

RC 造建築物の実被害を説明可能な地震応答解析モデル構築に関する研究

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
環境・安全マネジメント講座 福和研究室 榊原啓太

1. はじめに

近年、建築基準法は「仕様規定」から「性能規定」へと改訂がなされており、地震等の外力による構造被害を適切に軽減するために、設計の段階で被害程度を明確に予測することが求められている。一方で、1995 年兵庫県南部地震において、新耐震設計での想定を大きく上回るレベルの地震動が観測されたにもかかわらず、RC 造建物の被害率は高くなかったことが指摘されている。この原因として、設計で考慮しきれていない要因が影響していることが考えられる。そこで本論では、建物の耐力評価指標として一般的に用いられている耐震診断結果と、既往の実験結果や常時微動計測結果等を結びつけることで、兵庫県南部地震での中高層 RC 造集合住宅の建物被害を説明できる地震応答解析モデルを構築する。本手法は、白瀬ら¹⁾によって中低層 RC 造学校建物を対象に構築された手法を、中高層 RC 造集合住宅に展開したものである。集合住宅は、耐震診断値が低い割に被害が少なく、診断結果が実耐力を過小評価する傾向にあることが指摘されており、既存集合住宅建物の耐震性能を正確に評価することは非常に重要な課題である。図 1 に検討のフロー図を示す。本論では、一般的な集合住宅建物の持つ耐震性能を明らかにした後、それを個々の耐震診断結果と関連付けることで地震応答解析モデルを構築する。また、観測地震波を用いた被害率の算定を行ない、実被害と比較することで、本手法の妥当性を検討する。

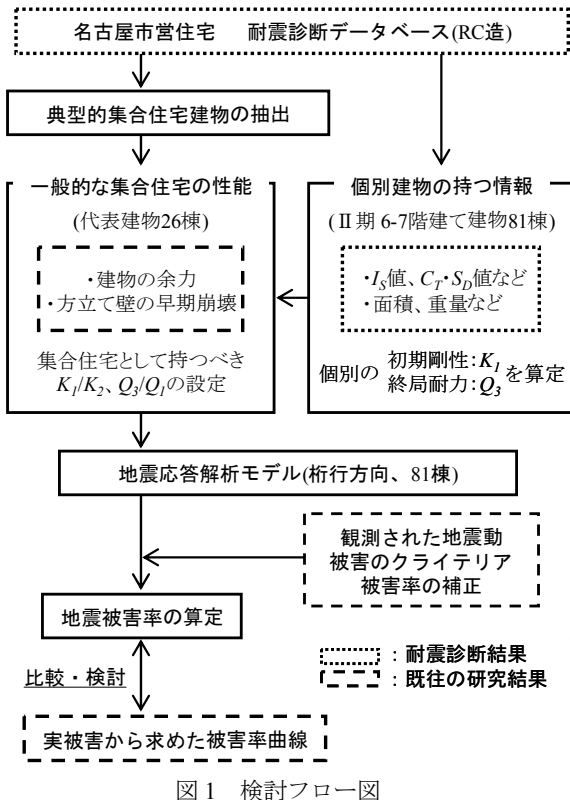


図1 検討フロー図

2. 典型的な集合住宅建物の抽出

本論で用いた耐震診断データベース(以下、DB)の概要を示す。これは、名古屋市営住宅を対象に耐震診断されたものであり、RC 造で 2 次診断結果が明記されているものは 144 棟ある。144 棟の階数別棟数分布を図 2 に示す。大半が 7 階建てで、そのうち半数以上が 1972 年~1981 年(II 期)に建設されている。DB 内の建物のうち、7 階建て建物の中から任意に 26 棟を選び詳細な図面調査を行なった。26 棟のうち構造スリットを有する建物は 1 棟のみ存在し、1 階にピロティを有するものは無い。図面調査より抽出した典型的建物の略図を図 3 に示す。桁行 10 スパン×張間 1 スパン、階高は 1 階が 2.8m で 2 階以上は 2.6m、南北構面に開口付き雑壁が存在し、バルコニーと廊下は片持ち形式となっている。本論では、地震時に被害の生じやすい建物の桁行方向についての検討を示す。

3. 一般的な集合住宅建物の性能

一般的な集合住宅建物の性能を求めるために、典型的な集合住宅を立体骨組にモデル化し、静的弾塑性解析から得られた層間変位-層せん断力関係を Tri-Linear 型の復元力特性に近似する。近似の際、第 1 折点は各層のいずれかの部材でクラックが発生する点、第 2 折点は各層のいずれかの部材が降伏した層間変位で、静的弾塑性解析結果と地震応答解析用 Tri-Linear 型モデルの面積が等しくなる層せん断力となる点、第 3 折点は層間変形角が 1/75 となる点(第 3 折点の層間変形角は、建物の大破のクライテリア(後述)を参考に設定)とした。静的弾塑性解析モデルは、袖壁や雑壁の耐力及び、建物の余力を考慮しない一般設計モデル【TypeA】と、建物の実情を反映するために、南構面の袖壁や北構面の雑壁の耐力及び、建物の余力を考慮した余力考慮モデル【TypeB】の 2 種類とする。

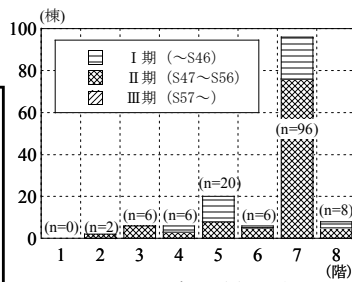


図2 DB建物階数分布

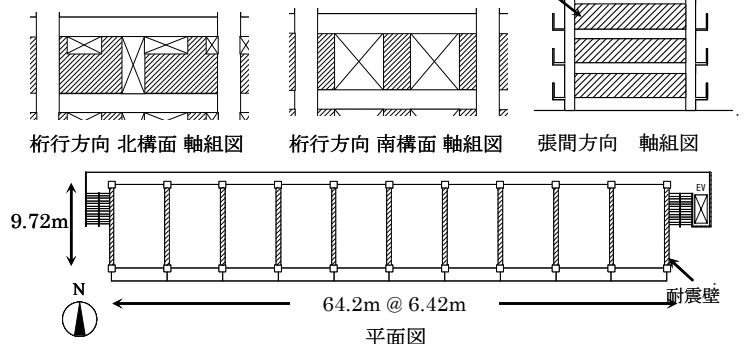


図3 典型的集合住宅建物

ここで、建物の余力とは、一般的な構造設計などでは無視しているが、実際の剛性や耐力には寄与していると考えられる項目を示す。また、静的弾塑性解析時の荷重分布形は A_i 分布を基本とし、上層部で終局に達しない場合は適宜分布形を変更する。

3.1 雑壁のモデル化

建物の実情をモデルに考慮するために、桁行方向北構面の雑壁を、図4のように壁柱・袖壁・腰壁に、南構面の雑壁も同様に壁柱・袖壁に置換し、剛性と耐力を評価する。また、壁柱と柱の柱頭に雑壁などを考慮した剛域を設けた。

3.2 建物の余力

TypeB では建物の余力として以下の4項目を考慮する。

①設計に用いるコンクリート強度と実際の強度の違い

耐震診断 DB 中の、今回対象とした建物のコンクリート設計基準強度は、大半が $F_c=210(\text{kg/cm}^2)$ であった。一方、既往の研究²⁾によると、1981年以前の京阪神地区の公共建物では $F_c=210$ のものはコアコンクリートの圧縮試験により実際には $F_c=300$ 程度あることが明らかにされているため、この値を採用する。

②設計に用いる RC 部材のせん断耐力とその平均的なせん断耐力との違い

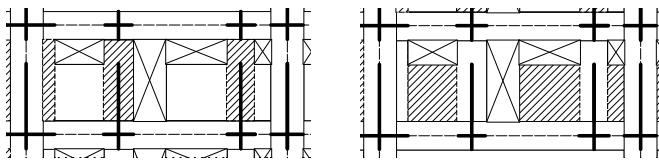
$$Q_d = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_c + 180)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_c \cdot j \quad (1)$$

一般の設計では、梁の場合(1)式を用いているが、この式は実験結果の平均値ではなく安全側に評価した下限値だと考えられる。そこで、実験結果の平均的な評価となるように(1)式の第1項の係数0.053を0.068とする。柱、壁についても同様の取り扱いとする。

③設計に用いる積載荷重と実際の積載荷重の違い

設計では指針等に定められた値を用いるが、ここでは実情を反映した積載荷重として表1に示す値を用いる。

④直交壁によるせん断耐力の上昇



袖壁、壁柱として評価する部分 腰壁付梁として評価する部分

図4 北構面雑壁のモデル化(— は剛域)

表2 TypeA と TypeB の比較

	K_1 の比	Q_3 の比	C の比	T の比	ΣW の比
TypeB/TypeA	9.95	2.42	2.51	0.32	0.96

C : 終局層せん断力係数 T : 固有周期 ΣW : 総重量

表3 静的弾塑性解析結果

	K_2/K_1	Q_3/Q_1
一体モデル	0.620	4.474
方立て壁部分	0.527	2.965
フレーム部分	0.505	5.235

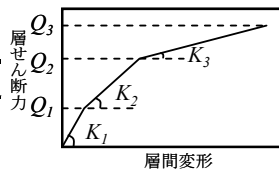


図5 復元力の凡例

今回対象とした集合住宅では、桁行方向の柱に直交する連層耐震壁があるので、直交壁が終局耐力に与える影響を考慮する。既往の実験結果³⁾を参考にして、直交壁による強度上昇として柱のせん断耐力を1.3倍する。

3.3 建物の余力の影響

表2に、TypeA と TypeB の静的弾塑性解析結果の比較を示す。初期剛性の比は9.95倍、終局せん断力の比は2.42倍になった。初期剛性は主に雑壁を考慮した影響、終局せん断耐力は雑壁及び建物の余力を考慮した影響だと考えられる。一般設計モデルと、余力考慮モデルとでは非常に大きな違いがあることがわかり、一般設計モデルでは建物の耐震性能を十分に評価できていないと考えられる。

3.4 方立て壁の分離

集合住宅建物の地震被害の特徴として、方立て壁が主フレームに先行してせん断破壊したことが挙げられる。これを表現できるモデルにするために、方立て壁部分と主フレーム部分に異なる耐震性能を持たせる。静的弾塑性解析時に建物全体で負担するせん断力を、方立て壁部分とフレーム部分が負担するせん断力に分離し、それぞれについて骨格曲線を定義する。それぞれの静的弾塑性解析結果を表3に示す。方立て壁部分は、ひび割れ耐力(Q_1)と終局耐力(Q_3)の差が小さく、より脆性的な破壊をしていることがわかる。モデル化の際には、分離した骨格曲線の初期剛性(K_1)、終局耐力(Q_3)の比を用いて各階の K_1 および Q_3 を方立て壁部分とフレーム部分に分配する。

4. 地震応答解析モデルの構築

4.1 建物の固有周期の設定

低層 RC 造建物を対象に、最小 I_s 値と固有周期係数には相関関係があることが明らかになっている⁴⁾。そこで、DB中の最小 I_s 値の異なる集合住宅建物6棟を対象に常時微動計測を行い、最小 I_s 値と固有周期係数の関係を調べた。その際、地盤の影響を取り除くため AVS30 の値がほぼ等しい場所に建つ建物を対象とした。結果を図6に示す。集合住宅建物において、最小 I_s 値と固有周期係数に相関は無く、全建物で固有周期係数が0.01~0.015という結果になった。また、最小 $C_T \cdot S_D$ 値でも同様の傾向が見られる。今回の計測では、比較的軟弱な地盤上の建物を中心に計測したので、名古屋市全体で考えると若干値が小さくなる可能性があるが、本論では、図6の結果を参考に、固有周期係数を $\alpha=0.0125$ として地震応答解析モデルの固有周期を決定する。

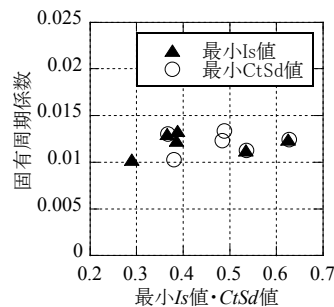


図6 常時微動計測結果

表1 積載荷重

用途	指針	本論
住宅	600	300
階段室		
屋根	400	0

単位(N/m²)

4.2 地震応答解析モデル構築手順

DB 中の対象建物は、全て 1981 年以前に設計されているため、大変形時に耐力低下を起こす柱崩壊型となるとされている⁵⁾。そのため、既往の実験結果⁵⁾を参考に、大変形時の耐力低下を考慮した復元力特性を設定する。具体的には、図 7 に示すように、崩壊点(終点)決定し、第 2 折点(終局耐力時)と崩壊点を結ぶように第 3 勾配を決定する。崩壊点の層間変形角： θ は、フレーム部分は $\theta=1/29^5)$ 、方立て壁部分は $\theta=1/80^6)$ とし、層せん断力はともに 0kN の点とする。また、終局耐力は歪み速度に依存するため、既往の研究⁷⁾を参考にし、動的解析を行なう際、終局耐力を静的な値に対し 1.1 倍する。

表 4 に、地震応答解析モデル作成の際に用いた主たる仮定条件を示す。このうち、耐震診断 DB から建物毎に値を設定したのは、 A ：延床面積、 n ：建物階数、 $C_T \cdot S_D$ ：各階 $C_T \cdot S_D$ 値、 S_D 値：各階 S_D 値である。これらの値を用いて復元力特性を建物毎に設定する。

地震応答解析モデルの具体的な作成手順は、①耐震診断 DB の延床面積から、各階等面積として各階重量を計算する。②固有周期係数 $\alpha=0.0125$ として 1 次固有周期を算定する。③各階 $C_T \cdot S_D$ 値から(2)式及び荷重速度の影響を考慮し、一体モデルの各階終局せん断耐力を求める。ただし、図 7 に示すように大変形時の耐力低下を考慮するため、算定した終局耐力は第 2 折点の耐力とする。

$$C_i = (C_T S_D \text{ 値}) \cdot (n+i)/(n+1) / S_D \text{ 値} \quad (2)$$

C_i ： i 階の終局せん断耐力係数
 i ：階数、 n ：建物階数

④各階重量と固有周期から各階初期剛性を求める。剛性の高さ方向分布は、各階の終局耐力と相似にする。⑤各階の K_1 および Q_3 を方立て壁部分とフレーム部分に分配し、それぞれについて静的弾塑性解析結果(表 3)の、 K_2/K_1 および Q_1/Q_3 を用いて復元力特性を作成する。この際、大変形時の耐力低下を考慮する(図 7)。履歴特性は、方立て壁部分は原点指向型モデル、フレーム部分は修正武田スリップモデル⁵⁾とする。⑥半無限一様地盤上の円形剛基礎の静的ばねと波動インピーダンスから算定した減衰係数を用いスウェイ・ロッキングばねを考慮する。上部構造の減衰は、剛性が負の領域を含むので初期剛性比例(基礎固定時の初期剛性に対して 3%とする。

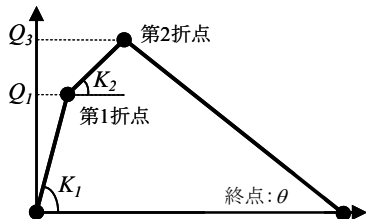


図 7 耐力低下を考慮した復元力特性

5. 兵庫県南部地震の実被害との比較

5.1 被害のクライテリア

地震応答解析結果から被害率を算定する際には、下式を用いる。

$$\text{被害率} = \frac{\theta \text{が被害のクライテリアを超えた建物棟数}}{\text{全建物棟数}} \times 100(\%)$$

θ ：最大層間変形角

上式を用いる際には、中破、大破といった被害程度ごとに θ のクライテリアを設定する必要がある。本研究では、過去の地震被害状況から推定された、以下のクライテリアを用いる

$$\text{中破以上} : 1/150 < \theta \quad (3)$$

$$\text{大破} : 1/75 < \theta \quad (4)$$

5.2 入力地震動の方向性による補正

図 8 に兵庫県南部地震における 8~12 階建て RC 造建物の桁行の方位と被害率の関係⁸⁾を示す。図の半径方向が建物の桁行方向、各軸の大きさは被害率、()内は全棟数を表している。図より、建物の方向による被害の差は明らかであり、本論では図 8 に基づいて地震応答解析から算定した被害率を補正する。例えば桁行方向が N315E の建物の場合については、下式により補正を行なう。ここで N315E とは、北から時計回りに 315°回転した方向を表している。

$$\text{桁行N315E方向の計算被害率} \times \frac{\text{図8の全方向の被害率}}{\text{図8の桁行N315E方向の被害率}}$$

被害率は、棟数が多く、方向による差が明確な中破のデータを用いて補正する。入力最大の速度は地震動の主軸方向である N315E 成分の最大速度で定義し、80cm/s から 150cm/s まで 10cm/s 毎に被害率を求める。その際、入力損失効果を考慮し、入力地震動の大きさを 0.9 倍する。

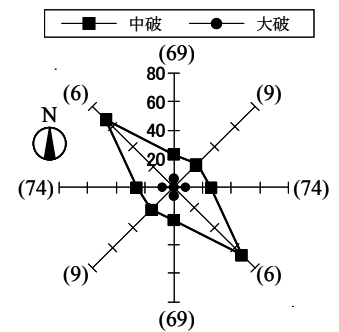


図 8 桁行方向と被害⁸⁾

表 4 本論で用いた仮定値

算定するもの	用いた仮定・算定式	必要な仮定値	本項で用いた値
各階の階高(h_i)		2階以上の階高(h_1) 1階の階高(h_0)	2.60m 2.80m
各階床面積(A_i)	$A_i = A/n$	延床面積(A)、階数(n)	各建物別に設定
建物の長辺長さ(BL)	$BL = A_i/CL$	建物の短辺の長さ(CL)	9.72m
各階重量(W_i)	$W_i = A_i \cdot W$	階の平均重量(W)	10.7kN/m ²
建物の1次固有周期(T_1)	$T_1 = \alpha \cdot h$	固有周期係数 α	$\alpha=0.025$
各階の初期剛性(K_{1i})	初期剛性の高さ方向分布は 各階の終局耐力分布に相似	建物の1次固有周期(T_1) 各階の重量(W_i)	T_1 表3
各階の第2剛性(K_{2i})	$K_{2i} = K_{1i} \cdot K_2/K_1$	K_2/K_1	表3
各階の終局耐力(Q_{1i}) (第2折点層せん断力)	$Q_{2i} = \sum W_i \cdot C_T \cdot S_{Di} \cdot (n+i) / (n+1) / S_D$	S_D 値(S_D) 各階 $C_T \cdot S_D$ 値($C_T \cdot S_{Di}$)	各建物別に設定 各建物別に設定
建物の第1折点層せん断力(Q_{1i})	$Q_{1i} = Q_{2i} \cdot Q_1/Q_3$	Q_1/Q_3	表3
地盤ばね		せん断波速度(V_s) 単位体積重量(ρ) ポアソン比(ν)	250m/s 1.8t/m ³ 0.45

5.3 応答解析結果と被害率曲線の比較

図 9,10 に N090E 方向および、N315E 方向の計算被害率を林らによる被害率曲線⁸⁾と比較したものを示す。入力地震動は兵庫県南部地震において、甚大な被害を受けた地域で観測された、大阪ガス茸合波を用いた。また、比較に用いた被害率曲線は、II 期に建設された 6~7 階建て建物(ピロティなし)を対象としたものなので、本論で述べてきた手法を用いて DB 中の II 期 6~7 階建て建物 81 棟のモデルを作成し、地震応答解析を行なった。

図より、算定した被害率は、特に大破の被害率で被害率曲線によく対応している。一方、中破以上の被害率は被害率曲線よりも低く、大破の計算被害率とあまり差が無い。これは、方立て壁の耐力低下後の勾配を厳しく設定しているために、耐力低下が急激に進み、層間変形角が中破以上のクライテリア内にとどまる可能性が低くなっていることが原因だと考えられ、改善の余地がある部分である。全体的には、被害率曲線と概ね対応しており、本論で作成した地震応答解析モデルは妥当であると考えられる。

5.4 余力の影響

茸合波 N315E 方向を入力した際の余力の有無による計算被害率の違いを図 11 に示す。このとき、入力地震動の方向による補正は行っていない。最大速度 120cm/s の値を見ると、被害率に 10 倍近い開きがある。これより、設計時に考慮していない建物の余力が、兵庫県南部地震において鉄筋コンクリート造建物の被害が設計時の想定よりも少なかった理由の一つとして考えることができる。

また、本論で考慮したそれぞれの余力が、計算被害率にどの程度影響を与えているのかを検討するために、地震応答解析モデルから建物の余力の項目を一つ取り除いた際の計算被害率(N315E 方向、大破)の比較を行なった。結果を図 12 に、また、それぞれのモデルに最大速度 120cm/s を入

力した際の計算被害率(大破)を比較したものを表 5 に示す。これらより、直交壁効果を考慮しない場合に被害率が最も大きくなるのがわかる。

直交壁効果は、全ての居室境に壁が入っている集合住宅で特に顕著な建物の余力であるが、耐震診断では、第 2 種構造要素の判定以外で直交壁の効果は考慮されておらず、このことが集合住宅建物において、耐震診断結果が実耐力を過小評価している原因の一つであると考えられる。

6. まとめ

一般的に用いられている耐震診断の結果と、実験結果等を結びつけることで、中高層 RC 造集合住宅建物の地震被害を説明できる地震応答解析モデルを構築した。その際、集合住宅特有の構造的な特徴をモデルに与え、既存の方法とは異なる特性を持つモデルを構築し(図 13)、兵庫県南部地震の建物被害を説明できることを示した。

また、本論で構築したモデルを用いた地震応答計算により、兵庫県南部地震において、設計では無視している 2 次部材の影響や、設計で考慮しない建物の余力が十分であったために、想定した被害よりも実被害が少なかったことを示した。これら建物の余力は、耐震診断にも十分反映されておらず、耐震診断結果は建物の実耐力を過小評価している可能性がある。

【参考文献】

- 1) 白瀬 他：構造系論文集,NO.607,pp.63-71,2006.9
- 2) 下平 他：GBRC,Vol.83,pp.3-10,1996.7
- 3) 金 他：コンクリート工学年次論文集,Vol.27,No.2,pp.193-198,2005
- 4) 八木 他：学術講演梗概集,C-2,pp.1005-1006,1998.9
- 5) 芳村 他：構造系論文集,NO.587,pp.197-204,2005.1
- 6) 中山 他：コンクリート工学論文集,Vol.23,No.2,pp.1111-1116,2001
- 7) 藤井 他：学術講演梗概集,構造系,pp.413-414,1986.8
- 8) 林 他：構造系論文集,NO.528,pp.135-142,2002.2

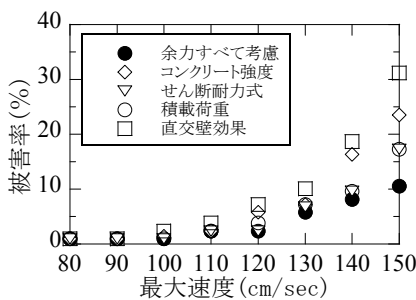


図 12 計算被害率の比較

表 5 各余力を考慮しない場合の被害率(大破)

余力すべて考慮	1.92
コンクリート強度	5.76
せん断耐力式	2.40
積載荷重	3.84
直交壁効果	7.20

(120cm/s 入力時) 単位：%

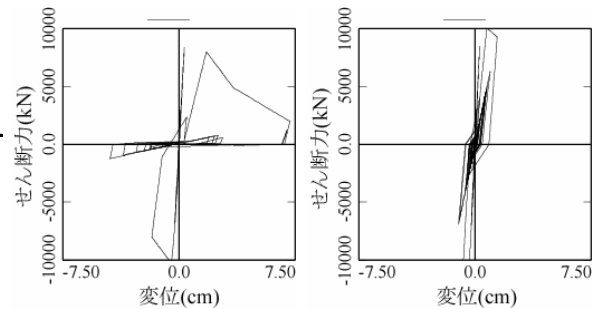


図 13 建物の復元力特性の比較

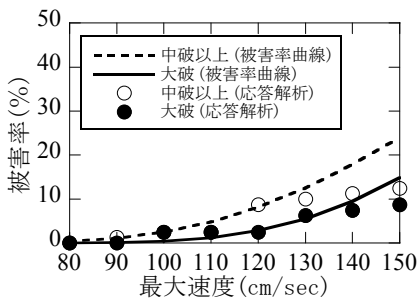


図 9 N090E 方向被害率

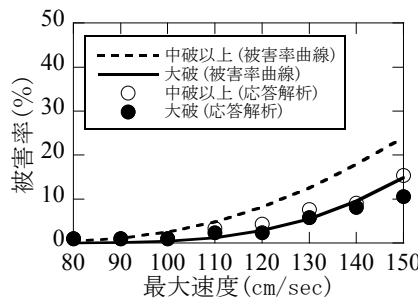


図 10 N315E 方向被害率

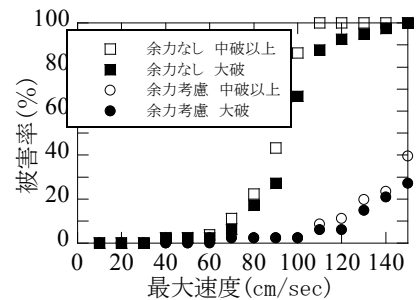


図 11 余力の有無の影響