

終局強度設計法による鉄筋コンクリートフレーム構造の設計とその地震応答解析  
(その3 地震応答解析)

正会員 ○田才 晃 \*1  
同 芳村 学 \*2  
同 小谷 俊介 \*3  
同 北山 和宏 \*4

1. はじめに

(その1)、(その2)で述べた方法に従って設計が終了した建物に対して、1方向および2方向地震応答解析を行ない、耐震性の確認と設計で用いた各安全率を検討したので、以下に報告する。

2. 1方向地震応答解析

設計で想定した大地震動(地動最大速度で40~50 kine)に対して、設計された建物の応答変形を確認するために1方向地震応答解析を行なった。建物が降伏機構設計で設定した保有耐力をもつとして、部材強度はヒンジ部材、非ヒンジ部材とも信頼強度を用いた。入力地震動とその大きさは EL CENTRO NS 50 kine(507 gal)、HACHINOHE EW 50 kine(255 gal)、TH030-1 NS 50 kine(357 gal) の3波とした。解析対象はY(短辺)方向の中構面1フレームで、支配面積に相当する重量とした。応答解析は立体骨組非線形応答解析プログラム [1] を平面骨組に適用した。部材モデルは柱は軸力と曲げモーメントの相互作用を考慮できるMSモデル [2]、梁は材端ばねモデルとした。降伏点剛性低下率は降伏機構保証設計で用いた値とした。基礎は1階床レベルで固定とし、減衰は減衰定数0.05で瞬間剛性比例型減衰のみとした。解析対象架構の弾性1次固有周期は0.961秒であった。

応答解析の結果、どの地震によっても1階柱脚を含めて柱には塑性ヒンジは生じなかった。応答最大層間変形角を図1に示す。EL CENTRO NS 50 kine、HACHINOHE EW 50 kine では最大層間変形角は1/200程度で、TH030-1 NS 50 kine によって中間階に1/100程度の応答が生じた。したがって、設計で設定した値(1/100)を満足しているといえる。部材の応答塑性率はTH030-1 NS 50 kineの応答で中間階の梁端に最大2.7を生じた程度であった。

3. 2方向地震応答解析

設計で想定した崩壊形が確保されるかどうかを確認し、設計で用いた2方向地震力の同時性に対する安全係数を検討することを目的として2方向地震応答解析を行なった。柱にとって厳しい応答となるよう、部材強度はヒンジ部材には上限強度、非ヒンジ部材には信頼強度を設定した。解析方法の基本は1方向解析と同じだが、立体骨組では節点の自由度の増大により計算時間の制約が生じるので、図2(a)に示すようにX方向の端部2スパンの部分を出して解析対象とした。そして、図2(b)に示すように切出した③構面の各節点にX方向のみに作用する回転拘束ばねを設け、応答の各ステップではばねのモーメント増分と等価なせん断力増分を毎回その節点に鉛直方向の外力として加え、X方向の梁からもたらされる力によって生じる変動軸力を打消すようにした。切出した骨組の重量は③-④通り間の中央までとした。入力地震動は、降伏機構保証設計で想定した最大層間変形角1/67の応答を生じさせる大きさとして、自方向 TH030-1 NS 70 kine(503 gal)、直交方向 TH030-1 EW 54 kine(395 gal)とした(以下の(1)~(4)までの検討ではY方向にNS波、(5)の検討ではX方向にNS波を入力した)。

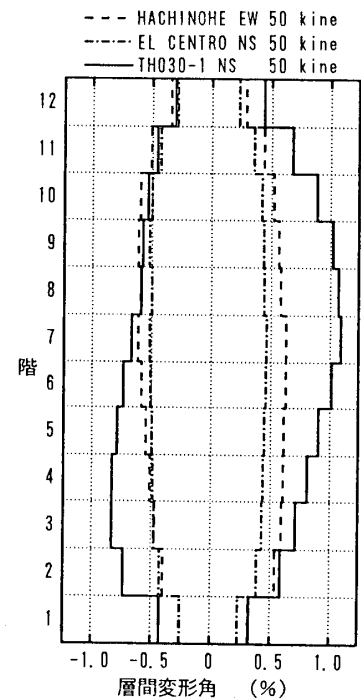


図1 1方向解析結果

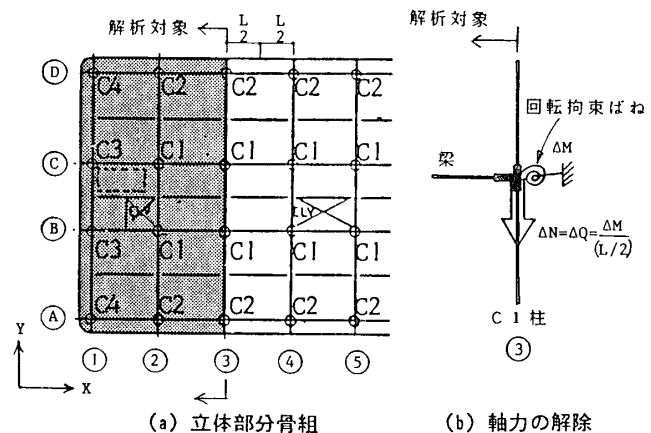


図2 2方向解析モデル

Ultimate Strength Design of R/C Frame Structure and  
Nonlinear Response of the Structure to Ground-Motions  
(Part2 Nonlinear Response of the Structure)

(1) 崩壊形：立体応答解析の結果1階柱脚以外の柱に降伏ヒンジは生じず、設計で想定した全体降伏形が維持された。

(2) 外柱の変動軸力：隅柱(C4柱)およびY方向の外柱(C3柱)の各階の変動軸力の最大値を設計で設定した値と比較して図3に示す。応答値と設計値は概ね一致しており、直交方向のフレームからもたらされる変動軸力の50%を考慮したことは、この解析からは妥当であったといえる。

(3) 動的増幅率 $\omega$ ：立体解析によるY方向の層せん断力の最大応答値を、降伏機構保証設計時の同一方向の静的非線形解析による層せん断力の最大値で除した値を、設計で用いた動的増幅率と比較して図4に示す。この値は、ほとんどの階で設計の値以下であった。特に上層の階では設計の値をかなり下回った。

(4) 応力の2方向の同時性に対する安全率 $\phi_2$ ：立体解析による層せん断力の最大値(X方向とY方向の応答値のベクトル和の最大値)をY方向の応答層せん断力の最大値で除した結果を、図5(a)に示す。この倍率はこの階も1.1以下で、層せん断力の応答では設計で考慮した2方向の同時性に対する安全率(一律0.1)を下回った。変動軸力の影響が少ないと考えられるC1柱について、せん断力の2方向の応答値のベクトル和の最大値を、Y方向の応答値の最大値で除した値を図5(b)に示す。軸力増大側では、上層で設計の値0.1を上回った。

(5) 圧縮変動軸力を考慮した割増率 $\phi_A$ ：2方向解析による各柱のX方向の圧縮変動軸力時最大応答値を、立体骨組に1方向解析を行なった場合の同方向の圧縮変動軸力時最大応答値で割った値を、設計で用いた値と比較して表1に示す。設計で $\phi_A=1.0$ とした2階以上の内柱で1.0を超えた柱があったが、その他の柱では設計の値を下回り、全体として最大で1.1程度であった。

4. まとめ

終局強度設計法に従って設計した建物を対象に、1方向および2方向の地震応答解析を行ない、耐震性能の確認と設計で用いた各安全率について検討した。ヒンジ部材に信頼強度を用いた1方向応答解析から、設計で想定した大地震動に対し、応答変形は目標とした値に収まった。ヒンジ部に上限強度を設定した2方向応答解析では、設計で設定した崩壊形が実現されることが確認された。地震力の2方向の同時性を考慮した各安全率は、設計で用いた値を一部超えるところもあったが、概ね設定値程度であった。

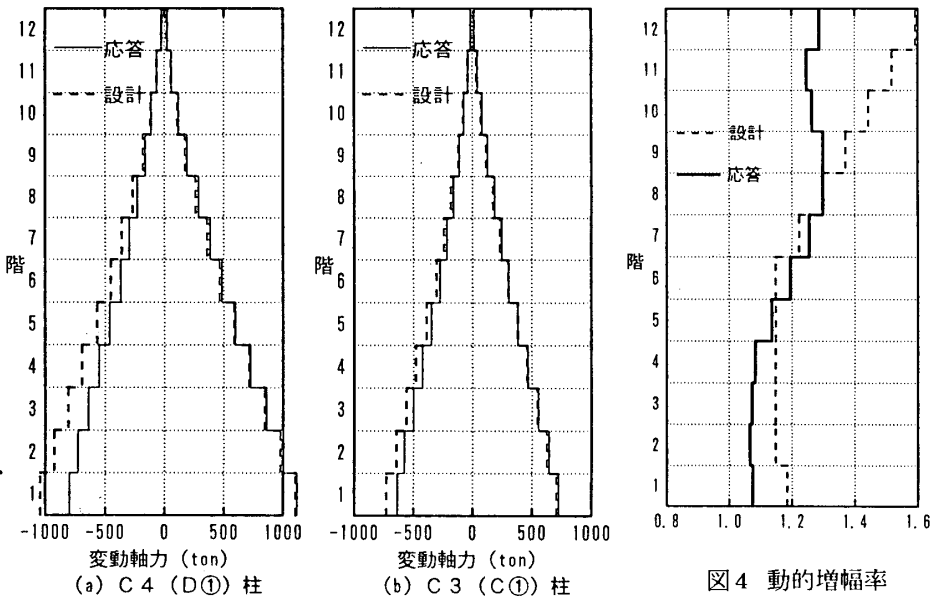


図3 外柱の変動軸力

図4 動的増幅率

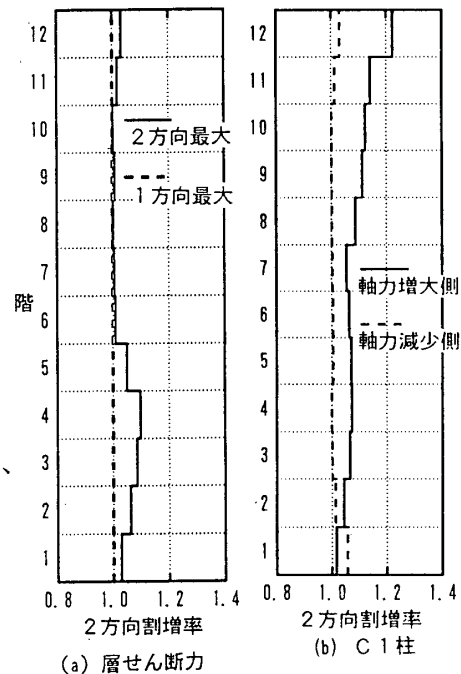


図5 2方向の同時性による増大率

表1 割増率 $\phi_A$

| 階          | 応力 | 内柱(C1) |      | 外柱(C2, C4) |      |
|------------|----|--------|------|------------|------|
|            |    | 設計     | 応答   | 設計         | 応答   |
| 1          | M  | 1.1    | 1.03 | 1.2        | 1.07 |
|            | Q  |        | 0.99 |            | 1.11 |
| 2-8<br>最大  | M  | 1.0    | 1.04 | 1.1        | 1.05 |
|            | Q  |        | 0.99 |            | 1.00 |
| 9-12<br>最大 | M  | 1.0    | 1.06 | 1.1        | 1.08 |
|            | Q  |        | 1.01 |            | 1.03 |

<参考文献> [1] 青山博之、小谷俊介、李康寧：軸力-曲げモーメントの相互作用を考慮した鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答解析(その1、解析プログラム)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、昭和63年10月、C [2] 李康寧、小谷俊介、青山博之：変動軸力の効果を考慮したRC平面骨組の弾塑性地震応答、コンクリート工学年次論文報告集、1988

\*1 東京大学工学部 \*2 東京都立大学工学部・工博 \*3 東京大学工学部・玉博 \*4 宇都宮大学工学部