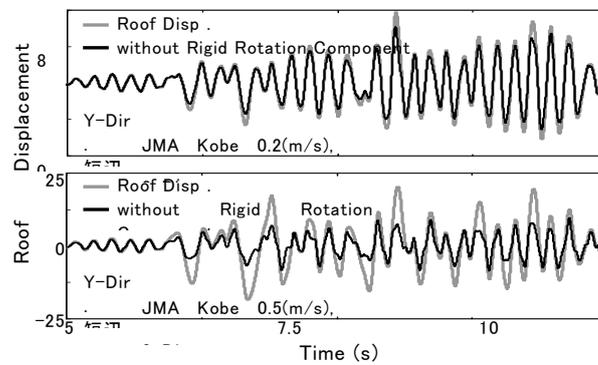


図 9.4-7 3 方向入力 0.2、0.5 (m/s)時の短辺方向における頂部水平変位及び頂部水平変位から剛体回転成分を除いた変位の時刻歴

9.4.3.3 浮き上がり力と浮き上がり変位の関係

図 9.4-8 に、3 方向入力 0.5(m/s)時の浮き上がり力と浮き上がり変位(柱断面図心位置)の関係を示す。ここで浮き上がり力とは柱の軸力とブレースの鉛直成分からなるベースプレートにかかる鉛直方向の力である。特に、最も浮き上がり変位が大きい X1Y1 の隅柱では、既往の静加力実験 3)と同様な履歴を描いていることが分かる。X1Y2 や X2Y2 のような長辺方向の内柱では、隅柱に比べ圧縮や引張を強く受けているが、これは内柱が隅柱より常時軸力が約 2 倍大きいためと考えられる。

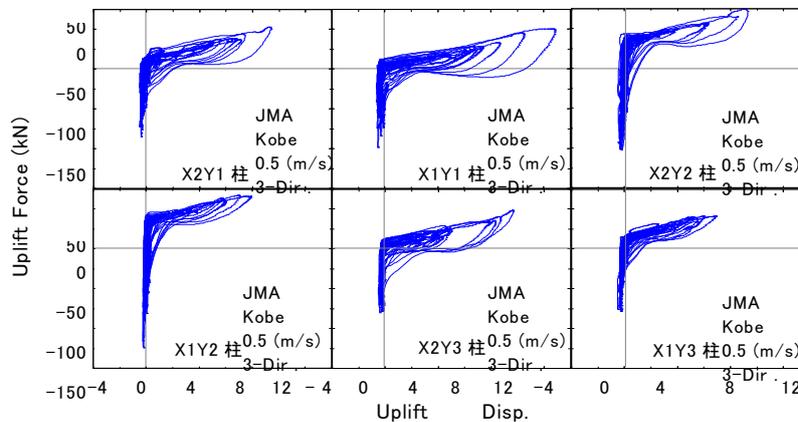


図 9.4-8 3 方向入力 0.5(m/s)時の浮き上がり力と浮き上がり変位

9.4.3.4 最大応答値の高さ方向分布

図 9.4-9(a)は、3 方向入力 0.1、0.2(m/s)時の最大層間変位角(平面図心位置)の高さ方向分布である。長辺方向では、2 層以上で BPY モデルの方が FIX モデルよりも小さくなるが、1 層では BPY モデルの方が大きくなる。短辺方向では全層で BPY モデルが大きくなっているが、図(a)中の×印で示した剛体回転成分を除いた BPY モデルの最大層間変形角を見ると、1 層で FIX モデルと同程度、2 層以上では FIX モデルよりも小さくなっていることがわかる。これは BPY モデルの 1 層柱脚部は FIX モデルに比べ回転に対する固定度が小さくなるためであり、1 層の柱強軸回りにかかる曲げモーメントを比べると BPY モデルでは柱脚部が小さくなるが、柱頭部では増加する(図 9.4-10(d)参照)。図 9.4-9 (b)は最大層せん断力の高さ方向分布である。長辺、短辺方向とも全層で BPY モデルの方が FIX モデルよりも小さくなる。また、下層ほど BPY モデルと FIX モデルの差は大きくなる。

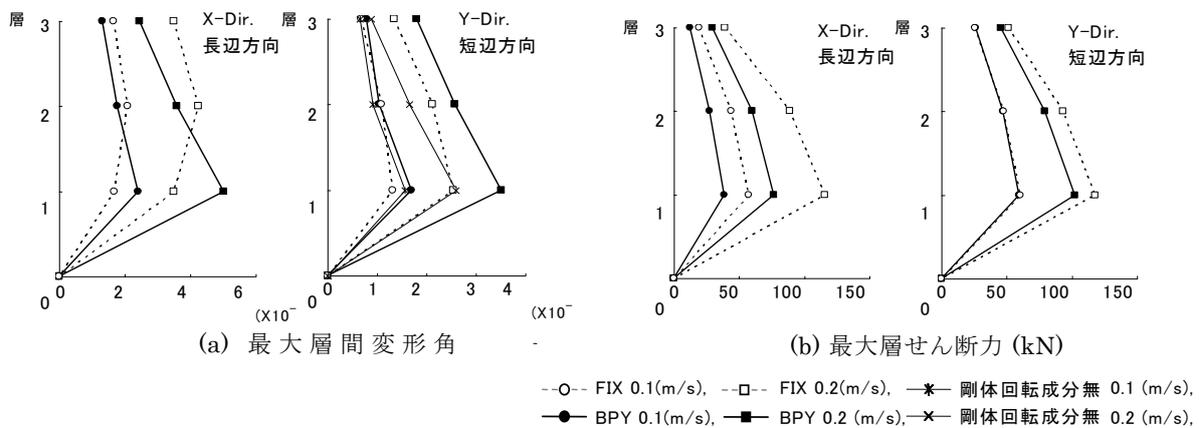


図 9.4-9 最大層間変形角及び最大層せん断力

9.4.3.5 最大応答値と入力レベルの関係

縦軸に最大応答値、横軸を地震動入力レベルとした関係を図 9.4-10 に示す。入力には全て 3 方向入力である。図 9.4-10(a)に示す最大ベースシア係数は、長辺、短辺方向ともに FIX モデルより BPY モデルの方が小さく、BPY モデルは 0.2 (m/s)を境にベースシア係数が頭打ちになる傾向がある。図 9.4-10(b)に最大頂部水平変位を示す。短辺方向は入力レベルによらず FIX モデルより BPY モデルの方が大きい。長辺方向はほぼ同じである。図 9.4-10(c)、(d)はそれぞれ 1 層の各柱の最大柱軸方向力及び柱頭部のモーメントを示したもので、実線は FIX モデル、点線は BPY モデルの回歸線を表す。軸方向力は FIX モデルより BPY モデルの方が減少しているが、柱頭部のモーメントは BPY モデルの方が増加している。なお、最大浮き上がり変位は、入力が大きくなると内柱も隅柱と同程度となり、ベースシアが頭打ちとなり始める 0.2(m/s)付近から全ての柱に浮き上がりが生じた。

BPY モデルにおける入力方向次数毎の応答結果の比較を図 9.4-11 に示す。図 9.4-11(a)に長辺方向の最大頂部水平変位と入力レベルの関係を示す。入力方向次数による差は殆ど無いが、2 方向入力より 3 方向入力の方が頭打ちの度合いがやや強く出ている。図 9.4-11(b)は X1Y1 柱の最大浮き上がり変位と入力レベルの関係を示すが、上下動成分が入力される 3 方向入力時に浮き上がり変位は増加している。図 9.4-11(c)に最大ベースシア係数と入力レベルの関係を示す。長辺、短辺方向ともに 3 方向入力時の浮き上がり変位が増大し始める 0.2(m/s)辺りから頭打ちの傾向を示し、3 方向入力時に頭打ちの傾向が最も顕著になっている。

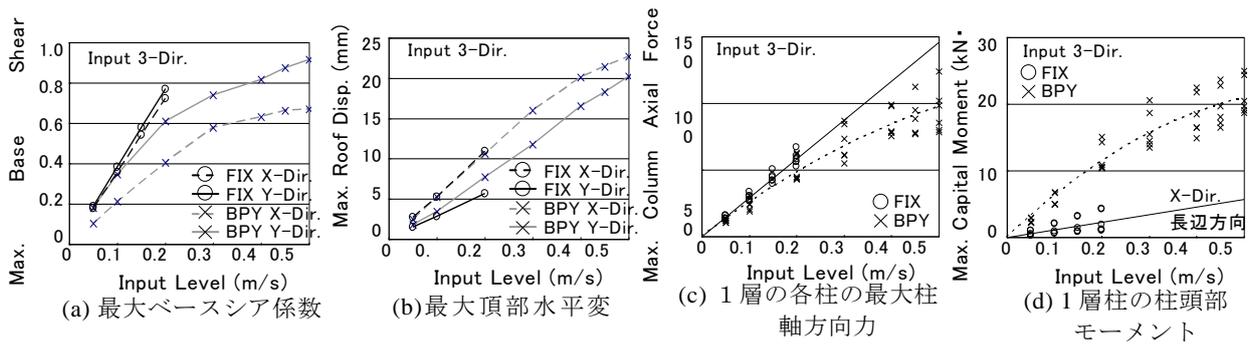


図 9.4-10 各最大応答値と地震動入力レベルの関係

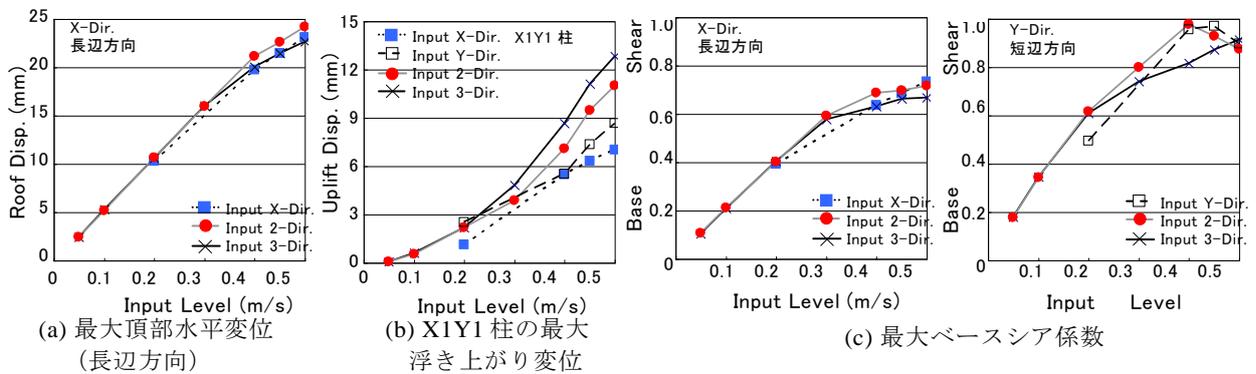


図 9.4-11 BPY モデルにおける入力方向次数毎の応答結果の比較

9.4.3.6 偏心の有無による比較

横軸に偏心無しモデル、縦軸に偏心有りモデルの、入力方向毎の最大応答値を図 9.4-12 に示す。FIX モデルと BPY モデルで偏心が有るものをそれぞれ FIXAS モデル、BPYAS モデルで表す。図中の実線は偏心無しと偏心有りの比が 1 の場合を示し、点線は両モデルの相関関係を表す直線である。図 9.4-12(a) に BPY モデルの最大ベースシア係数を示す。長辺方向では偏心の有無による差は殆ど無いが、短辺方向では偏心有りの方が小さくなる(長辺平均 BPYAS / BPY = 0.96、短辺平均 BPYAS / BPY = 0.81)。図 9.4-12(b) に頂部床図心位置最大捩れ変形角の比較を示す。BPY モデル、FIX モデルともに偏心無しより偏心有りの方が大きくなるが (FIXAS / FIX = 1.44、BPYAS / BPY = 1.20)、BPY モデルでは捩れ変形角が増加しても両者の差が広がらない傾向が見られる。図 9.4-12(c) に隅柱 X1Y1 の最大浮き上がり変位を示す。偏心無しより偏心有りの方がやや大きく、他の柱でも同様の傾向であった(X1Y1 の BPYAS / BPY = 1.07)。図 9.4-12(d) に剛体回転角による頂部水平変位の比較を示す。全柱の浮き上がり変位が偏心有りの方が大きくなるため、偏心有りの方が大きくなっている(BPYAS / BPY = 1.15)。

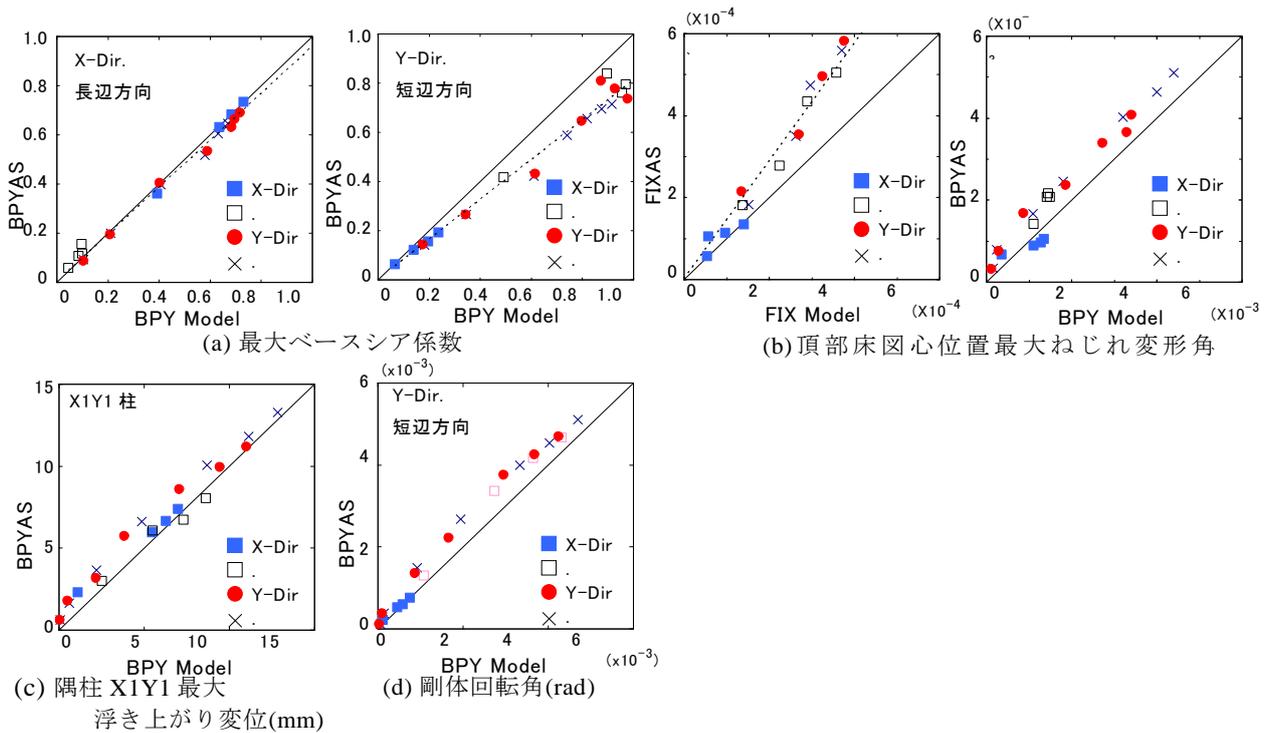


図 9.4-12 偏心無しモデル及び偏心有りモデルの入力方向毎の最大応答値

9.4.4 まとめ

3層鉄骨造模型架構を対象とした3次元振動台による実験の結果、以下の知見を得た。

- 1) 剛体回転成分を除くとBPYモデルの各層の層間変形角はFIXモデル以下になる。BPYモデルの1層の層間変形角がFIXモデルより大きくなるのは回転に対する柱脚固定度が小さいためである。
- 2) 柱脚部に浮き上がり降伏ベースプレートを組み込むことで、入力レベルが上がってもベースシアは頭打ちとなる傾向を示す。
- 3) BPYモデルの頂部水平変位は、長辺方向ではFIXモデルとほぼ同じで、短辺方向ではFIXモデルより増加する。
- 4) 入力レベルが増加するに従って、BPYモデルの1層柱軸方向力はFIXモデルより減少するが、BPYモデルの柱頭部でのモーメントは増加する。また、入力レベルが増加すると柱軸方向力と柱頭部モーメントともに頭打ちの傾向が見られる。
- 5) BPYモデルにおける入力方向次数の影響は、入力レベルが0.2(m/s)以上になると浮き上がり変位は3方向入力が最も大きく、次に2方向、1方向の順になる。頂部水平変位やベースシア係数などは入力方向次数による違いは殆ど見られない。
- 6) BPYモデルでは、頂部床の捩れ変形角、最大浮き上がり変位、剛体回転成分において偏心無しより偏心有りの方が1~2割程度増加し、ベースシア係数は短辺方向で約2割減少する。FIXモデルでは、頂部の捩れ変形角が偏心無しより偏心有りの方が4割程大きくなり、BPYモデルより偏心の影響が大きい。

参考文献

- 1) 緑川光正, 小豆畑達哉, 石原直, 和田章: 地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第572号, pp.97-104, 2003.10
- 2) 小豆畑達哉, 緑川光正, 石原直: 地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測, 日本建築学会構造系論文集, 第583号, pp.61-68, 2004.9

9.5 浮き上がりを許容した建築物の地震時室内挙動に関する振動台実験

本節では、浮き上がりを許容した建築物室内での什器の転倒・滑動の様相を推定し、地震時室内安全性を評価するための判断材料の一つとして、浮き上がりに伴う床面の傾きの影響を検討した振動台実験の結果を示す。

9.5.1 はじめに

浮き上がりを許容した建築物では、地震時に床が傾きつつ浮き上がる。こうした床の応答を多自由度振動台を用いて再現し、建築物に浮き上がりを許容することが、地震時での建築物室内での什器の挙動にどのように影響するか、検討する。

9.5.2 実験方法

実験は東急建設技術研究所の6自由度振動台を用いて行った。写真9.5-1に示すように、台上に床を作成し、その上にダンス、本棚、イス及びゴルフボールを積載した。床仕上げ材はオフィス用タイルカーペットである。加振の様相を図9.5-1に、加振パターンを図9.5-2に示す。水平、ロッキング及び鉛直成分ともサイン波に単純化している。文献1)によると、10階建て1スパンのフレーム(H:37.8m, W:7.5m)にベースプレート降伏により浮き上がりを許容した場合、BCJ L2入力時において、応答周期は約2.0s、頂部水平変位角0.01及びロッキング(剛体)回転角約0.004となる。この結果をある程度参考に、水平とロッキングの周期を2.0sとして固定し、ロッキング角は0.0～0.02の範囲で0.005刻みに5通りに設定した。最大鉛直変位はこのロッキング角に3.75mを乗じた値とした。このように、最大ロッキング角と最大鉛直変位を設定した上で、さらに最大水平変位を0.0～0.3mの範囲で5通りに設定し組み合わせた。なお、柱脚着地時に生じる衝撃力の影響は考慮していない。

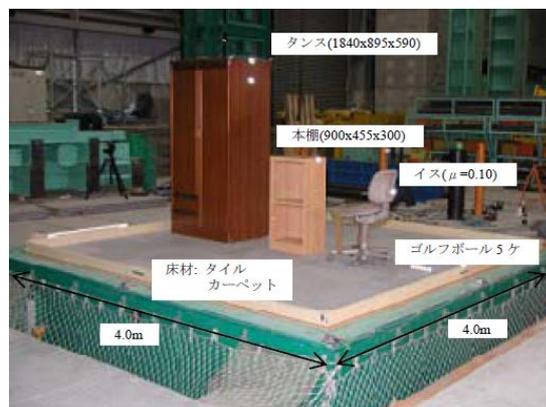


写真 9.5-1 家具の積載状況等

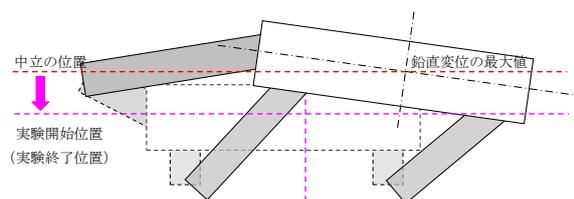


図 9.5-1 加振の様相(振動台の挙動の模式図)

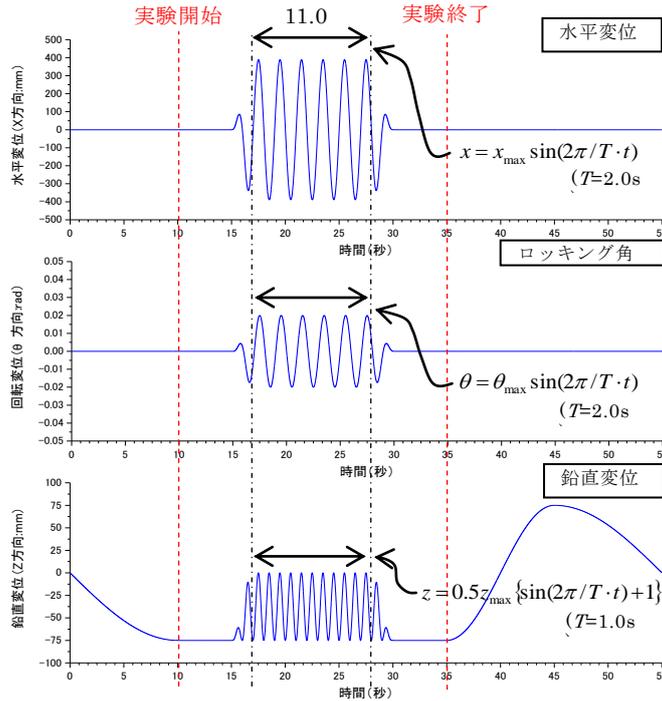


図 9.5-2 加振のパターン

9.5.3 実験結果について

前節に設定した最大ロッキング角と最大水平変位の組み合わせに対する家具の転倒状況等に関する実験結果を図 9.5-3 に示す。図によると、ロッキング角が大きくなると、より少ない水平加速度に対してタンスがロッキング又は転倒する。

	目標最大水平変位(m)					目標最大鉛直変位(mm)
	0.00	0.10	0.20	0.25	0.30	
目標最大ロッキング角	0.000	0.987	1.974	2.467	2.961	
	目標最大水平加速度(m/s ²) [※目標最大水平変位 × (2π/2.0) ²]					
0.000	ゴルフボール転がり	イス滑り		タンス転倒	本棚転倒	0.00
0.005	ゴルフボール転がり	イス滑り		タンス転倒	本棚転倒	18.75
0.010	ゴルフボール転がり	イス滑り	タンスロッキング	タンス転倒	本棚転倒	37.50
0.015	ゴルフボール転がり	イス滑り	本棚ロッキング	タンスロッキング	タンス転倒	56.25
0.020	ゴルフボール転がり	イス滑り	本棚ロッキング	タンス転倒	本棚転倒	75.00

図 9.5-3 実験結果概要

図 9.5-4 はタンスの自由振動実験結果である。自由振動実験ではタンスを手で傾けて離れた時の頂部水平加速度、浮き上がり変位等を計測している。図 9.5-4 によると、タンス背面の浮き上がり直前において水平加速度は約 2.3m/s²となる。すなわち床がロッキングしない場合、水平加速度が 2.3m/s²に達すると、タンスはロッキングを開始すると考えられる。図 9.5-5 は床がロッキングする

場合にタンスに作用する力を模式的にロッキングが無い場合と比較して示したものである。図の支点▲回りででの転倒モーメント M_{OVT} の釣合いを考えると、(1)式となる。

$$M_{OVT}/h = M(\ddot{x} + \alpha) - b/hMg, \quad \alpha = h\ddot{\theta} + b/h\ddot{z} \quad (1)$$

床のロッキング時には式中の α の分、付加的な水平加速度が作用すると見せる。

さらに(1)式より、タンスのロッキング開始時の水平加速度 \ddot{x}_r は、床応答を図 9.5-2 のようにサイン波で単純化した場合には以下のように表わせる。

$$\ddot{x}_r \approx 2.3 - \alpha = 2.3 - \pi^2(h\theta_{\max} + 2b/hz_{\max}) \quad (2)$$

図 9.5-6 は(2)式と実験結果との対応を示している。ロッキング開始時水平加速度は(2)式で予測でき、また、これより床水平加速度が大きく上回ると、タンスは転倒すると言える。

図 9.5-7 はイスの最大滑り量(モーションキャプチャーにより計測)と文献 2)の予測式による滑り量とを比較して示している。滑り量に対するロッキング角の影響はあまり顕著には現れていない。

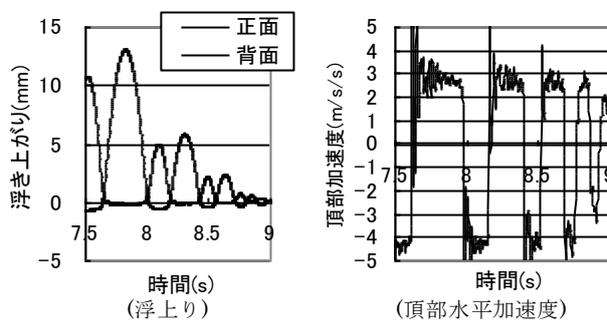


図 9.5-4 タンスの自由振動実験結果

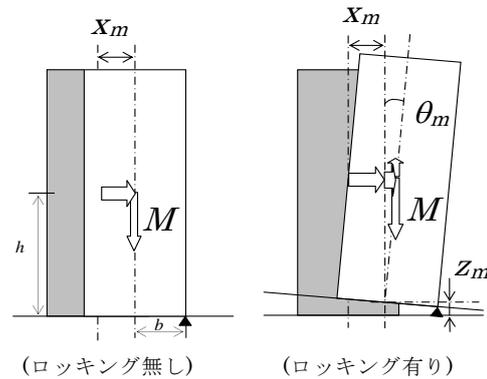


図 9.5-5 床上の家具に作用する力

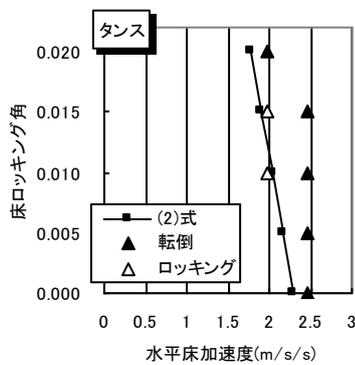


図 9.5-6 実験結果と(2)式の対応

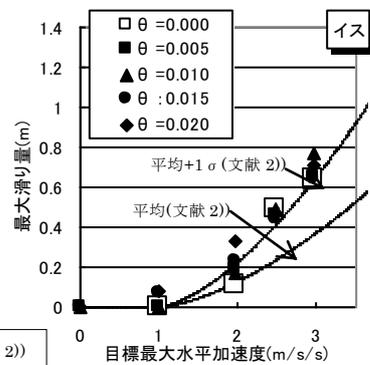


図 9.5-7 イスの滑り

9.5.4 まとめ

- ・本実験条件では、家具の転倒又は滑りに与える床のロッキング($\theta_{\max}=0.02$)の影響はあまり大きくなく、床の水平挙動の影響が支配的である(図 9.5-3 より)。
- ・床のロッキングがタンス等の転倒物に与える影響を式(1)(2)により評価した。ランダム加振に対する場合の(2)式の補正及び修正を今後の課題とする。

参考文献

- 1) 緑川光正ほか：柱浮き上がり制振 10 層鉄骨架構の 3 次元地震応答解析、鋼構造年次論文報告集 第 14 巻、pp.321-326、2006.11.

- 2) 金子美香ほか：地震時における家具滑り量の簡易評価 -新しい滑り量の推定式を用いて-、日本建築学会学術講演梗概集、pp.537-538、1999.9.

9.6 ロッキングシステムによる既存建築物の耐震改修

本節では、既存建築物の耐震改修方法としての浮き上がり許容構造の可能性を検討する。

9.6.1 はじめに

市街地には、塔状比の大きいいわゆるペンシルビルが数多く存在するが、このような建築物に、浮き上がりを許容するためのデバイスを最下層の柱に挿入することで、これらの耐震性の向上を図る。浮き上がり許容のためのデバイスを挿入するためには、建築物全体のジャッキアップを行う必要があると考えられるが、2階以上の階には改修工事は要しない。また、ブレースによる耐震補強と異なり、開口部を塞ぐようなこともない。

以下においては、旧耐震基準により設計された建築物モデルを取り上げ、これに浮き上がり許容構造による耐震改修方法を導入した場合と、しない場合の時刻歴応答とを比較することにより、本改修方法の効果を検証する。

9.6.2 建築物モデル

建築物モデルは旧耐震基準により設計された8層1×3スパンの鉄骨造建築物である。代表階の平面を図9.6-1に示す。検討方向はY方向であり、この方向の立面図を図9.6-2に示す。スパン幅は7.5mであり、高さは30.4mである。

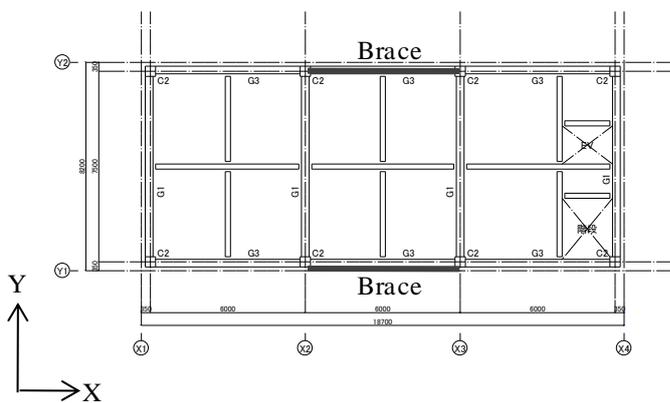


図 9.6-1 代表階平面

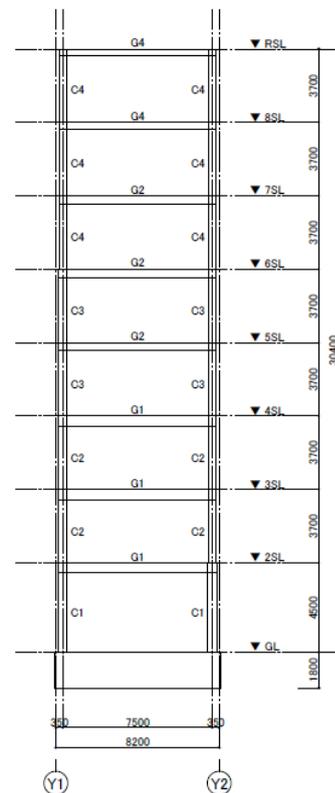


図 9.6-2 立面

本建築物モデルでは、地震時設計用層せん断力が旧耐震基準に基づき設定されているため、新耐震基準による場合と比較し、中間階以上の階で保有水平耐力が不足するものとなる。兵庫県南部地震(1995年)では、旧耐震基準による建築物において中間階破壊が生じた事例が多数見られたが、本モデルの場合も、こうした中間階破壊が生じることが予想される。

9.6.3 ロッキングシステムの概要

図 9.6-3 は、本モデルに適用した浮き上がり機構の概念図である。1 階柱の中間を切断し、そこに摩擦ダンパーを含むデバイスを挿入する。摩擦ダンパーは浮き上がり耐力を調整すると地震エネルギーを吸収する役割を担う。また、デバイスはせん断力を負担する。デバイスには曲げモーメントを伝達することは期待できず、ピンローラーとして扱うことが妥当と考えられる。したがって、これを柱の最下部に挿入すると、水平力作用時において 1 階柱頭及び 2 階梁端でのモーメントが過大になることが予想されるため、図 9.6-3 に示すように柱中間部に挿入している。

図 9.6-4 は、9.6-3 の概念図を、より具体化したデバイスの様相を示している。

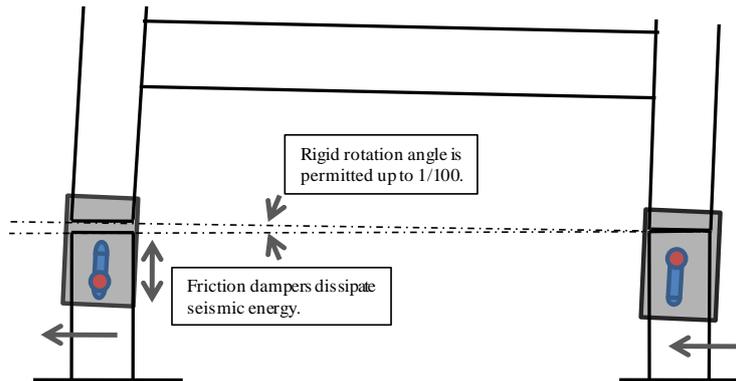


図 9.6-3 浮き上がり機構の概念図

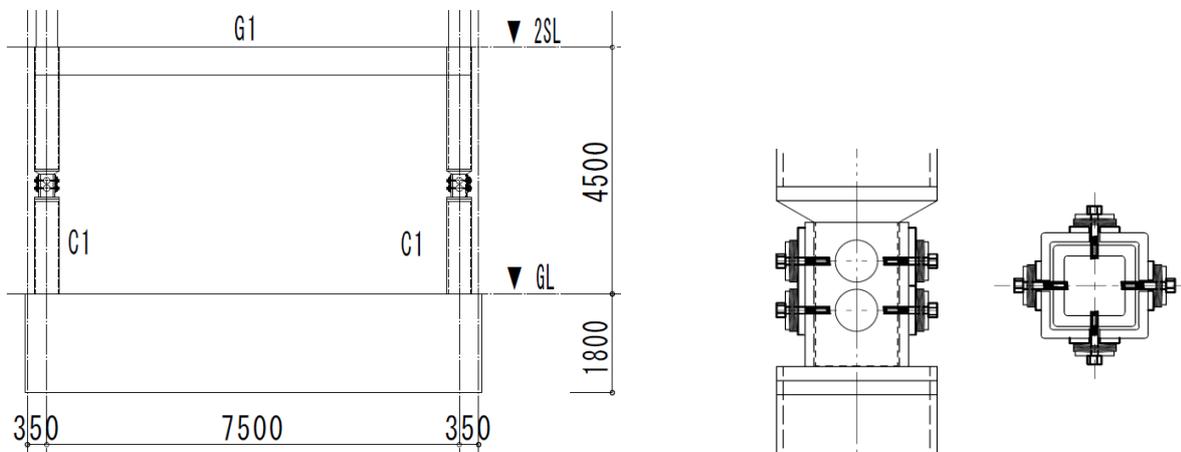


図 9.6-4 浮き上がり許容デバイス

9.6.4 地震応答解析

地震応答解析での入力地震動は、1995 JMA Kobe NS 及び 1940 El-Centro NS とする。なお、両者とも最大速度が 50cm/s となるように入力レベルを調整する。これらの応答スペクトルを図 9.6-5 に示す。地震応答解析には SAP 2000 を用いる。浮き上がり許容デバイスの数値モデルを図 9.6-6 に、柱端部及び梁端部の数値モデルを図 9.6-7 に示す。

表 9.6-1 に、耐震改修前のモデル(E-Model)と浮き上がり許容構造による耐震改修後のモデル(R-Model)の固有周期を比較して示す。耐震改修後の固有周期は、改修前と比較し、浮き上がり許容デバイスを挿入することにより若干長くなるが、両者の場合でほとんど違いはない。

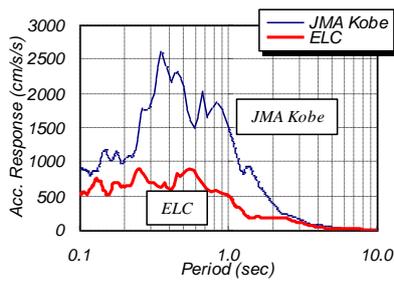


図 9.6-5 応答加速度スペクトル

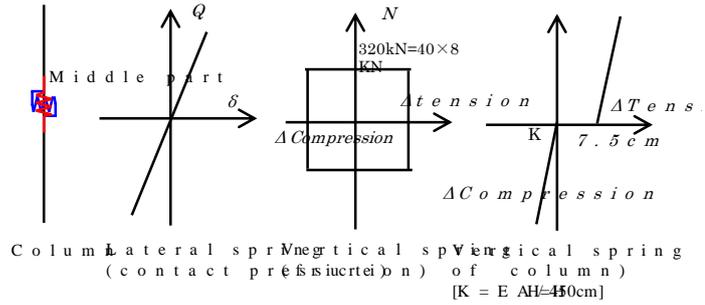


図 9.6-6 浮き上がり許容デバイスの数値モデル

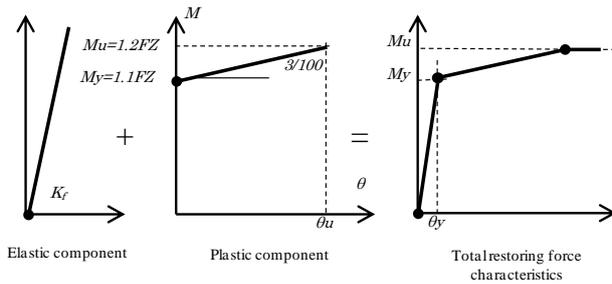


図 9.6-7 柱端部とはり端部の数値モデル

表 9.6-1 固有周期の比較

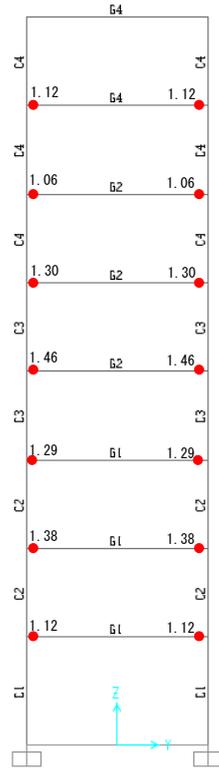
	E-Model	R-Model
1次	1.605	1.693
2次	0.598	0.637
3次	0.343	0.365

9.6.5 地震応答解析結果

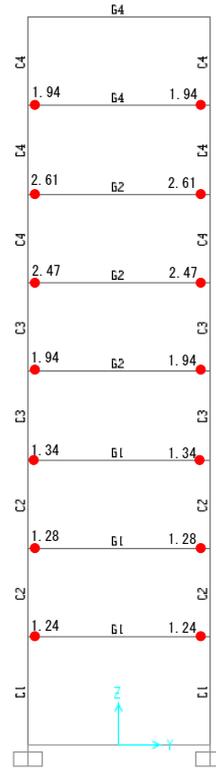
図 9.6-8 は、耐震改修前のモデルに対する地震応答解析により得られた塑性ヒンジの発生状況である。El-Centro 及び JMA Kobe の場合とも、最上階を除く全部の階で、梁端に塑性ヒンジが生じている。特に、JMA Kobe の場合には、中間階の 7 階及び 8 階で塑性率が大きくなっており、兵庫県南部地震で旧基準による建築物に中間階破壊が多数生じた事実に対応している。これに対し、浮き上がり許容構造を適用したモデルにおいては、塑性ヒンジは全ての部材で発生しなかった。そのために、浮き上がり許容モデルについては図 9.6-8 に対応する図は示していない。

図 9.6-9～9.6-12 では、層せん断力及び層間変形角を、改修前と改修後で比較している。図 9.6-9 及び図 9.6-10 は、El-Centro に対する結果であり、図 9.6-11 及び図 9.6-12 は、JMA Kobe に対する結果である。それぞれの図に置いて改修前のモデル(E-Model)の応答結果を点線で、改修後のモデル(R-Model)の応答結果を実線で示している。El-Centro 及び JMA Kobe の場合とも、層せん断力は、浮き上がり許容構造の適用により改修前よりも低減されていることが分かる。このことが、浮き上がり許容構造において塑性ヒンジが生じなかったことにつながったものと考えられる。層間変形角については、El-Centro の場合には、改修前と改修後で大きな差は見られないが、JMA Kobe の場合には改修前に塑性率が大きくなった中間階部分で、改修後の方が、明らかに層間変形角が小さくなっている。

図 9.6-13 及び図 9.6-14 では、改修前と改修後で、1 階柱における軸方向力を比較している。細かい実線が改修前の、太い実線が改修後のモデルの応答結果である。El-Centro 及び JMA Kobe の双方で、引張り側(正側)及び圧縮側(負側)とも、浮き上がり許容構造の適用により、軸方向力は低減されている。圧縮側において、El-Centro の場合には 5 秒少し前に、JMA Kobe の場合には 5 秒少し後に、明らかなパルス状の応答が見られる。これは浮き上がり後に着地した時の衝突の影響と考えられる。着地時においては、このような衝撃力の発生が懸念される場所であるが、このような衝撃効果が生じて、本解析の場合においては、軸方向力は、浮き上がりを許容することにより圧縮側でも低減される結果となっている。



(EI-Centro NS)



(JMA Kobe NS)

図 9.6-8 改修を行わない場合の塑性ヒンジの発生状況と塑性率

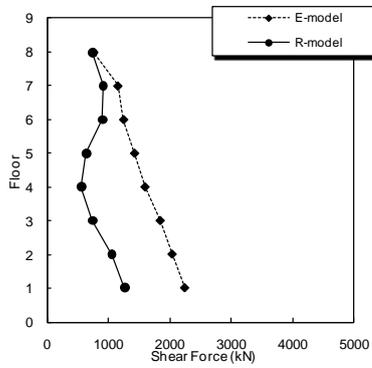


図 9.6-9 層せん断力の比較 (EI-Centro NS)

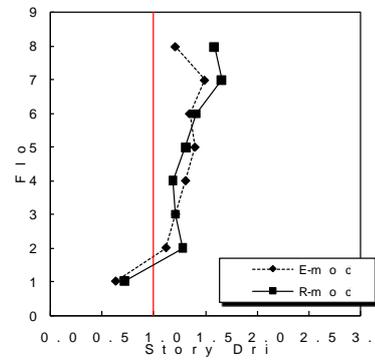


図 9.6-10 層間変形の比較 (EI-Centro NS)

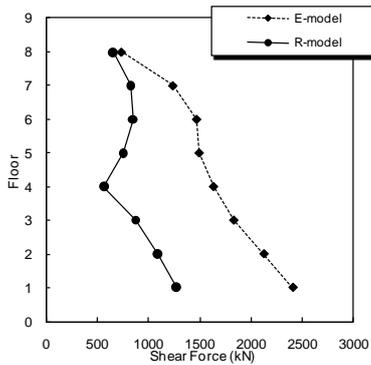


図 9.6-11 層せん断力の比較 (JMA Kobe NS)

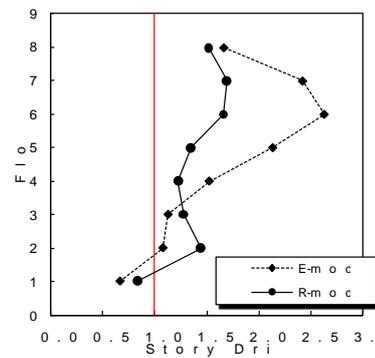


図 9.6-12 層間変形の比較 (JMA Kobe NS)

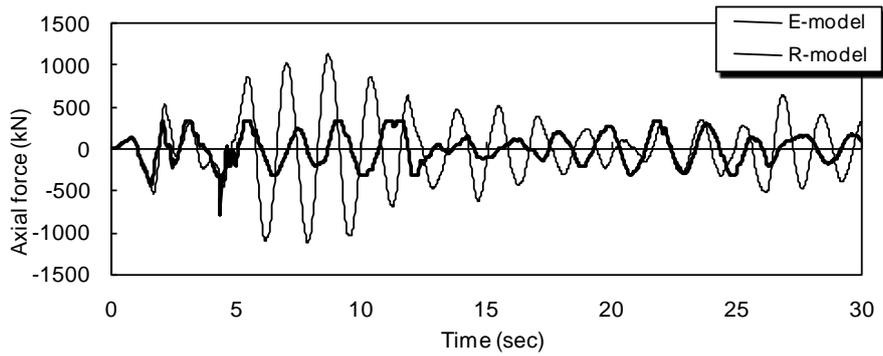


図 9.6-13 柱軸方向力の時刻歴 (El-Centro NS)

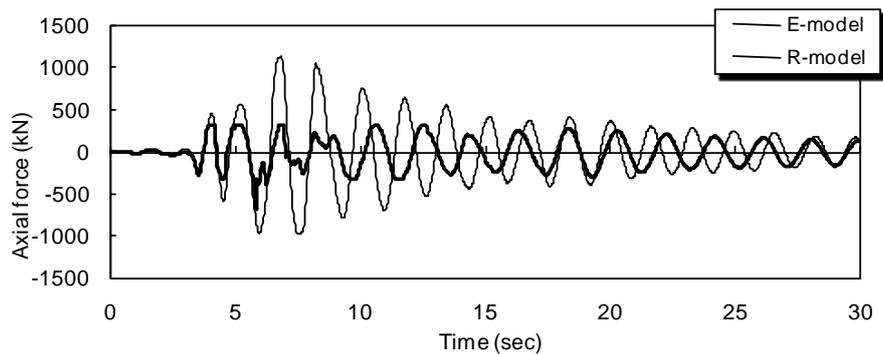


図 9.6-14 柱軸方向力の時刻歴 (JMA Kobe NS)

9.6.6 まとめ

本節では、事例解析を通し、浮き上がり許容構造は、耐震改修方法としても有効な手段となり得ることを示した。旧耐震基準による既存建築物に浮き上がり許容構造を適用する利点は、中間階破壊を起こす危険性のある場合においても、耐震改修工事を行うのは最下階のみに限定されることである。ただし、浮き上がり許容デバイスの詳細やこれを既存の柱に取り付ける方法、また、そのせん断抵抗機構についてはさらなる検討を要する。

本事例に示したように、浮き上がり許容デバイスを柱中間部に設置することで、1階柱頭及び2階梁端の曲げモーメントをベースプレート降伏型の場合と比較して小さくできるが、このようなデバイスの配置方法は、新築の建築物にも有効であると考えられる。

付-4 天井付帯設備の地震被害例と対策検討のための実験

1 はじめに

多くの天井にはスプリンクラーなどの天井付帯設備が設置されており、天井付帯設備と天井の相互作用により、天井落下が促進される場合または天井付帯設備が損傷する場合は予想される。このような天井落下や天井付帯設備の損傷は地震時に人的被害を生むだけでなく、地震発生直後の消火活動など、建物保全のための重要なインフラに支障をきたす恐れがあり、この損傷抑制は地震防災上重要な課題である。

2 天井付帯設備の地震被害例

平成 20 年（2008 年）7 月 24 日に発生した岩手県沿岸北部地震における天井付帯設備の地震被害例を写真 1～3 に示す。

写真 1 は、天井に付設された制気口が天井パネルと衝突して、天井パネルの一部が損傷・落下している状況である。

写真 2（天井面）と写真 2-3（天井内）は、スプリンクラーヘッドが天井パネルと衝突し、損傷している状況である。

写真 3 は、スプリンクラー配管が断裂した状況である。この場合は、スプリンクラーヘッド付近が強固に固定されており、配水管の振動によって、巻き出し配管分岐ねじ込み部に応力が集中したため、配管が断裂したものと考えられる。

これらの被害例においては、いずれも、建物構造には損傷がなかったが、天井パネルの損傷・脱落や設備の損傷・放水によって、建物の機能維持が困難となり、建物の利用再開まで時間を要している。

このような設備の被害は、建物の利用に支障が生

じるだけでなく、防災設備に損傷が発生した場合には、地震後に発生する二次災害に対する防災が困難となる。

特に、スプリンクラーヘッドは精密部品で構成されているため、衝撃を受けると、漏水や散水障害を引き起こす可能性があり、地震直後に火災が発生した場合に消火ができず、重大な被害をもたらす可能性がある。



写真 1 天井制気口の地震被害例



写真 2 スプリンクラーヘッドの地震被害例



写真 3 スプリンクラーヘッドの天井内固定状況



写真 4 スプリンクラー配管の地震被害例

3 スプリンクラーヘッドの天井への固定状況

スプリンクラーヘッドが天井と衝突して損傷するメカニズムを考えるに当たり、スプリンクラーヘッドの天井への固定状況を検討する。図1に配水管とスプリンクラーヘッドを鋼管接続する場合のスプリンクラーヘッド固定方法を、図2に配水管とスプリンクラーヘッドをフレキ管接続する場合のスプリンクラーヘッド固定方法を示す。

鋼管で接続した場合、配水管の揺れと天井の揺れが異なる場合に、巻き出し配管に大きな力が加わり、スプリンクラーヘッド固定金物にすべりが生じて、天井とスプリンクラーヘッドの位置関係が変化し、衝突が生じると考えられる。この場合、ヘッドの固定を強固にして衝突を防ごうとすると、配管分岐部に応力が集中して配管が断裂したり、天井下地に変形を生じるなどの問題が生じる。

フレキ管接続の場合は、フレキ管が配水管と天井との揺れの違いを吸収する。しかし、スプリンクラーヘッドは天井下地の野縁受けに固定されるため、野縁と野縁受けの間のクリップにすべりが生じると、天井ボードとスプリンクラーヘッドの位置関係が変化し、衝突が生じる場合もある。

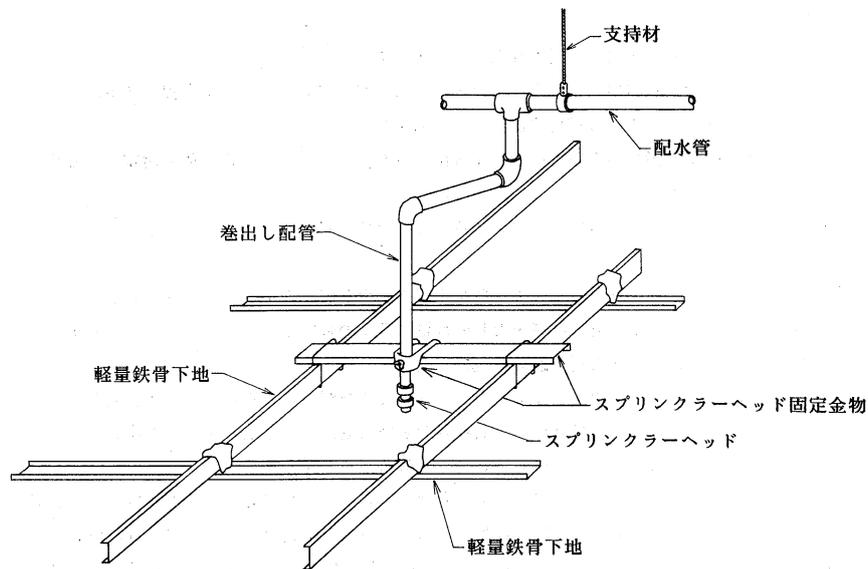


図1 スプリンクラーヘッドの固定方法（鋼管接続）

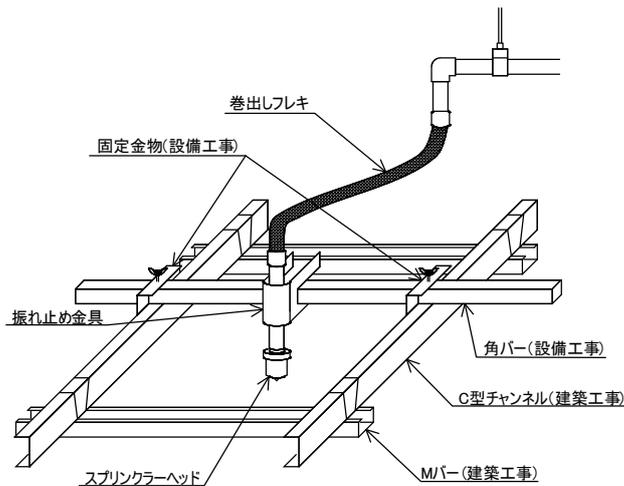


図2 スプリンクラーヘッドの固定方法（フレキ管接続）

4 起振器を用いた動的実験

4.1 実験装置

天井とスプリンクラー設備から成る試験体に対して、起振器を用いた動的実験を行い、スプリンクラー設備に生じる損傷パターンを洗い出す。図3及び写真5は実験に用いた実験装置である。

実験装置は、フレームについたチャンネル(-150×75×6.5×10×3000) に天井およびスプリンクラー鋼管を固定したものを起振器にて加振する。加振に用いる起振器はフレームから吊った Free Body Mode とし、試験体の上部(フレームに取り付いたチャンネルから 1000mm 下の空間)はブレース等で出来る限り剛体にする事で、それ以下の領域で天井懐 500mm を想定している。

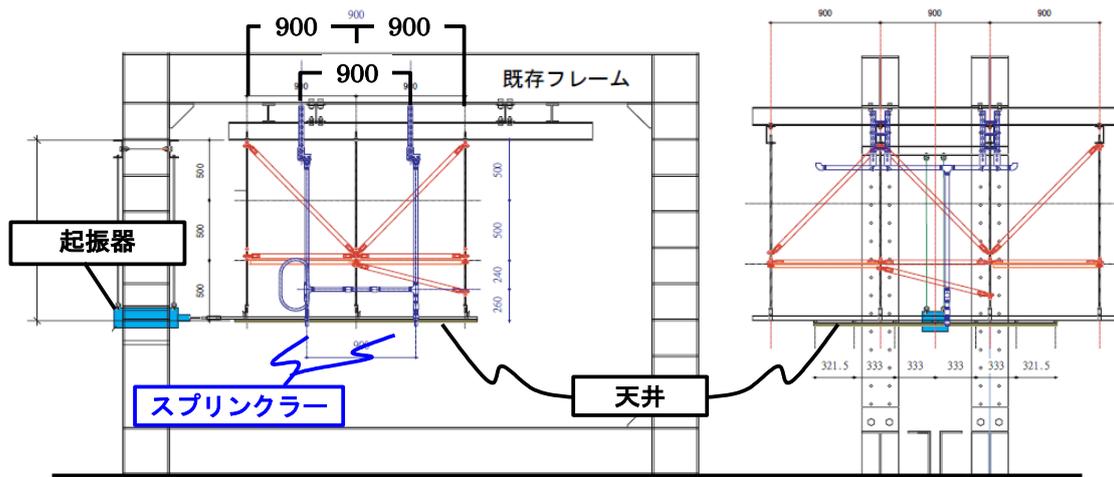


図3 起振器を用いた動的実験装置



写真5 起振器を用いた動的実験装置

4. 2 起振器を用いた動的実験結果

実験結果を写真6～9に示す。実験の結果、鋼管接続において、スプリンクラーヘッドを固定する固定金物が大きくすべり、スプリンクラーヘッドが天井パネルに衝突することが確認された。そこで、スプリンクラーヘッドの固定を強固にして振動した結果、天井のクリップがすべり、天井が部分的に落下した。

これは、スプリンクラーを設置した場合の方が、天井のみの場合より、固定金物付近のCチャンネルの変形が大きくなり、クリップが滑りやすくなったためではないかと考えられる。



写真6 加振前の天井とスプリンクラー配管
(鋼管)



写真7 スプリンクラーヘッド固定金物のすべり
(鋼管)



写真8 加振後の天井とスプリンクラー配管
(鋼管)

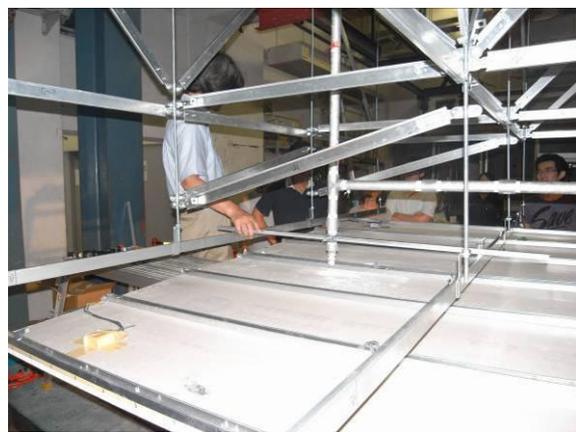


写真9 加振後の天井下地の損傷

5 振動台を用いた動的实验

5.1 实验装置

天井とスプリンクラー設備から成る試験体に対して、振動台を用いた動的实验を行い、スプリンクラー設備に生じる損傷パターンを洗い出す。实验装置を図4、5及び写真10、11に示す。

フレーム(3250×6250)に天井およびスプリンクラー鋼管を固定したものに加振する。フレームを振動台上に設置してフレーム全体を加振するものとし、試験体は天井懐1500mmを想定している。

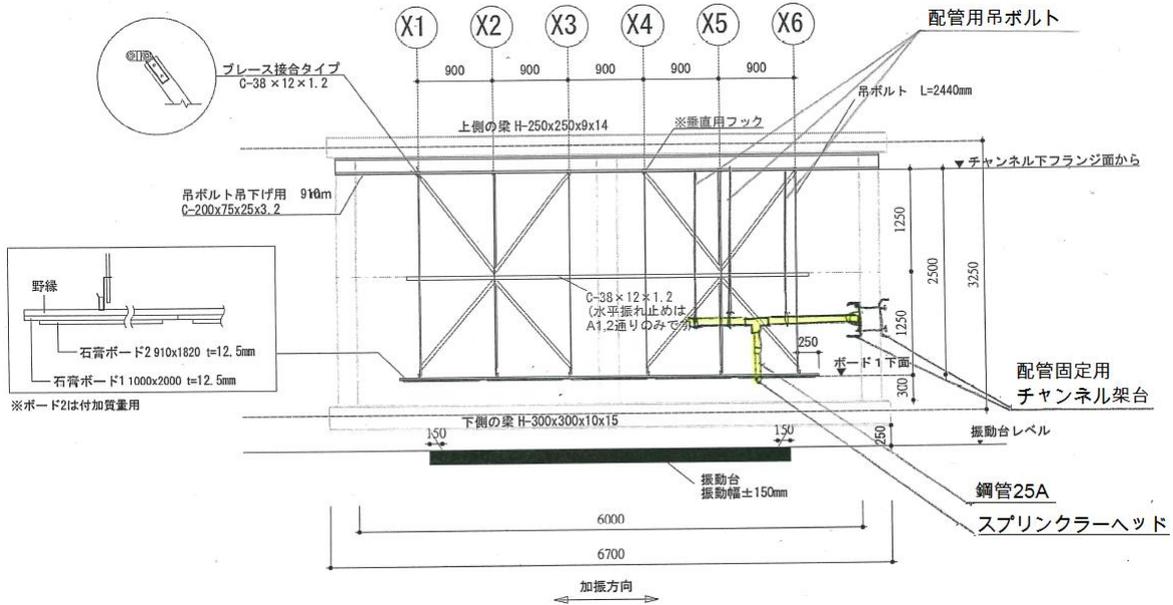


図4 振動台を用いた動的实验装置断面図

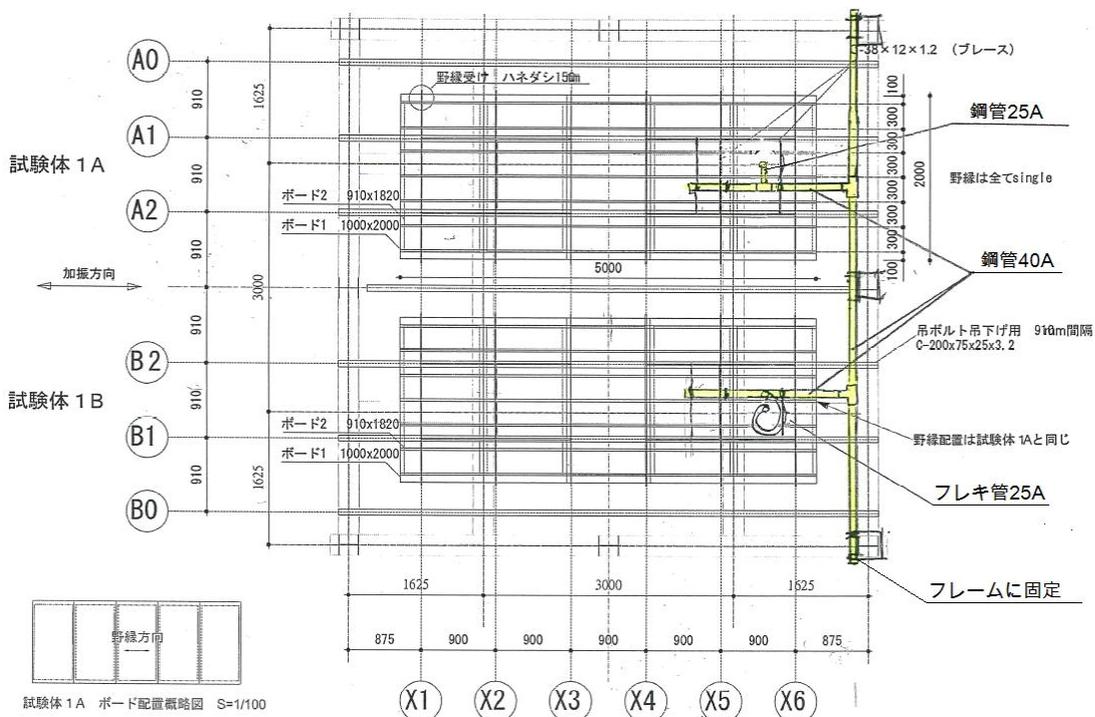


図5 振動台を用いた動的实验装置平面図

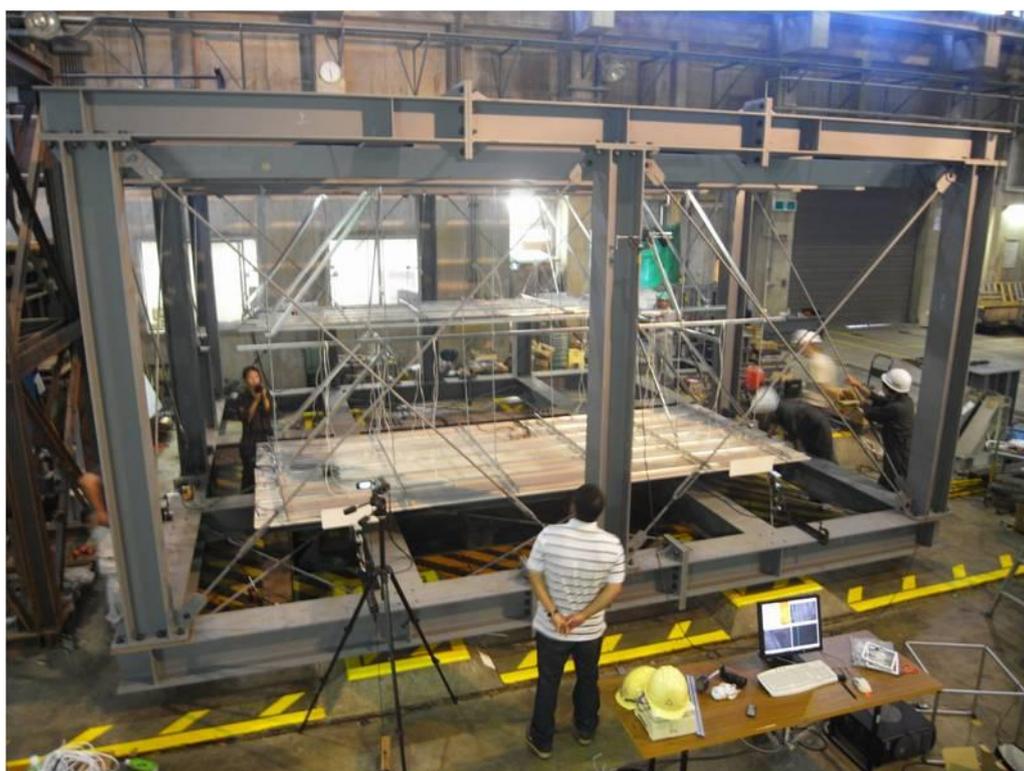


写真10 振動台を用いた動的実験装置（全体）



写真11 スプリンクラーヘッド固定状況（手前が鋼管接続、奥がフレキ管接続）

5. 2 実験結果の概要

加振はEl-centro1940波30%、100%、200%、300%、400%の順で行った。加振前の状況を写真12に、El-centro1940波300%及び400%加振後の状況を写真13、14に示す。

El-centro1940波300%加振において、鋼管接続のスプリンクラーヘッドは天井ボードと激しく衝突し、スプリンクラーヘッド固定金物の一部が外れて、スプリンクラーヘッドが天井面より上に浮き上がる結果となった。

フレキ接続の場合は、スプリンクラーヘッド固定金物は外れず、天井との衝突は大きくないが、最終的に、天井のクリップが部分的に外れたため、天井が下がり、スプリンクラーヘッドが天井面の相対的な位置関係が、上下に多少ずれている。

El-centro1940波400%の加振は、El-centro1940波300%加振の後、天井クリップ及びスプリンクラーヘッド固定金物を復旧してから実施した。その結果、スプリンクラーヘッドが鋼管接続された天井はクリップがすべて外れて天井全体が落下し、落下防止用のひもで吊られている状態となった。

スプリンクラーヘッドがフレキ接続された天井は、全面的な天井落下には至らなかった。しかし、スプリンクラーヘッド固定金物が外れ、スプリンクラーヘッドは、天井面の開口から大きく外れて、天井裏に浮遊する状況となった。

以上の結果から、スプリンクラー巻き出し配管の違い（鋼管接続かフレキ管接続か）によって、天井とスプリンクラーヘッドの衝突状況が異なるだけでなく、天井の落下にも影響を与えることが確認された。また、フレキ管接続であっても、スプリンクラーヘッド固定金物が外れると、ヘッドの位置が固定されなくなり、散水消火に支障を来す場合があることが明らかとなった。

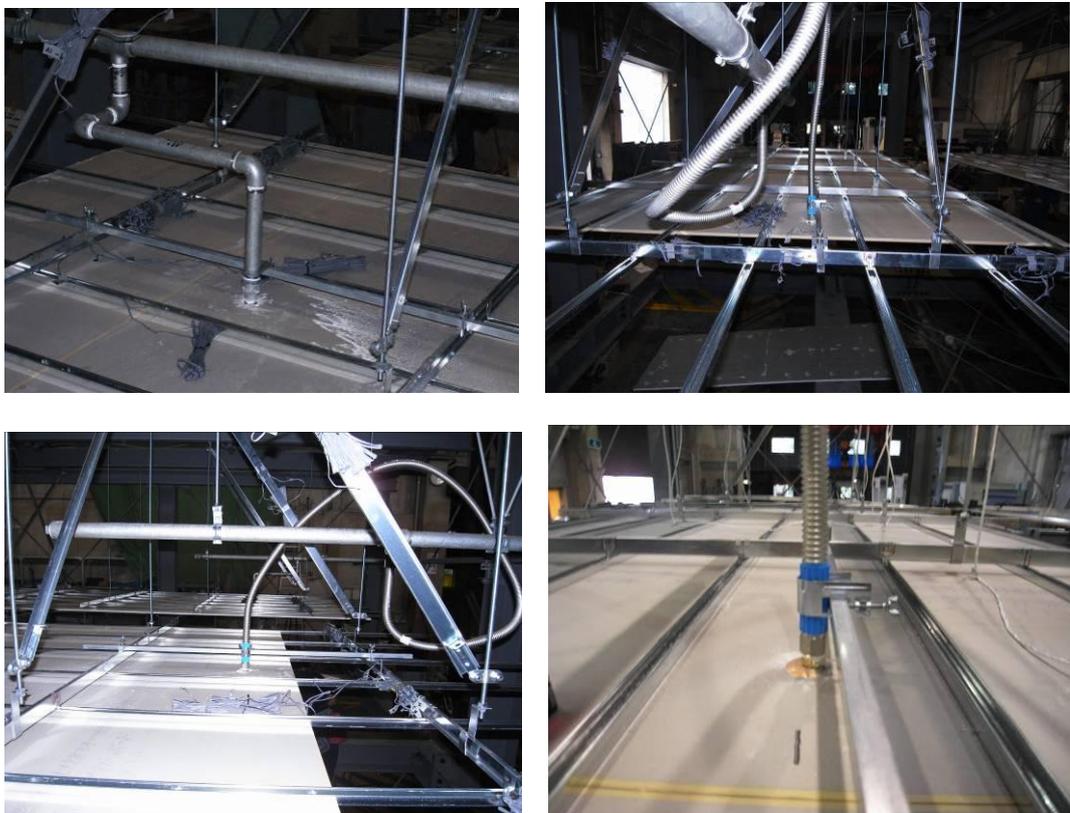


写真12 加振前



写真 13 El-centro1940 波 300%加振後

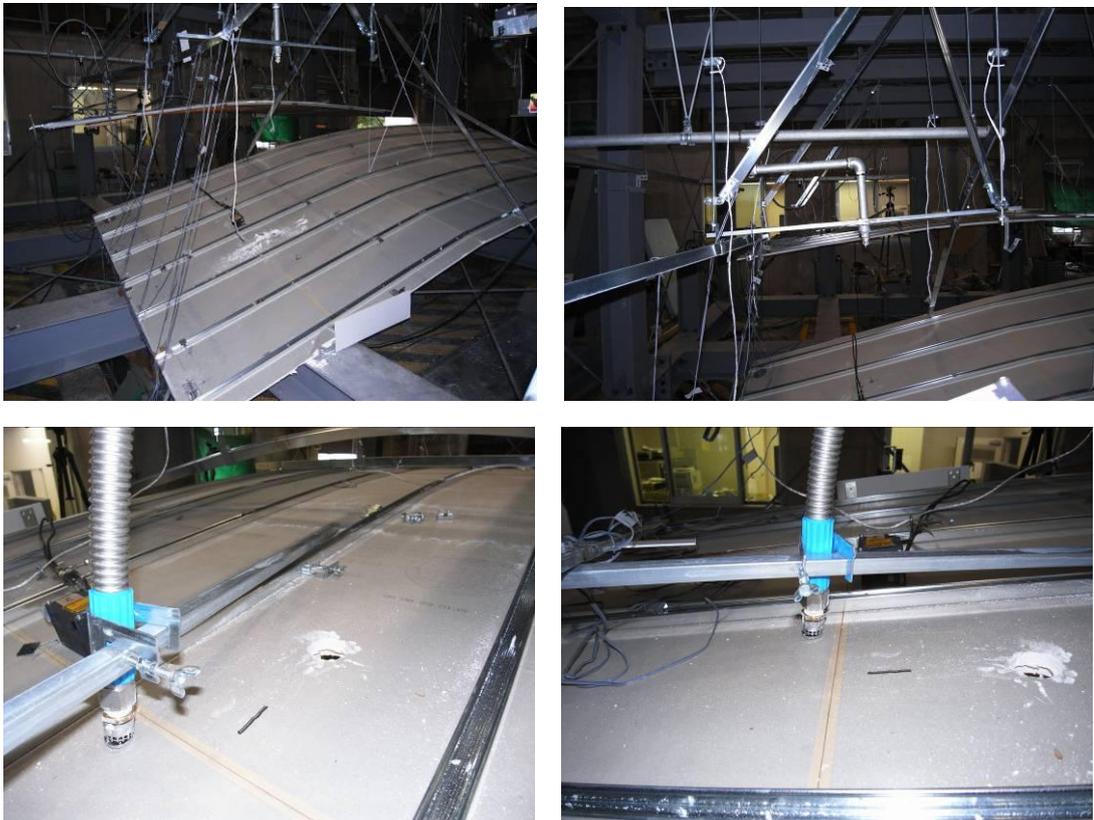


写真 14 El-centro1940 波 400%加振後

5.3 スプリンクラーヘッドと天井の衝突の状況

(1) El-centro1940 波 200%加振時

変位計で計測した加振方向の天井の変位と、画像追跡による天井とスプリンクラーヘッドの変位及びスプリンクラーヘッドと天井の相対変位を図6に示す。スプリンクラーヘッドは、天井の変位にほぼ追従しているが、変位が極大となる時は、両者の変位に差が生じている。スプリンクラーヘッドと天井の変位差（相対変位）は±10mmの範囲で推移しており、これは、スプリンクラーヘッドが天井開口に衝突して移動が制限されている現象を示している。

スプリンクラーヘッドと天井開口の衝突の状況を写真15に示す。

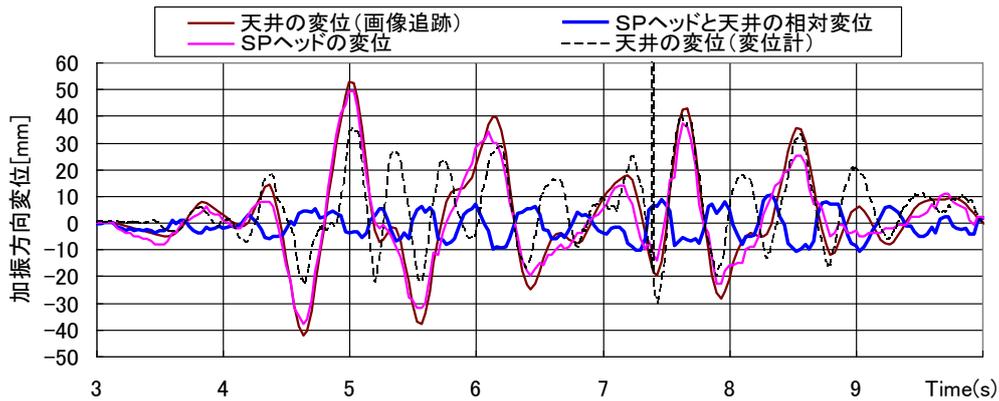


図6 天井とスプリンクラーヘッドの変位 (El-centro1940 波 200%加振時)



(1) 加振前



(2) 加振 4.63 秒後



(3) 加振 5.03 秒後



(4) 加振 8.57 秒後

写真15 スプリンクラーヘッドと天井の衝突の状況 (El-centro1940 波 200%加振時)

(2) El-centro1940 波 300%加振時

変位計で計測した加振方向の天井の変位と、画像追跡による天井とスプリンクラーヘッドの変位及びスプリンクラーヘッドと天井の相対変位を図7に示す。El-centro1940波200%加振時と同様に、スプリンクラーヘッドと天井の相対変位は±10mmの範囲で制限され、スプリンクラーヘッドが天井開口に衝突している。

スプリンクラーヘッドと天井開口の衝突の状況を写真16に示す。加振開始5.08秒後にはスプリンクラーヘッド先端部が破損し、その後は、スプリンクラーヘッドの位置が天井裏になって、開口部からは見えなくなる。

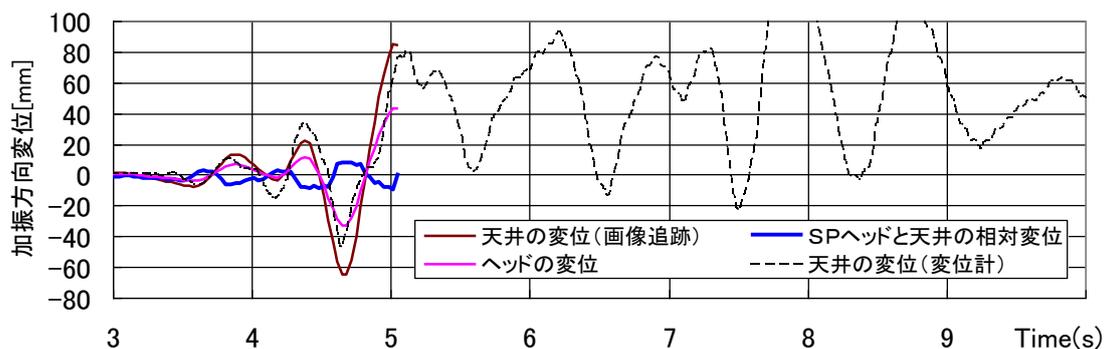


図7 天井とスプリンクラーヘッドの変位 (El-centro1940 波 300%加振時)



写真16 スプリンクラーヘッドと天井の衝突の様子 (El-centro1940 波 300%加振時)

5. 4 加振後のスプリンクラーヘッドの損傷状況

実験後のスプリンクラーヘッド3個について損傷状況の試験を行った。

- ・ヘッド1. 鋼管巻きだし①：El-centro1940 波 300%の加振後
- ・ヘッド2. 鋼管巻きだし②：El-centro1940 波 400%の加振後
- ・ヘッド3. フレキ巻きだし：El-centro1940 波 400%の加振後

試験内容を、以下に示す。

①外観（写真）

部品の破損等、外観に異常がない場合を合格とする。

②漏水試験

スプリンクラーヘッドのノズル内部を 2.5MPa で空気加圧し、5 分間漏れが無い場合を合格とする（閉鎖型スプリンクラーヘッドの技術上の規格を定める省令第5条の耐漏水試験）。

③感度試験

風洞（気流温度 135 度、流速 1.8m/s）の中にスプリンクラーヘッド（ノズル内は 0.1MPa で空気加圧）を投入し、作動した時間を元に感度（時定数 τ ）を求める。1 種感度（時定数 $\tau < 50$ ）を満たす場合を合格とする（閉鎖型スプリンクラーヘッドの技術上の規格を定める省令第12条の感度試験）。

また、今回はスプリンクラーヘッド投入後3分が経過しても作動しない場合は不作動とみなす。試験結果を表1、写真17に示す。

表1 加振後のスプリンクラーヘッド損傷状況

ヘッド	巻出し配管 (加振条件)	判定基準		
		外 観	漏水試験	感度試験
		異常がないこと	2.5MPa で 5 分間 漏れのないこと	$\tau < 50$
1	鋼管巻出し① (El-centro1940 波 300%)	× 部品に破損、変形 有り	× 0.1MPa で漏水	× (不作動) ※
2	鋼管巻出し② (El-centro1940 波 400%)	× 部品に破損、変形 有り	× 0.1MPa で漏水	× ($\tau = 87.85$)
3	フレキ巻出し (El-centro1940 波 400%)	× 部品に破損、変形 有り	○	○ ($\tau = 34.86$)

※3分経過したがリンク部が分解しなかった。半田は溶けており風洞からの取出し時にリンク部は分解した。

- ◆鋼管巻きだし①・②のスプリンクラーヘッドには、白い付着物（天井材）が見られ、感熱板およびカバーは変形・破損しており、特に鋼管巻きだし②のヘッドはリンク部が傾斜している。実験中に天井とスプリンクラーヘッドが水平方向に衝突していたためと考えられる。
- ◆鋼管巻きだし②のスプリンクラーヘッドのリンク部は漏水試験前には傾斜していたが、試験中に傾斜が元に戻り（完全ではない）、その影響でリンク部が作動しかけている。原因として、漏水試験前にスプリンクラーヘッドの付着物を除去したこと、漏水試験中にノズル内部が加圧されリンク部の作動力が増したことが考えられる。
- ◆フレキ巻きだしのスプリンクラーヘッドには白い付着物は無く、リンク部も傾斜していない。感熱板が鉛直方向につぶれているのは、実験中にはスプリンクラーヘッドが天井裏に入り込み、天井とは鉛直方向に衝突したためと考えられる。
- ◆フレキ巻きだしの感度試験の評価は○となっているが、正常品（ $\tau = 30$ 程度）よりは若干低下している。低下の程度は小さいため、感熱板の変形の影響と思われる。



損傷していないヘッド



(1)ヘッド1：鋼管巻出し①(EI-centro1940 波 300%加振後)



(2)ヘッド2：鋼管巻出し②(EI-centro1940 波 400%加振後)



(3)ヘッド3：フレキ巻出し(EI-centro1940 波 400%加振後)

写真 17 加振後のスプリンクラーヘッド損傷状況

付-5 在来工法天井における簡易的落下防止手法に関する実験

1 はじめに

本章では在来工法天井において鋼製下地の交点を拘束する落下防止型の2種類の簡易で安価な落下防止手法について、実大振動実験により得られた力学的特性を報告する。

鋼製下地の交点(縦横@900)を全て結束線で拘束したタイプと主要な交点を拘束(数量1/2)したタイプの条件で実大天井を加振し、いずれも落下防止効果が認められた。その検証実験結果と効果を報告する。

2 対策の概要

クリップの脆弱性を補う天井落下防止手法として、野縁と野縁受けの交点を緊結させる方法が有効であると考え、図1に示すⅢ型・Ⅳ型を用いた落下防止策を考案した。Ⅲ型は結束線で野縁と野縁受け交点(縦横@900)を縛る方法であり、Ⅳ型はユニークな折曲げ金物で縛る方法である。Ⅲ型は径0.9mm、SUS304製の結束線を2重巻したもので、Ⅳ型は幅18mm、厚さ0.4mmの薄肉折曲げ鋼板を野縁に巻き付け、野縁受け側面にビス止めしたものである。これらは、天井の耐震対策の中で、人的被害の回避の為に多少の損傷は許容し、天井の落下防止を目的としたフェールセーフ的な対策と位置づけられる。

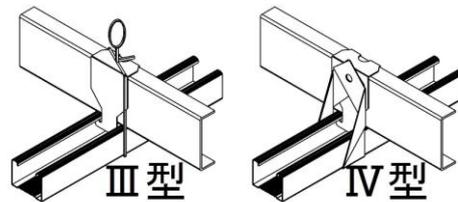


図1 落下防止対策

3 試験体

本実験における構造諸元を表1、試験体を図2に示す。試験体は実大の19型鋼製天井下地材で組立てた4.5m四方の在来工法天井で、1.5mの天井ふところを有し、天井ボード(16kg/m²)、振れ止めブレース(天井負担面積12~20m²)を均等に配置した天井を基本とした。T0は一般的な天井を模擬した試験体で、T3およびT4はT0に対し、Ⅲ型を25箇所、Ⅳ型を13箇所に用いて天井落下防止を図った試験体である。

表1 実験の構造諸元

No.	目標	使用器具	用数[箇所]	天井材 ²⁾		振止材 (両方向2対)	野縁受け ³⁾ (@900)	野縁19型 ³⁾		天井板材 ⁴⁾	
				サイズ[m]	[kg]			ダブル	シングル	[枚]	[kg/m ²]
T0	再現	—	—	4.5X4.5	382.2	C-38X12X1.2	C-38X12X1.2	@1820	@364	2枚張	16.59
T3	落下防止	Ⅲ型	25ヶ所	4.3X4.5	364.8	C-38X12X0.9	C-38X12X0.9	@910	@303	2枚張	16.60
T4		Ⅳ型	13ヶ所	4.5X4.55	384.2	C-40X20X1.6	C-38X12X1.2	@1820	@364	2枚張	16.47

注1)特記なき場合は単位はmm、注2)天井材質量は鋼製下地を含む、注3)野縁受け材、野縁材はJIS品使用、但しT3のみ一般材[ダブル19X50X0.35、シングル19X25X0.35]、注4)板材はプラスター[石膏]ボード厚さ12.5mm、注5)Ⅲ型はφ0.9mm、SUS製の結束線2重巻、注6)Ⅳ型はt=0.4mm、W=18mm、STKMRK400、振止材脚部と対材の中間に配置、注7)Ⅳ型は特許出願済

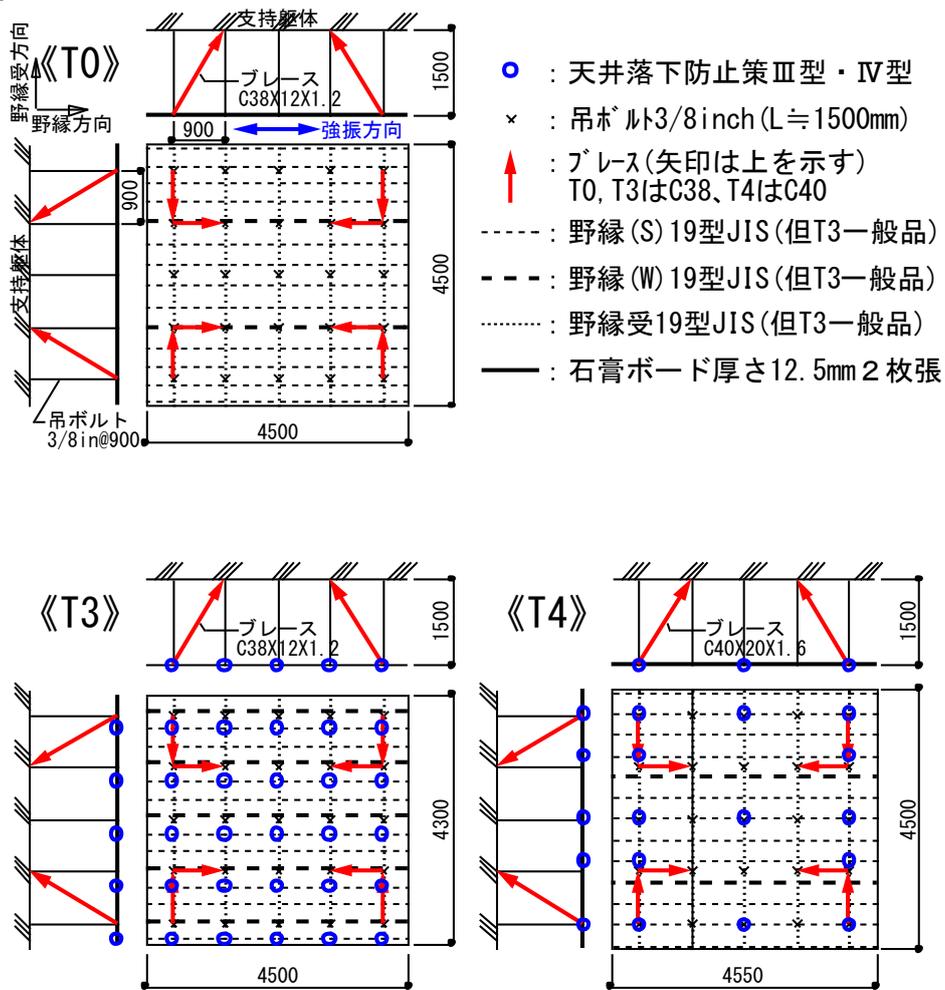


図2 実大天井試験体概要

4. 実験方法

振動台に剛な鉄骨フレーム(写真1参照、以下架台)を組み、その中に天井試験体をセットし1~3次元加振を行うことにより、動的挙動を比較検討するものとした。

入力波はエルセントロ波を最大300%(架台上部中央にて1G相当)とした3次元加振波を用いた。強振方向のNS成分は野縁方向とした。架台の固有振動数は野縁方向(以下、X方向と呼ぶ)17.9Hz、野縁受け方向(以下、Y方向と呼ぶ)18.4Hzであり、振動台と架台上部中央の最大加速度は両者ともよく対応する。



写真1 加力装置 試験体と鉄骨フレーム(架台)

5 測定方法

測定方法を図3に示す。レーザー変位計により架台と天井の相対変位を計測し、更にリール式変位計を4台配置し、補正による大変形時の変位及びねじれ回転を求めた。加速度計は天井面、架台、振動台に配置した。振れ止めブレースにはひずみゲージを貼り、負担軸力も計測した。

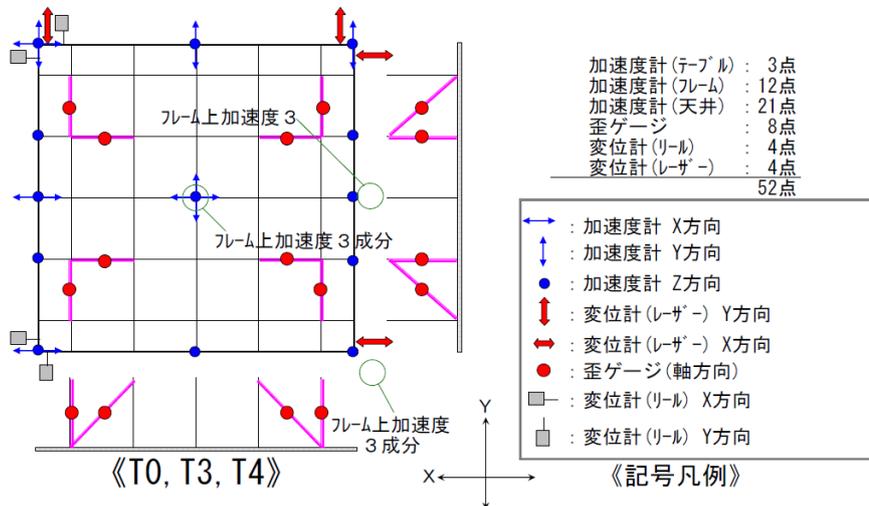


図3 計測点配置一試験体天井と架台，振動台

6 結果概要

実験結果を表2に示す。表中にはエルセントロ（以下、Eと記す）波60%2D(XZ)加振と300%3D(XYZ)加振時の天井面中央における、加速度最大値、慣性力最大値、ゆれ（以下、変位と呼ぶ）最大値を示す。X方向は野縁方向を意味し強振方向である。Y方向は野縁受け方向であり、Z方向は上下方向を意味する。表中の天井質量は天井下地材を含み、慣性力はその質量と加速度の乗算値とした。E波60%加振は架台（鉄骨フレーム）上面にて200galを目標とし弾性的挙動を把握し、同300%加振は1026gal（1G相当）を目標とした。

表2 実験結果一覧

No	天井質量 (kg)	エルセントロ60%XZ(0.2G)			エルセントロ300%3D(1G相当)						天井試験体対策
		加速度 X(gal)	慣性力 X(N)	変位X (mm)	加速度 X(gal)	慣性力 X(N)	変位X (mm)	加速度 Y(gal)	慣性力 Y(N)	変位Y (mm)	
T0	382	436	1667	43.1	574	2192	330.1	747	2853	277.1	通常天井・落下
T3	365	413	1507	28.8	800	2918	347.6	646	2356	331.4	落下防止策Ⅲ型
T4	384	371	1425	26.8	1501	5767	226.4	1126	4324	108.6	落下防止策Ⅳ型

注1)天井質量は下地含む、注2)慣性力は天井質量と加速度の乗算値、注3)加速度および変位は天井ボード面の計測値、注4)内は通常質量天井への換算にて架台上1G相当、注5)X方向は野縁(強振)方向をY方向は野縁受方向を示す、注6)Ⅳ型は特許出願済

7 慣性力と変形の関係（弾性レベル）

図4にE波60%2D(XZ)加振のX方向における天井面の慣性力と変位の関係を示す。一般的な天井を模擬した試験体T0において、慣性力1667N、変位43.1mmであったのに対し、天井落下防止を図った試験体T3、T4は、T4にて若干の変位抑制効果が認められるが、T0の挙動と大きな差異は認められない。

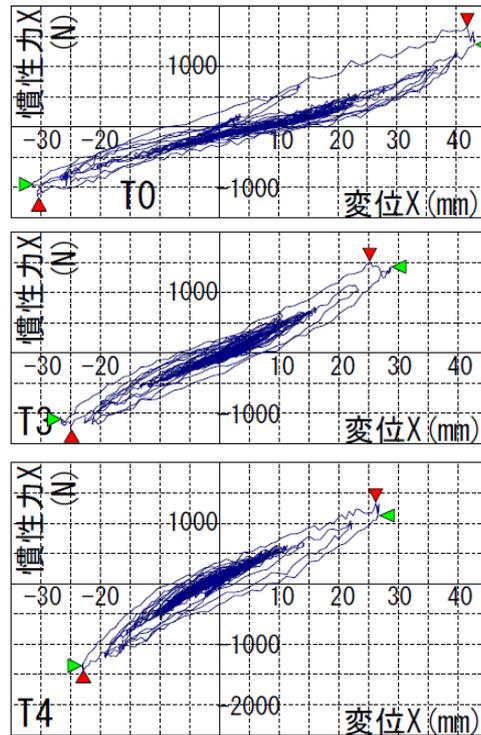


図4 慣性力と変位の関係
(架台上で0.2Gを目標)

8 慣性力と変形の関係 (1G レベル)

図5に架台面にて1Gを想定しE波300%3D加振した場合の天井面における慣性力と変位を示す。T0はこの加振で天井が落下した。

天井落下防止を図った試験体T3、T4では、天井落下に至らずⅢ型、Ⅳ型の落下防止効果が確認された。X方向の慣性力は、T3では2918Nとなり、T0の落下前に記録された2192Nと同程度であったが、T4は5767Nと大きくなった。変位はT0の330.1mmに対し、T3は347.6mmと同程度であったが、T4は、226.4mmと小さくなった。T3、T4の慣性力はT0より大きく、その履歴性状においても天井全体の剛性が向上している。特にⅣ型を使用したT4ではその傾向が大であった。Y方向の慣性力は、T3では2356Nとなり、T0の落下前に記録された2853Nと同程度であったが、T4は4324Nと大きくなった。変位はT0の277.1mmに対し、T3では331.4mmと2割程度大きく、T4は108.6mmと1/3程度となった。T3の挙動(履歴曲線)からクリップ外れ限界を超えた後も結束線(Ⅲ型)により野縁への接合が保たれ、(1)クリップが野縁受け上を滑る、(2)野縁受けがハンガー内を滑ることが変位を増大させていると思われる。T4においては、野縁受けへビス止めするため前述(1)の現象が見られず変位を抑制し、天井全体の剛性を向上させたと思われる。

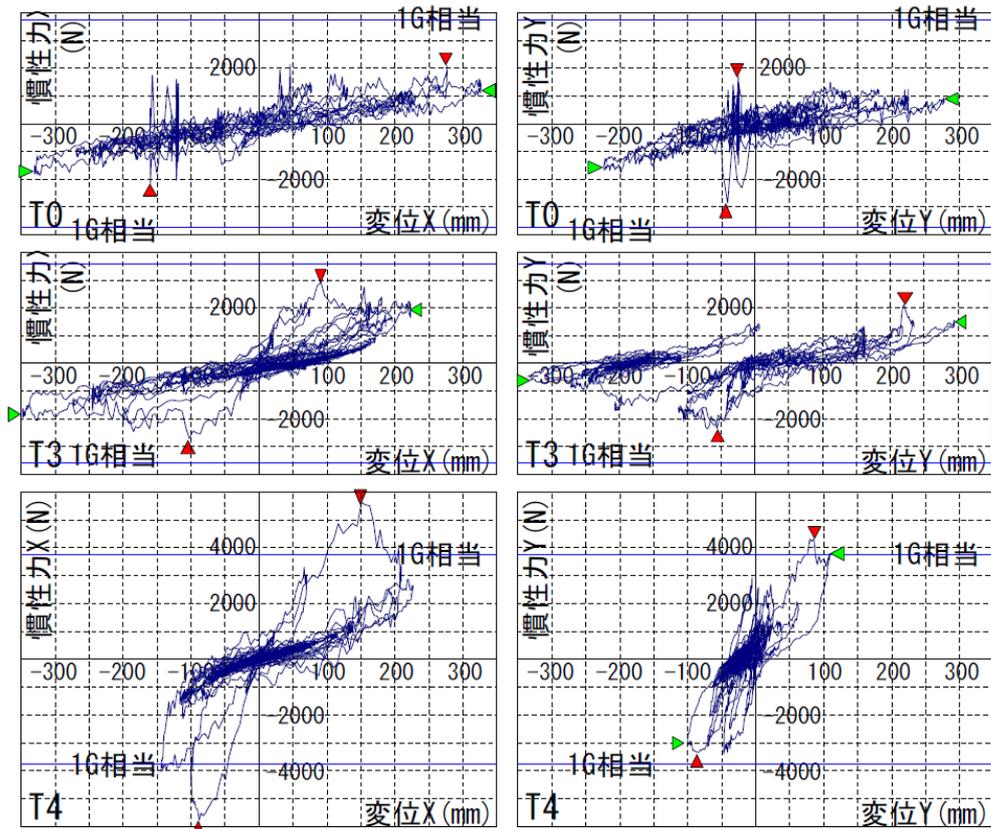


図5 慣性力と変位の関係
(天井面で1Gを想定)

9 まとめ

鋼製下地在来工法天井における天井落下防止策について、対策案を示しその効果を確認した。
クリップの脆弱性を補う為に野縁と野縁受けの交点を緊結させる落下防止法の有効性が確認された。

