

1994年三陸はるか沖地震により被災した
青森県立八戸東高校の耐震性能
その1 管理棟の解析

正会員○ 溝部錦伸*1
北山和宏*2
木村宏樹*3
中埜良昭*4

1) はじめに 1994年三陸はるか沖地震を受けて、被災度判定区分により倒壊と判定された青森県立八戸東高校管理棟について、この建物の耐震性能と実被害とを比較検討した。なお、対象建物に隣接する教室棟は軽微な被害にとどまった。図1に管理棟と教室棟の位置関係を示す。

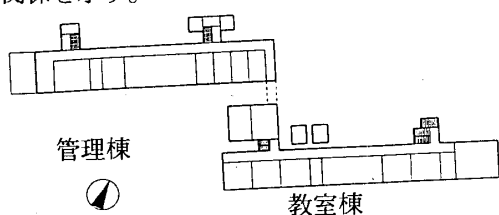


図1 配置図

2) 建物と被害の概要 (図2) 対象建物は1963年建設のRC造3階建てで、桁行方向は純ラーメン構造、はり間方向は耐震壁付ラーメン構造である。基礎は独立フーチング基礎でローム層を支持地盤としている。主要な被害は桁行方向に生じた。桁行方向1階柱の半数以上が激しくせん断破壊し、その結果2階床が沈下するなど、棟全体としては倒壊に近い被害となった。なお、管理棟は1968年十勝沖地震後、補修をして継続使用されていた。

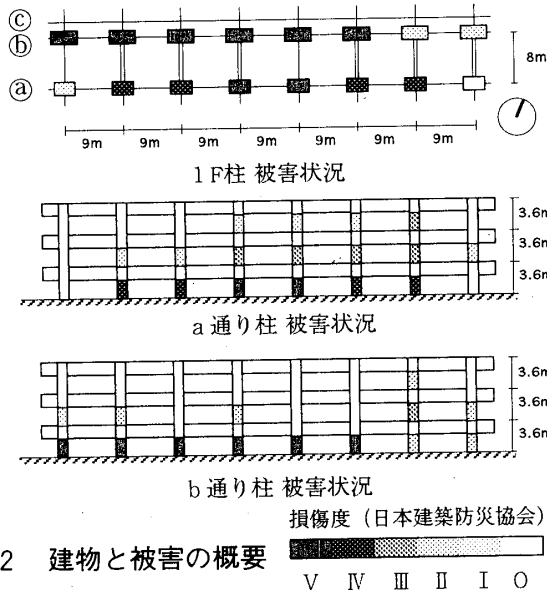


図2 建物と被害の概要

3) 耐震診断 管理棟について、耐震診断基準(*1)による耐震診断を行った。解析仮定は以下の通りである。
①コンクリート強度、鉄筋降伏強度は抜取試験結果(表1)を用いた。
②建物全重量(建物自重+地震用積載荷重)は図面をもとに算出した値を用いた($w=1.07\text{ t/m}^2$)。
③経年指標は建物年数からのみ判定し各次診断とも0.8とした。

表1 抜き取り試験結果

コンクリート圧縮強度	187.7kgf/cm ²
コンクリートヤング係数	$1.71 \times 10^5\text{ kgf/cm}^2$
柱主筋降伏点強度	3405kgf/cm ²
梁主筋降伏点強度	3103kgf/cm ²
フープ筋降伏点強度*	3410kgf/cm ²

*0.2%offset法による

図3に耐震診断結果を示す。桁行方向に耐震壁がないため、全体的に桁行方向のI s値ははり間方向よりも低く評価された。桁行方向について見ると1次・2次診断では、1・2階のI s値は3階に比べ低い傾向を示した。3次診断では2階柱の破壊形式が曲げ梁支配型と判定され、その結果2階のI s値が高く評価された。以上のようにI s値は桁行方向1階が低く評価され、実際の被害状況とほぼ同様の傾向を示した。

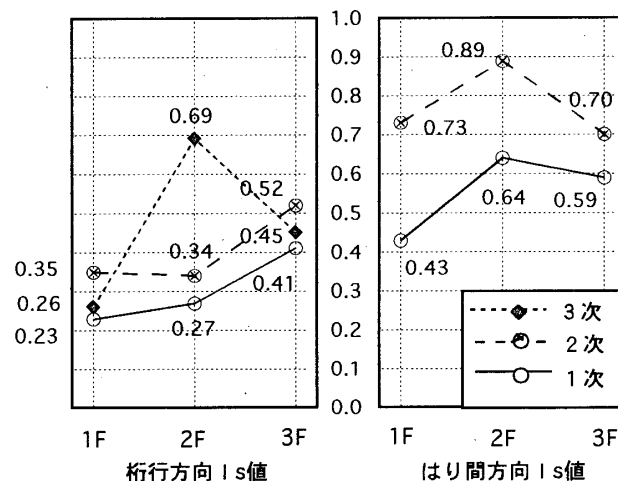


図3 耐震診断結果

Seismic Resistance of Buildings in Hachinohe-Higashi High School Damaged by 1994 Far Off Sanriku Earthquake (Part 1 Study on Administration Office Building)

MIZOBE kanenobu, KITAYAMA Kazuhiro, KIMURA Hiroki and NAKANO Yoshiaki

4) 弾塑性解析 桁行方向を対象に地震応答解析プログラム「dandy」(2)により弾塑性解析を行った。

(解析仮定) 建物の各フレームは剛床仮定が成立するものとし、各部材は線材置換し材端弾塑性バネを用いた。復元力特性は武田スリップモデルとした。部材のせん断破壊の判定は、部材の材端モーメントから算出したせん断力が荒川最小式によるせん断耐力(柱のせん断補強筋比は0.11~0.12%)を超える時点とした。各部材の剛性、耐力はRC基準(3)に基づき算出し、降伏点割線剛性は菅野式により求めた。

(漸増载荷解析) Ai分布外力による漸増载荷解析を行った。各層の層せん断力-層間変形角関係を図4に示す。1層の層間変形角が1/124で1・2層とも梁曲げ降伏先行型の崩壊機構を形成した。1層層間変形角が1/90のとき1階a通り内柱6本がほぼ同時にせん断破壊した。このとき梁端の塑性率は最大で5.2、ベースシア係数は0.31であった。なお、b通り柱はせん断破壊に至らなかった。

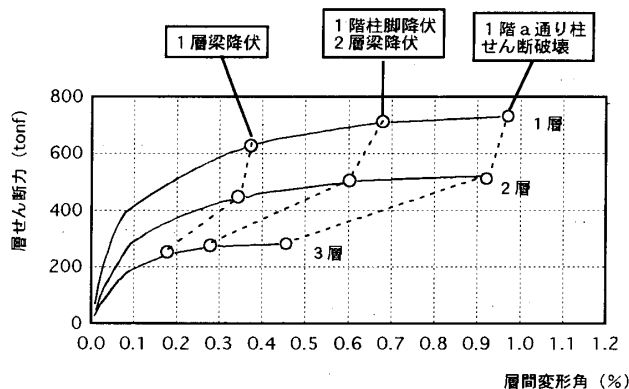


図4 層せん断力-層間変形角関係

(地震応答解析) 次に同じ建物モデルを、八戸市役所B1階で観測されたN254地震波を用いて地震応答解析を行った。減衰は瞬間剛性に比例するとし、減衰定数は1次周期に対して5%とした。図5に地震応答最大値を、図6・図7に1層の層せん断力の時刻歴、1階a通り内柱6本のせん断力とせん断耐力の比(Q/Qsu)の時刻歴を示す。この結果から、1階a通り内柱がほぼ同時にせん断破壊することが確認された。しかし漸増载荷解析の結果と同様に、1階a通り柱がせん断破壊に至る前に1層に梁曲げ降伏先行型の崩壊機構が形成された。そのため、Q/Qsuが100%の時点(せん断破壊発生と判断)で梁端の塑性率は最大で6.2となり、実際の梁端の被害を過大評価した。a通り柱のせん断破壊が両方向に発生していることも考慮すると、実際の柱のせん断耐力は図

7により算定値の95%以下であった可能性もある。

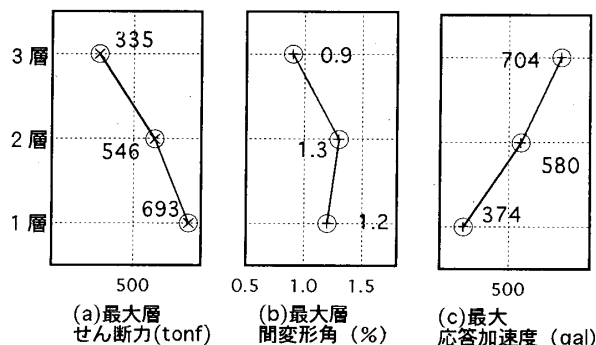


図5 地震応答最大値

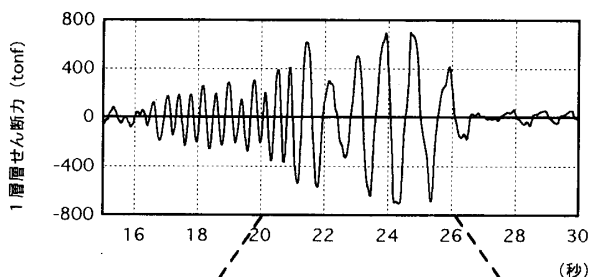


図6 1層層せん断力時刻歴

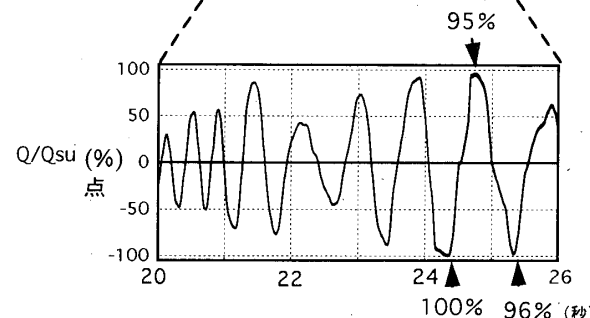


図7 1階a通り内柱のせん断力とせん断耐力の比

5) まとめ ①管理棟は耐震壁のない桁行方向がはり間方向に比べ耐震性能が劣っていた。Is値は桁行方向1階において最小となり、実際の被害と良く対応した。②地震応答解析では層間変形角1.14%で1階柱がせん断破壊し、このときベースシア係数は0.30であった。

(謝辞) 本研究は日本建築学会三陸はるか沖地震被害検討WG(主査・柴田明德東北大学教授)の活動の一環として行った。研究実施に協力いただいた沢田正明氏(青森県教育庁)、毛呂眞八戸工業大学助教授に深謝する。

(参考文献) *1) 日本建築防災協会「耐震診断基準・同解説」1995 *2) 壁谷沢寿海「鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型設計法に関する研究」、東京大学博士論文 1985 *3) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」1991

1) 東京都立大学 大学院生
2) 東京都立大学 助教授・工博
3) 東京大学 大学院生
4) 東京大学生産技術研究所 助教授・工博

Graduate Student, Tokyo Metropolitan University
Associate Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.
Graduate Student, University of Tokyo
Associate Professor, Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Dr. Eng.