

1923 年関東地震における鉄筋コンクリート造建物の被害  
—動的応答解析に基づく構造被害の検討—

正会員      ○林 章二\*      同 福和伸夫\*\*  
同          飛田 潤\*\*\*      同 宮腰淳一\*\*\*\*  
同          牧原慎一郎\*\*\*\*\*

1923 年関東地震      被害      鉄筋コンクリート造建物  
調査資料          動的解析      地震応答

1. はじめに

1923 年関東地震は建物や都市に甚大な被害を与え、建物被害に関しては、当時の震災予防調査会<sup>1)</sup>をはじめとして膨大な調査報告<sup>2)</sup>がある。近年、被害の実像が多面的に明らかにされてきており、木造建物の被害に基づく震度分布などが示されている<sup>3)</sup>。筆者らは鉄筋コンクリート造全体の被害傾向について既に検討をおこなってきた<sup>4)</sup>。本論では、当時の鉄筋コンクリート造建物の耐震性能を評価するために、個別建物の動的特性に着目した地震応答解析により地震被害の分析を試みた。

2. 解析対象建物の概要

解析対象とした建物は、調査報告を基に次の条件に従って選定した。構造諸元が把握できる、被害状況が記録されている、火災による被害を区別できる、倒壊または完全崩壊に至る原因が特定できる、接合部のみに起因する崩壊でない、形状が比較的単純である等の記録を確認した。これらの条件に適合する建物として、日本工業倶楽部会館について検討することとした(図 1)。建物は、東京 丸の内にあり、設計 横河工務所、大正 9 年竣工、地上 6 階・塔屋 1 階、延床面積 8612m<sup>2</sup> の事務所建築である。構造は鉄筋コンクリート造(一部鉄骨)で、基礎は外周部布基礎、内部独立基礎、地業に長さ 2 間半の松杭が用いられている。1923 年関東地震により 1 階柱頭部の挫折、2、3 階外壁には多数のせん断破壊が生じた。

3. 動的解析モデルの設定

当時は低層の建物がほとんどであり、地震被害はせん断破壊が支配的であることから、せん断型モデルを設定した。各層の剛性は資料等に記録されている部材断面、およびコンクリート強度等により部材剛性を算出し、D 値法により各部材剛性を基に層剛性を算定した。部材断面が不明な部分は周辺部材断面から推定した。モデル概要および諸元値を図 2、および表 1 に示す。

1) 復元力特性の設定

復元力特性は被害状況を評価するため、大変形時に耐力低下を考慮できるものとした<sup>5)</sup>。大変形時の耐力低下については実験に基づいた報告がされている<sup>6)</sup>。これらを参考として設定した復元力特性は、Tri-Linear 型 武田モデルを基本とした劣化型モデルである(図 3)。一方、当時の鉄筋コンクリート造復元力特性に着目した検討は

数少ない<sup>7)</sup>。本建物では、床、梁部材断面を復元した試験体により加力試験が実施されている<sup>8)</sup>。これらを基に初期剛性  $K_1$ 、ひび割れ発生変位  $\delta_1$ 、降伏変位  $\delta_2$  として、それぞれのポイント経過後の剛性は初期剛性に対し、それぞれ 0.2、0.01 に低減させている。また、耐力が低下する層間変位 1/250、最終的な崩壊変位を 1/100 とした。減衰は、大変形領域において履歴減衰が考慮されることから、初期剛性比例型とし 1 次の固有振動数に対して 0.01 とした。ポイントとなる層間変位と、被害性状、被災度クリアテリア<sup>4)7)9)</sup>の関係を表 2 に整理する。



図 1 建物外観

表 1 解析モデル諸元値

階	質量 (kg)	階高 (m)	剛性 (N/m)	
			Y 方向	X 方向
5	2.305E+06	4.14	5.518E+09	3.746E+09
4	2.850E+06	4.24	1.120E+10	1.056E+10
3	2.806E+06	4.55	1.076E+10	1.039E+10
2	3.428E+06	4.55	1.235E+10	1.152E+10
1	2.857E+06	5.59	1.153E+10	1.164E+10

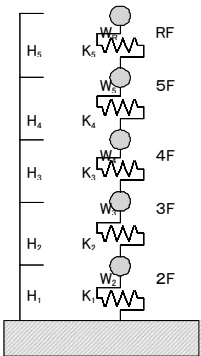


図 2 解析モデル

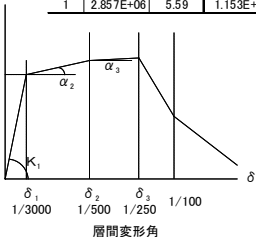


図 3 復元力特性

表 2 層間変形と被災度の対応

層間変形角	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$ (耐力低下時変形角)
本検討	1/3000	1/500	1/250
清水組調査資料提案 <sup>6)</sup>	被害なし	小破・被害軽微	大破
各報告による被害評価クワイテリア	1/3000 ~ 1/500	1/300 ~ 1/200	1/100
兵庫県南部地震調査	被害軽微	小破	中破 大破 崩壊

2) 入力地震波の設定

入力地震波は、1923 年関東地震を対象にハイブリッド合成法により予測された工学的基盤における波形を用いた<sup>10)</sup>。表層での加速度波形は、検討対象とした建物立地地点の工学的基盤で予測された加速度波形から、敷地近傍でのボーリングデータ(東京都土木技術研究所、図 4)の N 値をもとに算定した  $V_s$ 、および各層の地盤定数を用いて 1 次元重複反射理論により算定した。基盤及び地表での地震波加速度波形を図 5 に示す。工学的基盤での Y 方向最大加速度は 223(cm/s/s)であり、地表では

303(cm/s/s)に増幅している。また、各加速度波形の加速度応答スペクトルを図 6 に示す。0.1~0.2 秒および 0.5 秒附近に卓越周期が認められる。

#### 4. 地震応答解析結果と被害評価

解析は、建物 X, Y 各方向に対して実施した。各ケースの固有値解析結果を表 3 に示す。Y 方向の 1 次の場合は、2.92 (Hz)、0.34(sec)、X 方向は、2.84 (Hz)、0.35(sec)となった。本建物では常時微動測定が行われており、Y 方向 1 次は 0.31(sec)、X 方向は 0.26(sec)と報告されている<sup>11)</sup>。Y 方向における、各階の層間変位—せん断力の履歴曲線を図 7 に示す。2 階における層間変位が大きくなっており、耐力低下の層間変形角 (1/250) に達している。各ケースの応答層間変位、および層間変形角を表 4、図 8 に示す。各方向の場合とも 5 階の層間変形角がもっとも大きい。また、Y 方向 2 階で 1/200、3 階では 1/228 となった。想定した被災度クライテリアでは大破の分類となる。応答解析により、当時被害が顕著であった 2, 3 階の状況を概ね説明できる結果となった。

#### 5. まとめ

1923 年 関東地震における鉄筋コンクリート造建物被害について個別建物着目し、構造諸元を基に復元力特性を設定し動的解析による検討を行った。解析に用いた地震波は、1923 年 関東地震を対象に予測された工学的基盤における波形により、表層地盤の特性を反映させたものを用いた。解析結果と地震被害との比較評価により、地震被害の状況を概ね推察できることが確認できた。

今後は、当時の鉄筋コンクリート造建物の、より精度の高い耐震性能評価のため、被害状況の異なる建物、地盤条件の建物へ対象を広げ検討を進める予定である。

#### 謝辞

本研究にあたり、入力地震動データを提供して頂きました清水建設技術研究所の開発関係者各位には記して感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 永田念郎：鉄筋コンクリート造被害調査報告，震災予防調査会報告，第 100 号 (丙) 下，pp.211-330, 1925
- 2) 合資会社 清水組設計部：大正十二年九月一日 関東地方大震災火災による建物の被害調査，1924.11
- 3) 武村雅之：関東大震災 大東京圏の揺れを知る，鹿島出版会，2003
- 4) 林章二，牧原慎一郎，福和伸夫，飛田潤：建物被害調査資料に基づく 1923 年 関東地震における鉄筋コンクリート造建物の被害に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻，第 648 号，pp.251-260, 2010.2
- 5) 白瀬陽一，竹生修治，平松悠，福和伸夫，宮腰淳一：耐震診断結果に基づく低層鉄筋コンクリート造学校建物の地震被害率の予測に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 607 号，pp. 63-71, 2006. 9
- 6) 芳村学，上野裕美子，中村孝也：既存低層鉄筋コンクリート建物の  $I_s$  値と倒壊の関係—診断基準における「せん断柱」からなる建物を対象として—，日本建築学会構造系論文集，第 567 号，pp.197-204, 2005. 1
- 7) 山中昌一，林理，巖文成，村井義則，他：昭和初期の鉄筋コンクリート造建築物の構造性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，C2, pp.311-312, 1996
- 8) 清水建設株式会社：日本工業倶楽部保存調査床強度模擬実験報告書，1999.9.28
- 9) 田辺平学：鉄筋コンクリート版の応剪抵抗に関する研究 (五)，建築雑誌，第 533 号，pp. 297-417, 1930. 5
- 10) 松島信一，渡辺基史，壇一男，佐藤俊明，宮腰淳一：1923 年 関東地震による首都圏での広域広帯域強震動予測，日本建築学会技術報告集，第 13 巻，第 26 号，pp.447-450, 2007.12
- 11) 株式会社大崎総合研究所：日本工業倶楽部会館現地建物調査報告書，1998.3

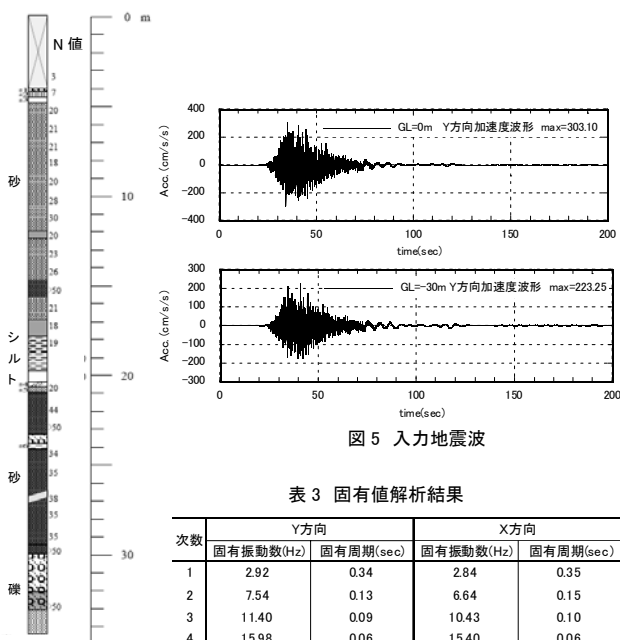


図 5 入力地震波

表 3 固有値解析結果

次数	Y方向		X方向	
	固有振動数(Hz)	固有周期(sec)	固有振動数(Hz)	固有周期(sec)
1	2.92	0.34	2.84	0.35
2	7.54	0.13	6.64	0.15
3	11.40	0.09	10.43	0.10
4	15.98	0.06	15.40	0.06
5	18.42	0.05	17.92	0.06

図 4 地盤柱状図

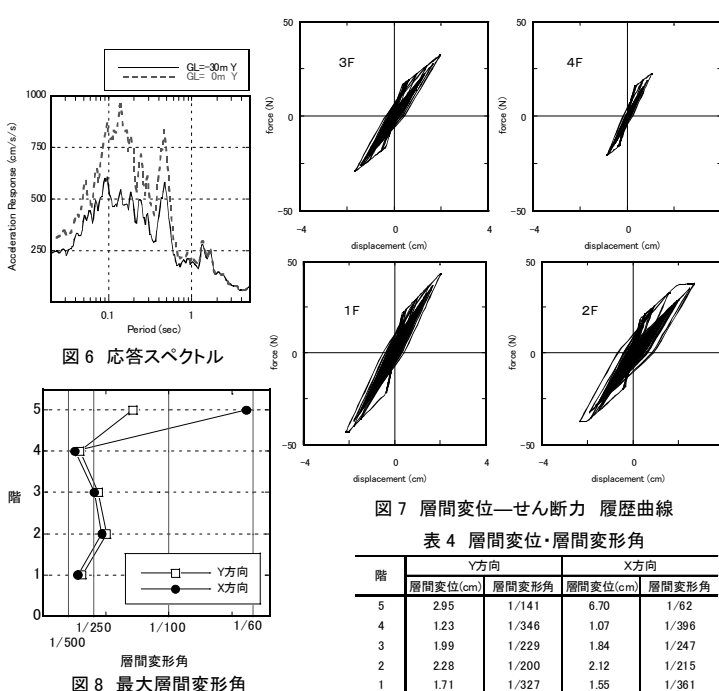


図 6 応答スペクトル

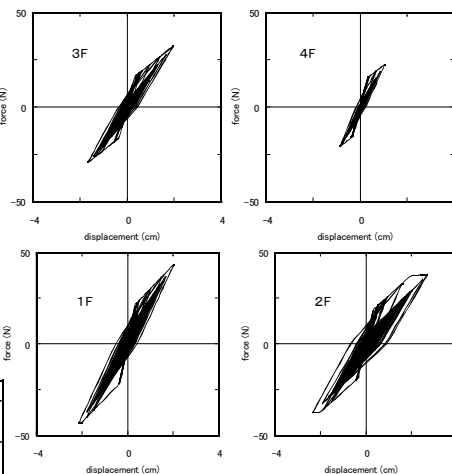


図 7 層間変位—せん断力 履歴曲線

表 4 層間変位・層間変形角

階	Y方向		X方向	
	層間変位(cm)	層間変形角	層間変位(cm)	層間変形角
5	2.95	1/141	6.70	1/62
4	1.23	1/346	1.07	1/396
3	1.99	1/229	1.84	1/247
2	2.28	1/200	2.12	1/215
1	1.71	1/327	1.55	1/361

図 8 最大層間変形角

\* 清水建設技術研究所・工修  
 \*\* 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博  
 \*\*\* 名古屋大学大学院環境学研究科 准教授・工博  
 \*\*\*\* 清水建設技術研究所・工博  
 \*\*\*\*\* 愛知県庁・修士 (工学)

\* Institute of Technology, Shimizu Corporation, M. Eng.  
 \*\* Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng..  
 \*\*\* Assoc. Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.  
 \*\*\*\* Institute of Technology, Shimizu Corporation, Dr. Eng.  
 \*\*\*\*\* Aichi Prefectural Office, M. Eng.