

不連続変形法 (DDA) による鉄筋コンクリート構造物発破 解体時における倒壊挙動のシミュレーション

坂田英一¹・西村 毅²・小林茂雄³・中川浩二⁴

¹正会員 ハザマ技術研究所 技術研究部 (〒305 茨城県つくば市荻間字西向 515-1)

²正会員 工修 ハザマ技術研究所 技術研究部

³正会員 工博 新日本製鐵(株) 設備技術センター

⁴正会員 工博 山口大学工学部社会建設工学科

本研究では、主として岩盤の大変形挙動解析に用いられている不連続変形法 (DDA) による倒壊シミュレーションを、実存 RC 構造物の発破解体工事の倒壊設計に適用し、適切と思われる解析結果を得た。本手法により、時系列的な構造系の変化すなわち倒壊過程および最終崩壊状況を予測し、段発発破計画の設計資料としたので、その概要を報告する。

Key Words : reinforced concrete structure, blasting demolition, collapse behavior, block system kinematics, discontinuous deformation analysis

1. まえがき

構造物の発破解体における制御発破とは、従来からトンネル発破などで用いられてきた、飛石・地盤振動・衝撃波等を抑制した発破方法としての機能に加え、諸条件から要求される倒壊方向および倒壊後の高さ・スペースなどをコントロールするノウハウを含む技術として位置づけられる。また、特に建築構造物では、破砕する実体積がその全容積の 10%程度に過ぎず、このような構造物の解体に発破を適用する際には、岩盤の発破とは発破後の対象物の挙動において大きく様相が異なり、独特のノウハウが要求される。

平成 3 年には、(社)全国火薬類保安協会によりコンクリート構造物発破解体工事保安技術指針¹⁾が制定された。ここでは、発破による構造物の解体に際しては、敷地内の空き地状況や解体対象物の構造特性に基づき、合理的で安全確実な倒壊工法を決定しなければならないとされている。また、同指針中には、特に安全確保の観点から、「倒壊時の構造物挙動について可能な限り予測することが重要である」と述べられており、その内容は使用可能な薬量・頑強な構造特性といった我が国固有の事情を踏まえたものとなっている。

筆者らは、構造物の発破解体時の倒壊設計において倒壊シミュレーションが実施された事例が殆どない現状²⁾、あるいはその予測がメカニズムの形成に留まっていた状況^{3),4)}を踏まえ、倒壊挙動全体を予測する数値解析

手法として不連続変形法^{5),6)} (DDA: Discontinuous Deformation Analysis) の適用の有用性に着目した。また実際の RC 構造物の発破解体工事⁷⁾において、計画および設計の段階でこれを適用する機会を与えられた⁸⁾。

ここでは、DDA の解析手法としての優劣、あるいは実設計への適用性を議論する際の資料を提示するという観点から、同解析法の適用例として実際の発破解体工事の設計で行った倒壊シミュレーション結果について報告する。

2. 構造物の発破解体時挙動予測の問題点

発破解体における倒壊計画は、一般に、1) 周辺空き地、保安物件および対象構造物などに関するフィールド調査に始まり、2) 予想される防護工事量や事前処理(断面欠損、部材間のワイヤリングなどの補助工)量などの比較検討により倒壊形式を数パターン選定し、3) パターンの決定および最終案に関する詳細設計を実施するという手順を踏むことになる。ここで、手順 3) における詳細設計は、決定した倒壊形式に基づき事前処理、部材の破砕位置と量を決定する「倒壊設計」と、その結果を受けて発破孔の位置・薬量・起爆回路・補助工・防護工などを具体的に決定する「発破設計」により構成される。

筆者らは以前、鉄骨構造物の発破解体における倒壊設計において、静的弾塑性骨組み解析を適用し、対象構造物が事前処理や部材の破砕の作用により倒壊メカニズム

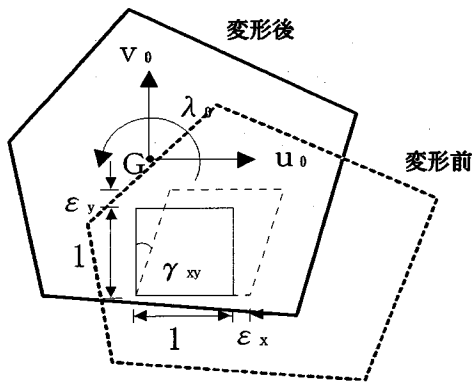


図-1 主変数 (要素の剛体変位, 剛体回転, ひずみ)

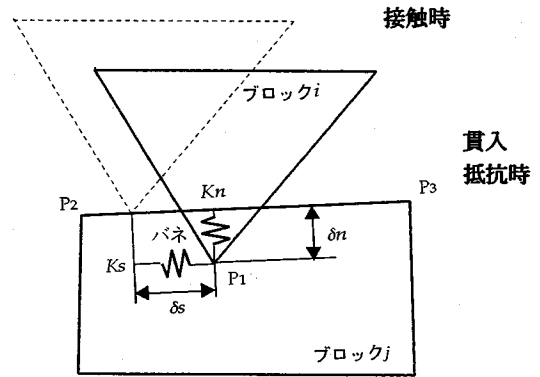


図-2 接触時におけるペナルティの導入

を形成することを確認する方法を提案した^{3),4)}。ここでは、解体実施結果との比較において抽出された問題点として、以下の項目が挙げられた。

- ① 2次部材による拘束効果や設計基準強度など、建設時に安全側に過小評価していた事項に対する配慮
- ② メカニズム形成過程の、大変形領域における倒壊速度差の影響による部材相互の干渉
- ③ ①, ②の要因が複合して存在することによる予測と異なる崩壊状況

このうち、①に対しては、部材破碎技術とも併せ、発破解体計画における手順1)の段階で必要に応じ十分調査・確認すべき事項であると考えられる。また、特に老朽構造物において鋼材の腐食が顕著な場合など、倒壊モードに及ぼす影響についても検討すべきである。

一方、②の要因に対しては、現象を大変形領域でかつ動的な問題として捉える方法が有効であると考えられる。動力学的な倒壊予測方法としては、バネ-質点系モデルにより扱う方法⁹⁾や、個別要素法 (DEM) を用いた解析事例^{10),11)}がみられる。ここで、前者は連続体としての扱いに留まるのに対し、後者は非連続体として倒壊過程を全て予測している点においてさらに有効な手法であると考えられる。

本研究では、実存の RC 構造物の発破解体時の倒壊設計の支援手段として、従来、不連続性岩盤の大変形・大变位挙動の解析などに用いられている不連続変形法を用いた倒壊挙動の予測手法を提案し、実際に適用した。その特徴は、比較的簡単なパラメータの設定と、解析結果の工学的な判定に基づき起爆順序や秒時差の決定を行うことであり、倒壊の確実性・安全性を図ることが可能な点にある。

3. 不連続変形法の倒壊設計への適用

(1) 不連続変形法

DDA は、Shi ら⁹⁾により開発され、主として不連続性岩盤の挙動解析などによる安定問題の検討に用いられてきた^{12),13)}。一方で、今後その特徴である大变位・大变形を含む、詳細な対象物の挙動に関する検討を要する工学上の諸問題への適用に期待が寄せられている。本研究では、構造物の破壊形態の把握を目的とした、発破解体時における倒壊挙動の解析への適用法を検討した。

DDA は、ブロックシステムの力学的解析手法である。ここでは、有限個のブロックが互いに重なり合わない条件下において、個々のブロックの幾何学的形状・荷重条件・材料定数および、接触部での摩擦角・粘着力により、ブロックの応力・変形・接触力・運動 (変位, 回転, 速度, 加速度) が計算される。

DDA はその基本的な定式化において、DEM よりもむしろ FEM に近く⁹⁾、ポテンシャルエネルギー停留の原理により釣合方程式が導かれる点においては全く FEM と同様である。一方、主変数は、FEM では節点の変位であるのに対し、DDA においては図-1 に示す 6 個の変数が用いられている。ここに、 $\{u_0, v_0\}$ はブロック内定点 G (x_0, y_0) における剛体変位を、 λ_0 は (x_0, y_0) を中心とする回転角 (rad) を示し、 $\{\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}\}$ はそれぞれブロックの直ひずみ、せん断ひずみを表す。

DDA では各ブロックの応力とひずみは一樣に分布していると仮定し、ブロック内の任意の点 (x, y) における変位 (u, v) は式 (1) の変位関数を介して表され、1 ブロックあたり 6 平衡式を要する。また、順解析では FEM と同様陰解法を用いるが、不連続ブロックシステムにおけるひずみ加速度を考慮し、動的・静的いずれの解析においても時間ステップ計算を行うことが FEM と異なる。

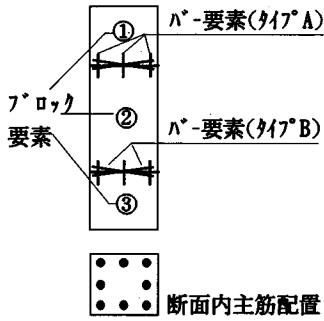


図-3 RC部材のブロック要素とバー要素によるモデル

単位幅あたり
の軸力(N)

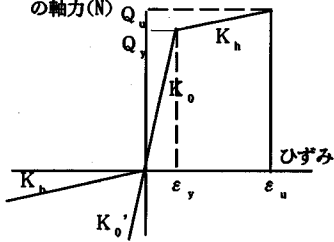


図-5 バー要素材料特性

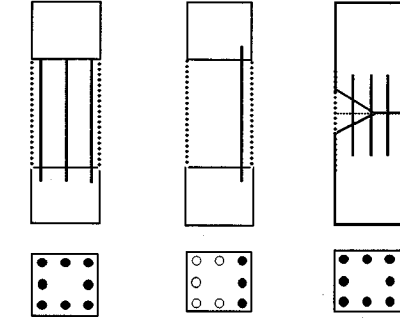
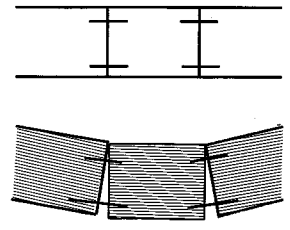


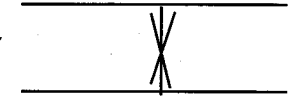
図-4 発破後の部材のモデル化

表-1 バー要素に定義される諸剛性

本解析で定義した剛性	タイプA 主筋	タイプB せん断補強筋
鋼材引張剛性		
弾性剛性 K_0	I, II	I
硬化剛性 K_h	I, II	I
鋼材圧縮剛性		
弾性剛性 K_0	I	I
発破後剛性 K_b	II	
備考	(I:状態I, II:状態II)	



(a) 曲げモード



(b) せん断モード

図-6 隣接ブロック変形モード

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -(y-y_0) & (x-x_0) & 0 & (y-y_0)/2 \\ 0 & 1 & (x-x_0) & 0 & (y-y_0) & (x-x_0)/2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda_0 \\ \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

システムに作用する外力としては、ブロック相互の非接触時には、重力・慣性力・表面力・体積力の他に、ブロック間結合材（後述のバー要素）を介した軸力およびせん断力が伝達される。また、辺と頂点の接触時には、両者間に接触力が付加され、平衡条件は、システム全体および個々のブロック内部において成立する。

解析ではブロック間において引張力は働かず、ブロック同士が食い込むことがない条件を満足するため、計算過程においてブロックの頂点（ P_1 ）が他のブロックの辺（ P_2-P_3 ）を乗り越えた場合には、この辺と頂点の間に、図-2に示す十分剛な法線バネ K_n （ペナルティー）が辺に垂直な方向に導入される。また同時に、辺に平行な方向には、接触力がクーロンの摩擦則を超越しない範囲において、せん断バネ K_0 が組み込まれている。そして、接触条件が変化すると共に、サブマトリックスが計算され、全体方程式のマトリックスの当該箇所に足し合わされ、繰り返し連立方程式が解かれる。

このように DDA は、ブロック接触部のすべりや分離

など、解析対象の局所的な破壊を表現するのに有効であり、ブロックシステムでモデル化された構造物の破壊機構を評価するのに利用できるものと考えられる。

(2) 発破解体時 RC 構造物挙動シミュレーションへの不連続変形法の適用

筆者らは、以下の条件を設定し、本解析手法を発破解体時における RC 構造物の倒壊挙動シミュレーションに適用した。

a) 解析条件

- 解析では、倒壊方向を含む構面で任意の代表部材（添字 o を用いる）を基準とした等価な断面剛性を有する単位幅を想定し、平面応力場における 2 次元問題として扱う。
- 1G の重力下における、継続時間 3 秒程度のブロックシステムの動的挙動を、ラグランジュの手法により予測する。なお、解析の時間刻みは 2 msec としている。
- 複数段の段発破による場合、倒壊過程において発破ごとに構造系の構成が変化する。そこで構成が変化するごとに、前段解析モデルの最終結果（変位・変形・応力・速度）を次段に継承した上で、後述のモデル修正を行う。
- 事前処理の内、部材撤去と鉄筋の事前切断については考慮するが、部材間のワイヤリングによる倒壊誘引効

果は解析において考慮しない。これは、ワイヤリング効果は倒壊制御の確実性向上のためにのみ用いているとの解釈による。

b) 構造物のモデル化

① 対象構造物を、図-3に模式的に示したように、各部材を複数の弾性矩形ブロック要素とバー要素によりモデル化する。後者は、主筋およびせん断補強筋の剛性・強度をもとに定義され、ブロック間の軸力伝達を行うタイプAとせん断伝達を行うタイプBからなる。

② 構造物をブロック分割する際に、境界の設定箇所は部材破砕部分の他、倒壊過程における構造系の変化や、衝突・着地などによるひびわれ発生位置として、原構造系における部材スパン（柱の場合は高さ）中央と梁柱接合部に限定する。

③ 段発発破の影響を考慮する場合、次段発破部位に該当するブロック要素の削除とそれに伴うバー要素の形状・物性の修正を行い次段階の解析モデルとする。

④ 図-4(a)、図-4(b)は、主筋を事前切断しない場合と一部が事前切断された場合において、発破により当該部位のコンクリート（図-3中、ブロック要素②）が全長にわたって破砕（以下、「全長破砕」と呼ぶ）された後のモデル化を例示する。

⑤ 図-4(c)は、主筋の事前切断がない場合にブロック要素②が、局部破砕された後のモデル化の一例を示す。

c) 要素構成式

① ブロックは、部材軸方向のRC断面としての等価剛性を有する等方弾性体と仮定した。ただし、ここでは柱を代表部材とし（部材幅 $b_0=60$ cm）、そのコンクリートのヤング係数 E_{co} はコア試験体の静弾性試験から求まる応力-ひずみ曲線における割線弾性係数¹⁴⁾として 2.4×10^4 MPaを用いた。梁および外壁を表すブロック（添字 m を用いる）のコンクリートのヤング係数 E_{cm} は、その部材幅 b_m に応じ式(2)により換算して与えた。

$$E_{cm} = E_{co} \cdot (b_m/b_0) \quad (2)$$

また、ポアソン比の値は一律 0.167 とした。

② ブロック接触面における摩擦角を、鉄筋のほぞ作用ほかを無視したことによる影響を補正して 55° とし¹⁵⁾、粘着力は 0 とした。また、接触面における破壊基準は、式(3)とした。

$$|F_s| = F_n \cdot \tan \phi \quad (3)$$

ここに、 F_n ：法線バネ K_n に作用する圧縮力(N) (符号正)

F_s ：せん断バネ K_s に作用するせん断力(N)

ϕ ：ブロック接触面における摩擦角($^\circ$)

③ ブロック間において主筋による軸力伝達を行うバー要素（タイプA）の材料特性は、図-5、表-1に示した軸力-ひずみ関係により定義されるものと仮定した。ここでは、発破前後の状態すなわち、鉄筋が周囲をコン

クリートに包含された状態（状態I）と、発破後に当該箇所の主筋がちょうちん状に外側に変形していると考えられる状態（状態II）におけるバー要素の非線形材料特性を表現している。また、各状態における剛性および降伏・破断軸力は式(4)~(6)により与えられるとした。

$$K_0 = K'_0 = E_s \cdot A_s / b_0 \quad (4)$$

$$K_n = K_b = (Q_u - Q_y) / (\epsilon_u - \epsilon_y) \quad (5)$$

$$Q_y = Q_u \cdot f_y / f_u = K_0 \cdot f_y \quad (6)$$

ここに、

K_0, K'_0 ：初期剛性 (N) (単位幅あたり)

K_n, K'_n ：降伏後の剛性 (N) (同上)

K_b ：座屈後の圧縮剛性 (N) (同上)

E_s ：主筋弾性係数 (N/cm²)

A_s ：当該位置における主筋総断面積 (cm²)

ϵ_y, ϵ_u ：主筋の降伏時、破断時におけるひずみ

Q_y, Q_u ：降伏・破断軸力 (N) (単位幅当たり)

④ 隣接ブロック間において、せん断補強筋によるせん断力伝達を行うバー要素（タイプB）の材料特性に関しても、図-5、表-1に示した軸力-ひずみ関係により定義されるものと仮定した。ただし、バー要素にはせん断補強筋の降伏前後においても便宜上 45° トラスモデル¹⁶⁾に基づくせん断抵抗を見込み、降伏および最大耐力は式(7)、(8)により算定することができるとした。

$$Q_y = A_w \cdot f_y (\sin \theta + \cos \theta) j \cdot d_m / (s \cdot b_0) \quad (7)$$

$$Q_u = Q_y \cdot f_u / f_y \quad (8)$$

ここに、

A_w ：1組のせん断補強筋断面積 (cm²)

f_y, f_u ：せん断補強筋降伏、破断強度 (N/cm²)

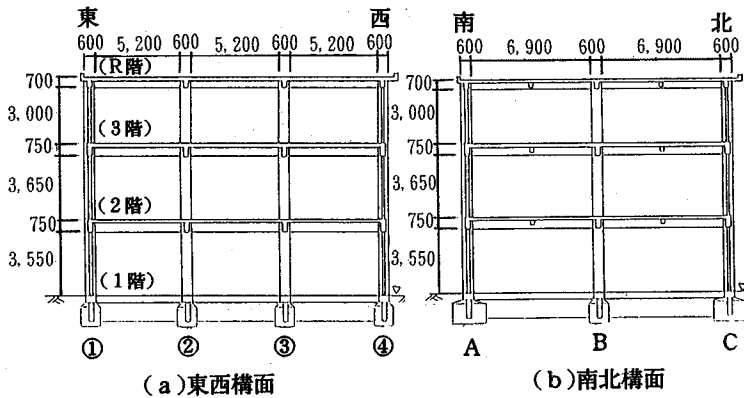
θ ：せん断補強筋の部材軸となす角度 ($^\circ$)

s ：せん断補強筋の間隔 (cm)

j ：7/8 d_m ：部材高さ (cm)

①~④の要素構成式を仮定することにより、隣接ブロック間の変形および破壊モードとして、図-6に示す曲げモードとせん断モードとが与えられる。通常、構造物は、過剰な外力が作用した場合においても脆性的な破壊を避けるため、せん断耐力が曲げ耐力を上回るように設計されているが、発破解体時の構造部材の実挙動を考える場合、これらのモードの生起について、例えば以下の2つの推察が可能である。

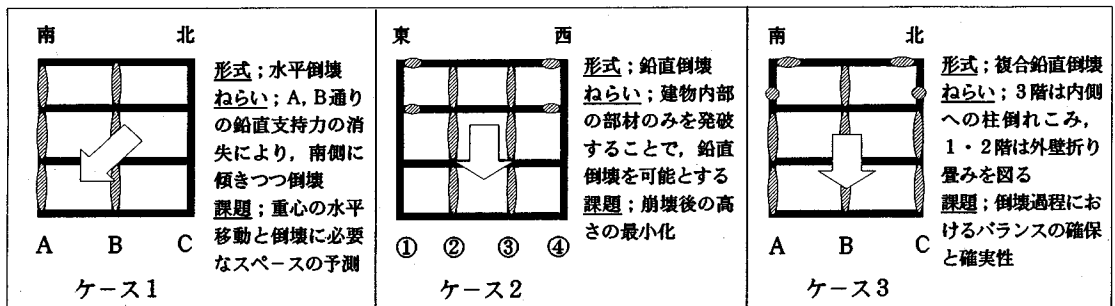
曲げモード：鉛直部材の一部を破砕することにより、スパンが大きくなり、落下時の梁部材中央近傍では自重により曲げ引張破壊（曲げモードにおけるバー要素（タイプA）の降伏）が生じ易くなる。また、柱脚部では、水平耐力を超過した後の大変形領域における $P-\Delta$ 効果（重力による復元力の減少効果）により主筋が降伏あるいは破断を生じ、変則的な曲げモードの進行が観察される。せん断モード：落下時の衝撃的な外力の作用により、局部的に柱-梁接合部近傍などでは、せん断破壊（せん断



図一七 構造物断面および柱列呼称 (単位; mm)

表一 二 構造物諸元

形 式	RC壁付ラーメン3F
形 状	高さ13m, 延床800m ²
南北方向	7.5mX2スパン
東西方向	5.8mX3スパン
概算重量	1100ton
柱 断 面	600X600(mm)
配 筋	主筋16・D22(1, 2F)
梁 断 面	350X700(mm)
配 筋	主筋5・D22(2, 3F)
壁 断 面	t=150(mm)
配 筋	壁筋φ9@300



(図中、 は部材発破箇所を、 は倒壊方向を示している。また、各ケースとも検討構面内の壁は事前撤去を前提としている)

図一八 検討ケース一覧

モードにおけるバー要素 (タイプB) の降伏) を生じる可能性が考えられる。

4. 解体計画と解体シミュレーションにおけるケーススタディー

(1) 倒壊設計対象構造物と基本条件

本解析技術を RC 構造の制御発破解体に適用し、実構造物の倒壊プロセスの予測を行った。対象構造物は、RC 造壁付きラーメン構造 3 階建てであり、南北方向 2 スパン、東西方向 3 スパンの建物である。その概要を、図一七、表一 二 に示す。

発破工法の適用に際しては、周辺工事や施設保安より受ける制約条件から、計画の前提条件あるいは要望事項として安全性に加え以下の事項が挙げられた。

- ① できる限り狭い範囲で倒壊する形式とする。
- ② 発破後の高さを、できるかぎり低く抑える。
- ③ 発破振動および騒音レベルが許容値以下である。

従って、倒壊計画フローの中でこれらを念頭におき、確実に倒壊するような設計を行うこととした。

(2) 検討ケースとその倒壊過程予測

上記事項を勘案したうえで、数例の解体パターンを設定したが、ここでは、図一八に示した代表的な 3 例についてのシミュレーション結果を示す。以下、いずれのケースも、倒壊方向の面内に存在する壁は全て、事前撤去するものとする。また、特に鉄筋の事前切断を仮定する場合は、作業時の安全性を確認した上で行うことや、特別剛性の高い階段部分や屋内配管などは事前に撤去することなどを前提としている。

表一 三、 4 に解析に用いた物性値を、表一 五 には各検討ケースにおける事前処理および段階発破に伴う共通のモデル修正項目として、発破によるブロック全長破砕箇所 (記号; ハッチング) および主筋事前切断 (図一 4 (a)、 4 (b) 参照) 箇所 (記号; ○印) を、その修正段階 (モデル番号) と共に示した。ここで全長破砕後の状態は、「発破設計」において柱のフープ筋がはずれ軸方向鉄筋は容易に座屈するように、装束位置・業種および量を決定しており、当該ブロックを完全除去している。ただし、検討ケース 3 に限り面外方向の外壁の事前撤去を行わないため、A, C 通り柱の全長破砕時には、当該ブロックの剛

表-3 解析に用いたブロック物性値

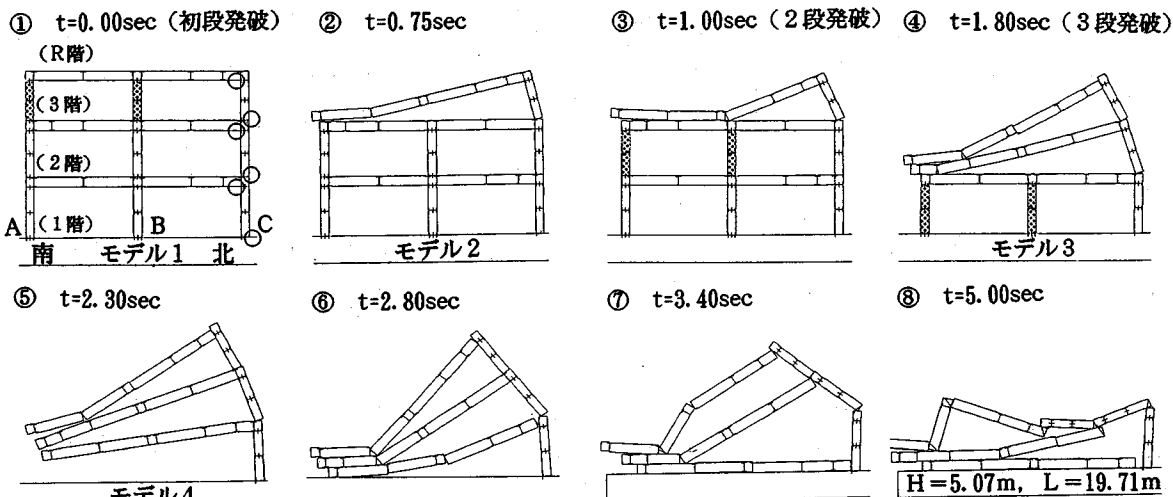
ブロック		ブロック界面
弾性係数 (Mpa)	ポアソン比	摩擦角 (deg)
2.4×10^4	0.167	55

表-4 解析に用いたバー要素物性値

梁および柱 鉄筋種別	公称断面積	降伏強度	弾性係数	破断強度	伸び
	(cm^2)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(%)
主筋(D22)	3.871	378	205940	580	30
せん断補強筋($\phi 9$)	0.636	314	205940	484	39

表-5 おもなモデル修正項目

検討ケース	発破による全長破砕部位	主筋切断箇所(事前処理)
検討ケース1 「水平倒壊方式」 (図-9参照)	<ul style="list-style-type: none"> ・3階A, B通り柱(モデル2) ・2階A, B通り柱(モデル3) ・1階A, B通り柱(モデル4) 	<ul style="list-style-type: none"> ・各階C通りにおける梁柱接合部梁下側主筋 柱脚部外側2列主筋
検討ケース2 「内破方式」 (図-10参照)	<ul style="list-style-type: none"> ・各階②, ③通り柱及びR階梁両端部(モデル2) ・3階梁両端部(モデル3) 	<ul style="list-style-type: none"> ・各階①, ④通り柱脚部外側2列主筋 ・1階①, ④通り柱中段内側2列主筋 ・1階①, ④通り柱頭部外側2列主筋
検討ケース3 「複合鉛直倒壊」 (図-11参照)	<ul style="list-style-type: none"> ・2, 3階B通り柱及びR階梁両端部(モデル2) ・2階A, C通り柱及び1階B通り柱(モデル4) ・1階A, C通り柱(モデル5) 	<ul style="list-style-type: none"> ・3階A, C通り柱中段外側2列
備考	○内は修正を実施するモデル	すべてモデル1において実施



(図中、 は、全長破砕により消滅するブロックを、○印は、当該部材の主筋を事前に切断した位置を、H・Lは、崩壊後の高さ・長さを示す。)

図-9 検討ケース1の解析結果

性のみを「柱+外壁」→「外壁のみ」に低減することで外壁の残存を評価している。

各ケースともモデル1において、主筋の実配筋位置には式(4)~(6)で与えられる本数分の剛性・強度を有するバー要素(タイプA・状態I)を定義している(図-3参照)。ただし、ブロック開口幅には厳密な物理的意味を期待せず、便宜上バーの両端は双方のブロック接触面から鉄筋径の約10倍離れた位置とし、事前切断箇所にはこれを予め定義しなかった。また、ブロック界面には実際のフープ筋・スターラップ筋と合わせ部材軸と90°に、式(7)、(8)の与える強度を有するバー要素(タイプB)

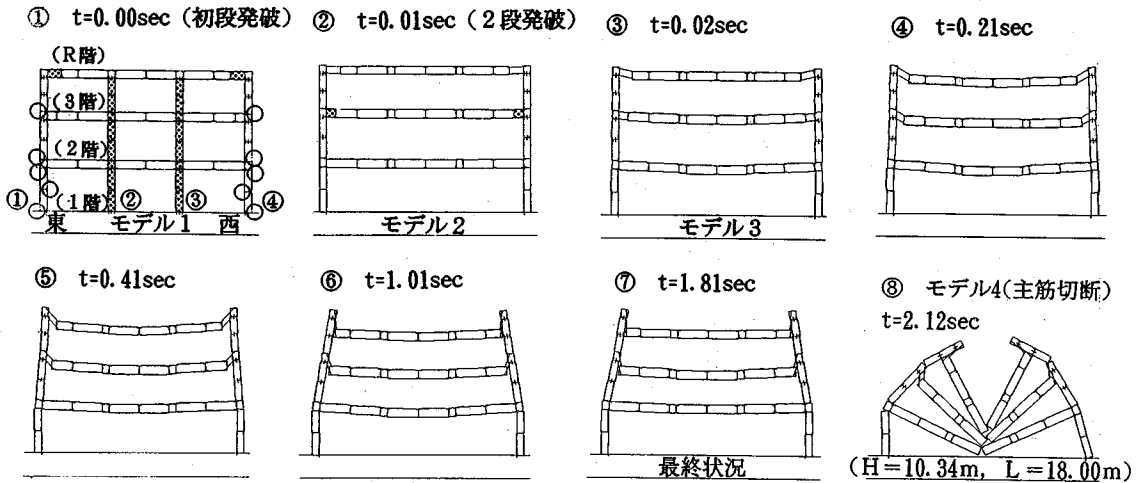
を定義している。

主筋事前切断時の長期設計荷重(自重+上載荷重)に対する安全性は、切断箇所を部材の負曲げ位置に限定し、断面計算により別途確認している。

a) 検討ケース1

南北スパン面内において、構造物全体を若干南側(A通り側)へ傾けながら倒壊させる「水平倒壊方式」を想定した解析結果を図-9に示す。

段階発破は表-5に示した箇所において3段階とし、モデルを2, 3, 4と変更し、順次動的な倒壊挙動を解析した。モデル2では、R階梁が3階梁と接触後、スバ




(图中、は、全長破砕により消滅するブロックを、○印は、当該部材の主筋を事前に切断した位置を、H・Lは、崩壊後の高さ・長さを示す。)

図-10 検討ケース2の解析結果

ン中央において曲げ破壊を生じるまでの1.00秒間の運動を、モデル3では、R階および3階梁が一体となって2F梁上に落下するまでの0.80秒間の運動を、モデル4では最終的に運動が静止するまでの3.20秒間の倒壊解析を行った。

本解析ケースにおける最終崩壊状況は、高さ約5.1m(原高比0.41)、長さ約19.7m(原長比1.26)と予測され、結果として倒壊スペースの増大に及ぼす影響が課題として挙げられた。

b) 検討ケース2

東西スパン面内において、欧米でよく見られる「内破法」すなわち、建物内側の柱のみを発破することにより外側の柱・壁一体を鉛直方向に落とし込む倒壊方式を想定した解析結果を図-10に示す。

ここで、1階については①、④通りの柱を折曲げ、崩壊高さを低くすることを意図した主筋の事前切断を行っている。起爆順序としては、倒壊過程における部材相互の干渉の影響が最も顕著に現われるケースとして、全階の②、③通りの柱およびを同時に初段で破砕した場合を想定し、モデル2では初段発破後全体系が安定するのに十分な0.01秒間の運動を解析し、モデル3により2段発破後1.80秒間の解析を行った。

また、R階および3階梁両端部におけるコンクリート破砕後の当該部の主筋は、前述の状態IIにおけるパー要素としてモデル化した(図-4(a)、図-5、表-1参照)。

本検討ケースにおける最終崩壊状況は、図-10中の⑦の状況であり、建物内側の鉛直支持部材の喪失が、壊滅

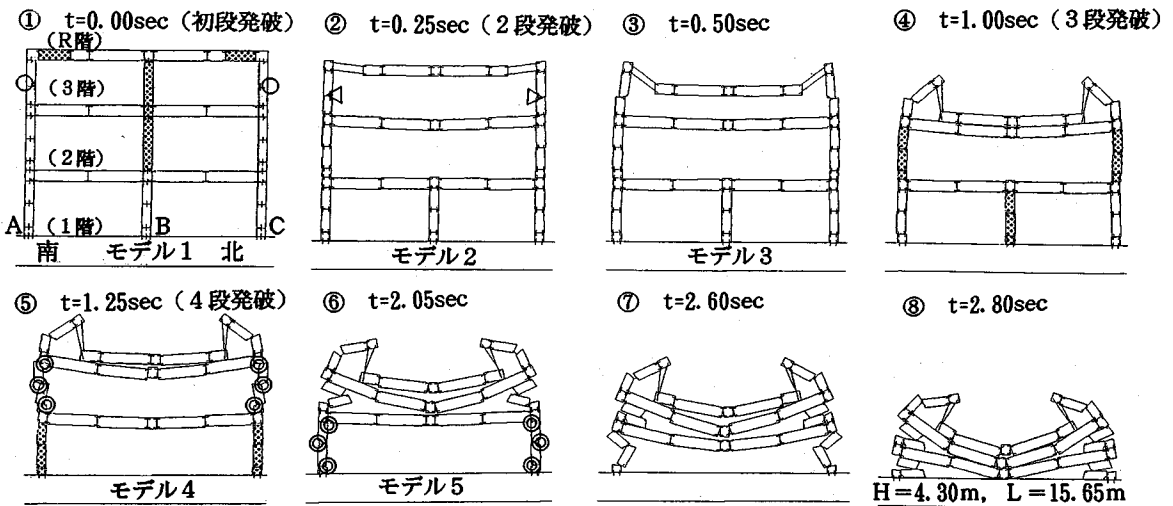
的な崩壊に至らない結果となった。また、同図中の⑧は、2段発破と同時に全階梁スパン中央位置の下側主筋が切断された場合を解析上で仮定し(モデル4)倒壊挙動を予測したものであるが、結果は高さ約10.3m(原高比0.83)、長さ約18.0m(原長比1.00)であり、これも意図した1階①、④通りの柱の折れ曲がりには繋がらなかった。

c) 検討ケース3

南北スパン面内における、上層階からの「複合鉛直倒壊」すなわち、3階についてはケース2と同様の「内破法」に近い方式により内側に引き込み、続いて2階・1階においては、予め外側壁に縦方向スリットを入れることで柱・壁を分離しておいた上で、内側(B通り)柱に続いて外側(A,C通り)柱をも破砕し「外壁を折り畳む」を想定した解析結果を図-11に示す。

ここで、3階部分においては「R階の梁の落下をA、C通りの柱の内傾に対して確実に先行させること」が、2階・1階部分では「A、C通りの外壁を「く」の字に(可能であれば内側に)折曲げること」が、目標崩壊状態(各階の梁が重なり合う)達成のためのキーと考えられた。そこで、表-5に示した共通のモデル修正に加え、3階A、C通り柱の図-11中△印で示した位置における局部破砕(図-4(c)参照)および、1、2階の◎で表示した箇所において外柱全長破砕と同時に、同ブロックを上・中・下の3つの高さで水平はつりを事前に施された外壁に置換することとした。

段発破は、表-5に示した全長破砕(初段・3段・4段)の間に、2段発破としての局部破壊をモデル3で



(图中、は、全長破砕後に剛性低減により外壁置換されるブロックを、○印は、当該部材の主筋を事前に切断した位置を、△印は局部破砕位置を、◎印は外壁のコンクリートを壁厚の半分まで事前に削った位置を、H・Lは、崩壊後の高さ・長さを示す。)

図-11 検討ケース3の解析結果

考慮した。モデル2で中央支柱を失ったR階梁の0.25秒間の運動および平衡状態を、モデル3ではR階梁が落下し3階梁に接触を完了する0.75秒間の運動を解析した。(モデル2以降、R階梁両端部については、ケース2同様状態IIにおけるバー要素としてモデル化した。)その後、モデル4、5では外柱発破に伴うブロックの剛性低減と形状の切り欠きにより、外壁の折れ曲がりと全体崩壊の進行を解析した。(ブロック置換の際、主筋についても壁筋(φ9@150・シングル配筋)に修正している。)

本解析ケースにおける最終崩壊状況は、高さ約4.30m(原高比0.35)、長さ約15.65m(原長比1.00)と予測され、解析条件下で前述のスペース的な前提条件を概ね満足することが確認された。

5. シミュレーション結果の対比および解体の実施によるその評価

(1) 事前検討

各検討ケースのシミュレーションに先行し、解析に用いる次のパラメータに関する事前検討を実施した。以下に、概要を述べる。

ブロック界面の摩擦角；ブロック間の摩擦角φが、検討ケース1におけるブロックの移動量に及ぼす影響を検討した結果、通常考えられる範囲で45°程度に低減しても、R階スラブの2.80sec(図-9⑥)以降の挙動ならびに水平倒壊距離はほぼ同一であった。(極端に摩擦角を一律0°に設定した場合、梁柱接合部で梁上側主筋が切断し滑動を生じた。)

接触剛性(ペナルティ)；いずれのケースにおいても貫入抵抗 K_n を1000 N/cm~100000 N/cm程度に設定すれば、一律1ステップ2 msecの解析で収束条件が満足され、倒壊時間に及ぼす影響も2%程度であった。極端に小さな値を用いると、特定のブロックの貫入や大変形を生じるため妥当でないことが容易に判明した。

ブロック分割数；本パラメータは、不連続体の破壊挙動を解析する上で主要因となり一概には言及できないが、本解析では詳細なひびわれ進展には着目していないため部材高さ方向には分割数を1に限定した。また、部材軸方向の分割については、3.(2).b)で述べた方式以上に細分割しても、個々の部材の破壊部位に有意な差は見られなかった。

ブロック形状；基本的に部材軸と直角な辺を有する長方形で部材をブロック分割しているが、モデル修正における「部分破砕」あるいは、「外壁の線状はつり」におけるブロック形状の修正量については、倒壊の進行性に及ぼす影響が大きく認められた。ここでは、線状はつりは事前にその量が確認できるのに対し、部分破砕については不確実性を伴うため、安全側を考え実際の破砕効果に比べ少ない目の断面欠損を仮定して(局部に限定)解析を行うこととした。

(2) シミュレーション結果の対比

以下に、上述の各ケースに対する解析結果の比較検討を行う。

a) 検討ケース1

ケース1では、重心の移動がスムーズに行われ、C通り

表一 6 起爆間隔と各段の斉発爆薬量

起爆 順序	段発 #	秒時差 (sec)	雷管本数 (本)	斉発爆薬量 (kg)
1	DS#2	初段	84	9.68
2	DS#3	0.25	112	4.88
3	DS#4	0.50	8	1.12
4	DS#7	1.25	44	5.28
5	DS#8	1.50	88	10.56
6	DS#10	2.05	88	10.56
	合計		440	42.08

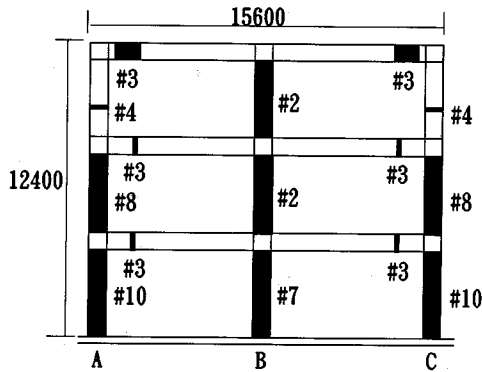


図-12 起爆順序一覧 (単位 ; mm)

柱脚部および梁柱接合部における塑性ヒンジを形成している。しかし、崩壊高さを低く抑えるためには、結果として倒壊スペースを南側に大きく必要とする。したがって、このケースは確実な倒壊パターンと判断できたが、前述の前提条件①を必ずしも満足しないため次善の方法であると評価した。

一方、本ケースでは構造系が発破・衝突により多段階に変化する動的な倒壊過程においてバー要素の降伏一破断を判定することで、大きな内力の変化を自動的に評価することができた。具体的には、図-9中③・④におけるR階梁下側主筋および④・⑥における3階梁下側主筋の破断による梁の屈曲や、⑥・⑦における2階梁片持端部上側主筋の破断による同梁の落下などがそれに相当する。

b) 検討ケース2

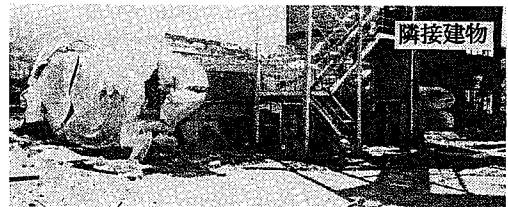
ケース2は、純粋な内破法をわが国のRC建物に適用しようとする際、事前処理の設定に困難さを伴う結果を示すものであった(図-9中⑦)。初期構造系において、正曲げが作用する梁中央の下側主筋の事前切断は行わなかったが、これを許した場合でも、同図⑧のように梁部材が責めぎょう最終崩壊状態を招くことが予想される。

c) 検討ケース3

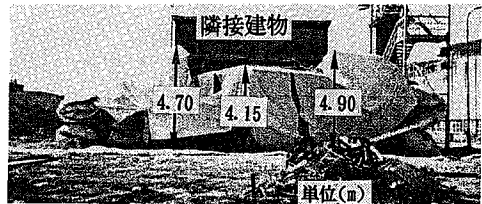
ケース3においては、最小スペース内において原高の



(a) 供用時(北面より撮影)



(b) 発破解体直後(北面より撮影)



(c) 発破解体直後(東面より撮影)

写真-1 解体前後外観

ほぼ1/3の崩壊高さを呈し、事前処理および起爆順序とも十分効果的であり、前提条件①・②を同時に満足することが予測された。

(3) シミュレーション結果の適用とその評価

シミュレーションで予測される、前提条件の満足度ならびに、工期・コスト面での検討を踏まえ、本実施例ではケース3に準じた解体が実施された。前提条件③などから定められた斉発薬量の規定の遵守と、倒壊プロセスの明確化とを基本に、数回のシミュレーション結果に基づき効果的な秒時差設定などを行った。表-6および図-12は、最終的に決定し実工事において採用された、DS雷管の2段から10段の内の6段を用いた段発発破計画を示す。

写真-1は、2次解体直前に撮影された崩壊状況を供用時の外観と比較し、高さなどの実測値と併せ示すもの

である。発破解体実施の結果は、最終状況に至る所要時間が約2.8秒、崩壊後の高さが最大で約4.9mであり、また、倒壊の形態においても、想定した「複合鉛直倒壊」を呈したことで倒壊過程、最終形状ともに予測と十分な精度での一致をみた。崩壊後の高さの実測値が、推定より若干大きくなっているのは、柱に巻きつけた飛散防護材料が、その機能を果たし破砕塊を内包したままであり、解析ではこれを無視しているためであった。

6. あとがき

鉄筋コンクリート構造物の発破解体時の倒壊挙動シミュレーションにおいて、不連続変形法を適用し、FEMにおいてバー要素を加えることと同様の手法により、比較的精度よく実際の挙動を予測することができた。また、実構造物の倒壊計画のフローにおける本手法の適用の位置づけの例を示すとともに、詳細な倒壊設計の実施に資する可能性を示唆することができたと考える。

謝辞：本研究における、検討ケースの解析の一部は松尾聖子さん（現、第一復建(株)）に山口大学工学部社会建設工学科の卒業研究として御協力をいただいた。また、本工事の実施にあたり、新日本製鐵(株)八幡製鉄所の関係各位には多大なる援助とご理解をいただき、(株)奥村組九州支店の徳田睦哉氏からは、貴重な工事記録写真の一部をご提供いただいたことをここに付記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 全国火薬類保安協会：コンクリート構造物発破解体工事保安技術指針，1991。
- 2) 世一英俊，坂田英一，西村 毅，三原陽治：構造物解体時のシミュレーション技術—その現状と動向について—，資源と環境，Vol.1，No.3，pp.9-18，1992。
- 3) 小林茂雄，草深守人，池田義之，中川浩二：発破による

- 鉄骨建家の倒壊工法に関する実験的研究，土木学会論文集，第415号，VI-12，pp.145-154，1990。
- 4) 小林茂雄，木下雅敏，中津賢一，中川浩二：鉄骨構造物の発破解体工法における設計・施工，構造工学論文集，Vol.38 A，pp.1213-1225，1992。
 - 5) Shi, G.H. and Goodman, R.E.: Discontinuous deformation analysis, *Proc. 25 th U.S Symposium on Rock Mechanics*, pp.269-277, 1984.
 - 6) Shi, G.H.: *Block System Modeling by Discontinuous Deformation Analysis*, Ph. D. Thesis, Univ. of California Berkeley, 1989.
 - 7) 小林茂雄，坂田英一，池田義之，中川浩二：鉄筋コンクリート構造物の発破解体について，土木学会第48回年次学術講演会概要集第6部，pp.14-15，1993。
 - 8) 小林茂雄，坂田英一，橋爪 清，中川浩二：鉄筋コンクリート構造物の発破解体設計と実施，土木学会論文集，第498号，VI-24，pp.67-76，1994。
 - 9) 和田 章，篠崎洋三，中村紀吉：地震時における建築物の倒壊の解析と隣接建物の衝突の影響について，第6回電算機利用シンポジウム，pp.175-180，1984。
 - 10) 目黒公郎，伯野元彦：粒状体シミュレーションによるコンクリート構造の破壊解析，東京大学地震研究所彙報，Vol.63，No.4，pp.409-468，1988
 - 11) 歌川紀之，近藤一平，伊藤 守，吉田 望：RC構造物の発破倒シミュレーション，第4回計算力学シンポジウム，pp.33-39，1990。
 - 12) 大西有三，山向 薫，佐々木猛，永井文男：不連続変形法(DDA)によるトンネルを含む岩盤斜面モデルの解析，土木学会第47回年次学術講演会概要集第3部，pp.632-633，1992。
 - 13) 吉中龍之進，吉田 淳，佐々木猛：不連続変形法(DDA)による岩盤ブロックモデル実験の解析，第27回土質工学研究発表会，pp.1309-1312，1992。
 - 14) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，1993。
 - 15) ACI: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)，1971。
 - 16) 例えば，小阪義夫，森田司郎：鉄筋コンクリート構造，丸善株式会社，pp.249-253，1975。

(1994.3.9 受付)

PREDICTED PROGRESSIVE FAILURE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURE UNDER CONTROLLED BLASTING-DEMOLITION

Eiichi SAKATA, Tsuyoshi NISHIMURA, Shigeo KOBAYASHI
and Koji NAKAGAWA

Discontinuous Deformation Analysis (DDA) was applied to the final design in blasting-demolition of an existing reinforced concrete structure. This paper gives an outline of the design procedure and the estimation of the analytical results for sequential change of structural system, such as falling process and final collapsed condition.