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THREE-DIMENSIONAL SEISMIC RESPONSE OF TEN-STORY STEEL FRAMES
WITH YIELDING BASE PLATES ALLOWED TO UPLIFT

緑川 光正*, 須藤 智文**, 麻里 哲広***, 小豆畑 達哉****, 石原 直*****

*Mitsumasa MIDORIKAWA, Tomofumi SUDO, Tetsuhiro ASARI,
Tatsuya AZUHATA and Tadashi ISHIHARA*

Previous studies have suggested that rocking vibration accompanied with foundation uplift motion might reduce the seismic damage of buildings subjected to severe earthquake motions. In this paper, the seismic response of ten-story steel frames with columns allowed to uplift is evaluated and compared with that of fixed-base frames by numerical analyses. It is shown that the base shears in the frames with column uplift are significantly reduced as compared to the fixed-base frames, and that the vertical component of earthquake motions does not much affect the horizontal responses of uplift frames but increases slightly the uplift response displacement of uplift frames.

Keywords : *Seismic Response Analysis, Ten-story Steel Frame, Uplift, Yielding Base Plate, Rocking Response*

地震応答解析, 10層鉄骨架構, 浮き上がり, 降伏ベースプレート, ロッキング応答

1. 序

過去の地震被害調査等から, 地震動を受ける建物がロッキング振動に伴う基礎浮き上がりを生じることによって, その地震被害が軽減される場合のあることが指摘されている^{例え ば 1)~3)}。また, Meek⁴⁾, 5)は, 基礎浮き上がりを伴う1質点系モデルを対象とし, 基礎と地盤の完全塑性衝突を仮定して基礎浮き上がりが地震時挙動に及ぼす影響を検討し, 主にその自由振動応答を解析により明らかにするとともに, 連層耐震壁付建物を対象としてパルス応答および地震応答を求め, 基礎浮き上がりによって建物のベースシアと転倒モーメントが大幅に低減することを示している。さらに, Chopra^{ら 6), 7)}は, 基礎浮き上がりを伴う1自由度系および多自由度系構造物を対象として, 剛な地盤におけるベースシア地震応答スペクトルを導き, 塔状比の大きな場合, そして周期が0.3秒から2.0秒の範囲の場合に応答低減が顕著になることを示している。

一方, 建物に浮き上がりを許容する場合には, 建物全体の水平変位が増大し, 入力地震動が極めて大きい場合には転倒するのではないかと懸念が指摘されることがある。しかしながら, 建物程度の大きさになると転倒に必要なポテンシャルエネルギーが大きくなるために転倒は起こり難くなることが既往の研究^{8)~10)}で明らかにされている。

以上の知見に基づいて, 地震時のロッキング振動による基礎や柱脚の浮き上がりを意図的に許容する構造方法が提案されている^{11)~13)}。この構造方法の特徴としては, 岩下^{ら 14)}や小豆畑^{ら 15)}が指摘し

ているように, 建物に浮き上がりを許容する場合, 建物への地震入力エネルギーの一部がその位置エネルギーと上下方向の運動エネルギーに置換されるため, 建物各層の水平変形に伴う歪エネルギーが低減されることが挙げられる。

これらの状況の下, 筆者らは, 鉄骨架構を対象として, 簡潔な機構により地震時に柱脚の浮き上がりを許容する構造方法を提案し, その地震応答を評価している^{15), 17)~19)}。この構造方法は, 後で示すように鉄骨架構の最下層柱脚部に上部構造の降伏に先行して浮き上がり降伏するように工夫したベースプレート(以下, BPYと呼ぶ)を配置し, ベースプレート降伏後に建物の浮き上がりを許容するものである。これまでのところ, この構造方法は, 浮き上がりを許容することにより, またベースプレートの塑性化による履歴エネルギー吸収が期待できることにより, 柱脚固定建物に比較してベースシア係数の地震応答低減効果を確保しつつ, 架構の頂部水平変位および浮き上がり変位をある程度抑制できることを明らかにした^{15), 17), 18)}。また, 浮き上がりに伴う柱脚部での衝突の影響についても, 浮き上がり降伏するベースプレートがエネルギー吸収部材として機能するために, その影響はそれほど大きくないことが実験および解析により指摘されている¹⁸⁾。しかしながら, 柱脚部浮き上がりを伴う架構が水平2方向の地震動を受ける際の立体挙動を考えた時, 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懸念される。柱脚部浮き上がり架構の地震時立体挙動については, 筆者

* 北海道大学大学院工学研究科 教授・工博

** (株)竹中工務店 修士(工学)

(元北海道大学 大学院生)

*** 北海道大学大学院工学研究科 助教・博士(工学)

**** 国土交通省国土技術政策総合研究所 室長・博士(学術)

***** 国土交通省国土技術政策総合研究所
主任研究官・博士(工学)Prof., Graduate School of Eng., Hokkaido University, Dr. Eng.
Takenaka Corp., M. Eng.

(Former Grad. Student of Hokkaido University)

Asst. Prof., Graduate School of Eng., Hokkaido University, Dr. Eng.

Division Head, Nat'l Inst. for Land and Infrastr. Management, Ph. D.

Senior Res. Eng., Nat'l Inst. for Land and Infrastr. Management, Dr. Eng.

ら¹⁹⁾の解析例があるものの、その挙動は上下動の影響を含めて未だ殆ど明らかにされていない。

本論文では、10 層鉄骨架構を対象とし、柱脚固定モデルと最下層柱脚部に BPY を組み込んだモデルの 2 種類の立体架構モデルを用いて非線形有限要素法による 3 次元地震応答解析を行い、水平 1 方向、水平 2 方向同時、水平・上下 3 方向同時の地震動入力を受けた場合の弾塑性応答性状、すなわち、ベースシア、転倒モーメント、頂部水平変位、柱脚部浮き上がり変位などの時刻歴応答や最大応答値に関する比較検討を行い、その立体挙動について考察する。

2. 解析方法と解析条件

2.1 解析モデルと条件

解析には 3 次元非線形有限要素法²⁰⁾を用いる。

解析対象は、図 1 に示すように、高さ 37.8m、3x1 スパン、スパン長 6.0m および 7.5m の 10 層鉄骨架構¹⁹⁾とする。この架構は、現行耐震規定に従って基礎固定として設計されており、梁降伏先行型の崩壊機構が形成される。なお、塔状比（高さ/スパン長）は、短辺方向 5.0、長辺方向 2.1 である。

解析モデルは、図 2(a)に示す立体モデルとし、柱脚固定モデル（総節点数約 6000、以下 FIX モデルと呼ぶ）と柱脚浮き上がり許容の降伏ベースプレートモデル（総節点数約 7500、以下 BPY モデルと呼ぶ）の 2 種類とする。

図 2 に示すように、BPY と 1 階柱がシェル要素、2 階以上の柱と梁が梁要素の弾塑性モデルとし、1 階柱頭部ではシェル要素と梁要素を剛結合する。床はコンクリートの材料物性を持つ弾性の 2 次元平面応力要素とし、柱梁の交点のみで結合する。各階重量は 1150kN とし、梁のみに均等分布させる。また、BPY 下部の基礎梁は剛体とする。

BPY モデルの最下層柱脚部には、図 3(a)に示す 4 枚のウィングを持つ BPY を配置する²¹⁾。ウィングの形状・寸法(250x300x25)は、柱脚浮き上がりに伴って面外曲げを受けるウィングの両端部に塑性ヒンジラインが形成される時の降伏耐力が鉛直荷重時の平均柱軸方向力の約 30%になるよう設定している。BPY ウィング外側端部は完全固定とし、BPY 下面と基礎梁の間には接触条件を考慮する。なお、静的解析によると、BPY は図 3(b)のような柱軸方向力-浮き上がり変位関係（柱断面図心位置）を示し、この履歴挙動は既往の実験結果^{21), 22)}と良い対応を示している。図中の一点鎖線は、柱軸方向力を受けてウィングの内外端部に塑性ヒンジが生じる時の降伏耐力を示す。また、地震応答解析より得られた BPY の荷重-変形関係を付録 A に示す。

部材は鋼で、BPY と 1 階柱は弾塑性材料とし、移動硬化則を適用して降伏の判定は有効応力度で行なう。また、BPY 部分では大変形を考慮する。材料物性値は、ヤング率 $2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、2 次勾配 $2.06 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ 、降伏応力度 294N/mm^2 、ポアソン比 0.3、比重 7.8 とする。2 階以上の柱と梁の梁要素には tri-linear 形の曲げモーメント-曲率関係を適用する。

減衰は初期剛性比例型で、減衰定数は $\text{h}=2\%$ とする。直接数値積分には Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) を用いて Newton-Raphson 法の平衡反復計算を併用する。時間刻みは 0.01s を基本として平衡収束状態に応じて細かくする。なお、浮き上がりに伴う柱脚部の着地衝

図 1 解析対象鉄骨架構

図 2 解析モデル

図 3 浮き上がり降伏ベースプレート

表 1 入力地震動

Seismic Motion	Comp.	PGA(cm/s ²)	PGV(cm/s)
Northridge	NS	971	70.9
	EW	1745	113.1
Tarzana	UD	1028	70.1
Hyogo-ken Nanbu	NS	818	91.1
	EW	617	74.5
JMA Kobe	UD	332	40.3
Tottori-ken Seibu	NS	911	119.5
	EW	762	85.0
Hino	UD	778	56.4
Niigata-ken Chuetsu	NS	1142	44.3
	EW	1676	147.6
Kawaguchi	UD	870	69.7

突時の挙動に関しては、文献¹⁸⁾で模型振動台実験より得られた柱軸方向力を解析と比較検討し、解析は実験を概ね十分な精度で再現できることを確認している。

2.2 入力地震動

解析に用いる地震動は、表 1 に示す 4 記録、すなわち、1994 年ノースリッジ地震の Tarzana, 1995 年兵庫県南部地震の JMA 神戸 (以下 Kobe と呼ぶ), 2000 年鳥取県西部地震の KiK-net 日野 (以下 Hino と呼ぶ), 2004 年新潟県中越地震の川口 (以下 Kawaguchi と呼ぶ) である。柱脚浮き上がり構造では、地震動の上下動成分が応答性に影響を及ぼす可能性が考えられるため、上下動成分のスペクトル強度²³⁾($h=0.05$)が 150cm 以上となる記録を選定した。各記録の速度応答スペクトルを図 4 に示す。継続時間は、解析に要する時間が膨大になるため、記録の主要動部分の 20 秒間とする。この継続時間においては原記録の Arias Intensity²⁴⁾の 94%以上が含まれる。

各記録の水平 2 成分を合成した最大水平地動速度はいずれも 100cm/s を超えるが、本論文では水平 2 成分を合成した最大水平地動速度を 50cm/s, 100cm/s に基準化して入力する。

入力は、水平 1 方向、水平 2 方向同時、水平・上下 3 方向同時の 3 種類とし、短辺(Y)方向に NS 成分を、長辺(X)方向に EW 成分を作用させる。

図 4 速度応答スペクトル ($h=0.05$)

3. 静的荷重増分解析結果

柱脚固定(FIX)モデルと柱脚浮き上がり(BPY)モデルについて、層せん断力係数分布を A_i 分布とした静的荷重増分解析により得られた基部転倒モーメントと頂部水平変位 (屋上階重心位置、以下同じ) の関係を図 5 に示す。図中の一点鎖線は、BPY モデルの短辺方向において、片側構面の 4 本の柱の BPY が降伏耐力に達する時の転倒モーメントである。頂部水平変形角 1/100 の時の架構のベースシア係数は、FIX モデルで短辺方向 0.41、長辺方向 0.37 であり、BPY モデルで短辺方向 0.27、長辺方向 0.30 である。また、短辺方向において、BPY が無く柱脚が単純に浮き上がる時のベースシア係数は 0.13、BPY が浮き上がり降伏する時のベースシア係数は 0.18 である。短辺方向では、降伏後も耐力の上昇が続くという BPY の柱軸方向力-浮き上がり変位関係 (図 3(b)参照) の特徴が現れ、柱脚部が浮き上がって BPY が降伏耐力に達すると転倒モーメントはほぼ頭打ちとなるが、その後の耐力上昇は比較的大きい。

図 5 基部転倒モーメント-頂部水平変位関係(静的荷重増分解析)

4. 地震応答解析結果と考察

4.1 固有周期

架構の固有周期は、FIX モデルで 1 次 1.26s(長辺), 2 次 1.25s(短辺), 3 次 1.04s(捩れ), BPY モデルで 1 次 1.62s(短辺), 2 次 1.42s(長辺), 3 次 1.20s(捩れ)である。FIX モデルに対する BPY モデルの 1 次固有周期の比は、短辺方向 1.30、長辺方向 1.13 である。

4.2 基部転倒モーメントと頂部水平変位の関係

Tarzana(100cm/s, 水平・上下 3 方向と水平 2 方向)入力時の FIX モデルと BPY モデルの基部における転倒モーメントと頂部水平変位の関係を図 6 に示す。図中の破線は層せん断力係数分布を A_i 分

(a) 水平・上下 3 方向入力 (Tarzana, 100cm/s)

(b) 水平 2 方向入力 (Tarzana, 100cm/s)

図 6 基部における転倒モーメントと頂部水平変位の関係

布とした静的荷重増分解析の結果を示し、一点鎖線は BPY モデル短辺方向における BPY 浮き上がり降伏時の転倒モーメントを表す。BPY モデルと FIX モデルともに地震応答解析結果は静的荷重増分解析結果と良く一致し、BPY モデルの短辺方向では浮き上がり降伏時に転倒モーメントがほぼ頭打ちとなる傾向を示す。また、FIX モデルでは全体として安定した履歴挙動を示すのに対して、BPY モデルでは既往の研究 (4), (5), (25), (26) で指摘されているように浮き上がり振動中に柱脚固定時とは異なる高次モード振動の影響が若干現れている。一方、図 6(a)と(b)を比較すると、BPY モデル短辺方向では、図中○印箇所にも上下動による影響が見られる。

なお、他の地震動入力時の結果も同様であった。

4.3 変位とベースシア係数の時刻歴応答

図 7 に Tarzana(100cm/s, 3 方向)入力時の BPY モデル隅柱の浮き上がり変位(柱断面図心位置)時刻歴を示す。8~11 秒の間では X4Y2 位置の柱脚から反時計回りに順に浮き上がり、11 秒以降は対角線上の柱脚(X1Y2 と X4Y1)が交互に浮き上がりを繰り返している。このような挙動は、平面架構モデルの応答では現れず、多方向入力を受ける立体架構モデル特有の応答である。図 8(a)の頂部水平変位の軌跡もこの挙動に対応していることが確認できる。一方、Kobe(100cm/s, 3 方向)入力時の頂部水平変位の軌跡には、図 8(b)のように方向性が強く表れており、短辺方向の応答では同一構面の柱脚がほぼ同時に浮き上がる挙動を示す。

図 9 は Tarzana と Kobe(各々100cm/s, 3 方向)入力時の FIX モデルと BPY モデルの頂部水平変位時刻歴で、短辺方向の細実線は隅柱以外の柱脚部の浮き上がりから計算した架構の剛体回転成分 θ (図 10(a)参照)を除いた値を示す。BPY モデル短辺方向の最大応答時には、架構の剛体回転による変位が占める割合が比較的大きく、また、BPY モデルでは浮き上がり後の応答周期が伸びていることが確認できる。他の結果も同様であった。

図 11 は Tarzana(100cm/s, 2 方向と 3 方向)入力時の FIX モデルと BPY モデルの短辺方向のベースシア係数の時刻歴であり、1 点鎖線は BPY が降伏耐力に達する時のベースシア係数を表す。BPY モデルでは、BPY 降伏耐力時にベースシア係数がほぼ頭打ちになる。また、BPY モデルの応答に見られる浮き上がりに伴う短周期の振動が、水平 2 方向入力時よりも水平・上下 3 方向入力時に多く現れていることから、上下動の影響と考えられる。他の地震動入力時の結果も同様であった。

図 7 柱脚部浮き上がり変位時刻歴 (Tarzana, 100cm/s, 3 方向)

図 8 屋上階重心位置の水平変位軌跡 (100cm/s, 3 方向)

図 9 頂部水平変位時刻歴 (100cm/s, 3 方向)

図 10 架構の剛体回転と最下層柱脚部の回転

図 11 ベースシア係数時刻歴 (Tarzana, 100cm/s, 3 方向)

4.4 最大層間変形角および最大層せん断力の高さ方向分布

図 12(a)は、Hino(50cm/s と 100cm/s, 3 方向)入力時の最大層間変形角の高さ方向分布である。長辺、短辺方向とも、3 層以上では BPY モデルの方が FIX モデルよりも概ね小さくなるが、1 層では FIX モデルよりも BPY モデルの方が大きくなる。図中×印は架構の剛体回転成分 θ (図 10(a)参照)を除いた 100cm/s 入力時の BPY モデル短辺方向の最大層間変形角であり、浮き上がりによる架構の剛体回転成分が大きくなることで上部構造自体の変形が抑制されることが分かる。しかし、浮き上がりによる剛体回転成分を除いても、1 層での最大層間変形角は FIX モデルよりも大きい。これは、他の地震動入力時でも同様で、BPY モデルの 1 層では柱脚部の回転に対する固定度が小さくなり、図 10(b)に示すような柱脚部の回転量 θ_b が大きくなるためである。ここで、Tarzana および Kobe(各々 100cm/s, 3 方向)入力時の BPY モデル短辺方向 1 層において、層間変形角から 1 層柱脚部の回転角 θ_b を除いた層間変形角成分の時刻

(a) 最大層間変形角 (rad.)

(b) 最大層せん断力 (kN)

---○--- FIX 50cm/s, ---□--- FIX 100cm/s
—●— BPY 50cm/s, —■— BPY 100cm/s, —×— 剛体回転成分無 100cm/s

図 12 最大応答値の高さ方向分布 (Hino)

(a) Tarzana (100cm/s, 3 方向)

(b) Kobe (100cm/s, 3 方向)

図 13 BPY モデル短辺方向下層の層間変形角と柱脚回転の影響

歴を図 13 の実線で示し、1 層の層間変形角を破線で示す。なお、この際の柱脚部回転角 θ_b は建物内側各柱(X2 および X3 通り)の柱脚部回転角の平均とした。この図より、1 層の層間変形角の殆どが柱脚の回転によって生じており、1 層の柱自体の変形を比べると、FIX モデルより BPY モデルの方が小さいことが分かる。

図 12(b)は、Hino(50cm/s と 100cm/s, 3 方向)入力時の最大層せん断力の高さ方向分布である。最大層せん断力は、長辺、短辺方向とも全層にわたって BPY モデルの方が FIX モデルよりも小さくなる。下層になるほど BPY モデルと FIX モデルの差は広がる傾向にあり、また、入力レベルが大きいほど両モデルの差は大きくなる。他の地震動入力の結果もほぼ同様であった。

上述したように、BPY モデルでは、柱脚部の回転に対する固定度が小さくなるため、最下層の層間変形角は FIX モデルよりも増大するが、このような地震応答時の特徴は、露出型柱脚を有する鉄骨造

(a) 最大頂部水平変位 (cm)

(b) 最大頂部水平加速度 (cm/s²)

(c) 最大ベースシア係数

(d) 屋上階の最大捩れ回転角 (rad.)

図 14 FIX モデルと BPY モデルの最大応答値比較

多層骨組に関する既往の研究^{27)~30)}でも指摘されており、BPYモデルの応答においてもこれと同様な特徴を示すものと考えられる。

4.5 最大応答値の比較

図14(a)~(d)には、横軸にFIXモデル、縦軸にBPYモデルの方向毎の最大応答値を示す。図には、水平1方向、水平2方向、水平・上下3方向の場合と最大水平地動速度50cm/s、100cm/sの全ての場合が含まれている。1点鎖線は両モデルの相関関係を表し、実線はFIXモデルとBPYモデルの比が1の場合を表す。

図14(a)に示す頂部水平変位は、長辺方向ではBPYモデルとFIXモデルはほぼ等しく(平均BPY/FIX=0.96)、短辺方向ではBPYモデルの方がやや大きくなる(平均BPY/FIX=1.12)。

図15 上下動の有無による最大浮き上がり変位比較

表2 柱脚部の最大浮き上がり変位 (cm)

		Tarzana		Kobe		Hino		Kawaguchi	
		50cm/s	100cm/s	50cm/s	100cm/s	50cm/s	100cm/s	50cm/s	100cm/s
1-Dir.	X-Dir.	0.4	2.0	0.3	1.3	0.1	0.6	2.7	3.6
	Y-Dir.	0.2	1.8	2.6	4.2	0.1	2.2	0.1	0.4
2-Dir.		0.7 (1.15)	3.3 (0.87)	2.9 (1.02)	4.9 (0.87)	0.6 (2.74)	2.9 (1.05)	2.8 (1.02)	4.1 (1.04)
3-Dir.		1.0 (1.58)	4.2 (1.11)	3.1 (1.08)	5.3 (0.94)	0.8 (3.52)	3.3 (1.19)	2.9 (1.03)	4.4 (1.11)

注) () 内の数字は次式の比を表す。
(多方向入力時の最大値) / (短辺及び長辺1方向入力時の最大値の和)

図14(b)に示す頂部水平加速度では、長辺方向(平均BPY/FIX=0.86)、短辺方向(平均BPY/FIX=0.88)ともにBPYモデルの方がFIXモデルよりやや小さい。図14(c)に示すベースシア係数は、長辺方向(平均BPY/FIX=0.69)、短辺方向(平均BPY/FIX=0.74)ともにBPYモデルの方がかなり小さくなる。

上下動成分の影響を検討するために、水平2方向(2D)入力に対する水平・上下3方向(3D)入力の最大応答値の比をとると、頂部水平変位で0.99-1.14(平均3D/2D=1.01)、頂部水平加速度で0.94-1.07(3D/2D=1.01)、ベースシア係数で0.94-1.14(3D/2D=1.01)であり、水平方向の応答には上下動成分は殆ど影響していない。

図14(d)に示す屋上階の最大捩れ回転角は、FIXモデルではKawaguchi(100cm/s, 3方向)入力時に最大0.00012であるが、BPYモデルではKobe(100cm/s, 3方向)入力時に最大0.0048まで増加している。捩れ応答には両モデルの差異が大きく現れており、設計の際にはこの点に留意する必要がある。

図15には、横軸を水平2方向入力時、縦軸を水平・上下3方向入力時のそれぞれBPYモデル1層柱脚部に生じる最大浮き上がり変位を示す。2方向入力に対する3方向入力の比は1.01-1.38(平均3D/2D=1.16)であり、最大浮き上がり変位は上下動の影響により平均で15%程度増加する。

各地震動に対する最大浮き上がり変位を表2に示す。表中の最大値はKobe(100cm/s, 3方向)入力時の5.3cmであり、短辺方向スパン長の約1/140である。ここで、水平1方向入力で浮き上がり変位が小さいTarzana 50cm/s、Hino 50cm/sを除くと、水平1方向入力時の短辺および長辺方向の最大浮き上がり変位の和に対する多方向入力時の比は、2方向入力の場合0.87-1.05(平均0.98)、3方向入力の場合0.94-1.19(平均1.08)で、概ね1程度の値となり、水平1方向入力の応答から多方向入力の応答を予測できる可能性を示唆している。

図16 梁の最大累積塑性曲率倍率

表3 ベースプレートの最大累積塑性歪倍率

		Tarzana		Kobe		Hino		Kawaguchi	
		50cm/s	100cm/s	50cm/s	100cm/s	50cm/s	100cm/s	50cm/s	100cm/s
1-Dir.	X-Dir.	16.5	126	4.3	129	0.5	18.1	253	384
	Y-Dir.	5.3	129	155	267	0.7	166	0	7.3
2-Dir.		32.4	334	224	411	16.3	287	261	475
3-Dir.		41.2	480	244	427	16.6	308	258	469
2D/1D		1.49	1.31	1.45	1.04	-	1.56	1.03	1.21
3D/2D		1.27	1.44	1.09	1.04	1.02	1.07	0.99	0.99

注) 2D/1D, 3D/2D の数字は次式の比を表す。

2D/1D=(2 方向入力 of 最大値) / (短辺及び長辺 1 方向入力 of 最大値の和)

3D/2D=(3 方向入力 of 最大値) / (2 方向入力 of 最大値)

る。ただし、この浮き上がり変位比は、上下動の影響を受けて、3 方向入力の方が 2 方向入力よりも平均で 10%ほど大きくなる。

4.6 梁端と降伏ベースプレートの塑性変形量

Tarzana と Kobe(100cm/s, 3 方向)入力時の FIX モデルと BPY モデルの梁端における累積塑性曲率倍率 (梁端の降伏曲率に対する累積塑性曲率の比、累積塑性曲率は正側と負側の累積塑性曲率の絶対値和) を図 16 に示す。FIX モデルでは、短辺、長辺方向ともに 2 ～8 階の梁端で降伏している。一方、BPY モデルでは、長辺方向の 5～8 階でも多少降伏しているものの主に 2 階梁端に塑性変形が集中し、そこでの累積塑性曲率倍率は FIX モデルよりも大きくなる。これは、BPY モデル最下層の層間変形角が FIX モデルよりも大きくなることに関係している。露出型柱脚を有する鉄骨造多層骨組に関する既往の研究^{27)～30)}でも、柱脚が降伏すると柱脚固定の場合に比べて 1 層柱頭あるいは 2 階梁端の損傷が増加することが指摘されており、BPY モデルでもこれと同様な傾向が現れているものと考えられる。

BPY モデルの BPY ウィングに生じる軸方向の累積塑性歪倍率 (降伏歪に対する累積塑性歪の比) を表 3 に示す。最大値が生じる箇所はウィングの柱側端部であり、BPY 柱脚の静加力実験結果²²⁾とも整合している。表 3 に示すように、水平 1 方向入力で浮き上がり変位が小さい Hino 50cm/s を除くと、水平 1 方向入力時の短辺および長辺方向の累積塑性歪倍率の和に対する水平 2 方向入力時の比 (2D/1D) は 1.03-1.56 (平均 1.30) であり 1 以上の値となる。多方向入力時には柱脚部の浮き上がり変位が水平 1 方向入力時よりも増すために、累積塑性歪倍率も増大すると考えられる。2 方向入力に対する 3 方向入力の比 (3D/2D) は、Tarzana 入力では 1.27-1.44 で上下動の影響を大きく受けるが、それ以外の入力では 0.99-1.09 (平均 1.03) で、上下動の影響は小さい。また、BPY 柱脚の静加力実大実験結果²²⁾によると、最大累積塑性歪倍率は 410～1280 まで見込めることが報告されており、本解析で得られた BPY の最大累積塑性歪倍率は概ね推定される終局限界値の範囲にあると考えられる。

5. 結論

浮き上がりに伴って降伏するベースプレートを最下層柱脚部に組み込んだ 10 層鉄骨架構を対象とし、柱脚固定(FIX)モデルと最下層柱脚部に降伏ベースプレートを組み込んだ降伏ベースプレート (BPY)モデルの 2 種類の立体架構モデルについて、水平 1 方向、水平 2 方向同時、水平・上下 3 方向同時の地震動を入力した場合の 3 次元有限要素法による弾塑性地震応答解析を行い、その応答性状を検討した。得られた主な結論は以下の通りである。

1) 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、水平 2 方向同時、水平・上下 3 方向同時の地震動を入力した場合においても、平面架構と同様に立体架構のベースシアと基部転倒モーメントが頭打ちとなる傾向を示す。また、BPY モデルの地震応答解析結果は、水平 1 方向載荷時の静的荷重増分解析結果と良く一致する。

2) 立体架構においても平面架構と同様に最大層せん断力は、全層にわたって BPY モデルの方が FIX モデルよりも小さくなる。

3) 柱脚浮き上がりによって架構の剛体回転成分が生じることで上部構造自体の変形が抑制されるため、3 層以上の最大層間変形角は、BPY モデルの方が FIX モデルよりも概ね小さくなる。しかし、BPY モデルでは、柱脚部の回転に対する固定度が小さくなるため、最下層の層間変形角は FIX モデルよりも増大する。柱脚浮き上がり構造の設計に際しては、この点を考慮する必要がある。

4) 水平 1 方向、水平 2 方向同時、水平・上下 3 方向同時入力時の全ての場合において、BPY モデルの最大応答値は、FIX モデルに比べると、平均で、頂部水平変位は 10%程度増加し、ベースシア係数は 25-30%程度、頂部水平加速度は 10 数%減少する。

5) BPY モデルにおいて、頂部水平変位、頂部水平加速度、ベースシアなどの水平方向の最大応答値には、地震動の上下動成分は殆ど影響しない。一方、柱脚部の最大浮き上がり変位は、地震動の上下動成分の影響を受けて平均で 15%程度増加する。また、水平 2 方向同時、水平・上下 3 方向同時入力時における屋上階の最大振れ回転角を見ると、FIX モデルに比べて BPY モデルの方がかなり大きな振れ応答を生じており、柱脚浮き上がり構造の設計の際にはこの点に留意する必要がある。

6) FIX モデルでは、短辺、長辺方向ともに 2～8 階の梁端が降伏するのに対して、BPY モデルでは、梁端の降伏範囲が減少するものの、上記 3) に関係して、2 階梁端に塑性変形が集中する。

7) BPY モデルの立体振動では、Tarzana 水平・上下 3 方向同時入力時のように、或る構面の柱脚部が同時には浮き上がらないことがある。このように、入力地震動の特性によっては、平面モデルでは表れない応答が立体モデルで生じることがある。

本論文では、地震動による全体入力エネルギーと履歴エネルギー、位置エネルギーなどの関係を検討していないが、エネルギー応答に関する検討は今後の課題である。また、露出型柱脚の地震時弾塑性挙動に関する既往の研究で指摘されている特徴、即ち、柱脚固定の場合に比べて 1 層の最大層間変形角および 2 階梁端の損傷が増加する現象が、本研究対象の柱脚浮き上がり構造でも見られた。これらの点も今後の検討課題である。

謝辞

本研究の一部は、日本学術振興会科学研究費補助金(19360244, 18560572, 19560590)並びに(社)日本鉄鋼連盟「2008 年度鋼構造研究・教育助成事業」の助成を得た。また、(独)防災科学技術研究所が運用している KiK-net データを利用した。査読者からは貴重な意見を頂いた。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) Housner, G. W.: The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, pp. 403-417, 1963.2

- 2) 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, pp. 359-379, 1982
- 3) 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
- 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) 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
- 7) 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
- 8) 小堀鐸二, 南井良一郎: 地震に依る構造物の非線型振動に就いて (その 4: 角柱の転倒とロッキング), 日本建築学会論文報告集, 第 54 号, pp. 405-408, 1956.9
- 9) 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
- 10) 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
- 11) 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, Calif., 1977
- 12) 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, Calif., 1977
- 13) 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
- 14) 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
- 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に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) 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
- 17) 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
- 18) Midorikawa, M., Azuhata, T., Ishihara, T. and Wada, A.: Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, No. 14, pp. 1767-1785, 2006
- 19) 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 構造 II, pp. 235-236, 2006.9
- 20) ADINA R&D, Inc.: Theory and modeling guide, Report ARD 03-7, 2003
- 21) 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 構造 II, pp. 295-296, 2005.9
- 22) 須藤智文, 緑川光正, 石原直, 小豆畑達哉: 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
- 23) Housner, G. W.: Spectrum intensities of strong motion earthquakes, Proc. of 1952 Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Earthquake Engineering Research Institute, 1952
- 24) Arias, A.: A measure of earthquake intensity, Seismic design for nuclear power plants, MIT Press, Cambridge, MA, 1970
- 25) 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 構造 II, pp. 295-296, 2005.9
- 26) 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模型実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 14 巻, pp. 327-334, 2006.11
- 27) 秋山宏: 鉄骨柱脚の耐震設計, 技報堂出版, 1985.3
- 28) 山田哲, 秋山宏: 柱脚の固定度が鋼構造多層骨組の終局耐震性能に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 496 号, pp. 113-118, 1997.6
- 29) 山田哲, 秋山宏, 貞許美和: スリップ型の復元力特性を有する柱脚の弾塑性挙動が鋼構造多層骨組の終局耐震性能に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 502 号, pp. 141-147, 1997.12
- 30) 河野昭雄, 松井千秋: 柱脚の復元力特性の違いがはり降伏型鉄骨ラーメンの地震応答性状に与える影響について, 日本建築学会構造系論文集, 第 507 号, pp. 139-146, 1998.5

注

注 1) 設計用せん断力 (水平力) に対するベースプレートの設計では, 4 枚のウィング (図 3(a)参照) の内, せん断力方向に平行なウィングにおいては, 圧縮側になるウィングを無視して, 引張側になるウィングは引張で抵抗し, せん断力に直交する方向のウィング 2 枚はせん断で抵抗するものと

付録 A 地震応答解析より得られた BPY の荷重-変形関係

Kobe(100cm/s, 3 方向)入力時の BPY モデルの地震応答解析より得られた X1Y2 柱 (図 1 参照) に取り付く BPY の柱軸方向力-浮き上がり変位関係, 曲げモーメント-回転角関係, せん断力-水平変位関係を図 A1 に示す。ここで, 変位および回転角は BPY が取り付く柱下端断面の図心位置における値である。

図(a)の実線は地震応答解析結果, 破線は静加力解析結果を, 一点鎖線は柱軸方向力を受けて BPY ウィングの内外端部に塑性ヒンジが生じる時の降伏耐力を示す。なお, 圧縮側の最大軸方向力は図(a)には示されていないが 8160kN である。柱材の降伏軸方向力 $N_f=14000\text{kN}$, 全塑性モーメント $M_p=2490\text{kN}\cdot\text{m}$ に比べると, BPY に作用する引張軸方向力, 曲げモーメントはそれほど大きな値に達していない。

図 A1 BPY の荷重-変形関係

(2008年6月10日原稿受理, 2008年12月16日採用決定)