

隣接建築物の棟間距離に関する設計支援に向けた棟間衝突解析

正会員
同○高寺 健太*1
磯部 大吾郎*2棟間衝突 隣接建築物 固有周期
ASI-Gauss 法

1. 緒言

1985年のメキシコ地震では、震源から400km離れたメキシコシティにおいて、3棟が隣立した集合住宅が棟間衝突を起こし倒壊した。この原因としては、3棟のうち1棟の固有周期が過去の地震被害により変化し、異なる揺れ方をしたためと考えられている。また、高さの異なる建築物の場合も固有周期の差異により異なる揺れ方をするため、棟間距離が短い建築物同士では棟間衝突が起こる恐れがある。

ここで問題となる棟間距離の算出方法について、笠井らは隣接建築物の位相差を考慮できるという利点を持つSPD法(Spectral Difference Method)を提案している¹⁾。この方法では、対象とする隣接建築物および想定する地震波の情報から棟間距離を算出するため、設定する条件により棟間距離が種々に変化してしまう。そこで、本研究では算出の煩雑さを軽減するため、建築物単体の情報により一意に決まる弾性限界の変位量、塑性限界の変位量という2つの指標を提案し棟間距離を算出する。この方法では、隣接建築物の位相差は考慮できなくなるが、建築物が決まれば想定する地震波によらず棟間距離を一意に決定することができる利点がある。

本研究では、高さの異なる2種類の鋼構造建築物に上記の棟間距離を設定し、ASI-Gauss法²⁾を用いた棟間衝突解析を行った。そして、解析後に各モデルの全柱・梁の要素数に対する塑性化した要素数の割合を求め、これを塑性化率とし棟間距離や入力地震波の大きさの違いによる損傷度合の変化を考察した。

2. SPD法¹⁾

SPD法¹⁾では、対象とする建築物の初期周期 T 、初期減衰 ξ 、想定する地震波の変位応答スペクトルより求めた応答変位 u 、またこの応答変位より推定される変形倍率 μ を用いて、以下の式により棟間距離 $u_{REL}(SPD)$ を算出することができる。

$$\frac{T^*}{T} = 1 + 0.09(\mu - 1) \quad (\text{bilinear model}) \quad (1)$$

$$\xi^* = \xi + 0.084(\mu - 1)^{1.3} \quad (\text{bilinear model}) \quad (2)$$

$$\rho_{AB} =$$

$$\frac{8\sqrt{\xi_A^* \xi_B^*} \left(\xi_B^* + \xi_A^* \frac{T_B^*}{T_A^*} \right) \left(\frac{T_B^*}{T_A^*} \right)^{\frac{3}{2}}}{\left[1 - \left(\frac{T_B^*}{T_A^*} \right)^2 \right]^2 + 4\xi_A^* \xi_B^* \left[1 + \left(\frac{T_B^*}{T_A^*} \right)^2 \right] \left(\frac{T_B^*}{T_A^*} \right) + 4(\xi_A^{*2} + \xi_B^{*2}) \left(\frac{T_B^*}{T_A^*} \right)^2} \quad (3)$$

$$u_{REL}(SPD) = \sqrt{u_A^2 + u_B^2 - 2\rho_{AB}u_Au_B} \geq 0.25(u_A + u_B) \quad (4)$$

ここで、 T^* 、 ξ^* はそれぞれ有効周期、有効減衰、 ρ_{AB} は相互相関係数、下添え字A、Bは2棟の隣接建築物それぞれを示している。

3. 解析モデル

本研究で用いる2種類の解析モデルを図-1に示す。解析モデルはそれぞれ8層3×3スパン、12層3×3スパンの鋼構造建築物とする。全高は8Fモデルが32[m]、12Fモデルが48[m]であり、階高はどちらも4[m]、スパンはX軸・Y軸方向ともに6×6×6[m]である。柱、梁の断面寸法は、ベースシア係数を8Fモデルでは0.232、12Fモデルでは0.167として設計した³⁾。また、減衰比についてはどちらのモデルも2%としている。さらに、各モデルの総要素数は8Fモデルが1,856、12Fモデルが2,784であり、床要素を除いた全柱・梁の要素数はそれぞれ1,280、および1,920である。

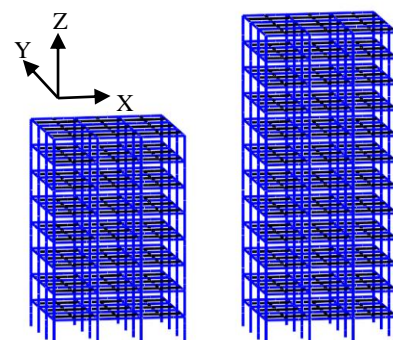
4. 棟間距離の算定

本節では、本研究で提案する2つの指標について説明し、棟間距離の定義を行う。

まず、弾性限界の変位量とは、建築物が単体では塑性化を起こさないにもかかわらず、衝突により塑性化が起こることを防ぐための指標である。本研究においては、建築物をsin波により共振させ弾性限界を調べ、そのときの最上階の最大水平変位の絶対値を弾性限界の変位量とした。

次に、塑性限界の変位量とは、建築物が単体でも塑性化を起こすが、許容される範囲内の被害である場合、衝突によりさらに被害が大きくなることを防ぐための指標である。本研究では、大地震時に許容される最大層間変形角 $1/100^4)$ に各モデルの全高を乗じることで算出される最上階の水平変位を塑性限界の変位量とした。

以上の条件により求めた各変位量を表-1に示す。このとき、各モデルの弾性限界の変位量を足し合わせた350[mm]を弾性限界距離、塑性限界の変位量を足し合わせた800[mm]を塑性限界距離、さらに、これら2つの距離を足し合わせた1,150[mm]を弾塑性限界距離と定義する。



(a) 8Fモデル (b) 12Fモデル

図-1 解析モデル

5. 2棟隣立モデルの棟間衝突解析

5.1 解析条件

入力地震波には、2003年十勝沖地震で観測された厚真波を用いる。その加速度波形を図-2に示す。また、各モデルが弾性限界を超えないように調整された地震波として13%厚真波を用いる。入力地震波を13%厚真波とした場合、小規模な地震を想定しているため、弾性限界距離350 [mm]、および2棟をそれ以上に近接させた場合として、棟間距離を90 [mm]と設定する。入力地震波を厚真波原波とした場合は、大規模な地震を想定しているため、前述の弾性限界距離に加え塑性限界距離800 [mm]、およびさらに安全側に見積もった弾塑性限界距離1,150 [mm]を棟間距離として設定する。さらに、今回の条件でSPD法により求めた棟間距離540 [mm]の場合についても解析を行う。

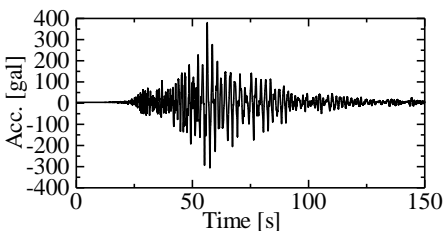
5.2 解析結果

入力地震波を13%厚真波とし棟間距離を90 [mm]と設定した場合、棟間衝突が起き8F、12Fモデル双方に塑性化した要素が見られた。このとき、8F、12Fモデルの塑性化率はそれぞれ4.8%、1.2%となり、8Fモデルの方が損傷度合いが大きくなった。また、棟間距離を弾性限界距離350 [mm]とした場合では、棟間衝突を回避することができた。

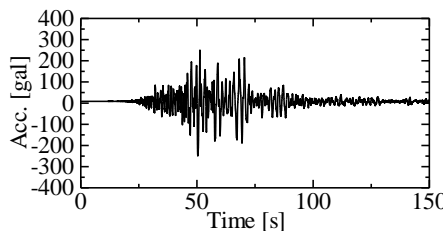
次に、入力地震波を厚真波原波とした場合、今回設定した全ての棟間距離の場合において棟間衝突が起き、8Fモデルの8F梁要素に破断が見られた。ここで、各モデルを単体で解析した場合、および各棟間距離を設定し棟間衝突解析をした場合の8F、12Fモデルの塑性化率と破断要素数を表-2に示す。この表より、8Fモデル、12Fモデルともに棟間距離が短くなるほど塑性化率が高くなり、特に8Fモデルにおいては塑性化率の上がり幅が大きくその傾向が強いことが分かる。また、要素の破断は8Fモデル最上階でのみ起きたが、これは衝突が起きた位置での部材の強度が12Fモデルに比べ8Fモデルの方が弱いことが原因であると考えられる。さらに、破断要素数については棟間距離を長くした場合でもあまり変化がないため、最上階での損傷を抑えるためには別の対策が必要で

表-1 固有周期および弾性限界・塑性限界の変位量

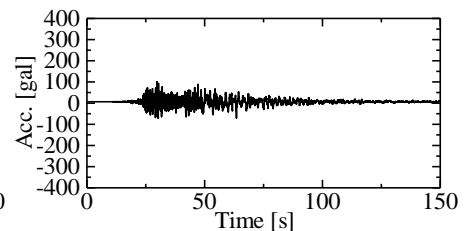
	8Fモデル	12Fモデル
固有周期 [s]	1.24	1.79
弾性限界の変位量 [mm]	138	209
塑性限界の変位量 [mm]	320	480



(a) EW(X) 方向



(b) NS(Y) 方向



(c) UD(Z) 方向

図-2 入力地震波 (厚真波)

あると考えられる。また、今回の条件ではSPD法により求めた棟間距離の場合でも棟間衝突が起き、他の棟間距離の場合と同様の傾向を示した。

6. 結言

建築物単体では部材に塑性化が起きない小規模な地震の場合、弾性限界距離を棟間距離として設けていれば、棟間衝突を回避することができる。しかし、大規模な地震により塑性化を伴う揺れが起きた場合、この距離では棟間衝突が起き、建築物には破断を伴う損傷が起こる。さらに今回の場合は、距離を離れた際にもほぼ同じ箇所の要素が破断しており、また、衝突を避けるために弾塑性限界距離以上に距離を離すことは現実的ではない。被害を軽減させるためには衝突が起こる位置に緩衝材を設けるなど、別の対策が必要と考えられる。また、高さの異なる建築物による棟間衝突の場合には、高さの低い建築物により大きな被害が出ることが予想される。

参考文献

- 1) Kasai K, Jagiasi AR, Jeng V : Inelastic vibration phase theory for seismic pounding mitigation, ASCE Journal of Structural Engineering, 122 (10), 1996, pp.1136-46.
- 2) 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, 2004, pp.39-46.
- 3) 鈴木 淳一, 阿部 修太郎, 鈴木 弘之, 大宮 喜文, 若松 孝旺 : 火災時における鋼架構の崩壊温度とリダンダンシー 耐震設計が耐火性能に与える効果, 日本建築学会構造系論文集, 第608号, 2006, pp.157-164.
- 4) 国土交通省 : 建築構造設計基準の資料, 国営整第69号, 2011.

表-2 各モデルの塑性化率と破断要素数

	8Fモデル		12Fモデル	
	塑性化率 [%]	破断要素数	塑性化率 [%]	破断要素数
単体モデル	30.8	0	40.5	0
弾塑性限界距離 1,150 [mm]	38.6	10	42.4	0
塑性限界距離 800 [mm]	42.8	9	43.1	0
弾性限界距離 350 [mm]	46.7	9	44.9	0
SPD法 540 [mm]	44.8	8	44.9	0

*1: 筑波大学大学院システム情報工学研究科 大学院生

*2: 筑波大学教授 博 (工)

*1: Graduate Student, Univ. of Tsukuba

*2: Professor, Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.