



2011年東北地方太平洋沖地震で被災した 既存RC造建物の地震被害と耐震診断結果

佐野貴之¹⁾、八十島章²⁾、金久保利之³⁾

1) 筑波大学大学院システム情報工学研究科、大学院生

e-mail : sano@rcs.kz.tsukuba.ac.jp

2) 正会員 筑波大学システム情報系、助教 博士（工学）

e-mail : yasojima@kz.tsukuba.ac.jp

3) 正会員 筑波大学システム情報系、准教授 博士（工学）

e-mail : kanakubo@kz.tsukuba.ac.jp

要 約

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震によって学校建築や公共建物の柱や壁がせん断破壊し、甚大な地震被害を受けた既存RC造建物が多数確認された。本研究では、茨城県内の既存RC造建物について、地震被害の詳細調査および耐震診断による構造性能評価を行い、それらの結果を比較することで構造部材の破壊損傷要因および耐震診断方法の妥当性について検討した。現地調査により被災した既存RC造建物の部材損傷程度および被災度区分判定結果を把握し、被害調査結果と耐震診断結果の比較検討では、コンクリートの施工不良による強度低下およびコンクリートブロック造壁の影響を適切に考慮することにより概ね対応することを示した。

キーワード： 被害調査、耐震診断、コンクリート強度、コンクリートブロック造壁

1. はじめに

2011年3月11日14時46分に発生した東北地方太平洋沖地震の地震規模はM9.0で、最大の計測震度は宮城県栗原市築館町で震度7を記録し、茨城県内でも計測震度6強を記録した。地震後の災害調査¹⁾において、構造躯体に深刻な被害を受けた建物は少なからず存在し、1981年以前の旧基準で設計された既存RC造建物が甚大な被害を受けたことが報告されている。本研究では、茨城県内で大きな被害を受けた耐震診断未実施の既存RC造建物（以下、事務所ビルAおよびB）を対象とし、被災度区分判定による被害調査および耐震診断基準に基づく耐震診断を行い、被害調査結果と耐震診断結果を比較することで構造部材の破壊損傷要因や被害メカニズムを明らかにすると共に耐震診断方法の課題と妥当性を検討する。

2. 事務所ビル A

2.1 建物概要

茨城県笠間市内にある事務所ビル A の外観を写真1に、建物概要を表1に示す。また、主な部材の配

筋を表2および表3に、各階平面図を図1~3に、軸組図を図4に示す。事務所ビルAは、住宅地に囲まれたやや高台に位置し、建築竣工年は1965年で、構造形式は長辺方向および短辺方向ともに耐震壁つきのラーメン構造である。1階には吹き抜けの中庭を有し、3階には階高の高い議場がある。1階は長辺方向11スパン、短辺方向5スパンで、2階および3階の短辺方向は2スパンである。



写真1 事務所ビルAの建物外観

表1 建物概要

建物名称	事務所ビルA
建物用途	事務所
階数	地上3階、地下1階
構造形式	耐震壁付ラーメン構造
基礎構造	杭基礎
スパン	長辺方向11、短辺方向5
延床面積	2971m ²
竣工年	1965年(昭和40年)

表2 主な柱の配筋

符号	C4	C5	C10
断面(mm)			
	550×600	550×550	500×500
主筋	10-22φ	10-22φ	4-22φ 8-19φ
帯筋	9φ@250		

表3 主な耐震壁および梁の配筋

符号	W1	Ga5	
断面(mm)			
主筋	9φ@250 シングル	上端筋	4-22φ
		下端筋	4-22φ
帯筋	—	9φ@250	

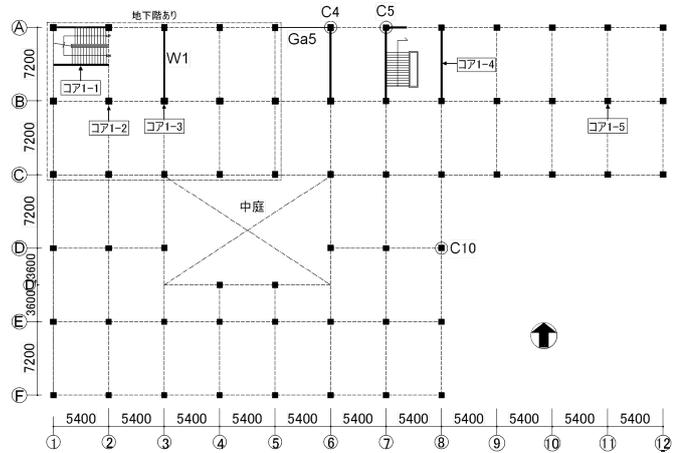


図1 1階平面図(単位:mm)

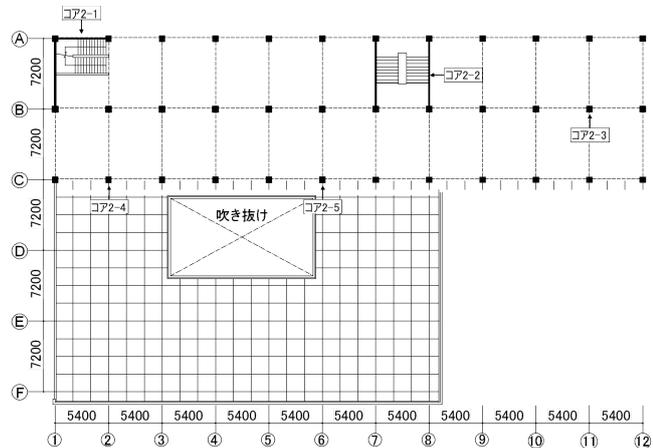


図2 2階平面図(単位:mm)

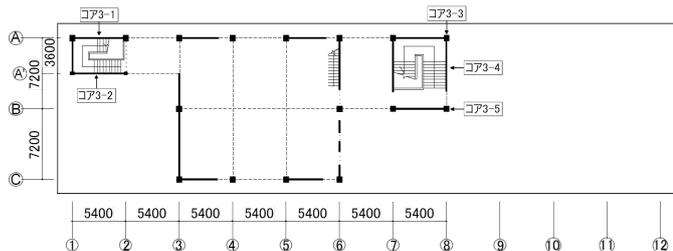


図3 3階平面図(単位:mm)

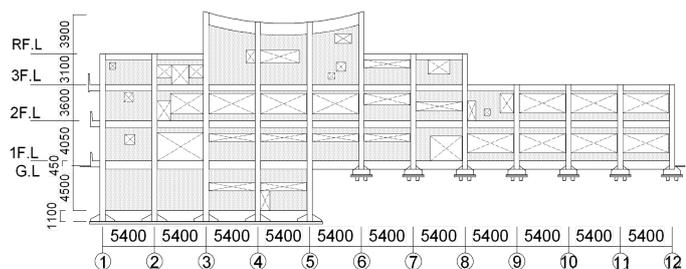


図4 A通り軸組図(単位:mm)

2.2 地震被害

事務所ビル A から南方向に 150m 程度離れた地点の K-NET で観測された地震波の時刻歴および加速度応答スペクトルを図 5 に示す。事務所ビル A 付近で計測された地震波の最大加速度は、NS 方向 967.4gal、EW 方向 595.8gal である。加速度応答スペクトルは、0.3~0.4 秒および 0.6~0.7 秒の周期が卓越しており、NS 方向の加速度応答が EW 方向よりも若干大きくなっていった。

主な構造部材の損傷状況を写真 2 に、各階の部材損傷度一覧を図 6~8 に示す。1 階の構造部材において、大きな地震損傷を受けてせん断破壊した柱や壁が多数見られた。特に、柱の破壊状況では、損傷度 V に分類される柱のせん断破壊 (写真 2(a)) や軸方向破壊 (写真 2(b)) が観察され、コンクリートの剥落や鉄筋の変形も見られた。1 階では南側 F 通りよりも北側 A 通りの被害が大きく、長辺方向において損傷度 V に分類されたせん断柱が 8 本存在した。1 階東側の突出部の柱では、ほとんどの柱でせん断破壊し、いずれも腰壁および垂れ壁のついた短柱であった。内柱の被害はせん断および曲げひび割れ 1.0mm 未満で、側柱に比べて比較的軽微であった。壁においては、損傷度 V に分類される開口部をもつ両側柱付壁のせん断破壊 (写真 2(c)) をはじめとして、ひび割れ幅 1.0mm 以上のせん断ひび割れが多数観察された。2 階における被害は、内法スパンの小さな柱 2 本において、せん断破壊が観察され、損傷度 IV と分類された。それ以外においては、損傷度 III に分類される独立柱が 4 本、曲げおよびせん断ひび割れ幅 0.1mm~1.0mm が観察された損傷度 I や II の柱が多数になっており、1 階に比べて被害は小さかった。3 階では議場周りにおいて損傷度 IV の柱が 3 本見られ、損傷度 III の柱が 3 本、損傷度 III の壁が 4 枚程度見られた。なお、1 階長辺方向の構造被害が大きい要因としては、短柱が多く存在し、ほとんどの柱でせん断破壊を生じていたためである。

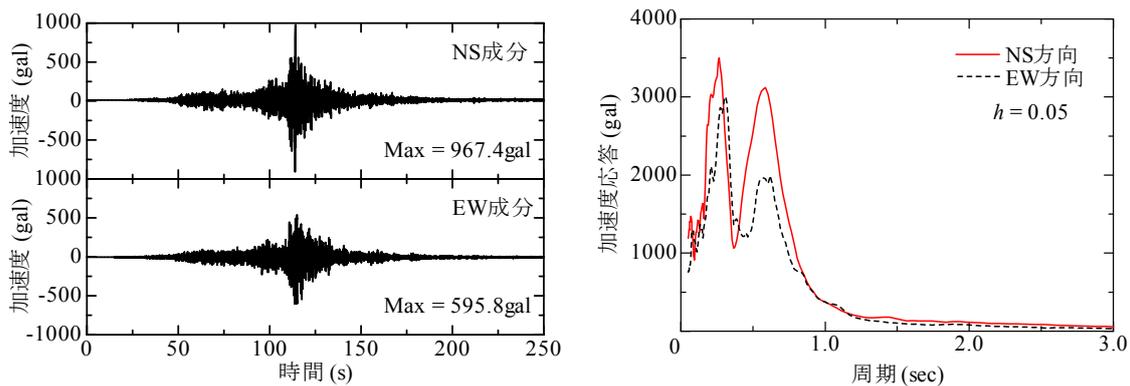


図 5 事務所ビル A 付近の地震動波形および加速度応答スペクトル



(a)短柱のせん断破壊 (b)短柱の軸方向破壊 (c)開口付き壁のせん断破壊 (d)3 階外壁の損傷

写真 2 主な構造部材の損傷状況

現地調査結果に基づき被災度区分判定基準の略算法により求めた耐震性能残存率と被災度区分を表 4 に示す。耐震性能残存率および被災度区分判定は、日本建築防災協会の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」²⁾に準じた。耐震性能残存率は、被災前に対する被災後の耐震性能の割合を表した数値であり、被災度区分は耐震性能残存率の値に基づき建物の被害を無被害から倒壊まで 6 段階に分類した指標である。1 階においては、長辺方向および短辺方向ともに大破の判定になった。3 階の短辺方向の耐震性能残存率が低くなったのは、屋根と外壁の接合部分のひび割れを耐震壁の損傷として見なしたためである（写真 2(d)）。

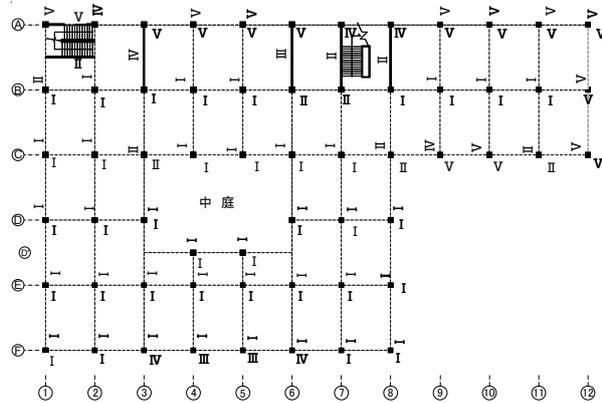


図 6 1 階の部材損傷度

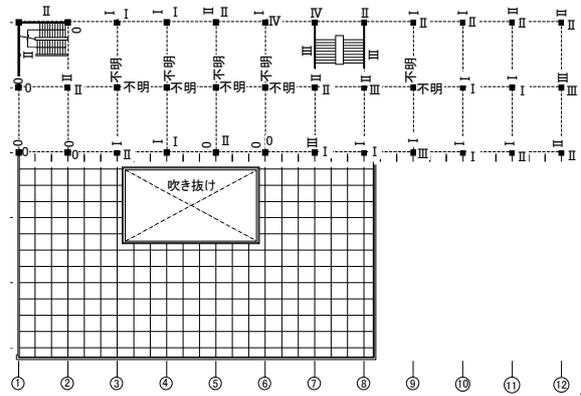


図 7 2 階の部材損傷度

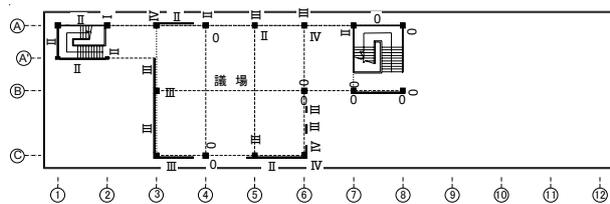


図 8 3 階の部材損傷度

表 4 耐震性能残存率および被災度区分

階	長辺方向		短辺方向	
	耐震性能 残存率 R (%)	被災度 区分	耐震性能 残存率 R (%)	被災度 区分
1	57.4	大破	58.6	大破
2	69.4	中破	80.6	小破
3	69.7	中破	51.4	大破

2.3 耐震診断による構造性能評価

2.3.1 耐震診断方法

耐震診断未実施の事務所ビル A に対して、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準（2001 年改訂版）の第 2 次診断法³⁾に基づいた耐震診断を行い、被災前の耐震性能を検討すると共に、耐震診断結果と被害調査結果を比較することで被災要因や崩壊メカニズムについて考察する。なお、耐震診断では、耐震診断プログラム「DOC-RC Ver.8 (株) 構造システム」を利用し、構造耐震指標 I_s は下式により算出する。

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad (1)$$

ここで、

- I_s : 構造耐震指標
- E_0 : 保有性能基本指標
- S_D : 形状指標
- T : 経年指標

構造部材の形状寸法および配筋は、現地調査および設計図書に基づいて決定した。コンクリート強度は、採取したコンクリートコアの圧縮試験の結果に基づき、鉄筋の降伏点強度は、設計図書に記載されていなかったため、耐震診断基準³⁾に準拠して 240N/mm^2 を用いた。せん断補強筋の間隔については、設計図書では丸鋼 9ϕ の 250mm 間隔であるが、現地調査において 90° フックおよび間隔のばらつきが確認されたため、部材強度および変形性能の低下を考慮し、茨城県建築士事務所協会の「耐震診断・耐震補強計画判定会議マニュアル」⁴⁾に準拠して、 250mm を $4/3$ 倍した値を採用した。また、厚さ 120mm 以上で長さ 450mm 以上の雑壁は耐力および剛性を考慮し、開口を有する壁は等価開口周比が 0.4 以下の場合には耐震壁として扱った。形状指標 S_D は、地下室を有していることから、建築面積に対して占める割合により耐震診断基準に基づいて低減させた。なお、経年劣化は竣工から 40 年以上経過しているため無視できないと考えられるが、本研究では構造部材の損傷要因の解明を目的としているため、経年指標 T は減点させないこととした。

2.3.2 コンクリート強度

事務所ビル A のコンクリート強度は、採取したコンクリートコアの圧縮試験の結果に基づいて決定した。コンクリートコアの圧縮試験結果を表 5 に、コンクリートコア抜き取り状況を写真 3 に示す。採取したコア本数は、1 階 12 本（柱 3 ヶ所、壁 2 ヶ所）、2 階 6 本（柱 3 ヶ所、壁 2 ヶ所）、3 階 5 本（柱 2 ヶ所、壁 3 ヶ所）である。各コンクリートコアの採取位置は建物概要の図 1～図 3 における平面図に示している。基本のコア寸法は、直径 $d=100\text{mm}$ 、高さ $h=200\text{mm}$ としたが、壁から採取したコンクリートコアについては JIS A1107 に従って補正係数を乗じた。耐震診断に採用した値は、コンクリートコアの平均圧縮強度から標準偏差の $1/2$ を引いた値である。

表 5 コンクリートコアの圧縮試験結果

階	コンクリート強度		
	平均圧縮強度 \bar{X} (N/mm^2)	標準偏差 σ (N/mm^2)	採用強度 $\bar{X} - \sigma/2$ (N/mm^2)
1	15.7	3.64	13.9
2	19.1	5.84	16.2
3	24.5	5.98	21.5



写真 3 コンクリートコア採取状況

2.3.3 耐震診断結果

耐震診断結果を表 6 に、各階の X 方向および Y 方向の累積強度指標 C_T と靱性指標 F の関係を図 9 に、1 階長辺方向および短辺方向の各部材の破壊形式と靱性指標を図 10 および図 11 に示す。1 階および 2 階の長辺方向（X 方向）で I_S 値が顕著に低くなった。3 階は、他の階に比べてコンクリート強度が大きいことや耐震壁の効果により、両方向ともに I_S 値が大きくなった。また、1 階長辺方向の I_S 値は 0.3 程度であり、構造耐震判定指標 $I_{S0}=0.6$ ³⁾ の半分程度であり、実被害の被災区分とほぼ対応していた。

表 6 事務所ビル A の耐震診断結果

方向	階	終局時靱性指標 F_u	靱性指標 F	強度指標 C	保有性能基本指標 E_0	形状指標 S_D	経年指標 T	構造耐震指標 I_S	保有水平耐力指標 $C_{TU} \cdot S_D$
X	1	0.80	0.80	0.33	0.26	0.93	1.00	0.24	0.30
	2	0.80	0.80	0.46	0.30	0.74	1.00	0.22	0.28
	3	1.00	1.00	2.11	1.41	0.93	1.00	1.31	1.30
Y	1	0.80	0.80	0.42	0.34	0.93	1.00	0.32	0.39
	2	1.00	1.00	0.66	0.53	0.74	1.00	0.39	0.39
	3	2.00	2.00	0.81	1.33	0.93	1.00	1.24	0.50

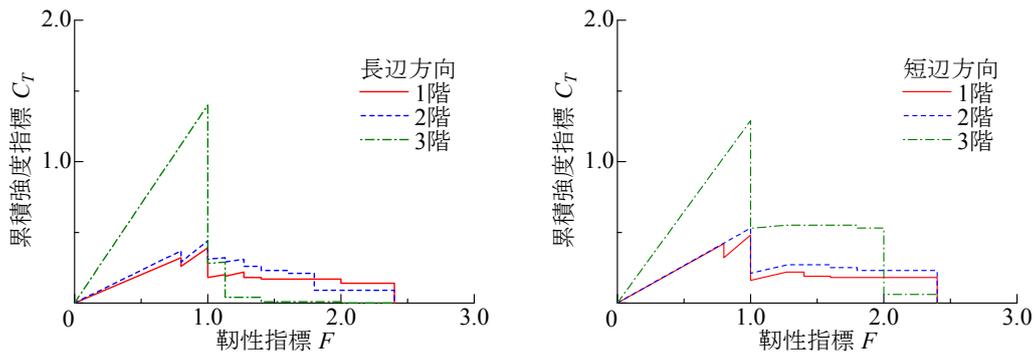


図9 各階の累積強度指標 C_T と靱性指標 F の関係

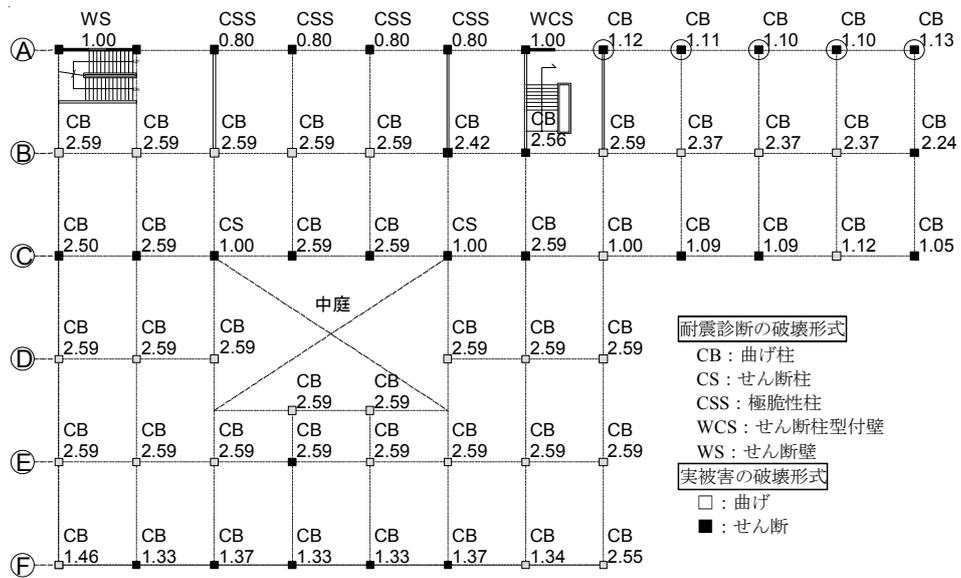


図10 1階長辺方向における各部材の破壊形式と靱性指標

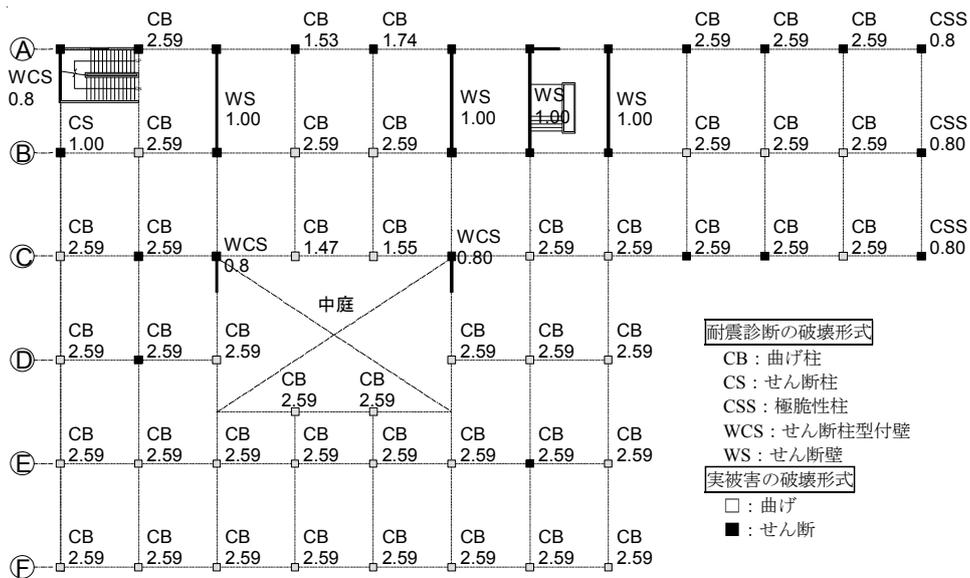


図11 1階短辺方向における各部材の破壊形式と靱性指標

2.3.4 柱の破壊形式の検討

図 10 および図 11 から、多数の柱部材において耐震診断による破壊形式と実被害状況が異なっていることが確認できる。特に、1 階長辺方向 A 通りの突出部の柱（図 10 の○印）は、実被害ではせん断破壊が生じているにも関わらず、耐震診断結果では曲げ柱（CB）に分類されている。また、1 階長辺方向 F 通りの柱においても耐震診断では曲げ柱（CB）になっているが、実被害ではせん断破壊になっている柱が多数ある。なお、実被害の破壊形式は、現地調査による損傷状況の判断からせん断および曲げの破壊形式を判定している。

そこで、耐震診断と実被害における破壊形式の不一致の要因について、現地調査およびコンクリートコア抜きによる圧縮試験結果を踏まえて検討することとする。北側 1 階 A 通りの数ヶ所でコンクリートの施工不良（写真 4）の存在が現地調査時に確認されたことから、1 階には仕上げ材に覆われて目視で判別できない施工不良の構造部材が多く潜在している可能性があると考え、1 階のすべての柱に対してコンクリート強度を一様に低減させて耐震診断を行い、柱の破壊形式の判定を比較検討する。コンクリートコア抜きの結果から得られた 1 階のコンクリート強度は 13.9N/mm^2 であったため、 13.5N/mm^2 から 10.0N/mm^2 まで 0.5N/mm^2 ずつ低下させ、耐震診断と実被害の破壊形式判定の適合率（部材総数に対して破壊形式が一致する部材数の比）を算出した。なお、2 階および 3 階のコンクリート強度は、低減させずに表 5 の値を採用した。破壊形式判定の適合率とコンクリート強度の関係を図 12 に示す。破壊形式判定の適合性は、コンクリート強度が 12.0N/mm^2 の時に長辺方向の東側突出部の柱がせん断柱に判定され、耐震診断結果と実被害が一致した。さらに、コンクリート強度が 11.5N/mm^2 の時に南側の柱がせん断柱に判定され、耐震診断の結果と実被害が最も一致する結果となった。なお、破壊形式が適合しなかった柱は、ほとんどが C 通りで地下階や 2 階 3 階を有する位置にあたり、側柱の A 通りが地震の初期段階でせん断破壊したことに伴うねじれ、軸力変動、上下階の相互作用などの影響を受けたために破壊形式が一致しなかったと思われる。



写真 4 柱のコンクリート施工不良

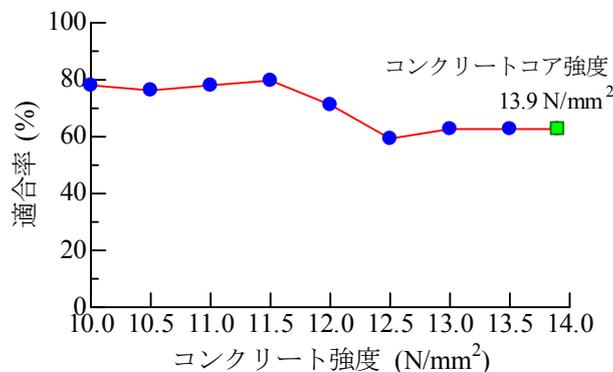


図 12 破壊形式判定の適合率とコンクリート強度の関係

1階のコンクリート強度を 11.5N/mm^2 とした場合の耐震診断結果を表7に、各階の累積強度指標 C_T と靱性指標 F の関係を図13に、1階長辺方向における各部材の破壊形式と F 値を図14に示す。コンクリート強度をパラメータとして変化させることにより、耐震診断結果と実被害状況を対応させられることから、ジャンカなどの施工不良によるコンクリートの材料劣化、断面欠損、付着劣化などの影響を、コンクリート強度の低減によって模擬し、適合率が高くなる強度低減係数を求めた。事務所ビルAでは、コンクリート強度 11.5N/mm^2 において最も適合率が高いことから、コンクリートコアの圧縮強度に対するジャンカによる強度低減係数は0.83程度であることが伺える。また、ジャンカの影響によりせん断破壊を生じうる部材が潜在することを考慮すると、コンクリートコアによる材料試験結果だけでなく、各柱の内部損傷状況や施工状態を反映させたコンクリート強度を用いて部材耐力を算定すべきである。

表7 コンクリート強度 11.5N/mm^2 のときの耐震診断結果

方向	階	終局時靱性指標 F_u	靱性指標 F	強度指標 C	保有性能基本指標 E_0	形状指標 S_D	経年指標 T	構造耐震指標 I_s	保有水平耐力指標 $C_{TV} \cdot S_D$
X	1	0.80	0.80	0.29	0.23	0.93	1.00	0.21	0.27
	2	0.80	0.80	0.40	0.25	0.74	1.00	0.19	0.23
	3	1.00	1.00	1.69	1.13	0.93	1.00	1.05	1.04
Y	1	0.80	0.80	0.36	0.29	0.93	1.00	0.27	0.33
	2	1.00	1.00	0.55	0.44	0.74	1.00	0.33	0.33
	3	1.00	1.00	1.68	1.12	0.93	1.00	1.04	1.04

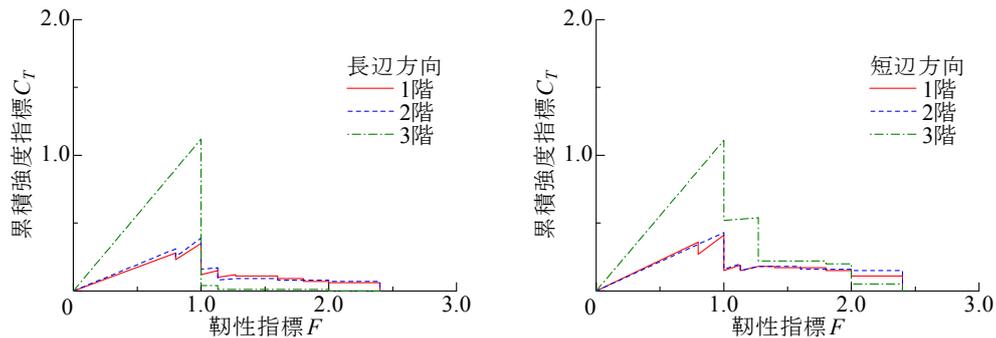


図13 コンクリート強度 11.5N/mm^2 のときの累積強度指標 C_T と靱性指標 F の関係

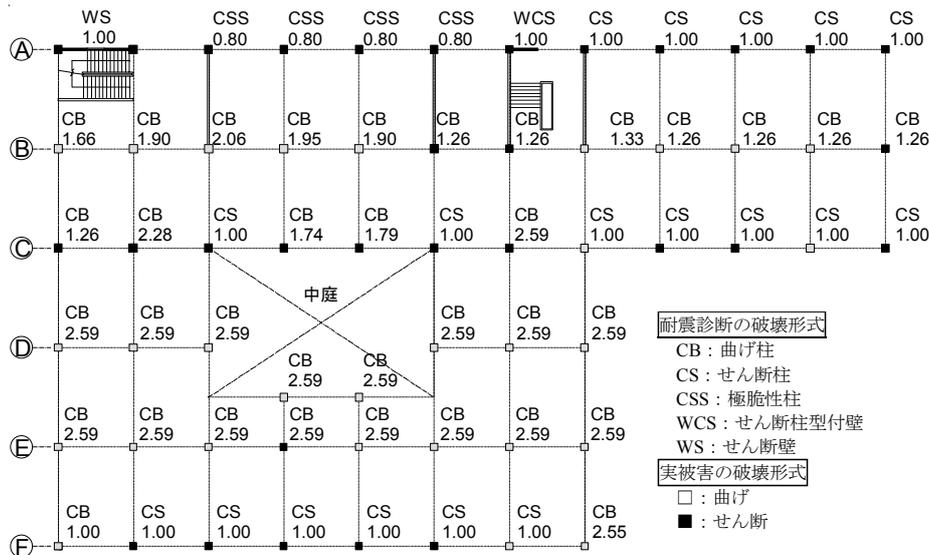


図14 コンクリート強度 11.5N/mm^2 のときの各部材の破壊形式と靱性指標 (1階長辺方向)

3. 事務所ビル B

3.1 建物概要

事務所ビル B は、茨城県高萩市に位置する地上 2 階建て鉄筋コンクリート造の建物である。建物全景を写真 5 に、建物概要を表 8 に示す。また、主な柱の配筋を表 9 に、各階平面図を図 15 に、軸組図を図 16 および図 17 に示す。設計図書が存在しなかったため、柱の配筋ははつりによる調査（写真 6）を行って確認した。建築竣工年は不明であるが、ヒアリング調査により 1964 年（昭和 39 年）前後であることを確認している。構造形式はコンクリートブロック造壁付きのラーメン構造で、1、2 階ともに長辺方向 3 スパン、短辺方向 1 スパンであり、壁はすべてコンクリートブロック造壁である。柱断面は 1 階が 450×450mm、2 階が 400×400mm となっており、各階ともに隅柱と外柱において配筋が異なっている。1 階隅柱の配筋は 4-22φ および 8-19φ で、外柱は 12-22φ である。2 階隅柱の配筋は 4-19φ および 8-16φ で、外柱は 8-19φ および 4-16φ である。



写真 5 事務所ビル B の建物外観



写真 6 はつりによる柱の配筋調査

表 8 事務所ビル B の建物概要

建物名称	事務所ビル B
建物用途	事務所
階数	地上 2 階
構造形式	ラーメン構造 コンクリートブロック造壁
基礎構造	不明
スパン	長辺方向 3、短辺方向 1
延床面積	310m ²
竣工年	不明（1964 年（昭和 39 年）前後）

表 9 事務所ビル B の主な柱の配筋

符号	C1	C2
断面 (mm)	 450×450	 450×450
主筋	4-22φ 8-19φ	12-22φ
帯筋	9φ @250	

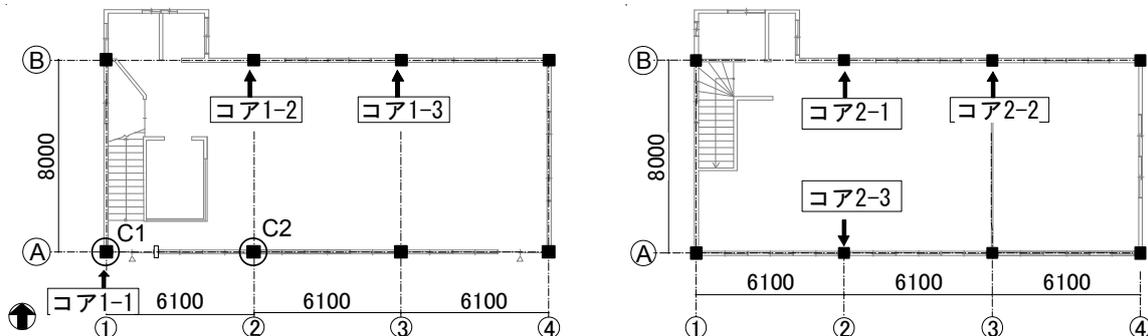


図 15 事務所ビル B の平面図

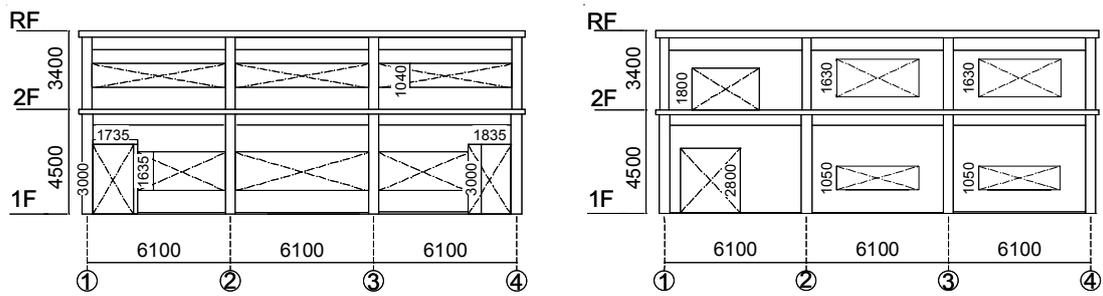


図 16 A 通りおよび B 通りの軸組図

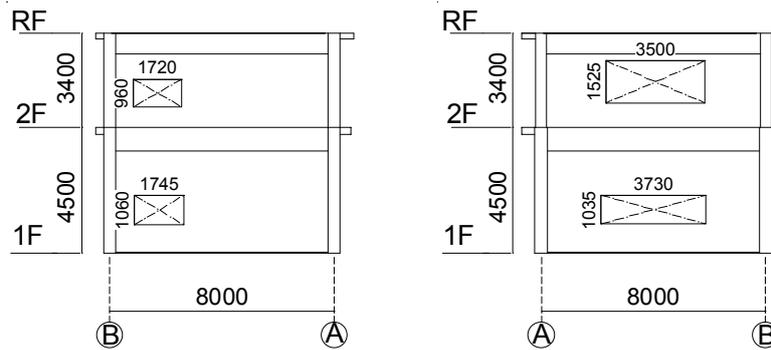


図 17 1 通りおよび 4 通りの軸組図

3.2 地震被害

事務所ビル B から南西方向に 250m 程度離れた地点の K-NET で観測された地震波の時刻歴および加速度応答スペクトルを図 18 に示す。事務所ビル B 付近で計測された地震波の最大加速度は、NS 方向 524.7gal、EW 方向 588.1gal である。加速度応答スペクトルは、0.3~0.5 秒の周期が卓越していることが確認でき、EW 方向は固有周期 1.0 秒においても加速度応答が大きく、NS 方向と比較して揺れが激しかったことが推測される。

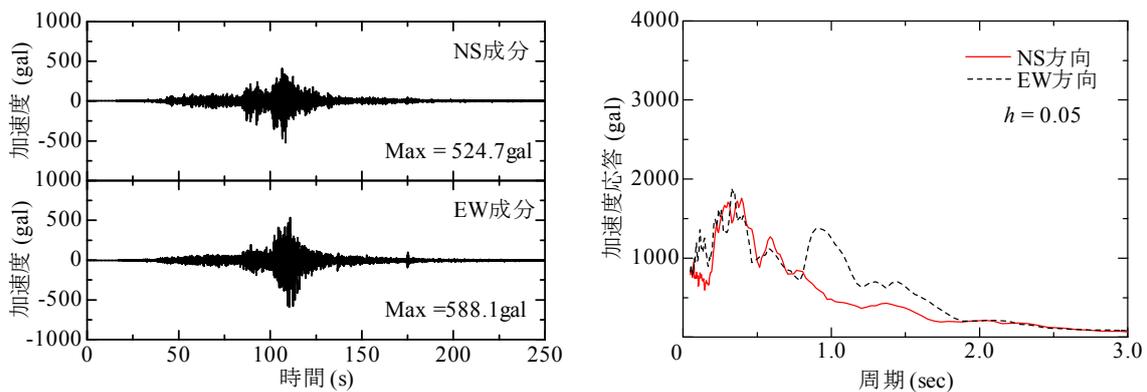


図 18 事務所ビル B 付近の地震動波形および加速度応答スペクトル

各階の柱部材の損傷度を図 19 に、主な部材の損傷状況を写真 7~8 に示す。なお、実被害の破壊形式は、現地調査の結果に基づいてせん断および曲げの破壊形式を判定している。1 階において、A 通りが最も損傷が激しく、せん断破壊してコンクリートの剥落がみられた柱が 2 本確認された(写真 7(a)(b))。両柱とも腰壁および垂壁により内法スパンが小さくなっている短柱であった。その他の柱は、長辺方向において損傷度 I および II の曲げ柱、短辺方向において損傷度 I の曲げ柱と損傷度 II のせん断柱であった。B 通りに関しては、長辺方向に関して損傷度 0 の柱が 1 本、損傷度 I の曲げ柱およびせん断柱がそ

れぞれ1本ずつ、損傷度Ⅲのせん断柱が1本確認された（写真7(c)）。4通りのコンクリートブロック造壁にもモルタルの剥落と鉄筋の露出が確認された（写真8）。また、一部の梁においてもひび割れが確認された。2階の被害は、損傷度Ⅰの曲げ柱が7本、損傷度Ⅱのせん断柱が1本確認された。2階の損傷程度は、1階と比較すると比較的小さかった。なお、基礎の傾きはなかったが、ひび割れが確認された。

現地調査結果に基づき被災度区分判定基準²⁾の略算法により算出した耐震性能残存率と被災度区分を表10に示す。被災度区分は、1階において両方向ともに中破の判定になった。損傷度Ⅳに分類されたせん断破壊の柱が2本、せん断破壊した損傷度Ⅲの柱が3本存在したことが影響している。2階ではほとんどの柱が損傷度Ⅰ程度であったため、層全体の被害としては小さく、長辺方向は小破、短辺方向は軽微に判定された。

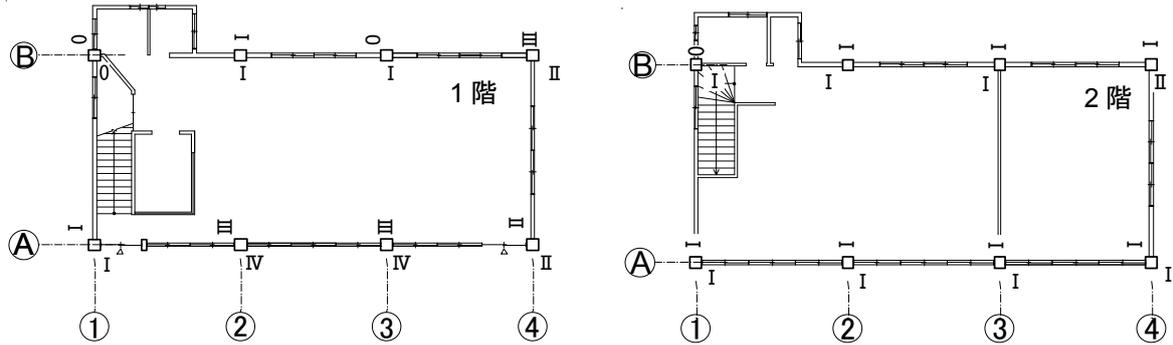


図19 各階の部材損傷度



(a)短柱のせん断破壊



(b)短柱のせん断破壊



(c)柱のせん断ひび割れ

写真7 主な構造部材の損傷状況



写真8 コンクリートブロック造壁の損傷

表10 耐震性能残存率および被災度区分

階	長辺方向		短辺方向	
	耐震性能 残存率 R (%)	被災度 区分	耐震性能 残存率 R (%)	被災度 区分
1	66.9	中破	67.5	中破
2	90.6	小破	95.6	軽微

3.3 耐震診断による構造性能評価

3.3.1 耐震診断方法

耐震診断未実施の事務所ビル B に対して、事務所ビル A と同様に第 2 次診断法の耐震診断³⁾を行い、実被害状況と耐震診断結果を比較して被災要因や耐震診断法の妥当性について検討する。事務所ビル B は、現地調査から北側 B 通り、東側 1 通り、西側 4 通りの開口付き壁および南側 A 通りの腰壁と垂壁がコンクリートブロック造壁であった。被害調査の結果では、A 通りの外柱はせん断破壊であり、柱の内法スパンが腰壁および垂壁により小さくなっていることが主な要因と考えられる。また、コンクリートブロック造壁のモデル化は、耐震診断基準適用の手引⁵⁾において、壁厚が原則 12cm 以上のときに耐力が考慮可能とされ、腰壁の柱内法寸法への影響は総合的に判断することが必要とされている。そこで、コンクリートブロック造壁の柱に対する影響を考慮して 3 種類の構造形式で耐震診断を行うこととした。設定した構造形式は、コンクリートブロック造壁の耐力を無視して重量のみを考慮した場合（壁耐力無視）、コンクリートブロック造壁を RC 造壁に置換した場合（壁耐力考慮）、腰壁および垂れ壁により A 通り柱の内法寸法を小さくしてコンクリートブロック造壁の耐力を無視した場合（内法スパン考慮）の 3 パターンである。鉄筋の降伏強度は、設計図書がないため耐震診断基準³⁾に準じて 240N/mm² とし、せん断補強筋の間隔は、現地調査の結果から 250mm 間隔および 90° フックであったため、事務所ビル A と同様に 250mm の 4/3 倍とした。形状指標は、1 階の階高が 2 階と比較して高いため、層高の均等性において減点した。なお、経年指標は、事務所ビル A と同様に減点させないこととした。

コンクリート強度は、コンクリートコア採取による圧縮試験の結果とし、1 階および 2 階ともに柱から 6 本ずつ採取している。各コンクリートコアの採取位置は建物概要における図 15 の平面図に示している。なお、2 階については柱断面が小さいことと鉄筋間隔が小さいことから直径 58mm、高さ 116mm のコンクリートコアを用いて材料試験を行った。コンクリートの材料強度を表 11 に示す。

表 11 コンクリートコアの圧縮試験結果

階	コンクリート強度		
	平均圧縮 強度 \bar{X} (N/mm ²)	標準 偏差 σ (N/mm ²)	採用強度 $\bar{X} - \sigma / 2$ (N/mm ²)
1	21.3	4.00	19.3
2	28.6	5.16	26.1

3.3.2 耐震診断結果

耐震診断結果を表 12～表 14 に、各階長辺方向（X 方向）の累積強度指標 C_T と靱性指標 F の関係および 1 階長辺方向の各部材の破壊形式と靱性指標 F 値を図 20～図 22 に示す。

コンクリートブロック造壁を無視した壁耐力無視の場合は、強度指標が低く算出されるが、すべての柱が曲げ柱になるために靱性指標が高くなり、結果として I_S 値が大きく診断された。各階および各方向ともに I_S 値が構造耐震判定指標 $I_{S0} = 0.6$ ³⁾ 以上であり、実際の建物被害とは対応しておらず、破壊形式も異なっている。

コンクリートブロック造壁を鉄筋コンクリート造の耐震壁として仮定した壁耐力考慮の場合は、長辺方向の B 通りで 2 スパン、短辺方向の 1 通りおよび 4 通りの 1 スパンが開口部面積の判定からせん断壁になり、強度指標 C 値が各階ともに大きくなった。また、耐震壁の存在により剛性に偏りが生じて偏心率が大きくなったために、形状指標 S_D が小さくなった。A 通りの柱の破壊形式は、隅柱では曲げ柱、外柱ではせん断柱に分類されて実被害と対応しているが、構造耐震指標 I_S が構造耐震判定指標 $I_{S0} = 0.6$ ³⁾ 以上になり、実際の建物被害とは対応していない。

コンクリートブロック造壁による柱の内法スパンの縮小を考慮した内法スパン考慮の場合は、長辺方向の A 通りの外柱はせん断柱、隅柱は曲げ柱に分類され、B 通りの柱は曲げ柱に分類され、実被害と対応している。また、構造耐震指標 I_S が長辺方向 1 階において 0.3 程度になり、実際の建物被害と適合している。内法スパン考慮の場合の A 通りおよび B 通りのメカニズム図を図 23 に示す。なお開口部の寸

法は設定した柱内法スパンとなっている。柱の破壊形式は、柱の内法スパン比の影響が大きいため、コンクリートブロック造の腰壁および垂壁においても剛域として考慮し、柱の内法スパンを適切に評価することが必要である。

表 12 壁耐力無視の場合の耐震診断結果

方向	階	終局時 靱性 指標 F_u	靱性 指標 F	強度 指標 C	保有性 能基本 指標 E_0	形状 指標 S_D	経年 指標 T	構造耐 震指標 I_S	保有水 平耐力 指標 $C_{TU} \cdot S_D$
X	1	2.40	2.40	0.32	0.76	0.98	1.00	0.74	0.31
	2	2.40	2.40	0.54	0.98	0.98	1.00	0.95	0.40
Y	1	2.40	2.40	0.32	0.78	0.98	1.00	0.77	0.32
	2	2.40	2.40	0.60	1.08	0.98	1.00	1.05	0.44

表 13 壁耐力考慮の場合の耐震診断結果

方向	階	終局時 靱性 指標 F_u	靱性 指標 F	強度 指標 C	保有性 能基本 指標 E_0	形状 指標 S_D	経年 指標 T	構造耐 震指標 I_S	保有水 平耐力 指標 $C_{TU} \cdot S_D$
X	1	1.00	1.00	0.81	0.81	0.88	1.00	0.71	0.71
	2	1.00	1.00	2.01	1.51	0.88	1.00	1.32	1.32
Y	1	1.00	1.00	1.12	1.12	0.88	1.00	0.98	0.98
	2	1.00	1.00	2.06	1.55	0.98	1.00	1.50	1.51

表 14 内法スパン考慮の場合の耐震診断結果

方向	階	終局時 靱性 指標 F_u	靱性 指標 F	強度 指標 C	保有性 能基本 指標 E_0	形状 指標 S_D	経年 指標 T	構造耐 震指標 I_S	保有水 平耐力 指標 $C_{TU} \cdot S_D$
X	1	1.00	1.00	0.33	0.33	0.98	1.00	0.32	0.32
	2	1.00	1.00	0.77	0.58	0.98	1.00	0.56	0.56
Y	1	2.40	2.40	0.29	0.69	0.98	1.00	0.67	0.28
	2	2.40	2.40	0.51	0.92	0.98	1.00	0.89	0.37

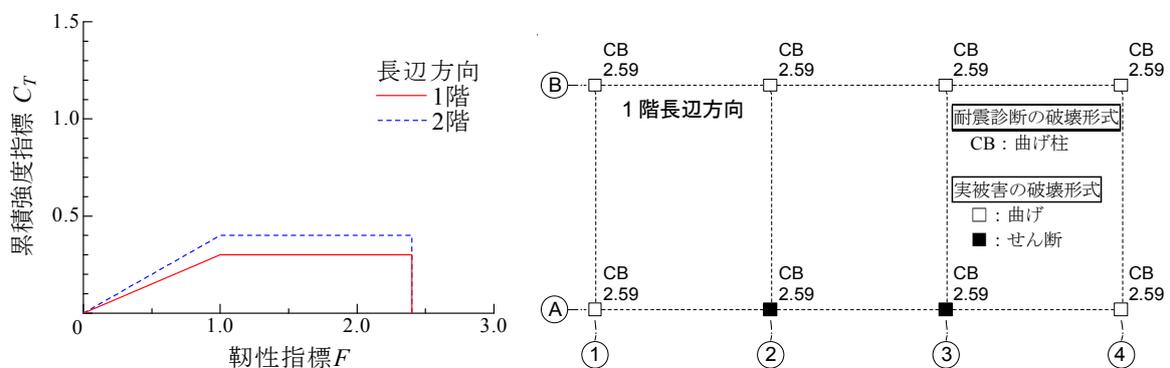


図 20 壁耐力無視の場合の累積強度指標と靱性指標の関係および各部材の破壊形式と靱性指標

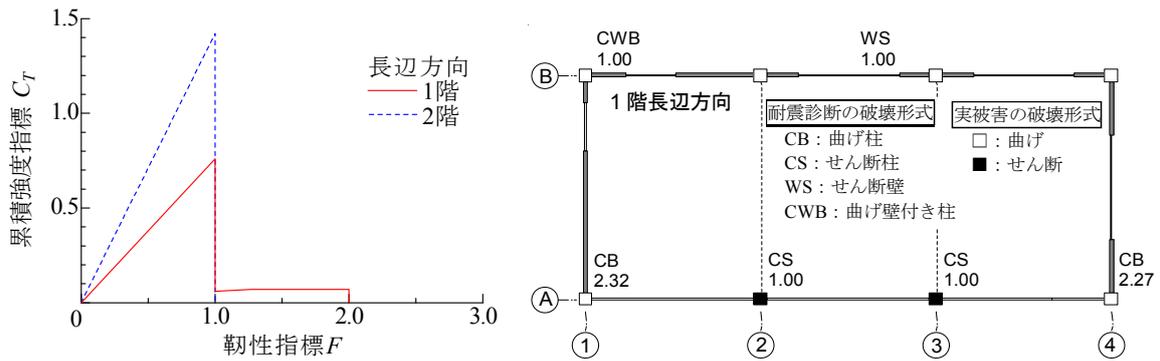


図 21 壁耐力考慮の場合の累積強度指標と靱性指標の関係および各部材の破壊形式と靱性指標

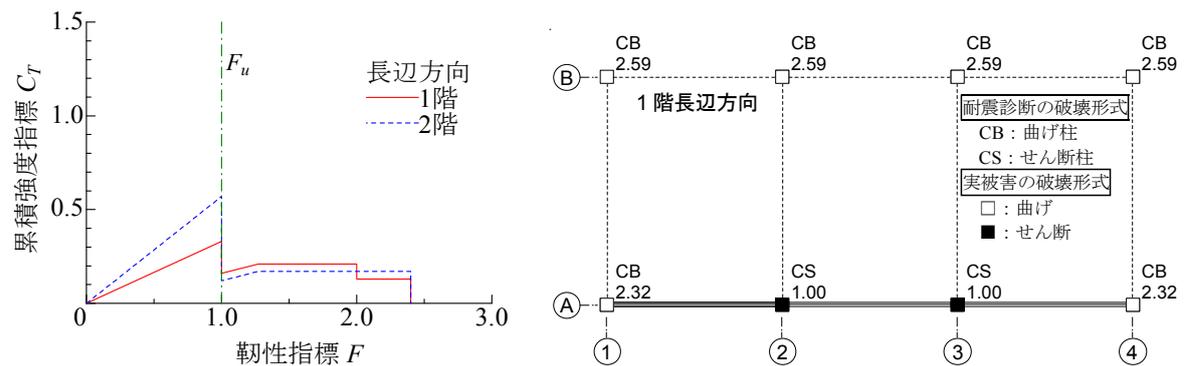


図 22 内法スパン考慮の場合の累積強度指標と靱性指標の関係および各部材の破壊形式と靱性指標

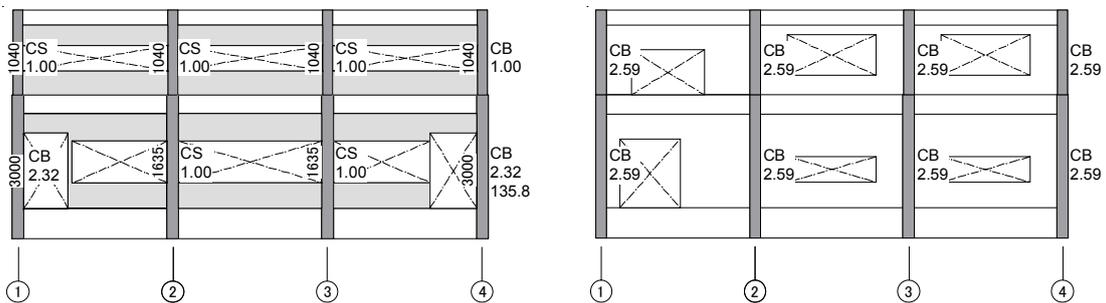


図 23 内法スパン考慮の場合の A 通りおよび B 通りのメカニズム図 (左: A 通り、右: B 通り)

4. まとめ

東北地方太平洋沖地震によって甚大な被害を受けた茨城県内の既存 RC 造建物を対象として、被災度区分判定による被害調査および耐震診断基準に基づく耐震診断を行い、それらを比較することで構造部材の破壊損傷要因や建物被害メカニズムを検討した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 被害調査において鉛直部材のせん断破壊を多数確認し、事務所ビル A および B の被災度区分を判定した。
- (2) 事務所ビル A の耐震診断による構造性能を検討し、柱の破壊形式が実被害と耐震診断結果で異なる場合があることを把握した。
- (3) 事務所ビル A の柱の破壊形式について、コンクリートの施工不良の影響を考慮してコンクリート強度を低下させる方法により実被害と耐震診断結果の対応関係を検討した。コンクリートの施工不良の影響として、採取したコンクリートコアの圧縮強度に低減係数 0.83 を乗じることで柱の破壊形式

を概ね評価可能であることを示した。

- (4) 事務所ビルBの構造性能を検討するために、コンクリートブロック造壁の耐力を無視した場合、耐力を考慮に入れた場合、壁の存在により柱内法高さを小さくした場合の3種類に対して耐震診断を行った。コンクリートブロック造壁が存在する場合は剛域を適切に考慮して柱の内法高さを小さくすることにより実被害と耐震診断結果が対応することを明らかにした。

謝 辞

現地調査や資料提供のご協力をいただきました茨城県笠間市役所および高萩市役所の担当各位に深謝いたします。耐震診断にあたり安田建築設計室の安田和男氏に多大な援助をいただきました。また、防災科学技術研究所のK-NETの強震記録を使用させていただきました。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報、2011
- 2) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、2001
- 3) 日本建築防災協会：2001年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、2001
- 4) 茨城県建築士事務所協会耐震診断・補強計画判定会議：耐震診断・耐震補強計画判定会議マニュアル（平成21年改訂版）、2009、p.21
- 5) 日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準適用の手引、2001

（受理：2012年4月1日）

（掲載決定：2012年6月25日）

Seismic Evaluation Results and Damage of Existing RC Buildings Suffered by The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

SANO Takayuki ¹⁾, YASOJIMA Akira ²⁾ and KANAKUBO Toshiyuki ³⁾

1) Graduate Student, University of Tsukuba

2) Assistant Professor, University of Tsukuba, Dr. Eng.

3) Member, Associate Professor, University of Tsukuba, Dr. Eng.

ABSTRACT

Some of existing low earthquake resistant RC buildings were severely damaged by The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. The objective of this study is to evaluate the structure performance and the damage levels of the existing RC buildings damaged by the earthquake in Ibaraki. By comparing observed damage levels with results of seismic evaluation method, it was confirmed that the seismic performance was influenced by concrete strength decrease due to shoddy workmanship and concrete block wall.

Key Words: Damage Investigation, Seismic Evaluation, Concrete Strength, Concrete Block Wall