報告 東北地方太平洋沖地震における RC 造建物の耐震補強効果の検証

船木 尚己*1・作間 陵*2・井上 剛志*3・小澤 昌広*4

要旨:耐震補強が施された鉄筋コンクリート造6階建て病院建物を対象に常時微動測定を実施した。本論は、 測定結果から求めた建物の固有周期の推移から、耐震補強による効果を確認するものである。測定は、補強 工事前後と工事が完了した直後に発生した東北地方太平洋沖地震の後の計3回行った。測定結果から、補強 工事によって低減していた建物の固有周期は、地震後もほとんど変化していなかった事により、実地震に対 する補強効果を微動測定から確認することができた。また、時刻歴応答解析による補強効果の検証を行った。 その結果、補強により地震時における建物の変形が低減することがわかり、その効果を解析的に確認した。 キーワード:常時微動測定、耐震補強、固有周期、時刻歴応答解析、東北地方太平洋沖地震

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震の経験から、現行の耐震基準に 適合しない建築物の耐震診断および耐震改修を推進す ることを目的として,建築物の耐震改修の促進に関する 法律(耐震改修促進法)が同年 12 月に施行された。こ の法律では、不特定多数の人々が使用する一定規模以上 の建物を対象に耐震化の努力義務を課して推進されて きたが、さらなる耐震化の促進のため、対象建物の範囲 拡大や明確な数値目標を掲げるなど,2006年にその内容 が改正された。これにより,公共建物を中心に耐震診断 および耐震改修が各地で進められるようになってきて いる。耐震補強が施された建物の耐震性能の向上効果は, 一般的に構造計算によって確認することになるが、常時 微動測定のような実測によって、耐震診断時に計算され た補強効果が発揮されているか、また、補強工事が十分 な精度で施工されたかを確認できれば、耐震補強の信頼 性の向上に寄与するものと考えられる。このような観点 から,阿部ら^{1)~3)}は,仙台市内および近郊に建つ RC 造 学校建物を対象に、補強工事前後で常時微動測定を実施 し、その結果より補強効果の確認を行っている。

筆者ら⁴⁾もまた, RC 造病院建物を対象に,補強工事前 後で常時微動測定を実施し,測定記録より求めた建物の 固有周期の変化から耐震補強による効果を確認した。ま た,構造計算による層剛性と常時微動測定から推定した 層剛性とを対比し,補強による耐震性能の向上効果を微 動測定によってどの程度推定できるか検証した。

本建物は、補強工事が完了した直後に2011年東北地方 太平洋沖地震を経験した。建物の建つ地域では震度6弱 の強い揺れを記録し、建物から比較的近い登米市豊里町 のK-Net 観測点で651galの地動加速度が観測されたこと から、この建物にも大きな地震力が作用したものと想定 される。

実際に耐震補強が施された建物が大きな地震にあっ た機会はこれまでにあまり例はなかったことから、本報 においては、この建物を対象に、補強工事前後と東北地 方太平洋沖地震後に実施した常時微動測定の結果を示 し、測定記録から求めた建物の固有周期の変化から、実 地震に対する耐震補強の効果を調べた。さらに、時刻歴 応答解析により補強前後における応答挙動を比較した ので、それらの結果について報告する。



*2 東北工業大学大学院 工学研究科 大学院生(会員外)

*3 (株)構造計画 代表取締役(会員外)

*4 (株)構造計画 修士(工学)(会員外)

2. 建物および耐震補強の概要

建物全景を写真-1, 建物諸元および耐震補強の概要 を表-1 に示す。また,代表的な伏図および軸組図をそ れぞれ図-1,図-2 に示す。本建物は 1975 年に建設さ れた,地上 6 階建て鉄筋コンクリート造の病院建物で, 長辺方向が 8 スパン,短辺方向が 3 スパン,各方向とも 耐震壁を有するラーメン構造である。本建物は,"佐沼" と呼ばれる地名に所在する。その東側に北上川が流れ, 西側には沼地(長沼,伊豆沼)があり,地域全体が沼地 を埋め立てたような軟弱地盤となっている。GL-35m 程 度までは N 値<10 となっている。本建物は杭基礎であり, 支持層は GL-40m 以深にある。既存杭は PHC 杭,外付け 補強フレームの基礎部分は鋼管杭を採用している。

2010年に実施された耐震診断の結果,構造耐震指標 (Is)の最小値が,長辺方向で0.40,短辺方向で0.38と, いずれも目標値の0.75を下回っていたことから,同年に 補強工事が実施された。主な補強工法は,長辺方向に対 しては外付け鉄骨ブレース架構(写真-2(a)),短辺方 向は外付け鉄骨ブレース架構,枠付き鉄骨ブレース架構 (写真-2(b))およびRC造増設壁である。外付け鉄骨 ブレース架構部には,引抜き力にも抵抗する支持杭(鋼 管杭)を新設した。3階から6階の一部の耐震壁に開口 閉塞を施している。各階の主な補強箇所については表-1に示したとおりである。



写真-1 建物外観(補強後:南側)

耐震診断および耐震補強は,第2次診断法⁵に基づい て行われた。外力分布は(n+i)/(n+1)である。表-2に,補 強前および補強後における耐震診断結果の一覧を示す。 補強後の耐震診断による Is 値は,各方向の全層で0.75 を満足している。最大で約2倍のIs値の増強を行った。 なお,Y方向の6階では,補強前に比べ補強後のIs値が 0.5%程度減少しているが,これはX方向の補強による重 量増加により,無補強のY方向の強度指標C値が小さく なったためである。



項目			概要				
建物	建築	築用途	病院				
概要	竣	江年	1975 年				
	構造種別		鉄筋コンクリート構造 (Fc=18N/mm ²)				
	ß	皆数	地上6階,塔屋2階				
建築	ß	皆高	1,2 階:3.5m 3~5 階:3.4m 6 階:3.3m				
規模	ł	長さ	桁行方向:46.8m 梁間方向:19.8m				
	軒高		21.0m				
	延床面積		5400.0m ²				
		6階	開口閉塞 :1箇所				
	長	5 階	外付け鉄骨ブレース架構:6箇所				
	辺	4 階	外付け鉄骨ブレース架構:10箇所				
	方	3 階	外付け鉄骨ブレース架構:10箇所				
	向	2 階	外付け鉄骨ブレース架構:10箇所				
		1 階	外付け鉄骨ブレース架構:10箇所				
		6階	-				
副雪		e Rith	枠付き鉄骨ブレース架構:2箇所				
		3 陌	RC 造増設壁:1箇所				
補強			外付け鉄骨ブレース架構:2箇所				
工事		4 階	枠付き鉄骨ブレース架構:2箇所				

RC 造増設壁:2箇所

RC 造増設壁:4箇所

RC 造増設壁:4 箇所

RC 造増設壁:4箇所

外付け鉄骨ブレース架構:2箇所

枠付き鉄骨ブレース架構:3箇所

外付け鉄骨ブレース架構:2箇所

枠付き鉄骨ブレース架構:3箇所

外付け鉄骨ブレース架構:3箇所

枠付き鉄骨ブレース架構:3箇所

表-1 建物諸元および耐震補強内容の概要

短

辺

方

向

3 階

2 階

1 階

内容

表-2 補強前および補強後の耐震診断結果

方向	階	С	F	$S_{\rm D}$	Т	Is	$C_{\rm TU}S_{\rm D}$
	6	1.329	1.00	0.975		0.753	0.756
	5	0.850	1.00	0.975		0.525	0.527
v	4	0.667	1.00	0.975	0.006	0.453	0.455
Λ	3	0.530	1.00	0.975	0.990	0.400	0.402
	2	0.609	1.00	0.975		0.517	0.520
	1	0.467	1.00	0.975		0.454	0.456
	6	1.456	1.00	0.975		0.825	0.828
	5	0.886	1.00	0.975		0.547	0.550
v	4	0.682	1.00	0.975	0.006	0.464	0.466
1	3	0.507	1.00	0.975	0.990	0.383	0.385
	2	0.480	1.00	0.975		0.407	0.409
	1	0.412	1.00	0.975		0.400	0.402

(a) 補強前

(b) 補強後

方向	階	С	F	S _D	Т	Is	$C_{TU}S_{D}$
	6	1.484	1.00	0.975		0.840	0.844
	5	1.376	1.00	0.975		0.850	0.854
v	4	1.219	1.00	0.975	0.006	0.828	0.832
л	3	1.030	1.00	0.975	0.990	0.778	0.781
	2	1.000	1.00	0.975		0.850	0.853
	1	0.843	1.00	0.975		0.819	0.822
	6	1.449	1.00	0.975		0.820	0.824
	5	1.245	1.00	0.975		0.769	0.773
v	4	1.132	1.00	0.975	0.006	0.769	0.773
I	3	1.010	1.00	0.975	0.990	0.762	0.766
	2	0.900	1.00	0.975		0.764	0.767
	1	0.784	1.00	0.975		0.761	0.765



(a) 長辺方向(外付け鉄骨ブレース架構)



(b) 短辺方向(枠付鉄骨ブレース架構)写真-2 補強詳細

3. 東北地方太平洋沖地震における建物被害の概要

2011年3月11日に太平洋三陸沖を震源とする M9.0の 地震が発生し、宮城県北部の栗原市築館町で震度7を観 測するなど、東日本の広範囲にわたって非常に大きな揺 れを観測した。本建物が建つ登米市は宮城県の北部に位 置していることから、この建物にも非常に大きな地震力 が作用したものと想定される。建物に近い K-Net 観測点 (宮城県登米市豊里町: MYG007)で651galの地動加速 度が観測されている。気象庁の発表では、本建物の建っ ている地域は、本震(3月11日)で震度6弱、最大余震 (4月7日)で震度6弱であった。

前述のとおり,建物の建つ地域全体は軟弱地盤である が、この地震では、液状化に伴う噴砂現象は見られなか った。しかし、地盤の変状による地盤面の沈降などの被 害が多数見られた。

構造被害に関しては、補強部材では RC 増設壁の一部 にひび割れが見られたが、いずれもヘアークラック程度 の軽微なものであった。枠付き鉄骨ブレースでは、塗装 の剥がれは認められず、写真-3 に示すとおり、外付け アンボンドブレースの可動域(外鋼管がスライドする部 分)に若干の塗装の剥がれが確認できた程度であった。 また、既存部材についても、柱および RC 壁に大きなひ び割れは認められず、いずれの部材も損傷度 I 以下であ った。被災度区分判定^のによる分類では、構造躯体の被 災度は軽微に該当する。また、基礎の傾斜や沈下は認め られず、基礎構造の被災度は、無被害に該当する。

非構造部材の被害は、改修工事で手を加えなかった既存の窓サッシ部分でのガラスの破損、什器等の移動・転倒(写真-4)が見られた。また、本建物の北側に隣接する本館(RC造6階,新耐震設計以降の建物)とのエキスパンションジョイント(Exp.J)部が破損し、医療ガス配管等が損傷を受けた。Exp.J部の屋上部分では、本館との衝突があり、一部躯体の損傷が生じた(写真-5)。

一方,建物周囲の外構等では,地盤の変状による縁 石・マンホールの段差や駐車場などのアスファルト舗装 の亀裂などが多数見られた。



写真-3 アンボンドブレースの塗装の剥がれ



写真-4 建物内の家具等の移動(4階)



写真-5 エキスパンションジョイント部の損傷

4. 常時微動測定による補強効果の検証

常時微動測定は,耐震補強工事の前後および地震後の 計3回実施した。建物各階の図-1に示した位置の床上 に微動計を設置し、長辺および短辺の2方向の水平変位 に関して方向別に鉛直方向の同時多点測定を行った。微 動計は速度型換振器で、サンプリング周波数を 200Hz, 計測時間を5分間とした。測定で得られた記録から、フ ーリエスペクトルと,建物の各階と屋上階間の伝達関数 を求めた。その際,測定記録を複数個のフレームに分割 し、それぞれの結果を相加平均して算出した。フーリエ スペクトルより求めた,1階に対するR階のフーリエス ペクトル比を図-3 から図-5 に示す。図はそれぞれ補 強前後および地震後の測定記録から求めた各方向の結 果である。また、得られたフーリエスペクトル比から算 出した建物の1次固有周期の一覧を表-3に示す。これ らの結果より,補強後の建物の固有周期は,補強前と比 較して各方向とも 5~10%程の低減が認められた。これ は、単純に剛性に換算した場合、補強前の剛性と比べて 15~20%の増大に相当する。建物剛性に大きく寄与する 枠付ブレースや RC 壁を補強要素として適用した短辺方 向については周期の変化率が高くなった。それに対し、 長辺方向については外付けブレースによる補強が主で あるため、短辺方向と比較して水平剛性の変化は小さく、 微動測定によって得られたこれらの結果は、各方向の耐 震補強の特徴を捉えた傾向を示しているといえる。

地震後の固有周期は,補強後と比較して微増する結果

となった。地震前後における建物の剛性変化については, 地震後に実施した被害調査の結果,構造部材の被害が軽 微であったことと概ね対応しているものと思われる。



図-5 フーリエスペクトル比(RF/1F:地震後)

表-3 補強前後および地震後の1次固有周期

	長辺方向	短辺方向
補強前	0.33 sec	0.39 sec
補強後	0.31 sec	0.36 sec
変化率(補強後/補強前)	0.94	0.92
地震後	0.32 sec	0.37 sec
変化率(地震後/補強後)	1.03	1.03

5. 地震応答解析による補強効果の確認

5.1 建物周辺での地震観測記録

表-4に、本建物周辺に設置されている4つの地震観 測点を示す。表には、本建物からの観測点までの距離と 震度、水平2成分の最大加速度を示している。地震観測 点は、K-NET(独立行政法人防災科学技術研究所)が3 箇所とJMA(気象庁)が1箇所である。図-6に、観測 記録の一例として MYG007(豊里)の水平2成分の時刻 歴波形を示す。図-7に、MYG004(築館)を除く、3箇 所の水平2成分の加速度応答スペクトルを示す。スペク トルのピークは、0.3 秒以下の短周期にあり、0.5 秒を超 えると減少する。いずれの観測点でも NS 成分に比べ、 EW 成分の方が優勢である傾向が見られた。

山手側に所在し,他の観測点に比べ地盤条件が良好な MYG003(東和)では,短周期側で2.0Gを超える応答を 示すが,0.3秒付近をピークとし,1.0秒付近ではかなり 減少するのに比べ,地盤条件の悪いMYG007,JMA登米 市中田町では1.0秒以上の範囲でも応答は大きい。

図-8に K-NET の MYG007 の水平2成分の Sa-Sd 曲線(h=5%)を示す。図より,短周期(0.4 秒以下)では 1Gを超える大振幅であるが,0.32 秒をピークに応答は減 少する。EW 成分では0.42 秒付近から応答が増大し,0.5 秒付近から再び1Gを超えている。

常時微動測定結果から得られた補強後の固有周期に 対して、図-8のSa-Sd曲線を用いて最大応答値を推定 すると、X 方向(Tx=0.31秒)で約1,200gal, Y 方向(Ty=0.36 秒)で約700galであった。また、せん断力係数 Ci に換 算すると、それぞれ1.22 と0.71である。

表-4 建物周辺の地震観測点(3/11本震)

細 測 占	建物から	計測	最大加速度[gal]		
戰四局	の距離	震度	NS	EW	
MYG003 (東和)	12km	震度6弱 (5.5)	570	781	
MYG004 (築館)	15km	震度 7 (6.6)	2700	1268	
MYG007 (豊里)	12km	震度6弱 (5.8)	568	651	
JMA 登米市 中田町	6km	震度6弱 (5.7)	346	425	





5.2 地震応答解析結果

本建物の地盤特性に比較的近いと考えられる K-NET (MYG007)の観測記録を用いた多質点系の時刻歴応答 解析を行い、本地震での補強効果について検討を行う。

解析は基礎固定モデルとし、補強前の各層重量と層剛 性を用いて行う。建物の層重量と層剛性は、耐震診断時 に用いた一貫計算プログラムでの計算結果を用いた。表 -5 に、各階の層重量と層剛性を示す。減衰モデルは、 弾性剛性比例型(h=5%)とした。本解析モデルでの固有 値解析を行った結果、1次固有周期はX方向で0.301秒, Y方向で0.412秒となり、補強前の常時微動測定による 結果から算出した固有周期と良い対応を示した。

本地震では、構造躯体の被害がほとんど見られず、ま た常時微動測定結果からも大きな剛性低下は認められ なかったことから、降伏変位には至っていないと考え、 弾性応答解析として検討を行っている。

応答解析の結果を表-6 に示す。また,最大層せん断 力係数分布を図-9 に示す。図中には,耐震補強前後で の各階の強度指標 C 分布を同時に表している。1 階の層 せん断力係数は,X 方向が 0.891,Y 方向で 0.559 となり, X 方向では補強後の強度指標分布を若干上回り,Y 方向 では補強前と補強後の強度指標分布の中間に位置する 結果となった。前述した補強後の固有周期に基づき,図 -8 の Sa-Sd 曲線から推定した Ci に比べ小さい値であ るが,図-9 の結果より,地震時に補強前の強度指標を 超える入力があったと考えられ,補強を行わなかった場 合、大きな被害に繋がっていた可能性がある。

	耐震補強前						
階	W [kN]	KY [$\times 10^3$ kN/m]					
6	1667	6378	2464				
5	1253	7389	3151				
4	1264	7780	3989				
3	1276	8556	5080				
2	1349	12519	7899				
1	1497	16799	9053				

表-5 解析に用いた層重量と層剛性

表-6	応答解析結果
10 10	까다 더 까 까 까 ㅠ ㅠ

	Q[kN]		Ci		d [mm]		R [rad]	
階	X	Y	Х	Y	Х	Y	Х	Y
6	24467	18589	1.497	1.137	3.84	7.54	1/860	1/437
5	40291	27741	1.407	0.969	5.45	8.80	1/624	1/386
4	53045	35019	1.293	0.854	6.82	8.78	1/499	1/387
3	62425	39383	1.166	0.736	7.30	7.75	1/466	1/439
2	68681	41613	1.029	0.623	5.49	5.27	1/638	1/664
1	72603	45556	0.891	0.559	4.32	5.03	1/810	1/696



6. まとめ

耐震補強が施された6階建て鉄筋コンクリート造病院 建物を対象に、補強効果を確認する目的で常時微動測定 を行った。また、本建物の耐震補強工事が完了した直後 に東北地方太平洋沖地震による強い揺れを受けたこと から、常時微動測定と時刻歴応答解析により建物の損傷 の有無と耐震補強の効果を調べ、以下に示す知見を得た。

- (1) 常時微動測定を行って得られた結果から、補強後の 建物の固有周期は、補強前と比較して10%ほど短く なり、補強による建物の水平剛性の上昇を微動測定 により捕らえることができた。
- (2) 地震後に実施した常時微動測定の結果から,固有周期は地震前(補強後)のそれと大きな変化はなかった。今回の地震による本建物の水平剛性の著しい低下は認められず,概ね弾性範囲内に納まっていたも

のと推測される。このことは、地震後に行った建物 の被害調査結果での構造躯体の被害が軽微であっ たことと一致しており、常時微動測定を用いて、地 震による建物の損傷程度を判断・推定可能であるこ とを示唆している。

(3) 東北地方太平洋沖地震で観測された地動加速度を 用いて質点系の時刻歴応答解析を行った結果,耐震 補強前の水平耐力を上回る地震力が作用した可能 性があり,耐震補強による耐力増強による効果があ ったことが検証された。

今後,外付けブレース補強の剛性評価を含めた詳細な 解析モデルを作成し,耐震補強後の地震時挙動の検討を 行う予定である。本建物は,宮城県沖地震(1978年)な どの既往の大地震を経験しているが,これまでに大きな 構造被害がなかったことから,地盤特性により建物への 有効入力が低減されている可能性が考えられる。そのた め,地盤特性の影響を考慮した有効入力の評価について も検討を加える予定である。

謝辞

本報告の常時微動測定は,登米市医療局および登米市 建設部建築住宅課の協力のもとに実施された。また,計 測にあたり,現場建築 JV 飯田所長をはじめ多くの方に ご協力いただいた。ここに感謝の意を表します。耐震診 断・補強および工事監理を行った(株)構造計画 鈴木守 氏には,資料および調査の調整等にご尽力頂いた。また, 解析に用いた強震記録は,防災科学技術研究所,気象庁 より提供を受けました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 阿部良洋,守研二,佐藤聡美:常時微動測定による 耐震補強効果の確認事例(その3)一文字型校舎の 鉄骨ブレース補強,日本建築学会東北支部研究報告 集,構造系,第66号,pp.141-144,2003.6
- 2) 佐藤聡美,阿部良洋,守研二:常時微動測定による 耐震補強効果の確認事例(その4)バッテリー型校 舎の鉄骨ブレース補強,日本建築学会東北支部研究 報告集,構造系,第66号,pp.145-148,2003.6
- 守研二,佐藤聡美,阿部良洋:常時微動測定による 耐震補強効果の確認事例(その5)学校建物のRC 造壁補強,日本建築学会東北支部研究報告集,構造 系,第66号,pp.149-152,2003.6
- 4) 作間陵,大沼達也,船木尚己,井上剛志:常時微動 測定による耐震補強効果の評価に関する事例研究, 日本建築学会東北支部研究報告集,構造系,第74 号,pp.11-14,2011.6
- 5) 財団法人日本建築防災協会:2001年改訂版既存鉄筋 コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説,2001.9
- (財)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,2001.9