

4-1 青森県立八戸東高校管理棟の耐震性能

1. はじめに

青森県立八戸東高校管理棟は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。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ており、補修をしながら継続使用されてきた。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、耐震診断と静的および動的な骨組解析によって対象建物の保有した耐震性能を検討した。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探求した。

2. 建物概要

建物の配置状況を図1に示す。八戸東高校は管理棟（RC造3階建て・1963年築—写真1）、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）、第1体育館（S造・1963年築）、第2体育館（S造・1972年築）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斜面しており、地質も急変する場所である^[2]。管理棟および教室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る。管理棟の平面を図2に、軸組を図3に、柱・梁リストを図4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フレームの大梁は腰壁状に立上り、断面中心なかほどに床スラブが取り付けられている。また、はり間方向には耐震壁が配置されていたが、⑤通りでは1階に耐震壁のない壁抜けフレームになっていた。

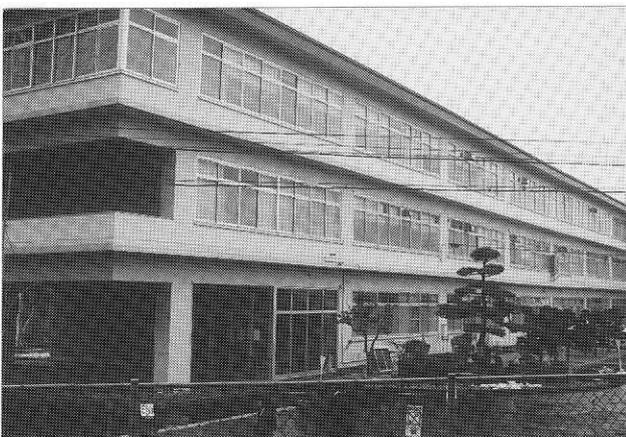


写真1 八戸東高校管理棟の全景

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2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2および3）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（写真4）が生じた他

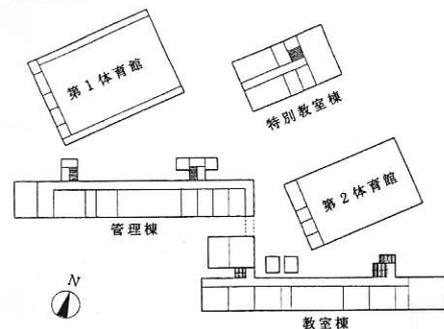


図1 建物の配置

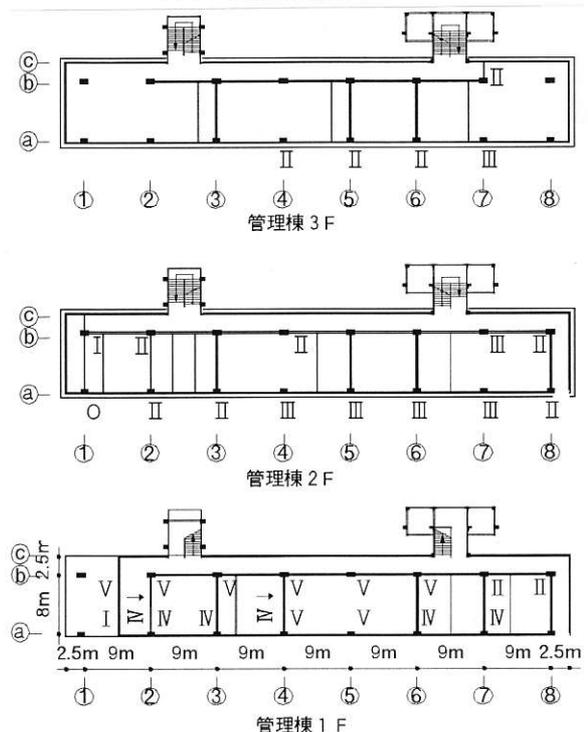


図2 各階の平面と柱、耐震壁の損傷度

1) 東京都立大学大学院工学研究科助教授・工博
2) 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻

Assoc. Prof., Graduate School of Engineering,
Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.
Graduate Student, Tokyo Metropolitan University

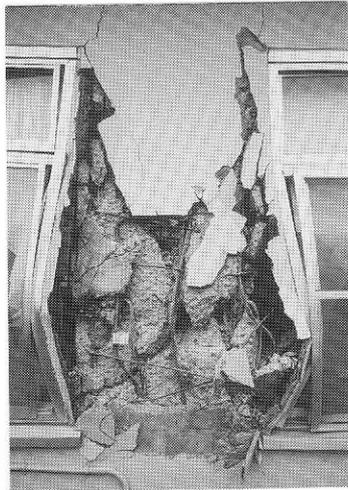


写真2 a フレーム柱のせん断破壊



写真3 b フレーム柱のせん断破壊



写真4 耐震壁のせん断破壊

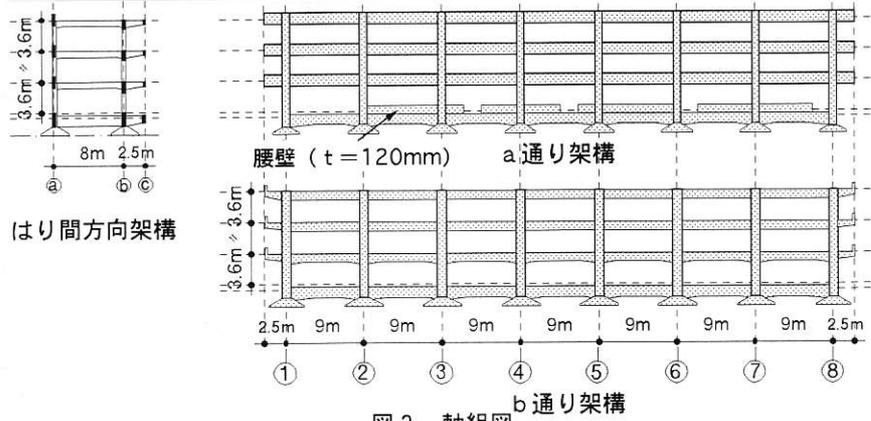


図3 軸組図

	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

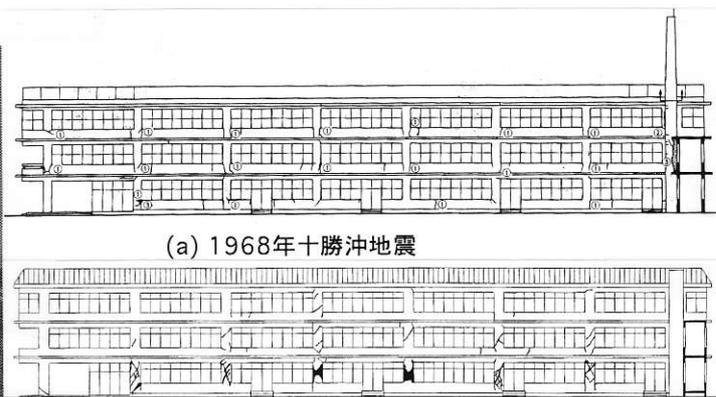
柱 HOOP: 2-9φ@240
DIA HOOP: 1-9φ@720
梁 HOOP: 2-9φ@300
凡例 - : 9φ × : 16φ
● : 19φ ○ : 22φ △ : 25φ
単位 mm

図4 柱・梁リスト

	a 通り梁		b 通り梁	
	End	Center	End	Center
R F	250 1300	250 700	1000 330	330
3 F	250 1300	250 600	1000 330	330
2 F	250 1300	250 600	1200 330	1000 330

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5(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5(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



(a) 1968年十勝沖地震

(b) 1994年三陸はるか沖地震

図5 a フレーム南面のひびわれ状況

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、はり間方向については耐震2次診断を、桁行方向については3次診断までを行った。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は各次診断

とも、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。bフレームT型梁のスラブ有効幅は梁内法長さの0.2倍とした。耐震診断結果を表2に、耐震診断により得られた強度指標C-靱性指標Fの関係を図6に示す。桁行方向2次診断では、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、 E_o 値は各階とも強度依存型として評価された。桁行方向3次診断では、2階の各柱が曲げ梁支配型柱と判定され、2階の E_o 値が靱性能依存型として評価された。それに伴い、2階の I_s 値は2次診断時よりも大幅に高く評価された（0.39→0.74）。はり間方向2次診断では、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靱性能を有する結果となった。桁行方向の各階 I_s 値は2次・3次診断結果共に1階において最も小さく、その値は一般に安全とされる値（0.6程度）を満足しなかった。実被害で1階柱が桁行方向に激しくせん断破壊し、2・3階の被害が軽微だったことと耐震診断結果とは、ほぼ一致した。

5. 静的漸増荷重解析

桁行方向を対象に弾塑性骨組解析プログラムDANDY[5]を用いて静的漸増荷重解析を行った。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

表1 抜き取り試験結果

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	1.71×10 ⁵ 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

			E_o	S D	T	I_s
2次診断	はり間方向	3階	0.94	0.88	0.80	0.66
		2階	1.14	0.98		0.89
		1階	0.94	0.98		0.74
	桁行方向	3階	0.66	0.98	0.80	0.52
		2階	0.50	0.98		0.39
		1階	0.44	0.98		0.34
3次診断	桁行方向	3階	0.58	0.98	0.80	0.45
		2階	0.95	0.98		0.74
		1階	0.36	0.98		0.28

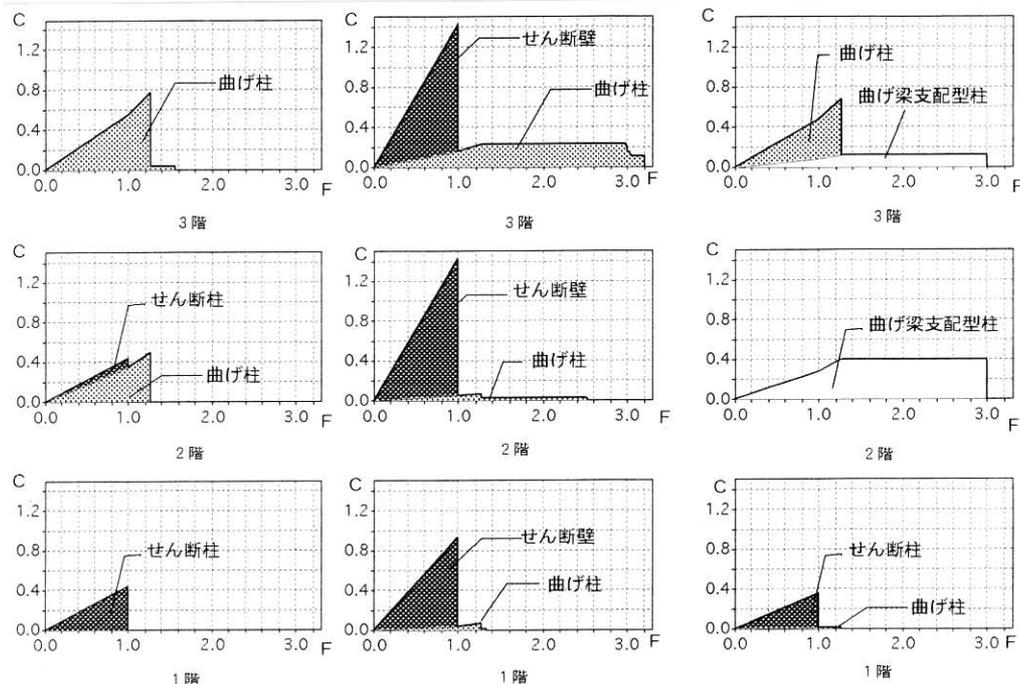


図6 耐震診断による強度指標C-靱性指標Fの関係

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/cm²と極めて小さかった（ σ_{wy} ：せん断補強

筋の降伏強度)。

漸増荷重解析による各層の層せん断力-層間変形関係を図7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本がほぼ同時にせん断破壊した。これは実被害において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の時点でのヒンジ形成状況を図8に示す。①の時点でbフレーム2階床梁の下端が全て降伏したため、②の時点では梁端部の曲げ塑性率は最大で3.8に達した。1層のヒンジ形成状況は層崩壊に近いものとなっており、3階床梁においても多くが降伏した。なお1層が完全に層崩壊するのは1層層間変形が2.82cmに達したときで、1階b中柱のせん断破壊はこれに先行した。

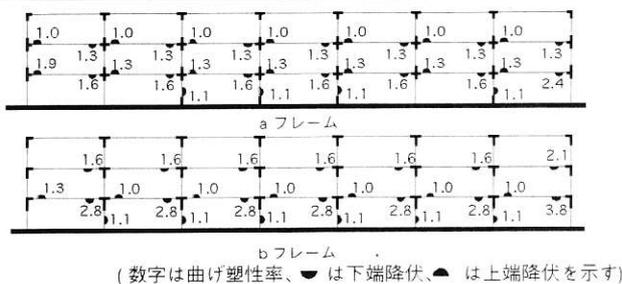


図8 bフレーム1階中柱せん断破壊時のヒンジ形成状況

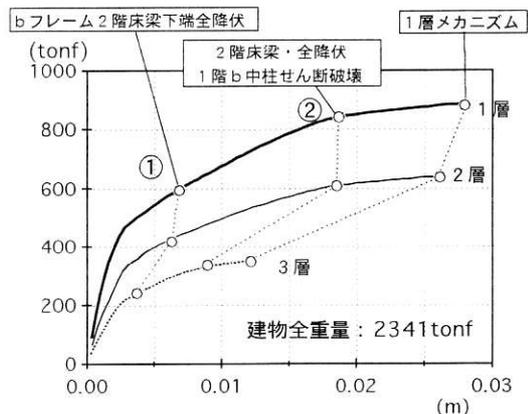


図7 各層の層せん断力-層間変形関係

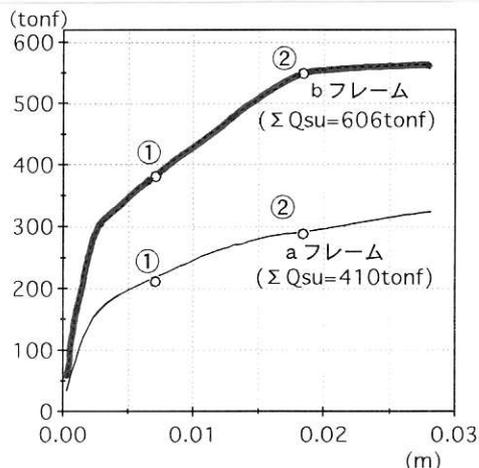
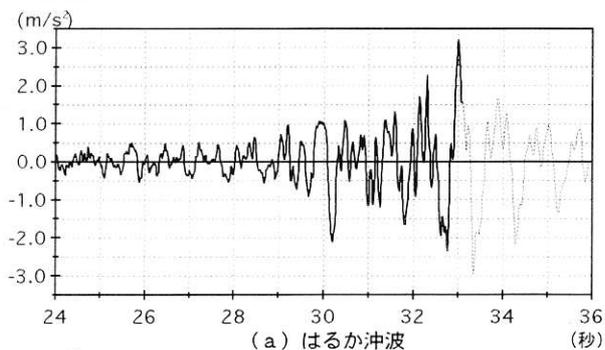
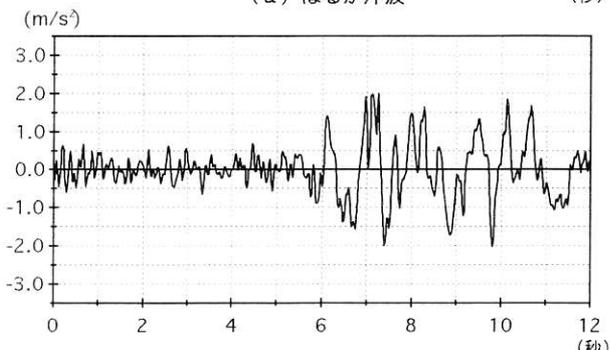


図9 各フレーム1層のせん断力-層間変形関係

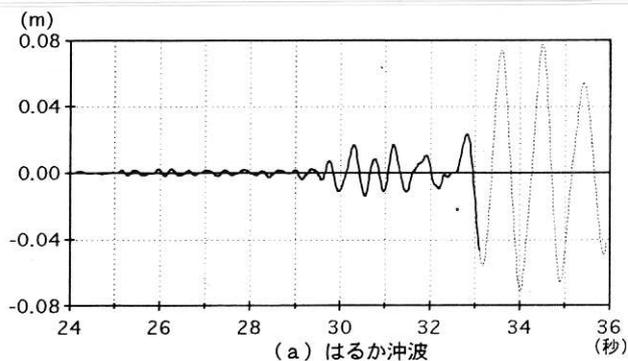


(a) はるか沖波

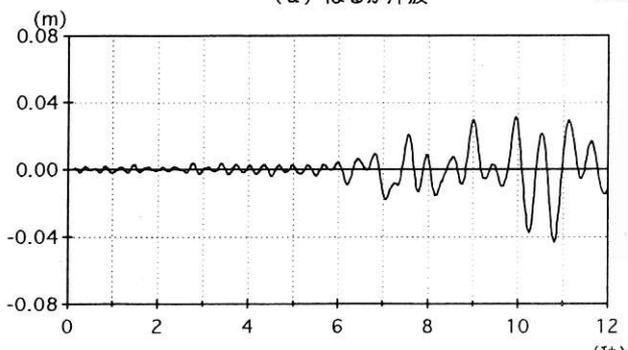


(b) 十勝沖波

図10 地動加速度の時刻歴



(a) はるか沖波



(b) 十勝沖波

図11 頂部水平変位の時刻歴

JE44 4

54

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9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 (ΣQ_{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

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B 1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湾で得られた加速度記録(以下、十勝沖波)を用いた。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10に、各々の地震波による頂部水平変位の時刻歴を図11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)以降を薄い線で示した。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。

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12に示す。 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柱に入力せん断力が集中した結果、1階a柱のせん断破壊が生じたとして説明できる。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。

はるか沖波による解析で1階b柱が最初にせん断破壊したときの、十勝沖波では1階b柱の最大せん断入力時の、それぞれのヒンジ形成状況を図13に示す。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た。両地震波による解析ともにbフレーム2階床梁下端の塑性率は2.0を上回った。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)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%とした一質点系弾性加速度応答スペクトルを図14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秒付近では両者の加速度応答はほぼ同じであった。二つの地震応答解析による各応答最大値を図15に示す(はるか沖波による解析に関しては1階b中柱せん断破

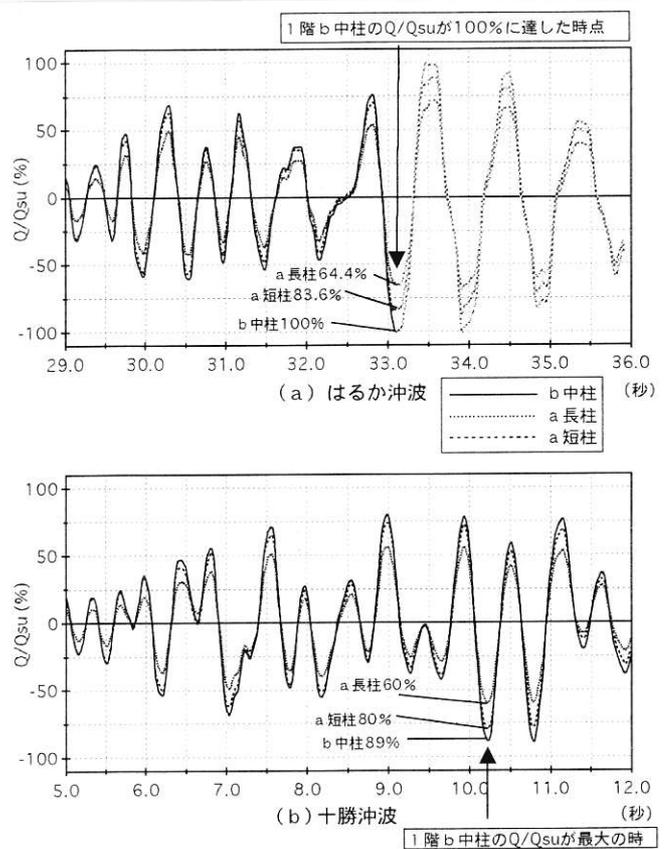


図12 Q/ Q_{su} 時刻歴

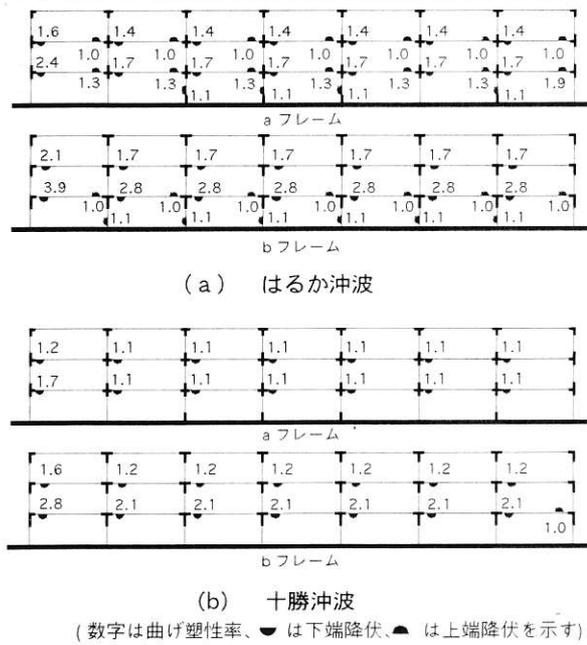


図13 各フレームのヒンジ形成状況

壊の時点までの各最大値)。はるか沖による1階の層間変形が十勝沖波によるものよりも28%大きかったほかは、はるか沖波と十勝沖波の応答最大値に大きな差異はみられなかった。

7. 解析結果の考察

十勝沖地震の当時は現在の教室棟の位置に管理棟とほぼ同じ構造の旧教室棟が存在していたが(図1参照)、基礎柱のせん断破壊および圧壊により大破し取り壊された。上部構造のうち基礎柱の破壊による建物沈下の影響を直接受けていない部分にも、一部の柱に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、旧教室棟に隣接した管理棟にも相当の地震入力があったとするのが妥当である。そこで管理棟の十勝沖波による地震応答結果はほぼ妥当であったと判断する。すなわち、三陸はるか沖地震と十勝沖地震による管理棟の応答の差異は現実においても図15のようにわずかであった。それにもかかわらず、十勝沖地震では中破、三陸はるか沖地震では倒壊という被害の大きな違いが生じた理由は以下の2点から説明できる。

(1) 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。またはるか沖波と十勝沖波による1階柱のQ/Qsu最大値(図12内に記入したb中柱、a長柱、a短柱についての値)を比較すると、はるか沖波によるQ/Qsuは十勝沖波によるものよりやや大きくなったが、1階a短柱・長柱が6.5~7.3%大きいものに対して1階b柱では12.4%大きかった。十勝沖波とはるか沖波による1階入力せん断力の差は10.1%であったが、その差分がb柱に片寄ったことで1階b柱の被害に大きな差を生じた。

(2) 両地震波による解析から求めたaフレーム2階柱のQ/Qsuにはほとんど差がなかった(十勝沖波;最大70%、はるか沖;最大72%)。これに対して実被害では、十勝沖地震では2階柱にはせん断ひびわれは見られなかったが、三陸はるか沖地震では損傷度Ⅲ程度のせん断ひびわれが発生しており、解析結果とは異なった。これはコンクリート強度の経年劣化や十勝沖地震によって微小なひびわれがコンクリート内部に発生していたなどの理由によって、柱のせん断強度が建設当初よりも低下したことを示唆している。

8. まとめ

1994年三陸はるか沖地震によって1階桁行方向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骨組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。静的漸増荷重解析では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たことから、実際にはbフレーム1階の柱がせん断破壊した後、水平力がaフレーム柱に集中してせん断破壊が発生し、倒壊したと考えられる。1968年十勝沖地震による応答解析結果と比較すると、両地震による管理棟の応答結果はほぼ同じであったが、bフレーム1階に入力されるせん断力の差によって実被害に大きな違いが生じたことを説明した。また経年および被災によってコンクリートの劣化が生じ、柱のせん断強度が建設当初よりも低下した可能性を示した。

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・

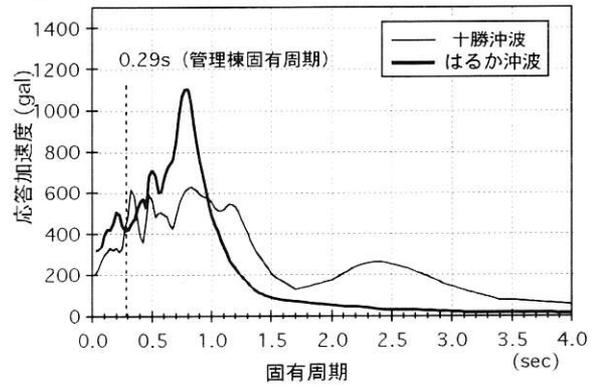


図14 両地震波の加速度応答スペクトル

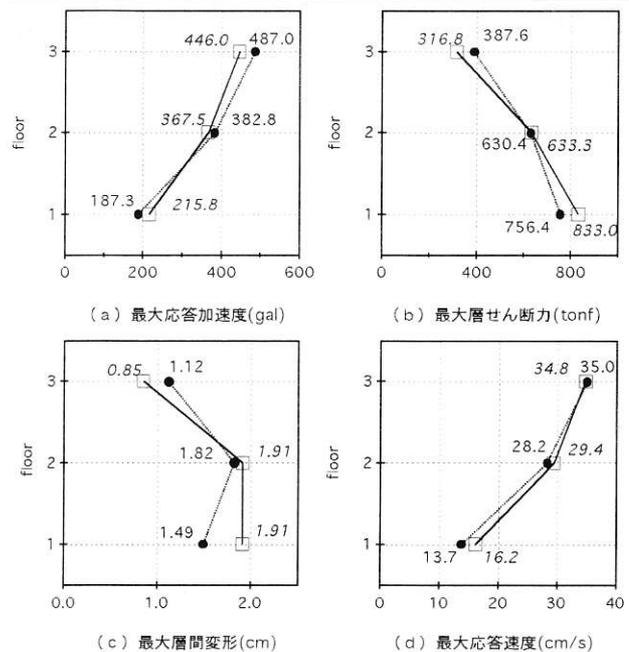


図15 各応答の最大値

柴田明徳東北大学教授)の活動の一環として行ったものである。研究実施にご協力いただいた西川孝夫東京都立大学大学院教授、青森県教育庁沢田正明氏、毛呂眞八戸工業大学助教授に厚く御礼申し上げる。

参考文献 [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。