常時微動計測及び応答解析に基づく大規模工場建屋の地震応答評価に関する研究

1. 背景と目的

わが国の災害対応において産業への影響を考慮すると、 工場施設等の地震応答を適切に予測し、必要に応じて対 処することが急務である。工場を対象とした振動計測の 事例は少なく、大規模工場の解析例はない。そこで本研 究では、3 棟の工場建屋を対象に常時微動計測を実施し 振動特性を解明した上で、そのうち1棟について3次元 立体フレームモデルを構築し応答解析を行うことで、建 屋の地震応答評価に関して検討することを目的とする。

2. 対象建物の概要

対象建物は異なる敷地のA、B、Cの3工場で、ここ では計測ケースの多い A 工場を主に扱う。図1、2 に A 工場の概要を示す。対象建屋は1970年に建設された鋸屋 根をもつ鋼構造の平屋である。東西 240 m、南北 140 m、 柱スパンは梁間方向に 20 m、桁行方向に 10 m で、エキ スパンションジョイントはなく一体の構造である。東西 方向に大梁トラスがあり、南北方向に小屋組みがあるた め、東西方向を梁間方向、南北方向を桁行方向と考える。 梁間方向の外側構面には間柱が取り付けられている。柱 と間柱は桁行方向を強軸としたH型鋼である。軒高5.5m、 最高部高さ8.9mで、高さ4.4mに点検用の歩廊がある。 建屋の質量は設備機器、小屋組みや屋根材のある上部に 集中している。B、C工場建屋はそれぞれ 1969 年、1968 年に竣工された1辺数百mの平屋である。C工場は増築 がくり返されている。柱スパンは B 工場 20 m、C 工場は 10 m、12 m、20 m、24 m が混用されている。軒高は B 工場6m、C工場10mである。

常時微動に基づく工場建屋の振動特性の推定

3.1 計測体制の概要

3 種類ある計測配置を図1及び図2に、常時微動計測 の内容を表1に示す。観測点は地盤上の1点、4本の柱 の上下にそれぞれ1点ずつの計9点で動コイル型微動計 名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻 博士課程前期課程2年 飛田研究室 吉田 圭佑

方向と桁行方向の一体性、計測配置②では壁面の振動特 性、計測配置③では大梁中央部の振動特性の把握を目的 とした。B-8等の表記は柱を表し、A~Gは桁行、5、8は 梁間の柱番号を示す。B-8 柱の柱脚の観測点を B-8 下、 B-8 柱の柱頭(梁下弦材位置)の観測点を B-8 上と略記す る。

3.2 固有振動数と減衰定数

地盤、B-8下と B-8上の速度フーリエスペクトルを成 分ごとに図3に示す。アンサンブル平均区間は40.96秒 に設定し、重ね合わせデータ数は43個である。B-8上に 着目し、他の柱3点のスペクトルと共通する振動数は梁 間方向 1.4 Hz、2.9 Hz で桁行方向 1.7 Hz であった。これ らは建屋の固有振動数であり、梁間 1.4 Hz、桁行 1.7 Hz は各方向の1次固有振動数である。

図4にG-8上の波形に梁間・桁行方向1次の固有振動 数でバンドパスフィルタを施した上で RD 法を適用し得 られた自由振動波形と1周期毎の減衰定数を示す。梁間 方向1次は1~10秒、桁行方向は0.5~3秒の間で平均し 減衰定数を推定する。表2にB、C工場も含めた固有振 動数と1次モードの減衰定数を示す。いずれの工場でも 1次固有振動数の減衰定数は1.5~3%程度である。また、 推定した減衰定数の値は観測点により差がある。

3.3 建屋の振動の一体性

図5にB-5上/B-8上、G-8上/B-8上の伝達関数を示す。 梁間方向の 2 点を計算した B-5 上/B-8 上に着目すると図 6a)では固有振動数付近で、振幅倍率は1に近く、位相差 0°、コヒーレンスの値は大きい。図 5b)ではコヒーレンス の値が小さい。梁につながれた方向では同振幅・同位相で ある。その面外方向では相関が小さい。桁行方向の2点を 計算した G-8 上/B-8 上でも同様の傾向が見られる。以上の 結果から屋根



保たれておらず、上部構造を1質点のモデルでは表現でき ないと考えられる。

次に、壁面の振幅について考察する。図6に計測配置② のA-5上/A-8上、E-8上/A-8上の伝達関数を示す。図6と 比較すると、梁間方向1~3Hzで振幅倍率はより大きい値 となっており、壁面のA-8上の振幅が小さいためと考えら れる。壁面と内部の柱は同じ振動数でピークが見られ、壁 面の振幅は内部の柱に比べ小さくなっている。

3.4 地盤からの入力の一様性

図7に柱脚4点のフーリエスペクトルを示す。梁間方 向では1.4 Hz、桁行方向では1.7 Hz での卓越が共通して いる。B-5 下、G-5 下の桁行方向のみ1.9 Hz で卓越が見 られる。柱脚は独立基礎で床は土間コンクリートであり、 スパンが大きいこともあって床面の一体性は低い。従っ て、解析時も各柱への入力を同一とみなせない可能性が ある。

3.5 梁の面外・上下振動

計測配置③では、計測配置①で柱列Gの上部に設置した微動計を柱Fと柱Gの中間に設置した。図8に桁行方向に離れたFG-8上/B-8上の伝達関数を示す。図5のG-8上/B-8上と比較すると振幅倍率の値は梁間方向では0.3



Hz で 8 倍程度、5.8 Hz 付近で 4 倍程度、鉛直方向では 0.3 Hz 付近で 6 倍程度、3.4 Hz 付近で 5 倍程度の振幅倍 率となっている。以上から、梁の中央部では柱梁接合部 の数倍の振幅となることがあり、吊り下げ設備機器等の 設計にあたって留意すべきである。

4.1 自由度系の弾塑性応答解析に基づく工場建屋の応答 評価

4.1 建物モデルの概要

建物モデルは一般的な鋼構造工場施設として彦坂ら¹⁾の建物モデルを使用する。平屋で平面規模は40 m×160 m、柱間隔は20m、架構はラーメンだが屋根形状はトラ スである。長辺方向を基礎固定の1質点系等価せん断型 とし、復元力特性はノーマルトリリニアに近似した。図 9に建物モデルを、図10に復元力特性を示す。固有周期 は長辺0.65秒、減衰定数は2%とした。

4.2 入力地震動の概要

入力地震動は宝永タイプの地震と最大クラスの地震の 2 種類を対象にする。前者は愛知県設計用入力地震動研 究協議会²⁾で検討されている震源モデルのうち、ケース 2 を対象とする。後者は「南海トラフ巨大地震モデル検 討会」(2012)³⁾のうち、基本ケースを対象とする。対象地 点は産業に与える影響を考慮して愛知県東部の比較的硬 質な地盤上に立地した4地点を選定し解析を行った。表



3 に検討対象地点と地質図より調べた地質について示す。 図11 に地表の時刻歴加速度波形を図12 に EW 成分の減 衰5%のトリパタイトスペクトルを示す。いずれの地点 においても長周期側で卓越が見られるため、剛性が低下 した際には応答が増幅する可能性がある。

4.3 解析結果

図 13 に応答の時刻歴加速度波形を示す。宝永タイプの 地震では、C のみ塑性域での応答を示しており、D や A、 B の EW 成分では弾性の応答に留まっている。いずれの 地点においても軽微な被害が生じる可能性がある。最大 クラスの地震では、宝永タイプの地震同様に C で最大応 答を示す。A のみ弾性に近い応答を示している。軽微な 被害が生じ立地条件によっては大破に至る可能性がある。 5. 固有値解析に基づく解析モデルの構築と振動特性の 検討

計測を行った3棟のうちA工場を3次元立体フレーム に置換し計測で得られた振動特性との比較を行う。解析 モデルは柱脚、接合部、間柱と外壁の有無を変更するこ とで5種類使用する。

5.1 解析モデルの概要

図14に間柱と外壁を考慮した解析モデルの3Dモデル 図を、表3に各部材の寸法を示す。柱の2次モードは高 振動数にあるため柱の中間に節点は設けない。節点数は 約2万点である。外壁は木毛セメント板の剛性を考慮し た。A工場では設備機器が多数設置されていたが、解析 モデルの質量は部材と屋根材の質量のみである。

5.2 固有値解析結果と計測結果の振動特性の検討

図15にNo.1の1~3次の振動モード図を、表4のNo.1 ~5に固有値解析の、No.6に屋根面を剛床と仮定した1 質点系モデルの、No.7に計測結果の固有振動数、固有振 動数の比と面内変形成分の比を示す。計測に合わせて梁 間方向1次の面内変形成分の比はB-8上/G-8上、桁行方 向1次ではG-5上/G-8上の振幅比とする。各方向1次は 並進であり、屋根の面内変形が伴っており計測結果から もその振動性状は捉えられている。ねじれは計測結果か らは得られなかった。

No.2 では固有振動数比が大きく、H型鋼柱の強軸、弱軸の差によるものと考えられる。No.1 では外側構面の剛 性が大きくなり、No.3~5 では内側構面の剛性がより小 さくなるため面内変形成分の比は大きくなるが、計測結 果よりは小さい値である。固有振動数比も計測結果より は小さい値であり、今回の解析モデルでは考慮していな い非構造部材が剛性を発揮している可能性がある。また、 No.6 の結果より面内変形による有効質量を考慮して推 定した単位面積当たりの設備荷重は約 70 kg/m²である。

設備荷重の偏在による振動モードの変化について考察 する。設備荷重は推定値の最大である 70 kg/m²とし、建 屋平面に対して北半分に分散させ固有値解析を行った。 図16に固有値解析で得られた梁間方向1次の振動モード 図を示す。図15 に対して図16 は設備荷重を設定した北 側の振幅が大きい。設備荷重の偏在が振動性状に影響を 与えると考えられる。

6. 弾塑性地震応答解析に基づく工場建屋の応答評価

6.1 解析モデルと入力地震動の概要

解析モデルの接合部は剛接合とする。外壁は耐力が小 さいため地震時の影響は小さいと考え取り付けない。解 析モデルは部材、屋根材、設備荷重の質量を考慮する。 減衰は初期剛性比例型 2%とする。解析はニューマーク のβ法を使用し、βは 0.25 である。

入力地震動はA工場での南海トラフの巨大地震におけ る模擬地震動を使用する。図 17 に入力加速度波形をそれ ぞれ方向ごとに示す。最大加速度は梁間 342 gal、桁行 410 gal、鉛直 344 gal である。図 18 に減衰定数 5%のトリパ タイトスペクトルを示す。桁行方向と鉛直方向は同様の 形状で最大値は約 120 kine を示している。

6.2 解析結果

地震応答解析で得た結果から応答評価を行う。図 19 に観測点で最も建屋の中心部に近い G-8 上の応答加速度



波形を示す。最大加速度は梁間方向 256 gal、桁行方向 586 gal、鉛直方向 352 gal である。梁間方向では加速度応答 は低減している。層間変形角は約 1/47 であった。図 20 に加速度フーリエスペクトルを示す。梁間方向は 0.63 Hz、 0.79 Hz に、桁行方向は 0.85 Hz、1.26 Hz、1.55 Hz にピー クが見られる。いずれも計測結果の 1 次固有振動数より 長周期側にあり図 18 と比較すると桁行方向の 1.26 Hz の ピークは近接しており応答が増幅したと考えられる。設 備荷重なしとした解析結果では層間変形角は 1/100 を上 回る地点はなく比較的小さな応答である。

7. まとめ

大規模工場建屋の地震応答評価に関する考察を行った。 常時微動計測の結果から一次固有振動数は1.4~1.7 Hz 程 度であること、並進に面内変形が伴い床面に対して屋根 は大きく増幅されるため建屋の一体性が保たれていない こと、大スパンで独立基礎のため地盤からの入力は一様 でないこと、梁中央部の増幅が大きいことが明らかとな った。また、応答解析の結果から立地条件によって応答



図16 梁間方向1次の振動モード図

が大きく異なること、非構造部材の剛性を評価しなけれ ば面内変形の振動性状を適切に表現できない可能性があ ること、設備荷重の大きさと分布が応答に大きく影響す ることなど解析結果の一例を示すとともに地震応答評価 にあたって留意すべき点が明らかになった。

参考文献

- 彦坂智基、曽我裕ほか:南海トラフ巨大地震発生時における建築物の応答評価に基づく高機能都市の被災シナリオ 作成に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、 pp849-850、2011.8
- 2) 内閣府中央防災会議:南海トラフの巨大地震による震度分 布・津波高について、南海トラフの巨大地震モデル検討会 (第15回)資料、2012.3
- 愛知県設計用入力地震動研究協議会:愛知県設計用入力地 震動研究協議会WG資料

