

論文 劣化した RC 造建築物の構造性能評価

園山 博士*1・椋山 健二*2

要旨: 長崎市端島 (通称: 軍艦島) の鉄筋コンクリート造建築物は、経年による材料劣化が進行しており、維持・保全のために劣化を考慮した構造安全性能の評価が求められている。そこで本研究では、同島の象徴的な建築物である端島 3 号棟を対象として、部材の劣化度合いを考慮した耐震診断による性能評価方法を提案した。さらに応答解析を実施して、部材の劣化が構造性能に及ぼす影響を検討した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 材料劣化, 端島, 構造性能, 耐震診断, 応答解析

1. はじめに

建築物の長寿命化が求められている現在、構成する部材で、経年による材料劣化が進展した場合、構造性能に及ぼす影響を把握し対処する事が求められている。長崎市端島(通称: 軍艦島)の建築物の多くは鉄筋コンクリート造であり、長年無人島と化しており、様々な程度で劣化が進行している。劣化した RC 建築物を維持・保全するためには、建物ごとに、劣化の度合いを考慮した構造安全性能評価を行う必要がある。そこで、端島の 3 号棟を対象として、調査によって劣化状況を把握し、構造性能に及ぼす影響の評価方法を検討する。

2. 対象建物

対象建物は端島の中央部で最も高所にある岩の斜面に建つ 3 号棟とする。表-1 に建物概要を示す。当時の設計図面と現地調査に基づき、伏図および架構図を作成した。図-1,2 に建物の基準階伏図と桁行方向の架構図を示す。桁行方向は雑壁のあるラーメン構造で、梁間方向は耐震壁付きラーメン構造である。図のとおり半地下部分はわずかであった。図-3 に端島内の建物配置を示す。また、表-2 に比較的劣化が顕著であった柱・梁の断面詳細と劣化を示す。

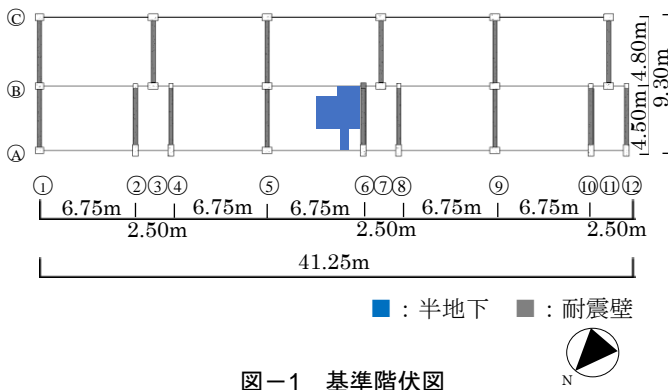


図-1 基準階伏図

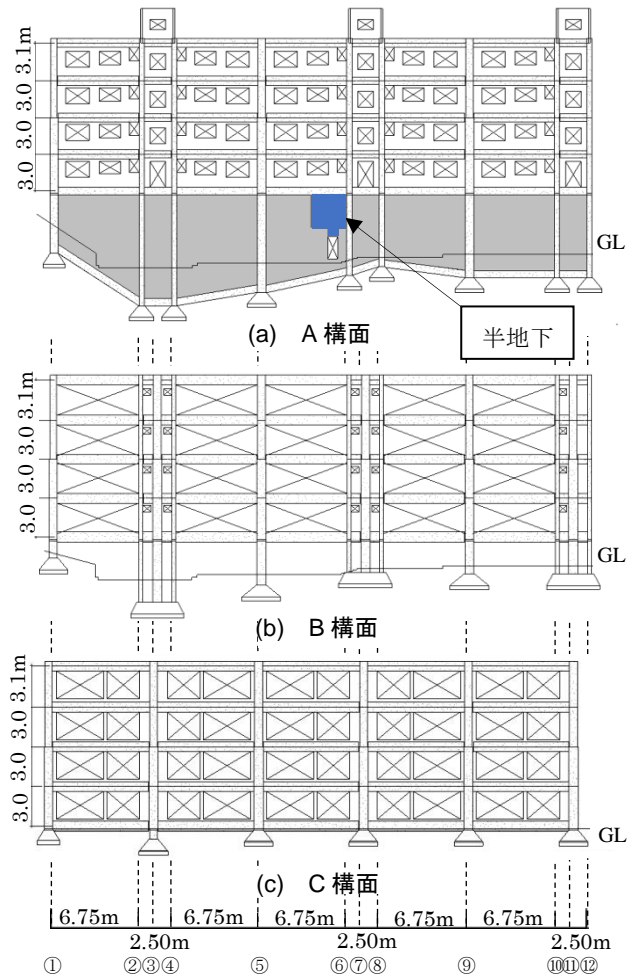


図-2 桁行方向の架構図

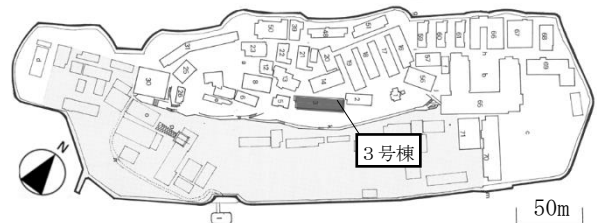


図-3 端島の建物配置

*1 (株) NTT ファシリティーズ (正会員)

*2 芝浦工業大学 建築学部 教授 (正会員)

表-1 建物概要

建設年	1959年(昭和34年)
用途	集合住宅
構造種別	RCラーメン構造
階数	地上4階+半地下1階
地盤	第一種地盤と仮定

3. 調査と劣化度の評価

3.1 劣化度調査

文献²⁾で提案された方法に従い、調査により各階の柱・梁・壁等の劣化度をを確認し、劣化を考慮した耐震性能残存率 R_E を算出した。ここでいう R_E とは、初期性能に対する残存率(低下の度合い)を評価しているものであり、地震被害を対象とした残存耐震性能率 R の考え方³⁾を、経年劣化した端島の建物の構造性能の低下に準用したものである。劣化度ごとに分類した鉛直部材本数と劣化度を考慮した耐震性能残存率 R_E を併せて表-3 に示す。 R_E は、桁行方向3階の83%で最小値となった。また、梁間方向に比べ桁行方向の劣化が比較的進行していることが分かる。調査にて各階3本ずつ、計12本のコンクリートコアを採取して圧縮試験を行った。表-4 に各階のコンクリート圧縮試験結果(平均値)を示す。

表-4 圧縮試験結果

階	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)
4	20.1	1.48
3	17.8	1.58
2	18.1	1.70
1	17.6	1.56
平均	18.4	1.58

3.2 常時微動測定

3号棟を対象に常時微動計測を行った。サンプリング周波数は100Hzとし、1000秒間計測した。計測された微動波形について、一定長のスパン(解析スパン)でデータを区切り、フーリエ解析を行った。解析スパンは8192 (=2¹³) データ(81.92秒)とし、スパンを1/4ずつずらし、ランニングスペクトルの平均で平滑化した。1階に対する屋上階のフーリエスペクトル比(RF/1F)として分析した各方向の結果を図-4と表-5に示す。

表-5 卓越振動数と固有周期

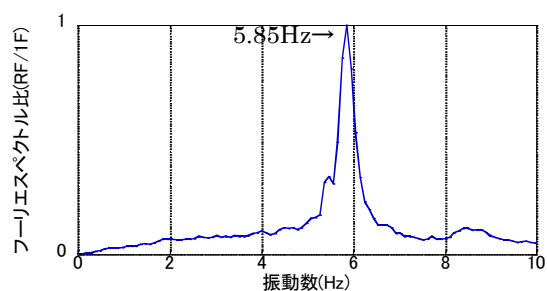
方向	卓越振動数	固有周期
桁行	5.85 Hz	0.170 秒
梁間	7.71 Hz	0.130 秒

表-2 劣化度の大きい柱・梁断面

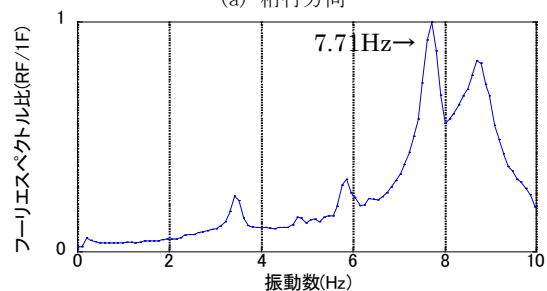
柱断面		
主筋	8-19Φ	
帯筋	9Φ-@200	
劣化度	III	
梁断面		
主筋	6-19Φ	
あばら筋	9Φ-@200	
劣化度	IV	

表-3 劣化度を考慮した耐震性能残存率 R_E

方向	階	劣化度					R_E	
		0	I	II	III	IV		V
桁行	4	16	6	0	2	2	0	89%
	3	12	3	6	3	2	0	83%
	2	8	8	6	2	2	0	84%
	1	13	6	4	4	0	0	87%
梁間	4	11	9	0	0	0	0	96%
	3	9	8	1	0	0	0	95%
	2	10	9	1	0	0	0	96%
	1	12	7	1	0	0	0	97%



(a) 桁行方向



(b) 梁間方向

図-4 フーリエスペクトル比 (RF/1F)

4. 耐震診断による性能評価

耐震診断を利用して、劣化した建物の性能評価を試みる。調査より半地下の面積は十分に小さいことから無視し、全4層として対象建物を扱う。また、積載重量を考慮している。まず、文献⁴⁾の第2次診断に従い保有性能基本指標 E_0 と形状指標 S_D を表-6に示すとおり求めた。梁間方向は耐震壁が多いため E_0 が大きい。劣化が顕著である建築物では、経年指標 T を算定するための調査が困難である。そこで、本稿では経年指標 T に替え、耐震性能残存率 R_E を使用し、式(1)に示す、劣化を考慮した構造耐震指標 I_{SR} を提案する。

$$I_{SR} = E_0 \times S_D \times R_E \quad (1)$$

一方、当該エリアの地域係数 Z が 0.8 であり、地盤指標 G と用途指標 U を 1.0、耐震判定基本指標 E_S を 0.6 と考え、構造耐震判定指標を $I_{SO} = E_S \cdot Z \cdot G \cdot U = 0.48$ とした。 I_{SR}/I_{SO} は桁行方向1階で最小の75%であった。

表-6 2次診断結果 $I_{SO}=0.48$

	階	E_0	S_D	R_E	I_{SR}	I_{SR}/I_{SO}
桁行	4	1.01	1.00	89%	0.89	185%
	3	0.63	1.00	83%	0.52	108%
	2	0.53	1.00	84%	0.44	91%
	1	0.42	1.00	87%	0.36	75%
梁間	4	2.88	1.00	96%	2.79	575%
	3	1.69	1.00	95%	1.60	333%
	2	1.20	1.00	96%	1.15	239%
	1	1.04	1.00	97%	1.00	208%

5. 静的増分解析による性能評価

5.1 解析モデル

耐震診断にて、耐震性能が低かった桁行方向に関して、解析ソフトウェア SNAP Ver.7.0.0.6 ((株)構造システム) を使用し、立体骨組モデルの静的増分解析を行った。まずは劣化を無視した場合(建設当初モデル)の3号棟の立体骨組モデルを作成した。柱・梁部材は図-5(a)のとおりに、曲げバネ、せん断バネ、軸バネの複合モデルとし、図-5(b)に示すように耐震壁は3本柱と剛梁に置換する。曲げバネ、せん断バネはそれぞれ図-6に示すモデルとし、各項目は文献⁵⁾により求めた。解析ソフトの仕様で耐力低下は考慮できないため、終局強度に達した後の剛性低下率 α_2 は解析の安定性を考え、0.001とした。なお、軸バネは弾性である。外力分布は、 A_i 分布を用い、層間変形角 $1/200$ に達するまで荷重増分で載荷し、基礎は固定、床は剛床とし、耐震診断と同様、半地下を無視した全4層とした。

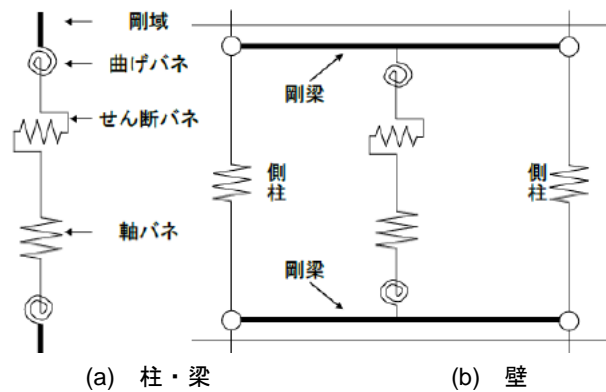
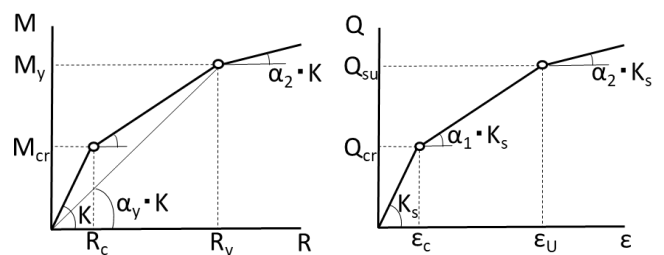


図-5 部材のバネモデル



曲げバネ
 M_{cr} : 曲げひび割れ強度
 M_y : 降伏強度
 K : 初期曲げ剛性
 R_c : 曲げひび割れ時のたわみ角
 R_y : 曲げ降伏時のたわみ角
 α_y : 曲げ剛性低減係数
 $\alpha_2 = 0.001$

せん断バネ
 Q_{cr} : せん断ひび割れ強度
 Q_{su} : せん断終局強度
 K_s : 初期せん断剛性
 ϵ_c : せん断ひび割れ時の歪度
 ϵ_u : せん断終局時の歪度
 α_1 : せん断剛性低減係数
 $\alpha_2 = 0.001$

図-6 曲げバネとせん断バネの履歴特性

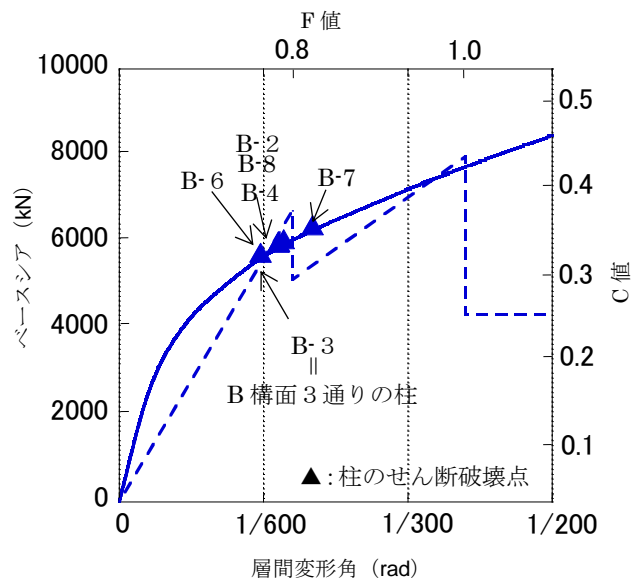


図-7 1階の履歴曲線(建設当初モデル)

5.2 建設当初モデルの履歴曲線

解析で得られた1階の履歴曲線に耐震診断のC-F関係を重ねて図-7に示す。履歴曲線中には1階の柱にせん断破壊が発生した点を▲で表す。せん断破壊後の耐力低下は考慮していないため、それ以降の履歴は実状と異なることを付記する。層間変形角が約1/600radの時、最初のせん断破壊が発生した。この柱は、耐震診断において極脆性柱と判定されたB構面の柱であった。耐震診断において極脆性柱の破壊はF=0.8に相当する層間変形角1/500を想定しており、本解析では若干早期にせん断破壊が発生していることが分かる。以降、層間変形角1/200までに、せん断破壊する柱は全てB構面に集中した。また、層間変形角1/200に達するまでに、1階のみならず2階のB構面の柱もせん断破壊が発生した。

5.3 解析における劣化の考慮方法

劣化を考慮して部材の履歴特性を変化させる評価方法を提案する。文献⁶⁾に示された塑性率に応じた履歴特性を劣化度0の場合として図-8に示す。文献²⁾には表-8に示す耐震性能低減率が定められており、この数値を採用して、劣化度に応じて低減係数として乗じた履歴特性を図-8に示すように想定する。この時、ひび割れ点は劣化による損傷で消失すると考える。この履歴特性を劣化度に応じて部材に復元力特性として与え、劣化考慮モデルを作成した。なお、使用した解析ソフトでは耐力低下を考慮できないことから、せん断破壊後の耐力低下は、別途に5.6節で検討する。

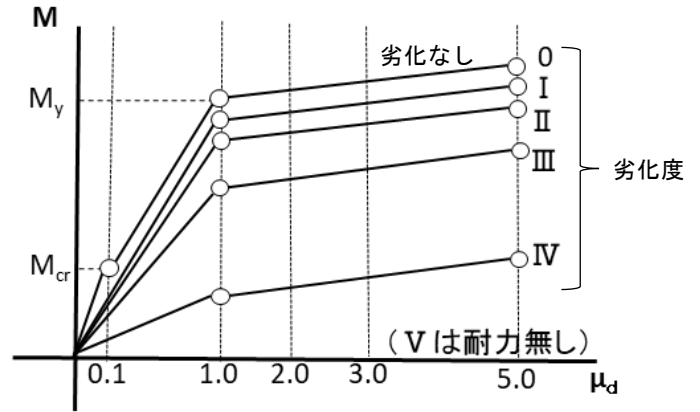
表-8 耐震性能低減率²⁾

劣化度	せん断柱	曲げ柱	せん断梁	曲げ梁
I	0.95	0.95	0.95	0.95
II	0.80	0.80	0.80	0.80
III	0.65/0.33	0.65/0.33	0.65	0.65
IV	0.25/0.10	0.25/0.10	0.25	0.25
V	0.00	0.00	0.00	0.00
コア 欠落	0.00	0.00	0.00	0.00

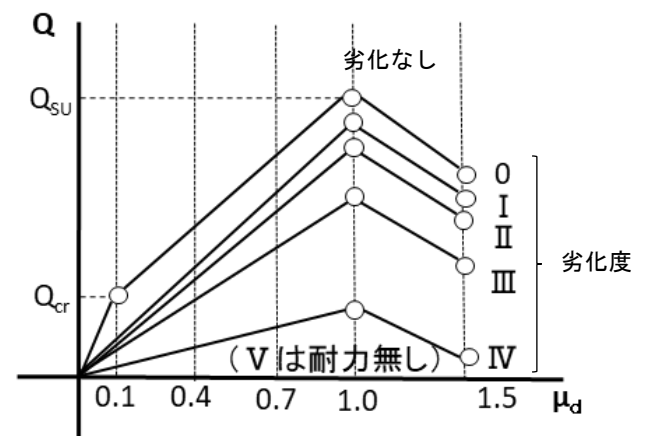
(片面のみ/両面とも)

5.4 劣化考慮モデルの履歴曲線

劣化考慮モデルの静的増分解析で得られた1階の履歴曲線を図-9に示す。同図には、建設当初モデルの曲線と耐震診断で得たC-F関係も重ねた。ここでCには耐震性能残存率 R_E (=87%)を乗じている。劣化考慮モデルの履歴曲線と、F=0.8, 1.0に相当する層間変形角1/500, 1/250で $C \times R_E$ のピークと概ね一致した。建設当初モデルと劣化考慮モデルのベースシアに着目すると、最初の柱のせん断破壊が発生する付近の層間変形角1/600では



(a) 曲げ



(b) せん断

Mcr: 曲げひび割れ点 My: 曲げ降伏点

Qcr: せん断ひび割れ点 Qsu: せん断破壊点 μ_d : 塑性率

図-8 部材の劣化度と履歴特性の想定

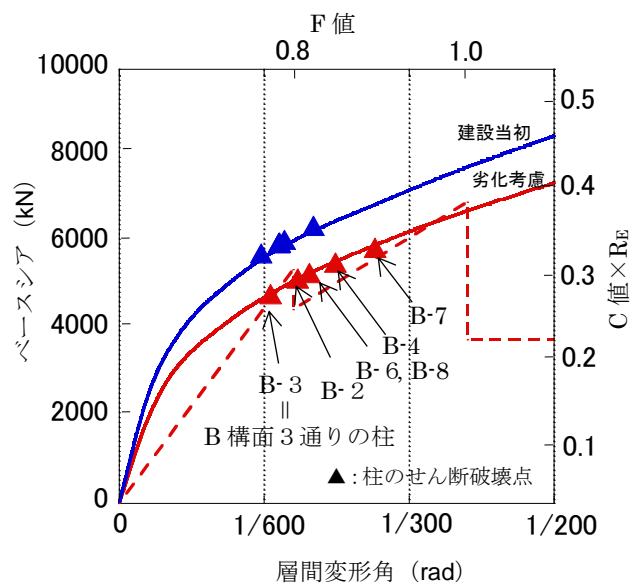


図-9 1階の履歴曲線 (劣化考慮モデル)

ベースシアが約 16%低下し、層間変形角 1/200 では約 12%の低下となった。

5.5 部材の損傷状況の比較

経年劣化が部材の損傷進展に与える影響を確認するため、建設当初モデルおよび劣化考慮モデルの両モデルについて、架構の損傷性状を図-10(a), (b)に比較して示す。同図は層間変形角 1/200 に達した時点での、損傷の著しい B 構面の損傷であり、(c)に部材の劣化度の調査結果を併せて示す。建設当初モデルに比べて劣化考慮モデルでは、劣化度の大きな部材周辺でせん断破壊や曲げ降伏する部材数が増えており、B 構面は 1 層と 2 層で層崩壊しかねない損傷を受けている。

5.6 耐力低下を考慮した履歴曲線

荷重増分法を用いた本解析では、部材の耐力低下を考慮できていない。そのため、柱のせん断破壊が生じた時に、その部材耐力を差し引くことで、簡易的なせん断破壊による耐力低下を考慮した。図-11 にその時の 1 階の履歴曲線を示す。建設当初モデルと劣化考慮モデルのベースシアに着目すると、ピーク値が約 20%低下し、層間変形角 1/200 では約 37%の低下となった。

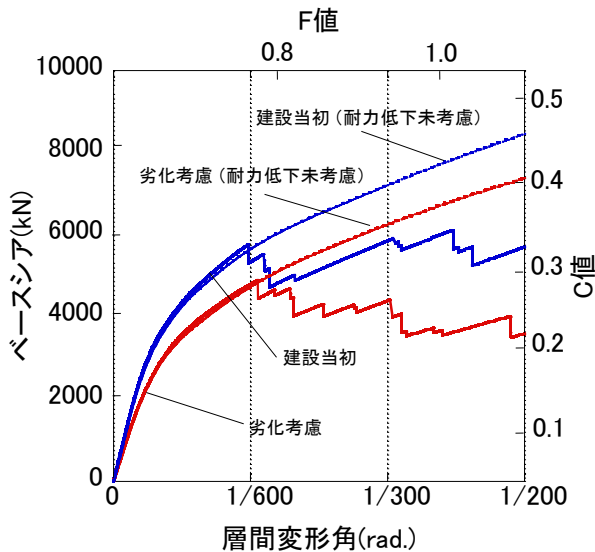


図-11 1階の履歴曲線 (耐力低下考慮)

6. 地震応答解析

6.1 入力地震波

建設当初モデルと劣化考慮モデルの桁行方向に関する地震応答解析を行った。入力する地震波は、常時微動計測で得た固有周期と近い周期で卓越する 2003 年宮城県沖地震の観測波である JMA Ohfunato NS 波とし、最大速度を 50cm/s に基準化した。入力波の時刻歴波形を図-12(a)に、と加速度応答スペクトルを図-12(b)に建物の 1 次固有周期を併せて示す。解析における減衰は初期剛性比例型で減衰定数を 3%とし、静的増分解析と同様に部

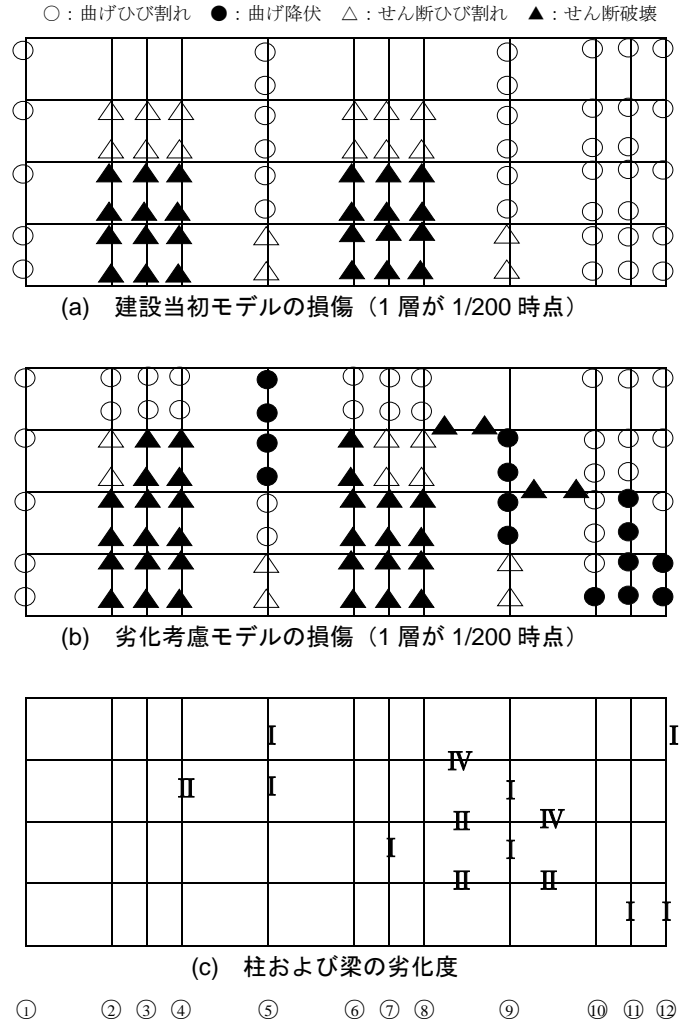
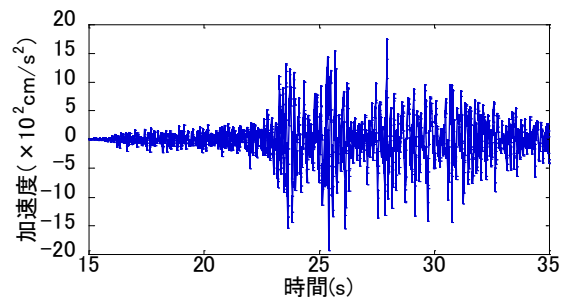
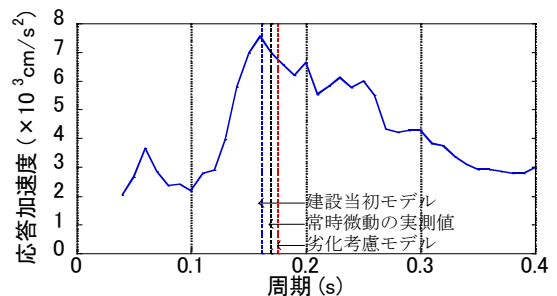


図-10 B 構面の部材損傷状況および柱梁の劣化度



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図-12 入力地震波の特性

材がせん断破壊した後の耐力低下は考慮していない。

6.2 地震応答による損傷状況の比較

静的増分解析同様、解析終了時における最も損傷の激しかったB構面について、両モデルの部材損傷状況の比較を図-13に示す。静的増分解析における損傷状況と同様、建設当初モデルに比べて劣化考慮モデルで、せん断破壊、曲げ降伏する部材数が増え、その多くは劣化度の大きな部材周辺に損傷が集中していた。図-14(a)に最大層せん断力係数、図-14(b)に最大層間変形角の各階における分布図を示す。

最大層せん断力係数は劣化の考慮によって1Fで16%、2Fで10%の低下がみられた。層間変形角は、建設当初モデルでは1Fで最大となったが、劣化考慮モデルでは2Fで最大となり、2Fから4Fで建設当初モデルより上回る結果となった。劣化によって崩壊系が影響を受ける事を確認した。

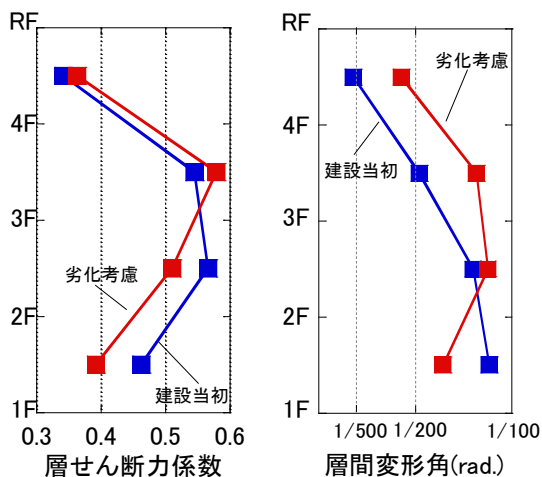


図-14 各階の分布図

7. まとめ

長崎市端島の3号棟を対象として劣化度調査、耐震診断と応答解析を実施して、以下の知見を得た。

- 劣化したRC造建築物の耐震性能評価として、耐震診断と耐震性能残存率 R_E を組み合わせる手法を提案した。端島3号棟では、劣化を考慮した構造耐震指標 I_{SR} は、1階の桁行方向で構造耐震判定指標 I_{SO} の77%であった。
- 部材の劣化度に応じて履歴特性モデルを変化させる手法を提案し、静的増分解析、地震応答解析に適用した。端島3号棟の桁行方向では、劣化によって水平耐力が低下し、劣化した部材周辺で損傷が進展することを示した。

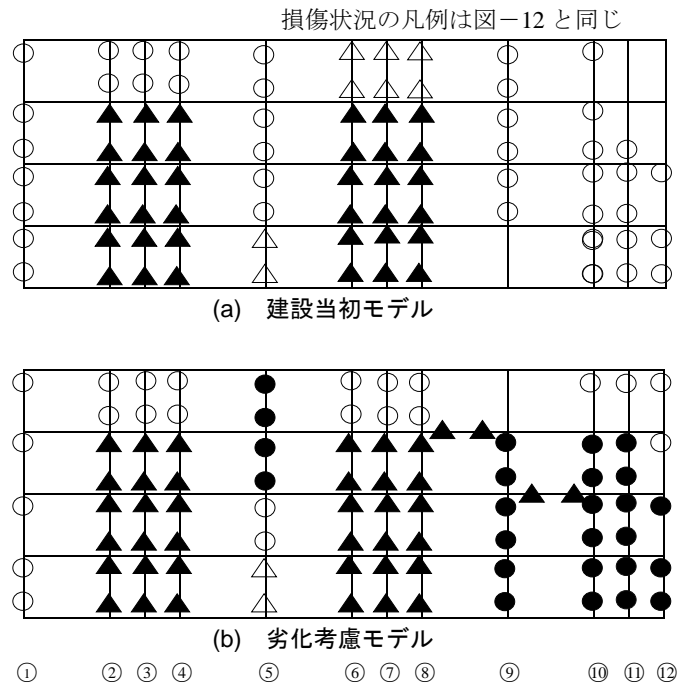


図-13 地震応答解析によるB構面の部材損傷状況

謝辞

本研究における調査は本会「供用不可まで劣化破損が進行したコンクリート構造物の補修・補強工法に関する研究委員会」(JCI-TC156C, 野口貴文委員長)の活動の一環で実施した。関係各位に心より感謝いたします。

参考文献

- 阿久井喜孝:軍艦島実測調査資料集 追補版・大正・昭和初期の近代建築群の実証的研究, 東京電機大学出版局, 2005
- 岸本一蔵,他:端島の建物の劣化による構造性能低減に関する研究(その1~9),日本建築学会学術講演梗概集,pp515~531, 2016
- 日本建築防災協会:2015年改訂版 再使用の可能性を判定し、復旧するための震災建築物の被災区分判定基準および復旧技術指針, 2016
- 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
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 2016
- 劉秀,他:損傷量に基づいたRC造建物の修復性・修復限界評価手法の構築に関する基礎研究(その2),日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.593-594,2012