

論文 せん断破壊を考慮した RC 造建物の弾塑性解析

片谷 陽子*1・井上 純一*1・椋山 健二*2・荒木 秀夫*3

要旨：2001年芸予地震において、同一敷地内におけるほぼ同じ構造形式の2棟の鉄筋コンクリート造校舎が異なる被害を受けた。主要な被害は柱のせん断破壊であったが、建物の耐震性を評価するためにはこれらのせん断破壊後の耐力低下を適切に評価する必要がある。本論文ではこの耐力低下を擬似的に取り込んで静的弾塑性解析を行い、せん断破壊の発生から終局状態に至る破壊過程を検証した。また、両建物ともコンクリート強度が低く、部材のせん断強度に直接影響を与えるため、コンクリート強度が建物の耐震性能に与える影響も検討した。
 キーワード：被災 RC 造建物、せん断破壊、耐力低下、静的弾塑性解析

1. はじめに

2001年に発生した芸予地震では最大震度6弱を記録したにも拘わらず、全体的な建物被害は少なかった。しかし、大破・倒壊した鉄筋コンクリート造建物（以下RC造建物）が数棟あり、このような被災RC造建物の被害状況を観察し、その原因を究明することは、同様の建物の耐震性能を改善し、今後来るべき地震の被害軽減に極めて有効である。そこで筆者らはこれまで、2001年芸予地震において、同じ敷地内に立地し同様の構造形式にも拘わらず被害程度の異なった広島県立西条農業高等学校（以下本建物）の校舎2棟を対象として、耐震診断と静的弾塑性解析を行い、実際の被害状況との相関性やコンクリート強度の影響等を検討した¹⁾。さらに、推定地震動を用いた地震応答解析を行い、2棟の耐震性能の差異を明らかにした²⁾。しかしながら、実際の被害では多数の柱にせん断破壊が発生していたのに対し、これまでの解析ではプログラム上の制約からせん断破壊による耐力の低下を考慮することができず、最初のせん断破壊の発生から終局状態に至る破壊過程を検証するには至っていない。そこで、本論文では引き続き本建物の校舎2棟を対象として、柱のせん断破壊による耐力

の低下を擬似的に考慮した静的弾塑性解析を行い、せん断破壊後の耐力の低下が建物の耐震性能に与える影響について検討した。

2. 建物概要および被害概要

図-1に建物配置図、図-2に被害の大きかった2階の平面図と柱の損傷度³⁾を併せて示す。本建物はRC造の4階建てで南棟（普通教室棟）、北棟（管理教室棟）の2棟からなり、両棟とも1970年のほぼ同時期に建てられている。構造形式は耐震壁付ラーメン構造で、基礎は杭基礎である。その他、建物詳細については文献^{1),2)}を参照されたい。

主な被害状況は2棟共1,2階X方向の柱のせ

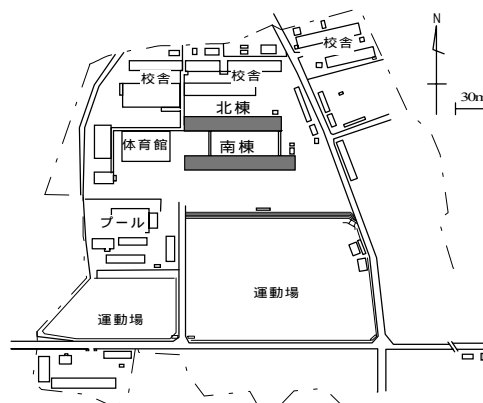


図 - 1 建物配置図

*1 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻（正会員）

*2 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻助手 博士（工学）（正会員）

*3 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻助教授 工博（正会員）

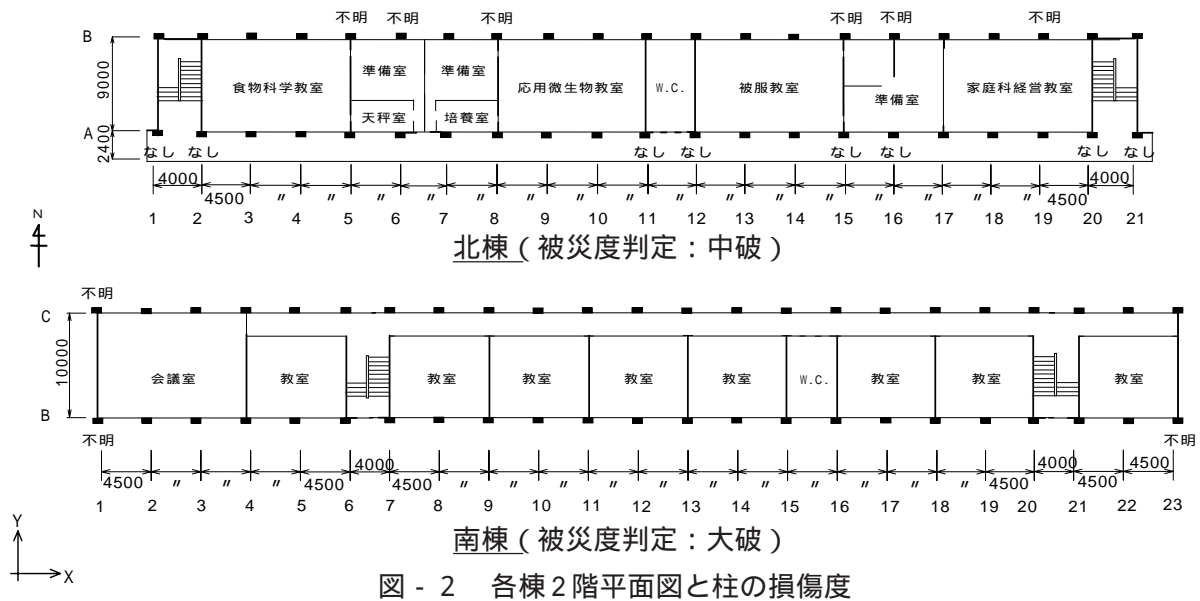


図 - 2 各棟2階平面図と柱の損傷度

せん断破壊,せん断ひび割れである。文献³⁾に準じた被災度判定では南棟が大破,北棟が中破となり,両棟で被害程度に差が生じた。被災度を判定する際に用いた各階の損傷割合D値を表-1に示す。南棟は2階,北棟では1階で最大となった。地震被災後,各棟24本ずつ採取して行ったコンクリートコアの圧縮強度試験結果はばらつきが非常に小さく,その平均値は南棟9.7N/mm²,北棟11.3N/mm²となり,建設当時の標準的な設計基準強度18N/mm²を大きく下回った。特に南棟で著しく低く,ほとんどが10N/mm²を下回っており,また北棟に関しても18N/mm²以上が数本あったものの,ほとんどが10N/mm²前後であり,両棟とも建物全体のコンクリート強度は低かったと推定される。今後は圧縮試験結果の平均値を各棟の実測値,18N/mm²を設計値として解析を行う。

表 - 1 各階の損傷割合D値

階	D 値		但し, D ≤ 5 軽微 5 < D ≤ 10 小破 10 < D ≤ 50 中破 D > 50 大破 D = 50 倒壊
	南棟	北棟	
4	9.0	10.8	
3	19.1	12.3	
2	71.7	19.1	
1	59.7	19.2	
最大	71.7	19.2	

3. 静的弾塑性解析方法

3.1 解析の概要

建物を剛床仮定の3次元立体骨組モデルに置換し,基礎を固定とした静的弾塑性解析を行った。外力分布にはAi分布を用い,いずれかの層で層間変形角1/20rad.に達するまで解析を行った。部材のモデル化に際しては梁・柱部材は両端に剛域を考慮して回転バネを挿入した材端剛塑性バネモデル⁴⁾とした。剛域長さは直交する部材のフェイス面とし,腰壁および垂壁が取り付く柱では腰壁の上端および垂壁の下端まで,袖壁が取り付く梁では袖壁端までとした。材中央にはせん断変形を表す弾性バネと,軸変形を考慮する軸バネを挿入した。耐震壁は文献⁵⁾に基づいてモデル化した。各部材における回転バネの曲げ復元力包絡線は菅野式⁶⁾に基づきトリリニアにモデル化した。腰壁が取り付く梁の曲げ耐力は文献⁷⁾,袖壁が取り付く柱の曲げ耐力は文献⁸⁾にならない算定した。せん断バネは,梁・柱部材については弾性とし,また耐震壁については今回の解析ではせん断破壊後の耐力低下を考慮していないため,柱に置換された壁板のせん断バネを弾塑性とし,復元力包絡線を回転バネと同様の方法でトリリニアにモデル化した。軸バネの復元力は梁のみ弾性として扱い,柱,壁板の置換柱は弾塑性とした。コンクリートの圧縮強度は前章で述べたように実測値(南棟9.7N/mm²,北棟11.3N/mm²)と設計値(18N/mm²)の2種類とし,鉄筋の降伏強度は引張試験結果より $\sigma_y=240\text{N/}$

mm²とした。

3.2 柱のせん断破壊後の耐力低下の考慮

本研究にて使用した解析プログラムでは前項で示したように柱のせん断バネが弾性であると仮定しているため、せん断破壊後の耐力低下を考慮することができない。そこで、この耐力低下を擬似的に考慮するため、せん断破壊をした柱にせん断力を負担させない方法として、図 - 3 に示す方法により解析を行った。

前項で述べた方法で静的弾塑性解析を行い、せん断力 - 層間変位曲線 (Q-δ 曲線 1) を得る。このとき、対象とする建物全体の中で最初に柱のせん断破壊が発生した点を A とし、この点以降耐力が低下するものとする (図 - 3 (1))。せん断破壊発生の確認には式 (1) のせん断耐力下限式⁹⁾を用いた。

$$Q_{u\min} = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (180 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w \cdot s \cdot \sigma_y} + 0.1N/bD \right\} \cdot bj \quad (1)$$

ここに、 k_u は断面寸法による補正係数、 k_p は引張鉄筋比 p_t (%) による補正係数、 σ_B はコンクリート強度、 M/Qd はせん断スパン比、 p_w はせん断補強筋比、 $s \cdot \sigma_y$ は補強筋の降伏点応力度、 N はせん断耐力算定用軸力、 b は部材幅、 D は部材せい、 j は応力中心間距離である。

次に、せん断破壊が発生した柱の端部をピン接合 (軸力のみを負担し、せん断力は負担しない) とした建物を仮定して再度解析を行い、Q-δ 曲線 2 を得る (図 - 3 (2))。通常、建物にせん

断破壊が生じても耐力は徐々に低下すると考えられるが、文献¹⁰⁾のせん断耐力低下の概念に基づき、最初の柱がせん断破壊したことにより層せん断力が Q-δ 曲線 1 上の点 A から Q-δ 曲線 2 上の点 B まで一挙に耐力低下が生じると仮定する。再び Q-δ 曲線 2 の解析で最初にせん断破壊を発生した柱を確認し、この点を C とする。このとき点 C の層間変位 δ_c が点 B の層間変位 $\delta_b (= \delta_a)$ より小さくなる場合は、耐力の低下により連続的にせん断破壊が発生するものとして、せん断破壊が生じた柱の両端をピン接合とした建物の解析を行い、 $\delta_c > \delta_b$ となるまで繰り返す。最終的に $\delta_c > \delta_b$ となった時点の Q-δ 曲線を Q-δ 曲線 2 とする。これを解析終了時 (いずれかの層が 1/20rad に達した時点)、もしくは耐力が急激に低下し (その耐力の 10% 以上) 建物が崩壊すると想定した時点まで繰り返しを行い、せん断破壊発生後の耐力低下の影響を考慮した Q-δ 曲線を得る (図 - 3 (3))。

4. 静的弾塑性解析結果

4.1 層せん断力係数 (Ci) 層間変形角 (R) 関係

図 - 4 に解析により得られた X 方向の層せん断力係数 (Ci) 層間変形角 (R) 関係を示す。ただし、実際の被害においてせん断破壊は 2 階以下のみで生じていることから、図中には 1, 2 階のみ示している。図中の x は層せん断力係数が急激に低下する (10% 以上) 直前の点を示しており、ここを崩壊点とし解析を終了した。

南棟は層せん断力係数 0.23 付近の 2 階の柱で、

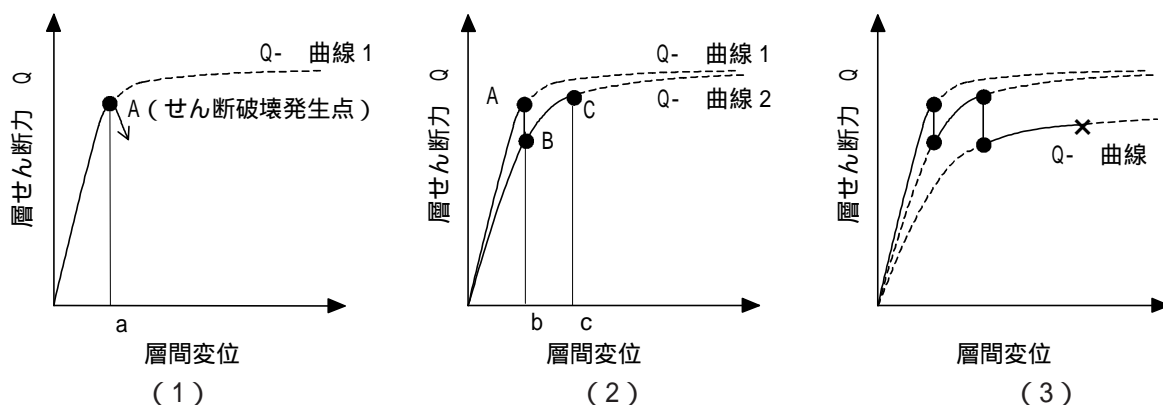
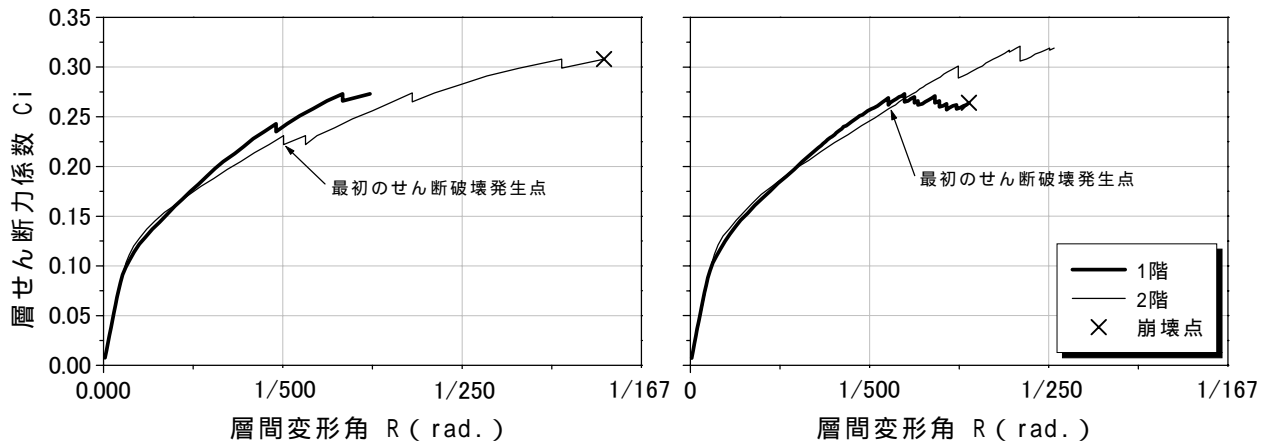


図 - 3 せん断破壊後の耐力低下の考慮



南棟(コンクリート強度9.7N/mm²)

北棟(コンクリート強度11.3N/mm²)

図 - 4 せん断破壊後の耐力低下の考慮(コンクリート強度:実測値)

最初にせん断破壊が発生しており、この破壊による耐力低下によってこの階の変形が進行した。その結果、せん断力が2階に集中したため、1階の変形が進行する前に2階で層崩壊が生じ、解析が終了した。一方、北棟では層せん断力係数0.25付近で1階の柱においてせん断破壊が発生し、変形が進行する前に急激な耐力低下が生じた。それに対し、2階ではせん断破壊は生じているが、せん断力係数は0.32程度まで上昇している。

以上のことより、コンクリート強度実測値を用いた結果は南棟では2階でせん断破壊が先行し、北棟では1階でせん断破壊が先行する実際の被害状況とほぼ一致する結果となった。

図 - 5に1,2階のCi-R関係の比較を示す。両棟ともコンクリート強度実測値及び設計値を用いた場合を示しており、各棟の比較及びコンク

リート強度の違いによる影響を検討した。

コンクリート強度実測値における南棟と北棟を比較した場合(太線)、1階の最大耐力及び層間変形角に大きな違いは見られない。しかし、北棟では最大耐力に達した時点で多くの柱がせん断破壊を起こし、破壊に至っている。一方、南棟2階では層せん断力が0.3程度に達した時点で層崩壊が発生しており、入力されるせん断力のレベルは北棟と大きな違いがないにもかかわらず大きな変形を生じている。また、せん断破壊はいずれの階も南棟で早く発生しており、これらのせん断破壊の発生に伴う耐力低下により、南棟の被害が進行したと推測される。

コンクリート強度が実測値の場合と設計値の場合を比較すると、いずれの棟も最大耐力は設計値で大きくなっている。特に南棟2階の設計値

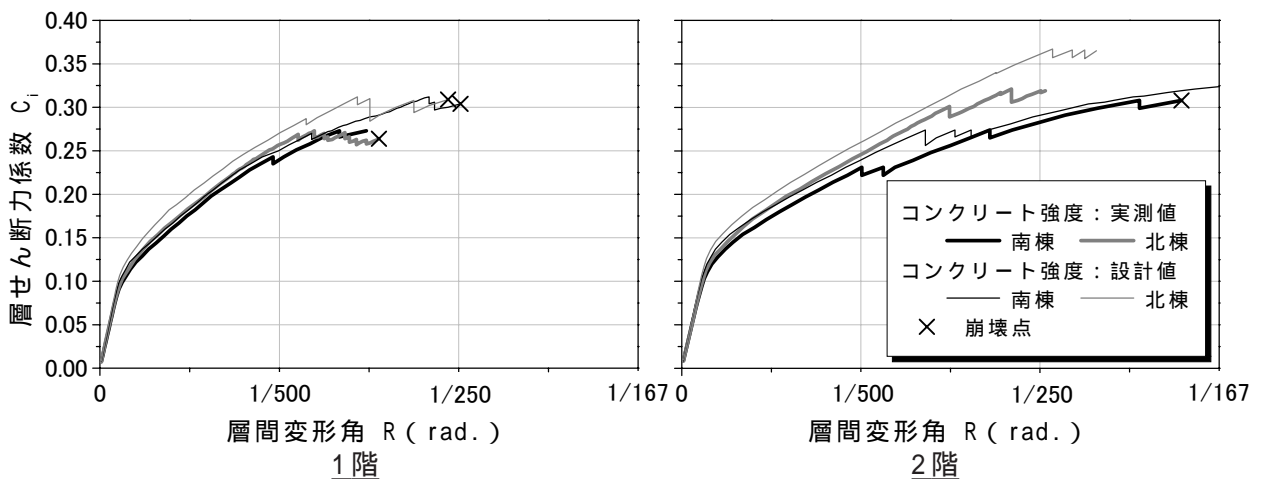


図 - 5 1,2階のCi-R関係の比較

ではせん断破壊は早期に発生しているが、急激な耐力低下を生じず耐力を保っており、その結果、1階で最大変形に達して崩壊に至っている。一方、南棟実測値では先述したように2階で崩壊をしており、コンクリート強度が実測値と設計値では南棟で崩壊機構に違いが生じた。

以上のことから、これまでに確認されていた低いコンクリート強度によるせん断破壊の早期化により、南棟では2階で破壊が進行するという破壊形式へと変化したため、南棟で大きな被害が生じたと推測できる。

4.2 ヒンジ発生状況

図 - 6 に南棟、図 - 7 に北棟の解析によって得られた柱のヒンジ発生状況を示す。各棟とも南棟でせん断破壊が発生し始める2階の層せん断力係数(C_2)が0.25の時点と両棟の最大耐力に近い0.30に達した時点でのヒンジ図を示している。また、解析終了時(もしくは各階いずれかで大幅な耐力低下が生じ層崩壊した時点)のヒンジの発生状況も併せて示す。 $C_2=0.25, 0.3$ に達した時点のヒンジ図はコンクリート強度実測値の場合のみ示し、せん断破壊発生 of 進行状況を確認した。解析終了時のヒンジ図については、コンクリート強度を実測値とした場合及び設計値とした場合の2通りを示し、コンクリート強度がせん断破壊の発生に与える影響を検討した。さらに、実際の被害による柱の損傷度も併せて示す。

南棟では $C_2=0.25$ に達した時点で3階の耐震壁下の柱がせん断破壊している。その後、最大耐力($C_2=0.30$)に達するまでは1, 2階の数本でせん断破壊が生じるのみで大きな破壊には至っていない。しかし解析終了時点(コンクリート強度実測値)では、2階のほぼ全ての柱でせん断破壊が生じており、このため急激な耐力低下が生じ崩壊に至った。一方、コンクリート強度設計値を用

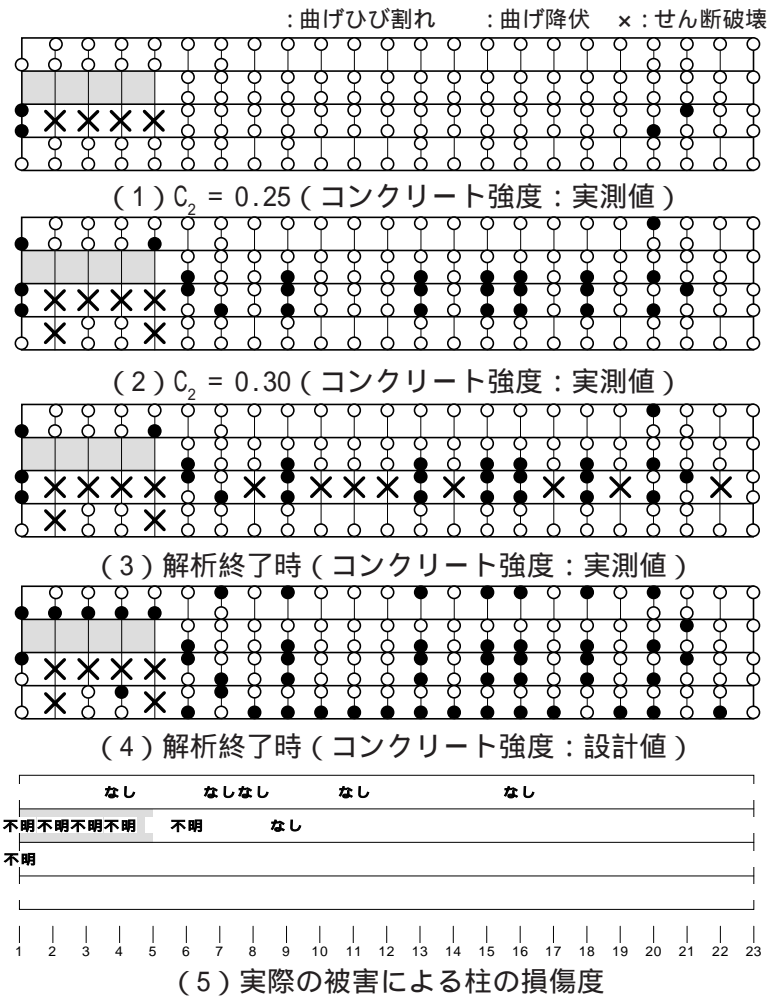
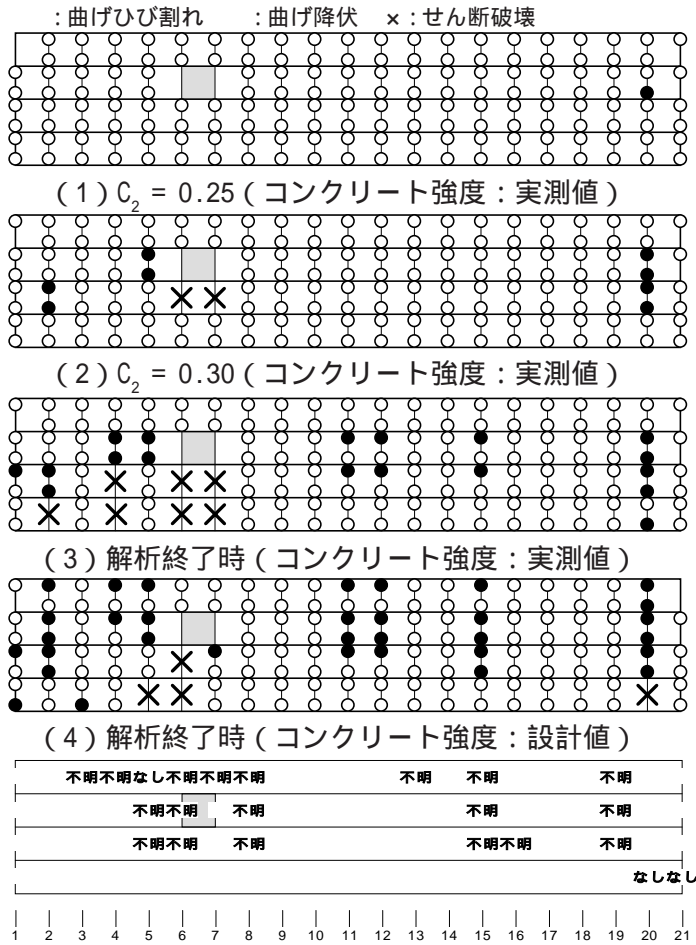


図 - 6 南棟の柱のヒンジ発生状況 (Cフレーム)

いた場合は、せん断破壊は生じているものの実測値を用いた場合ほど多数ではなく、曲げ降伏を生じた柱が多くなった。以上より、柱のせん断破壊後の耐力低下の影響が被害を大きくしていたことを確認した。また、実被害においてもCフレーム2階の多くの柱でせん断破壊が発生しており(損傷度IV, V)、本解析の妥当性を確認するため、地震応答解析による更なる検証が必要である。

北棟では $C_2=0.25$ に達した時点ではせん断破壊及び曲げ降伏はほとんど生じておらず、南棟と同程度の荷重レベルでは破壊が生じないことが確認できる。また、最大耐力に近い $C_2=0.30$ の時点で2階にせん断破壊が生じ、その後解析終了時までに1, 2階の数本の柱でせん断破壊が生じた。しかし、南棟と比較すると明らかにせん断破壊の発生本数は少なく北棟の耐震性能は南棟よ



(5) 実際の被害による柱の損傷度
 図 - 7 北棟の柱のヒンジ発生状況 (B フレーム)

りも高いことが確認できる。

5. まとめ

2001年芸予地震で被害を受けた広島県立西条農業高等学校の校舎2棟ついて、柱のせん断破壊後の耐力低下を擬似的に考慮した静的弾塑性解析を行い、せん断耐力の低下が建物の耐震性能に与える影響について検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 実測されたコンクリート強度を用いることで南棟は2階、北棟では1階の柱のせん断破壊が先行し、南棟の損傷がより大きく現れ、南棟で被害が大きかった実際の被害状況と良好な対応を示した。また、使用するコンクリート強度によって崩壊機構に違いが生じることを確認した。
- 2) 柱のヒンジの発生状況から、せん断破壊の進展により建物が崩壊に向かう様子を確認した。

謝辞

地震被害調査におきまして建物所有者の皆様には多大な御協力を得るとともに貴重なデータを頂きました。ここに記して深謝いたします。

参考文献

- 1) 片谷陽子, 井上純一, 椋山健二, 荒木秀夫, 菅野俊介: 2001年芸予地震で被災した学校建物の耐震性能, 日本建築学会技術報告集, 第16号, pp.105-110, 2002
- 2) 井上純一, 椋山健二, 荒木秀夫, 菅野俊介: 2001年芸予地震における被災RC造学校建物の地震応答解析, コンクリート工学年次論文集, 第25巻, 第2号, pp.1267-1272, 2003
- 3) (財)日本建築防災協会: 震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コンクリート造編), 1991
- 4) Giberson, M. F.: Two nonlinear beams with definitions of ductility, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.95, No.ST2, pp.137-157, 1969
- 5) Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S. and Aoyama, H.: Analysis of the full-scale seven-story reinforced concrete test structure, Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo (B), Vol. XXXVII, No.2, pp.431-478, 1983
- 6) 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2, pp.1-9, 1973
- 7) 広沢雅也, 山本佳正: 鉄筋コンクリートの崩壊防止に関する総合研究(その29 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1125-1126, 1975
- 8) (社)日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料(資料15, 16 腰壁・垂れ壁・そで壁付き部材の弾塑性挙動(1)(2)), pp.56-61, 1987
- 9) 荒川卓: 鉄筋コンクリートはりの許容せん断応力度とせん断補強について, コンクリートジャーナル, Vol.8, No.7, pp.11-20, 1970
- 10) (財)日本建築防災協会: 改訂版・既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針同解説, 1990, 2001