

大型 RC 骨組構造の発破解体解析

Blast Demolition Analysis of a Large-Scale Reinforced Concrete Framed Structure

○非 根岸 亮介 (筑波大院) 正 磯部 大吾郎 (筑波大)

Ryosuke NEGISHI, Graduate School, Univ. of Tsukuba, 1-1-1 Tennodai, Tsukuba-shi, Ibaraki

Daigoro ISOBE, Univ. of Tsukuba, 1-1-1 Tennodai, Tsukuba-shi, Ibaraki

1. 緒言

2004 年, ドイツ西部の町で老朽化し不要となったハーゲン貯蓄銀行ビルの発破解体が実施された. 発破解体とは, 部材接合部などを爆薬により発破し, 建物の自重を利用して全体を崩壊させる工法のため, 短期間かつ低コストで建物を解体可能な解体工法である. なお, ハーゲン貯蓄銀行ビルの周囲は空地であったため, 段階的発破を利用した解体により建物を横倒しにする計画が練られた. しかし実際には, 計画とは異なり鉛直方向に崩壊したため, 部材が積み重なり撤去作業に危険を伴う結果となった. このように, 段階的発破を利用した解体は, 建物の倒壊方向の制御が難しいため, 計画時に発破間隔・発破箇所を十分に検証しておく必要がある. 本研究では, 建物の崩壊解析に実績のある ASI-Gauss 法[1]に対し, RC 構成則および発破アルゴリズムを導入し, RC 部材の耐力低下や発破現象について解析上で模擬的に表現可能な解析コードを開発した. さらに, ハーゲン貯蓄銀行ビルをモデル化し, 実際の発破計画に従った発破解体解析を行い, 発破間隔・発破箇所に着目した検証を行った.

2. RC 構成則

RC 骨組構造の発破解体解析を実施するにあたり, ASI-Gauss 法を用いた解析コードに対して RC 構成則を導入した. RC 構成則には, 以下のように粘性減衰効果を考慮した Degrading tri-linear model [2]を採用した.

◇曲げ降伏強度

・柱

① $N_{\min} \leq N < 0$ のとき

$$M_y = 0.5(a_g \sigma_y + N)g_1 D \quad (1a)$$

② $0 \leq N \leq N_b$ のとき

$$M_y = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (1b)$$

③ $N_b \leq N \leq N_{\max}$ のとき

$$M_y = \left\{0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.24(1 + g_1)(3.6 - g_1)bD^2 F_c\right\} \frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b} \quad (1c)$$

ただし

$$N_{\min} = -a_g \sigma_y \quad (2a)$$

$$N_{\max} = bDF_c + a_g \sigma_y \quad (2b)$$

$$N_b = 0.22(1 + g_1)bDF_c \quad (2c)$$

・はり

$$M_y = 0.9a_l \sigma_y d \quad (3)$$

◇曲げひび割れ強度

$$M_c = \frac{1}{3} M_y \quad (4)$$

◇せん断終局強度

$$Q_y = \left\{ \frac{0.115k_u k_p (180 + F_c)}{M/Qd + 0.115} + 2.7\sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \frac{N}{bD} \right\} bj \quad (5)$$

◇せん断ひび割れ強度

$$Q_c = \frac{1}{3} Q_y \quad (6)$$

◇剛性低下率

$$a_y = \left\{ 0.043 + 1.65np_t + 0.043 \frac{M}{Qd} + 0.33\eta_0 \right\} \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (7)$$

ここで, b:柱幅, D:柱せい, h₀:柱の内法長さ, d:有効せい, g₁:主筋重心間距離, F_c:コンクリートの圧縮強度, σ_y:引張鉄筋降伏応力度, σ_{wy}:せん断補強筋の引張降伏応力度, n:コンクリートと鉄筋のヤング率比, N:軸方向力, M/Qd:せん断スパン比, η₀:軸力比=N/bDF_c, j:応力中心間距離=7d/8, k_u:部材寸法の係数=0.7, k_p:引張鉄筋比の補正係数=0.82p_t^{0.23}, p_t:引張鉄筋比=a_t/bD, p_w:せん断補強筋比=a_w/bχ, a_t:引張鉄筋断面積, a_g:全主筋断面積, a_w:せん断補強筋1組の断面積, χ:せん断補強筋の間隔である.

3. 発破解体解析

3. 1 解析モデルおよび解析条件

図1に示した22階建てRC造のハーゲン貯蓄銀行ビルを模擬し, 図2(a)に示す幅35.56m×奥行16.93m×高さ93.00mの大型RC骨組構造モデルを作成した. なお, モデル設計は地震頻度の低いドイツを想定し, 各階に与える層せん断力を風荷重によるもののみとした. さらに, 市之瀬モデル[3]を基に日本の設計基準に倣い, 解析モデルを作成した. 本解析モデルを構成する要素数は2376, 節点数は1686である. 部



図1 ハーゲン貯蓄銀行ビル

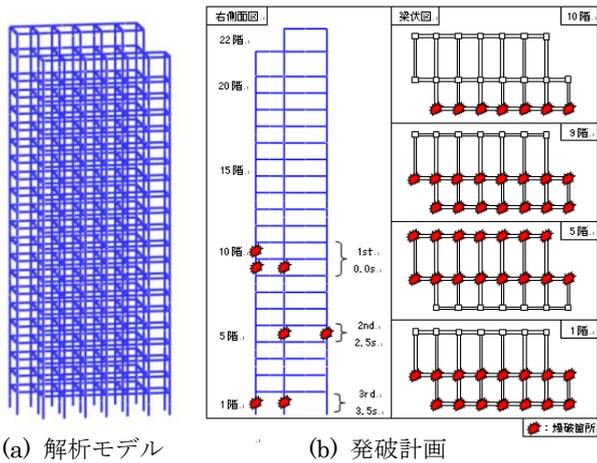


図2 解析モデルおよび発破計画

材のコンクリート強度は 36.0 N/mm^2 、鉄筋の引張降伏応力を 390 N/mm^2 とし、解析の時間増分を 1.0 ms 、総ステップ数を $6,000$ とした。なお、各部材における耐力消失の臨界値は一律に曲率 0.333 、軸ひずみ 0.170 、せん断ひずみ 0.200 の値を用いた。発破箇所を図 2(b) に赤色で示す。発破箇所と発破時刻は実際の発破計画に基づき、まず 0.0 s に 9, 10F 左側の柱部材を計 22 本発破し、続いて 2.5 s に 5F 右側の柱部材を計 15 本、さらに 3.5 s に 1F 左側の柱部材を計 15 本発破することとした。

3. 2 解析結果

図 2(b) に示した発破計画を基に解析を実施した結果を図 3 に示す。図 3 において、9, 10F 左側の発破を契機に時刻(a) 0.5 s

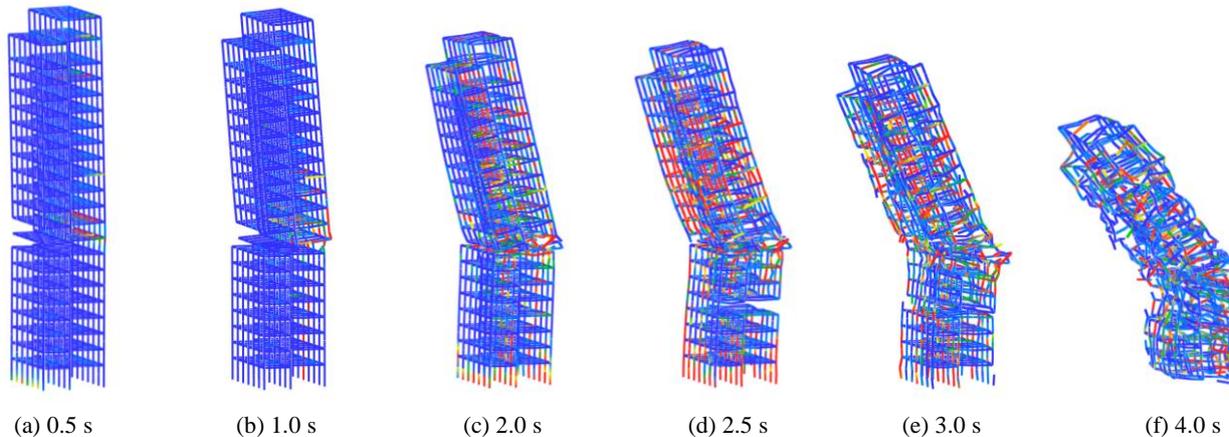


図3 ハーゲン貯蓄銀行ビルを模擬した大型RC骨組構造モデルの発破解体解析結果



図4 ハーゲン貯蓄銀行ビル発破解体時の崩壊過程

s, (b) 1.0 s と徐々に建物上層部が左側に傾き、時刻(c) 2.0 s で上層部と下層部の衝突により崩壊が進行した。さらに、時刻(d) 2.5 s における 5F 右側の発破の後、時刻(e) 3.0 s の段階で中層部が右側へ傾き、後の 3.5 s に 1F 左側を発破したことを契機として建物自体の支持能力が完全に失われ、時刻(f) 4.0 s の状態を経て鉛直方向に完全崩壊した。以上の解析結果は、図 4 のハーゲン貯蓄銀行ビルの崩壊過程と比較すると、実現象を良好に再現していることが確認できる。

4. 結言

本稿では、ASI-Gauss 法を用いた RC 骨組構造の発破解体解析コードを開発した。さらに、ハーゲン貯蓄銀行ビルを模擬した大型 RC 骨組構造モデルの発破解体解析を実施し、実際の崩壊過程との比較検証により、解析コードの有効性を確認した。今後も、発破間隔・発破箇所に着目した発破解体解析を基に、さらなる検証を行っていく予定である。

謝辞 本研究を進めるにあたり、ハーゲン銀行のフレーム設計について、丁寧かつ熱心なご指導を頂きました(独)建築研究所 防火研究グループ 研究員の鈴木淳一氏に深く感謝の意を表します。

参考文献

- [1] 磯部大吾郎, チョウ ミヨウ リン: 飛行機の衝突に伴う骨組鋼構造の崩壊解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 579 号, pp. 39-46, 2004.
- [2] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 日本建築学会, 1997.
- [3] 梅野達三, 市之瀬敏勝, R.D.Abimanyu: RC 純フレーム構造物における層せん断余裕率(その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.41-42, 1998.