地震被害を受けた宮城県泉高等学校の 補修・補強方法とその裏付け

今井 弘^{*1}・近藤 実^{*2}・横山 晶好^{*3}

概要 宮城県泉高等学校は 1978 年 6 月の宮城県沖地震で激しい被害を受けたが、本高校は日本建築学会による現行の鉄筋コンクリート構造計算規準に基づいて設計された建物としては大被害を受けた最初の建物である。また、本高校は破壊した鉄筋コンクリート部材を補修し、更に耐震補強を行って再使用することになった。

本稿では泉高等学校の地震被害の補修方法及び耐震補強の設計内容について報告し、次に、それらの裏付けとして保有水平耐力と地震力の分担率から地震被害の原因について検討するとともに、補修・補強後の建物の保有水平耐力を解析し、耐震性の増強の効果を確認した。

キーワード：地震被害、補修方法、エポキシ樹脂、壁の増設、耐震補強、柱のせん断破壊、保有水平耐力、腰壁、水平力の分担比

1. はじめに

1978 年 6 月 12 日に発生した宮城県沖地震は、仙台市を中心に数多くの建物に被害を与えた。鉄筋コンクリート造の学校建物もかなり激しい被害を受けたが、宮城県泉高等学校はそれらの中で、現行の日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準（1971 年改定）に従って設計された唯一の建物であった。また、本高校の敷地地盤は硬質な砂岩で良好であり、普通一般の構造設計が行われていたにもかかわらず被害が大きかったという点で、現行の計算規準に対し問題を提起したと思われる。

本高校の構造様式は日本の学校建物の典型的なものであり、各棟は南側に教室を、北側に廊下を配置した一文字状の平面プランである。このため耐震壁のないけた行方向の地震被害が激しく、特に腰壁の高い北側の柱の多くがせん断破壊した。この被害の特徴は、1968 年の十勝沖地震による八戸工業高等専門学校の被害とよく似ている。

本建物は被害部分を補修し、更にけた行方向に耐震壁を増設して再使用することになり、地震直後より破壊された鉄筋コンクリート部材の

補修方法が綿密に検討され、9 月より実施に移され、翌 1979 年春に工事が完了した。

補修は主に被害の激しかった柱に対して行われ、具体的方法として、被害程度に応じて破壊した鉄筋コンクリート柱にエポキシ樹脂を注入する方法が、また、最も被害の激しい柱に対しては解体し新しく打設する方法が採用された。

本稿では、泉高等学校の地震被害の概要と被害の補修方法及び耐震補強の設計内容を報告した後、今後の鉄筋

図-1 2階はり伏図

*1 正会員 三井建設（株）技術研究所主任研究員

*2 三井建設（株）東京建築支店技術課長

*3 正会員 三井建設（株）技術研究所所長

コンクリート構造物，特に学校建物の耐震設計上の資料とするため，建物をなるべく実情に近い状態に置換して被害の激しかった行方向の保有水平耐力と水平力の分担率を計算し，地震被害の原因について簡単な検討を加えた。また，補修・補強後の建物の保有水平耐力も解析し，補修・補強後の耐震性の増強の効果を確認した。

2. 建物の概要

本高校は図-1に示すように A, B, C の3棟(とう)と二つの渡り廊下からなっており，それらは4箇所のエキスパンションジョイントによって構造的に分離されている注1)。建物3棟は同時に同じ構造計画に基づいて設計されており，各棟の柱，はりの構造断面はそれぞれほぼ同じであるので，ここでは建物の軸組図と断面図の一例，及び代表的な柱とはりの断面リストを図-2～図-5に示す4)，注2)。次に建物の特徴と主要な工事項目を箇条書きする。

名 称：宮城県泉高等学校

所在地：宮城県泉市将監 10-39-1

地 盤：緩やかな尾根を切土した硬質地盤2)，3)，注15)

基 礎：独立フーチング基礎

建 物：A, B, C 棟 RC 3 階，PH 1 階
渡り廊下 RC 2 階

仕上げ：モルタル下地 リシン吹付け

工 期：A 棟 1972.8～1973.3

B 棟 1973.8～1974.3

C 棟 1974.8～1975.3

図-2 C棟南構面軸組図

図-3 断面図 (普通教室)

METHOD OF REPAIRING AND STRENGTHENING OF IZUMI HIGH SCHOOL DAMAGED BY MIYAGI-OKI EARTHQUAKE AND PROOF OF REPAIRING

By Hiroshi Imai, Minoru Kondo and Masayoshi Yokoyama

Concrete Journal, Vol. 17, No. 10, Oct. 1979, pp. 9~22

Synopsis The building of Izumi High School of Miyagi Prefecture was heavily damaged by the Miyagi-oki Earthquake of June 1978. Among those buildings which were built according to the present construction standard provided by the Architectural Institute of Japan, this school was the first one that was so heavily damaged in Japan. It was decided to repair the damaged concrete members for using the building again as an aseismic structure.

This paper reports the method of repairing the damaged building and the design for aseismic strengthening. The cause of such damage was examined in terms of horizontal strength as well as the ratio of sharing the force of earthquake. By analyzing the horizontal strength of the building after repaired and strengthened, it was confirmed that the resistance to earthquake was increased.

Keywords : damage by earthquake, method of repairing, epoxy resin, additional installation of walls, aseismic strengthening, shearing failure of columns, retained lateral strength, spandrel, sharing ratio of horizontal force

	北 通 り		中 通 り	南 通 り	
	廊 下	大教室	内 柱	普通教室	大 教 室
	C ₃	C ₇	C ₉	C ₆	C ₇
3 階	8- D19	16- D25 2- D22	8- D22	10- D22	北 通 り 大 教 室 に 同 じ
2 階	8- D19	12- D25 2- D22	8- D22	10- D22	
1 階	14- D22	12- D25 6- D22	18- D22	16- D22	
	400 ×500	500×500			

共通フープ 9φ@100
SR24
● D25
○ D22
× D19 } SD30

図-4 柱の断面リスト

	位置	北 通 り		中 通 り		南 通 り
		G ₃		G ₆		G ₈
		両 端	中 央	両 端	中 央	
R 階	300×600	3-D19	2-D19	3-D19	2-D19	中 通 り に 同 じ
		2-D19	3-D19	2-D19	3-D19	
3 階	300×600	3-D19	2-D19	4-D19	2-D19	
		2-D19	3-D19	2-D19	3-D19	
2 階	300×600	3-D22	2-D22	4-D22	2-D22	
		2-D22	3-D22	2-D22	3-D22	
1 階	350×700	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	
		3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	

スタラップ(SR24) はり長 10m ○ φ9 (SR24)
はり幅 { 250-φ9@200 端 9φ@125 × D19 } SD30
{ 300-φ9@200 中央 9φ@180 ○ D22 }
{ 350-φ9@180 ● D25 }

(a) けた行方向

図-5 はりの断面リスト

3. 被害調査結果

3.1 被害概要

被害の特徴を次に述べる。

- 1) 各棟ともけた行方向の柱の被害が激しかったが、張間方向の被害は軽微であった。
- 2) 特に北側1階の柱のせん断破壊が激しく、その次に南側1階の柱の破壊が大きく、中通りの柱はほとんど無被害であった。
- 3) はりと腰壁の被害は両方向とも軽微であった。
- 4) 全体的に見て A, B 棟に比較して C 棟の被害が激しかった。
- 5) エキスパンションジョイントの被害は構造的には軽微であった。
- 6) 渡り廊下の被害はほとんど認められなかった。
- 7) 建物の基礎やその周辺では被害が認められなかったが、建物の西端より 10m 程度離れた場所(盛土)に亀(き)裂が数本走っていた。

	普 通 教 室			大 教 室		廊 下		
	G ₁₉			G ₁₇		G ₁₂		
	外端	中央	内端	両端	中央	内端	中央	外端
R 階	3-D22	2-D22	4-D22	4-D25	7-D25	4-D22	2-D22	2-D22
	2-D22	4-D22	2-D22	2-D25	7-D25	2-D22	2-D22	2-D22
	350×700			350×800		350×650		
3 階	4-D22	2-D22	4-D22	5-D25	3-D25	4-D22	2-D22	3-D22
	3-D22	4-D22	2-D22	3-D25	5-D25	2-D22	2-D22	2-D22
	350×700			350×800		350×650		
2 階	5-D22	2-D22	4-D22	5-D25	3-D25	6-D22	2-D22	4-D22
	3-D22	4-D22	2-D22	3-D25	5-D25	3-D22	2-D22	3-D22
	350×700			350×800		350×650		
1 階	3-D19	3-D19	3-D19	5-D19	3-D19	4-D19	3-D19	3-D19
	5-D19	3-D19	3-D19	5-D19	3-D19	4-D19	3-D19	3-D19
	350×700			350×800		350×650		

(b) 張間方向

3.2 被害程度の分類

構造的な被害は主に柱に集中していたので、補修方法を決めるためすべての柱に対し被害の程度を診断し、表—1 に示す 5 段階に分類した^{注3)}。各棟の診断結果を表—2～表—4 に、また、典型的な診断例を写真—1～写真—8 に示してある。これらの写真のうち柱の外観は、被害程度をよく調べるため手ハンマーで被害部分を落とした後のものである。1 階柱の被害の分布は、図—6 に示してあるように C 棟 1 階北側の柱で被害が最も激しかったことが認められる。なお、渡り廊下の柱の被害段階はすべて 0 である。

表—1 柱の被害程度分類

被害段階	被害の内容
0	無被害
1	小さい曲げひびわれ
2	大きい曲げひびわれ、又は小さいせん断ひびわれ、仕上モルタルが部分的に剝離、ひびわれ幅 3mm 以下
3	激しいせん断ひびわれ、仕上モルタルが全面的に剝離、ひびわれ幅 3mm 以上
4	激しいせん断破壊、コアのコンクリートも破壊され、鉛直荷重の負担能力も激減したと推定される。

表—2 A 棟の柱の被害段階

通	り		21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
北 構 面	3 階		0	2	0	1	1	1	0	1	1	0	0	0	1	1	0	0	1	0	1	2	0
	2 階		1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	3	3	3	1
	1 階		1	2	3	3	4	3	3	3	3	0	0	2	3	3	3	3	3	3	3	3	1
中 構 面	3 階		す べ て 0																				
	2 階																						
	1 階																						
南 構 面	3 階		0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
	2 階		0	1	1	0	1	0	1	1	2	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
	1 階		1	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	2	1	1	0

表—3 B 棟の柱の被害段階

通	り		18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
北 構 面	3 階		0	1	1	1	2	1	0	2	2	2	0	0	0	0	0	1	1	0
	2 階		1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	2	1
	1 階		1	3	3	3	3	3	0	2	2	3	3	3	3	3	4	3	3	1
中 構 面	3 階		す べ て 0																	
	2 階																			
	1 階																			
南 構 面	3 階		0	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0
	2 階		0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
	1 階		1	1	2	1	2	2	1	1	2	2	1	2	2	2	1	2	2	1

表—4 C 棟の柱の被害段階

通	り		18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
北 構 面	3 階		1	1	1	1	1	0	2	1	2	2	2	2	2	1	1	2	2	1
	2 階		1	2	2	2	2	1	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	1
	1 階		3	4	4	4	4	4	4	3	3	3	4	4	4	4	4	4	4	2
中 構 面	3 階		他はすべて 0																	
	2 階																			
	1 階																			
南 構 面	3 階		1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	0	1	1	0
	2 階		0	2	1	1	0	0	2	0	2	2	2	2	2	1	1	2	2	1
	1 階		2	4	4	2	3	3	3	2	3	3	3	3	3	3	2	3	3	2

写真一1 被害段階 2 (A 棟 2 階北柱)
—大きい曲げひびわれ—

写真一4 被害段階 3 (A 棟 1 階北柱)

写真一2 被害段階 3 (A 棟 2 階北柱)
—激しいせん断ひびわれ—

写真一5 被害段階 3 (B 棟 1 階北柱)

写真一3 被害段階 3 (A 棟 1 階北柱)

写真一6 被害段階 3 (B 棟 1 階北柱)

写真-7 被害段階 4 (C 棟 1 階北柱)

写真-8 被害段階 4 (C 棟 1 階南柱)

図-6 1 階の柱の被害分布

4. 補修と補強方針

4.1 各被害段階の補修方法

前述した各被害段階の柱を次に示す方法で補修した。

被害段階 0

表面仕上げをする。

被害段階 1 (図-7 参照)

- 1) モルタルの剥(はく)離部分をロックピンで固定する。
- 2) ひびわれ部に テープ をはった後にシール剤を塗る。
- 3) テープをはがし、エポキシ樹脂を下側より順に注入する。
- 4) 表面仕上げをする。

図-7 被害段階 1 の補修方法

被害段階 2 (図-8 参照)

- 1) 剥離した部分のモルタルをはつる。
- 2) 注入孔を設けた後、ひびわれ部分をシールする。
- 3) エポキシ樹脂を下側より順に注入する。
- 4) 樹脂入りモルタルで下地仕上げをする。
- 5) 表面仕上げをする。

図-8 被害段階 2 の補修方法

被害段階 3 (図-9 参照)

- 1) モルタルとかぶりコンクリートをはつる。
- 2) 注入孔を設けた後、はつた面をすべてエポキシモルタルでシールする。
- 3) エポキシ樹脂を下側より注入する。
- 4) 打継ぎ用エポキシ樹脂を塗布する。
- 5) 型わくを設置した後に無収縮モルタルを圧入する。
- 6) 表面仕上げをする。

図-9 被害段階 3 の補修方法

被害段階 4 (図-10 参照)

- 1) 窓サッシ、腰壁等を撤去する。
- 2) 柱周辺に上階支持用サポートを設置する。
- 3) 柱コンクリートを解体し主筋の一部を切断する。
- 4) 配筋後、早強コンクリートを打設する。
- 5) 上部すき間に無収縮モルタルを圧入する。
- 6) 腰壁部分を新しく打設する。
- 7) 窓サッシ等を設置した後、モルタルで下地仕上げをする。
- 8) 表面仕上げをする。

図-10 被害段階 4 の補修方法

4.2 耐震壁の増設による補強方法

柱の被害を補修した後、将来の大地震に備えけた行方向の水平耐力を増強するために、図-11～図-13 に示すように A, B 棟では北側の構面内だけに、また C 棟では北側と南側の構面内に耐震壁を増設した注4)。

耐震壁の増設によって、表-5 に示すように 1 階で地震被害前に柱壁率 ($\Sigma A_c / \Sigma A_f$) が約 $50 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ であったものが、補修・補強後には $80 \sim 90 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ となった。これは、過去の地震被害調査結果によると「壁量大・無被害」の類に属し、経験的に十分に耐震的に補強されたことになる⁵⁾。

図-11 A 棟北面の増設壁の位置

図-12 B 棟北面の増設壁の位置

(a) 北面

(b) 南面

図-13 C 棟の増設壁の位置

表-5 けた行方向の 1 階の柱壁率 $\Sigma A_c / \Sigma A_f$
(単位: cm^2/m^2)

	A 棟	B 棟	C 棟
地震被害前	50.9	53.2	50.8
補修・補強後	80.9	84.1	90.5

なお、本計算では北構面の外にある水飲み場周辺の壁 ($t=120$) やダムウェーダーとダストシュート回りの壁 ($t=120$) は計算に入っていないので、地震被害前の柱壁率は柱だけによるものである。

次に、増設耐震壁の基本的な設計方針を述べる。

1) 増設壁のせん断耐力を十分大きくし、耐震壁を含んだ骨組の終局水平耐力が耐震壁のせん断破壊で決まらないように壁厚を大きくする。

2) たとえ壁板にせん断ひびわれが生じても、その幅が大きくならないように、ひびわれ応力に抵抗できる壁筋量 ($P_s \geq \tau_{cr}/s\sigma_y \approx cF_t/s\sigma_y$) を入れる。

3) 既存柱と増設壁の一体性を図るため、壁筋と等量の鉄筋をシアコネクターとして既存柱に鉄筋の降伏強度以上の強度で固定し、シアコネクターと壁筋は重ね継ぎをする。

上述した方針に基づいて、次のように耐震壁を増設した (図-14 参照)。

1) 増設壁に接する柱の下地モルタルをはつる。

2) 壁と接続する左右の柱と上下のはりに異形鉄筋をケミカルアンカーで固定する。

1, 2 階: D 16 @ 200 ダブル

図-14 増設耐震壁と既存柱の接続部分

3 階 : D 13 @ 200 ダブル

3) 壁筋を配筋しコンクリートを打設する。

1, 2 階 : 250 厚 D 16 @ 200 ダブル

3 階 : 200 厚 D 13 @ 200 ダブル

4) 壁と上部はりのすき間に膨張モルタルを圧入する。

5) 下地モルタルの後、表面仕上げをする。

ケミカルアンカーを使用する前に、2種類の鉄筋に対してそれぞれ6本の鉄筋をケミカルアンカーで固定した後、引抜き試験を行った。試験はひびわれがなかった既存の柱の脚部で行われたものであり、表-6に示すように、いずれも引抜き装置が取り付く鉄筋のねじ部で破断しており、その耐力は母材の短期許容応力に近い値となっている。従って実際のアンカー引抜き耐力は、アンカー鉄筋の短期許容応力以上と推定される。なお、文献 6)によると、コンクリートの強度が確保されていると、ケミカルアンカーの引抜き耐力は鉄筋の引張強度以上であると報告されている。

表-6 ケミカルアンカーの引抜き試験注5)

アンカー鉄筋	番 号	打設後の時間 (h:min)	最大荷重 (t)	破壊状態	ねじ部の外径 (mm)
D 13*	1	: 20	4.0	ねじ破断	10
	2	: 40	4.3	"	
	3	1:00	4.5	"	
	4	1:15	4.0	"	
	5	21:10	4.0	"	
	6	21:20	4.0	"	
D 16*	1	: 24	6.0	"	12
	2	: 55	5.2	"	
	3	1:05	5.2	"	
	4	20:50	5.1	"	
	5	21:00	5.5	"	
	6	21:10	5.4	"	

* 母材の短期許容応力 D 13=3.81 t
D 16=5.97 t

5. 既存建物の材料の性質

既存建物より抽出された鉄筋とコンクリートのコア(φ100)の材料試験結果と配合推定試験結果を、それぞれ表-7~表-9に示す。鉄筋は表-2~表-4に示すように、被害段階4と診断された柱より3本ずつ抽出した。また、コンクリートコアの数は各棟の北側1階柱より1個、また、階段室の各階はりより2個抽出した。

鉄筋の試験結果は正常な値を示しているが、コンクリート試験結果はC棟で低い圧縮強度を示しており、これは地震被害の態様とよく一致する。なお、コンクリートの試験片の長さは $l=16\sim 20\text{ cm}$ とばらついていたの

表-7 鉄筋の材料試験結果(3片の平均値)

採取位置		径	σ_y (t/cm ²)	σ_b (t/cm ²)	σ_E (t/cm ²)	伸び率
棟	通り					
A	17	D 22 (主筋)	3.70	5.63	1788	0.16
B	4		4.08	6.27	1948	0.16
C	3		3.64	5.70	1601	0.16
A	17	φ9 (帯筋)	3.30	4.76	1986	0.26
B	4		3.33	4.78	1943	0.26
C	3		3.23	4.69	1808	0.23

表-8 コンクリートの材料試験結果注6)

採取位置				F_c (kg/cm ²)	$cE_{1/3}$ (t/cm ²)
棟	階	通り	部位		
A	1	8	柱	239	174
	2	6	はり	255	113
	2	16	はり	284	—
	3	6	はり	236	121
	3	16	はり	256	139
	R	16	はり	236	162
	R	17	はり	223	180
B	1	16	柱	363	202
	2	6	はり	230	136
	2	15	はり	239	138
	3	5	はり	239	163
	3	15	はり	209	155
	R	15	はり	352	215
	R	16	はり	334	229
C	1	8	柱	218	164
	2	4	はり	177	—
	2	12	はり	166	109
	3	5	はり	195	—
	3	11	はり	204	128
	R	11	はり	202	104
	R	12	はり	217	161

表-9 配合推定試験結果(骨材表乾)注6)

採取位置				セメント量 (kg/m ³)	水 量 (kg/m ³)	骨 材 量 (kg/m ³)
棟	階	通り	部材			
A	1	6	柱	286	256	1729
B	1	5	柱	291	284	1658
C	1	6	柱	310	280	1625

表-10 配合推定の分析仮定値注6),注7)

試 料	CaO (%)	強熱減量 (600°C) (%)	不溶残分 (%)	吸 水 量 (%)
セメント	64.5	0.6	0.0	—
骨 材	0.4	1.2	95.2	1.3

で、表-8には $l=20\text{ cm}$ としたときの補正後の値を示してある。

配合推定試験によると、セメント量はほぼ正常値を示

している。なお、本試験はセメント協会コンクリート専門委員会法⁷⁾に従い、表—10 に示す値を仮定して分析した。

6. 地震被害前の建物のけた行方向の力学的性質

地震被害の原因を調査するために、被害前の建物のけた行方向の保有水平耐力と弾性水平剛性を本建物の設計図と現地調査資料に基づき計算した^{注2), 注8)}。

6.1 保有耐力

けた行方向の構造は耐震壁のない純ラーメンであるので、水平力を受けたときは中央部で反曲点が生ずると仮定し、図—15 に示すようにはりの中央で各柱を分離して保有水平耐力を求めた。その際、解析モデルが最大耐力を示すときの降伏機構と柱のせん断力は次のようにして計算した。

図—15 純ラーメンの解析モデル

各解析モデルの柱とはりの交点に対して柱とはりの保有曲げモーメント量を比較し、はり降伏型か柱降伏型かを判定する。柱降伏型の場合には柱端部の曲げモーメントはその降伏モーメントとし、はり降伏型の場合には、原則としてはりの降伏モーメントの和の半分（ただし1階と R 階ではその値）を柱端の曲げモーメントと仮定した。

その他、数値解析上の仮定は次のとおりである。

1) はりの曲げとせん断耐力に対し、腰壁は構造的に有効なものとする。ただし南側構面のはり端部でバルコニーへの出入口がある場合には、その半スパンにわたり腰壁がないものとする。

2) 腰壁付きのはりも、腰壁を除いたはりわくの中心の位置に置換する。

3) 北側構面のダストシュートとダムウェーダー付近の壁 ($t=120$, いずれも比較的大きな開口があり、C 棟では壁の中に電気、ガスなどの配管がある) や北構面の外にある水飲み場の壁 ($t=120$)、及び軽量コンクリートブロック、ガラスブロックは計算に入れない。

4) 柱とはりの交差部分は剛域とみなし、それぞれの

表面で曲げ降伏するものとし、片方のはりだけに腰壁が付いている柱に対しても腰壁の高さまでを剛域とする。

5) 曲げ降伏よりせん断破壊が先行する部材（柱）では、逆対称応力状態での端部モーメントを部材の降伏モーメントと仮に考えて計算する。

6) はりの曲げ耐力は、上側が引張りの場合と下側が引張りの場合では異なるので、両者の平均を採用した。

7) 固定荷重は設計図⁹⁾に基づいてなるべく実情に合わせて算出する^{注9)}。その際、ペントハウスは R 階の固定荷重とみなす。

8) 床の積載荷重は、鉛直荷重時の柱の軸力の算出に対しても地震用のものとする^{注10)}（教室 110 kg/m^2 、廊下 210 kg/m^2 、バルコニー 130 kg/m^2 ）⁸⁾。

仮定 7), 8) に基づいて計算し、ベランダを除いた教室と廊下の面積で割ると、単位床面積当りの重量は $w=1.27$ (各棟の 2, 3 階) ~ 1.40 (C 棟の R 階) t/m^2 である。

9) 曲げ耐力式は式 (1) とする⁸⁾。

はり（中段筋も計算に入れる）

$$M_u = \sum 0.9 A_t \sigma_y d \quad (1)$$

柱（中段筋は計算に入れない）

$$M_u = 0.8 A_t \sigma_y D + 0.5 ND(1 - N/bDF_c)$$

10) せん断耐力式は式 (2) とする⁸⁾。

$$\tau_u = k_u k_p (180 + F_c) \times \frac{0.12}{M/Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_y} \quad (2)$$

11) 鉄筋の降伏強度 σ_y とコンクリートの圧縮強度 F_c は次の値とする。

$\sigma_y = 3.0 \text{ t/cm}^2$ (主筋 SD 30)

$\sigma_y = 2.4 \text{ t/cm}^2$ (あばら筋又は帯筋 SR 24)

$F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$

上述した仮定に基づき求めた最大耐力時の応力と機構の解析結果によると、北柱と南柱では腰壁があるため、図—16 (a), (c) に示すように 1 階では柱がせん断破壊し、2 階と 3 階では柱が曲げ降伏する。しかしながら、図—16 (d) に示すようにベランダへの出入口のため腰壁が片方でもなくなる南柱は、はりの曲げ降伏型になることが認められる。

各柱の終局耐力を各階ごとに単純に累加して求めた建物のけた行方向の保有水平耐力は、表—11 に示すように各棟とも 1 階でほぼ建物重量の $0.43 \sim 0.45$ である。

表—11 地震被害前の保有せん断力係数 q_u

階 \ 棟	A	B	C
3	0.680	0.682	0.681
2	0.435	0.420	0.432
1	0.450	0.442	0.429

()内は保有せん断力を示す。

単位：M(tm), Q(t), τ (kg/cm²)

図-16 柱の最大耐力時の応力と機構

表-12 地震被害前の1階の保有耐力の比率 R

棟 構面	A	B	C
北	0.464	0.439	0.470
中	0.140	0.166	0.137
南	0.396	0.395	0.393

これを各構面の保有耐力の比率で見ると、表-12に示すように全耐力の約半分が北構面によるものである。北構面の柱断面が小さいにもかかわらずその耐力が大きい理由は、腰壁があるために柱の剛域長さが大きいためである。

6.2 地震力の分担比（水平剛性分布）

前述したように、各柱の保有耐力の単純な累加によって求めた建物のけた行方向の保有水平耐力は、せん断力係数で表すと1階で $q_{u1}=0.43\sim0.45$ である。各柱が同時にその保有耐力に達するのであれば、この値は耐震的に考えて特に小さいとは思われないが、実際には水平力に対する各構面の力学的性質が異なるため、前述した震度よりも小さい地震力で破壊に至る柱もある。

地震被害は、3.の被害調査結果で述べたように北側柱で著しく、南側柱では比較的軽く、中柱ではほとんど無被害である。これは北側柱が水平力に対して剛性が大

きく、最大耐力時の変形が小さいためと思われる。この現象を定量的に確認するため、図-15に示した解析モデルを用いて水平力に対する各柱の弾性剛性を求め、またそれらを単純に累加して建物全体の水平剛性を算出した。計算に際して6.1に述べた仮定以外に、更に次に述べる事柄を仮定した。

12) 部材の曲げ、せん断、及び軸力による変形と剛域を考慮して弾性解析する⁹⁾。

13) 断面積、断面二次モーメントはコンクリート断面に対して計算し、鉄筋の影響は無視する。

14) 曲げ剛性に対するスラブの有効幅の効果は腰壁のないはりに対して考慮し、片側スラブの場合（北、南構面）では $\phi=1.5$ 、両側スラブの場合（中構面）では $\phi=2.0$ とする。

15) せん断変形に対する形状係数は、部材の断面形状とは無関係に $\kappa=1.5$ とする。

16) 外力は逆三角形分布とする¹¹⁾。

17) ねじれ変形は考慮しない¹²⁾。

18) コンクリートのヤング率とせん断剛性は下記の値とする。

$$E_c=210 \text{ t/cm}^2$$

$$G_c=E_c/2.3$$

上述した仮定のもとに求めたけた行方向の1階の水平剛性の比率は、表-13に示すように北構面で大きく、各棟とも全体の約60%である。なお、2, 3階の水平剛性の比率も1階のものとほとんど同じである。

表-13 地震被害前の1階の水平剛性の比率 D

棟 構面	A	B	C
北	0.582	0.584	0.604
中	0.090	0.102	0.082
南	0.328	0.314	0.314

次に、地震力が北構面に集中した様子を水平荷重に対する柱の応力で観察してみる。図-17は、設計用荷重 ($k=0.18$)¹³⁾を受けた際の各構面の典型的な柱の応力図である。1階での北側柱、中柱、南側柱の負担せん断力の比率は $\approx 5:1:3$ であり、断面積の小さい北側柱が最も大きいのに対し、断面積の大きい南柱と中柱の水平力負担は小さくなっている。これは単純な弾性解析結果ではあるが、地震被害の特徴とよく一致する。

同じことが南側構面の各柱の被害の違いからも理解できる。南側構面の柱のコンクリート断面はすべて同一であるが、はりの剛性は各柱でかなり異なる。階段室でははりの腰壁もスラブもなく全面ガラスブロックであり、また、ベランダへの出入口があるところでは腰壁がない。このため、はりの剛性が小さくなって水平力の分担率が他の柱より小さくなる。特に階段室とベランダの出

()内は最大耐力時の応力(図-16)を示す。

単位: $M(\text{tm})$, $Q(\text{t})$, $\tau(\text{kg/cm}^2)$

図-17 設計用地震力 ($k=0.18$) を受けたときの C 棟の柱の応力

入口が両側にある柱は柱の剛域長さが小さくなり、柱のせん断破壊よりもはりの曲げ降伏が先行する中通り柱と同じようになる。このことは地震被害にも現れ、C 棟南側1階では大部分の柱の被害段階が3又は4と激しいにもかかわらず、外柱(①, ⑩)とベランダ出入口や階段室に接している柱(④, ⑪, ⑮)の被害段階は2と軽微である(図-2 参照)。

次に、北構面がその保有耐力に達するまで各構面の剛性比が同じであると仮定して、北構面が降伏するときのせん断力係数を求めてみる。

北構面の降伏耐力と水平剛性比をそれぞれ nQ_u , nD とすると、北構面が保有耐力に達したときの建物全体の水平せん断力 Q_u' は式(3)となる。

$$Q_u' = nQ_u / nD \quad (3)$$

また、せん断力係数 q_u' は式(4)で求められる。

$$\begin{aligned} q_u' &= Q_u' / W = nQ_u / nDW = nRQ_u / nDW \\ &= q_u nR / nD \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 nR : 北構面の1階の保有耐力の比率

これを計算してみると、表-14 に示すように各棟とも $q_u' = 0.33 \sim 0.36$ になる。従って、北側柱のほとんどが完全に破壊した C 棟では $q_u = 0.33$ 以上の地震入力があったものと推定される。

表-14 北構面の柱が降伏するときのせん断力係数 q_u'

棟	A	B	C
q_u'	0.359	0.332	0.334

7. 補修・補強後の建物の保有水平耐力

補修・補強後の建物には耐震壁が図-11~図-13 に示すように増設されているので、耐震壁を含んだ架構の保有水平耐力を算出することになる。3層耐震壁と1層耐震壁は原則的に1スパンおきに配置されているので、ここでは図-18 に示すように、水平力に対し耐震壁の両側にある境界ばりの中央に反曲点が生ずるものと仮定し、それらの点で骨組を分離して、3層耐震壁と1層耐震壁を連成して解析モデルを作る。解析モデルでは耐震壁も柱と同じように考え、耐震壁の両側の柱の外側までを剛域とする線材に置換する。その際、壁の線材の下部の支持は基礎の浮上り耐力に相当する曲げ耐力があるものと仮定する。

最大耐力時の降伏機構は 6.1 の純ラーメンと同じようにして求め、基礎の浮上り、又は耐震壁の曲げ降伏までのゆとり分に対しては安全側を採用し、3層耐震壁の最上階に1点水平荷重が作用した場合の降伏機構と応力を求める。

数値解析にあたっては、6.1 の地震被害前の建物の保有水平耐力の解析仮定 1)~11) のほかに、更に次に示すことを仮定した。

19) 補修した柱は被害前の柱と同等なものとする

(a) 耐震壁の配置例

(b) 3層耐震壁と1層耐震壁を連成した解析モデル

図-18 増設耐震壁の解析モデルの作り方

図—19 わくのせん断破壊型の最大耐力時の機構

す注14)。

20) 増設耐震壁のせん断耐力 Q_u は、式 (5) と (6) のうち小さい値とする^{10), 11)}。

わくのせん断破壊型 (図—19 参照)

$$Q_u = P_s \sigma_y t l + 2 Q_c + T \quad (5)$$

壁板の圧縮せん断破壊型

$$Q_u = (0.2 F_c + 0.5 P_s \sigma_y) t l \quad (6)$$

ここで、 P_s 、 σ_y ：壁筋比と鉄筋の短期許容応力度

t 、 l ：壁板の厚みと両側柱の中心間長さ

Q_c ：柱のせん断耐力〔6.1 の仮定10) を準用する〕

T ：壁内のはりの引張り力 ($= r A_g \sigma_y$)

21) 両側の柱を含めた増設壁の曲げ降伏耐力 $w M_y$ は式 (7) で求める。

$$w M_y = (r A_c \sigma_y + c N) l \quad (7)$$

ここで、 $r A_c$ ：柱1本の主筋の全断面積

$c N$ ：柱の鉛直荷重時軸力 (圧縮正)

22) 基礎フーチング面の圧縮力は上部建物の重量と基礎重量の和とする。基礎重量はフーチング面上の土とコンクリートに対して求め、平均で 2 t/m^3 とする。

23) 基礎の支持地耐力は十分に大きいので、壁の圧縮側基礎でめり込まないものとする^{注15)}。

24) 基礎フーチング面の圧縮力に等しい引張り力が生じた場合、基礎は浮き上がる。従って、図—18 に示す解析モデルの基礎の降伏モーメント $b M_y$ は式 (8) で求める。

$$b M_y = b N \times l \quad (8)$$

ここで、 $b N$ ：基礎フーチング面の圧縮力

25) 壁の両側の柱に接続する直交ばりの鉛直方向の力による影響も考慮に入れる。ただし、C 棟大教室では南北両構面に向かい合って耐震壁があるので、壁に直交するはりの影響は計算に入れない。

26) 水平荷重による柱の軸力の変動は柱の保有曲げ耐力の算出の際考慮に入れない。

上述した仮定に基づき求めた最大耐力時の応力と機構の解析結果によると、耐震壁の破壊機構は図—20 に示すように境界ばりと直交ばりのはり降伏型であり、最終

直交ばりも曲げ降伏している。

() 内は保有せん断耐力を示す。

単位：M (tm), Q (t), τ (kg/cm²)

(a) 廊下に面した3層壁 (b) 廊下に面した1層壁

図—20 増設耐震壁の最大耐力時の応力と機構

表—15 補修・補強後の保有せん断力係数 q_u

棟	A	B	C
階			
3	1.068	1.125	1.150
2	0.686	0.694	0.730
1	0.603	0.625	0.636

表—16 補修・補強後の1階の保有耐力の比率

棟	A	B	C
構面			
北	0.606	0.609	0.578
中	0.103	0.116	0.091
南	0.291	0.275	0.331

的に基礎の浮上りで最大耐力に達する。また、そのときでも耐震壁はせん断破壊しない。3層耐震壁より1層耐震壁の方が1層で大きなせん断力を負担しているのは、3層耐震壁の最上階に与える水平力が2階の床を通して1層耐震壁に伝達されて、両耐震壁の破壊機構が基礎の浮上りで決まるためである。

耐震壁と柱の終局耐力を各階ごとに単純に累加して求めた補修・補強後の保有水平耐力は、表—15 に示すように各棟とも1階で、せん断力係数で表すと $q_u = 0.60 \sim 0.64$ である。また、これを各構面の保有耐力の比率で見ると、表—16 に示すように全耐力の約60%が耐震壁を増設した北構面によるものである。水平力に対する耐震壁の剛性は他の柱と比較してたいへん大きいので、将来の地震では、まず初めに強剛な北側構面の耐震壁が抵抗する。その後、境界ばりや直交ばりの曲げ降伏と基礎の浮上りで最大耐力に達するが、増設壁はせん断破壊しないので、最大耐力後の耐力低下は激しくないものと思われる。従って、南柱にはせん断破壊型のものがあるが、南側構面には余り地震力が作用しないであろうと予想される。

8. おわりに

宮城県泉高等学校の地震被害の概要とその原因の検討及び補修・補強方法について述べた。補修工事では主に被害の激しかった柱に対して被害程度を診断し、各被害段階に合わせてエポキシ樹脂を用いて特殊な補修方法を採用した。また将来の大地震に備えて、更に主に北側構面に耐震壁を増設することによってけた行方向の耐震性能を増強した。

地震被害前の建物のけた行方向の保有せん断耐力を算出してみると、1階で $q_u \approx 0.45$ であるが、北構面では腰壁が高く水平剛性が大いため、柱のせん断破壊型で最大耐力に達する北側の柱が、1階で保有耐力の約45%を負担している。また、各構面が降伏するまで弾性剛性を保持すると仮定すると、各棟とも北側構面の1階の柱が0.33~0.36の層せん断力でせん断破壊することになる。これらの解析結果と地震被害の特徴はよく一致する。従って、本高校の地震被害は水平力に対する剛性の大きな北側の柱に地震力が集中したために生じたものと思われる。

補修・補強後の建物の保有水平耐力はせん断力係数で表して1階で0.60~0.64であり、そのうち60%が耐震壁を増設した北側構面のものである。増設耐震壁部分の破壊機構は境界ばりと直交ばりの降伏型であり、耐震壁はせん断破壊しないので、最終的には基礎の浮上りでその最大耐力に達する。従って、最大耐力以後の耐力低下は激しくないとと思われる。

以上述べたように、本高校は宮城県沖地震で大被害を受けたが、補修し、また耐震壁を増設することによって十分耐震的に補強されたものと確信している。

なお、C棟大教室部分の張間方向は、1スパンであるが、1階の南北両柱を解体し、新しくコンクリートを打設することになった。これらの柱の鉛直荷重はたいへん大きく、補修工事中、上階の重量を仮支持する方法が重大な問題となり、特殊な支持工事を行った。この仮支持工事については別稿にて報告する。

最後に、本建物の地震被害の原因調査及び補修・補強工事の計画の際ご指導いただいた、東北大学志賀敏男教授、東京大学青山博之教授に厚く御礼申し上げる。また被害調査に際し、宮城県庁土木部、遠藤盛建築設計事務所、宮城県泉高等学校ほか多くの関係者よりご理解とご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表す。

注の説明

- 注1) 本設計図によるとエキスパンションジョイントの幅は50mmであり、現地調査によると50mm厚の発泡(ぼう)スチロールを旧棟建物との間に入れて新棟建物のコンクリートを打設してあった。

- 注2) 本補修・補強工事中、既存建物の柱の構造断面を原設計図と対照させながら詳しく調査した結果、主筋の位置とかぶり厚の乱れを除くと、躯体断面、鉄筋本数、径、フープのピッチは設計図どおりであった。
- 注3) この診断法によると診断は自動的に、かつ客観的に行えるようであるが、実際には診断結果が診断者によって異なることもあった。そこで、最終的には東北大学志賀敏男教授の診断結果に従った。
- 注4) この増設耐震壁の配置方法は、志賀敏男教授の提案によるものである。
- 注5) 本試験は日本ヒルティ(株)技術サービス部によって行われたものである。
- 注6) コンクリートの材料試験と配合推定試験は小野田セメント(株)小野田分析センターに委託した。静弾性係数 $E_{1/3}$ は一つの試験片に2枚のペーパーゲージをはり付けて測定した。
- 注7) 本試験法によると、試験片を一度水中に入れるため、水量が多に出てくる傾向がある(小野田分析センターの話)。
- 注8) 柱のモルタルの厚みはけた行方向では平均で38mmで、40~50mmのものがかなりあった。これは、窓サッシを取り付けるための空きをモルタルで仕上げたためである。
- 注9) 地震直後、本高校の構造計算書を探し求めたが、役所、設計事務所にもなく、入手することができなかった。そのため、固定荷重その他は設計図⁹⁾に基づいて新しく計算した。
- 注10) 学校の事務長の話によると、試験前のため地震の起きた午後5時14分ごろ、放課後まで居残っていた生徒数は少なく、20~30人程度であった。このため、実際の積載荷重はもっと少ないものと思われる。
- 注11) 各階均等分布荷重に対する各柱の水平剛性も求めたが、逆三角形分布荷重に対する水平剛性との違いはたかだか5%前後である。水平力の分担率に直すとこの違いもほとんどなくなり、水平荷重の分布は水平剛性に對し余り影響しない。
- 注12) 北構面の剛性が他の構面の剛性より大きい。特に7.の補修・補強後では、北構面内に増設した耐震壁の剛性が非常に大きいため、ねじれの問題が生ずる。 α 法⁹⁾に従い計算した結果、南構面でのねじれによる応力の増分は1.5%であり、問題にならないことが確認された。一般に、一文字状の校舎では張間方向の壁が多く、かつ重心より遠く離れているため、床を剛と仮定している限りけた行方向の地震力に対してねじれの影響は小さく、無視できる。
- 注13) 遠藤盛建築設計事務所によると、本建物の地震用設計震度は0.18であった。
- 注14) 文献12)~18)の試験では、鉄筋コンクリート構造部材を激しく破壊した後、エポキシ樹脂を注入し補修してから再試験している。補修後の力学的性質は、耐力、変形性状とも無被害のときと比較して同等以上の性質を示している。
- 注15) 本高校の設計段階に行った地質調査⁹⁾によると、校舎の直接基礎を支持している地層は密な凝灰岩砂質(N値50以上)であり、N値や超音波弾性波試験によると、推定耐圧強度は基礎レベルで $F=769, 726 \text{ t/m}^2$ と報告されている。

参考文献

- 1) 日本建築学会：1968年十勝沖地震災害調査報告，pp. 483~534，昭43.12
- 2) 横山晶好，野路利幸，立見栄司，松原澄行：'78宮城県沖地震によって被害を受けた宮城県泉高等学校の地盤・建物概要と常時微動測定結果について，日本建築学会大会，

昭 54.9

- 3) (株)和田工業所：昭和47年度高等学校敷地造成関連地質調査報告書，昭 47.5
- 4) 遠藤盛建築設計事務所：宮城県泉高等学校新築工事設計図，教（県）第 22-1 号（主）
- 5) 梅村魁編著：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法，p. 17，技報堂，1973
- 6) ドイツ・ランクバイル建築材料試験所：HBP ヒルティケミカルアンカー試験報告，日本ヒルティ（株），1976.7
- 7) セメント協会コンクリート専門委員会：硬化コンクリートの配合推定について，セメント・コンクリート，No. 251，pp. 3~12，昭 43.7
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p. 182，425，575，1971.5
- 9) 武藤 清：耐震計算法，耐震設計シリーズ，Vol. 1，p. 49，139，丸善，昭 38.7
- 10) 今井 弘：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断ひびわれ後の性状に関する研究，日本建築学会論文報告集，第 268 号，昭 53.6
- 11) 今井 弘，小杉一正：枠付き耐震壁の弾塑性性状に関する研究—内蔵ばりの効果について—，日本建築学会大会論文，昭 54.9
- 12) Mehmet Celebi and Joseph Penzien：Hysteretic Behavior of Epoxy-Repaired Reinforced Concrete Beams，College of Engr. Univ. of California，Feb. 1973
- 13) Stephen A. Mahin and Vitelmo V. Bertero：Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members，College of Engr.，Univ. of California，Dec. 1972
- 14) Duan L. N. Lee，James K. Wight and Robert D. Hanson：Original and Repaired Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages Subjected to Earthquake Type Loading，Dept. of Civil Engr.，Univ. of Michigan，Apr. 1976
- 15) Lawrence F. Kahn and Robert D. Hanson：Reinforced Concrete Infilled Shear Walls for Aseismic Strengthening，Dept. of Civil Engr.，Univ. of Michigan，Jan. 1976
- 16) Duane L. N. Lee，James K. Wight and Robert D. Hanson：Repair and Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures，Proc. of the Review Meeting，U.S.-Japan Cooperative Research Program in Earthquake Engineering with Emphasis on the Safety of School Buildings，Aug. 18~20，1975
- 17) James Warner：Restoration of Earthquake Damaged Concrete and Masonry，Proc. of 5WCEE，Vol. 1，pp. 882~885，1974
- 18) R. Michael McCafferty and Martin L. Moody：An Example of Epoxy Mortar Repair of a Reinforced Concrete Beam-Column Joint，Proc. of 5WCEE，Vol. 1，pp. 868~871，1974

（投稿：昭和 54 年 7 月 2 日受付）

海外ニュース

世界最大の径間を持つコンクリート製箱げた橋が太平洋の島々を結ぶ

写真—1 Koror-Babelthuap 橋

グアムの南西，1126 km 離れた国連の信託統治地域であるパラオ諸島に，世界最大の主径間 241 m（浜名大橋 240 m）を持つコンクリート製箱げた橋，Koror-Babelthuap 橋が，1979 年 4 月に総工費 520 万ドルをかけて完成した。

この橋は，中央径間に水平方向に可動なヒンジを持つ

箱げたの片持ばりをディビダーク工法によりプレストレスを与え，兩岸からの張出架設によって施工した。

設計条件として，台風の 67 m/s と震度域Ⅲに抵抗できるように設計されている。

（Concrete International/June 1979 より）
山王博之：（株）大林組