

十勝沖地震および三陸はるか沖地震で被災した
鉄筋コンクリート校舎の耐震性能
Earthquake Resistant Performance of Reinforced Concrete School Building
Damaged by Tokachi-oki and Sanriku Haruka-oki Earthquakes

北山和宏¹⁾、溝部錦伸²⁾
KITAYAMA Kazuhiro¹⁾ and MIZOBE Kanenobu²⁾

- 1) 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻助教授 工博
Associate Professor, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.
2) 川崎市役所 修士 (工学)
Kawasaki City Office, Ms.Eng.

要 約

青森県立八戸東高校管理棟は1968年十勝沖地震でほぼ中破の被害を受け、さらに1994年三陸はるか沖地震により1階柱の大多数がせん断破壊して倒壊した。本論文では管理棟の三陸はるか沖地震による被害状況を報告し、耐震診断と静的な骨組解析とによって対象建物の保有した耐震性能を検討した。また骨組および質点系の地震応答解析を行ない、十勝沖地震と三陸はるか沖地震とによって被害程度が大きく異なった理由を追究した。耐震2次診断による桁行方向1階のIs値は0.34と最も小さく、実被害と一致した。十勝沖地震による応答は三陸はるか沖地震による応答よりも小さかったが、1階柱のせん断破壊直前まで達していた。三陸はるか沖地震ではせん断力の負担割合が大きい北側フレームのせん断破壊が先行し、その後の逆方向加力によって南側フレームもせん断破壊したと思われる。

SUMMARY

The administration office building of Hachinohe-Higashi high school in Aomori Prefecture suffered moderate and heavy damages by two famous earthquakes, i.e., Tokachi-oki Earthquake in 1968 and Sanriku Haruka-oki Earthquake in 1994, respectively. Why the remarkable difference of damages between two earthquakes was developed? This paper discussed the seismic resistant performance of this building using nonlinear earthquake response analyses to answer the question. The analyzed response of the building under two earthquakes, e.g., drift, input shear to columns, was larger under Sanriku Haruka-oki Earthquake than Tokachi-oki Earthquake. Input shear to first story columns however reached almost shear strength under Tokachi-oki Earthquake. South frame columns failed by shear immediately after shear failure of north frame columns occurred under Sanriku Haruka-oki Earthquake.

1. はじめに

青森県立八戸東高校管理棟は1968年十勝沖地震でほぼ中破の被害を、1987年岩手県中部地震で軽微な被害をそれぞれ受け補修をして継続使用されたが、1994年三陸はるか沖地震により1階柱の大多数がせん断破壊し、倒壊[1]と判定された。本論文では耐震診断と骨組解析とによって管理棟の保有した耐震性能を検討し、三

陸はるか沖地震による被害状況と比較した。また十勝沖地震と三陸はるか沖地震とによって被害程度が大きく異なった理由を地震応答解析によって追究した。

2. 建物概要

八戸東高校は管理棟 (RC造3階建て・1963年築)、教室棟 (RC造3階建て・1969年築)、特別教

室棟（RC造2階建て・1989年築）などからなる。所在地は八戸市大字類家1丁目、付近には三陸はるか沖地震で同様に大きな被害を受けた八戸市庁舎、パチンコ店ダイエーなどが位置する。東高校の敷地内では段丘が東に向かって下がっており、地質も急変する場所である[2]。管理棟は独立フーチング基礎でローム層を支持地盤としていた。管理棟の平面を図1に、軸組を図2に、柱断面リストを図3にそれぞれ示す。構造形式はc通りに柱のないバランスド・フレーム構造であり、北側廊下を片持ち梁で支持していた。aフレームの大梁（梁せい1300mm）は壁梁で、断面中心付近に床スラブが取り付けられていた。はり間方向には耐震壁が配置されていたが、⑤通りは1階に耐震壁のない壁抜けフレームであった。

3. 被災状況

三陸はるか沖地震による柱および耐震壁の損傷度[1]を図1にローマ数字で示した。主要な被害は1階柱の桁行方向せん断破壊である。特に被災度判定区分で損傷度Vの柱（写真1）については鉛直方向の変形が著しく、主筋の座屈およびコンクリートの圧壊が激しい。⑤通りでは、はり間方向に耐震壁がないために柱上部のせん断ずれによって2階床が10cm程度沈下した。2・3階の被害はひびわれ程度にとどまり、柱・梁接合部にもせん断ひびわれが見られた。はり間方向では、1階②、④通り耐震壁に損傷度IV程度のせん断破壊が生じた他には大きな被害はなかった。なお、管理棟に隣接する教室棟は軽微な被害にとどまった[3]。

管理棟は1968年十勝沖地震においてはほぼ中破の被害を受けており、aフレーム南面のひびわれ状況を図4(a)[2]に、同フレームの三陸はるか沖地震によるひびわれ状況を図4(b)にそれぞれ示す。十勝沖地震では梁の曲げひびわれが主であり、1階の一部でコンクリートが剥落した程度であった。

4. 耐震診断

耐震診断基準[4]に基づき、はり間、桁行各方向について耐震2次診断を行った。材料強度は抜き取り試験の結果（表1）を、建物重量は設計図書より算出した値（平均1.07tonf/m²）を用いた。経年指標Tは過去に地震被害を受けていることおよび建物年数から0.8とした。耐震診断結果を表2に、耐震診断により得られた桁行方向の強度指標C－靱性指標Fの関係を図5に示す。桁行方向では各柱は低靱性の柱（1階がせん断柱、2・3階は低靱性の曲げ柱）と判定され、E₀値は各階とも強度依存型として評価された。はり

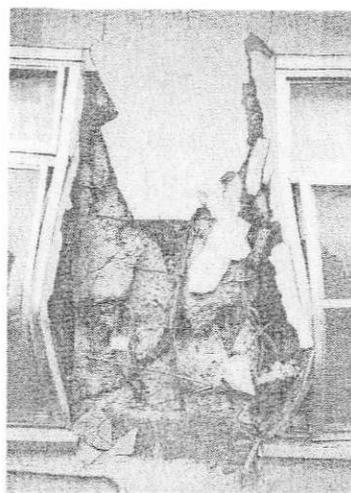


写真1 aフレーム柱のせん断破壊
Shear failure of column in frame a

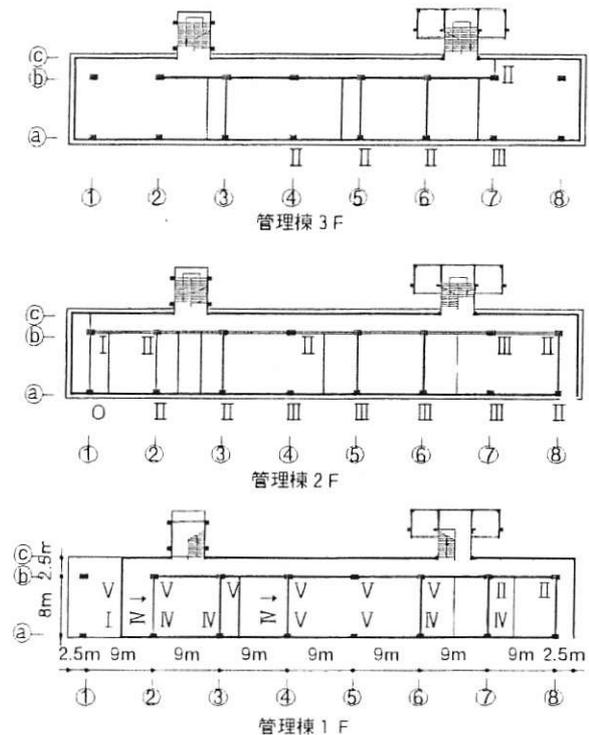


図1 各階の平面と柱、耐震壁の損傷度
Plan and damage grade in columns and walls

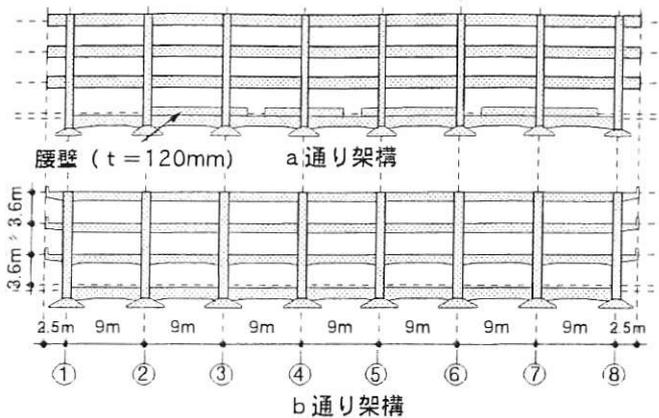


図2 軸組図
Framing elevation

	a 通り柱	b 通り柱
3 F	800 450	1000 450
2 F	800 450	1000 500
1 F	800 500	1000 500

柱 HOOP: 2-9φ@240
DIA HOOP: 1-9φ@720

凡例 - : 9φ × : 16φ
● : 19φ ○ : 22φ △ : 25φ

単位 mm

図3 柱断面リスト
Column sections

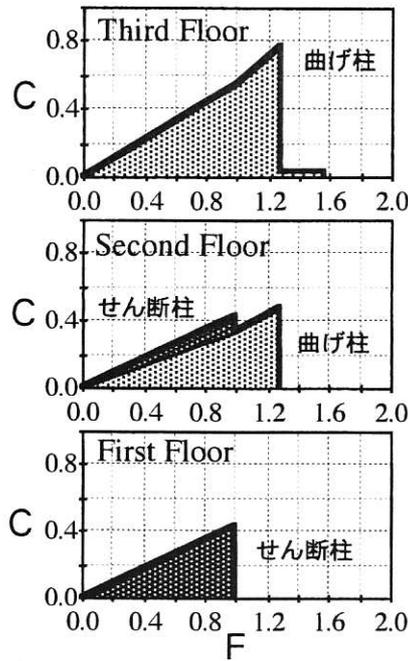


図5 耐震診断による強度指標C-靱性指標Fの関係
Strength index C - Ductility index F relations

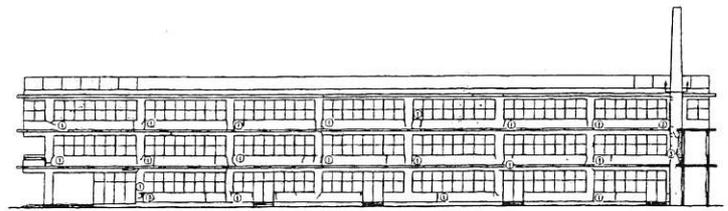
間方向では耐震壁が全てせん断壁と判定され、 E_o 値は強度依存型として評価されたが、桁行方向と比較すると各階とも高い耐震性能を有する結果となった。桁行方向の I_s 値は1階において0.34と最も小さく、1階柱が桁行方向に激しくせん断破壊した実被害と一致した。

5. 静的漸増載荷解析

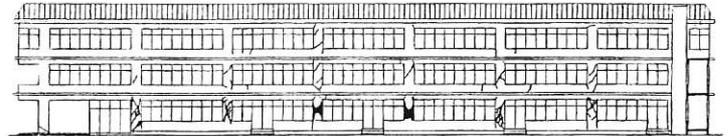
桁行方向を対象に弾塑性骨組解析プログラムDANDY [5]を用いて、 A_i 分布外力による静的漸増載荷解析を行った。柱・梁部材を線材に置換し材端に弾塑性回転バネを配置した。骨組モデルの剛域は危険断面までとし、剛床仮定が成立するとして二つのフレームを連結した。各部材のひびわれ強度、降伏強度および降伏点剛性低下率はRC規準[6]に従って算出した。bフレームにおいてはT型梁のスラブ有効幅は梁内法長さの0.2倍とした。なお本解析では部材のせん断破壊を表現できず、これによる強度低下は考慮できない。部材のせん断破壊の判定は、部材端モーメントから算出したせん断力が修正荒川最小式によるせん断強度を超えた時点とした。なお柱のせん断補強筋比 P_w は0.10%であり、 $P_w \sigma_{wy}$ は3.52

kgf/cm^2 と比べて小さかった (σ_{wy} :せん断補強筋の降伏強度)。

漸増載荷解析による各層の層せん断力-層間変形関係を図6に示す。まず①1層層間変形0.65cmにおいてbフレーム2階床梁の下端が全て降伏した。つぎに②1層層間変形1.87cm(層間変形角1/192)の時点で2階床梁が全降伏し、1階bフレーム中柱(以後1階b中柱などと呼ぶ)の6本がほぼ同時期にせん断破壊した。これは実



(a) 1968年十勝沖地震



(b) 1994年三陸はるか沖地震

図4 a フレーム南面のひびわれ状況
Crack patterns of south side in frame a

表1 抜き取り試験結果

MATERIAL PROPERTIES

コンクリート圧縮強度	187.7 kgf/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	3405 kgf/cm^2
梁主筋降伏点強度	3103 kgf/cm^2
フープ筋降伏点強度*	3410 kgf/cm^2

*0.2%offset法による

表2 耐震診断結果

SEISMIC INDICES BY SECOND LEVEL PROCEDURE

		E_o	S_D	T	I_s	$C_T \cdot S_D$
はり間方向	3階	0.94	0.88	0.80	0.66	0.83
	2階	1.14	0.98		0.89	1.12
	1階	0.94	0.98		0.74	0.92
桁行方向	3階	0.66	0.98	0.80	0.52	0.51
	2階	0.50	0.98		0.39	0.38
	1階	0.44	0.98		0.34	0.43

被害において1階b柱に特に被害が集中したことに対応した結果となった。このときのベース・シア係数は0.36であり、1階a中柱の入力せん断力はせん断強度の71%であった。②の時点で3階床梁の多くが降伏したが、R階床梁の降伏は生じなかった。

1階a、bフレームに入力されるせん断力と1層層間変形との関係を図7に示す。図中にそれぞれのフレームの1階柱のせん断強度の和($\sum Q_{su}$)を記した。②のときの1階b柱の入力せん断力は1階a柱の1.89倍であり、水平力の2/3をb柱が負担する結果となった。これは断面寸法などによる剛性の差異が要因である。b柱にせん断力が集中することでa柱に比べb柱のほうがせん断破壊しやすい傾向のあることがわかる。

6. 地震応答解析

6.1 骨組解析

桁行方向を対象にプログラムDANDYを用いて1994年三陸はるか沖地震および1968年十勝沖地震について地震応答解析を行った。使用地震波は、三陸はるか沖地震については八戸市庁舎B1階で観測された建設省建築研究所の強震記録のN254成分（以下、はるか沖波）とし、解析は原記録の24.02秒から35.91秒までの約12秒間とした。十勝沖地震については八戸港工事事務所で得られた加速度記録（以下、十勝沖波）を用いた。市庁舎は当高校と同じ八戸台地上にあり、地下構造と市庁舎の観測波とを基にして当高校での地震動を推定したところ市庁舎の観測波とほぼ同じであった[7]。これより市庁舎での観測波を用いることは妥当と判断した。これに対して八戸港工事事務所は海沿いの沖積低地上にあり、当高校とは地盤構造が大きく異なる。このため地震動特性は両地点で相当異なることも予想されるが、現時点では十勝沖地震による当高校での地震動は不明のため、八戸港工事事務所で得られた地震波を使用した。なお、はるか沖波による解析は十勝沖波の後に連続させることなく単独で行なった。

骨組モデルなどは上記「5.」と同じである。材端バネの復元力履歴特性は柱・梁とも主筋が丸鋼であることから武田スリップ・モデルとした。減衰は瞬間剛性に比例するとして、減衰定数を1次固有周期に対して5%に設定した。はるか沖、十勝沖それぞれの地動加速度の時刻歴を図8に、各々の地震波による頂部水平変位の時刻歴を図9に示す。なおはるか沖波については1階b中柱のせん断破壊を生じる33.1秒（後述）以降を点線で示した。使用地震波の最大加速度は十勝沖波で204gal、はるか沖波で320galであった。解析では柱のせん断破壊による耐力低下を再現できないが、はるか沖波による頂部水平応答変位は十勝沖波によるものの2倍に達した。

1階柱の入力せん断力 Q とせん断強度 Q_{su} の比 (Q/Q_{su}) の時刻歴を図10に示す。図中のa長柱はaフレームの長柱、a短柱はaフレームの腰壁によって内法高さが小さくなった柱を表わす。 Q_{su} は修正荒川最小式により算定した。はるか沖波を入力すると1階b中柱が図中の33.1秒でせん断破壊した。このとき1層の層間変形は1.91cm（層間変形角1/188）、ベースシア係数は0.36であった。1階a柱の Q/Q_{su} は100%に達せず、1階a柱のせん断破壊は再現されなかった。しかしこれは、33.1秒で1階b柱がせん断破壊して急激に耐力を失ったのち1階a柱でもせん断破壊が生じた想定でき、以下の質点系の地震応答解析によって検討する。十勝沖波による解析では柱のせん断破壊は発生せず、実被害と対応した。ただし1階中柱のせん断力はせん断強度の80~89%に達していた。

はるか沖波による解析では梁降伏型の崩壊形がほぼ形成されたのに対し、十勝沖波による解析ではヒンジ形成は梁下端に限られ、aフレーム2、3階床梁下端の塑性率は1程度であった。十勝沖地震に関してはaフレーム2、3階床梁のひびわれ状況（よく見ればわかるひびわれ

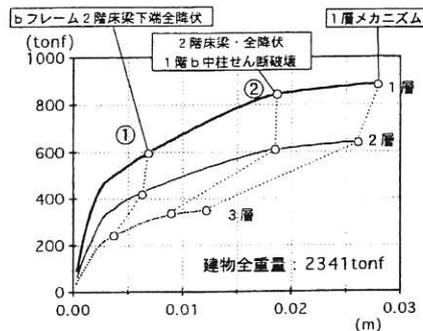


図6 各層の層せん断力-層間変形関係
Story shear - story drift relations

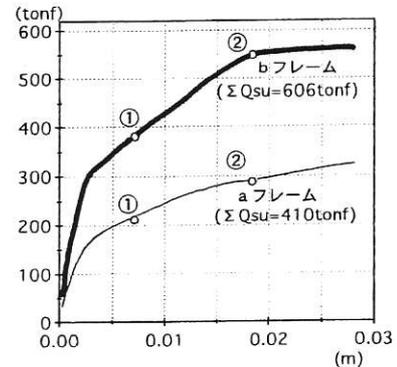


図7 1層のせん断力-層間変形関係
First story shear - story drift relations

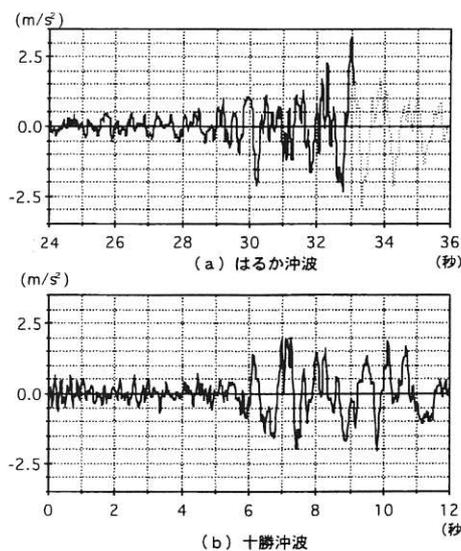


図8 地動加速度の時刻歴
Time histories of ground acceleration

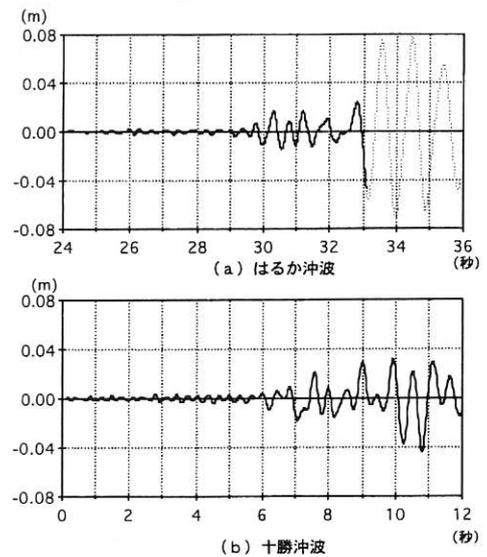


図9 頂部水平変位の時刻歴
Time histories of drift at roof level

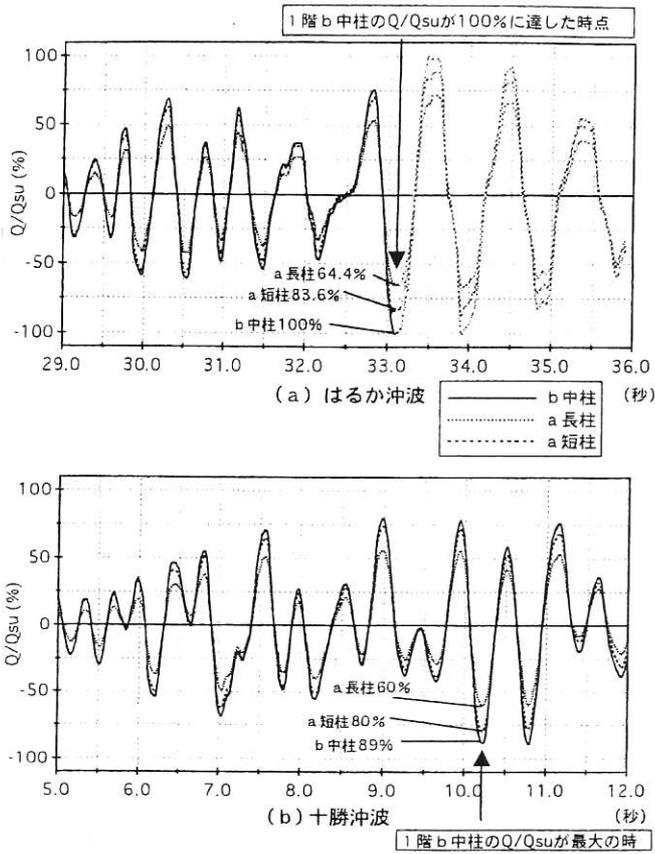


図10 Q/Qsu時刻歴
Time histories of input shear to shear strength ratio

れ)と、解析によるaフレーム梁端部曲げ塑性率はほぼ対応していると思われる。

二つの地震波の減衰5%とした1質点系弾性加速度応答スペクトルを図11に示す。固有周期0.5秒~1.0秒でははるか沖波による加速度応答のほうがおおむね大きくなったが、管理棟の固有周期である0.29秒付近から0.5秒までは十勝沖波による加速度応答が大きく増減した。

両地震波による各応答最大値、はるか沖波による解析では1階b中柱せん断破壊の時点までの各応答最大値(□で表示)も併せて図12に示す。はるか沖波全体を通しての応答最大値は十勝沖波による応答よりも大きかった。ただし十勝沖波による応答最大値は1階の層間変形を除いて、三陸はるか沖波によって1階b中柱のせん断破壊が生じたときの各応答値とほぼ同じであった。

6.2 解析結果の考察

はるか沖波による各種応答は十勝沖波による応答よりも大きく、三陸はるか沖地震による1階柱のせん断破壊を再現できた。十勝沖波による1階b柱のQ/Qsu最大値は89%であり、せん断破壊には至らないものの大きいせん断入力があった。管理棟の柱のせん断補強筋量は極めて少なく、せん断ひびわれ発生とほぼ同時にせん断強度に達すると思われる、十勝沖地震で柱のせん断ひびわれが観察されなかった事実と解析結果とは矛盾しない。実

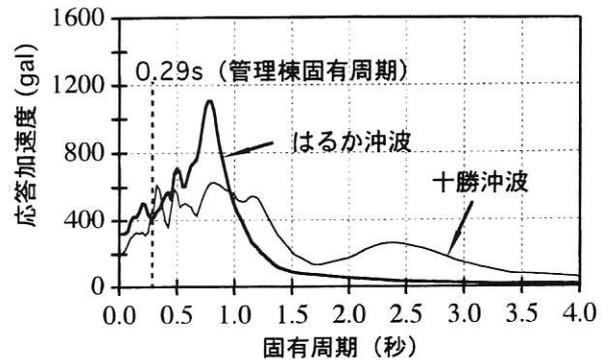


図11 両地震波の加速度応答スペクトル
Acceleration response spectra for two earthquakes

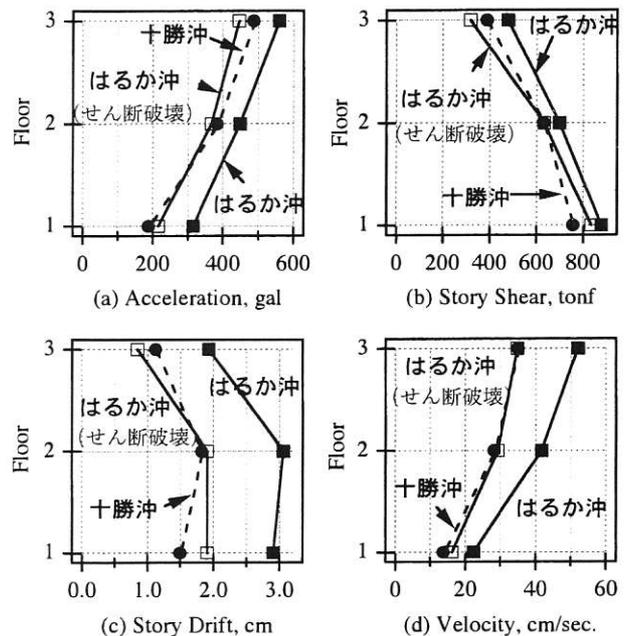


図12 各応答の最大値
Maximum response values by two earthquakes

際、十勝沖地震の当時、管理棟と隣接した旧教室棟の上部構造のうち基礎柱の破壊による建物沈下の影響を受けていない部分にも、柱のせん断破壊や梁端部の大きな曲げひびわれなどの被害があった[2]。このことから十勝沖地震当時、管理棟にも相当の地震入力があり、1階柱のせん断破壊直前まで応答が達していたとするのが妥当である。

6.3 多質点系解析

三陸はるか沖地震によるa、b各フレームの1階のせん断破壊状況を検討するために、建物を3質点せん断型モデルに置換した非線形地震応答解析をプログラムERA[8]を用いて実施した。ここでは各層の復元力バネを耐震2次診断における部材のグルーピング結果(図5参照)を基に設定し、せん断部材は原点指向モデル(図13)、曲げ部材は武田モデルを履歴則として使用した。両モデルともにひびわれ点および最大強度点を直線で結んだ3折れ線の骨格曲線を与え、簡単のためひびわれ強度は最

大強度の1/3、ひびわれ変位は最大強度時変位の1/10とした。原点指向モデルではせん断強度到達後の耐力低下を考慮するため、最大強度後の負勾配として最大強度時割線剛性の負値を与えた。1層にはa、bフレーム柱それぞれのせん断強度の総和を最大強度とするせん断バネ2個を設置した。最大強度時の層間部材角はbフレームではせん断破壊が先行することから耐震診断基準[4]を参考に1/250とし、aフレームではせん断強度と曲げ強度とがほとんど同じであることから1/200とした。2層および3層には各柱の降伏強度の総和を最大強度とする各1個ずつの曲げバネを与え、曲げ降伏時の層間部材角は1/150とした。減衰は初期剛性に比例するとして1次固有周期に対して5%の減衰定数を設定した。

1層a、b各フレームの復元力履歴を図13に、頂部水平変位の時刻歴を図14にそれぞれ示す。2、3層の曲げバネはいずれも降伏しなかった。頂部水平変位の時刻歴は両フレームがせん断破壊に至るまで骨組解析による結果(図9(a))とほぼ一致した。質点系解析では33.1秒の負方向変位時において骨組解析と同様にbフレーム柱がせん断破壊して耐力が低下したが、この一撃ではaフレーム柱はせん断強度に達しなかった。次の揺れ戻しによって33.4秒の正方向変位時にbフレーム柱が再度せん断破壊し、続いてaフレーム柱もせん断破壊して耐力低下を生じた。以上の解析からbフレーム柱のせん断破壊後にaフレーム柱もせん断破壊したと考えられる。

7. まとめ

1994年三陸はるか沖地震によって1階桁行方向の柱の大多数がせん断破壊して層崩壊した青森県立八戸東高校管理棟の耐震性能を耐震診断と解析とによって検討した。1階桁行方向の2次診断による I_s 値は0.34と小さく、被害状況を説明できた。静的漸増載荷解析ではbフレーム1階中柱のせん断破壊が先行し、そのときのベース・シア係数は0.36であった。三陸はるか沖波による地震応答解析でもbフレーム1階中柱のせん断破壊が生じ、質点系の解析からbフレーム1階の柱がせん断破壊した後、逆方向の載荷によってaフレーム1階の柱もせん断破壊して倒壊したと考えられる。三陸はるか沖地震による頂部水平変位、各階層間変位などは1968年十勝沖地震による応答よりもかなり大きかった。ただし、十勝沖波による応答解析の結果、1階柱にはせん断破壊直前のせん断入力があったことを指摘した。

謝辞 研究実施にご協力いただいた西川孝夫東京都立大学教授、青森県教育庁沢田正明氏、毛呂眞八戸工業大学助教授、地震応答解析プログラムERAを使用させて下さった大林組勝俣英雄氏、八戸東高校での推定地震動についてご教示頂いた清水建設芝慶治氏および片岡俊一氏に厚く御礼申し上げます。

参考文献

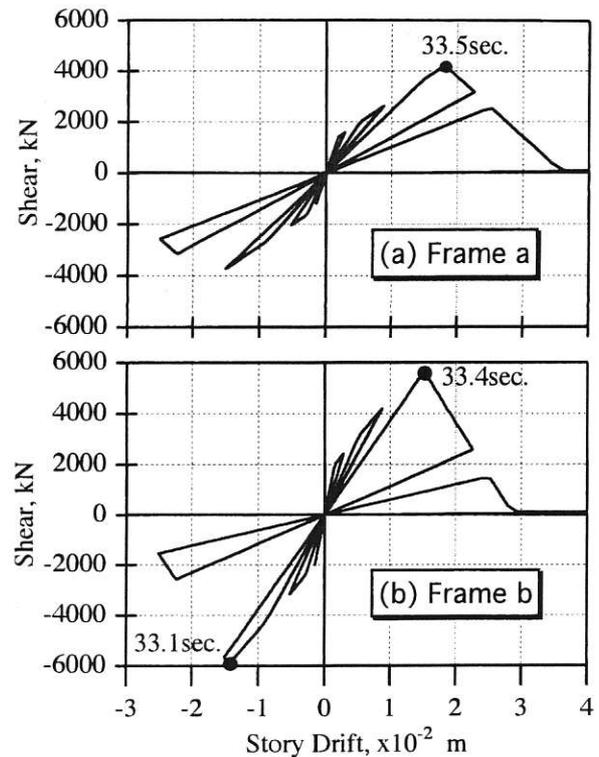


図13 各フレームの復元力特性(原点指向モデル)
Restoring force histories of two frames

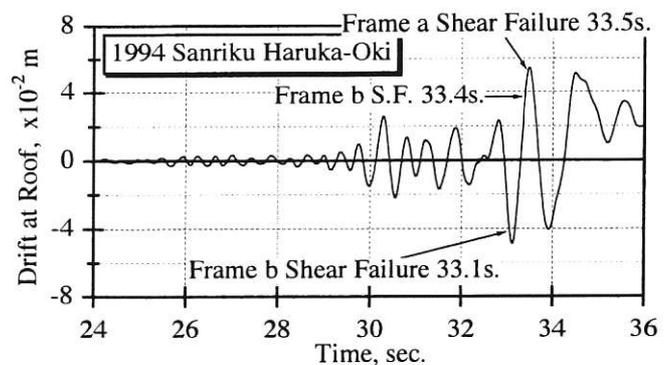


図14 頂部水平変位の時刻歴(質点系解析)
Time histories of drift at roof level

- [1] 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。 [2] 日本建築学会：1968年十勝沖地震災害調査報告、1968。 [3] 木村宏樹、溝部錦伸、中埜良昭、北山和宏：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2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、1996年9月、pp.349-350。 [4] 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同解説、1990。 [5] 壁谷澤寿海：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。 [6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1991。 [7] 片岡俊一、柴慶治：微動探査結果を用いた1994年三陸はるか沖地震の際の八戸東高校における地震動の推定、清水建設研究報告、第67号、1998年4月。 [8] 関松太郎、勝俣英雄、杉山公一：阪神・淡路大震災における被災建築物の統計的分析(3)、大林組技術研究所報、特別号、1996。