

図2 ひびわれと最大ひずみ分布

別紙 11-3 25cm 耐震壁の FEM モデルのせん断力－変形関係の
部分的低下の考察

1. 検討目的

耐震壁 25cm の変形が小さい一部の領域において FEM モデルのせん断力-変形関係が部分的に低下している傾向がみられた。この傾向は変形の大きい領域では認められないことから評価上問題となるものではないが、要因について確認するための解析を実施する。

要因としては、屋根の剛性等が耐震壁のせん断力-変形関係に影響を及ぼすと考えられるため、屋根の剛性の影響について検討する。

2. 検討方法

25 cm の耐震壁の質点系モデルと 3 次元 FEM モデルのせん断力-変形関係の違いについて、上部 1 層のみをモデル化し検討する。検討モデルは図 2-1 に示す屋根スラブ (17cm) とオペフロ上部 1 層の耐震壁 (25 cm) とする。

屋根の剛性については、屋根のヤング係数をコンクリートとした場合、剛とした場合と比較検討する。なお、荷重は物体力として載荷し、オペフロ上部の耐震壁のせん断力、変形を J E A G 式と比較する。

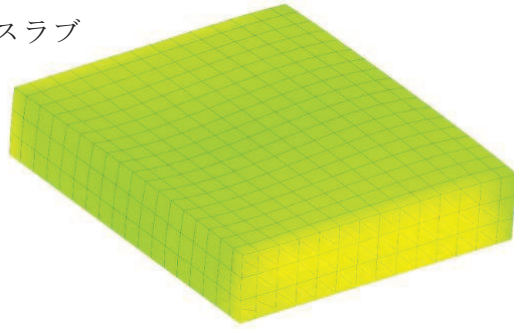
3. 検討結果

解析結果を図 3-1 に示す。

- ① 屋根のヤング係数をコンクリートとした場合は、変形 0.01m 付近で若干 J E A G 式を下回るが終局耐力は同等となった。屋根を剛とした場合は全体的に嵩上げされ J E A G 式を上回る結果となった。このことから、屋根の柔らかさが耐震壁のせん断力-変形関係に影響することが確認された。
- ② 変形 0.01m 付近で若干 J E A G 式を下回る現象は、屋根の剛性に関わらずどちらも同様に見られ屋根の剛性に起因するものではない。また、このような弾性領域から剛性が低下したあたりで変形が進みせん断力-変形関係が撓んだような形状となるのは、設定したコンクリートの引張剛性モデル (コンクリートのひび割れ発生後の応力-ひずみ関係を表すモデル) に起因するものである*。

* : 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則 ; 前川, 岡村著 (技報堂出版, 1990)

屋根スラブ



耐震壁 25cm

図 2-1 検討用モデル
(オペフロ上部 1 層を取り出したモデル)

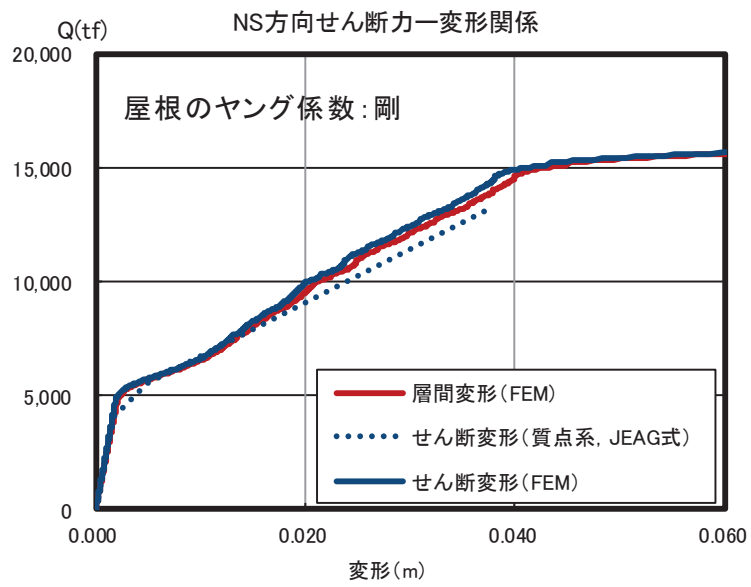
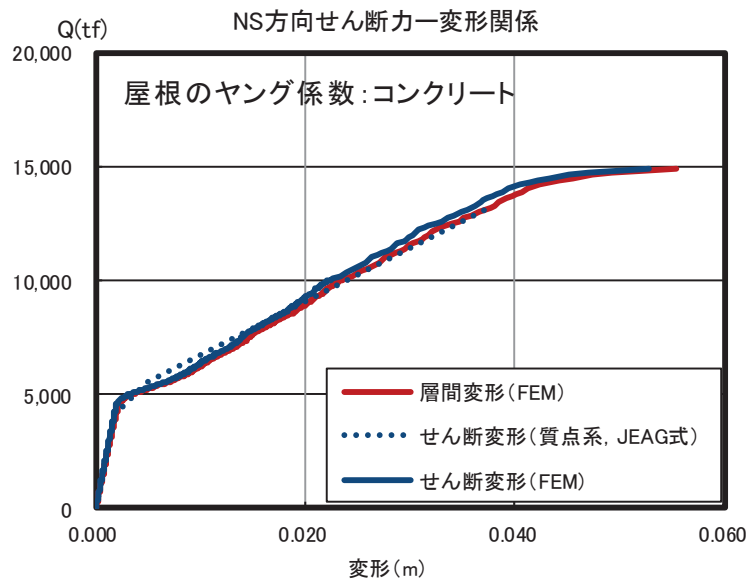


図 3-1 せん断力-変形関係 (NS 方向)

別紙 12 耐震実験による中小地震レベルの繰返し加力による
影響検討（耐震実験[1]）

目 次

1. 検討の目的.....	別紙 12- 1
2. 実験概要.....	別紙 12- 1
2.1 実験の特徴.....	別紙 12- 1
2.2 繰返し試験体形状.....	別紙 12- 1
2.3 加力計画.....	別紙 12- 5
3. 実験結果.....	別紙 12- 9
3.1 荷重 - 変形関係.....	別紙 12- 9
3.2 剛性低下率.....	別紙 12-15
3.3 変形割合.....	別紙 12-18
4. まとめ.....	別紙 12-19

1. 検討の目的

女川原子力発電所では、3.11地震以前にも、2003年5月26日宮城県沖の地震（M7.1、第1号機原子炉建屋基礎版上で 200cm/s^2 程度）や2005年8月16日宮城県沖の地震（M7.2、第1号機原子炉建屋基礎版上で 250cm/s^2 程度）による揺れを受けている。振動レベルと剛性の低下量について相関があることはこれまでも指摘されているが、それ以外の低下要因として、こういった比較的大きな地震動を繰返し経験することにより耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかどうかについて、耐震壁に対する繰返し加力を行う耐震実験によって確認を行った。

2. 実験概要

2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては、原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については、原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね1.2～1.6%前後であることを踏まえて、鉄筋比1.4%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 特に微小変形レベルでの精度確保が可能な加力装置を用い、せん断ひずみ 0.1×10^{-3} （2005年8月16日宮城県沖の地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度）から繰返し加力を実施した。
- ④ 微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、同一変位に対する繰返し加力のサイクル数は、一般的な部材実験よりも多い最大5サイクル（一般的な部材実験では2サイクル）とした。

2.2 繰返し試験体形状

試験体諸元を表2-1に、試験体形状を図2-1に、試験体全体及び試験部全体及び断面の配筋図を図2-2及び図2-3に、試験体全体の写真を図2-4に、材料特性を表2-2に示す。試験体はRC造原子炉建屋の耐震壁の配置を模擬したものとした。ウェブ壁の壁厚は100mm、フランジ壁のせいはいは150mm、幅は700mmとしている。また、加力時の想定せん断スパン比が0.6～0.7程度となるよう、壁内法高さを780mm、壁長を1650mmとしている。また、本実験では微小変形領域下における部材の構造性能の把握を目的としているため、試験体には剛強なスタブを配している。

配筋については、原子炉建屋耐震壁の一般的な配筋状況を鑑み、ウェブ壁の壁筋比を縦横とも1.4%程度とした。また、フランジ壁の曲げ降伏が先行するのを防ぐため、フランジ壁の主筋比は2.8%としている。

なお、耐震壁の想定破壊モードはせん断破壊型とした。

表 2-1 試験体諸元

フランジ壁	B×D	700×150
	主筋	16-D16 ($p_g=2.8\%$)
	帯筋	2-D10@100 ($p_s=0.95\%$)
ウェブ壁	壁厚	100
	縦筋	D10@100 ダブル ($p_s=1.4\%$)
	横筋	D10@100 ダブル ($p_s=1.4\%$)
制御方式		応力制御

(単位：mm)

表 2-2 材料特性

鉄筋 種別・使用部位		降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D10(SD295A)	壁筋	377	183	504
D10(SD295A)	柱主筋	371	191	532
コンクリート材料特性		繰返し試験体		
圧縮強度*	(N/mm ²)	28.3		
材齢	(day)	39		
ヤング係数	(kN/mm ²)	31.7		
ポアソン比		0.203		

注記*：コンクリートの圧縮強度は、試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし、加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。（設計基準強度：21N/mm²）

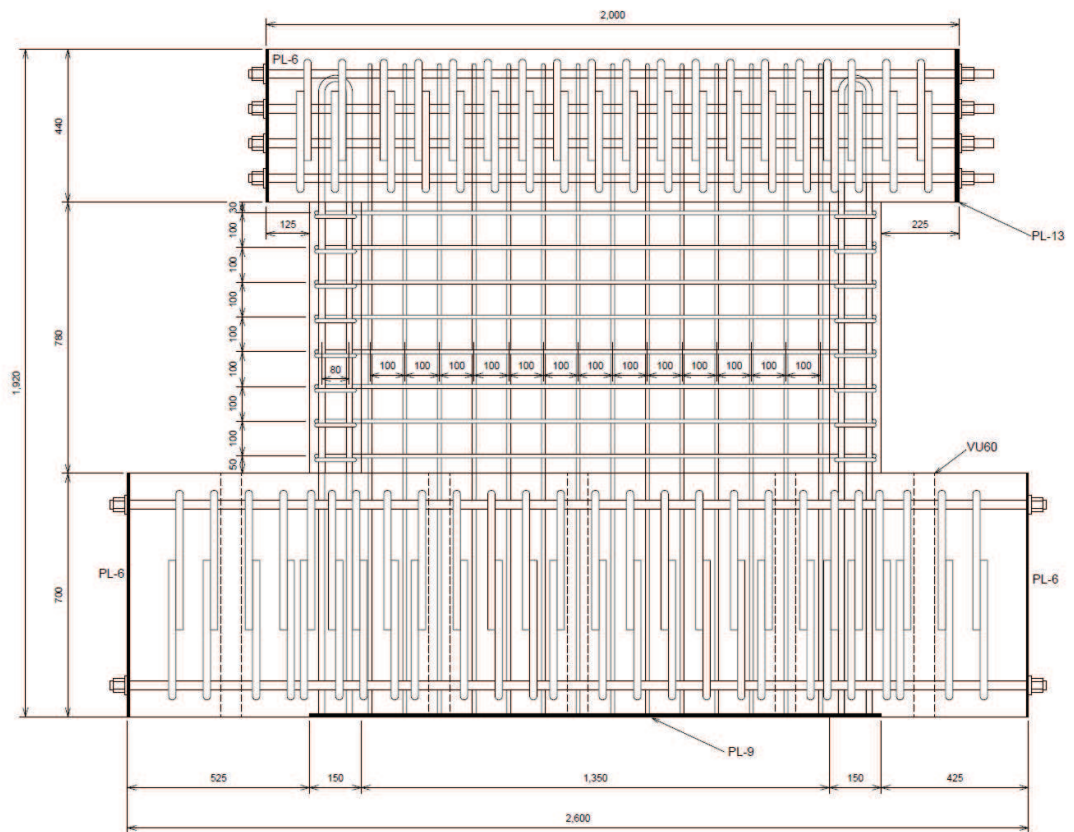


図 2-3 試験体全体配筋図



図 2-4 試験体全体写真

2.3 加力計画

(1) 加力装置

加力装置図を図 2-5 に示す。本実験は秋田県立大学において実施した。試験体は反力床に PC 鋼棒で固定し、水平力の正負繰返し加力を反力フレームに取り付けたオイルジャッキ 2 台によって行う。

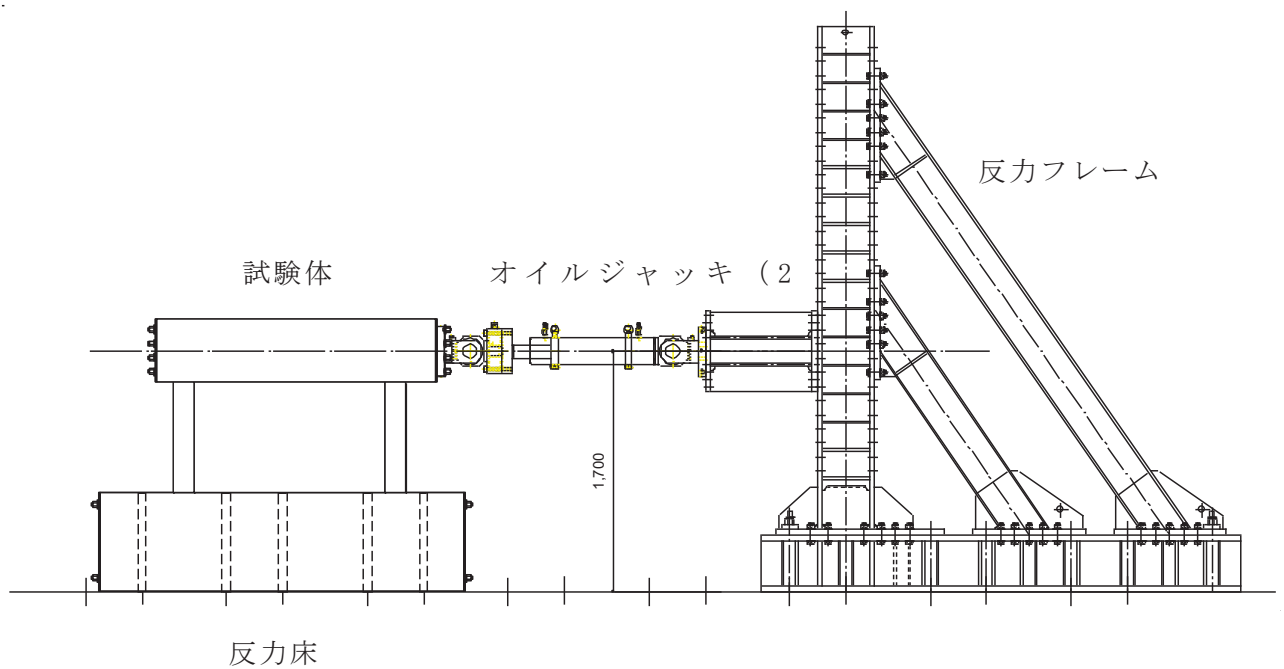


図 2-5 加力装置図

(2) 加力計画

加力計画を表 2-3 に、加力概念を図 2-6 に示す。初期加力として、変形角 $R=1/10000\text{rad.}$ (0.1×10^{-3}) 及び $1/5000\text{rad.}$ (0.2×10^{-3}) で 2 サイクルの繰返し加力を実施した後に、微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、 $R=1/1000\text{rad.}$ (1.0×10^{-3}) までの主要変形角に対して 5 サイクル繰返し加力を実施し、 $R=1/1000\text{rad.}$ (1.0×10^{-3}) 以降は 2 サイクルの繰返し加力とした。また、経験した変形角よりも小さい変形角（インナーloop）での剛性低下挙動を検討することを目的として、加力ステップ 4、5 としてインナーloopとなる繰返し加力を合計 4 サイクル実施した（表及び図中の破線で囲んだ部分）。

表 2-3 加力計画

変形角 R (rad.)	計測変位 δ (mm)	加力 ステップ	加力 サイクル 数	備考
1/10000	0.1	1	2	2005年8月16日宮城県沖の地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/5000	0.2	2	2	3.11地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/3333	0.3	3	5	
1/5000	0.2	4	2	3.11地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/3333	0.3	5	2	
1/2500	0.4	6	5	
1/1667	0.6	7	5	
1/1250	0.8	8	5	
1/1000	1.0	9	2	
1/500	2.0	10	2	
1/333	3.0	11	2	
1/250	4.0	12	押切り	

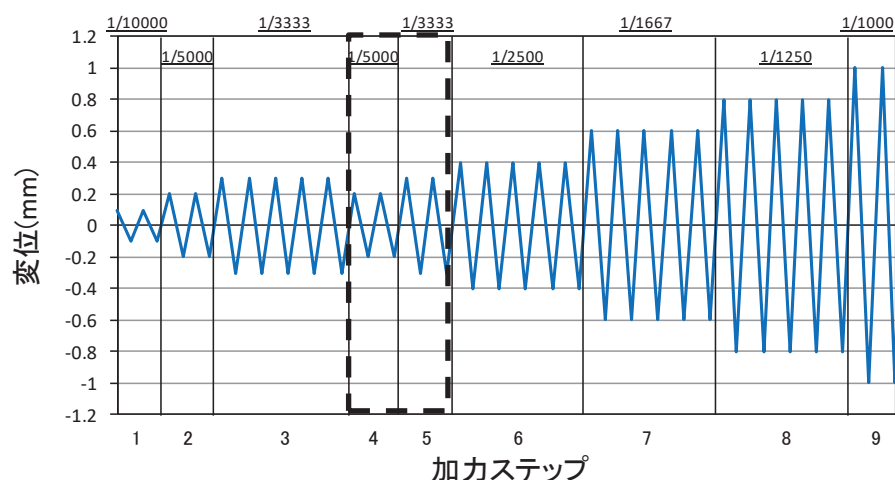


図 2-6 加力概念図

(3) 加力装置の制御方法

図 2-7 にジャッキ制御及びデータ計測のフローを示す。ジャッキ制御，ロードセルによる荷重及びマグネスケールによる変位のデータ計測については同図のフローに従うプログラム（以下「自作プログラム」という。）を作成した。

ジャッキ制御では，各ステップの目標変位と目標変位への到達時間を自作プログラムから試験体正面側ジャッキ，裏面側ジャッキの順でジャッキ付属の各コントローラに送信している。ジャッキはコントローラ（DSC-2A：理研製）の変位制御機能により操作した。本コントローラでは制御用の変位計に分解能が 0.0005mm と一般的なアナログ変位計よりも微小変形領域において高精度な制御が可能なデジタル変位計を使用した。また，本コントローラでは目標変位の $\pm 0.005\text{mm}$ の範囲内に到達するよう現在変位及び荷重情報に基づいてジャッキを自動で逐次制御しており，他方のジャッキ動作の影響により目標変位の範囲を超えても自動的に範囲内に戻るように制御する仕組みとなっている。このように試験体の表面及び裏面のデジタル変位計を用いて，自作プログラムから目標変位を同時にそれぞれのコントローラに送信し，ジャッキを制御することで，試験体にねじれや面外変形挙動が生じないように考慮しつつ，0.01mm レベルの高精度な変位制御を可能としている。

これにより，微小変形レベルでの耐震壁の剛性を正確にとらえることが可能となっている。

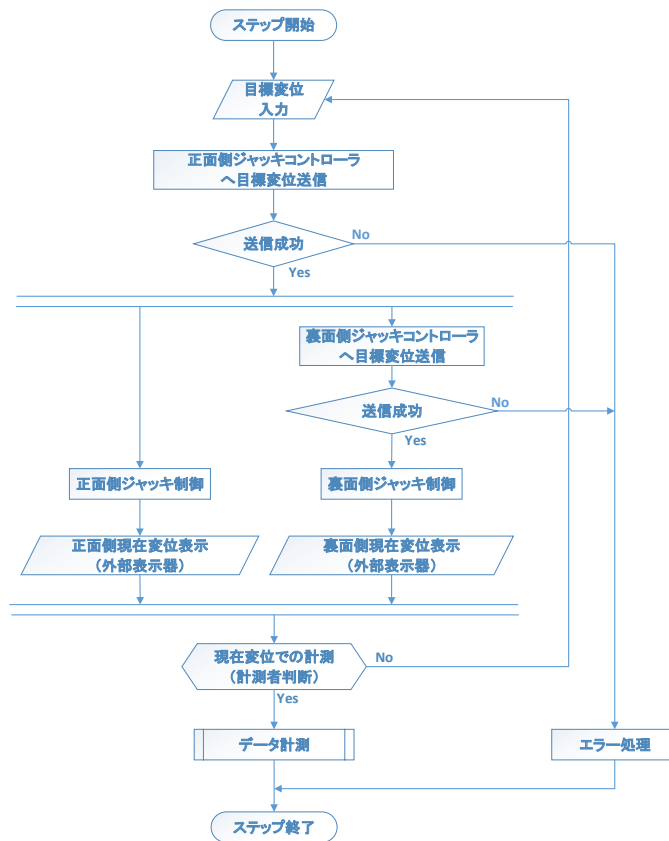


図 2-7 計測フローチャート

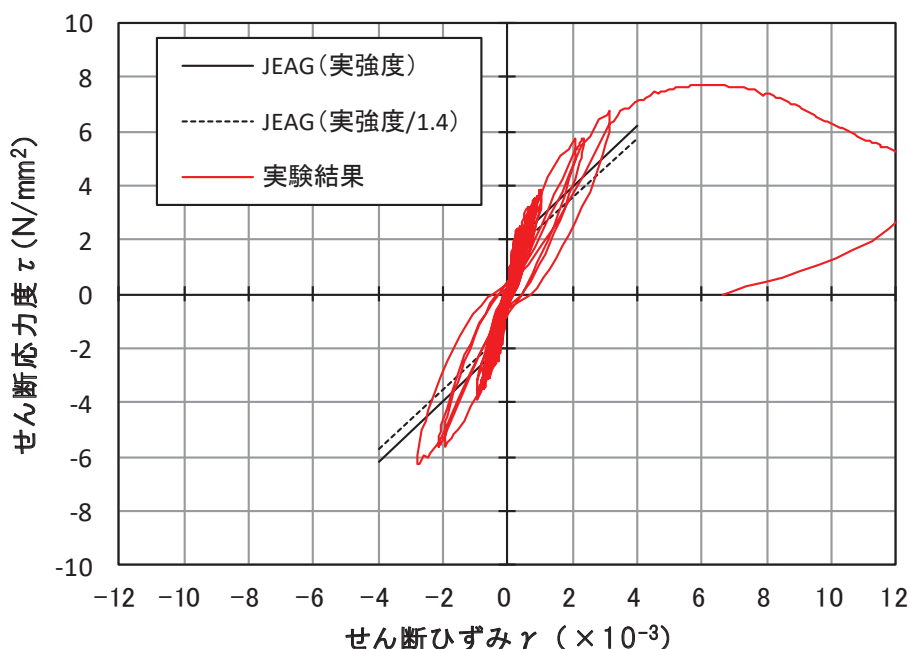
3. 実験結果

3.1 荷重 - 変形関係

図 3-1 に荷重 - 変形関係を示す。図 3-1 には J E A G 式によるスケルトンカーブ（表 2-2 に示す材料特性による）を併記する。表 3-1 にせん断応力度の比較を示す。また、図 3-2 に最終破壊時写真を、図 3-3 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-4 に加力ステップ毎のひび割れ図を示す。

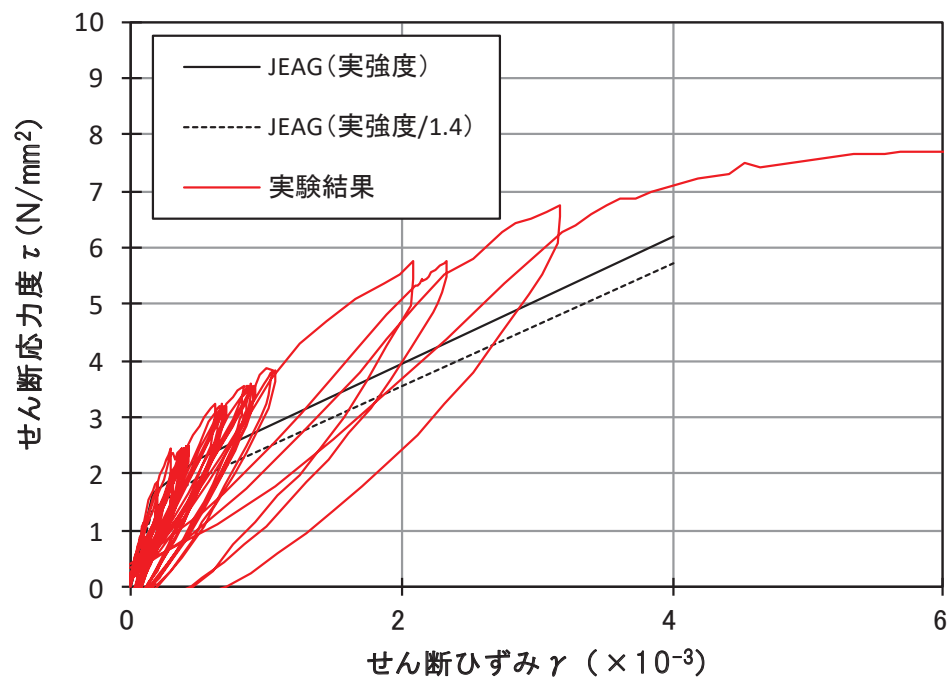
荷重 - せん断変形関係については、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値であるせん断ひずみ 2.0×10^{-3} の変形量、及び終局点であるせん断ひずみ 4.0×10^{-3} の変形量において実験値が計算値を上回っており、計算値に対しては余裕がある。また、終局状態での耐力低下は比較的小さく、壁筋量が多いことにより、せん断すべり破壊が発生したためと考えられる。

また、インナーループによる繰返し加力について、加力ステップ 1~3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、事前加力の変形量は大きくないものの、事前加力 - 本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要変形角での 5 回の繰返し加力についても、同じ変形量の事前損傷を受けた試験体での耐震実験であり、その結果、上記のとおり J E A G 式の耐力を上回ることから、事前損傷が J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。



J E A G 式によるスケルトンカーブは、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果に基づき作成。また、設計基準強度相当 (1/1.4) も合わせて示す。設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率的リスク評価に関する実施基準：2015（一般社団法人 日本原子力学会）」による。

図 3-1(1) 繰返し試験体の荷重 - 変形関係



J E A G式によるスケルトンカーブは、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果に基づき作成。また、設計基準強度相当 (1/1.4) も合わせて示す。設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015 (一般社団法人 日本原子力学会)」による。

図 3-1(2) 繰返し試験体の荷重-変形関係 (正側拡大図)

表 3-1 せん断応力度の比較

	せん断応力度(kN/mm ²)		せん断応力度の比 (実験結果/JEAG(実強度/1.4))
	JEAG(実強度/1.4)	繰返し試験体	
第1折点近傍	1.39	1.82	1.30
第2折点近傍	1.88	2.85	1.51
1000 μ	2.46	3.85	1.57
2000 μ	3.54	5.54	1.56
3000 μ	4.63	6.52	1.41
4000 μ	5.71	7.06	1.24



図 3-2 最終破壊時写真



図 3-3 最終破壊時ひび割れ図



図 3-4(1) 1/5000rad.におけるひび割れ図

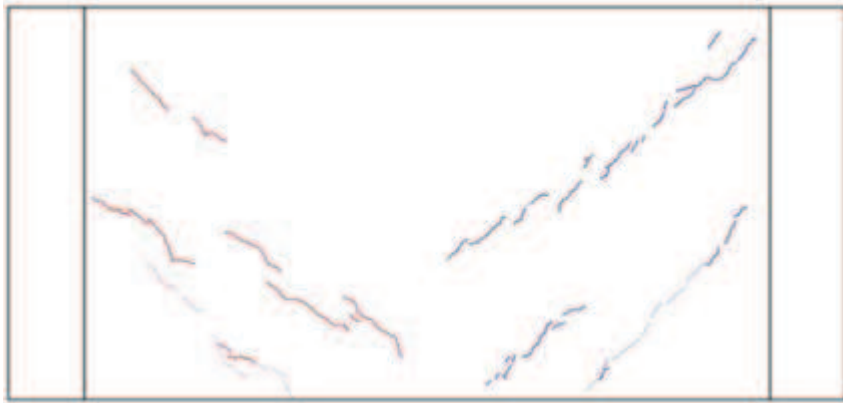


図 3-4(2) 1/3333rad.におけるひび割れ図



図 3-4(3) 1/2500rad.におけるひび割れ図

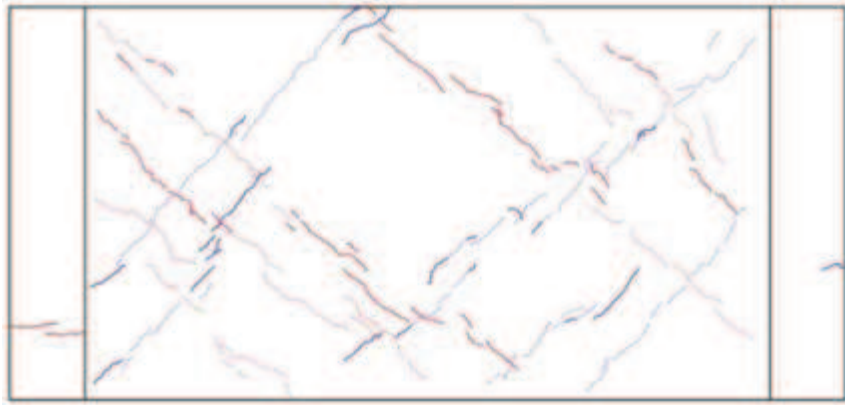


図 3-4(4) 1/1667rad. におけるひび割れ図



図 3-4(5) 1/1250rad. におけるひび割れ図

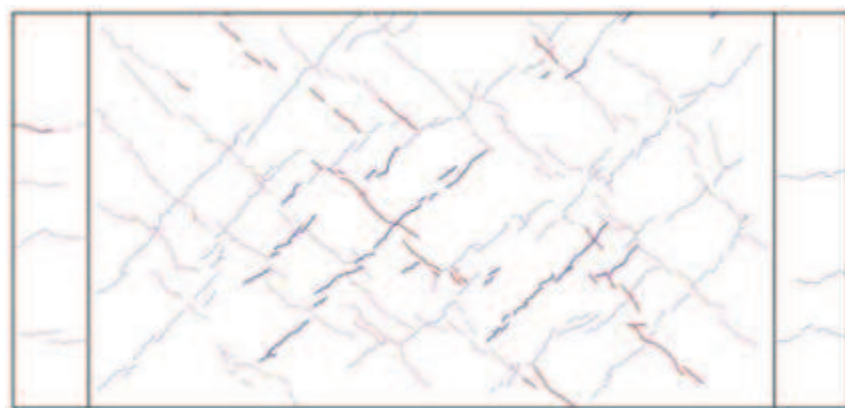


図 3-4(6) 1/1000rad. におけるひび割れ図

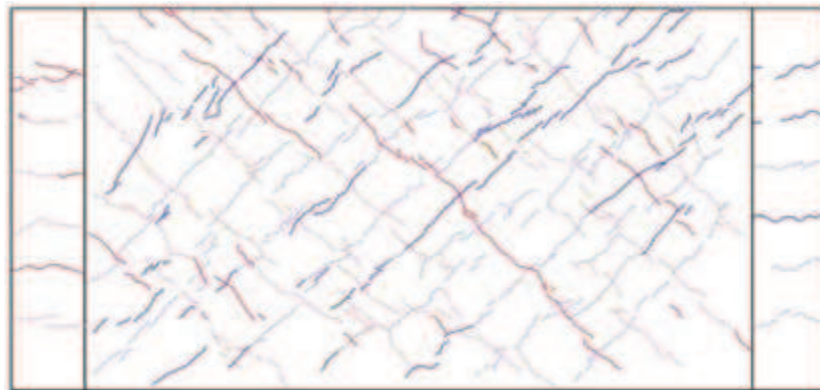


図 3-4(7) 1/500rad. におけるひび割れ図

3.2 剛性低下率

図 3-5 にせん断変形に着目した剛性低下率を示す。なお、グラフの横軸は、経験変形角としており、それまでの加力サイクルで最も大きい変形角で示している。

剛性低下率は、J E A G式のスケルトンカーブ（表 2-2 に示す材料特性による）の第 1 勾配（剛性）を基準に、各サイクルの正負ピーク荷重と変形から算出した割線剛性の推移を示している（図 3-6）。

主要変形角（加力ステップ 3 の変形角 $R=1/3333$ (0.3×10^{-3})，加力ステップ 6 の変形角 $R=1/2500$ (0.4×10^{-3})，加力ステップ 7 の変形角 $R=1/1667$ (0.6×10^{-3})，加力ステップ 8 の変形角 $R=1/1250$ (0.8×10^{-3})) に対して 5 サイクルの繰返し加力を行った結果、1 回目より 2 回目の加力で多少剛性は低下するが、3 回目以降では特に剛性低下の傾向は認められなかった。特に、インナーループとなる加力ステップ 4, 5 の繰返し加力では、せん断剛性の低下がほとんど認められなかった。

また、加力ステップ 1~3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、加力ステップ 3 と 5 の剛性低下率の比較から、同じ変形量による事前損傷を受けた場合でもほとんど剛性に变化は見られない。

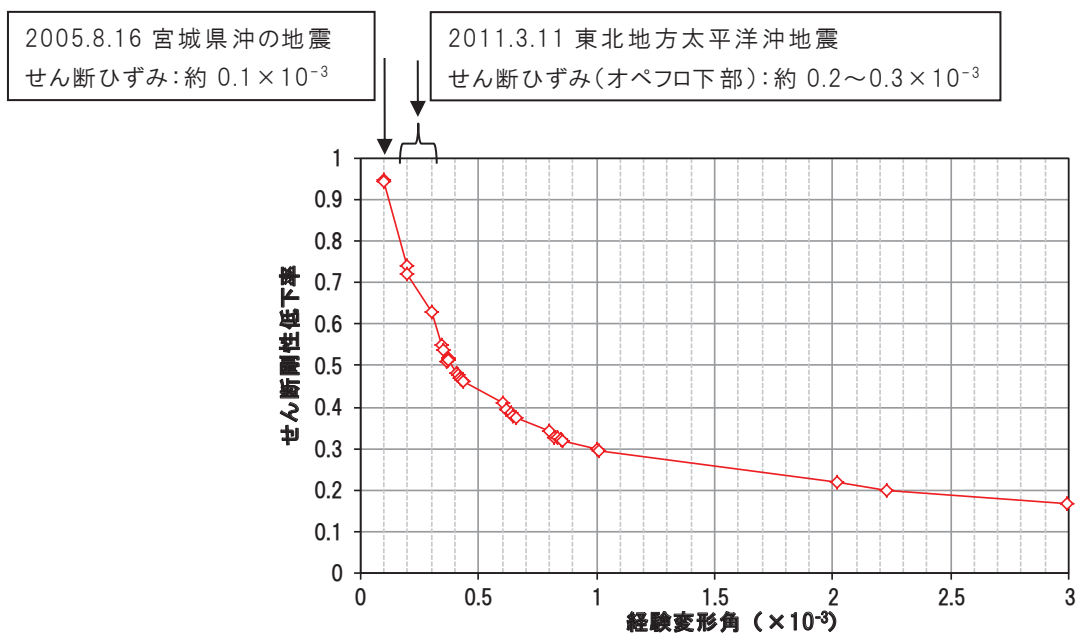
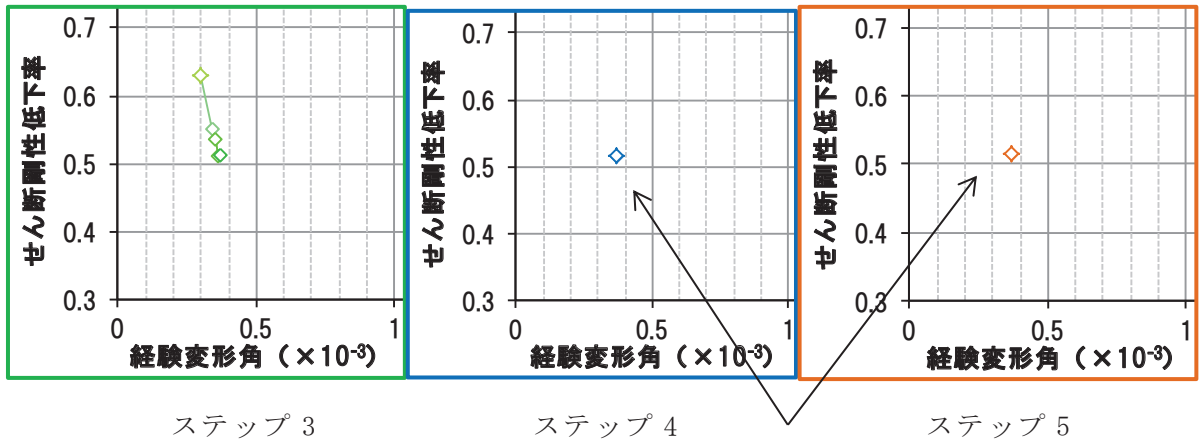
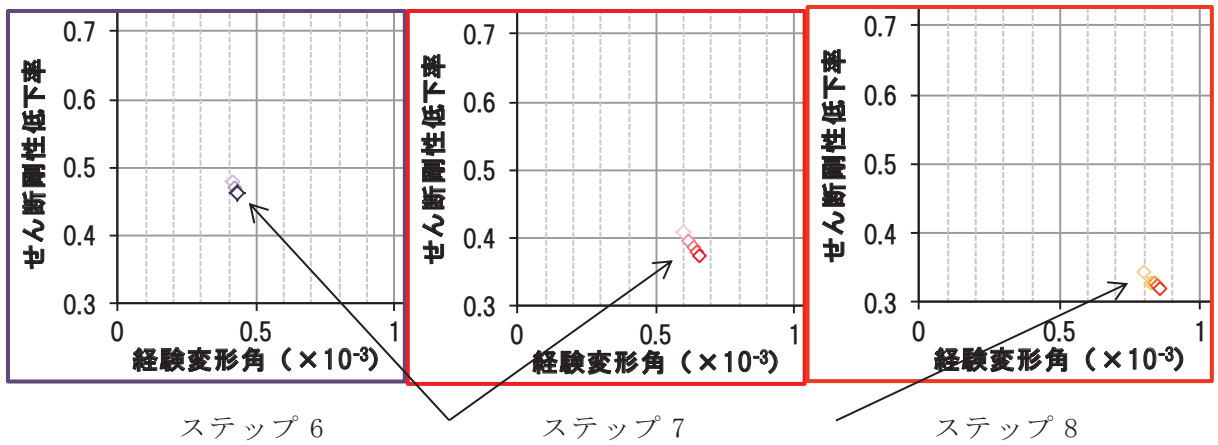


図 3-5(1) 剛性低下率（せん断変形）



インナーループとなる繰返し加力では、ほとんど剛性に変化がない



1 回目より 2 回目の加力で多少剛性は低下するが、3 回目以降では特に剛性低下の傾向は認められなかった

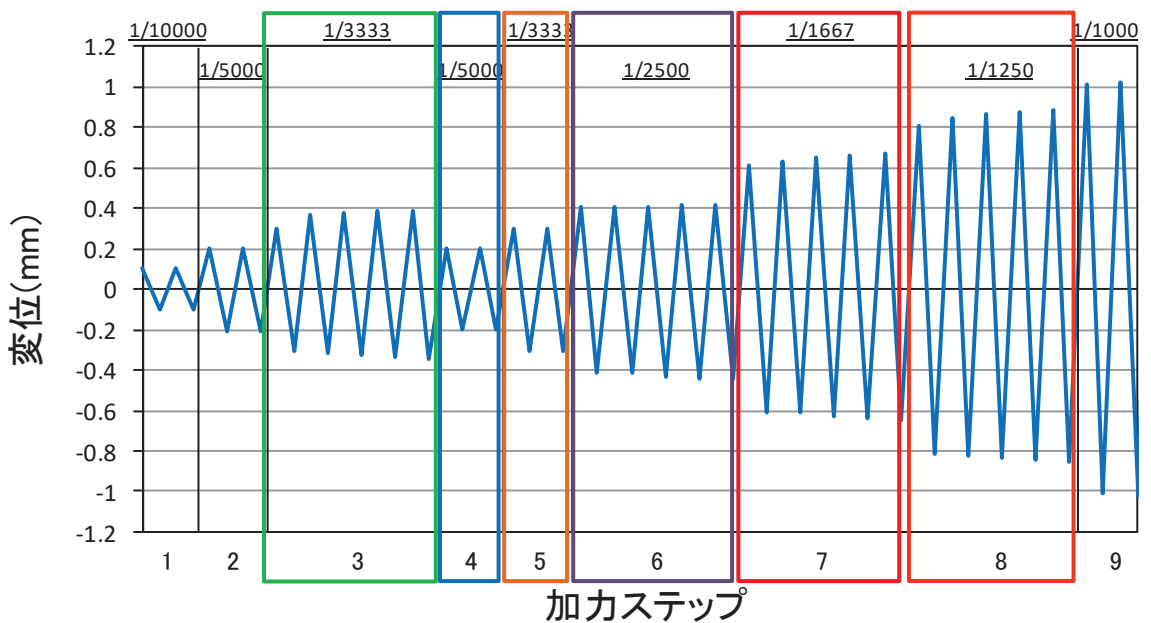


図 3-5(2) 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

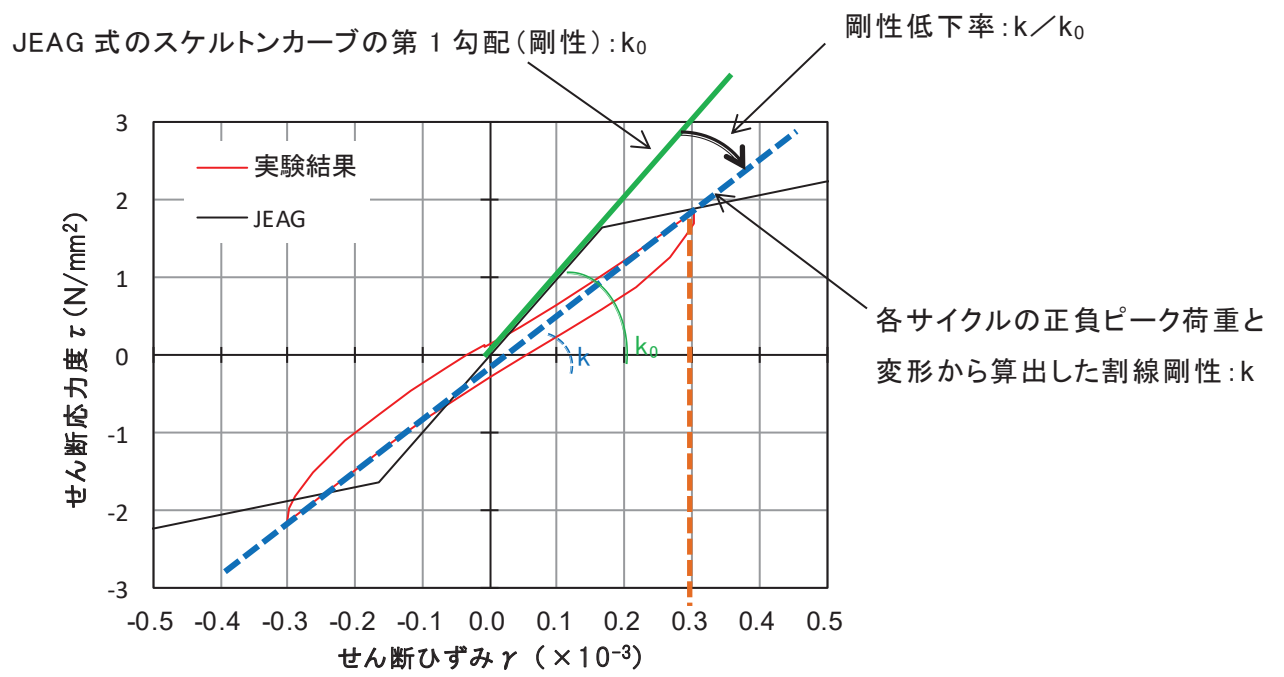


図 3-6 剛性低下率の算出方法 (例 : せん断ひずみ 0.3×10^{-3})

3.3 変形割合

図 3-7 にせん断変形及び曲げ変形の変形割合のグラフを示す。変形割合の推移をみると、せん断変形が支配的であることが確認できる。

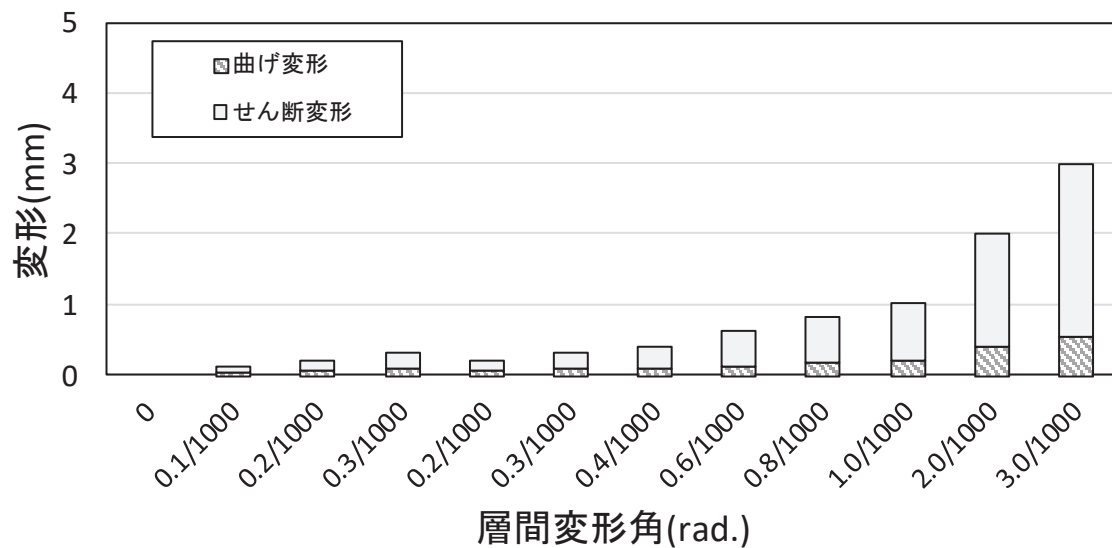


図 3-7 せん断変形及び曲げ変形の変形割合

4. まとめ

比較的大きな地震動を繰返し経験することにより耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかどうかについて、耐震壁を模擬した試験体による繰返し加力を行う耐震実験によって確認を行った結果、以下の知見を得た。

①3.11地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度の主要な変形角において、5サイクルの繰返し加力を行った結果、1回目より2回目の加力で多少剛性は低下するが、3回目以降では特に剛性低下の傾向は認められず、特に、インナー LOOP となる加力ステップ 4、5 の繰返し加力では、せん断剛性の低下がほとんど認められなかった。

このことから、比較的大きな地震力（3.11地震による原子炉建屋の応答程度の変形角 $[0.3 \times 10^{-3} \sim 0.8 \times 10^{-3}]$ ）を繰返し受けたとしても、耐震壁の剛性低下には大きな影響を与えないことを確認した。

②また、インナー LOOP による繰返し加力について、加力ステップ 1～3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、事前加力の変形量は大きくないものの、事前加力一本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要変形角での5回の繰返し加力についても、同じ変形量の事前損傷を受けた試験体での耐震実験であり、その結果、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値であるせん断ひずみ 2.0×10^{-3} の変形量、及び終局点であるせん断ひずみ 4.0×10^{-3} の変形量において実験値が計算値（J E A G 式）を上回ることから、変形角 $0.3 \times 10^{-3} \sim 0.8 \times 10^{-3}$ 程度の事前損傷が、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。

[参考文献]

- (1) 小林淳, 櫻井真人, 尾形芳博, 鶴飼和也: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 3) 繰返し加力と乾燥収縮ひび割れの影響を考慮した実験, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1285-1286, 2016.8
- (2) 櫻井真人, 小林淳, 尾形芳博, 鶴飼和也: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 4) 加力計画, 荷重-変形関係及びひずみ分布, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1287-1288, 2016.8
- (3) 尾形芳博, 鶴飼和也, 櫻井真人, 小林淳: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 5) 変形成分の分析, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1289-1290, 2016.8
- (4) 鶴飼和也, 尾形芳博, 櫻井真人, 小林淳: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 6) 剛性低下率と等価粘性減衰定数, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1291-1292, 2016.8
- (5) Naoyuki Aizawa, Masato Sakurai, Osamu Sugawara: Static Loading Test On Seismic Capacity Of Reinforced Concrete Shear Walls In Nuclear Power Plant Part.1 Study Of Small Deformation region, 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Aug.2017

別紙 13 乾燥収縮等が初期剛性や終局耐力等に与える影響に
関する文献について

目 次

1. 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証..... 別紙 13-1
.....
2. 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，1991）..... 別紙 13-4
3. 大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析..... 別紙 13-5
4. 乾燥収縮ひび割れを有する鉄筋コンクリート造はりのせん断耐力に関する研究..... 別紙 13-7
.....
5. 乾燥が鉄筋コンクリート耐震壁の構造性能に及ぼす影響に関する研究..... 別紙 13-8

1. 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証

国立研究開発法人建築研究所では、1975年から2013年の間に、日本建築学会の構造系論文集、構造工学論文集、日本コンクリート工学会の年次大会論文集、コンクリート論文集で発表された論文のうち、耐力壁に関連する510編の論文を対象にデータベースの構築、データの整理及び分析を行っており、「実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証（国立研究開発法人建築研究所、建築研究資料No.175号（2016.11）」として取り纏められている。

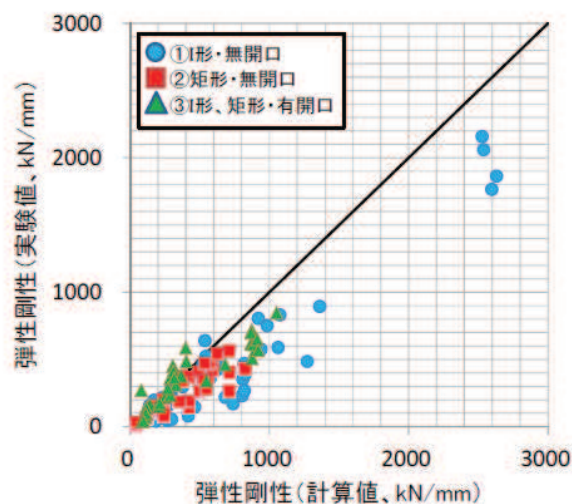
この資料の中で、乾燥収縮が耐震壁に及ぼす影響に関する記載があることから、参考として弾性剛性、せん断ひび割れ強度、せん断終局強度について計算値との比較に関する部分について以下に紹介する。

① 弾性剛性

図1-1は様々な実験で得られたデータを元に弾性剛性に着目して、その計算値と実験値を比較したものである。

これによれば多くの試験体で、実験値が計算値を下回る結果となっており、「乾燥収縮による初期ひび割れ等によって、荷重開始時に剛性低下が生じていることなどが原因として考えられる。」としている。

したがって、過去に実施された多数の実験結果において、正確な理由は不明であるものの、大多数が計算値に対して弾性剛性が低下する傾向があると言え、実験における試験体も弾性剛性の低下は特殊な事例ではないことが確認できる。さらに、その原因については、荷重開始までの乾燥収縮の影響を可能性として指摘したものとなっている。



(a) 実験値と計算値の比較（評価式Ⅰ）

図1-1 弾性剛性の比較

② せん断ひび割れ強度

図 1-2 は様々な実験で得られたデータを元にせん断ひび割れ強度に着目して、その計算値と実験値を比較したものである。

せん断ひび割れ強度の評価を 4 つの式により検討しており、評価式によって保守的に評価する場合、危険側に評価する場合もあるが、図 1-2 のように実験値と計算値がよく対応している評価式もある。

せん断ひび割れ強度に対して、乾燥収縮が耐震壁に及ぼす影響を特に指摘するような記載はなく、実験データベースからのフィードバックはなかった。

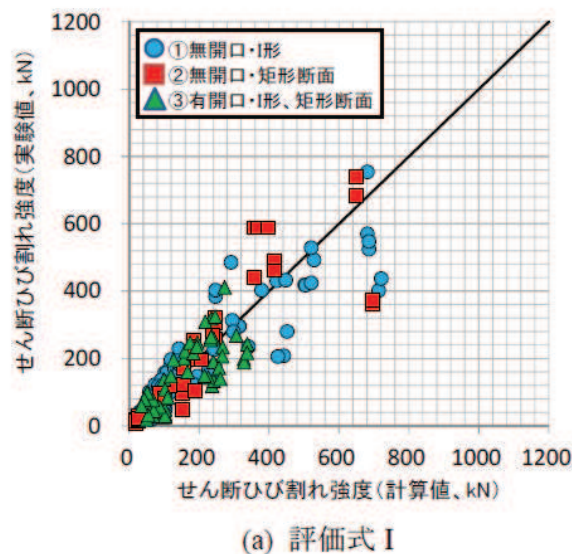


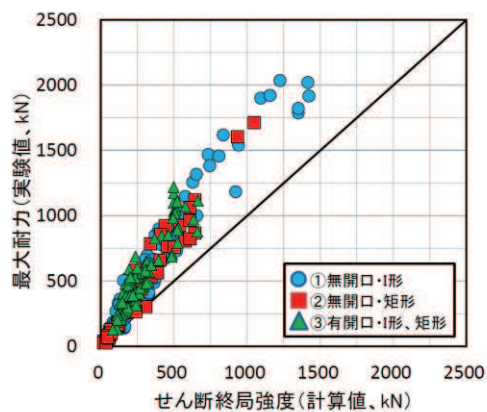
図 1-2 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較

③ せん断終局強度

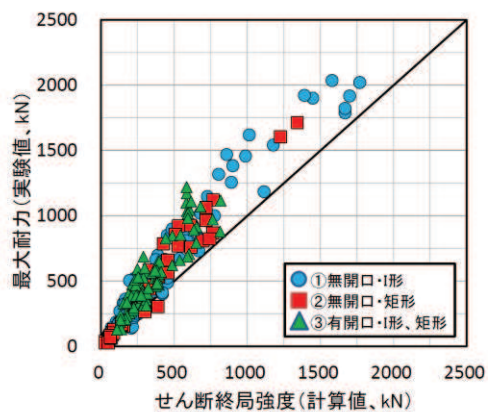
図 1-3 は様々な実験で得られたデータを元にせん断終局強度に着目して、その計算値と実験値を比較したものである。

評価式 I (広沢 min 式), II (広沢 mean 式), III (トラスアーチ下限式), IV (トラスアーチ平均式) (各評価式については、文献 1) を参照) に対して、「実験値/計算値の平均値は評価式 I が最も低く、評価式 II, III が同程度、評価式 IV が最も高くなり、実験値を平均的に評価するとされる評価式 II, IV でも、多くの試験体で実験値を安全側に評価した。」としている。

したがって、過去に実施された多数の実験結果において、弾性剛性では大多数が計算値に対して弾性剛性が低下する傾向があったが、せん断終局強度については計算値が実験値よりも安全側に評価されるとしており、初期の弾性剛性低下の影響はせん断終局強度にはないことを示している。

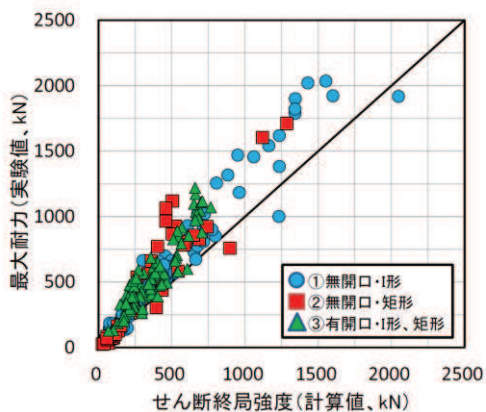


(a) 評価式 I

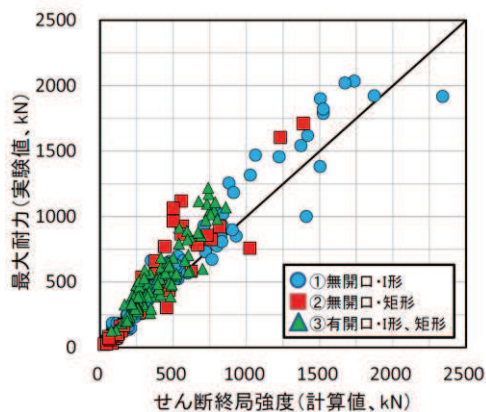


(b) 評価式 II

図 1-3(1) せん断終局強度の実験値と計算値の比較 (1/2)



(c) 評価式 III



(d) 評価式 IV

図 1-3(2) せん断終局強度の実験値と計算値の比較 (2/2)

これらの図と考察から、過去の様々な実験において使用された試験体は、実験時には多少の乾燥収縮が生じているものと考えられ、その弾性剛性は計算値を下回ることが多いものの、せん断終局強度に対しては影響がないことが確認できる。

2. 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，1991年）

図 2-1 に示す耐震壁の初ひび割れ平均せん断応力度とコンクリート圧縮強度の関係について、「実験結果によれば，コンクリートの圧縮強度 σ_B が大きくなると，初ひび割れ平均せん断応力度 τ_{cr} が低いほうに大きくなる。この傾向は，壁板の収縮応力の影響によると考えられ，実際の設計においても考慮しておく必要がある。」との記載がある。

したがって，この図による過去の実験結果によれば，その原因は明確ではないものの耐震壁にひび割れが生じはじめる初ひび割れせん断応力度 τ_{cr} は低くなること多いことを示しており，剛性に影響する可能性がある記述である。

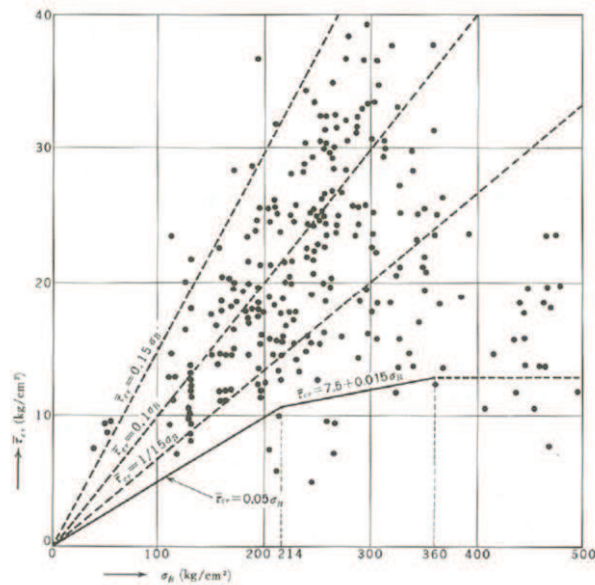


図 18.1 無開口耐震壁の初ひび割れ平均せん断応力度 $\bar{\tau}_{cr}$ とコンクリートの圧縮強度 σ_B の関係³⁾

図 2-1 耐震壁の初ひび割れ平均せん断応力度とコンクリート圧縮強度の関係

3. 大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析

東城ほかによる「大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析」（日本建築学会構造系論文集 第 82 巻 第 741 号, P.1695-1705, 2017 年 11 月）において, 防災科学技術研究所が所有する大型実大 3 次元震動破壊実験施設, E-ディフェンス (振動台寸法: 15m×20m, 最大搭載質量: 1200t) で過去に実施された加振実験のうち RC 造建物に関するものについて, 各試験体の固有周期などの振動特性とその変化について整理, 検討している。具体的には, ARX モデルを用いて振動特性とその変化について分析し, 経験した最大変形と振動特性に対する影響に着目した検討をしている。

この資料の中で, 水平 1 次, 2 次の固有周期について以下のように述べている。

- ① おおむね弾性応答範囲からわずかに非線形化に入るレベルの小振幅を繰り返し受ける場合も, 1 次及び 2 次の固有周期は漸増しながら変動する傾向にある。これは微小な損傷の累積による影響と推察される。また, 本加振を経験後, 過去に経験した最大変形に満たない加振においても, 同様に周期が漸増する傾向が見られる。
- ② 固有周期は, 既往の検討結果と同様, 加振中の振幅 (変形角) の増大に伴い, 周期が増大するいわゆる振幅依存性が見られる。更に, 振幅レベルの大きな加振を繰り返して経験するごとに長周期化し, 経験後は加振以前に比べやや大きな傾きを持って変動する。即ち振幅依存性自体にも増大傾向が見られる。
- ③ 固有周期は, 過去に経験した最大変形が大きくなるほど増大する傾向にある。また, 剛性低下率や固有周期比で見ると, 建物規模や構造形式が異なる場合でも, 変形レベルに応じておおむね段階的な変化を示す傾向がみられる。

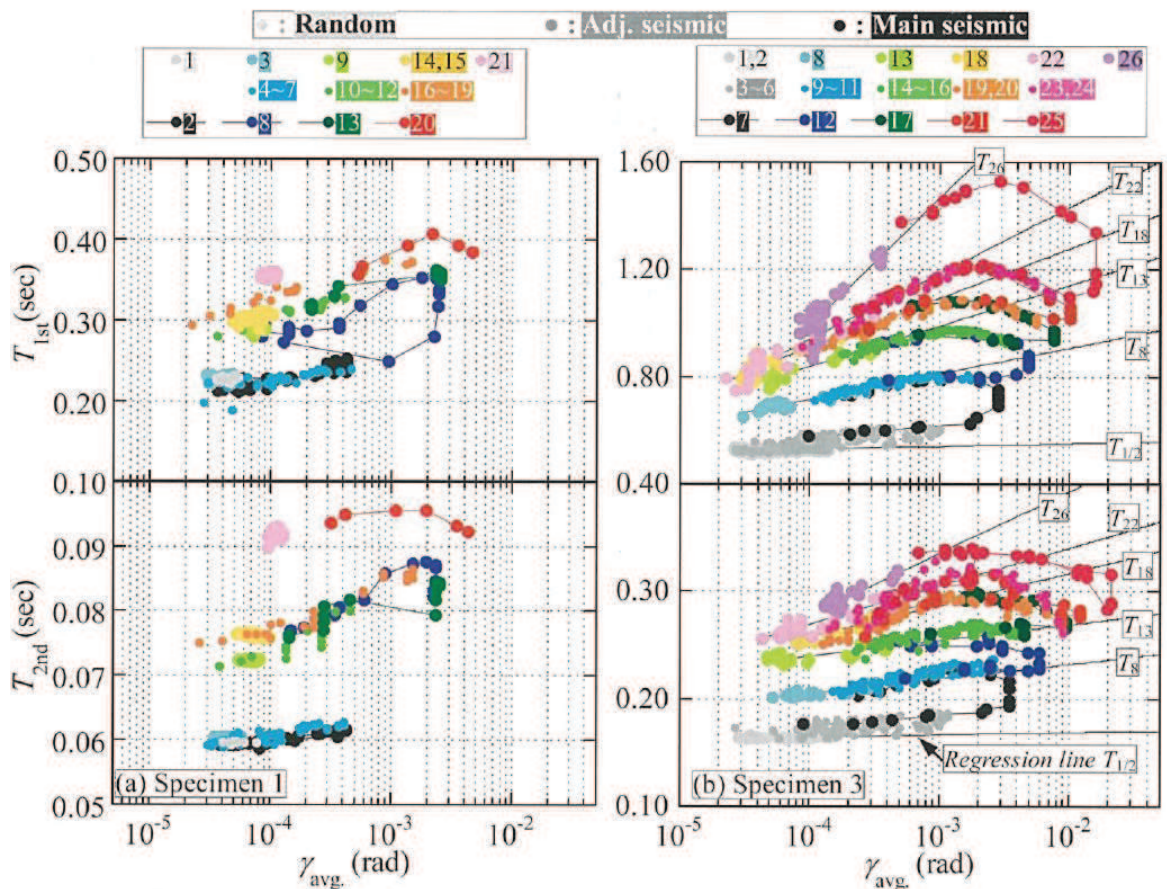


Fig. 8 Relation of natural period T and avg. drift angle γ_{avg} . (Specimen 1, 3)

図 3-1 最大平均変形角と固有周期（1次及び2次）の関係

このような固有周期（固有振動数）が，経験した振幅の大きさなどによって変化する傾向は，女川原子力発電所の各建屋の固有振動数の傾向分析でも見られたものと同様の傾向である。

4. 乾燥収縮ひび割れを有する鉄筋コンクリート造はりのせん断耐力に関する研究

江原ほかによる「初期ひび割れの有無が RC はりの変形及びせん断耐力に及ぼす影響」((公)土木学会第 64 回年次学術講演会, V-526, 2009 年)によれば,耐震壁ではないものの乾燥収縮により初期ひび割れをせん断補強筋のない RC はりの供試体に導入し,乾燥収縮ひび割れがせん断耐力に及ぼす影響を把握する実験が行われている。

その結果,乾燥収縮ひび割れを有する梁の斜めひび割れ発生荷重は,乾燥の影響を考慮しない既往式に対し,15%~30%低下したことが記載されている。

また,乾燥収縮による初期ひび割れは,斜めひび割れ発生荷重を低下させるが,その一方で最大荷重は計算値より大きな値となることを確認したとしている。

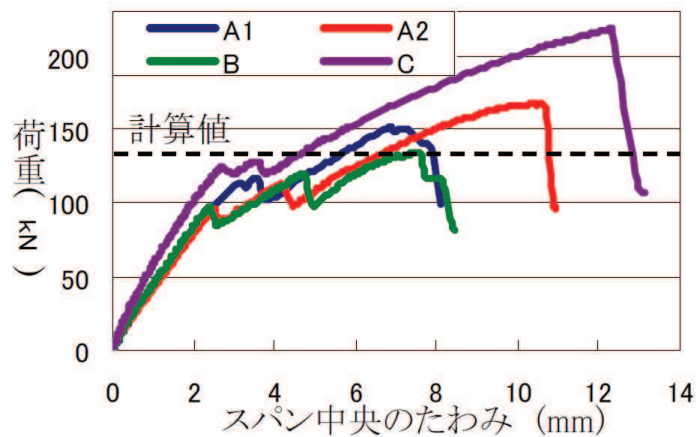
したがって,乾燥収縮によりひび割れは発生しやすくなるものの計算値以上の耐力となることを示している。

表 4-1 各試験体の配合

配合	W/C (%)	単位量(kg/m ³)											
		水	セメント	石灰石微粉末	膨張材	収縮低減剤	細骨材	粗骨材	粗骨材	粗骨材	分離低減剤	AE剤	
		W	C	L	Ex	SRA	S	G1	G2	G3	V		
A	60	315	525	200	—	—	350	682	—	—	2	0.16	
B		294	505		20	16		—	692	—			735
C		294	505		20	16		—	—	—			735

表 4-2 実験結果一覧

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	載荷直前のひずみの値 (×10 ⁻⁶)				斜めひび割れ発生荷重 (kN)		最大荷重 (kN)
			無拘束供試体 自由収縮ひずみ	RCはり供試体 鉄筋ひずみ			計算値	実測値	
				圧縮鉄筋	引張鉄筋				
					上段	中段			
A1	30.2	2.58	-1160	-199	-128	-101	134	112	151
A2	30.8	2.60	-1150	-183	-132	-131	135	96	167
B	29.7	2.59	-1100	-203	-130	-118	133	97	134
C	26.8	2.41	17	9	21	27	129	124	218



A1(A2), B,C は乾燥収縮させた試験体
C は乾燥収縮を低減させた試験体

図 4-1 梁の最大荷重とたわみの関係

5. 乾燥が鉄筋コンクリート耐震壁の構造性能に及ぼす影響に関する研究

Sasano et al. (2018)による「Impact of Drying on Structural Performance of Reinforced Concrete Shear Walls」(Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 16, 210-232)によれば、RC耐震壁を模擬した試験体(厚さ80mm, 鉄筋比0.35%)を十分に乾燥させた後に面内せん断載荷試験を実施し、乾燥収縮がRC耐震壁の構造性能へ与える影響を実験的に確認している。

図5-1に試験体概要を、図5-2に加力前における乾燥試験体のひび割れ図を、表5-1及び図5-3に実験結果を示す。実験結果から、乾燥収縮によって壁試験体の初期剛性は約5割程度に低下するが、変形が大きくなると剛性の差は小さくなり、終局耐力はほとんど影響を受けないことが記載されている。

なお、別途実施している別紙15の耐震実験[3]では、初期の剛性がJEAG式に対して4割程度低下していること、また、別紙12の耐震実験[1](乾燥していない試験体)と別紙15の耐震実験[3](乾燥している試験体)の剛性低下率の比較から、変形が大きくなると剛性低下率の差が小さくなっていくことを確認しており、論文の実験結果と整合している。

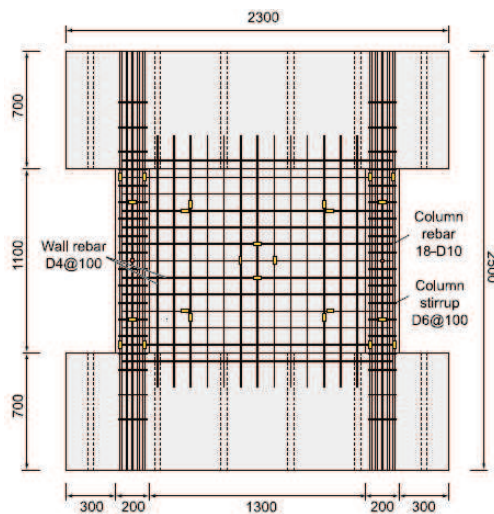
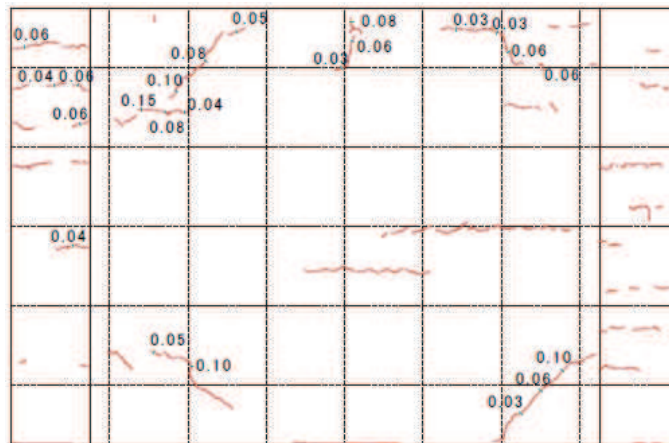


図5-1 試験体概要



Front (right side is north)

図 5-2 加力前における乾燥試験体のひび割れ図 (乾燥期間 : 462 日間)

表 5-1 実験結果

Table 6 Load and displacement at significant stages of loading.

	Shear crack		Yielding of wall rebar		Bending crack		Yielding of column rebar		Ultimate strength	
	Load	Disp.	Load	Disp.	Load	Disp.	Load	Disp.	Load	Disp.
Sealed	435	0.37 (1/2970)	-464	-0.62 (1/1770)	-610	-1.46 (1/753)	889	3.95 (1/278)	980	5.02 (1/220)
Dry	273	0.435 (1/2530)	-362	-0.95 (1/1160)	562	1.94 (1/567)	804	3.88 (1/284)	942	5.51 (1/200)

*Values in brackets shows drift angle. (Unit of "Load": kN, Unit of "Disp.": mm)

Table 7 Stiffness of each cycle.

	Sealed	Dry	Theoretical stiffness*2	Dry / Sealed	Dry / Theoretical
Initial Stiffness (kN/mm)	1226	663	1330	0.54	0.50
Equivalent Stiffness (kN/mm)	459	333	-	0.73	0.25
	289	236		0.82	0.18
	196*1	165		0.84	0.12

*1: Calculated by the least squares method of the load deformation relation from 0 kN to the failure (1/220)

*2: Shape factor is calculated by the "AIJ standard for Lateral Load-carrying Capacity Calculation of Reinforced Concrete Structures (Draft)" (AIJ 2016)

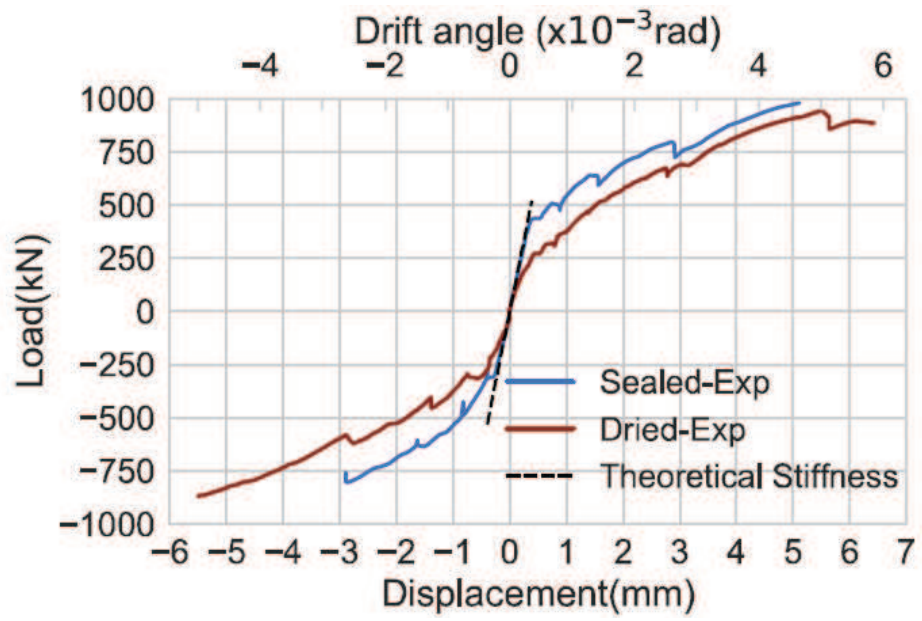


図 5-3 実験結果 (荷重-変形関係)

[参考文献]

- (1) 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証（国立研究開発法人建築研究所，建築研究資料 No. 175 号（2016. 11））
- (2) 日本建築学会 1991 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- (3) 東城ほか（2017）：大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析」（日本建築学会構造系論文集 第 82 巻 第 741 号，P. 1695-1705，2017 年 11 月）
- (4) 江原ほか（2009）：初期ひび割れの有無が RC はりの変形及びせん断耐力に及ぼす影響（（公）土木学会第 64 回年次学術講演会，V-526，2009 年）
- (5) Sasano et al. (2018) : Impact of Drying on Structural Performance of Reinforced Concrete Shear Walls , Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 16, 210-232

別紙 14 実機の乾燥収縮の状況に関する検討

目 次

1. 検討の目的	別紙 14- 1
2. 乾燥収縮の進行度合い	別紙 14- 2
3. コンクリートの乾燥収縮率の確認	別紙 14- 4
3.1 女川原子力発電所第 2 号機	別紙 14- 4
3.2 東通原子力発電所第 1 号機	別紙 14-14
4. 乾燥収縮ひび割れ調査	別紙 14-24
4.1 調査目的	別紙 14-24
4.2 調査範囲と調査方法	別紙 14-24
4.3 調査方法の適用性確認	別紙 14-25
4.4 調査結果	別紙 14-29
5. まとめ	別紙 14-37

別紙 14-1 乾燥収縮の調査研究及びその統計分析に関する文献について

1. 検討の目的

コンクリートの乾燥収縮が耐震壁の弾性挙動としての初期剛性に影響を与えるとの指摘があることを踏まえ、以下の検討を実施した。

- ①女川原子力発電所第2号機は建設から25年程度経過しており、今後の乾燥収縮ひずみの進行度合いが今後の剛性低下と関係する場合も予想されることから、ここでは、日本建築学会の指針に示される評価式に基づく乾燥収縮ひずみの経年的変化により乾燥収縮の収束状況を確認した。
- ②女川原子力発電所の建屋のコンクリートが乾燥収縮の大きなコンクリートであったのかどうかを確認するために、建設で使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートを用いて、乾燥収縮ひずみ量について確認した。
- ③女川原子力発電所の建屋がどのような乾燥収縮状態になっているのかを確認することを目的に、乾燥収縮ひび割れ調査を実施しており、乾燥収縮ひび割れの多寡等についてとりまとめた。

2. 乾燥収縮の進行度合い

コンクリートの乾燥収縮は、コンクリート打設後に急激に進行し、長期的には安定状態に入ることが知られている。「日本建築学会 2006 年 鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」では経年的変化に関する評価式(2.1)*が提案されており、これに基づき女川2号機原子炉建屋の耐震壁（オペフロ上部 [壁厚 400mm を例とした]，オペフロ下部 [壁厚 800mm を例とした]）を対象として、乾燥収縮の進行度合いを評価した。

式(2.1)に基づき評価した結果を図2-1に示す。図2-1から、耐震壁の壁厚相当での乾燥収縮は4000日経過程度まではゆっくりと進行し、その後収束する傾向にあり、現時点（コンクリート打設から25年程度 [9000日程度]）では概ね収束した状態となっていることが確認できる。

注記*：コンクリートの収縮は構造物が置かれた環境条件（温度・湿度）、部材断面の形状や寸法、コンクリートの調合のほか、骨材の性質やセメントの種類等の種々の要因によって影響を受ける。したがって、コンクリートの収縮ひずみの予測式はこれらの要因を考慮して定めることを原則としている。評価式(2.1)は、建築学会学術講演梗概集から収集した862件のデータに基づいて構築した予測式である。（日本建築学会「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」抜粋）

コンクリートの収縮ひずみは、構造物の周囲の相対湿度、部材断面の形状・寸法、コンクリートの材料・調合や材齢などの影響を考慮して、(3.1)式により求めるか、試験または信頼できる資料に基づいて予測する。

$$\epsilon_{sh}(t, t_0) = k \cdot t_0^{-0.08} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{h}{100} \right)^3 \right\} \cdot \left(\frac{t - t_0}{0.16 \cdot (V/S)^{1.8} + (t - t_0)} \right)^{1.4(V/S)^{-0.18}} \quad (2.1)$$

$$k = (11 \cdot W - 1.0 \cdot C - 0.82 \cdot G + 404) \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3$$

ここに、 $\epsilon_{sh}(t, t_0)$ ：乾燥開始材齢 t_0 日における材齢 t 日の収縮ひずみ（ $\times 10^{-6}$ ）

W ：単位水量（ kg/m^3 ）

C ：単位セメント量（ kg/m^3 ）

G ：単位粗骨材量（ kg/m^3 ）

h ：相対湿度（%）（ $40\% \leq h \leq 100\%$ ）

V ：体積（ mm^3 ）

S ：外気に接する表面積（ mm^2 ）

V/S ：体積表面積比（ mm ）（ $V/S \leq 300\text{mm}$ ）

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ ：それぞれ、骨材の種類の影響、セメントの種類の影響、混和材の種類の影響を表す修正係数で、下表による

(2.1)式における影響因子の修正係数 $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$

γ_1	0.7	石灰石碎石	γ_3	0.7	収縮低減剤
	1.0	天然骨材		0.8	シリカフェーム
	1.2	軽量骨材		0.9	フライアッシュ
	1.4	再生骨材		1.0	無混入
γ_2	0.9	フライアッシュセメント	1.0	高炉スラグ微粉末	
		早強セメント			
	1.0	普通セメント			
		高炉セメント			

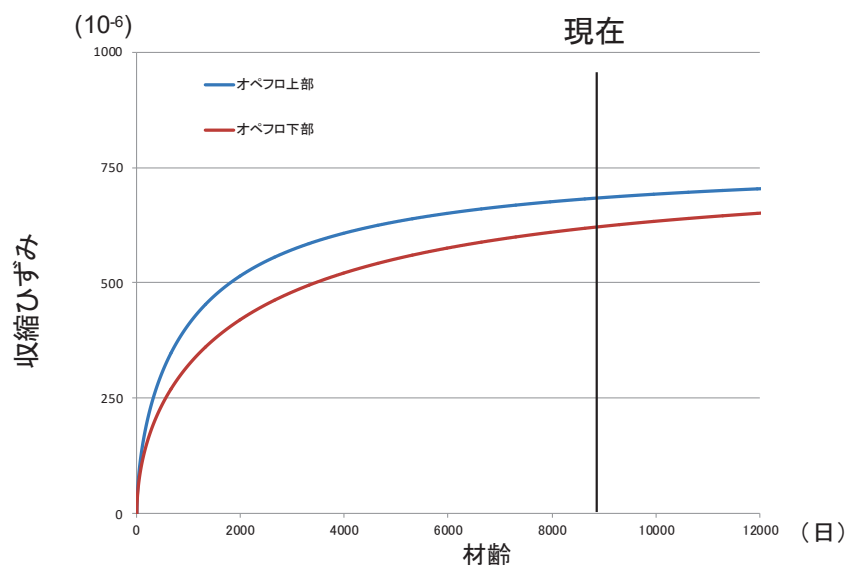


図 2-1 収縮ひずみの算定例 (第 2 号機原子炉建屋)

3. コンクリートの乾燥収縮率の確認

女川原子力発電所第2号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートの乾燥収縮率を評価した。評価にあたっては、比較対象とするために、東通原子力発電所第1号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートに対しても実施した。

試験方法は、乾燥収縮迅速評価システム*（鹿島建設（株））による試験、長さ変化試験 J I S A 1 1 2 9 によって実施した。

注記*：φ10×20cm の試験体における乾燥材齢 28 日間の連続した実測データから、JIS 法の試験結果である 10×10×40cm の試験体における乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を予測する。

3.1 女川原子力発電所第2号機

3.1.1 対象とする原調合

対象とするコンクリートの原仕様は、工事に広く使用された設計基準強度 330kg/cm²、管理材齢 91 日、スランプ 14cm、空気量 4%、粗骨材の最大寸法 20mm、乾燥単位容積重量 2.15t/m³ とする(表 3-1 参照)。また、この原仕様のコンクリートに用いられた材料の代表的なものは、セメントがフライアッシュ B 種セメント(小野田セメント製)、化学混和剤は標準形 I 種(製品名 ポゾリス No. 70)であった(表 3-2 参照)。同じ原仕様でも温度補正等のため異なる調合が存在するが、その中で W/C が最大であり乾燥収縮率が最も大きいと推定される調合 No. 100 : 02400PNN, 及び W/C が最小であり乾燥収縮率が最も小さいことが予想される調合 No. 118 : 02413PNN の 2 種類を選定した。対象とする原調合を表 3-3 に示す。

表 3-1 対象とするコンクリートの原仕様の一覧（女川、建設当時）

No.	調合 No.	セメント	Gmax (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	Fc (kg/cm ²)	T91 (kg/cm ²)	F91 (kg/cm ²)	混和剤
100	02400PNN	小野田	20	14	4.0	330	0	391	ポゾリス
118	02413PNN	小野田	20	14	4.0	330	130	521	ポゾリス

注：T91：コンクリートの打込みから材齢 91 日までの期間の予想平均養生温度によるコンクリート強度の補正值

F91：材齢 91 日におけるコンクリートの調合強度

表 3-2 工事に使用したコンクリートの使用材料の一覧（女川）

材料名		種類	品名等
セメント		フライアッシュセメント B種	小野田セメント(株) 大船渡工場 (フライアッシュ混入率 16%)
骨材	細骨材	混合砂(砕砂+山砂)	女川産(砕砂), 大郷産(山砂)
	粗骨材	砕石 2005	女川産
水		構内原水タンク水(水源:北上川)	
混和材料	AE 減水剤	標準形・I種	ポゾリス No. 70

表 3-3 対象とするコンクリートの原調合の一覧（女川，建設当時）

No	調合 No.	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m ³	C kg/m ³	S kg/m ³	G kg/m ³	AE 減標 kg/m ³
100	02400PNN	48.1	42.0	178	370	723	1037	3.93
118	02413PNN	37.2	37.0	184	495	591	1044	5.26

3.1.2 使用材料と調合

表 3-4 に、女川原子力発電所を対象としたコンクリートに使用する材料の一覧を示す。乾燥収縮率に及ぼす影響が最も大きな骨材については建設当時と同一の製造会社によるものを使用する。同一の材料を入手することが困難なセメントについては、太平洋セメント製の普通ポルトランドセメントを代替とし、当時のフライアッシュ B 種セメントと同等となるよう混和材として東北発電工業(株)より入手するフライアッシュを 16% 添加することとした。

コンクリートは、前記材料を使用し表 3-3 に近い調合となるように試練りにより決定する。表 3-5 に、対象とするコンクリートの参考調合の一覧を示す。また、フライアッシュを使用しない普通ポルトランドセメントコンクリートを比較対象とする。

表 3-4 使用材料の一覧 (女川, 実験)

材料名		種類	品名等
セメント		普通ポルトランドセメント	太平洋セメント(株)
混和材		フライアッシュ II 種	東北発電工業(株)
骨材	細骨材	混合砂(砕砂+山砂)	女川産(砕砂), 大郷産(山砂)
	粗骨材	砕石 2005	女川産
水		上水道水(鹿島建設(株)技術研究所 西調布実験場内)	
混和剤	AE 減水剤	標準形・I 種	ポゾリス No. 70

表 3-5 対象とするコンクリートの参考調合の一覧 (女川, 実験)

調合 No.	W/B (%)	s/a (%)	W kg/m ³	C kg/m ³	FA kg/m ³	S kg/m ³	G kg/m ³	備考
0-FB-00	48.1	42.0	178	311	59	723	1037	02400PNN 相当
0-FB-13	37.2	37.0	184	416	79	591	1044	02413PNN 相当
0-N-00	48.1	42.0	178	370	—	723	1037	0-FB-00 比較用
0-N-13	37.2	37.0	184	495	—	591	1044	0-FB-13 比較用

3.1.3 実験結果

(1) 練混ぜ試験結果

フレッシュコンクリート試験結果を表3-6に示す。スランプ及び空気量のいずれも目標値を満足しており、ワーカビリティの良好なコンクリートであった。

表3-6 フレッシュコンクリート試験結果

調合No.	W/B (%)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	AE減水剤	AE剤	スランプ (cm)	スランプフロー (cm×cm)	空気量 (%)	コンクリート温度(°C)	単位容積質量(kg/m ³)	
O-FB-00	48.1	14.0±2.5	4.0±1.5	0.80%	30A	15.0	26.0	25.0	3.0	19	2306
O-FB-13	37.2			1.20%	45A	12.5	23.0	22.0	3.2	20	2312
O-N-00	48.1			1.00%	1A	15.0	26.0	25.5	3.5	21	2310
O-N-13	37.2			1.10%	1.25A	14.5	24.0	23.5	3.5	21	2320

※AE減水剤は結合材に対する質量百分率。AE剤は結合材に対する質量百分率で、1A=0.001%。

(2) 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

表3-7に圧縮強度及び静弾性係数試験結果を、図3-1に圧縮強度の経時変化を、図3-2に静弾性係数の経時変化を示す。

いずれの調合も、標準養生に供した場合は材齢28日から91日にかけて強度の増進が見られるが、20°C CRH60%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢56日から91日にかけて強度増進の停滞又は強度低下が見られ、30°C CRH30%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢28日から91日にかけて強度の低下が見られた。また、標準養生に供した場合、フライアッシュを使用した調合の材齢91日以降の強度増進は、フライアッシュを使用しない調合よりも大きく、長期的に強度が増進するフライアッシュコンクリートの特徴が確認できる。静弾性係数についても、圧縮強度と同様の傾向が見られた。

表3-7 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

調合No.	養生方法	圧縮強度(N/mm ²)				静弾性係数(kN/mm ²)			
		28日	56日	91日	182日	28日	56日	91日	182日
O-FB-00	標準養生	35.6	42.6	47.0	55.1	31.8	34.6	35.6	38.4
	20°C CRH60%	38.0	40.6	40.1	43.5	30.8	31.9	29.2	31.2
	35°C CRH30%	37.9	37.6	35.6	35.2	28.5	27.4	25.3	26.1
O-FB-13	標準養生	54.1	60.3	65.9	76.4	33.7	37.2	37.9	40.0
	20°C CRH60%	56.2	58.9	58.8	59.5	33.2	34.8	34.1	33.7
	35°C CRH30%	55.1	53.7	52.7	51.7	32.3	31.4	30.0	30.4
O-N-00	標準養生	43.2	50.3	52.0	56.3	34.6	36.5	36.5	38.3
	20°C CRH60%	45.4	47.9	45.2	46.9	33.6	34.0	30.9	32.3
	35°C CRH30%	43.2	40.6	39.8	38.5	30.2	28.5	26.7	27.2
O-N-13	標準養生	61.6	67.5	70.2	74.4	36.0	38.9	37.7	41.1
	20°C CRH60%	64.1	65.8	64.6	64.7	36.4	37.9	36.6	35.6
	35°C CRH30%	59.4	58.1	56.2	54.0	34.3	34.0	31.7	31.1

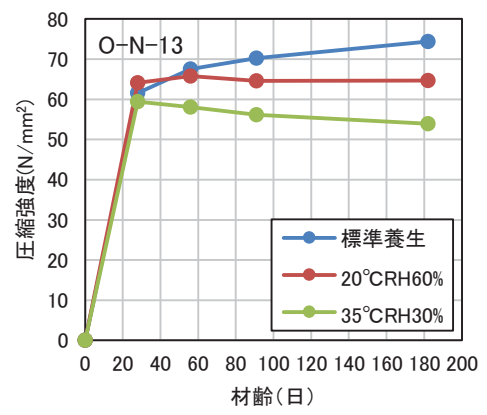
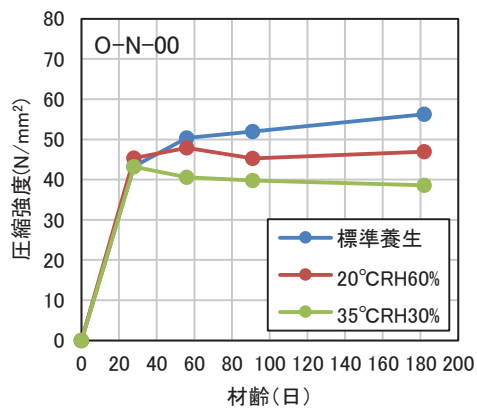
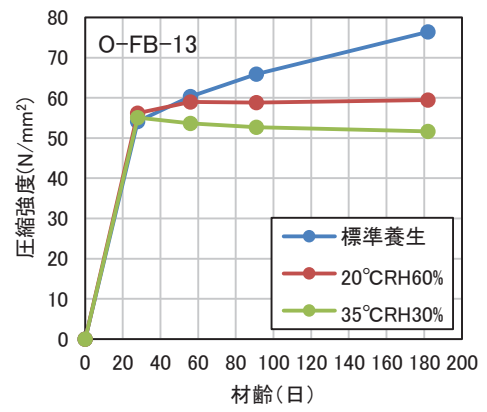
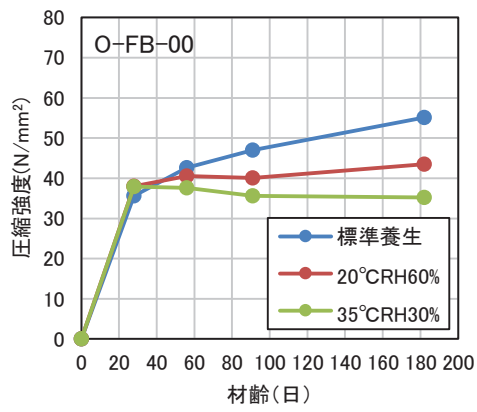


図 3-1 圧縮強度の経時変化

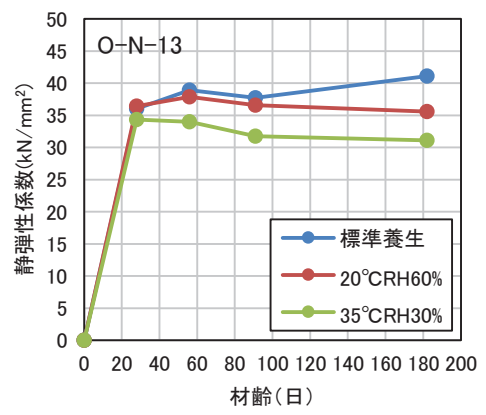
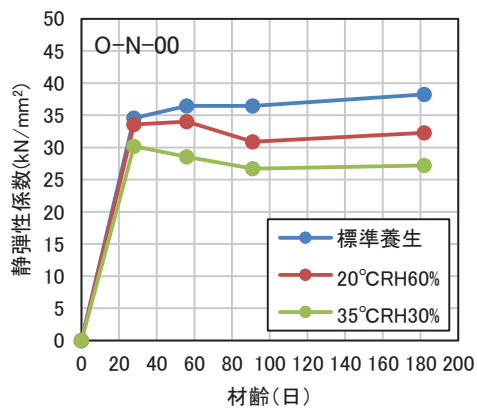
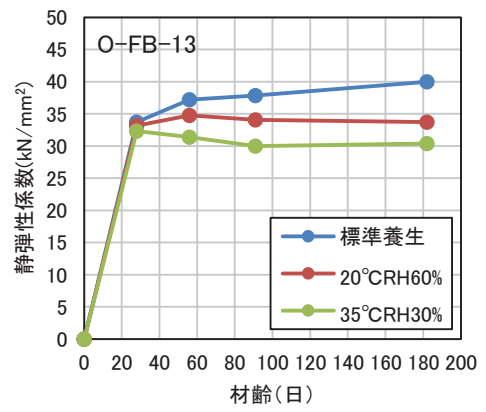
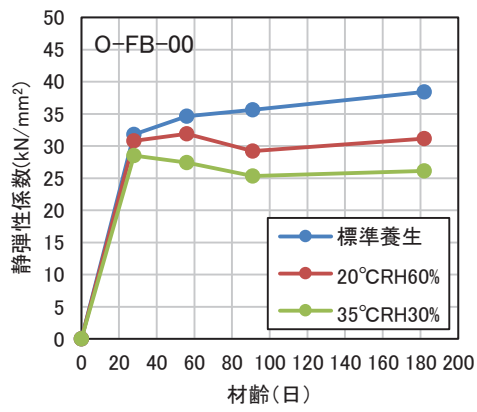


図 3-2 静弾性係数の経時変化

(3) 乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果

図 3-3 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果を示す。乾燥材齢 28 日における、乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率の予測結果は、O-FB-00 で -731μ 、O-FB-13 で -801μ 、O-N-00 で -700μ 、O-N-13 で -722μ であった。

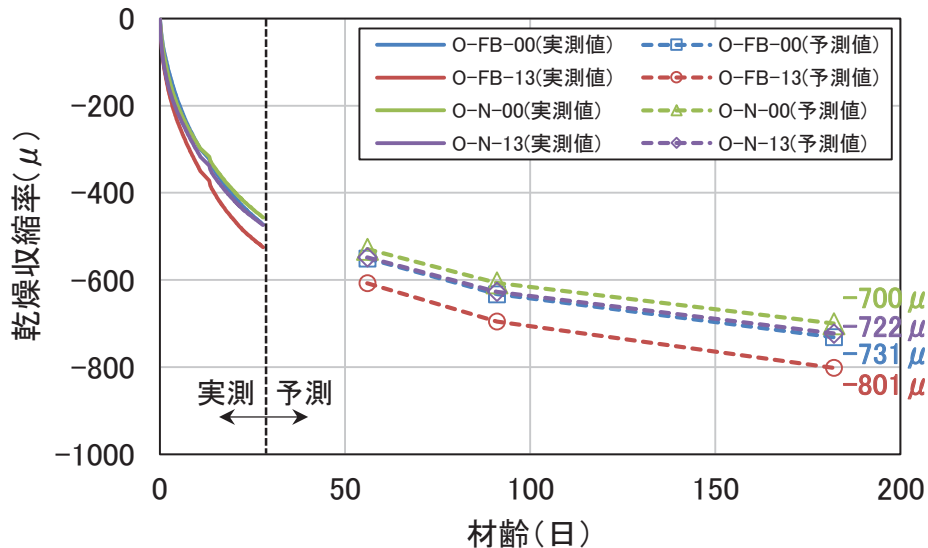


図 3-3 乾燥収縮率予測結果

図 3-4 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥材齢 182 日までの実測値と、実測結果から予測した J I S A 1 1 2 9 - 1 における予測値を示す。J I S A 1 1 2 9 - 1 における予測値は、O-FB-00 で -651μ 、O-FB-13 で -694μ 、O-N-00 で -641μ 、O-N-13 で -664μ であり、いずれの調合も材齢 28 日時点での予測結果より小さい値となった。

このうち、フライアッシュを使用しない調合については 60μ 程度の差であり、本試験のばらつきの範囲内であるため、材齢 28 日時点で材齢 182 日の乾燥収縮率を精度良く予測できたと考えられる。一方フライアッシュを使用した調合については 100μ 程度の差であるが、過去にフライアッシュを用いたコンクリートによる本試験の実績が非常に少ないため、フライアッシュを使用しない調合に比べて予測精度がやや低いものと考えられる。

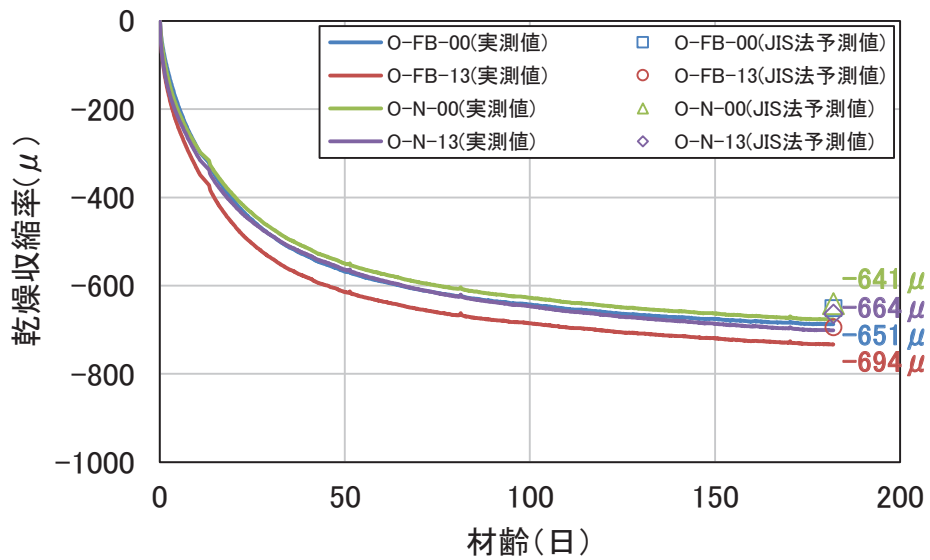


図 3-4 乾燥収縮率予測結果(乾燥材齢 182 日時点での実測結果)

(4) コンクリートの長さ変化試験結果

表 3-8 にコンクリートの長さ変化率の一覧を、図 3-5 にコンクリートの長さ変化率の経時変化を示す。

乾燥材齢 26 週(182 日)時点の長さ変化率は、O-FB-00 で -683μ 、O-FB-13 で -718μ 、O-N-00 で -698μ 、O-N-13 で -655μ であった。

表 3-8 コンクリートの長さ変化率の一覧

調合No.	コンクリートの長さ変化率(μ)											
	1週		4週		7.4週		8.8週		13週		26週	
O-FB-00	-167		-405		-511	-568	-538	-597	-588	-644	-632	-683
	-191	-206	-485	-460	-593		-623		-672		-711	
	-259		-491		-599		-629		-673		-705	
O-FB-13	-291		-511		-585	-585	-632	-630	-679	-677	-720	-718
	-300	-296	-520	-512	-594		-638		-685		-720	
	-297		-505		-575		-619		-666		-713	
O-N-00	-235		-420		-485	-513	-564	-594	-623	-656	-670	-698
	-214	-230	-511	-449	-582		-661		-723		-764	
	-241		-417		-473		-558		-622		-661	
O-N-13	-235		-414		-511	-555	-535	-580	-587	-628	-617	-655
	-270	-273	-458	-458	-558		-582		-628		-655	
	-314		-502		-596		-622		-669		-693	

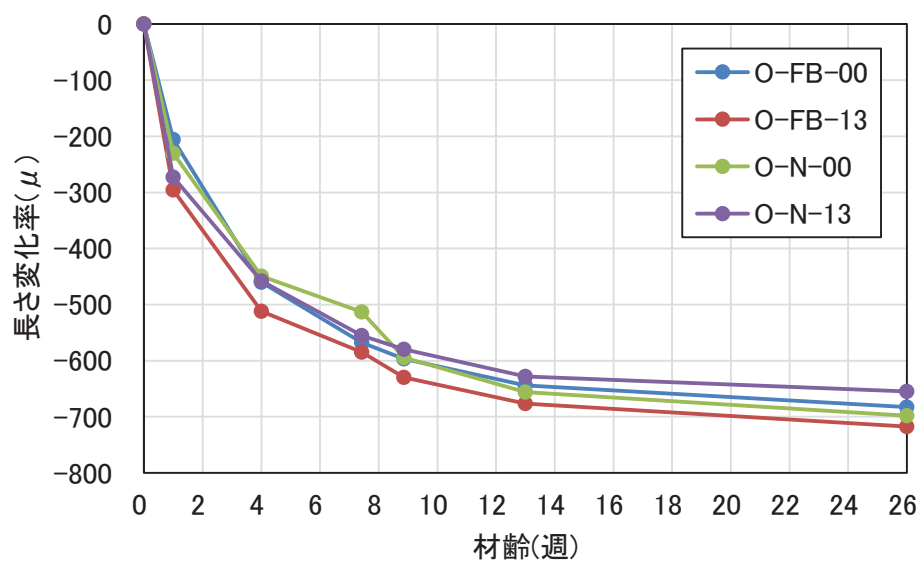


図 3-5 コンクリートの長さ変化率の経時変化

表 3-9 にコンクリートの質量変化率の一覧を，図 3-6 にコンクリートの質量変化率の経時変化を示す。

乾燥材齢 26 週(182 日)時点の質量変化率は，O-FB-00 で-2.42%，O-FB-13 で-1.85%，O-N-00 で-2.24%，O-N-13 で-1.50%であった。フライアッシュを使用した調合，使用しない調合のいずれも水結合材比が大きいほど質量変化率が大きくなった。また，フライアッシュを使用した調合は使用しない調合よりも質量変化率が大きくなった。

表 3-9 コンクリートの質量変化率の一覧

調合No.	コンクリートの質量変化率(%)											
	1週		4週		7.4週		8.8週		13週		26週	
O-FB-00	-1.06		-1.83		-2.06		-2.12		-2.24		-2.40	
	-1.12	-1.16	-1.80	-1.86	-2.02	-2.09	-2.08	-2.14	-2.20	-2.26	-2.36	-2.42
	-1.31		-1.95		-2.18		-2.23		-2.34		-2.49	
O-FB-13	-0.84		-1.32		-1.48		-1.52		-1.63		-1.79	
	-0.91	-0.90	-1.38	-1.37	-1.56	-1.54	-1.60	-1.59	-1.70	-1.69	-1.87	-1.85
	-0.96		-1.42		-1.59		-1.64		-1.73		-1.90	
O-N-00	-1.21		-1.69		-1.90		-1.96		-2.08		-2.26	
	-1.08	-1.17	-1.60	-1.67	-1.81	-1.88	-1.87	-1.94	-1.98	-2.05	-2.16	-2.24
	-1.22		-1.71		-1.92		-1.98		-2.10		-2.29	
O-N-13	-0.70		-1.01		-1.16		-1.20		-1.29		-1.44	
	-0.71	-0.75	-1.03	-1.06	-1.16	-1.20	-1.20	-1.24	-1.29	-1.33	-1.46	-1.50
	-0.83		-1.14		-1.29		-1.33		-1.42		-1.59	

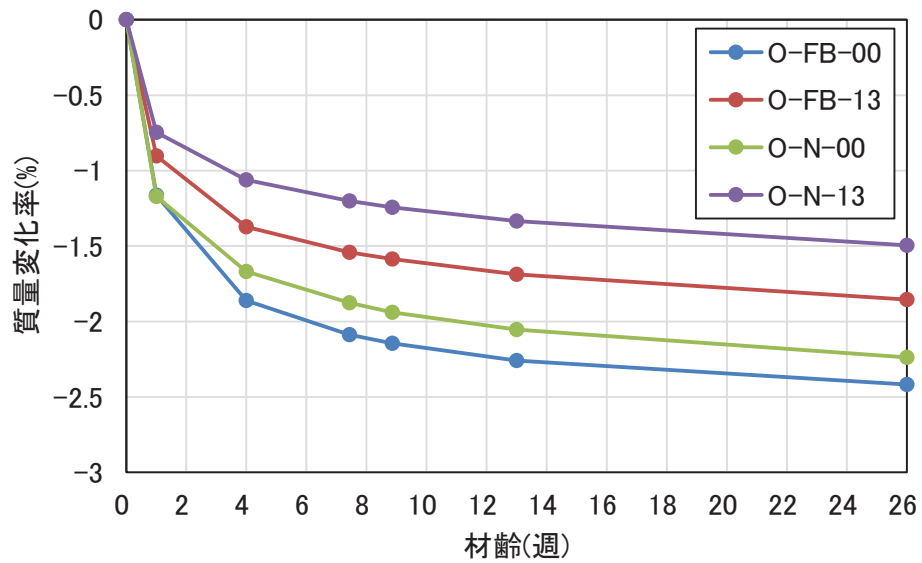


図 3-6 コンクリートの質量変化率の経時変化

表 3-10 にコンクリートの乾燥収縮率試験の比較を示す。いずれの調合においても、乾燥収縮迅速評価システムによる結果と J I S A 1 1 2 9 - 1 による結果の差は 50μ 以下であり、乾燥収縮迅速評価システムによりコンクリートの乾燥収縮率が精度良く測定できているといえる。

表 3-10 コンクリートの乾燥収縮率試験の比較

調合No.	乾燥材齢26週(182日)時点の各試験結果	
	乾燥収縮迅速評価システム	JIS A 1129-1
O-FB-00	-651	-632
O-FB-13	-694	-720
O-N-00	-641	-670
O-N-13	-664	-617

3.2 東通原子力発電所第1号機

3.2.1 対象とする原調合

対象とするコンクリートの原仕様は、工事に広く使用された設計基準強度 32.4N/mm²、管理材齢 91 日、スランプ 15cm、空気量 4.5%、粗骨材の最大寸法 20mm、乾燥単位容積重量 2.15t/m³とする(表 3-11 参照)。また、この原仕様のコンクリートに用いられた材料の代表的なものは、セメントがフライアッシュ B 種セメント(三菱マテリアル製)、化学混和剤は標準形 I 種(製品名 ポゾリス No. 70)であった(表 3-12 参照)。同じ原仕様でも温度補正等のため異なる調合が存在するが、結果の比較のため女川原子力発電所第2号機の上部躯体に使用されたコンクリートと同程度の強度レベルのものを選定し、No. 1 : 02500PNN, 及び No. 5 : 02512PNN の2種類を選定した。これらはそれぞれ女川原子力発電所の原仕様の No. 100 : 02400PNN 及び No. 118 : 02413PNN に対応する。対象とする原調合を表 3-13 に示す。

表 3-11 対象とするコンクリートの原仕様の一覧(東通, 建設当時)

No.	調合 No.	セメント	Gmax (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	Fc (N/mm ²)	T91 (N/mm ²)	F91 (N/mm ²)	混和剤
1	2500PNN	三菱	20	15	4.5	32.4	0	38.5	ポゾリス
5	02512PNN	三菱	20	15	4.5	32.4	12	50.5	ポゾリス

注 : T91 : コンクリートの打込みから材齢 91 日までの期間の予想平均養生温度によるコンクリート強度の補正值

F91 : 材齢 91 日におけるコンクリートの調合強度

表 3-12 工事に使用したコンクリートの使用材料の一覧 (東通)

材料名		種類	品名等
セメント		フライアッシュセメント B種	三菱マテリアル(株) 青森工場 (フライアッシュ混入率 17%)
骨材	細骨材	砕砂	日鉄鉱業(株)尻屋鉱業所
	粗骨材	砕石 2005	
水		構内減水タンク水(水源：小老部川)	
混和材料	AE 減水剤	標準形・I種	ポゾリス No. 70

表 3-13 対象とするコンクリートの原調合の一覧 (東通, 建設当時)

No	調合 No.	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m ³	C kg/m ³	S kg/m ³	G kg/m ³	AE 減標 kg/m ³
1	2500PNN	53.9	46.2	158	294	860	1017	3.13
5	2512PNN	43.3	42.8	164	379	756	1028	4.04

3.2.2 使用材料と調合

表3-14に、東通原子力発電所を対象としたコンクリートに使用する材料の一覧を示す。乾燥収縮率に及ぼす影響が最も大きな骨材については建設当時と同一の製造会社によるものを使用する。同一の材料を入手することが困難なセメントについては、太平洋セメント製の普通ポルトランドセメントを代替とし、当時のフライアッシュB種セメントと同等となるよう混和材として東北発電工業(株)より入手するフライアッシュを17%添加することとした。

コンクリートは、前記材料を使用し表3-13に近い調合となるように試練りにより決定する。表3-15に、対象とするコンクリートの参考調合の一覧を示す。また、フライアッシュを使用しない普通ポルトランドセメントコンクリートを比較対象とする。

表3-14 使用材料の一覧 (東通, 実験)

材料名		種類	品名等
セメント		普通ポルトランドセメント	太平洋セメント(株)
混和材		フライアッシュ II 種	東北発電工業(株)
骨材	細骨材	砕砂	日鉄鉱業(株)尻屋鉱業所
	粗骨材	砕石 2005	
水		上水道水(鹿島建設(株)技術研究所 西調布実験場内)	
混和剤	AE 減水剤	標準形・I 種	ポゾリス No. 70

表3-15 対象とするコンクリートの参考調合の一覧 (東通, 実験)

調合 No.	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m ³	C kg/m ³	FA kg/m ³	S kg/m ³	G kg/m ³	備考
H-FB-00	53.9	46.2	158	244	50	860	1017	2500PNN 相当
H-FB-12	43.3	42.8	164	315	64	756	1028	2512PNN 相当
H-N-00	53.9	46.2	158	294	—	860	1017	H-FB-00 比較用
H-N-12	43.3	42.8	164	379	—	756	1028	H-FB-12 比較用

3.2.3 実験結果

(1) 練混ぜ試験結果

フレッシュコンクリート試験結果を表 3-16 に示す。スランプ及び空気量のいずれも目標値を満足しており、ワーカビリティの良好なコンクリートであった。

表 3-16 フレッシュコンクリート試験結果

調査No.	W/B (%)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	AE 減水剤	AE剤	スランプ (cm)	スランプフロー (cm×cm)	空気量 (%)	コンクリート 温度(°C)	単位容積 質量(kg/m ³)	
H-FB-00	53.9	15.0±2.5	4.5±1.5	1.00%	10A	16.5	30.6	28.0	3.8	19.2	2338
H-FB-12	43.3			1.00%	15A	17.5	28.1	28.0	4.0	19.5	2337
H-N-00	53.9			0.90%	1A	14.0	23.4	22.5	4.0	20.7	2354
H-N-12	43.3			1.00%	1A	15.5	26.1	26.0	3.7	20.0	2371

※AE減水剤は結合材に対する質量百分率。AE剤は結合材に対する質量百分率で、1A=0.001%。

(2) 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

表 3-17 に圧縮強度及び静弾性係数試験結果を、図 3-7 に圧縮強度の経時変化を、図 3-8 に静弾性係数の経時変化を示す。いずれの調査も、標準養生に供した場合は材齢 28 日から 91 日にかけて強度の増進が見られるが、20°C RH60%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢 56 日から 91 日にかけて強度増進の停滞又は強度低下が見られ、30°C RH30%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢 28 日から 91 日にかけて強度の低下が見られた。また、標準養生に供した場合、フライアッシュを使用した調査の材齢 91 日以降の強度増進は、フライアッシュを使用しない調査よりも大きく、長期的に強度が増進するフライアッシュコンクリートの特徴が確認できる。静弾性係数についても、圧縮強度と同様の傾向が見られた。

表 3-17 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

調査No.	養生方法	圧縮強度(N/mm ²)				静弾性係数(kN/mm ²)			
		28日	56日	91日	182日	28日	56日	91日	182日
H-FB-00	標準養生	31.0	35.7	40.9	47.6	36.0	38.2	39.7	41.0
	20°C RH60%	31.3	33.2	32.1	33.9	33.7	33.2	32.8	32.3
	35°C RH30%	30.9	28.4	27.4	26.7	31.5	28.6	28.6	28.7
H-FB-12	標準養生	44.4	52.6	59.8	64.7	38.2	39.6	40.9	43.2
	20°C RH60%	45.2	46.5	45.5	46.5	36.1	36.1	35.9	34.5
	35°C RH30%	45.2	43.4	43.0	39.7	34.9	33.7	34.5	31.7
H-N-00	標準養生	37.0	39.3	42.0	41.5	38.2	39.9	43.2	40.0
	20°C RH60%	39.0	38.1	37.0	37.2	36.5	36.3	35.3	34.5
	35°C RH30%	36.8	34.6	32.5	31.4	34.7	33.1	31.8	29.5
H-N-12	標準養生	52.9	57.0	58.3	63.2	41.1	43.6	43.7	43.7
	20°C RH60%	51.6	52.5	50.5	49.1	39.0	39.1	39.0	37.2
	35°C RH30%	48.4	44.8	45.1	41.9	37.4	36.5	34.7	34.5

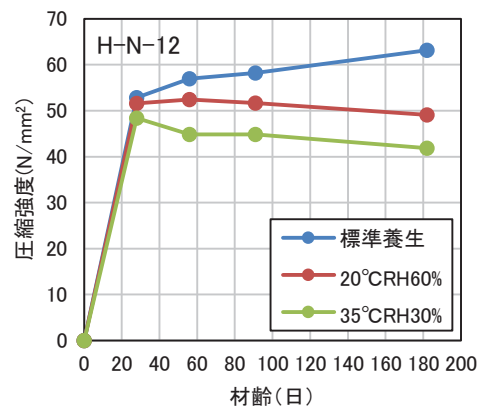
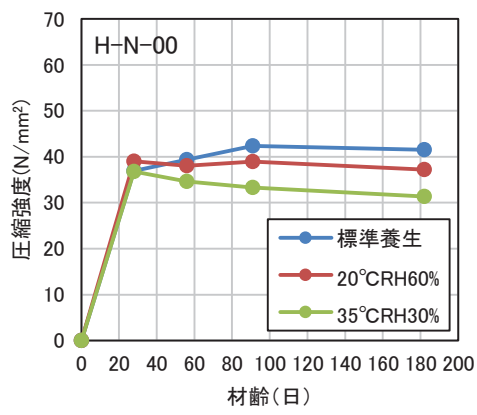
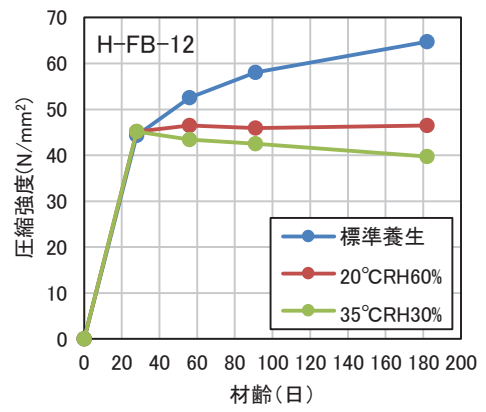
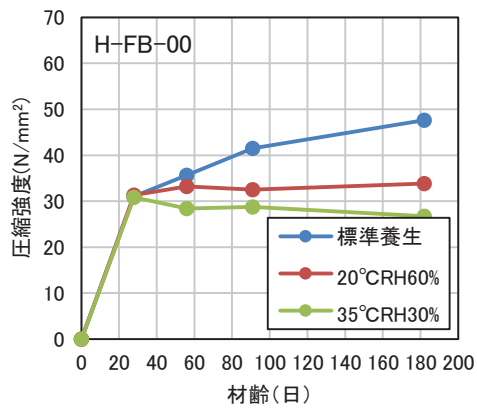


図 3-7 圧縮強度の経時変化

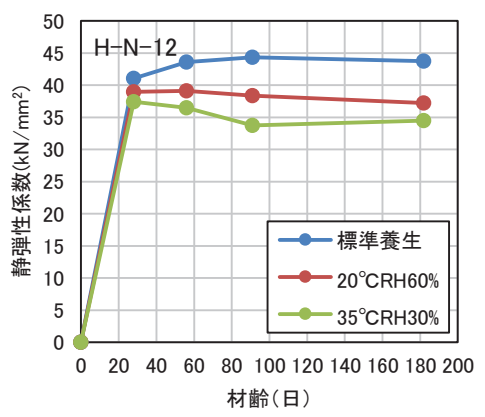
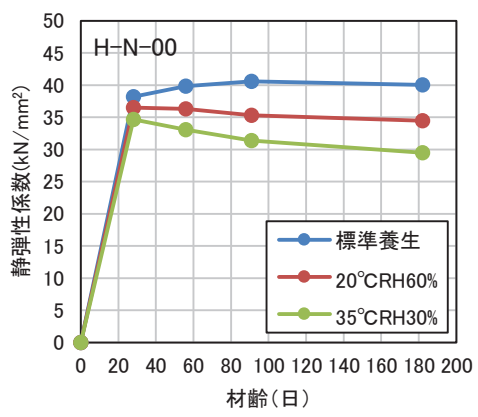
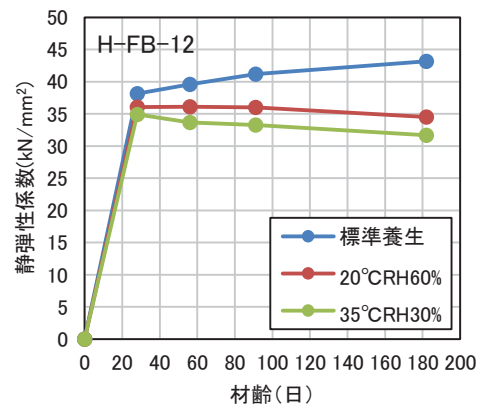
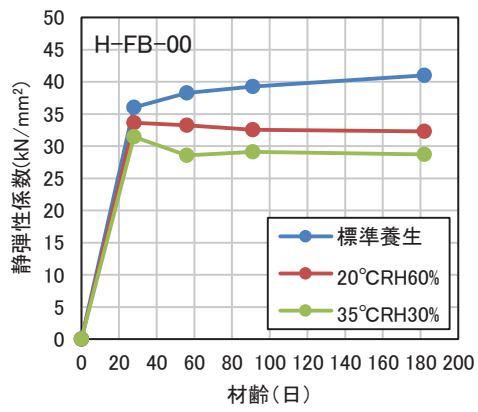


図 3-8 静弾性係数の経時変化

(3) 乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果

図3-9に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果を示す。乾燥材齢182日時点の乾燥収縮率の予測結果は、H-FB-00で -359μ 、H-FB-12で -433μ 、H-N-00で -349μ 、H-N-12で -390μ であった。

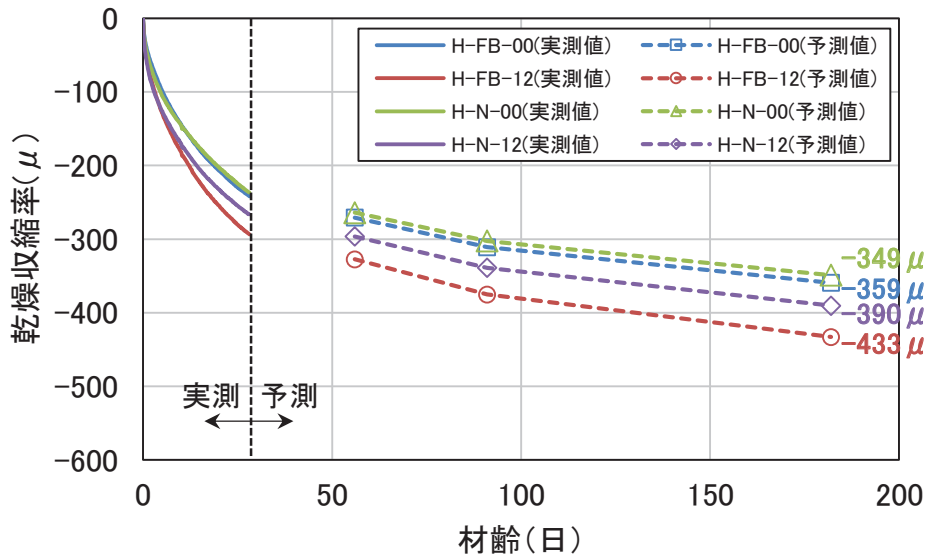


図3-9 乾燥収縮率予測結果

図3-10に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥材齢182日までの実測値と、実測結果から予測したJIS A 1129-1における予測値を示す。JIS A 1129-1における予測値は、H-FB-00で -363μ 、H-FB-12で -423μ 、H-N-00で -376μ 、H-N-12で -411μ であった。いずれの調合も、材齢28日時点での予測結果との差は最大 30μ 程度であり、本試験のばらつきの範囲内であるため、材齢28日時点で材齢182日の乾燥収縮率を精度良く予測できたと考えられる。

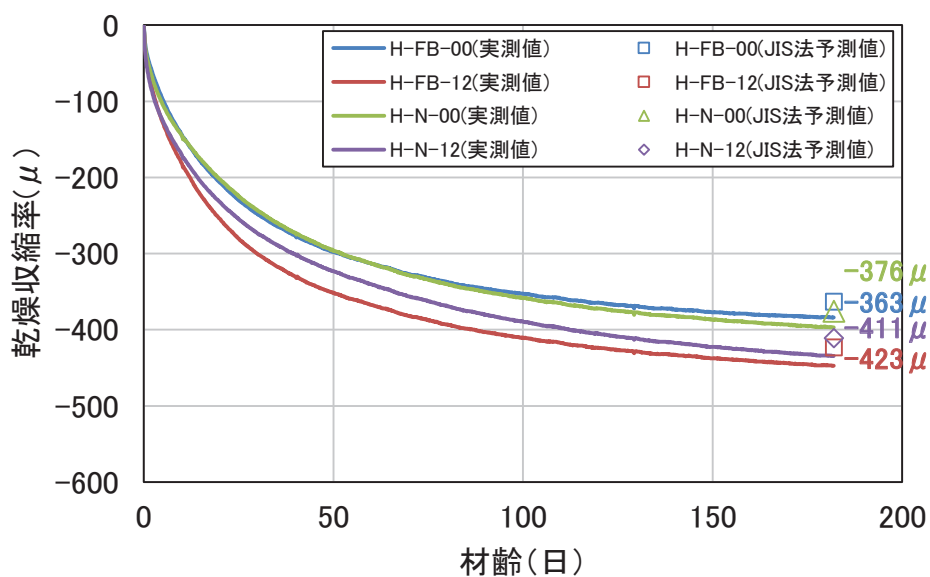


図 3-10 乾燥収縮率予測結果(乾燥材齢 182 日時点での実測結果)

(4) コンクリートの長さ変化試験結果

表 3-18 にコンクリートの長さ変化率の一覧を、図 3-11 にコンクリートの長さ変化率の経時変化を示す。

乾燥材齢 26 週(182 日)時点での長さ変化率は、H-FB-00 で -475μ 、H-FB-12 で -472μ 、H-N-00 で -486μ 、H-N-12 で -520μ であった。

表 3-18 コンクリートの長さ変化率の一覧

調査No.	コンクリートの長さ変化率(μ)									
	1週		4週		8週		13週		26週	
H-FB-00	-109		-247		-376		-432		-488	
	-106	-105	-247	-244	-353	-367	-415	-425	-468	-475
	-100		-238		-371		-426		-468	
H-FB-12	-129		-274		-385		-441		-474	
	-132	-131	-268	-273	-371	-376	-432	-436	-465	-472
	-132		-276		-374		-435		-476	
H-N-00	-129		-271		-376		-432		-509	
	-121	-120	-271	-260	-371	-368	-421	-418	-491	-486
	-109		-238		-356		-400		-459	
H-N-12	-138		-279		-388		-447		-515	
	-150	-141	-285	-282	-385	-391	-465	-460	-509	-520
	-135		-282		-400		-468		-535	

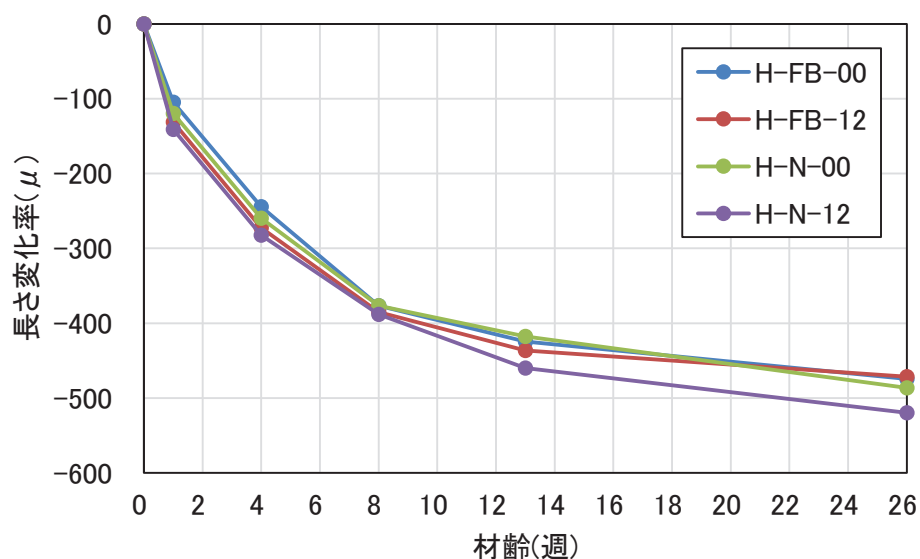


図 3-11 コンクリートの長さ変化率の経時変化

表 3-19 にコンクリートの質量変化率の一覧を、図 3-12 にコンクリートの質量変化率の経時変化を示す。

乾燥材齢 26 週(182 日)時点の質量変化率は、H-FB-00 で-2.62%、H-FB-12 で-2.14%、H-N-00 で-2.32%、H-N-12 で-1.73%であった。フライアッシュを使用した調合、使用しない調合のいずれも水結合材比が大きいほど質量変化率が大きくなった。また、フライアッシュを使用した調合は使用しない調合よりも質量変化率が大きくなった。

表 3-19 コンクリートの質量変化率の一覧

調合No.	コンクリートの質量変化率(%)									
	1週		4週		8週		13週		26週	
H-FB-00	-1.51		-2.15		-2.37		-2.51		-2.65	
	-1.44	-1.45	-2.11	-2.11	-2.34	-2.34	-2.48	-2.48	-2.62	-2.62
	-1.40		-2.07		-2.31		-2.45		-2.59	
H-FB-12	-1.21		-1.71		-1.90		-2.03		-2.19	
	-1.15	-1.19	-1.63	-1.67	-1.82	-1.86	-1.94	-1.99	-2.09	-2.14
	-1.20		-1.68		-1.87		-1.99		-2.14	
H-N-00	-1.16		-1.71		-1.96		-2.12		-2.34	
	-1.12	-1.16	-1.65	-1.70	-1.90	-1.94	-2.06	-2.11	-2.27	-2.32
	-1.20		-1.74		-1.98		-2.15		-2.35	
H-N-12	-0.83		-1.21		-1.40		-1.54		-1.74	
	-0.81	-0.82	-1.19	-1.20	-1.38	-1.39	-1.51	-1.53	-1.72	-1.73
	-0.81		-1.20		-1.39		-1.53		-1.74	

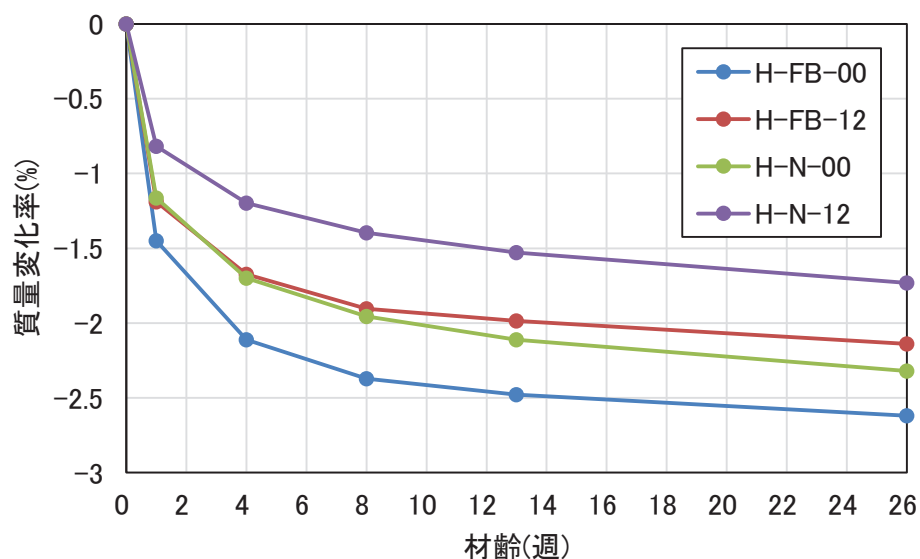


図 3-12 コンクリートの質量変化率の経時変化

表 3-20 にコンクリートの乾燥収縮試験の比較を示す。0-FB-13 は乾燥収縮迅速評価システムによる結果と J I S A 1 1 2 9 - 1 による結果の差は 50μ 以下であるが、それ以外の調査では 100μ 程度の差が確認される。両試験は同日に練り混ぜた同じコンクリートを用いており、材料特性のバラツキとは考えにくいいため、試験体の乾燥環境に差があった可能性がある。

表 3-20 コンクリートの乾燥収縮率試験の比較

調合No.	乾燥材齢26週(182日)時点の各試験結果	
	乾燥収縮迅速評価システム	JIS A 1129-1
H-FB-00	-363	-475
H-FB-12	-423	-472
H-N-00	-376	-486
H-N-12	-411	-520

4. 乾燥収縮ひび割れ調査

女川原子力発電所の建屋がどのような乾燥収縮状態になっているのかを確認することを目的に、乾燥収縮ひび割れ調査を実施しており、乾燥収縮ひび割れの多寡等についてとりまとめた。

4.1 調査目的

女川原子力発電所の建屋がどのような乾燥収縮状態になっているのかを確認するためひび割れ調査を実施する。

ひび割れ多寡の評価指標の適用性の確認及びサイト間のひび割れ状況の差異を確認することを目的とし、建屋規模が近い女川原子力発電所第2号機原子炉建屋と東通原子力発電所第1号機原子炉建屋、また女川原子力発電所と東通原子力発電所とで建設時期の近い女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋と東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋を対象とした。

4.2 調査範囲と調査方法

調査範囲は、全耐震壁を対象とする。

乾燥収縮によるひび割れは、乾燥によるコンクリート中の水分の蒸発により、コンクリートの体積が減少し、収縮するため壁面に概ね万遍なく生じることから、その測定は、壁面に一定の高さ（約1.5m）の基準線を引き、その線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数（以下「ひび割れ密度」という。）として調査する。配管等のある箇所は避け、可能な限り長くとることとする。調査方法のイメージを図4-1に示す。

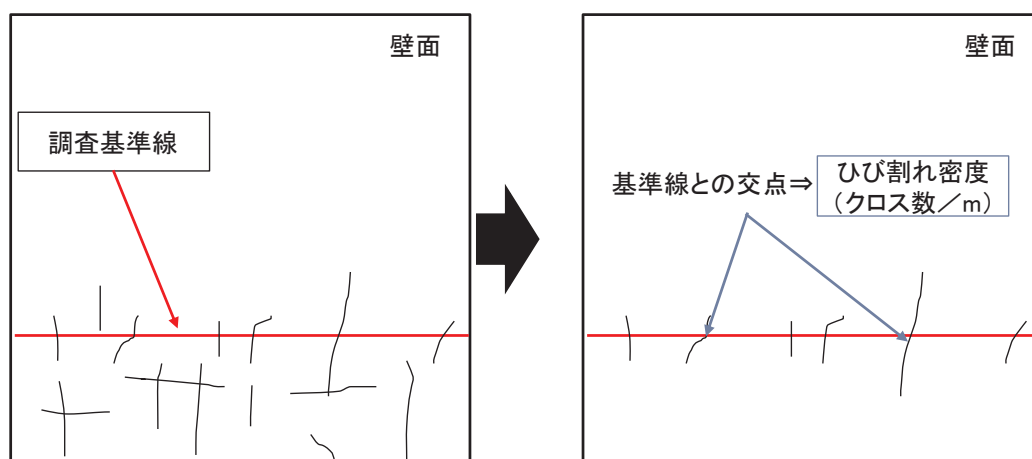


図 4-1 ひび割れ調査方法概要図

4.3 調査方法の適用性確認

既往の乾燥収縮ひび割れの調査結果の分析を行い、ひび割れ調査方法の適用性について確認した。以下にひび割れ調査方法の適用性の分析結果を示す。

4.3.1 検討方法

建物形状が比較的似ており、かつ建設時期に近い女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋を対象に、代表箇所を選定して2m(高さ)×3m(幅)の領域の乾燥収縮ひび割れの発生状況の詳細な調査を行い、ひび割れスケッチ図を作成している。これらのひび割れスケッチ図を基に、高さ方向に50cm間隔で設定した3本の水平方向の基準線と交差するひび割れ箇所数のデータを集計している(図4-2及び図4-3参照)。この調査データを用いて、任意の基準線上の乾燥収縮ひび割れ箇所数を調査した場合に、その結果がどの程度のばらつきとなるかを確認する。

調査部位ごとに、基準線A(床面からの高さ150cm)、基準線B(床面からの高さ100cm)、基準線C(床面からの高さ50cm)とのひび割れクロス数の平均値に対する各基準線上のひび割れクロス数の比率を算定する。算定した比率の標準偏差を基準線A、基準線B、基準線Cごとに算定する。

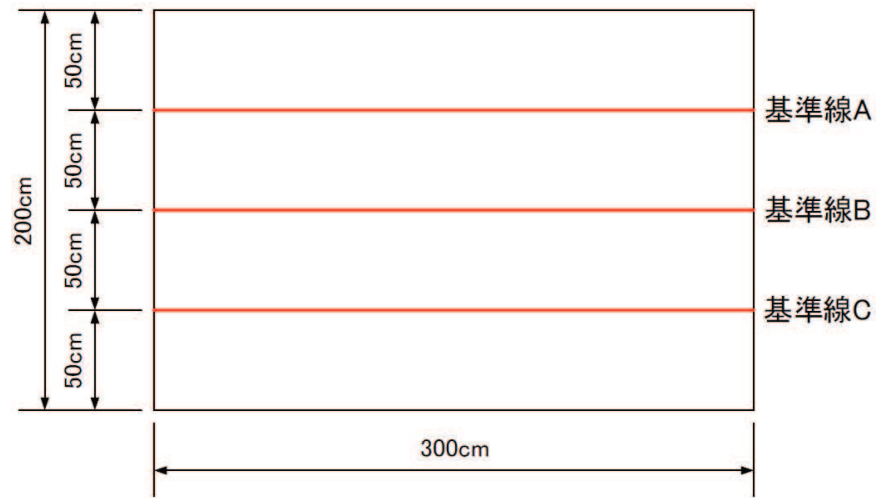


図 4-2 調査範囲と基準線位置

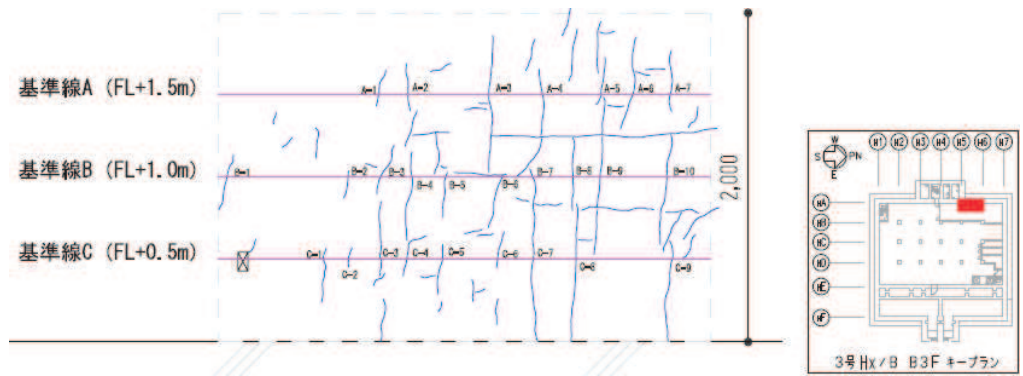


図 4-3 調査結果例 (女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋, 常用電気品室)

4.3.2 適用性検討結果

女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋のひび割れ調査結果の分析結果を表4-1から表4-2に、また両建屋の代表箇所調査位置を表4-3に示す。

3本の基準線によるひび割れクロス数の平均値で各基準線のひび割れクロス数を除した値で考察すると、平均値のばらつきは最大でも±20%程度の差になっている。また、3本の基準線で標準偏差を評価すると40%程度であり、1本の基準線で評価しても極端にばらつきは大きくならない。

代表の基準線1本で行うひび割れ調査結果の分析の際には、想定されるばらつき（標準偏差± σ ）以上の差が認められれば有意な差と評価することができると考えられ、建屋間のひび割れの多寡を評価する場合には、任意の位置の基準線1本で十分評価可能と考えることができる。

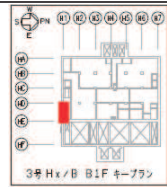
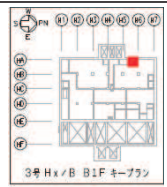
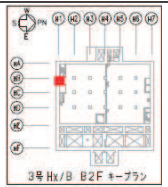
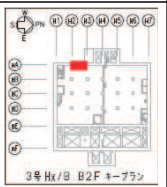
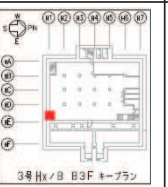
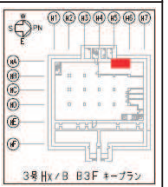
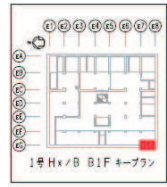
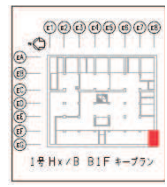
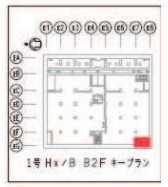
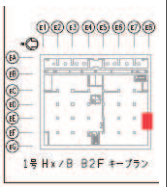
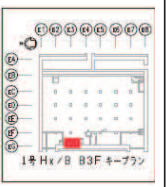
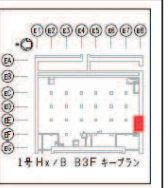
表4-1 女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋ひび割れクロス数

基準線	PS1 (B1F,EW)	A系非常用 電気品室 (B1F,NS)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,EW)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	常用 電気品室 (B3F,NS)	平均	標準偏差
A	11	9	17	2	4	7		
B	20	14	9	9	8	10		
C	16	20	5	17	5	9		
A/平均	0.70	0.63	1.65	0.21	0.71	0.81	0.784	0.470
B/平均	1.28	0.98	0.87	0.96	1.41	1.15	1.109	0.208
C/平均	1.02	1.40	0.48	1.82	0.88	1.04	1.107	0.457
平均							1.000	0.405

表4-2 東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋ひび割れクロス数

基準線	非常用 電気品室 (B1F,NS)	非常用 電気品室 (B1F,EW)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,NS)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,EW)	TCW 熱交換器室 (B3F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	平均	標準偏差
A	5	6	8	6	8	9		
B	9	2	8	6	4	1		
C	9	8	3	3	10	10		
A/平均	0.65	1.13	1.26	1.20	1.09	1.35	1.114	0.245
B/平均	1.17	0.38	1.26	1.20	0.55	0.15	0.785	0.486
C/平均	1.17	1.50	0.47	0.60	1.36	1.50	1.102	0.455
平均							1.000	0.416

表 4-3 両建屋代表箇所調査位置

	PS1 (B1F,EW)	A系非常用 電気品室 (B1F,NS)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,EW)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	常用 電気品室 (B3F,NS)
O3Hx/B	 3号 Hx/B B1F キープラン	 3号 Hx/B B1F キープラン	 3号 Hx/B B2F キープラン	 3号 Hx/B B2F キープラン	 3号 Hx/B B3F キープラン	 3号 Hx/B B3F キープラン
A1Hx/B	非常用 電気品室 (B1F,NS)	非常用 電気品室 (B1F,EW)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,NS)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,EW)	TCW 熱交換器室 (B3F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)
	 1号 Hx/B B1F キープラン	 1号 Hx/B B1F キープラン	 1号 Hx/B B2F キープラン	 1号 Hx/B B2F キープラン	 1号 Hx/B B3F キープラン	 1号 Hx/B B3F キープラン

4.4 調査結果

4.4.1 女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の調査結果

表4-4に女川原子力発電所第2号機原子炉建屋のひび割れ調査結果を示す。基準線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数つまりひび割れ密度について纏めており、参考に調査フロアごとの平均ひび割れ幅も併せて纏めた。

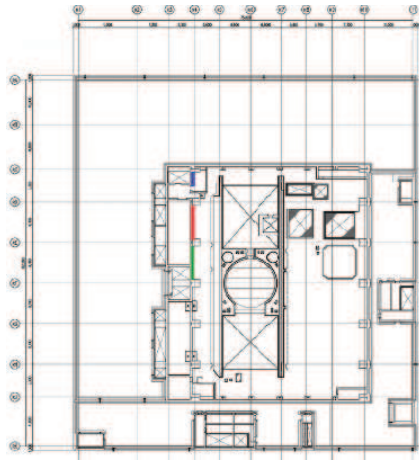
また、全建屋（女川原子力発電所第2号機原子炉建屋、東通原子力発電所第1号機原子炉建屋、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋）の調査長さ1m当たりのひび割れ密度の調査結果を用いて、調査スパンごとに平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で表した女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の各フロアのひび割れ多寡状況図を図4-4に示す。なお、全建屋のひび割れ密度の平均値は3.0、標準偏差 σ は2.4である。

女川原子力発電所第2号機原子炉建屋におけるひび割れ密度は、4~5を示しており、平均ひび割れ幅はフロアによって大きな差はなく、0.05mm~0.07mmと計測された。

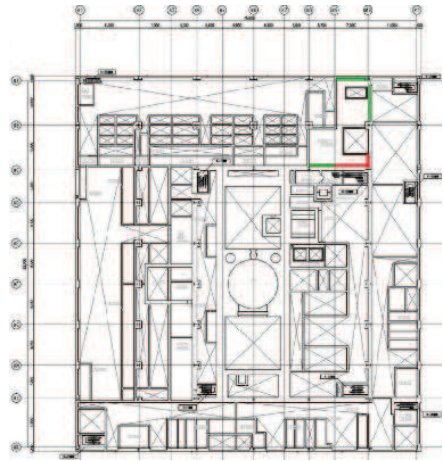
全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図においては、全体的に赤色を示している部位が多く確認される。

表4-4 女川原子力発電所第2号機原子炉建屋のひび割れ密度結果

	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
3F	約2036	約14	約4.8 (0.05)
M3F		約30	約4.5 (0.05)
2F		約417	約4.2 (0.06)
M2F		約77	約4.0 (0.06)
1F		約269	約4.5 (0.06)
B1F		約360	約4.0 (0.05)
MB2F		約31	約4.5 (0.07)
B2F		約312	約4.8 (0.05)
MB3F		約86	約4.5 (0.05)
B3F		約440	約4.0 (0.06)



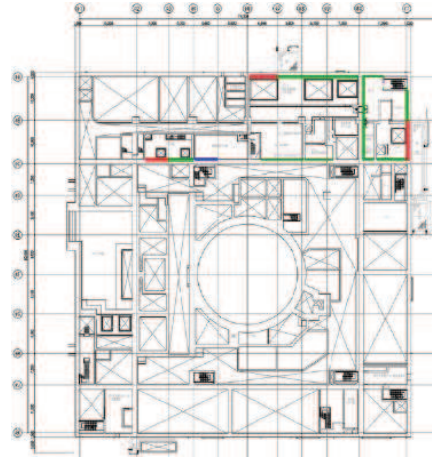
(3F)



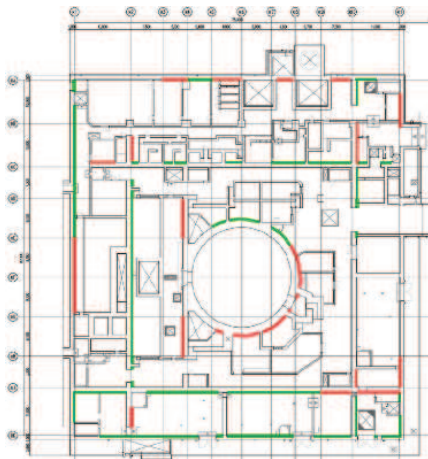
(M3F)



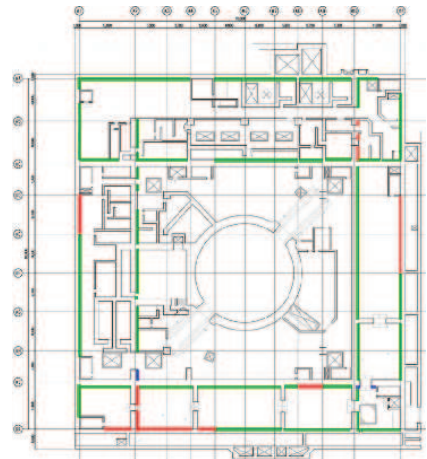
(2F)



(M2F)

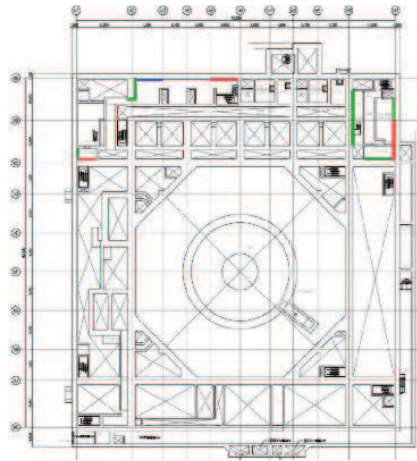


(1F)

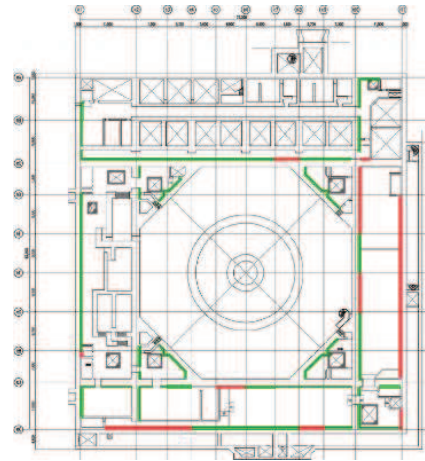


(B1F)

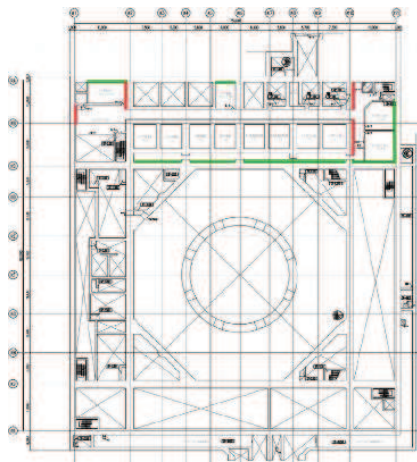
図 4-4(1) ひび割れ多寡状況図 (女川原子力発電所第 2 号機原子炉建屋)



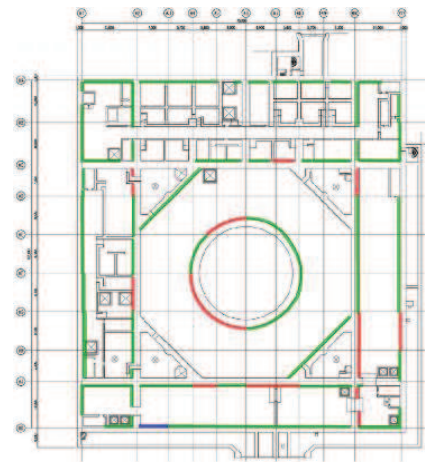
(MB2F)



(B2F)



(MB3F)



(B3F)

図 4-4(2) ひび割れ多寡状況図 (女川原子力発電所第 2 号機原子炉建屋)

4.4.2 東通原子力発電所第1号機原子炉建屋の調査結果

表4-5に東通原子力発電所第1号機原子炉建屋のひび割れ調査結果を示す。基準線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数つまりひび割れ密度について纏めており、参考に調査フロアごとの平均ひび割れ幅も併せて纏めた。

また、全建屋（女川原子力発電所第2号機原子炉建屋、東通原子力発電所第1号機原子炉建屋、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋）の調査長さ1m当たりのひび割れ密度の調査結果を用いて、調査スパンごとに平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で表した東通原子力発電所第1号機原子炉建屋の各フロアのひび割れ多寡状況図を図4-5に示す。なお、全建屋のひび割れ密度の平均値は3.0、標準偏差 σ は2.4である。

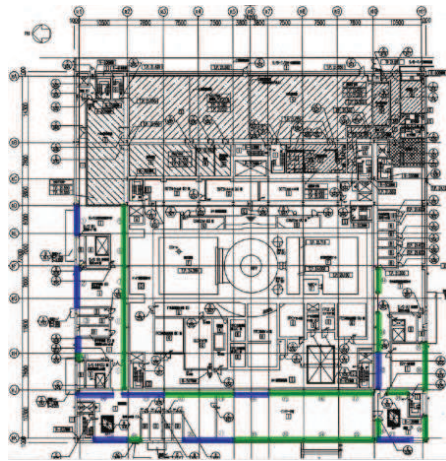
東通原子力発電所第1号機原子炉建屋におけるひび割れ密度は、1未満を示しており、平均ひび割れ幅はフロアによって大きな差はなく、女川原子力発電所第2号機原子炉建屋と同等な0.05~0.08mmと計測された。

全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図においては、全体的に青色を示している部位が多く確認される。

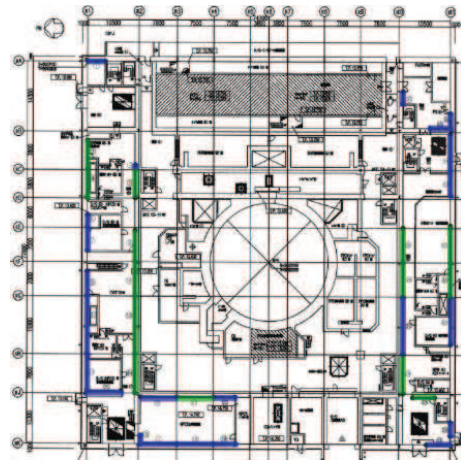
女川原子力発電所第2号機原子炉建屋と比較すると、女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の方がひび割れ密度が高い傾向となっている。

表4-5 東通原子力発電所第1号機原子炉建屋のひび割れ密度結果

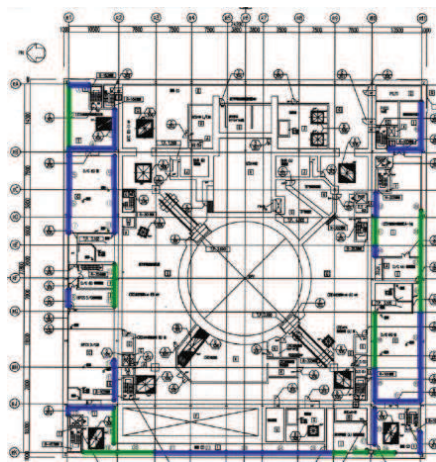
	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
3F	養生中のため調査不可		
2F	約1129	約213	約0.8 (0.05)
1F		約212	約0.6 (0.06)
B1F		約266	約0.5 (0.07)
B2F		約300	約0.6 (0.07)
B3F		約139	約0.6 (0.08)



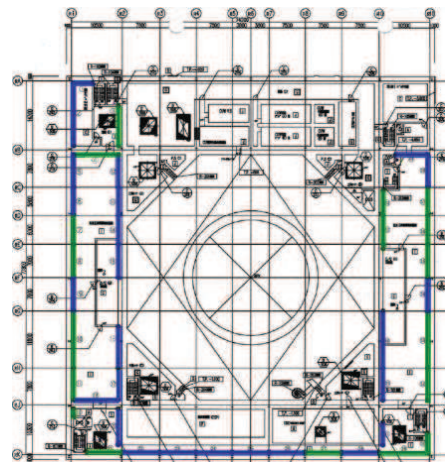
(2F)



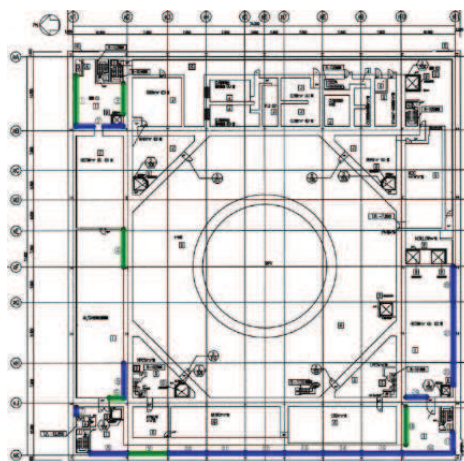
(1F)



(B1F)



(B2F)



(B3F)

図 4-5 ひび割れ多寡状況図 (東通原子力発電所第 1 号機原子炉建屋)

4.4.3 女川原子力発電所第3号機及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋の調査結果

表4-6及び表4-7に、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋のひび割れ調査結果を示す。基準線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数つまりひび割れ密度について纏めており、参考に調査フロアごとの平均ひび割れ幅も併せて纏めた。

また、全建屋（女川原子力発電所第2号機原子炉建屋、東通原子力発電所第1号機原子炉建屋、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋）の調査長さ1m当たりのひび割れ密度の調査結果を用いて、調査スパンごとに平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で表した各フロアのひび割れ多寡状況図について、図4-6に女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の調査結果を、また図4-7に東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋の調査結果を示す。なお、全建屋のひび割れ密度の平均値は3.0、標準偏差 σ は2.4である。

表4-6、表4-7より、ひび割れ密度は女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋でおおよそ5程度を示しており、また東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋ではおおよそ1程度を示していることから、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋よりも約5倍多かった。また、図4-6、図4-7より、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋より赤色を示していることから、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方がひび割れが多いことが分かる。平均ひび割れ幅については、両建屋ともにフロアによって大きな差はなく、原子炉建屋と同等な0.05~0.09mmと計測された。

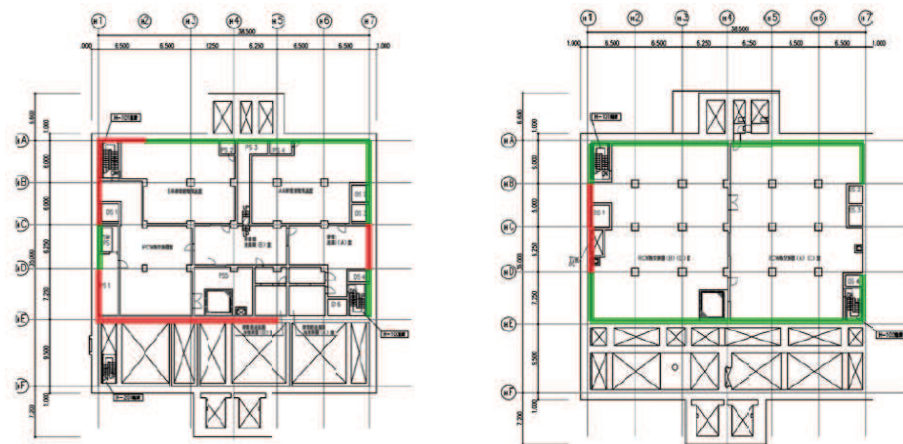
全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図についても、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋より赤色を示していることから、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が多いことが分かる。

表4-6 女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋のひび割れ密度結果

	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
B1F	約238	約66	約5.5 (0.05)
B2F		約75	約4.3 (0.06)
B3F		約98	約3.9 (0.05)

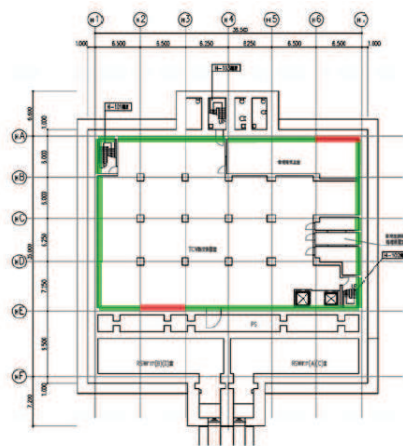
表 4-7 東通原子力発電所第 1 号機海水熱交換器建屋のひび割れ密度結果

	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
B1F	約257	約97	約1.0 (0.08)
B2F		約84	約1.2 (0.06)
B3F		約77	約0.9 (0.09)



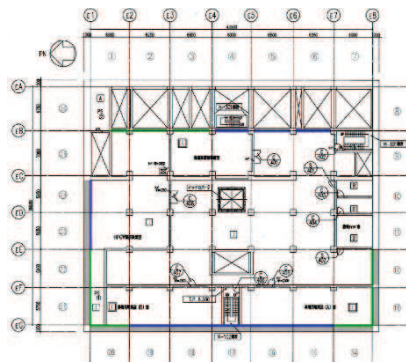
(B1F)

(B2F)

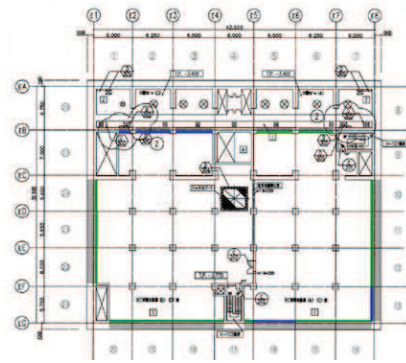


(B3F)

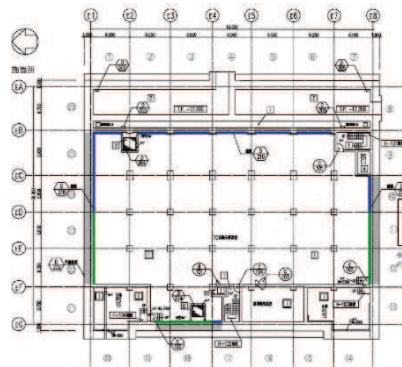
図 4-6 ひび割れ多寡状況図 (女川原子力発電所第 3 号機海水熱交換器建屋)



(B1F)



(B2F)



(B3F)

図 4-7 ひび割れ多寡状況図 (東通原子力発電所第 1 号機海水熱交換器建屋)

5. まとめ

「日本建築学会 2006 年 鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」による評価式に基づき女川原子力発電所第 2 号機原子炉建屋の乾燥収縮の進行程度を評価した結果、現時点では概ね収束した状態となっていることを確認した。

女川原子力発電所第 2 号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリート、及び東通原子力発電所第 1 号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートの乾燥収縮率を評価した。その結果、女川原子力発電所第 2 号機は、約 700μ ～ 800μ 、東通原子力発電所第 1 号機は約 400μ ～ 500μ となり、女川原子力発電所第 2 号機は東通原子力発電所第 1 号機に対して有意に乾燥収縮率が大きい結果となった。

ひび割れ密度は女川原子力発電所第 2 号機原子炉建屋においては 4～5 の間の数値を、東通原子力発電所第 1 号機原子炉建屋においては 1 未満の数値を示しており、女川原子力発電所第 2 号機原子炉建屋の方が、ひび割れ密度が高い傾向となっている。一方、平均ひび割れ幅は建屋によって大きな差はなく、 $0.05\sim 0.08\text{mm}$ と計測された。女川原子力発電所第 3 号機海水熱交換器建屋と東通原子力発電所第 1 号機海水熱交換器建屋の調査結果も同様の傾向となった。

[参考文献]

- (1) 日本建築学会 2006 年 鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説
- (2) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事(1991)
- (3) 閑田徹志，百瀬晴基，今本啓一，三橋博三：乾燥収縮試験法の省力化に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 628 号，pp. 851-857，2008. 6.

別紙 14-1 乾燥収縮の調査研究及びその統計分析に関する文献について

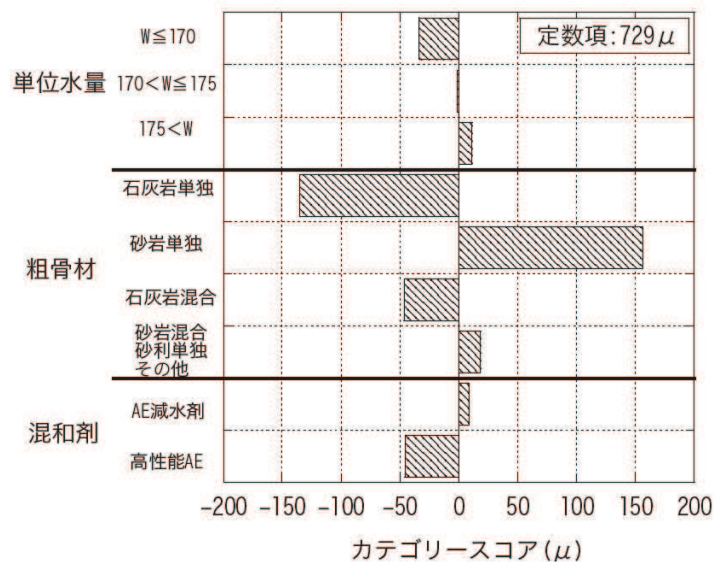
閑田ほか（2008）では、全国のレディーミクストコンクリートを対象とした乾燥収縮ひずみの調査を行い、そのデータをもとに統計解析を実施し影響要因について考察している。

その結果、コンクリートに関わる数量データと質的データの個々のデータの相関分析により、数量データのうち単位水量、質的データのうち粗骨材種類と混和剤種類を説明変数として採用し、それぞれの変数のカテゴリースコアを評価すると図1のような結果が得られ、乾燥収縮ひずみに対する影響因子として粗骨材種類が最も支配的で、単位水量、混和剤種類、細骨材種類、及び水セメント比の影響は比較的軽微であることが明らかになったとしている。

立松ほか（2001）では、骨材自体の収縮に着目して検討している。同文献では、コンクリートの乾燥収縮に大きな影響を与える要因のひとつは、骨材自体の収縮であることを骨材原石のコア供試体の試験結果に基づき報告し、コンクリートの乾燥収縮を大きくする骨材は原石の乾燥収縮が大きく、反対に小さくする影響のある骨材は原石の乾燥収縮が小さいとしている。同文献によれば、前者として硬質砂岩、後者として石灰岩が該当しており、閑田ほか（2008）の結果と整合している。

乾燥収縮ひび割れに関する現地調査の結果から女川の乾燥収縮ひび割れは東通に比べて多い傾向があること、また、コンクリートの材料試験の結果から女川（粗骨材：砂岩・頁岩系）は東通（粗骨材：石灰岩）に比べ乾燥収縮率が大きいことを確認している。

この結果は、上記の文献レビュー結果と整合する結果となっている。



閑田徹志，百瀬晴基，今本啓一，三橋博三（2008）：レディーミクストコンクリートを対象とした乾燥収縮の調査研究及びその統計分析，日本建築学会構造系論文集 第73巻 第629号，1019-1026

図1 統計解析によるカテゴリースコアの比較

別紙 15 耐震実験による乾燥収縮が終局耐力に与える影響検討
(耐震実験[3])

目 次

1. 検討の目的.....	1
2. 実験概要.....	1
2.1 実験の特徴.....	1
2.2 乾燥試験体形状.....	1
2.3 加力計画.....	6
2.4 試験体の乾燥状況.....	9
3. 乾燥試験体 [1] 実験結果.....	14
3.1 荷重－変形関係.....	14
3.2 剛性低下率.....	23
3.3 変形割合.....	26
3.4 鉄筋ひずみ計測結果.....	28
4. 乾燥試験体 [2] 実験結果.....	38
4.1 荷重－変形関係.....	38
4.2 剛性低下率.....	47
4.3 鉄筋ひずみ計測結果.....	49
5. 実験結果まとめ.....	59
6. 耐震実験結果の実機への適用性について.....	60
6.1 コンクリートの長さ変化試験.....	60
6.2 骨材の長さ変化試験.....	65
6.3 まとめ.....	68

別紙 15-1 コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム

1. 検討の目的

乾燥収縮ひび割れが耐震壁の初期剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認するために、乾燥させた耐震壁の静的加力実験を実施した。

なお、別紙 12 の耐震実験（繰返し試験体による耐震実験，以下「耐震実験 [1]」という。）と比較する観点から，試験体形状や加力計画は耐震実験 [1] と同一とした。

2. 実験概要

2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては，原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を，試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については，原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね 1.2～1.6%前後であることを踏まえて，鉄筋比 1.4%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため，せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 特に微小変形レベルでの精度確保が可能な加力装置を用い，せん断ひずみ 0.1×10^{-3} (2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度) から繰返し加力を実施した。
- ④ 微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために，同一変位に対する繰返し加力のサイクル数は，一般的な部材実験よりも多い最大 5 サイクル（一般的な部材実験では 2 サイクル）とした。
- ⑤ コンクリート材料のうち，骨材（粗骨材）は，比較的収縮しやすい骨材（埼玉県川越市産（豆砂利））を使用した。
- ⑥ コンクリート打設後に型枠を外した後は気中養生とし，壁部分を乾燥させた。乾燥状況を把握する観点から，コンクリート表面の乾燥収縮ひずみ量をコンクリート打設後から定期的に計測を実施し，その結果を踏まえて実験実施時期を決定した。
- ⑦ 耐震実験は 2 体の試験体を用いて実施し，乾燥期間は上記結果を踏まえて，約 3 ヶ月の乾燥期間の試験体（以下「乾燥試験体 [1]」という。）と約 8 ヶ月の乾燥期間の試験体（以下「乾燥試験体 [2]」という。）とした。

2.2 乾燥試験体形状

試験体諸元を表 2-1 に，試験体形状を図 2-1 に，試験体断面及び全体の配筋図を図 2-2 及び図 2-3 に，材料特性を表 2-2 に示す。試験体は RC 造原子炉建屋の耐震壁の配置を模擬したものとした。ウェブ壁の壁厚は 100mm，フランジ壁のせいは 150mm，幅は 700mm としている。また，加力時の想定せん断スパン比が 0.6～0.7 程度となるよう，壁内法高さを 780mm，壁長を 1650mm としている。また，本実験では微小変形領域

下における部材の構造性能の把握を目的としているため、試験体には剛強なスタブを配している。

配筋については、原子炉建屋耐震壁の一般的な配筋状況を鑑み、ウェブ壁の壁筋比を縦横とも1.4%程度とした。また、フランジ壁の曲げ降伏が先行するのを防ぐため、フランジ壁の主筋比は2.8%としている。

なお、耐震壁の想定破壊モードはせん断破壊型とした。

また、試験体の乾燥状況をより詳細に把握する目的で、ウェブ部分の壁のみを模擬したダミー試験体（無配筋）（図2-4）を準備し、乾燥試験体も含めて、コンクリート表面の乾燥収縮ひずみ量をコンクリート打設後から定期的に計測を実施した。乾燥試験体の養生状況写真を図2-5に、ダミー試験体の養生状況写真を図2-6に示す。

表2-1 試験体諸元

フランジ壁	B×D	700×150
	主筋	16-D16 ($p_g=2.8\%$)
	帯筋	2-D10@100 ($p_s=0.95\%$)
ウェブ壁	壁厚	100
	縦筋	D10@100 ダブル ($p_s=1.4\%$)
	横筋	D10@100 ダブル ($p_s=1.4\%$)
制御方式		変位制御

(単位：mm)

表2-2 材料特性

鉄筋 種別・使用部位		降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D10(SD295A)	ウェブ壁主筋	377	183	504
D10(SD295A)	フランジ壁主筋	371	191	532
コンクリート材料特性		乾燥試験体 [1] [2]		
圧縮強度*	(N/mm ²)	34.3		
材齢	(day)	107		
ヤング係数	(kN/mm ²)	27		
ポアソン比		0.181		

注*：コンクリートの圧縮強度は、試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし、加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。
(設計基準強度：27N/mm²)

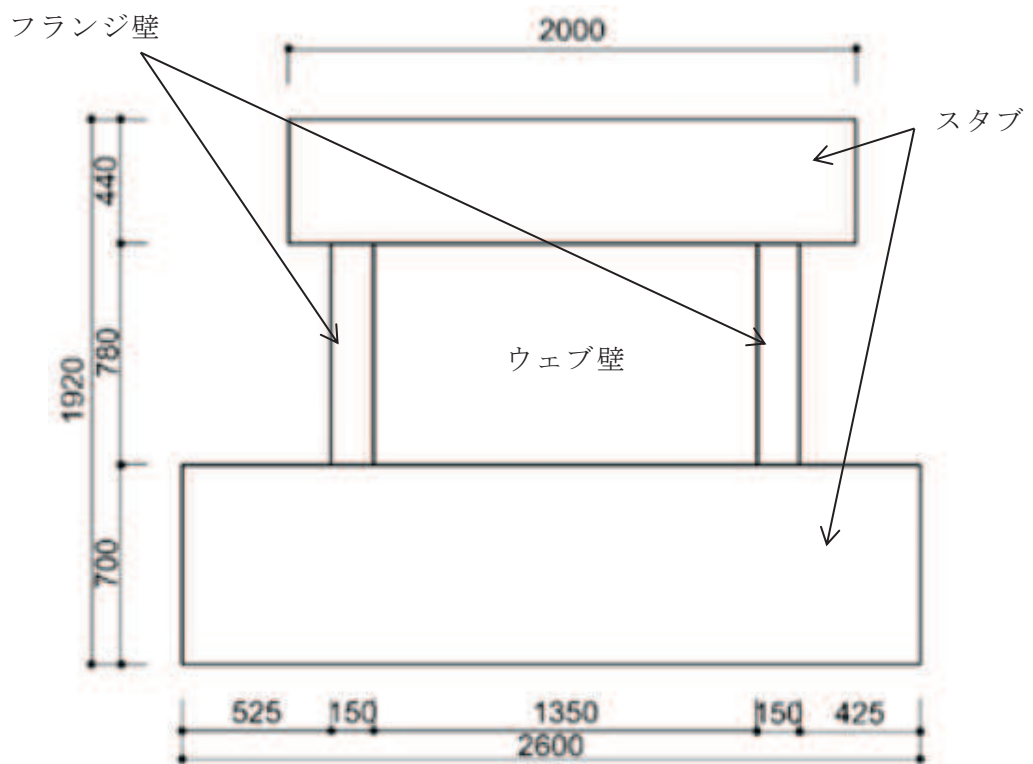


図 2-1 試験体形状

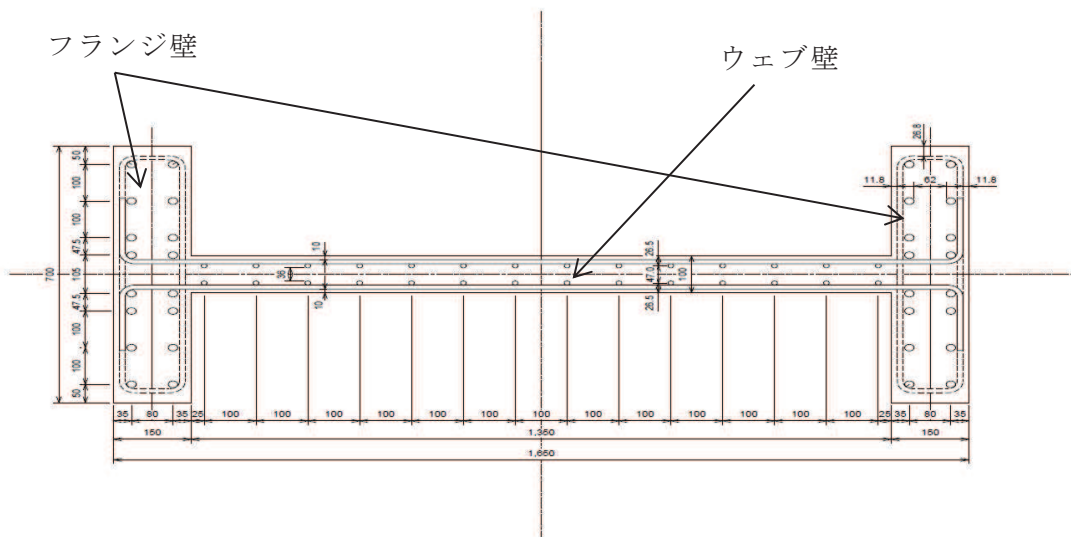


図 2-2 試験体断面配筋図

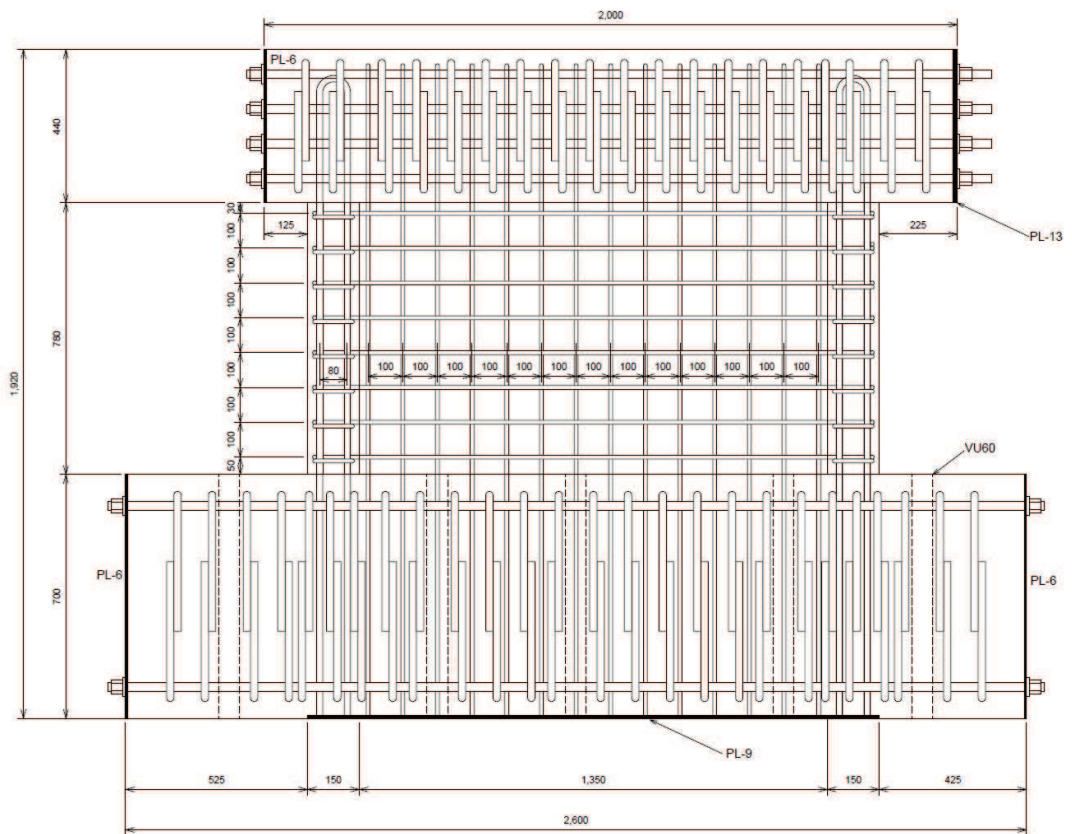


図 2-3 試験体全体配筋図

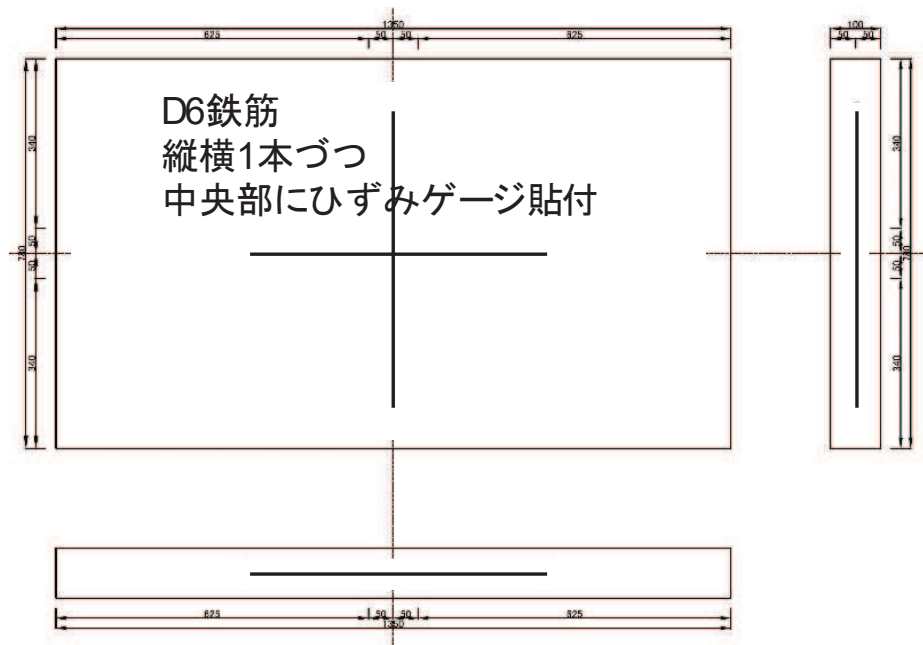


図 2-4 ダミー試験体概要



図 2-5 乾燥試験体 [1] [2] 養生状況

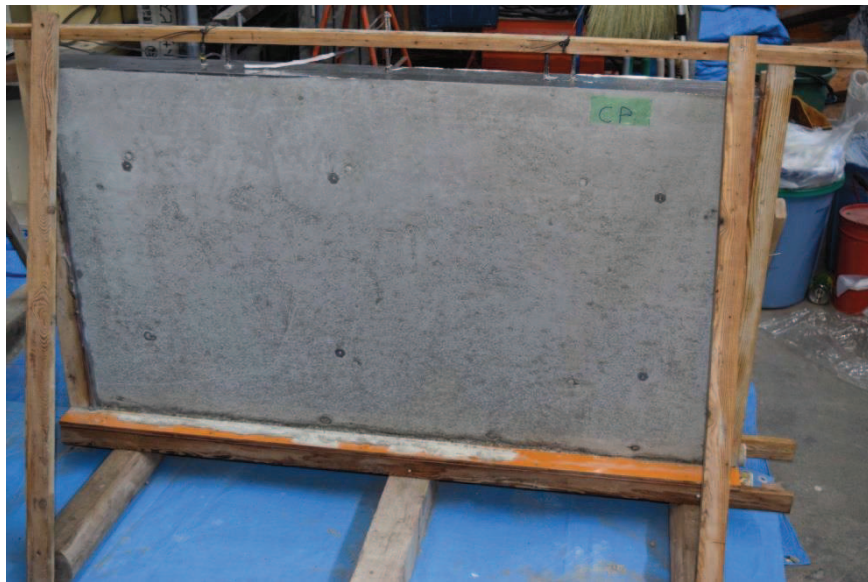


図 2-6 ダミー試験体養生状況

2.3 加力計画

(1) 加力装置

加力装置図を図 2-7 に示す。本実験は秋田県立大学において実施した。試験体は反力床に PC 鋼棒で固定し、水平力の正負繰返し加力を反力フレームに取り付けたオイルジャッキ 2 台によって行う。

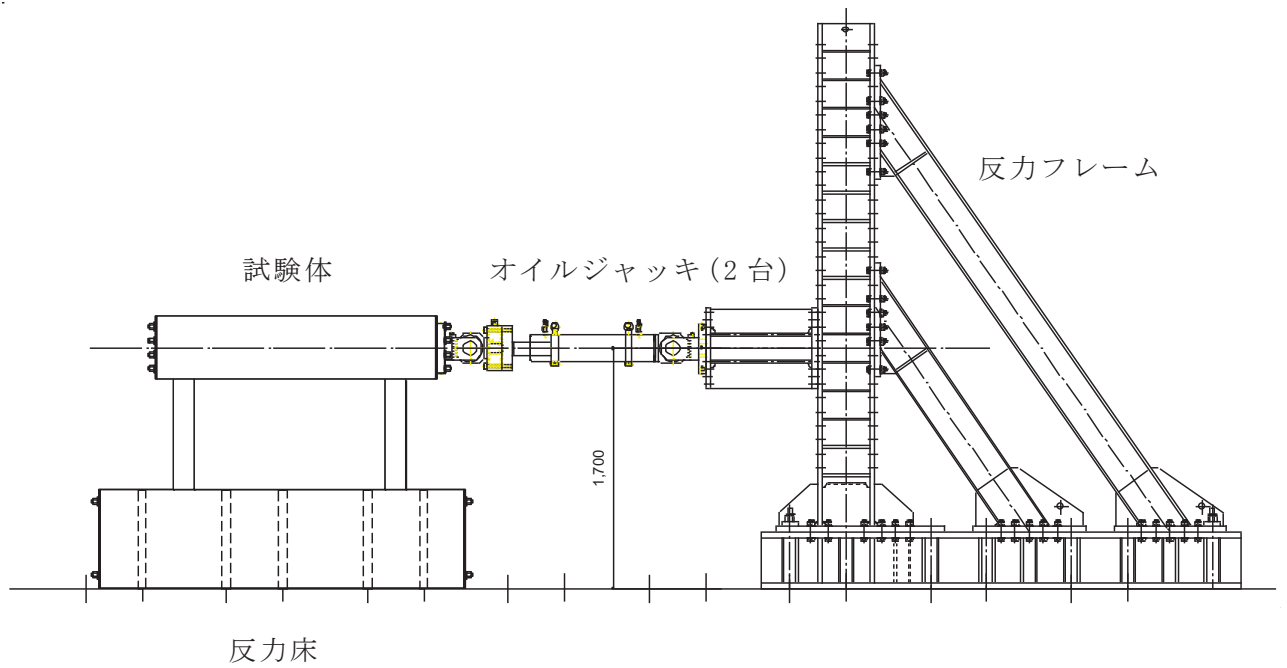


図 2-7 加力装置図

(2) 加力計画

加力計画を表 2-3 に、加力概念を図 2-8 に示す。初期加力として、層間変形角 $R=1/10000\text{rad}$ (0.1×10^{-3}) 及び $1/5000\text{rad}$ (0.2×10^{-3}) で 2 サイクルの繰返し加力を実施した後に、微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、 $R=1/1000\text{rad}$ (1.0×10^{-3}) までの主要な層間変形角に対して 5 サイクル繰返し加力を実施し、 $R=1/1000\text{rad}$ (1.0×10^{-3}) 以降は 2 サイクルの繰返し加力とした。また、経験した層間変形角よりも小さい層間変形角（インナーラップ）での剛性低下挙動を検討することを目的として、加力ステップ 4, 5 としてインナーラップとなる繰返し加力を合計 4 サイクル実施した（表及び図中の破線で囲んだ部分）。

表 2-3 加力計画

層間変形角 R (rad.)	計測変位 δ (mm)	加力 ステップ	加力 サイクル数	備考
1/10000	0.1	1	2	2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震による 原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/5000	0.2	2	2	3.11 地震による 原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/3333	0.3	3	5	
1/5000	0.2	4	2	
1/3333	0.3	5	2	
1/2500	0.4	6	5	
1/1667	0.6	7	5	
1/1250	0.8	8	5	
1/1000	1.0	9	2	
1/500	2.0	10	2	
1/333	3.0	11	2	
1/250	4.0	12	押切り	

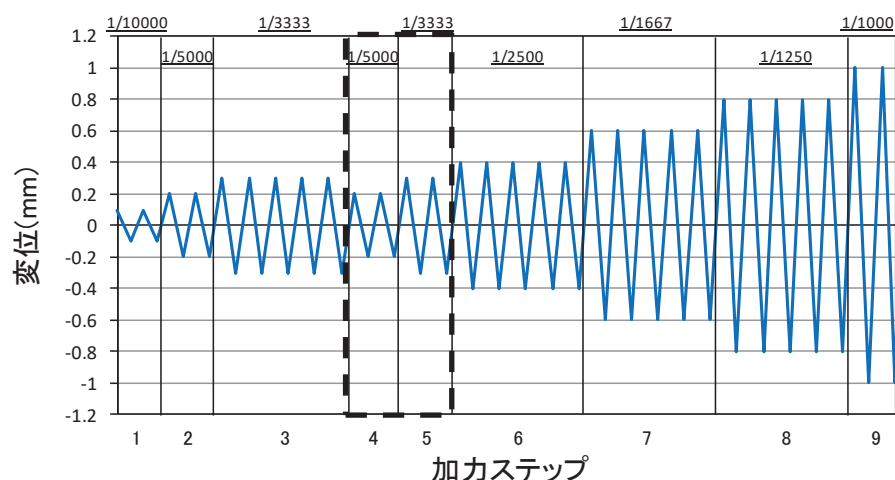


図 2-8 加力概念図

(3) 加力装置の制御方法

図 2-9 にジャッキ制御及びデータ計測のフローを示す。ジャッキ制御，ロードセルによる荷重及びマグネスケールによる変位のデータ計測については同図のフローに従うプログラム（以下「自作プログラム」という。）を作成した。

ジャッキ制御では，各ステップの目標変位と目標変位への到達時間を自作プログラムから試験体正面側ジャッキ，裏面側ジャッキの順でジャッキ付属の各コントローラに送信している。ジャッキはコントローラ（DSC-2A：理研製）の変位制御機能により操作した。本コントローラでは制御用の変位計に分解能が 0.0005mm と一般的なアナログ変位計よりも微小変形領域において高精度な制御が可能なデジタル変位計を使用した。また，本コントローラでは目標変位の±0.005mm の範囲内に到達するよう現在変位及び荷重情報に基づいてジャッキを自動で逐次制御しており，他方のジャッキ動作の影響により目標変位の範囲を超えても自動的に範囲内に戻るように制御する仕組みとなっている。このように試験体の表面及び裏面のデジタル変位計を用いて，自作プログラムから目標変位を同時にそれぞれのコントローラに送信し，ジャッキを制御することで，試験体にねじれや面外変形挙動が生じないように考慮しつつ，0.01mm レベルの高精度な変位制御を可能としている。

これにより，微小変形レベルでの耐震壁の剛性を正確にとらえることが可能となっている。

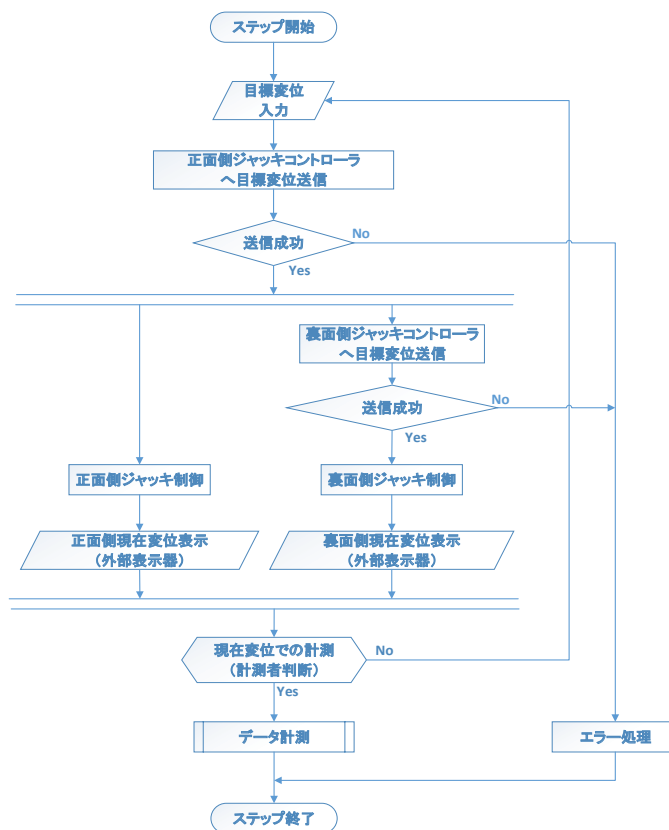


図 2-9 計測フローチャート

2.4 試験体の乾燥状況

コンクリート表面の乾燥収縮量の測定にあたっては、コンタクトゲージを用いた。

図 2-10 にコンタクトゲージによる測定点の位置を、図 2-11 にコンタクトゲージによる測定結果を、図 2-12 に実験前における乾燥試験体のひび割れ図を示す。

図 2-11 から、コンクリート打設から 100 日経過時点で、ダミー試験体の乾燥収縮量は約 $800\ \mu$ 程度であった。女川サイトで用いているコンクリート材料による乾燥収縮率迅速評価試験の結果は $700\sim 800\ \mu$ 程度（別紙 14 参照）であり、今回の試験体と実機の乾燥状況が同等の乾燥収縮量であること、また、図 2-12 のひび割れ図から目視でも確認可能な乾燥収縮ひび割れが発生していることを確認した上で、乾燥試験体 [1] の加力実験を実施した（コンクリート打設後 107 日）。その時点での乾燥試験体 [1] の乾燥収縮量は約 $200\sim 300\ \mu$ 程度であった。

乾燥試験体 [2] は、さらに 150 日程度（合計で約 250 日）の気中養生の上、加力実験を実施した。図 2-11 から、コンクリート打設から 250 日経過時点で、ダミー試験体の乾燥収縮量は約 $1000\ \mu$ 程度であり、乾燥試験体 [2] の乾燥収縮量は約 $300\sim 400\ \mu$ 程度であった。

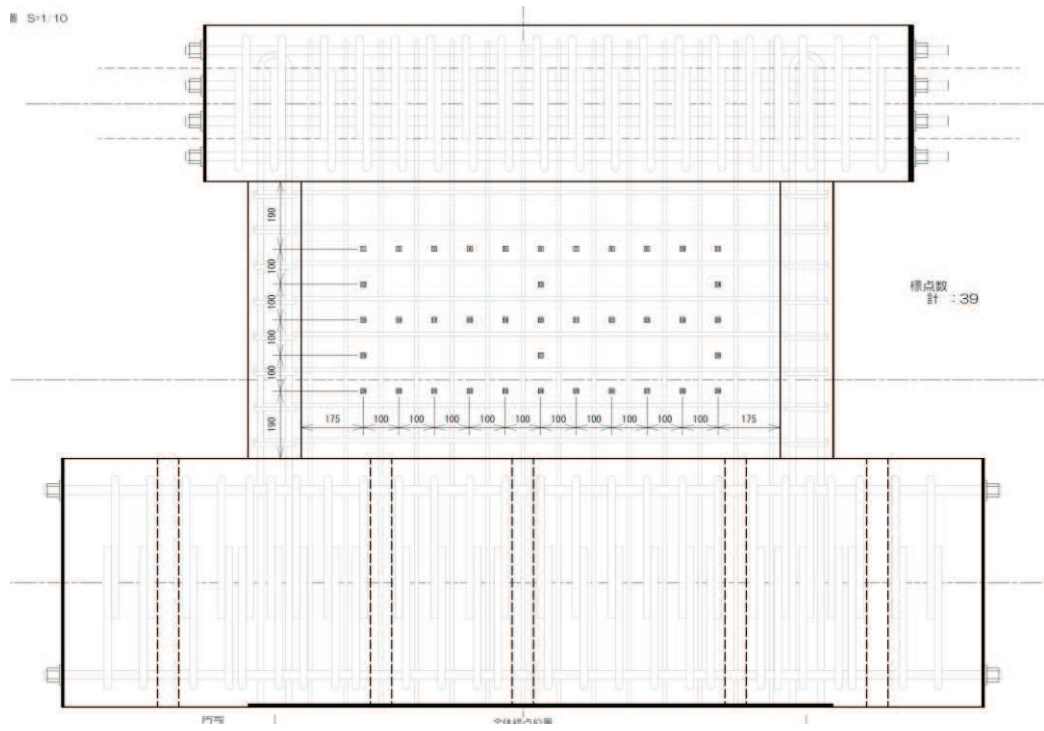


図 2-10 コンタクトゲージ測定点

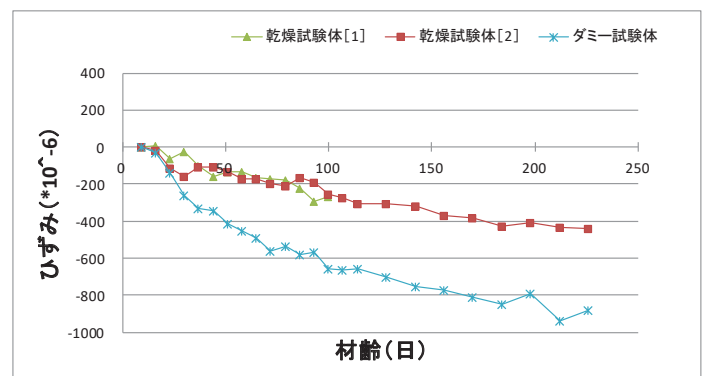
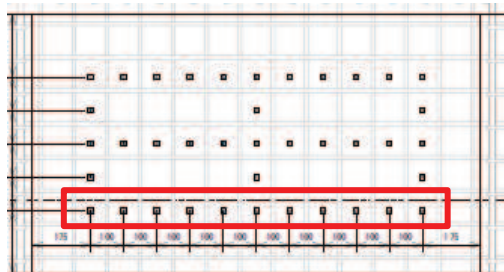
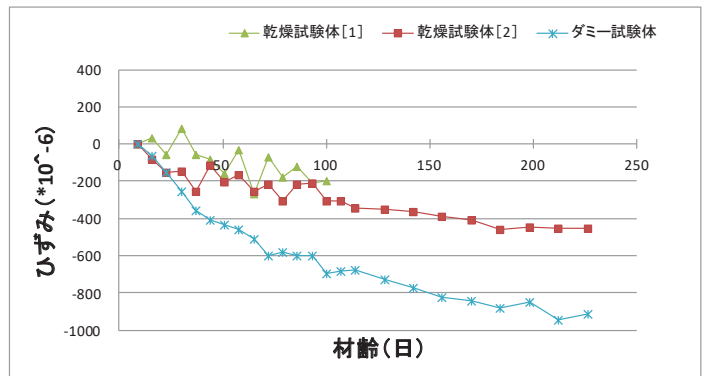
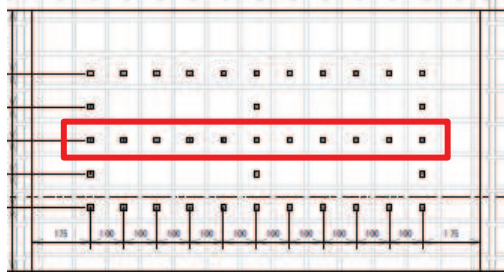
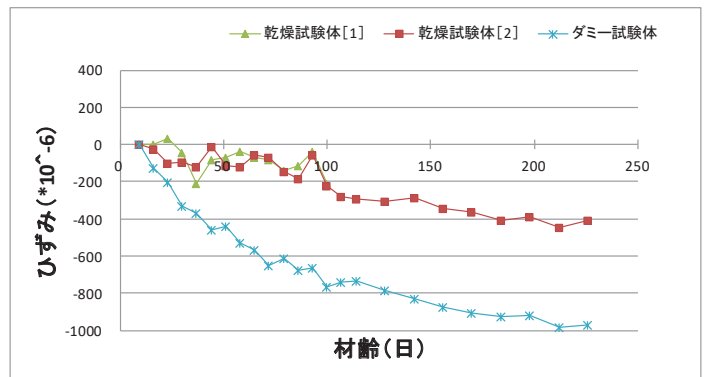
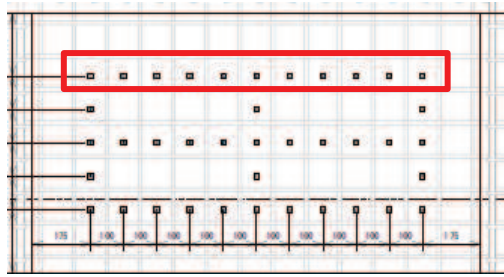


図 2-11(1) コンタクトゲージによるひずみ計測結果 (水平)

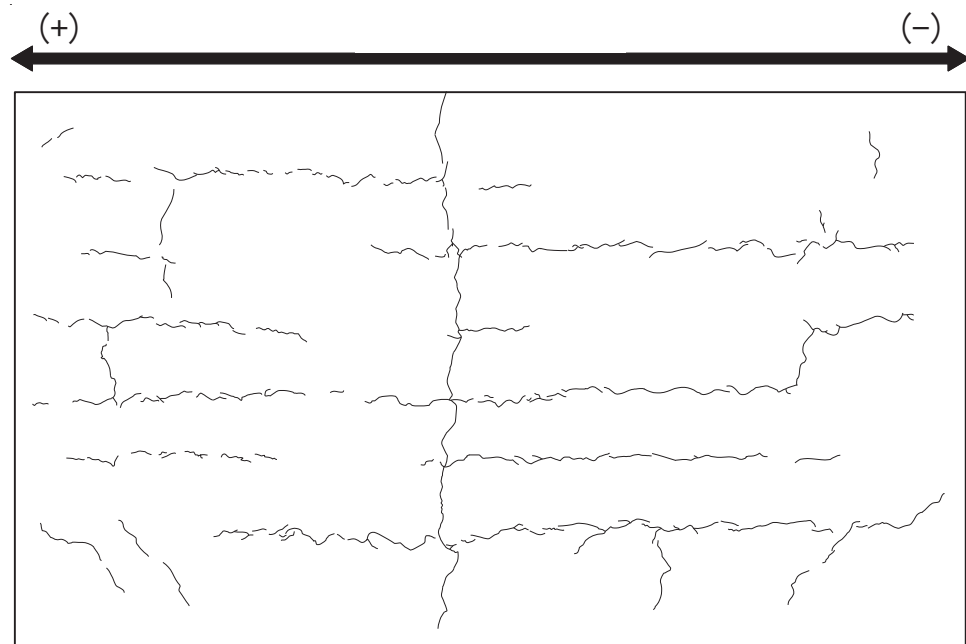


図 2-12(1) 乾燥試験体 [1] 実験前ひび割れ状況

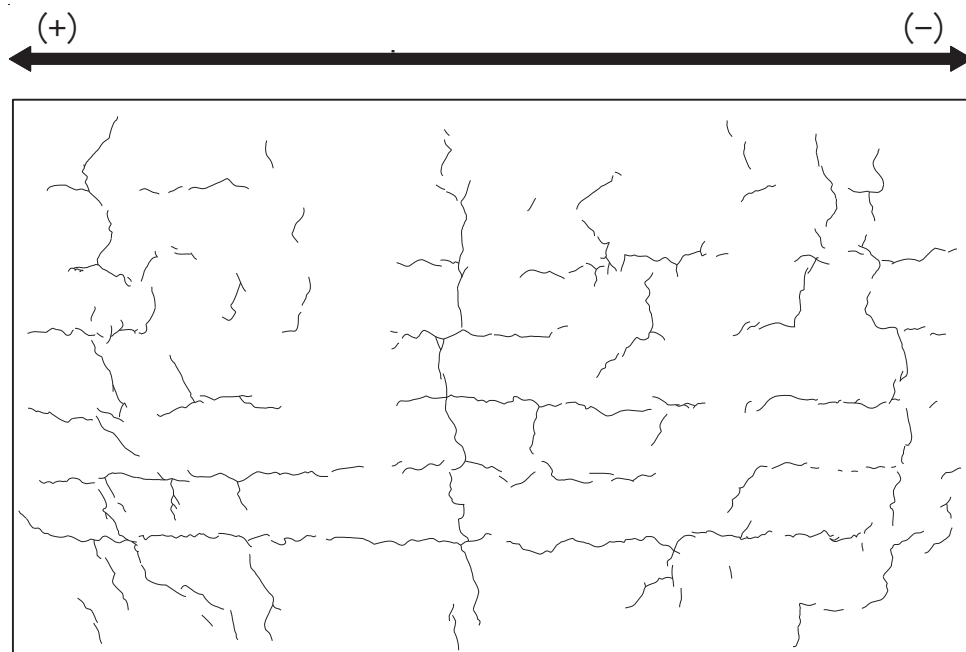


図 2-12(2) 乾燥試験体 [2] 実験前ひび割れ状況

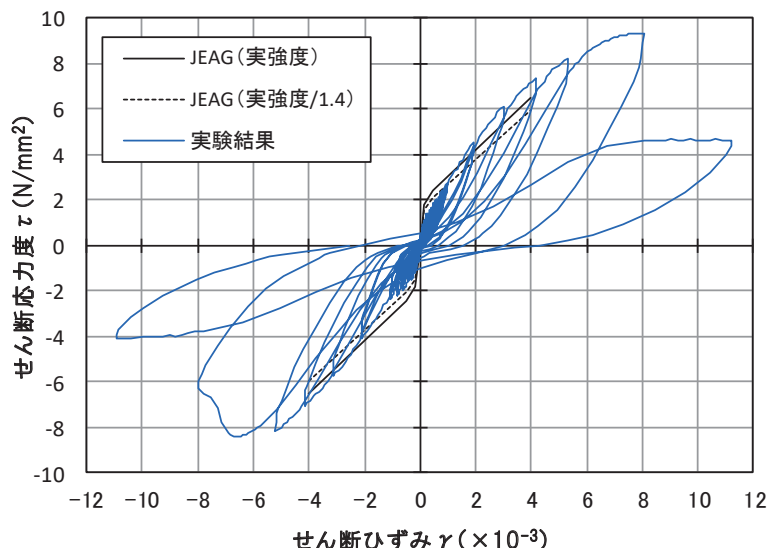
3. 乾燥試験体 [1] 実験結果

3.1 荷重－変形関係

図 3-1 に乾燥試験体 [1] のせん断応力度－せん断ひずみ関係を示す。図 3-1 には J E A G 式によるスケルトンカーブ（表 2-2 に示す材料特性による）を併記する。また、図 3-2 に最終破壊時写真を、図 3-3 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-4 に加力ステップ毎のひび割れ図を示す。

せん断応力度－せん断ひずみ関係については、乾燥収縮の影響により、初期の剛性については、設計で用いている評価式（J E A G 式）に対し、実験結果は 4 割程度低下した結果となった。一方、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）付近や終局耐力付近（せん断ひずみ： 4.0×10^{-3} ）では、J E A G 式に対し、実験結果の応力度は上回る結果となった。また、終局状態での耐力低下は比較的小さく、壁筋量が多いことにより、せん断すべり破壊が発生したためと考えられる。

また、インナーループによる繰返し加力について、加力ステップ 1～3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、事前加力の変形量は大きくないものの、事前加力－本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要な層間変形角での 5 回の繰返し加力についても、同じ変形量の事前損傷を受けた試験体での耐震実験であり、その結果、上記のとおり J E A G 式の耐力を上回ることから、乾燥した試験体においても耐震実験 [1] と同様に、事前損傷が J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。



J E A G 式によるスケルトンカーブは、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果に基づき作成。また、設計基準強度相当（1/1.4）も合わせて示す。

設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率的リスク評価に関する実施基準：2015（一般社団法人 日本原子力学会）」による。

図 3-1(1) 乾燥試験体 [1] のせん断応力度－せん断ひずみ関係

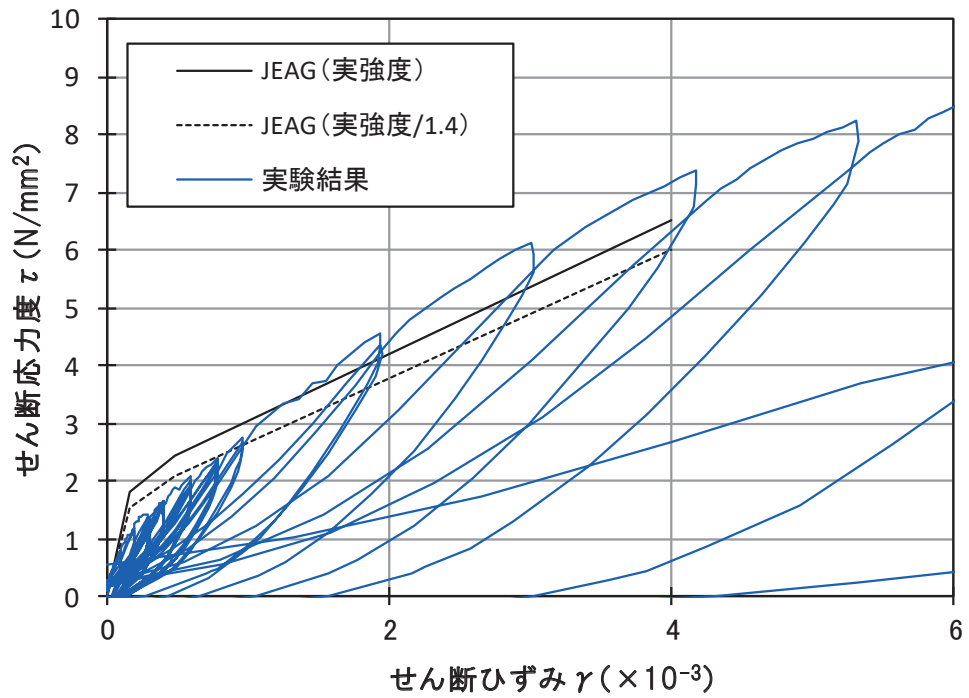


図 3-1(2) 乾燥試験体 [1] のせん断応力度－せん断ひずみ関係（正側拡大図）

表 3-1 乾燥試験体 [1] のせん断応力度の比較

	せん断応力度(kN/mm ²)		せん断応力度の比 (実験結果/JEAG(実強度/1.4))
	JEAG(実強度/1.4)	乾燥試験体[1]	
第 1 折点近傍	1.53	1.12	0.73
第 2 折点近傍	2.07	1.86	0.90
1000 μ	2.65	2.75	1.03
2000 μ	3.77	4.56	1.21
3000 μ	4.88	6.13	1.26
4000 μ	5.99	7.37	1.23



図 3-2 乾燥試験体 [1] 最終破壊時写真

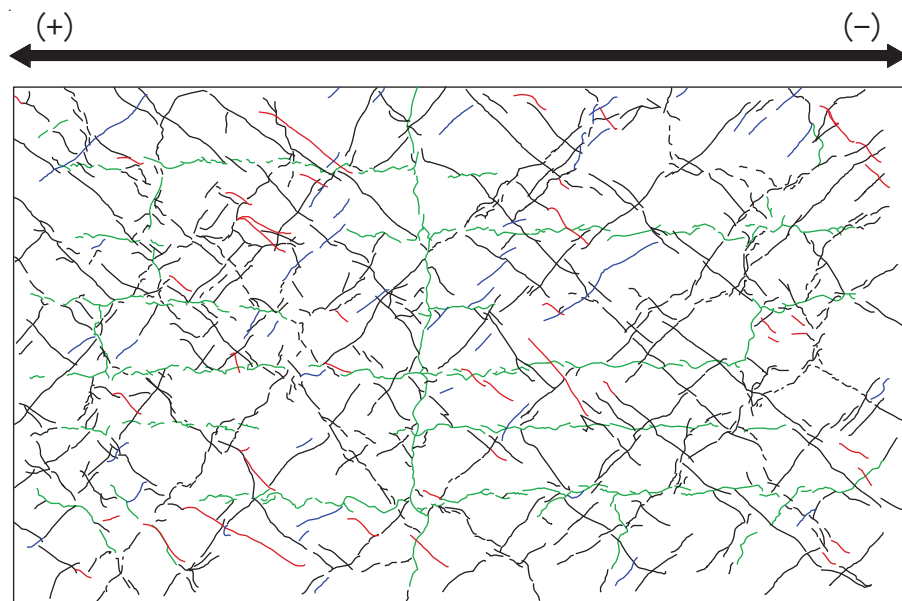


図 3-3 乾燥試験体 [1] 最終破壊時ひび割れ図

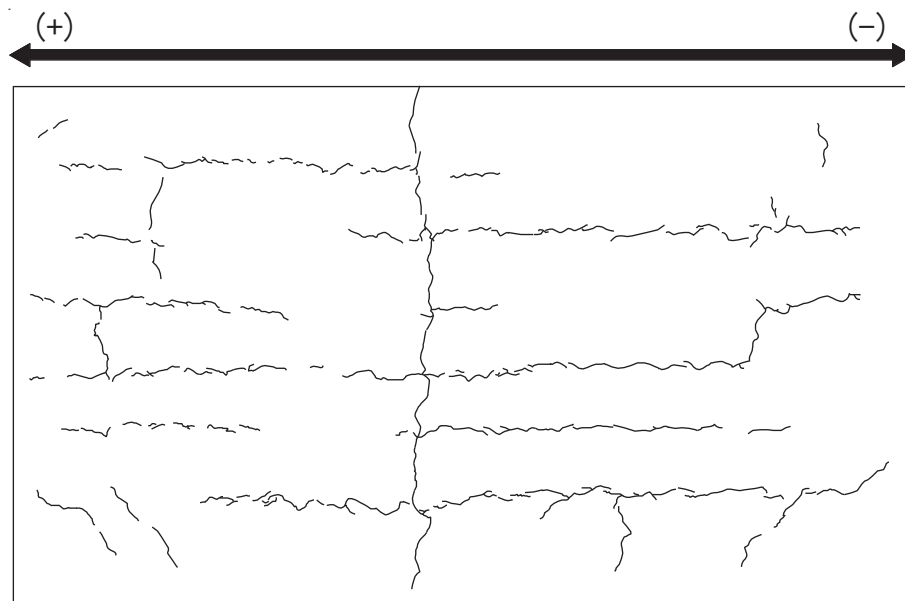


図 3-4(1) 乾燥試験体 [1] 加力前におけるひび割れ図

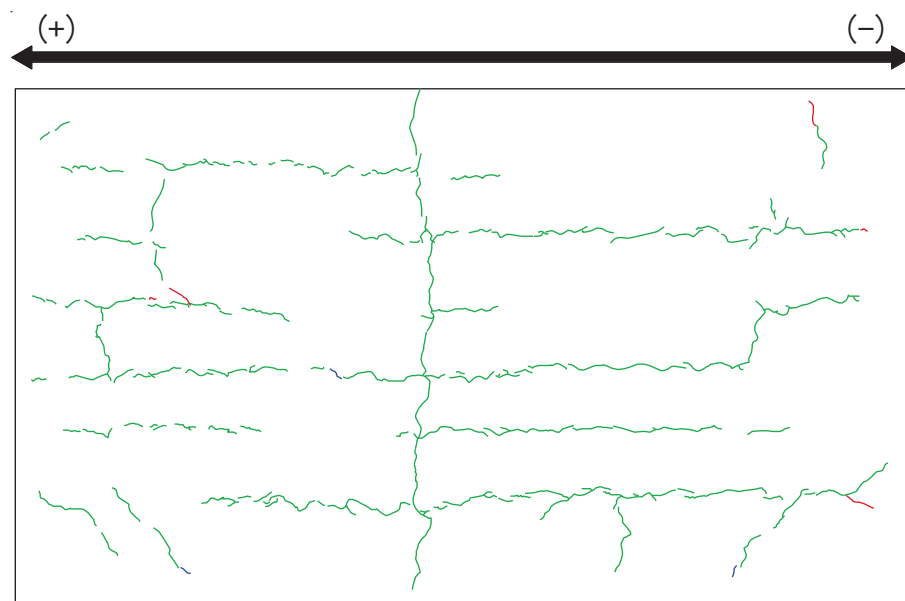


図 3-4(2) 乾燥試験体 [1] 1/10000rad. におけるひび割れ図

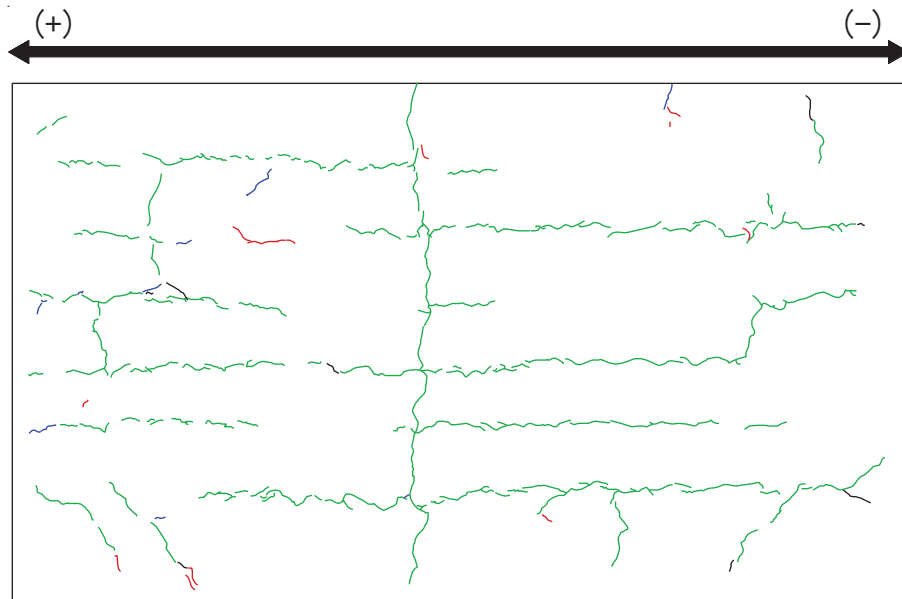


図 3-4(3) 乾燥試験体 [1] 1/5000rad. におけるひび割れ図

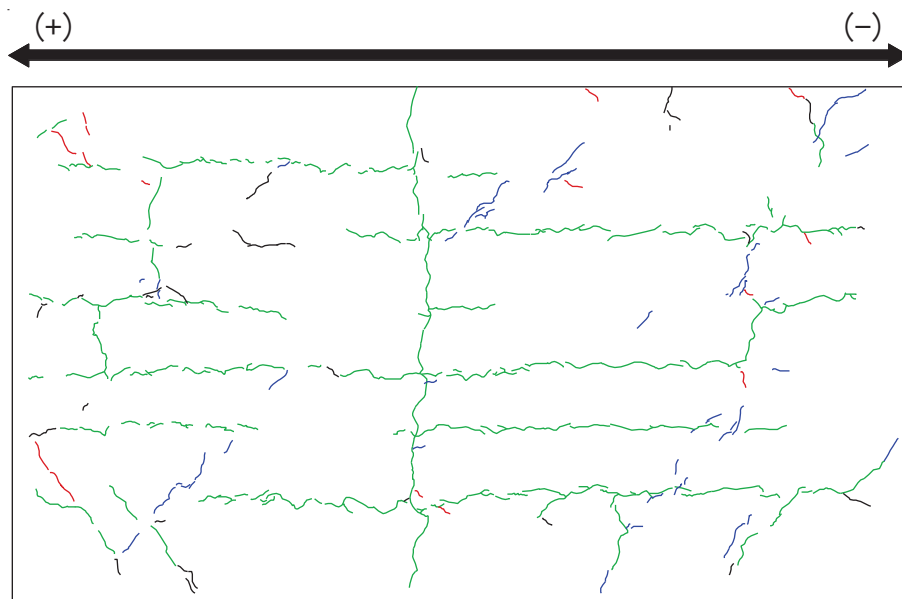


図 3-4(4) 乾燥試験体 [1] 1/3333rad. におけるひび割れ図

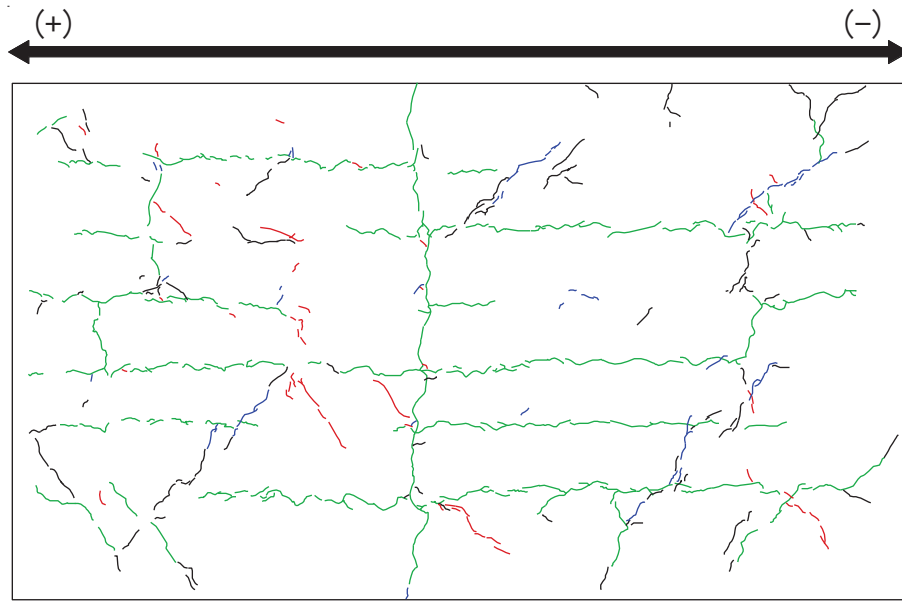


図 3-4(5) 乾燥試験体 [1] 1/2500rad. におけるひび割れ図

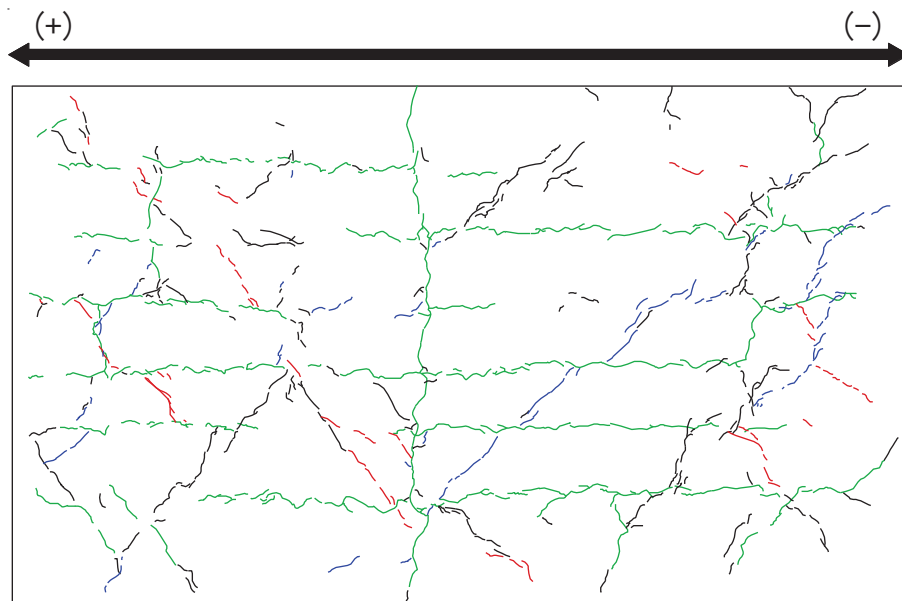


図 3-4(6) 乾燥試験体 [1] 1/1667rad. におけるひび割れ図

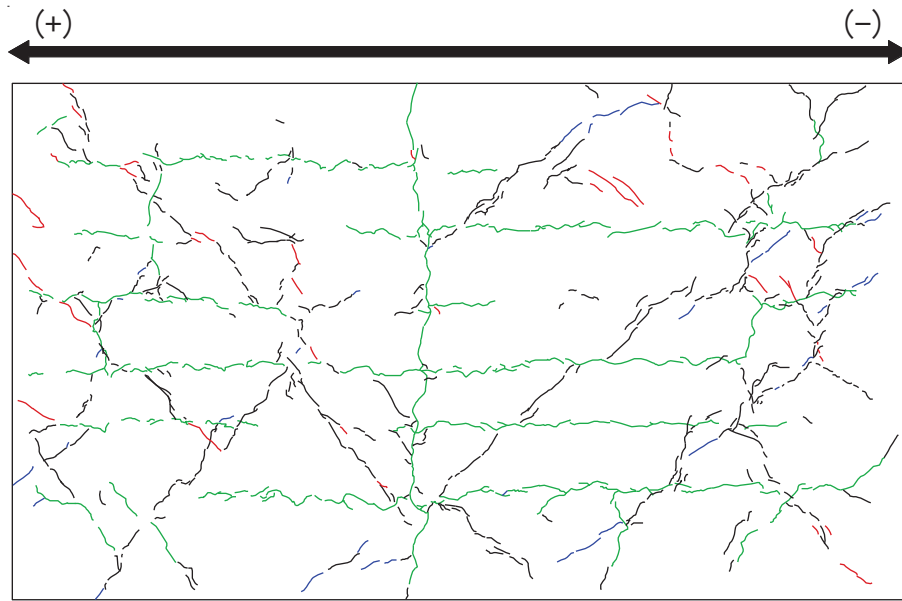


図 3-4(7) 乾燥試験体 [1] 1/1250rad. におけるひび割れ図

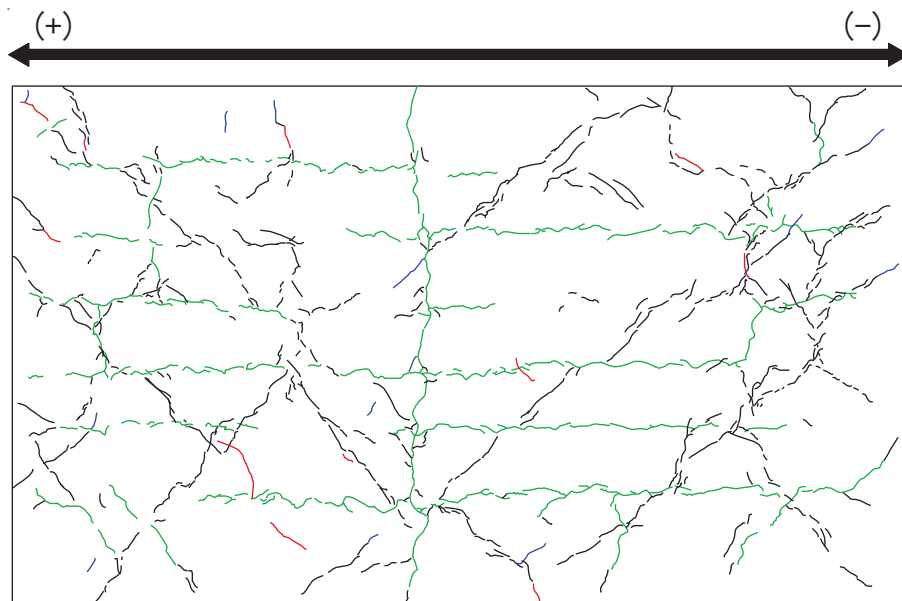


図 3-4(8) 乾燥試験体 [1] 1/1000rad. におけるひび割れ図

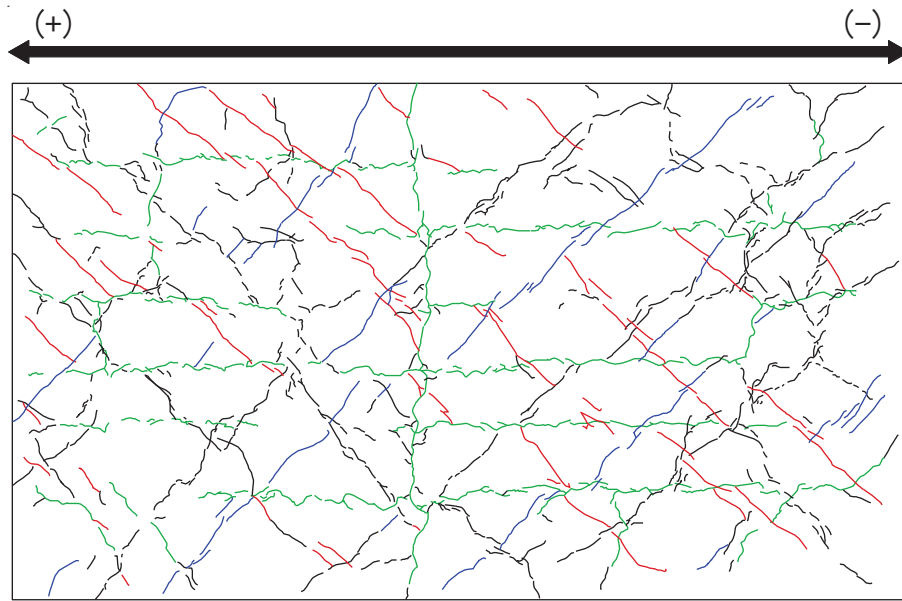


図 3-4(9) 乾燥試験体 [1] 1/500rad. におけるひび割れ図

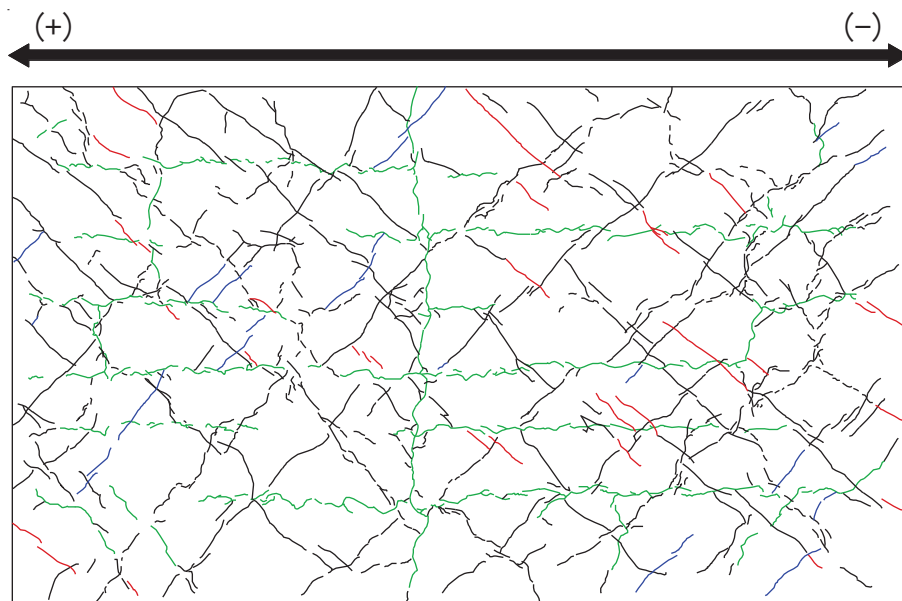


図 3-4(10) 乾燥試験体 [1] 1/333rad. におけるひび割れ図

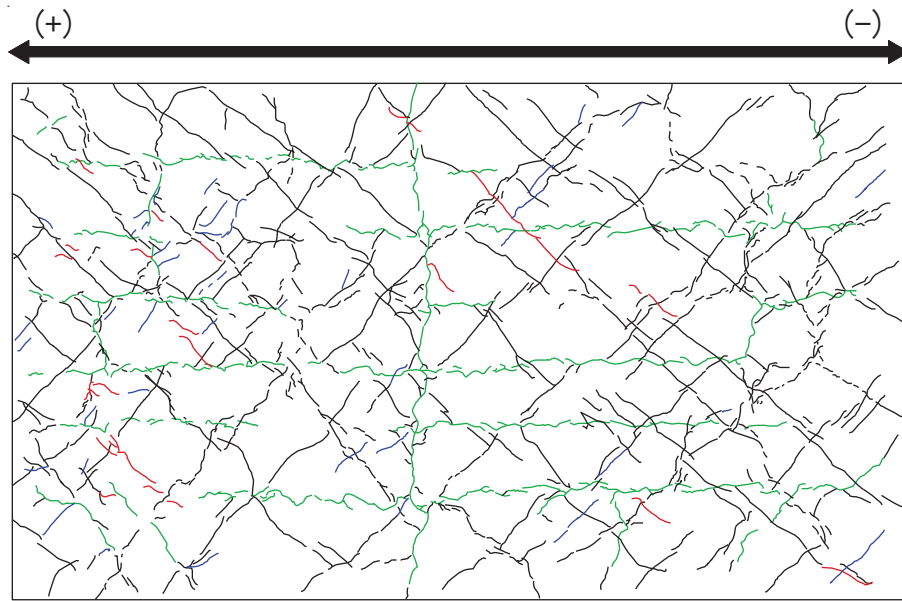


図 3-4(11) 乾燥試験体 [1] $1/250\text{rad.}$ におけるひび割れ図

3.2 剛性低下率

図3-5に乾燥試験体 [1] のせん断変形に着目した剛性低下率を示す。なお、グラフの横軸は、経験変形角としており、それまでの加力サイクルで最も大きい層間変形角で示している。

剛性低下率は、J E A G式のスkeltonカーブ（表2-2に示す材料特性による）の第1勾配（剛性）を基準に、各サイクルの正負ピーク荷重と変形から算出した割線剛性の推移を示している。

乾燥収縮の影響により、最初の加力サイクルである層間変形角 0.1×10^{-3} で7~8割程度に剛性が低下していた。

主要な層間変形角（加力ステップ3の層間変形角 $R=1/3333$ (0.3×10^{-3})、加力ステップ6の層間変形角 $R=1/2500$ (0.4×10^{-3})、加力ステップ7の層間変形角 $R=1/1667$ (0.6×10^{-3})、加力ステップ8の層間変形角 $R=1/1250$ (0.8×10^{-3})) に対して5サイクルの繰返し加力を行った結果、1回目より2回目の加力で多少剛性は低下するが、3回目以降では顕著な剛性低下の傾向は確認されなかった。図3-5(3)の加力ステップ3における荷重-変形関係により、顕著な剛性低下が無いことが確認できる。

また、加力ステップ1~3を事前加力、ステップ4以降を本加力としてみた場合、加力ステップ3と5の剛性低下率の比較から、同じ変形量による事前損傷を受けた場合でもほとんど剛性に变化は見られない。

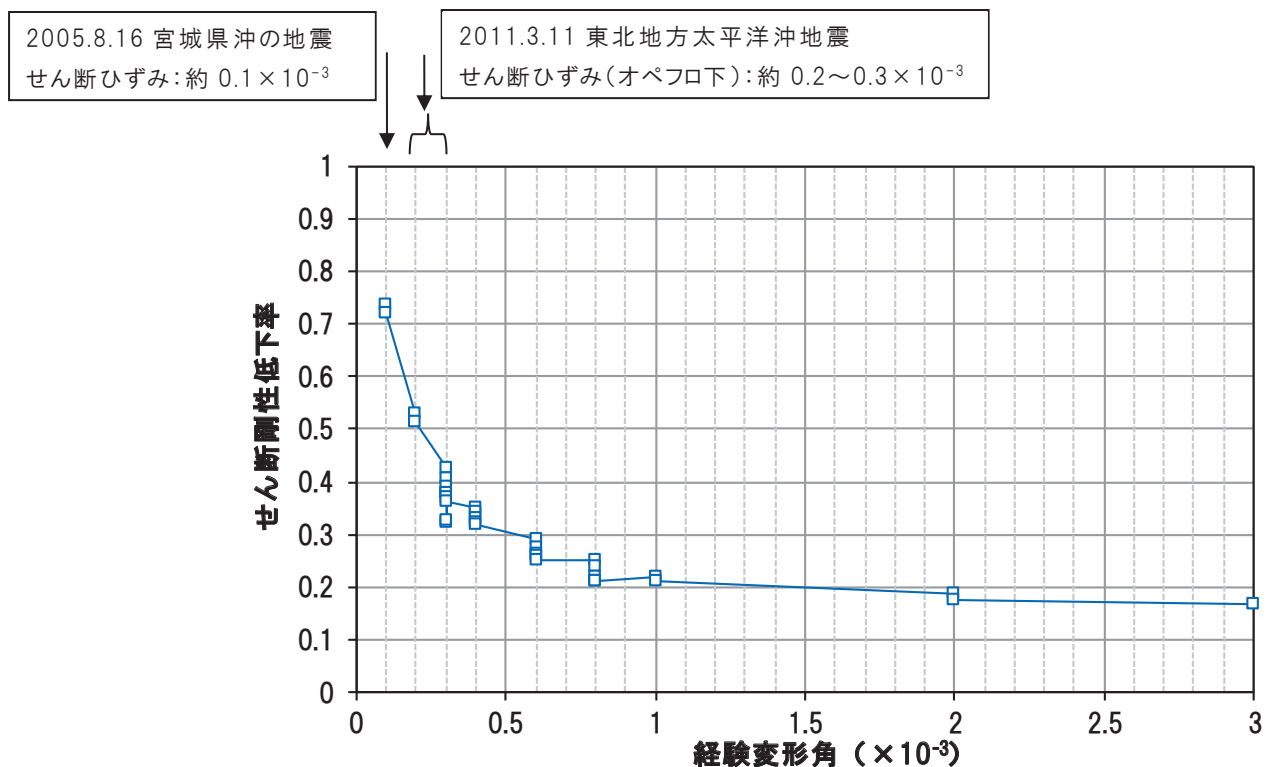
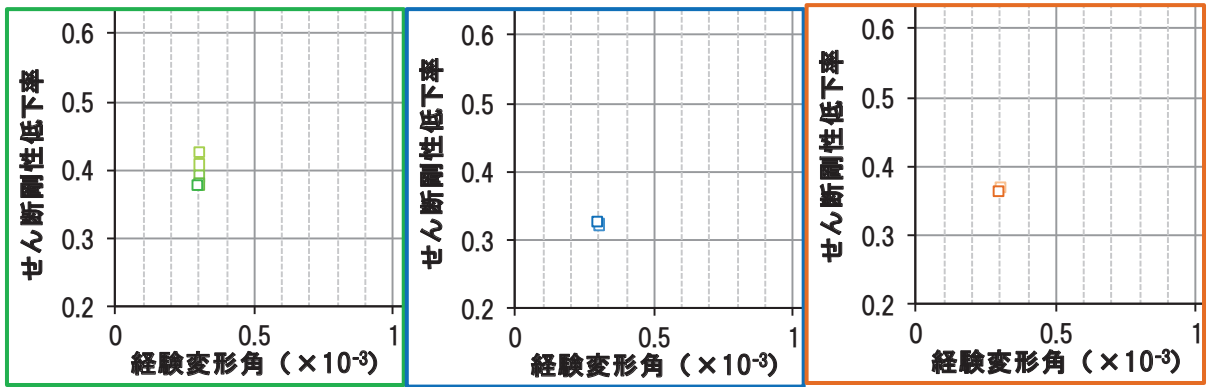


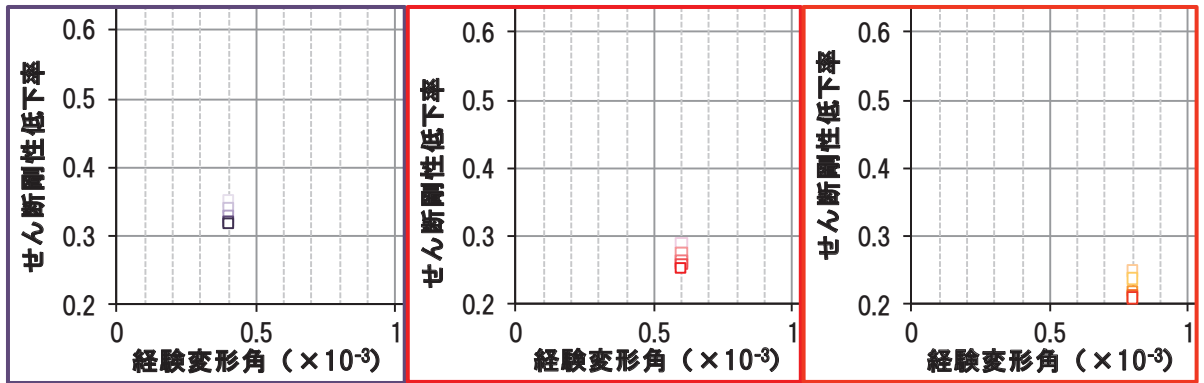
図3-5(1) 乾燥試験体 [1] 剛性低下率（せん断変形）



ステップ 3

ステップ 4

ステップ 5



ステップ 6

ステップ 7

ステップ 8

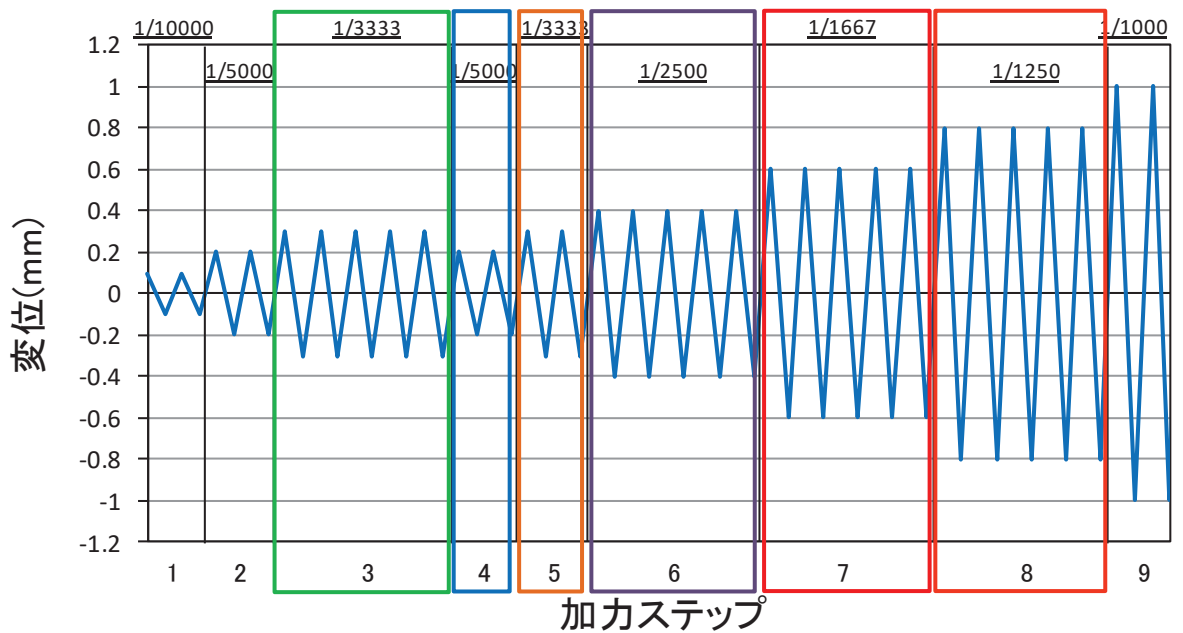


図 3-5(2) 乾燥試験体 [1] 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

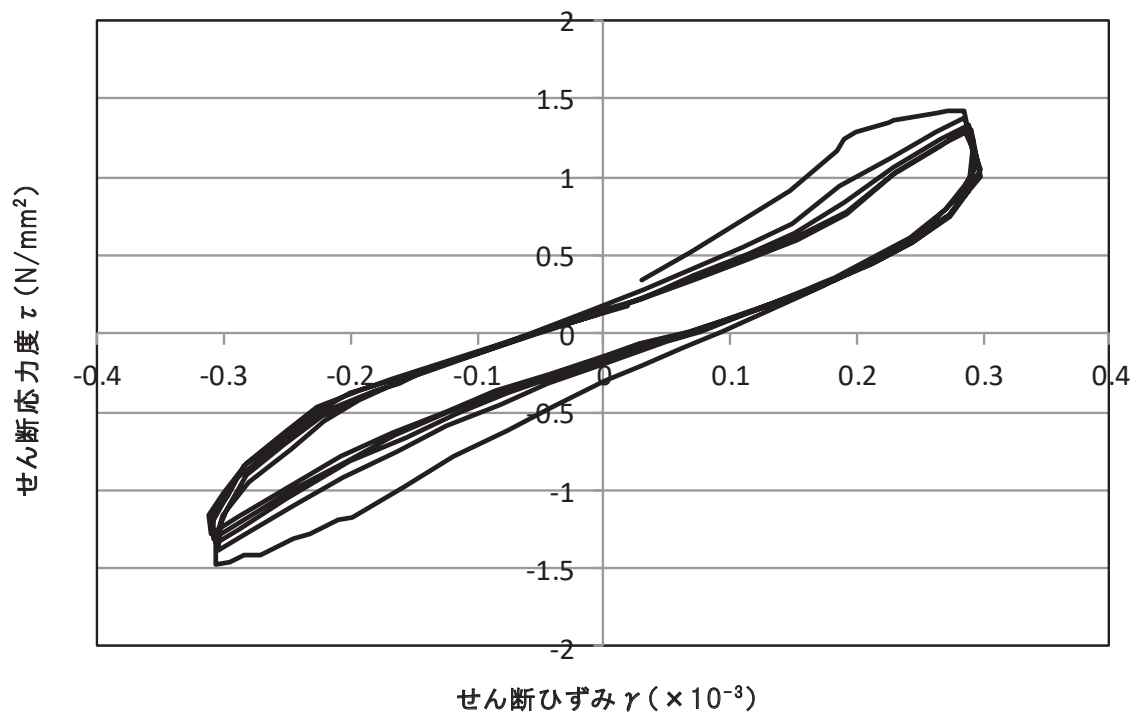


図 3-5(3) 乾燥試験体 [1] 加力ステップ 3 における荷重-変形関係

3.3 変形割合

図3-6に乾燥試験体 [1] のせん断変形及び曲げ変形の変形割合のグラフを示す。変形割合の推移をみると、曲げ変形の割合は非常に小さく、せん断変形が支配的であることが確認できる。参考として乾燥試験体 [1] の曲げモーメントー曲率関係を図3-7に示す。

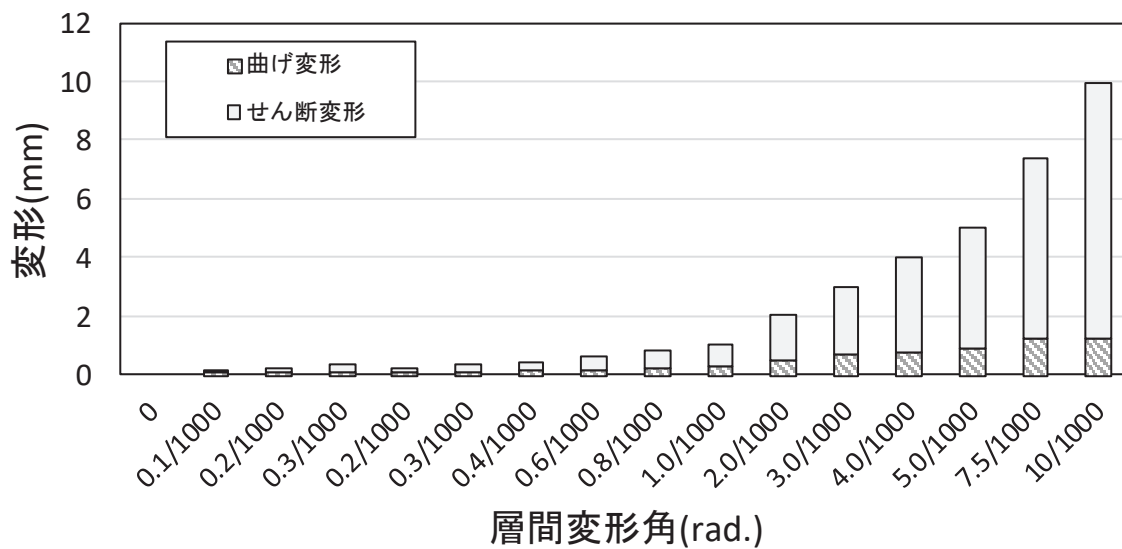
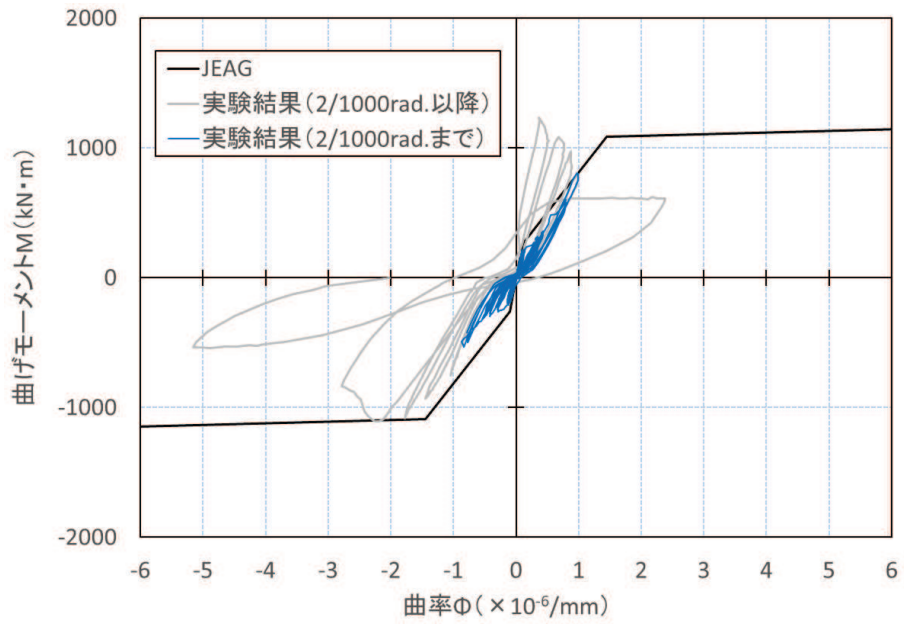
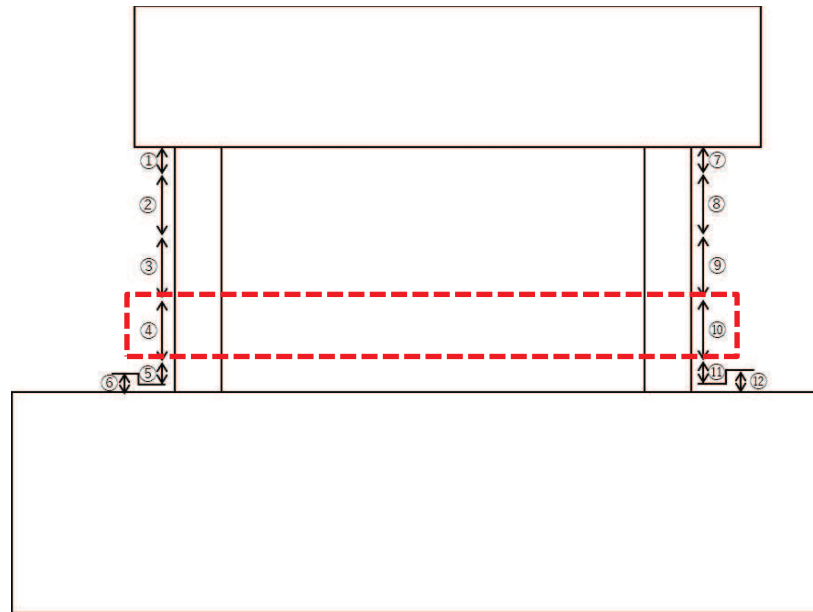


図3-6 乾燥試験体 [1] せん断変形及び曲げ変形の変形割合



注 1 : J E A G による曲げモーメントー曲率関係の算定における材料物性には, 実験時の材料試験の結果を用いた。

(a) 曲げモーメントー曲率関係



①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫ : (a)にて曲げモーメントー曲率関係を示す位置

注 2 : ①～⑫は変位計を示す。

注 3 : 計測スパンは, ①及び⑦で 80mm, ②～④及び⑧～⑩で 200mm, ⑤及び⑪で 75mm, ⑥及び⑫で 25mm である。

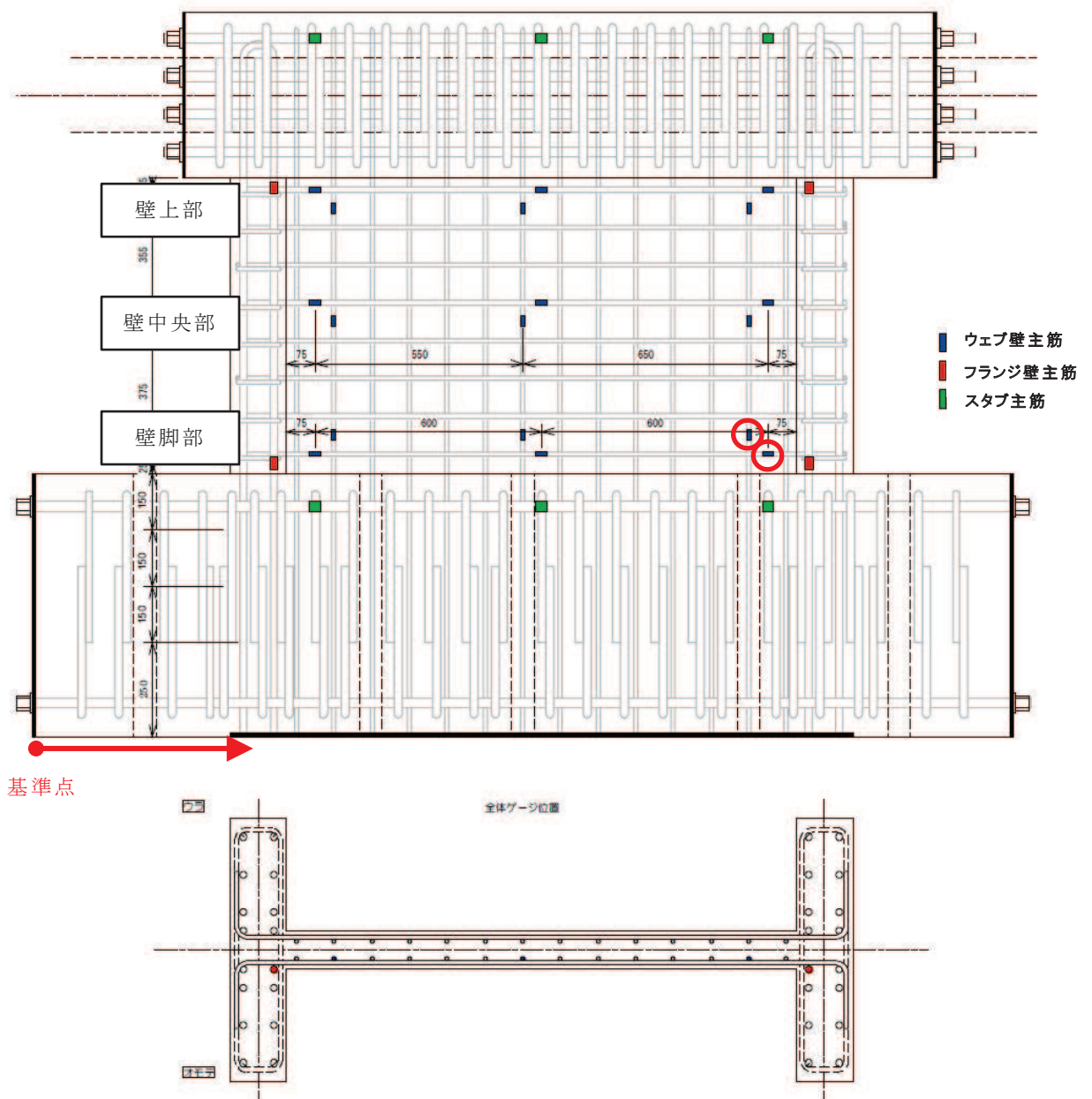
(b) 曲げ変形計測用変形計の設置位置

図 4-8 曲げモーメントー曲率関係 (乾燥試験体 [1])

3.4 鉄筋ひずみ計測結果

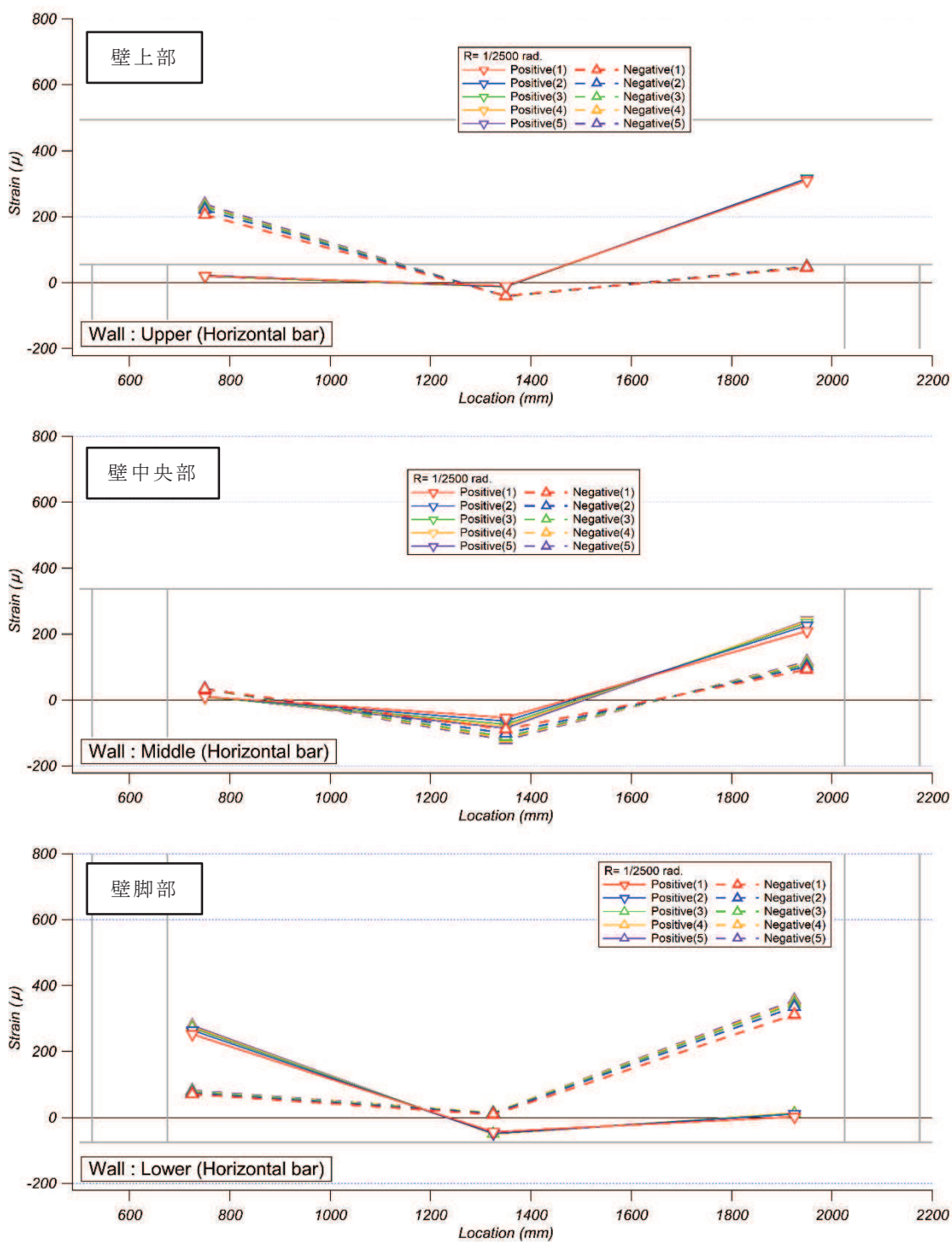
図 3-7 に鉄筋ひずみ計測位置を示す。青色で示す箇所がウェブ壁主筋のひずみ計測位置（18箇所×表裏2面）であり、赤色で示す箇所がフランジ壁主筋のひずみ計測位置（4箇所×表裏2面）である。

図 3-8 に乾燥試験体 [1] の $R=1/2500\text{rad.}$ (0.4×10^{-3}), $R=1/1667\text{rad.}$ (0.6×10^{-3}), $R=1/500\text{rad.}$ (2.0×10^{-3}) 及び $R=1/200\sim 1/333\text{rad.}$ サイクルのピーク時における壁主筋のひずみ分布を示す。鉄筋ひずみは裏表の平均値とした。図 3-8(1)～図 3-8(4)より, 3.11 地震における原子炉建屋のオペフロ下部の変形レベル（せん断ひずみ $0.2\sim 0.3\times 10^{-3}$ ）及びオペフロ上部の変形レベル（せん断ひずみ 0.6×10^{-3} ）では, 鉄筋の降伏ひずみ（ 1680μ ）まで至っておらず, 鉄筋は弾性範囲内であったことが確認できる。



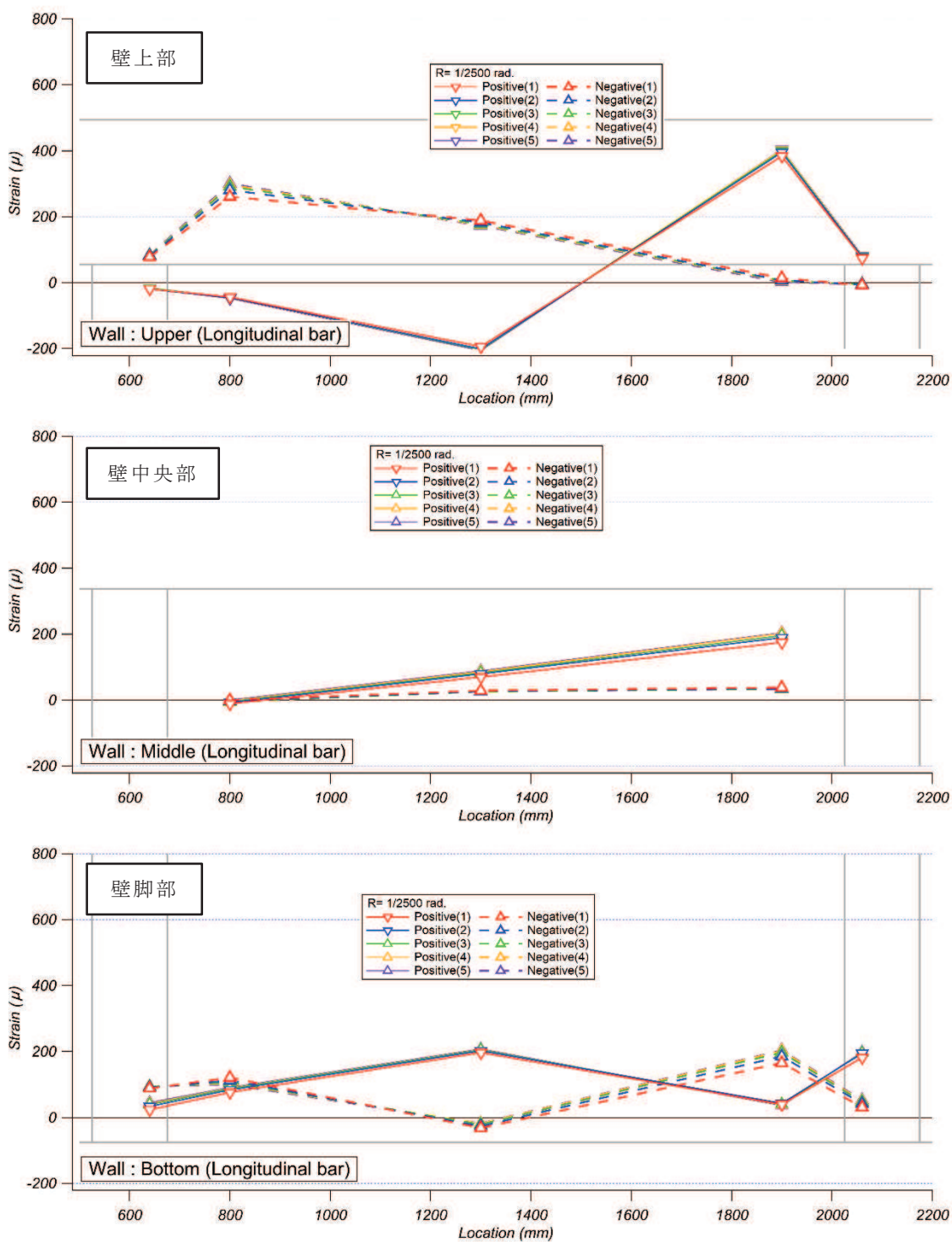
- ➡ : 図 3-8 及び図 4-6 の横軸の数値の基準点，座標軸を示す。
- : 図 4-7 で対象とした鉄筋ひずみ計測位置を示す。

図 3-7 鉄筋ひずみ計測位置



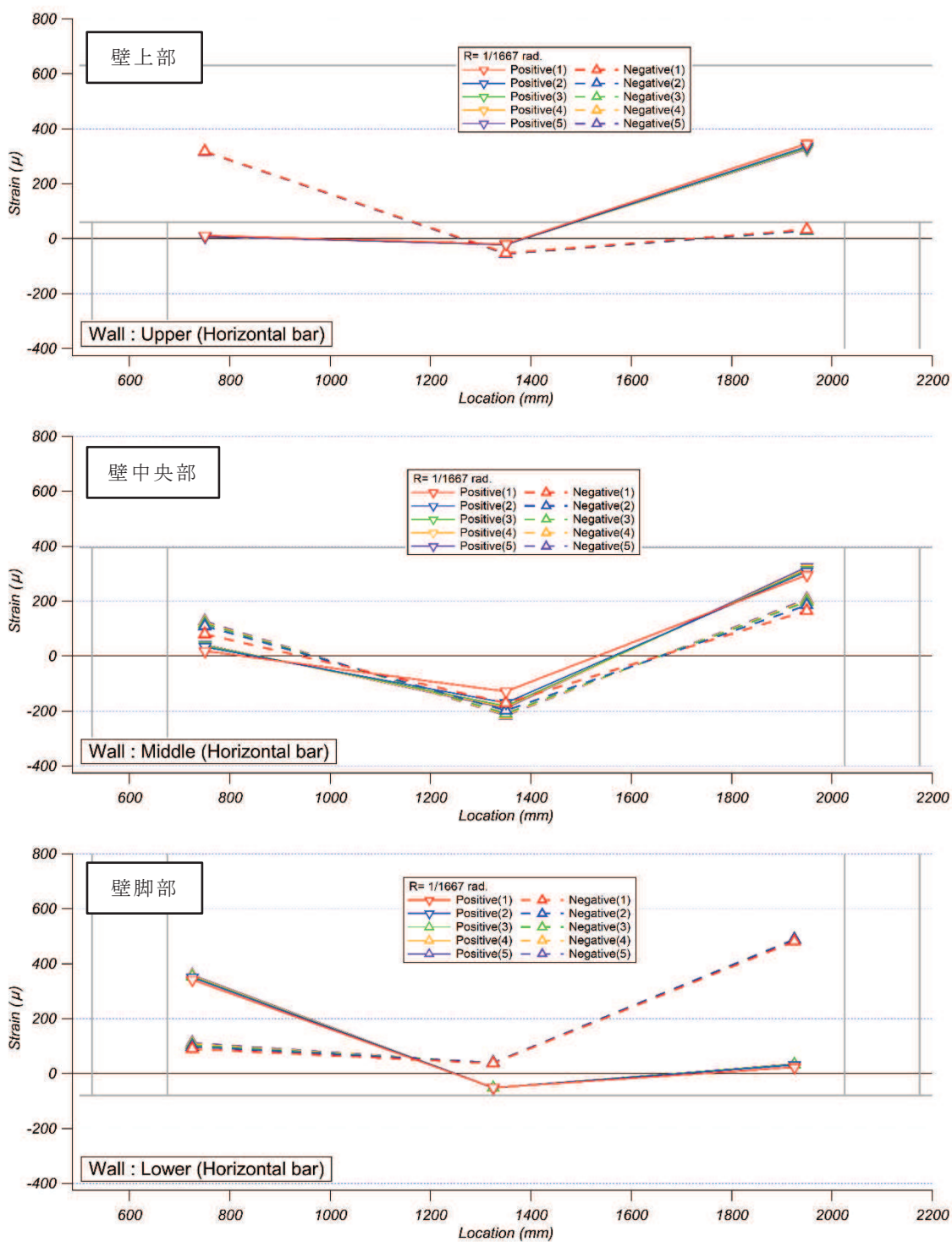
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(1) 乾燥試験体 [1] R=1/2500rad. における壁横筋ひずみ分布



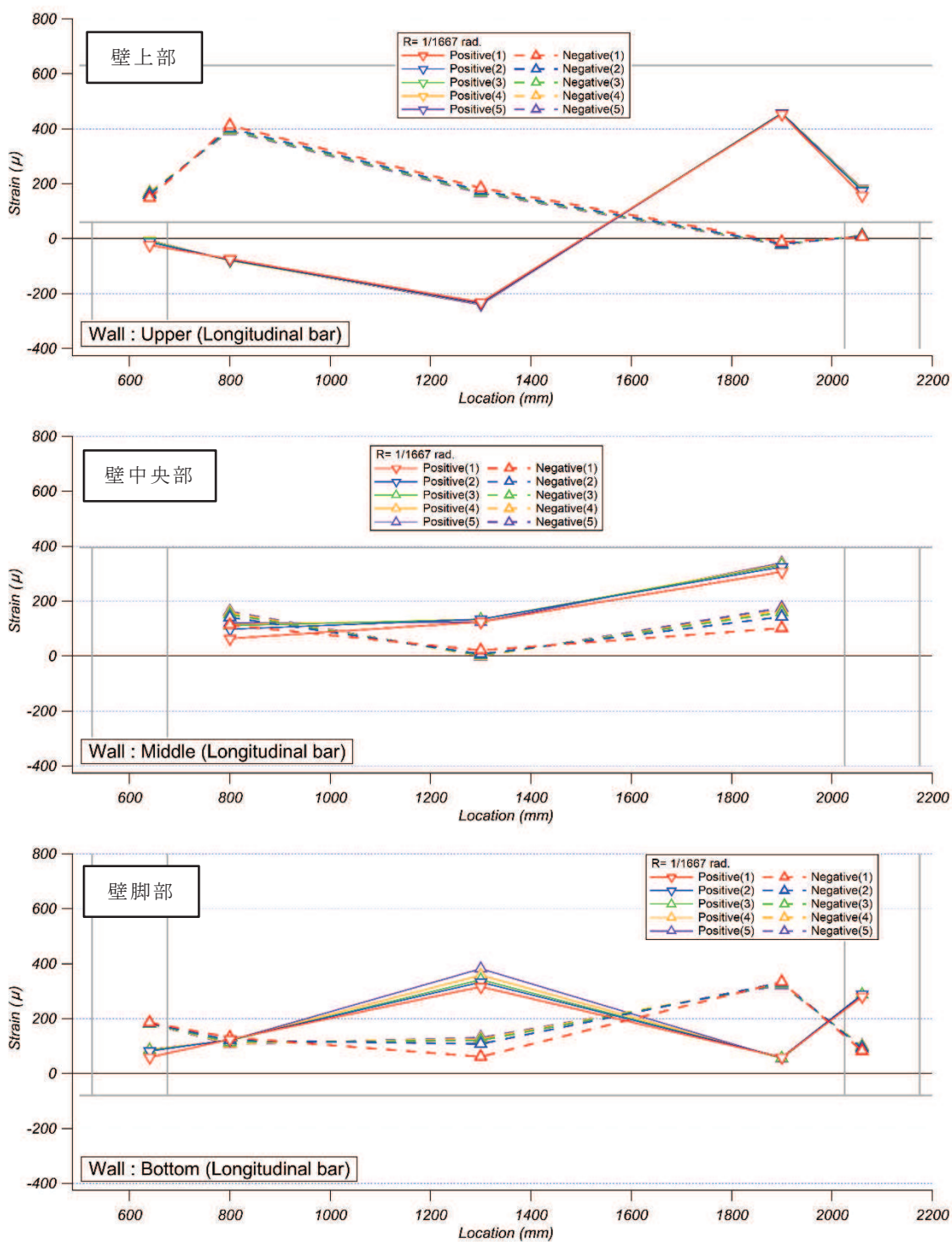
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(2) 乾燥試験体 [1] $R=1/2500$ rad. における壁縦筋ひずみ分布



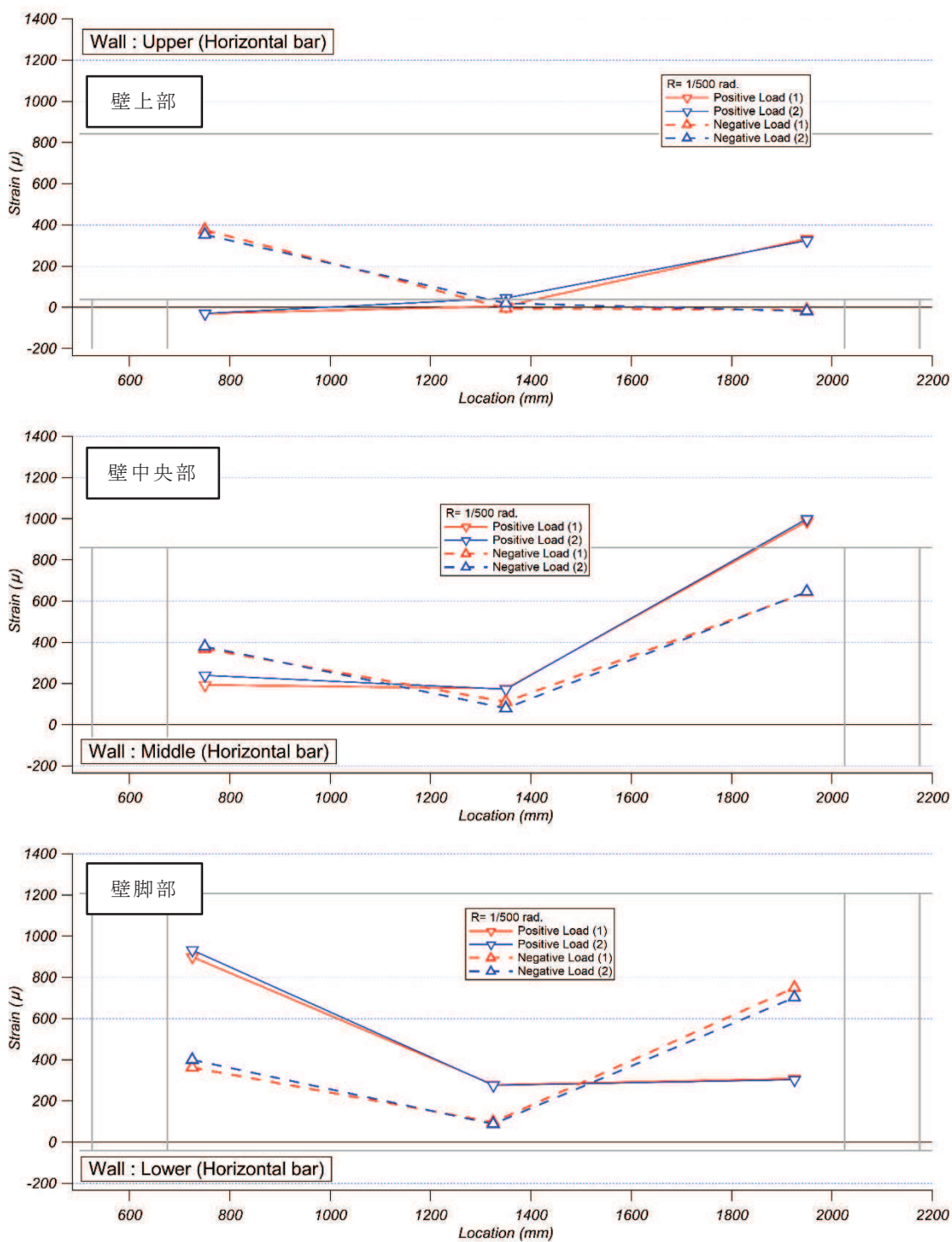
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(3) 乾燥試験体 [1] $R=1/1667$ rad. における壁横筋ひずみ分布



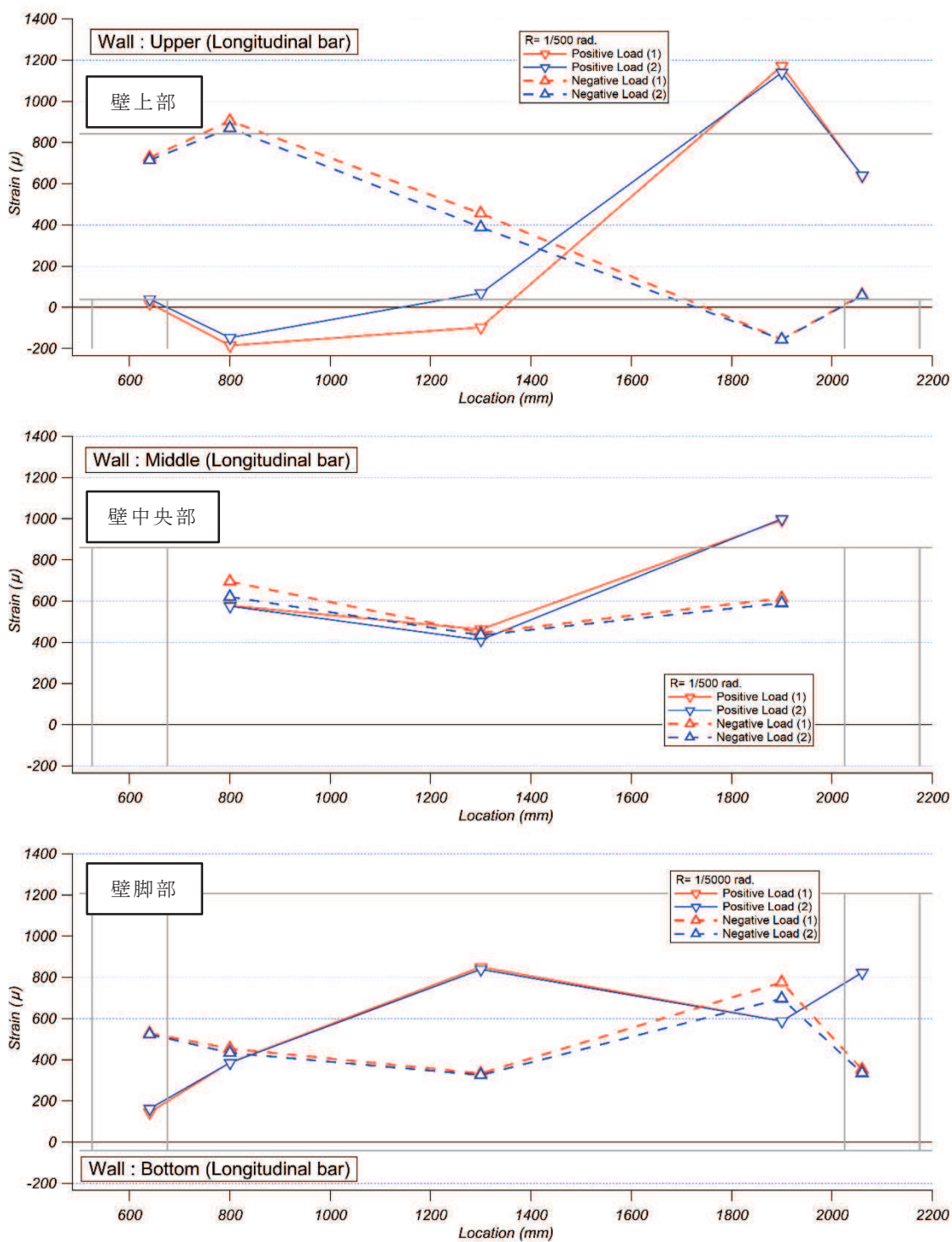
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(4) 乾燥試験体 [1] $R=1/1667\text{rad.}$ における壁縦筋ひずみ分布



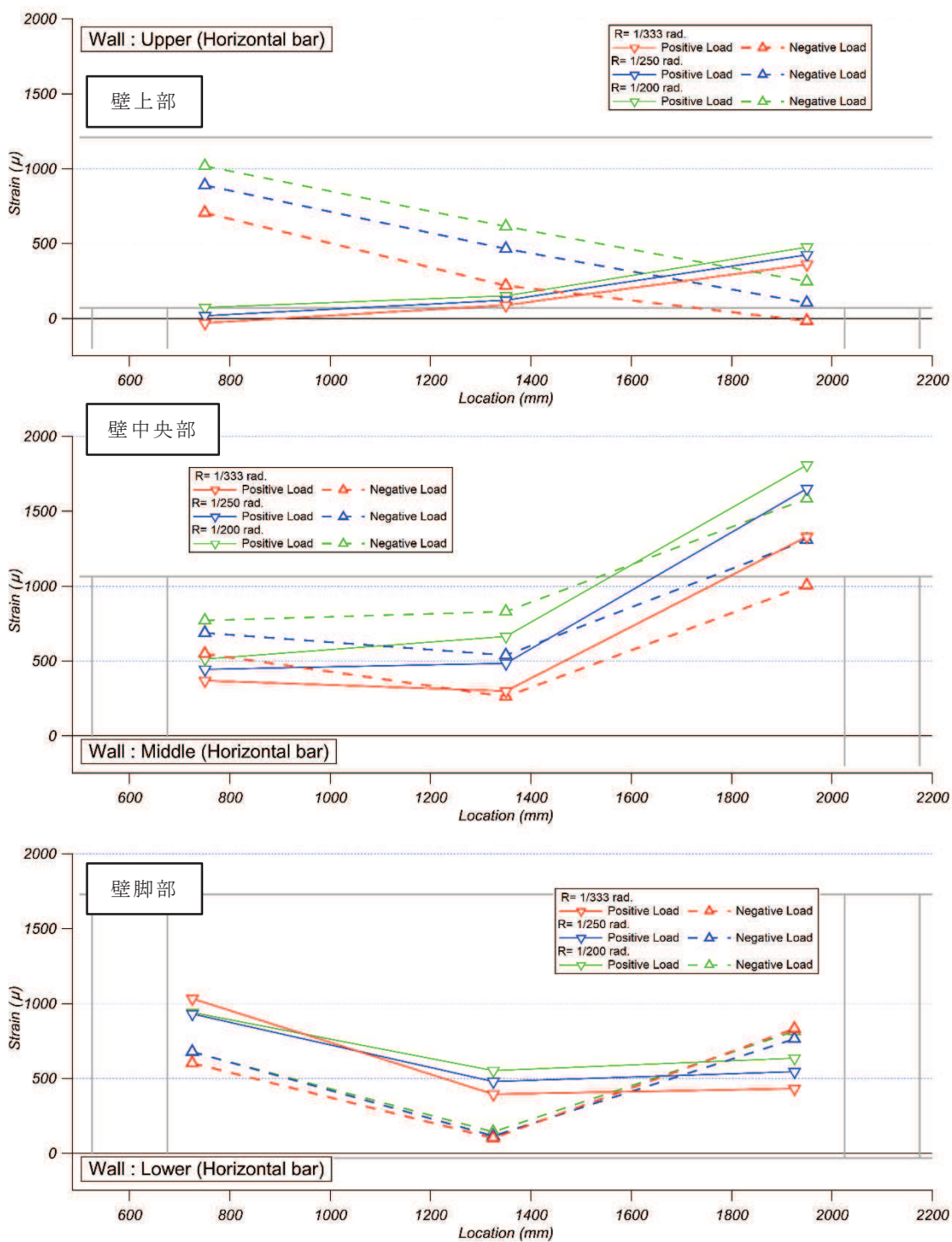
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(5) 乾燥試験体 [1] $R=1/500$ rad. における壁横筋ひずみ分布



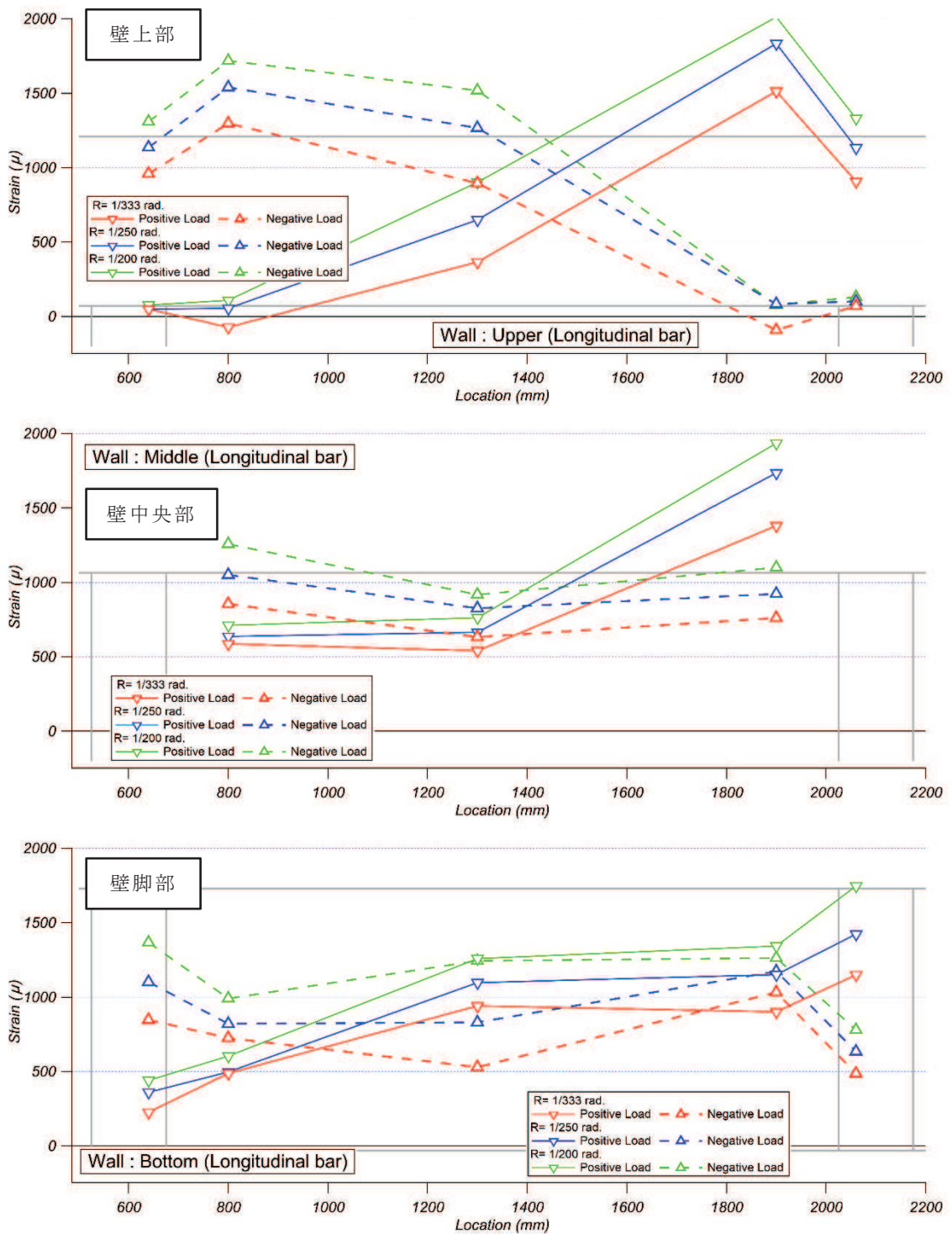
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(6) 乾燥試験体 [1] $R=1/500$ rad. における壁縦筋ひずみ分布



注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(7) 乾燥試験体 [1] R=1/200~1/333rad. における壁横筋ひずみ分布



注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(8) 乾燥試験体 [1] $R=1/200\sim 1/333$ rad. における壁縦筋ひずみ分布

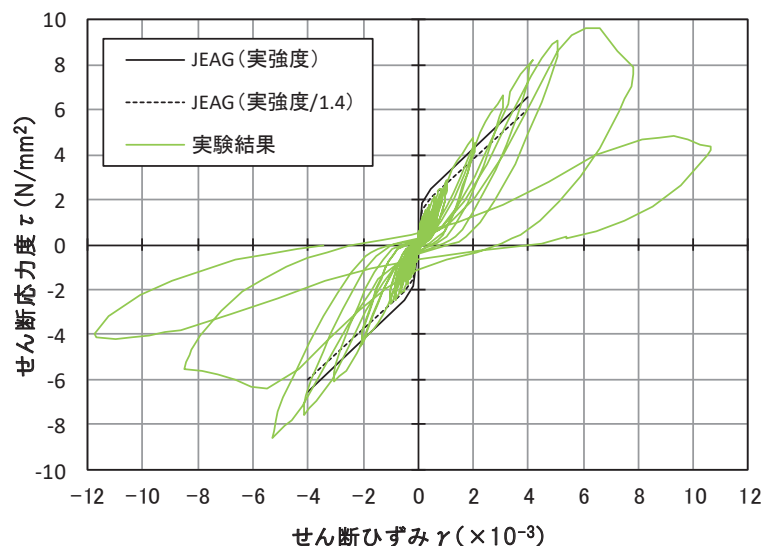
4. 乾燥試験体 [2] 実験結果

4.1 荷重－変形関係

図 4-1 に乾燥試験体 [2] のせん断応力度－せん断ひずみ関係を示す。図 4-1 には J E A G 式によるスケルトンカーブ（表 2-2 に示す材料特性による）を併記する。また、図 4-2 に最終破壊時写真を、図 4-3 に最終破壊時のひび割れ図を、図 4-4 に加力ステップ毎のひび割れ図を示す。

せん断応力度－せん断ひずみ関係については、乾燥収縮の影響により、初期の剛性については、設計で用いている評価式（J E A G 式）に対し、実験結果は 4 割程度低下した結果となった。一方、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）付近や終局耐力付近（せん断ひずみ： 4.0×10^{-3} ）では、J E A G 式に対し、実験結果の応力度は上回る結果となった。また、終局状態での耐力低下は比較的小さく、壁筋量が多いことによりせん断すべり破壊が発生したためと考えられる。

また、インナーループによる繰返し加力について、加力ステップ 1～3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、事前加力の変形量は大きくないものの、事前加力－本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要な層間変形角での 5 回の繰返し加力についても、同じ変形量の事前損傷を受けた試験体での耐震実験であり、その結果、上記のとおり J E A G 式の耐力を上回ることから、さらに乾燥した乾燥試験体 [2] においても、乾燥試験体 [1] 及び耐震実験 [1] と同様に、事前損傷が J E A G 4 6 0 1－1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。



J E A G 式によるスケルトンカーブは、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果に基づき作成。また、設計基準強度相当（1/1.4）も合わせて示す。

設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率的リスク評価に関する実施基準：2015（一般社団法人 日本原子力学会）」による。

図 4-1(1) 乾燥試験体 [2] のせん断応力度－せん断ひずみ

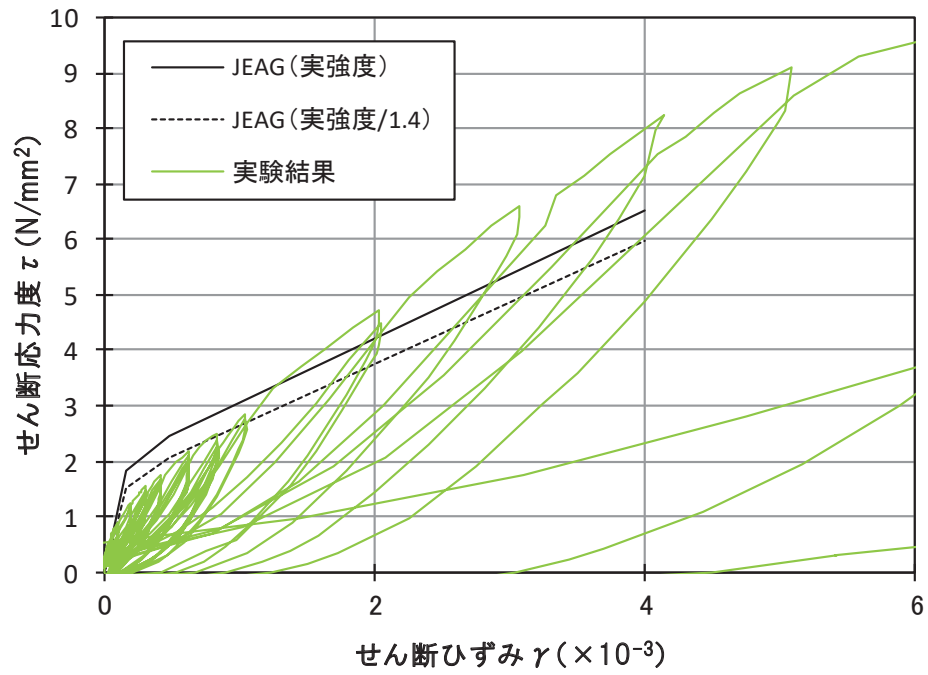


図 4-1(2) 乾燥試験体 [2] のせん断応力度－せん断ひずみ（正側拡大図）

表 4-1 乾燥試験体 [2] のせん断応力度の比較

	せん断応力度(kN/mm ²)		せん断応力度の比 (実験結果/JEAG(実強度/1.4))
	JEAG(実強度/1.4)	乾燥試験体[2]	
第1折点近傍	1.53	1.13	0.74
第2折点近傍	2.07	1.77	0.85
1000 μ l	2.65	2.73	1.03
2000 μ l	3.77	4.74	1.26
3000 μ l	4.88	6.61	1.36
4000 μ l	5.99	8.23	1.38



図 4-2 乾燥試験体 [2] 最終破壊時写真

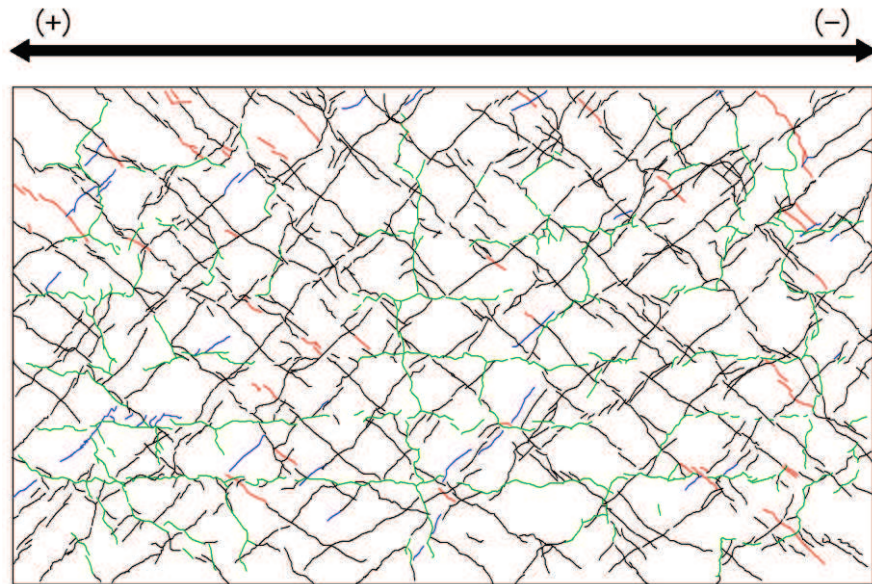


図 4-3 乾燥試験体 [2] 最終破壊時ひび割れ図

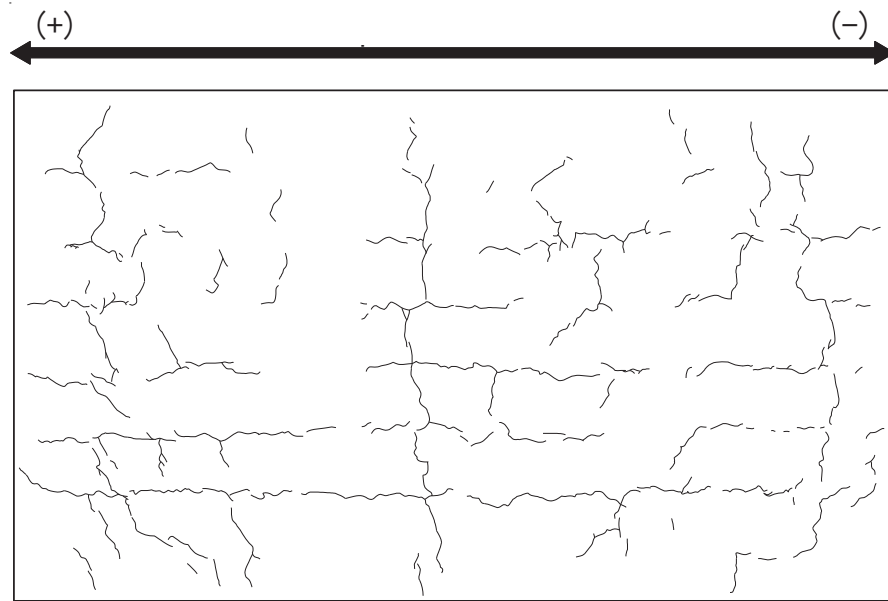


図 4-4(1) 乾燥試験体 [2] 加力前におけるひび割れ図

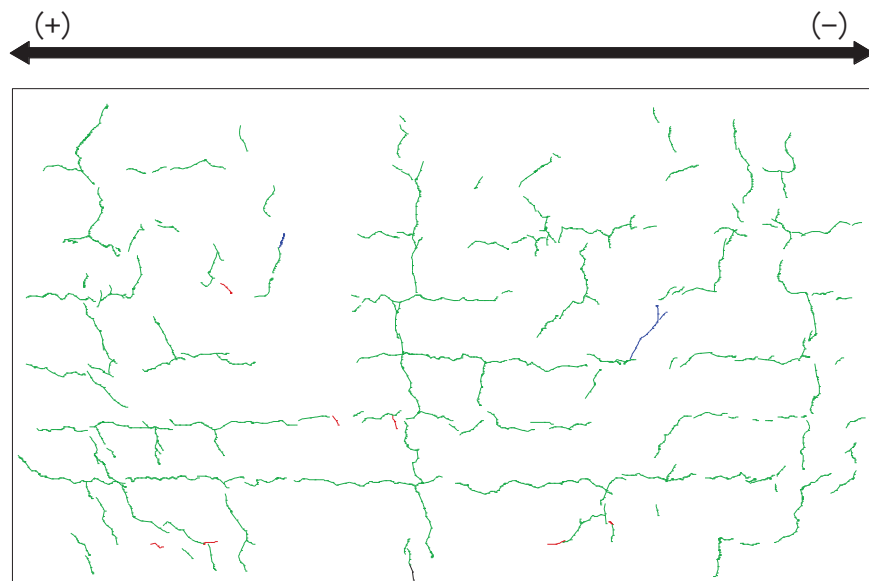


図 4-4(2) 乾燥試験体 [2] 1/10000rad. におけるひび割れ図

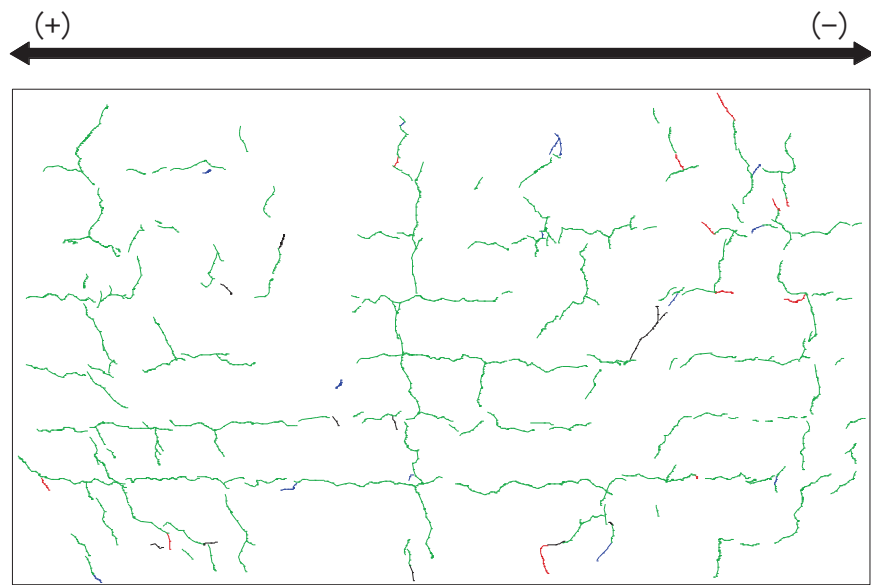


図 4-4(3) 乾燥試験体 [2] 1/5000rad. におけるひび割れ図

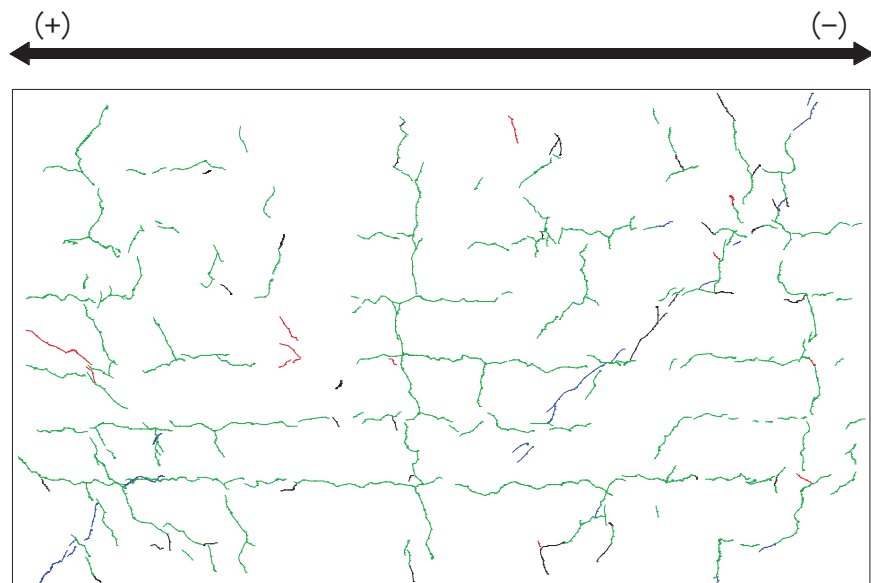


図 4-4(4) 乾燥試験体 [2] 1/3333rad. におけるひび割れ図

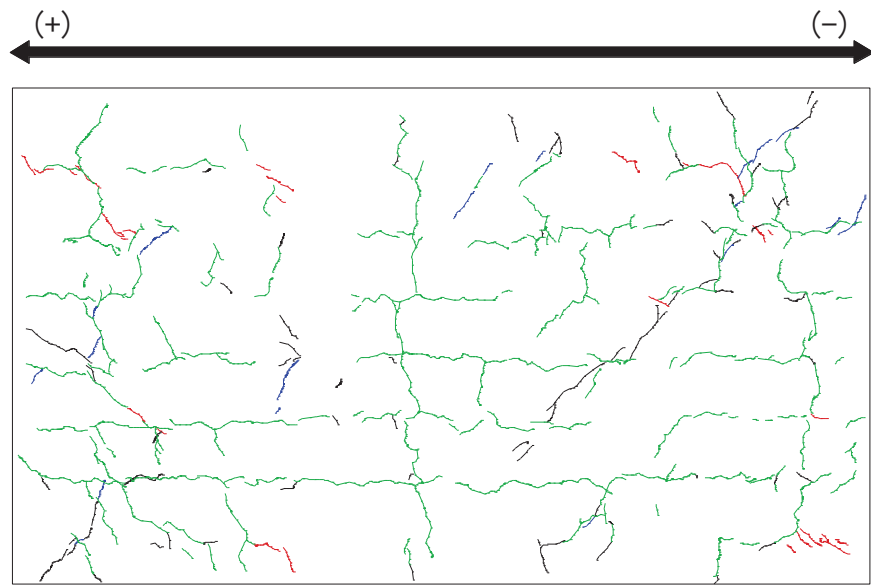


図 4-4(5) 乾燥試験体 [2] 1/2500rad. におけるひび割れ図

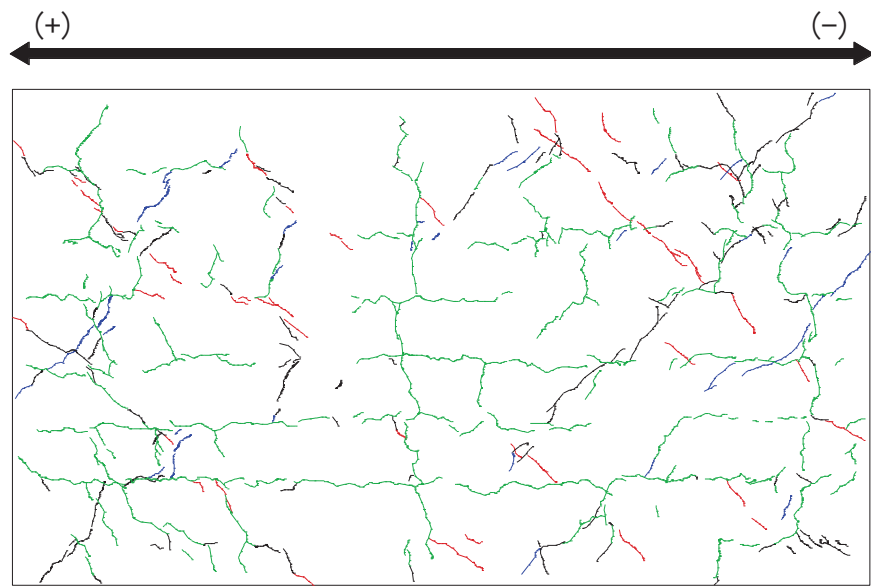


図 4-4(6) 乾燥試験体 [2] 1/1667rad. におけるひび割れ図

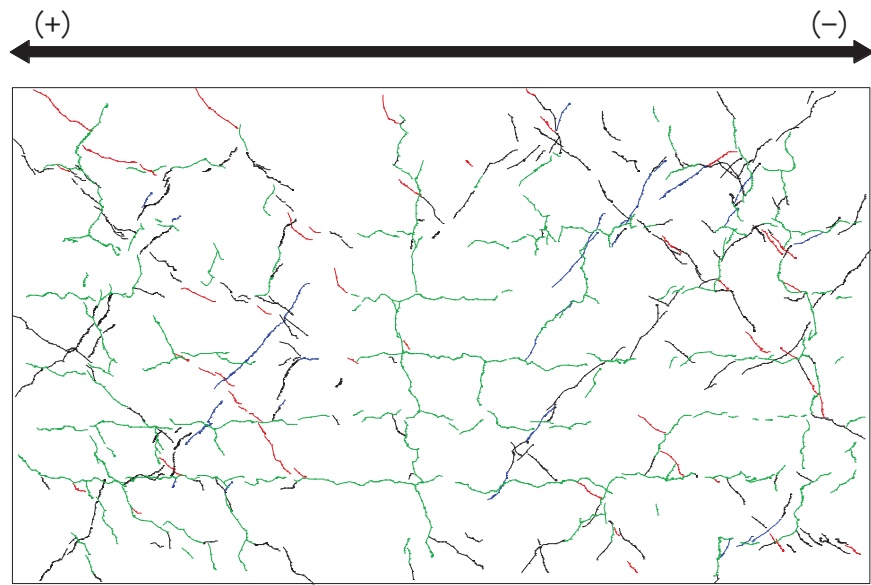


図 4-4(7) 乾燥試験体 [2] 1/1250rad. におけるひび割れ図

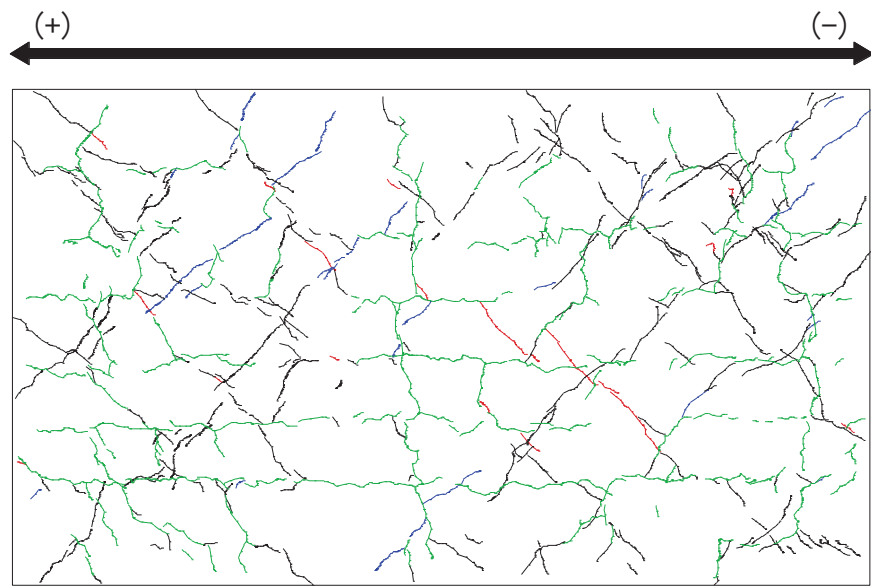


図 4-4(8) 乾燥試験体 [2] 1/1000rad. におけるひび割れ図

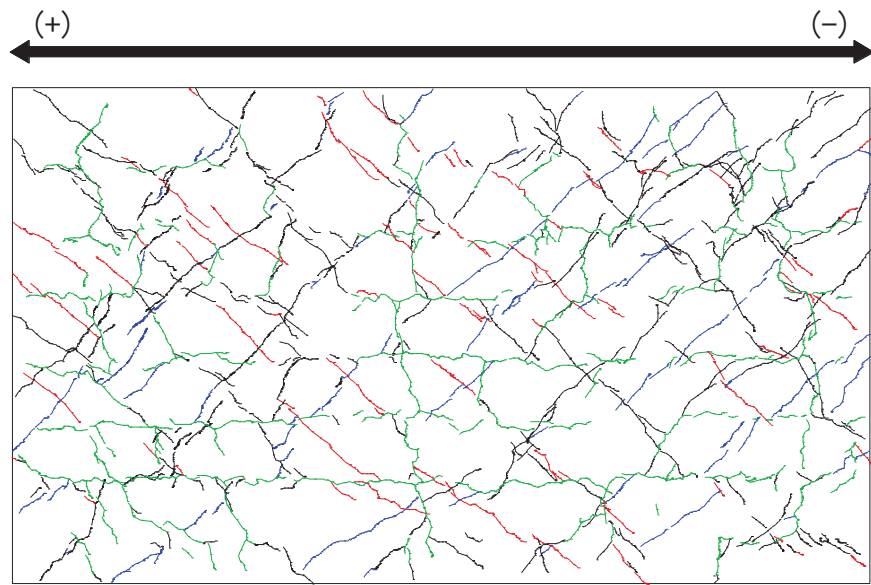


図 4-4(9) 乾燥試験体 [2] 1/500rad. におけるひび割れ図

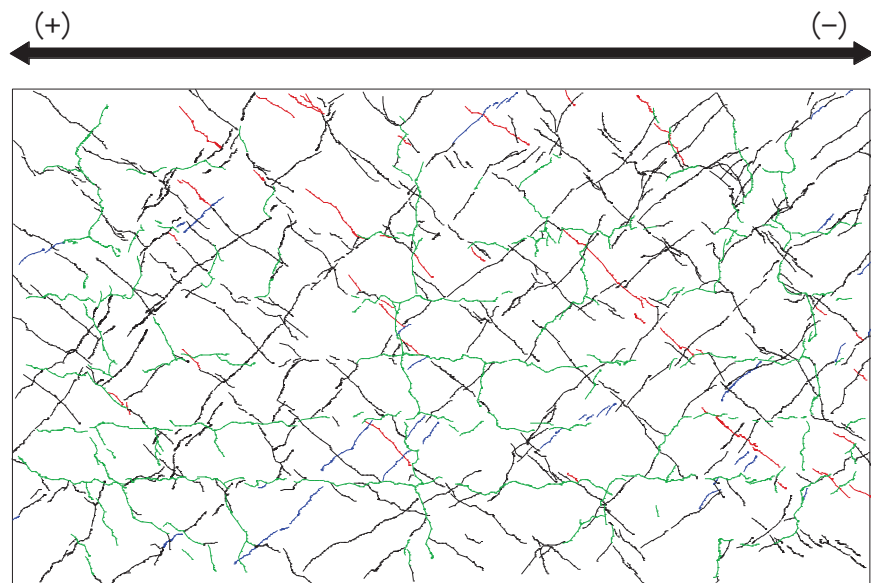


図 4-4(10) 乾燥試験体 [2] 1/333rad. におけるひび割れ図

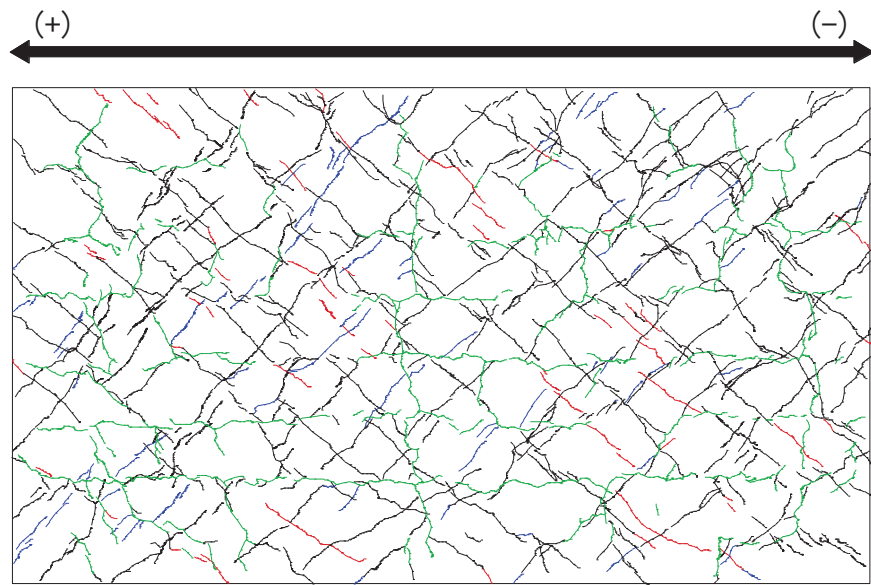


図 4-4(11) 乾燥試験体 [2] $1/250\text{rad.}$ におけるひび割れ図

4.2 剛性低下率

図 4-5 に乾燥試験体 [2] のせん断変形に着目した剛性低下率を示す。なお、グラフの横軸は、経験変形角としており、それまでの加力サイクルで最も大きい層間変形角で示している。

剛性低下率は、J E A G 式のスケルトンカーブ（表 2-2 に示す材料特性による）の第 1 勾配（剛性）を基準に、各サイクルの正負ピーク荷重と変形から算出した割線剛性の推移を示している。

乾燥収縮の影響により、最初の加力サイクルである層間変形角 0.1×10^{-3} で 7 ~ 8 割程度に剛性が低下していた。

主要な層間変形角（加力ステップ 3 の層間変形角 $R=1/3333$ (0.3×10^{-3})、加力ステップ 6 の層間変形角 $R=1/2500$ (0.4×10^{-3})、加力ステップ 7 の層間変形角 $R=1/1667$ (0.6×10^{-3})、加力ステップ 8 の層間変形角 $R=1/1250$ (0.8×10^{-3})) に対して 5 サイクルの繰返し加力を行った結果、1 回目より 2 回目の加力で多少剛性は低下するが、3 回目以降では顕著な剛性低下の傾向は確認されなかった。

また、加力ステップ 1~3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、加力ステップ 3 と 5 の剛性低下率の比較から、同じ変形量による事前損傷を受けた場合でもほとんど剛性に变化は見られない。

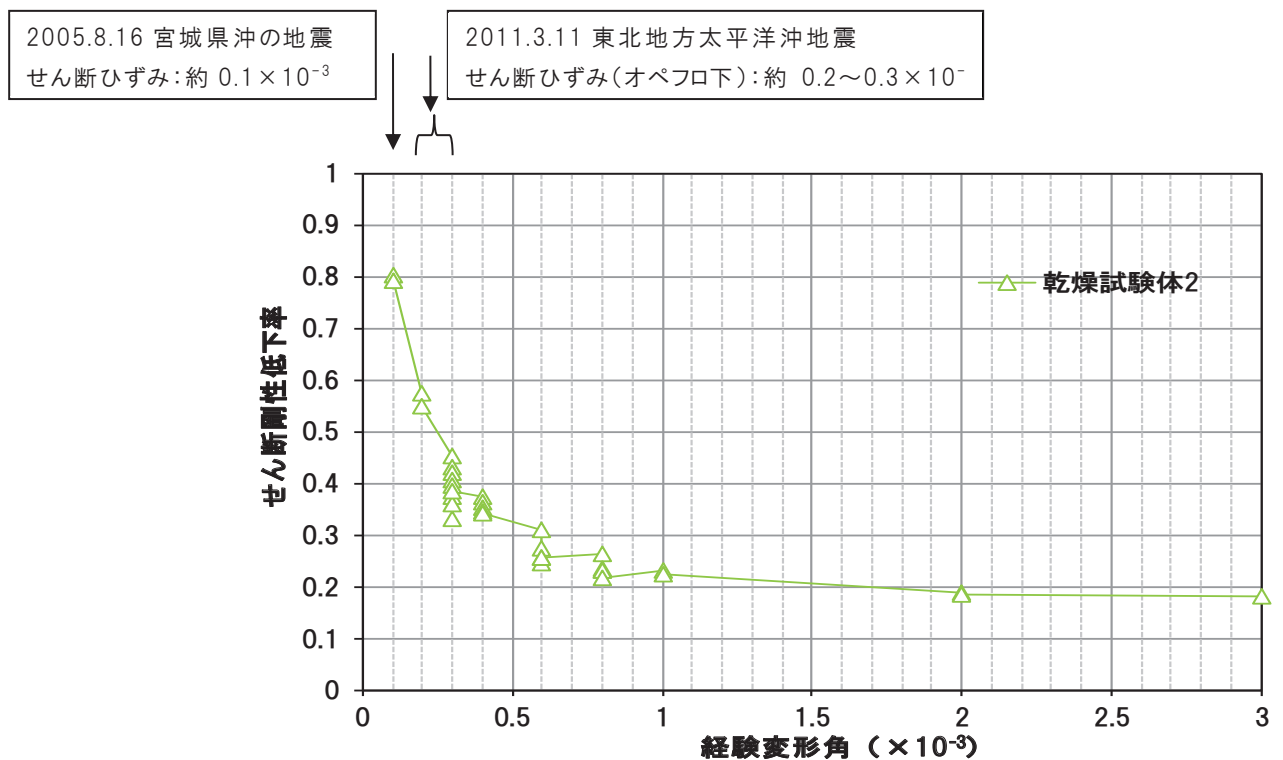
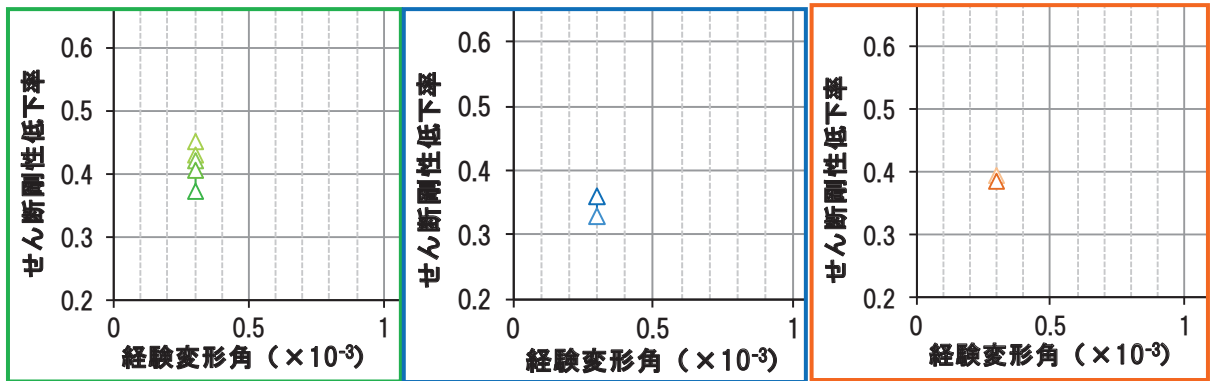


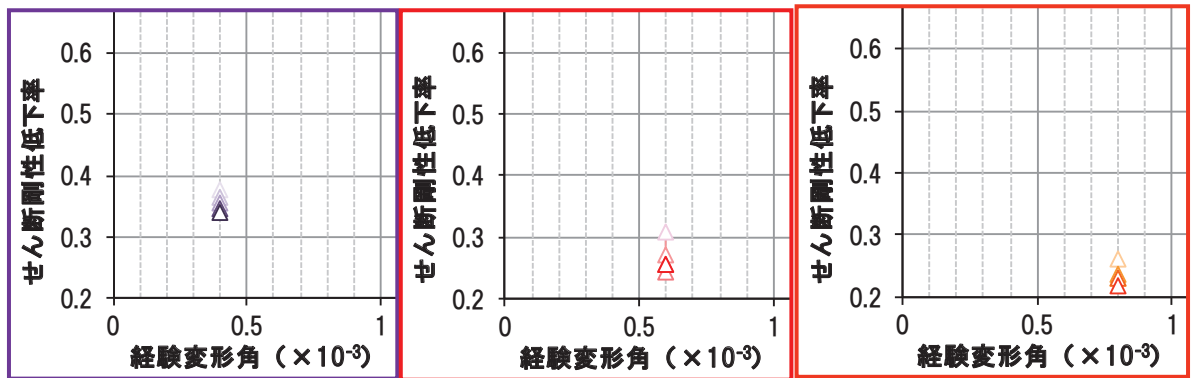
図 4-5(1) 乾燥試験体 [2] 剛性低下率（せん断変形）



ステップ 3

ステップ 4

ステップ 5



ステップ 6

ステップ 7

ステップ 8

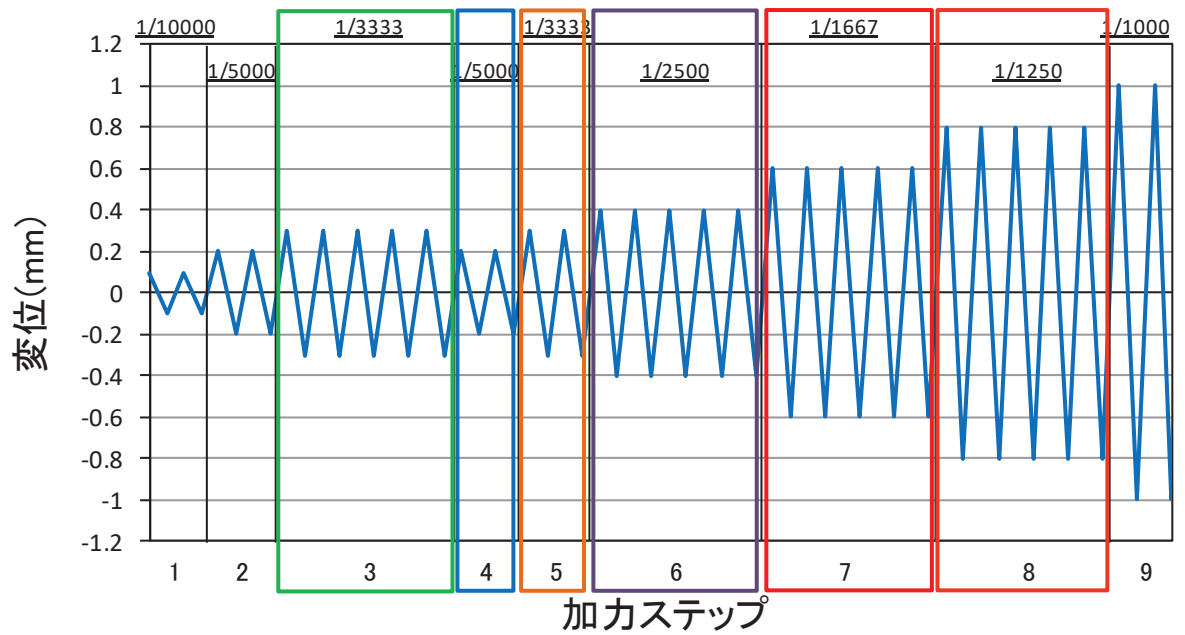
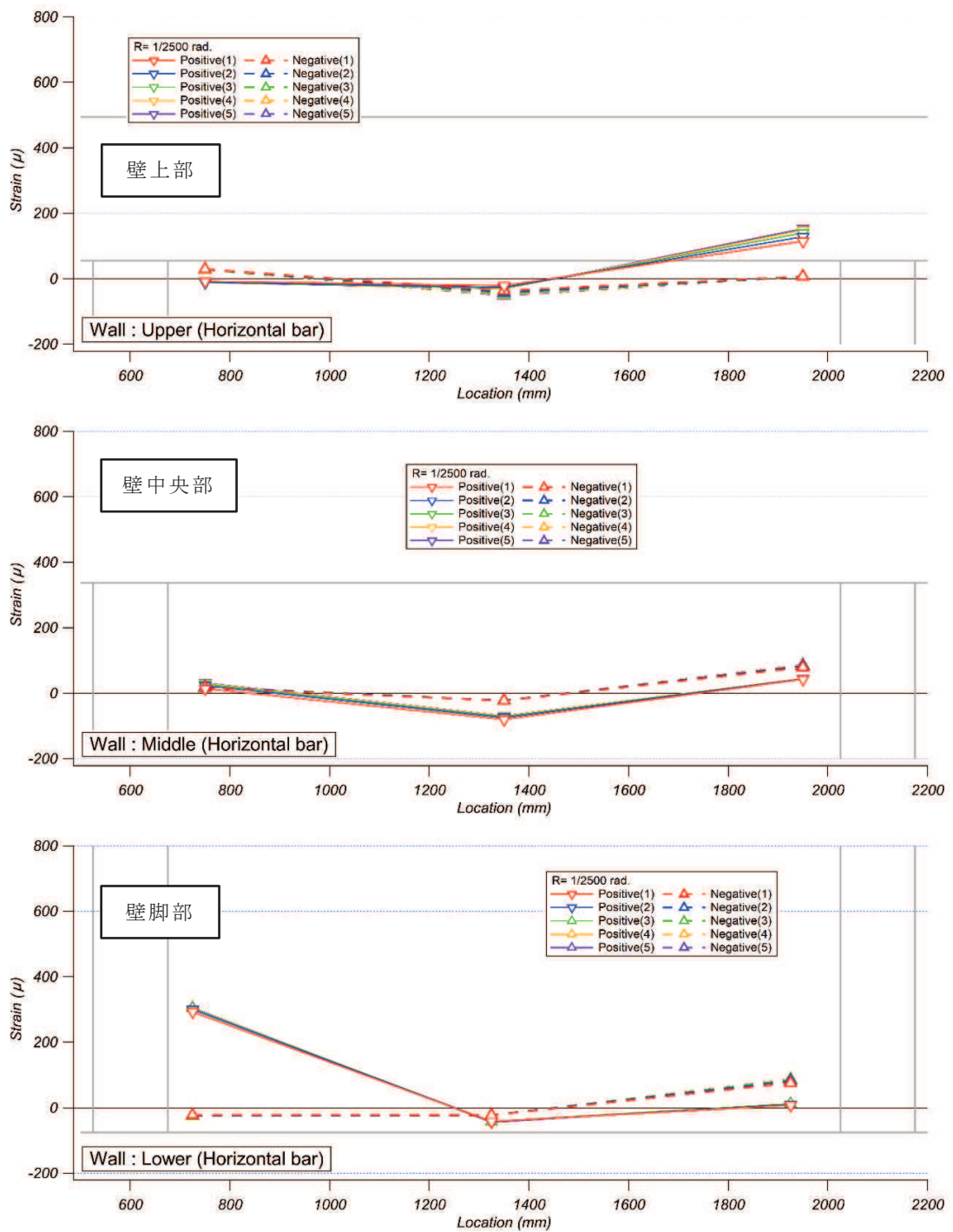


図 4-5(2) 乾燥試験体 [2] 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

4.3 鉄筋ひずみ計測結果

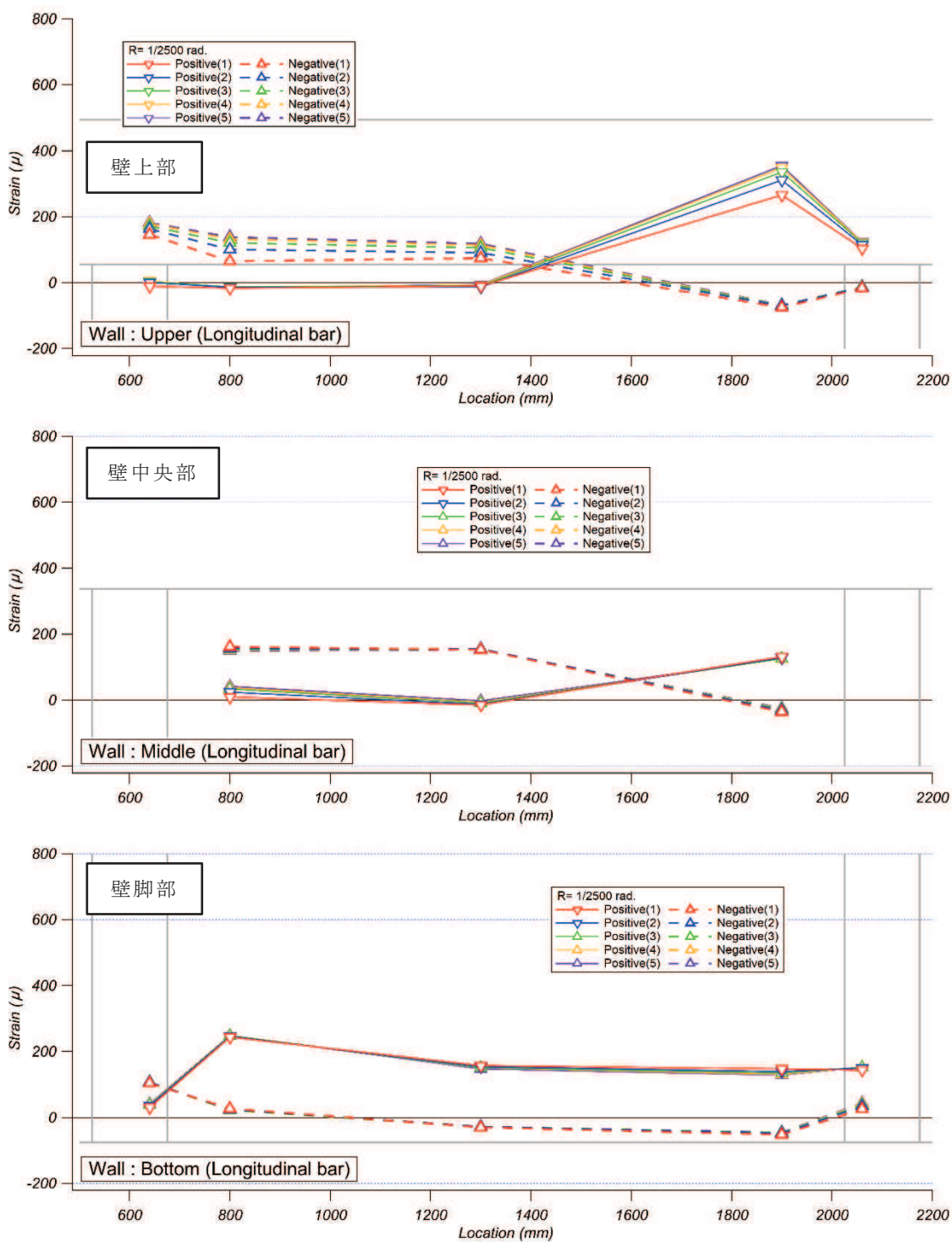
図 4-6 に乾燥試験体 [2] の $R=1/2500\text{rad.}$ (0.4×10^{-3}), $R=1/1667\text{rad.}$ (0.6×10^{-3}), $R=1/500\text{rad.}$ (2.0×10^{-3}) 及び $R=1/200 \sim 1/333\text{rad.}$ サイクルのピーク時における壁主筋のひずみ分布を示す。また、図 4-7 に乾燥試験体 [2] のウェブ壁主筋の代表的な計測点における鉄筋ひずみ-層間変形角関係を示す。鉄筋ひずみ計測位置については乾燥試験体 [1] と同様であり、鉄筋ひずみは裏表の平均値とした。

図 4-6(1)～図 4-6(4) 及び図 4-7 より、3.11 地震における原子炉建屋のオペフロ下部の変形レベル (せん断ひずみ $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$) 及びオペフロ上部の変形レベル (せん断ひずみ 0.6×10^{-3}) では、鉄筋の降伏ひずみ (1680μ) まで至っておらず、鉄筋は弾性範囲内であったことが確認できる。



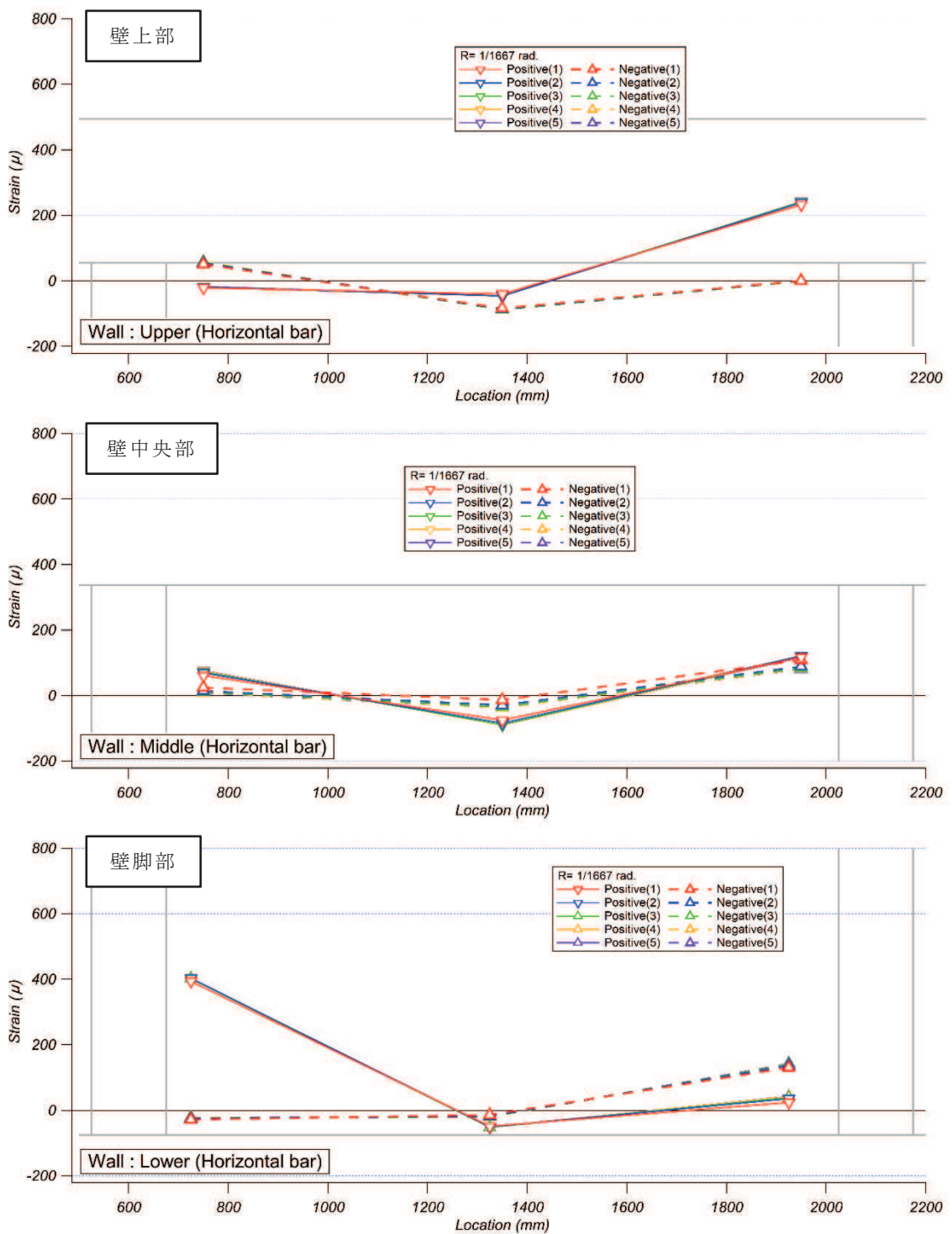
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(1) 乾燥試験体 [2] $R=1/2500\text{rad.}$ における壁横筋ひずみ分布



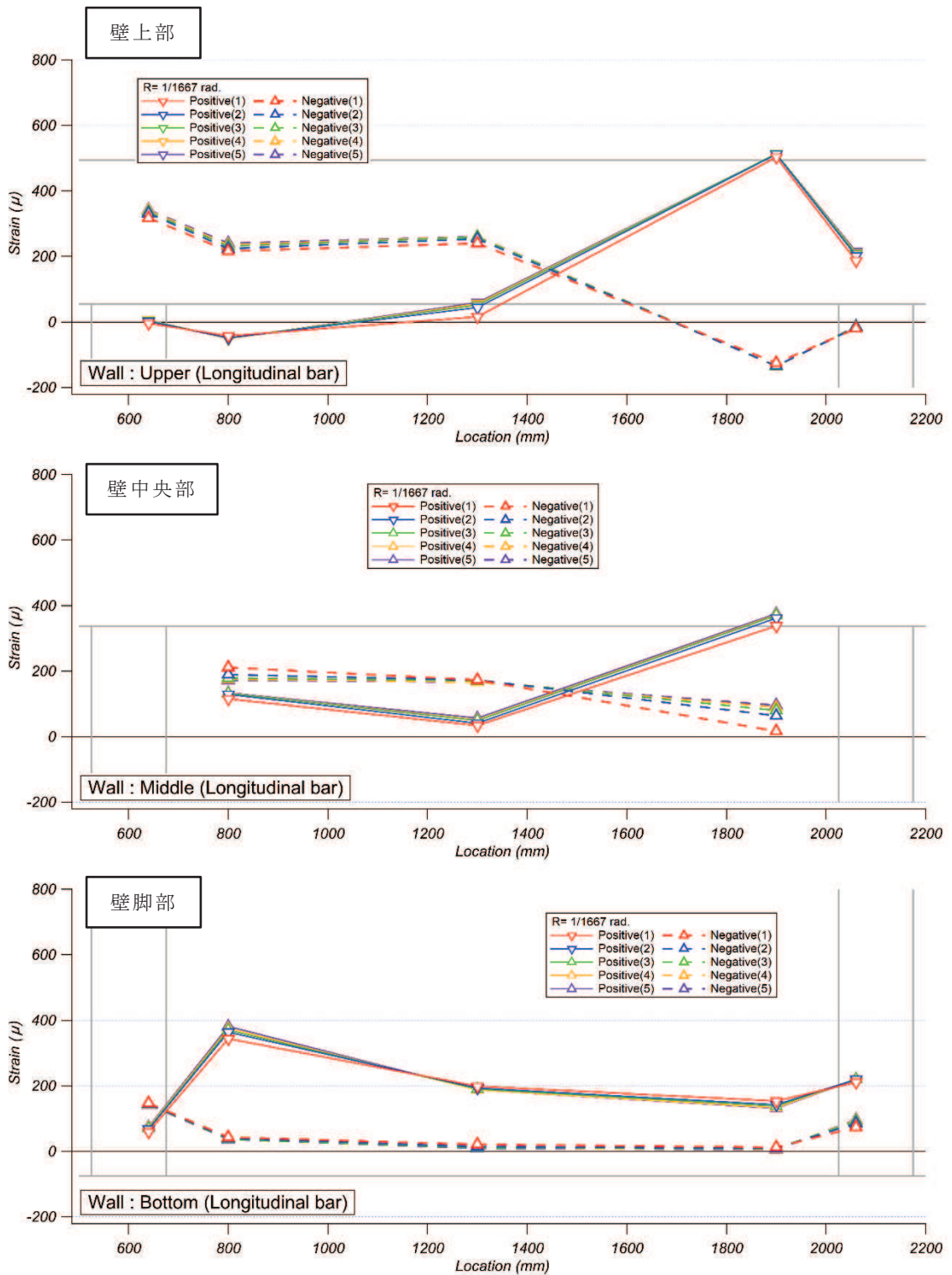
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(2) 乾燥試験体 [2] R=1/2500rad. における壁縦筋ひずみ分布



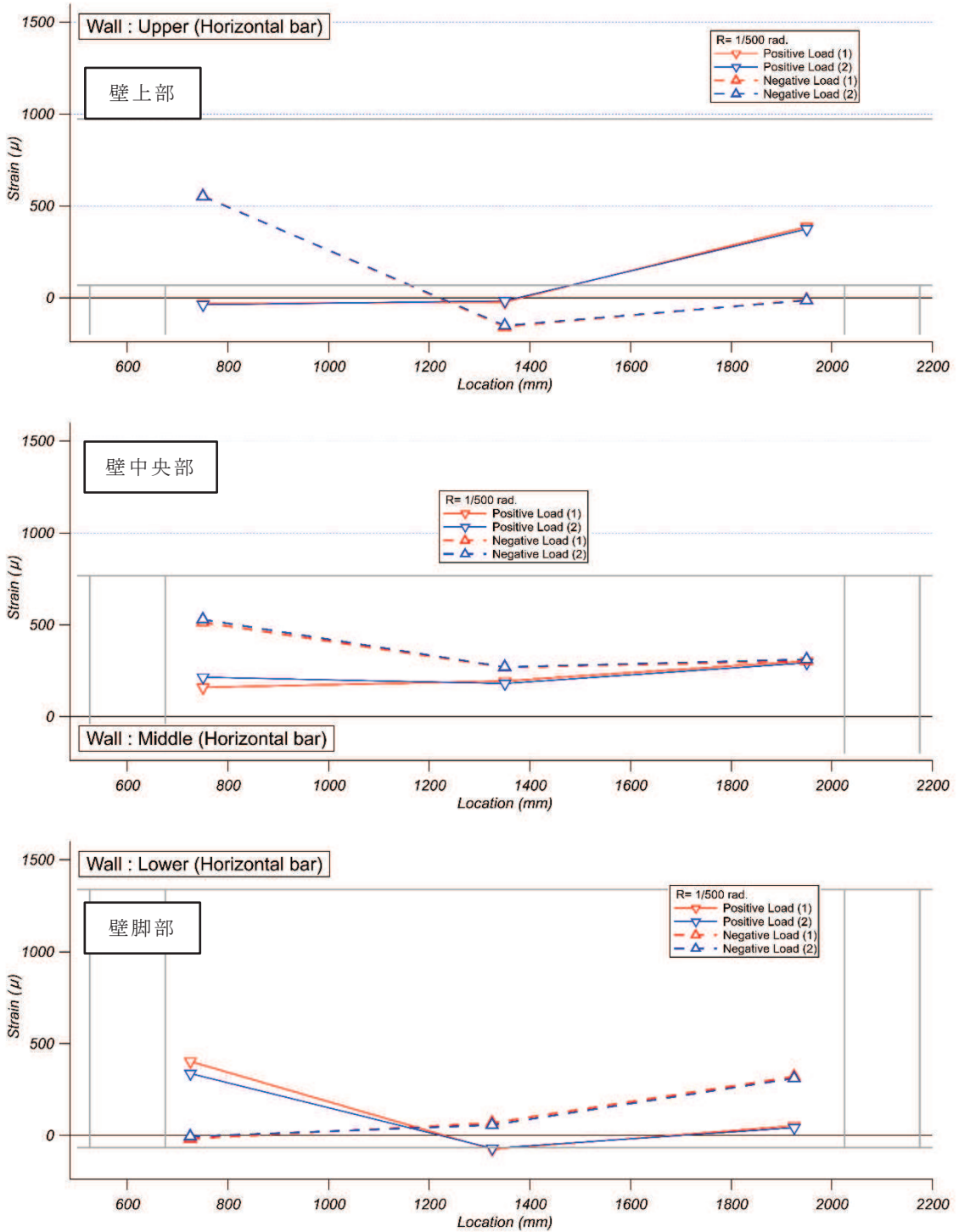
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(3) 乾燥試験体 [2] $R=1/1667$ rad. における壁横筋ひずみ分布



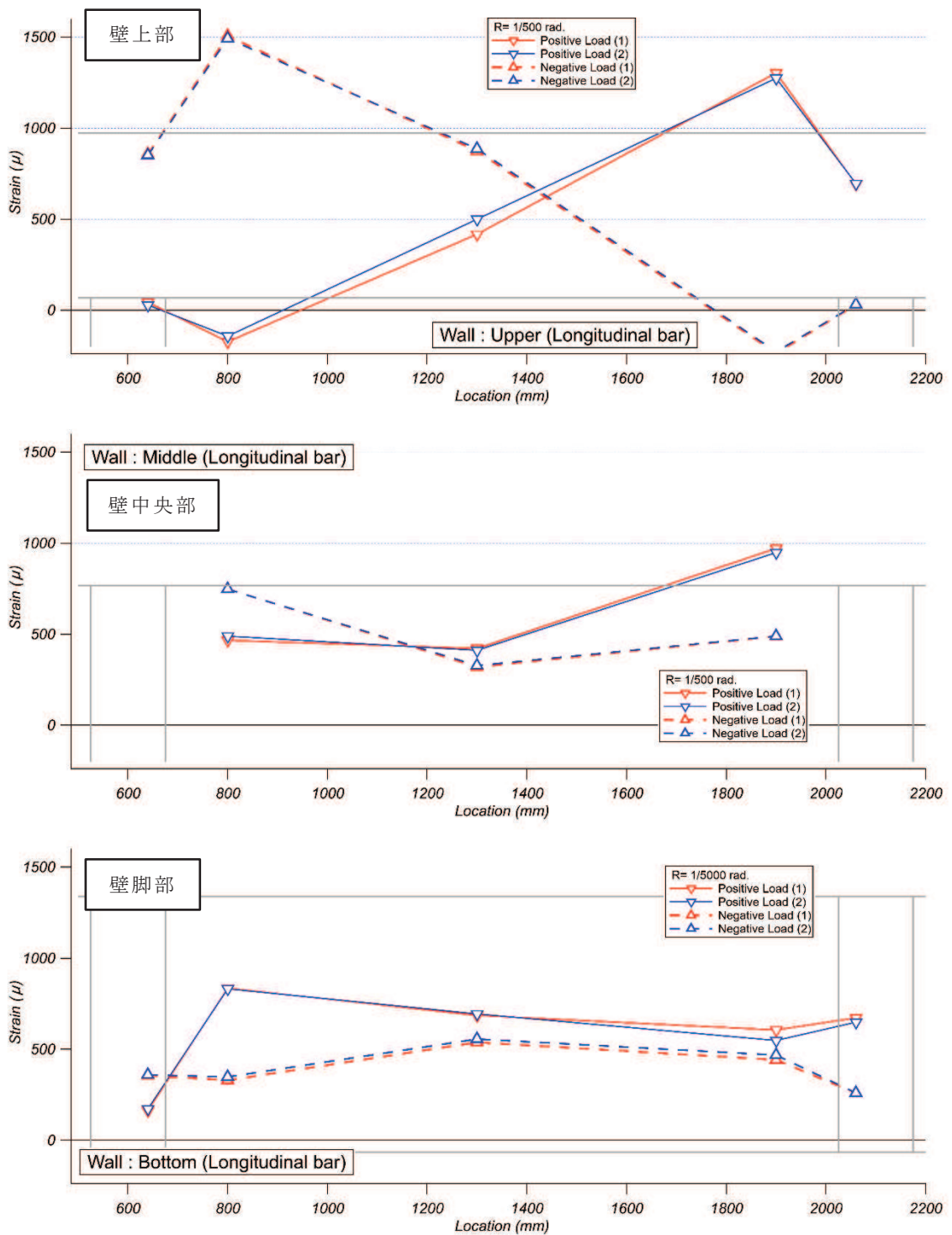
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(4) 乾燥試験体 [2] $R=1/1667\text{rad.}$ における壁縦筋ひずみ分布



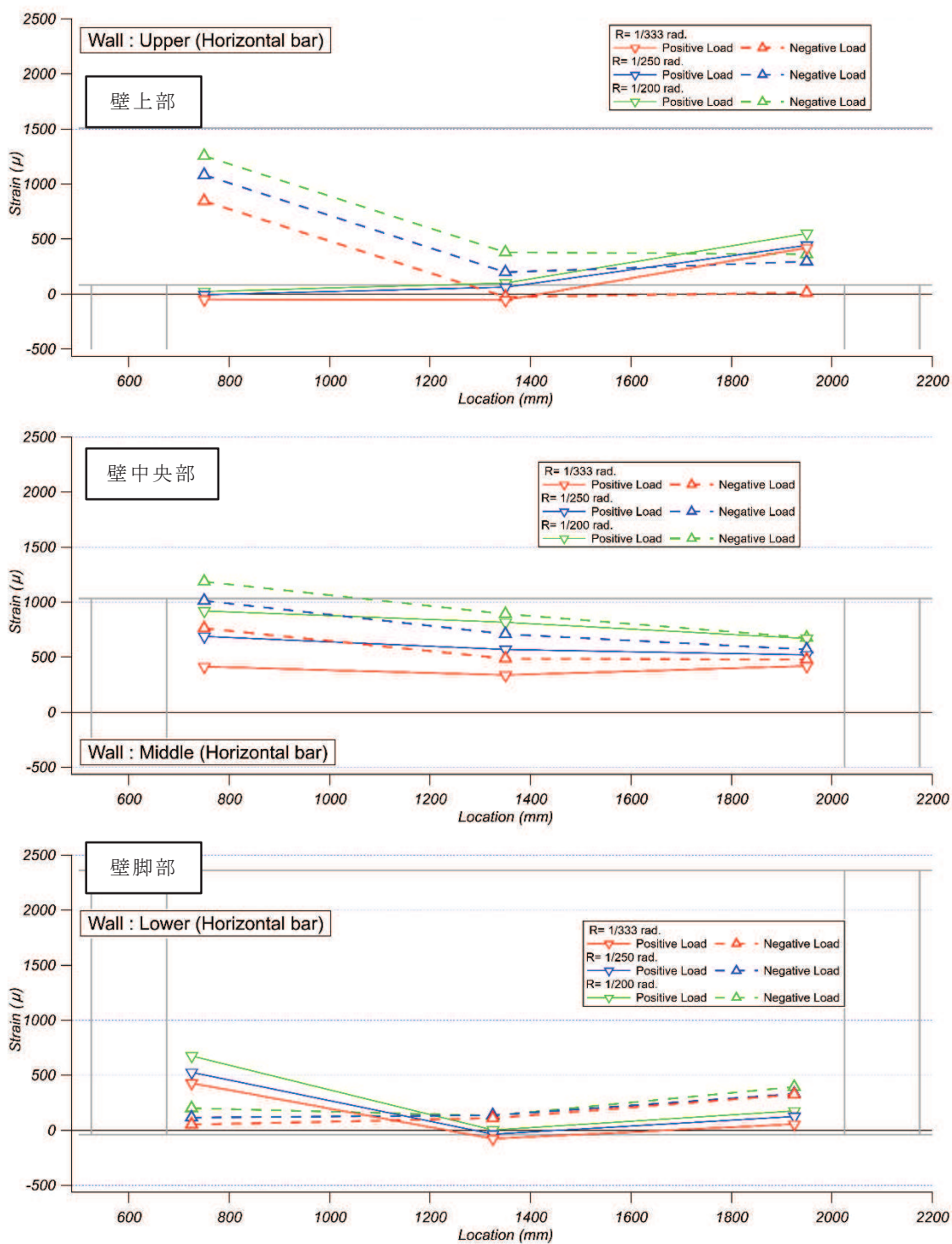
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(5) 乾燥試験体 [2] R=1/500rad. における壁横筋ひずみ分布



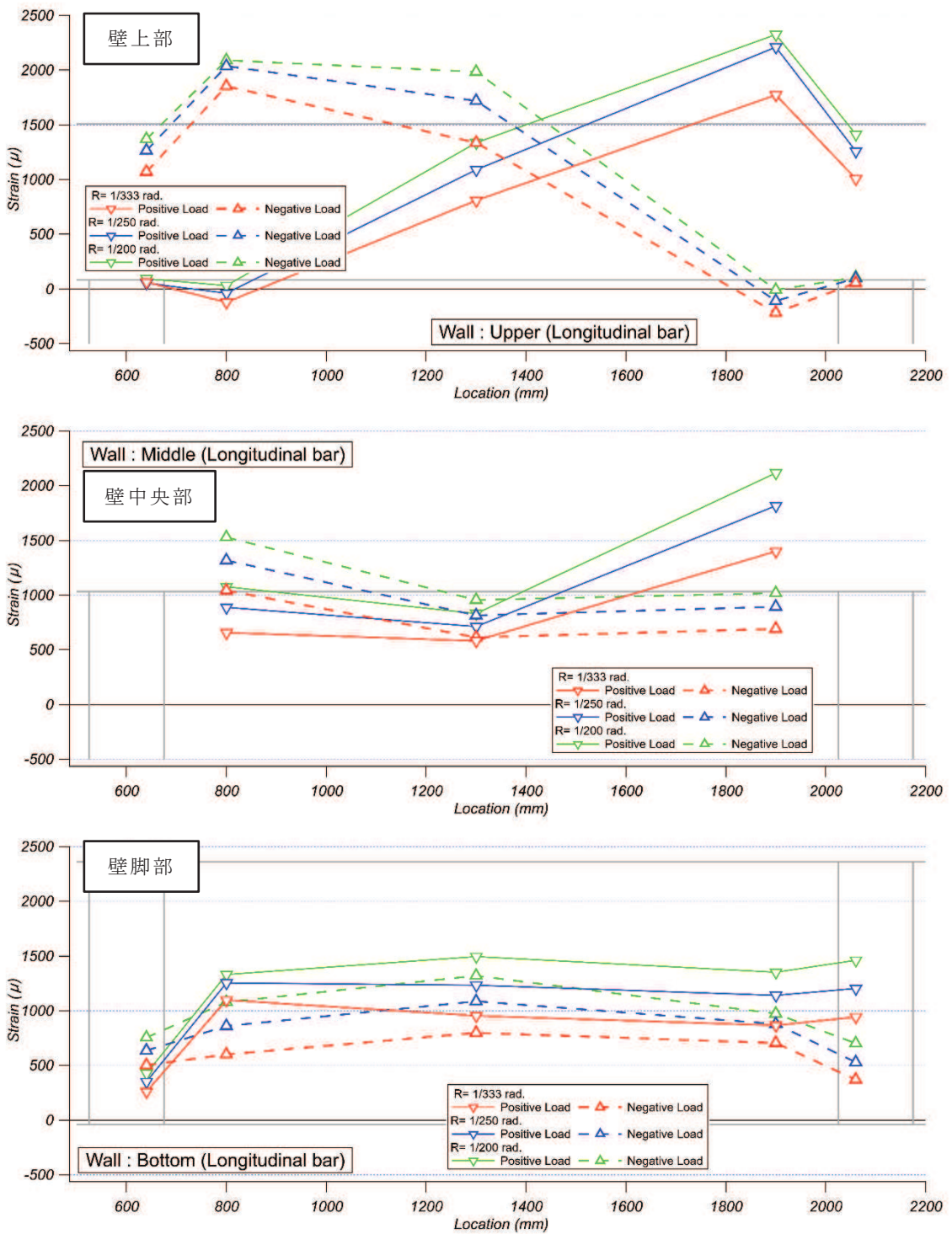
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(6) 乾燥試験体 [2] R=1/500rad. における壁縦筋ひずみ分布



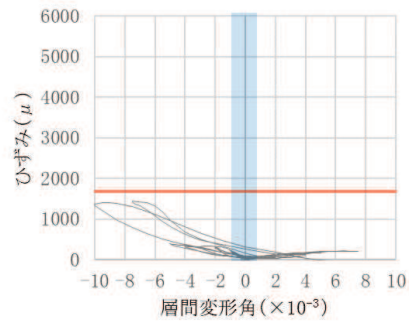
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(7) 乾燥試験体 [2] $R=1/200\sim 1/133$ rad. における壁横筋ひずみ分布

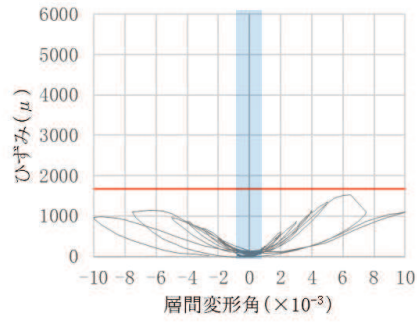


注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(8) 乾燥試験体 [2] $R=1/200\sim 1/133$ rad. における壁縦筋ひずみ分布



(a) 壁板横筋



(b) 壁板縦筋

注：鉄筋ひずみ計測位置を図 3-7 に示す。

■：3.11 地震による原子炉建屋の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）

—：降伏ひずみ（ 1680μ ）

図 4-7 乾燥試験体 [2] 鉄筋ひずみ—層間変形角関係

5. 実験結果まとめ

乾燥収縮ひび割れが耐震壁の初期剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認するために、乾燥させた耐震壁の静的加力実験を実施した結果、以下の知見を得た。

- ① 乾燥収縮の影響については、約3か月乾燥させた乾燥試験体 [1] では、初期の剛性はJ E A G式より低下するものの、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値であるせん断ひずみ 2.0×10^{-3} の変形量、及び終局点であるせん断ひずみ 4.0×10^{-3} の変形量においては上回ることを確認した。さらに乾燥させた乾燥試験体 [2] (約8か月乾燥) でも、その傾向は同様であった。
- ② インナーループによる繰返し加力や主要な層間変形角での5回の繰返し加力から、約3か月乾燥させた乾燥試験体 [1] でも、耐震実験 [1] と同様に事前損傷が評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。さらに乾燥させた乾燥試験体 [2] (約8か月乾燥) でも、その傾向は同様であった。
- ③ 鉄筋ひずみの計測結果から、3.11地震における原子炉建屋の変形レベルでは、試験体の鉄筋は弾性範囲であったことを確認し、3.11地震に対して原子炉建屋がおおむね弾性範囲内の挙動であったことと整合している。

6. 耐震実験結果の実機への適用性について

耐震実験 [3] では、乾燥収縮を意図的に発生させるために、実機に比べて乾燥収縮ひずみが大きい骨材によるコンクリートで試験体を製作している。耐震実験結果の実機への適用性を確認するために、耐震実験の試験体と実機のコンクリート材料について乾燥収縮ひずみの計測試験を実施し、両者の特性を比較評価する。

試験方法は、①コンクリートの長さ変化試験、②骨材の長さ変化試験を実施した。

6.1 コンクリートの長さ変化試験

乾燥収縮試験の試験方法は、鹿島建設が開発した「コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム」（別紙 15-1）とする。

6.1.1 使用材料と調合

(1) 耐震壁試験体

表 6-1 に耐震壁試験体のコンクリートに使用する材料の一覧を、表 6-2 にコンクリートの調合を示す。

表 6-1 使用材料の一覧（耐震壁試験体の打設コンクリート）

材料名		種類	品名等
セメント		普通ポルトランドセメント	住友大阪セメント(株)
骨材	細骨材	砕砂	山形県鶴岡市
		細砂	秋田県由利本荘市
	粗骨材	硬質砂岩	埼玉県川越産 豆砂利（10mm）
水		湖沼流水（秋田県由利本荘市）	
混和剤	AE 減水剤	標準形・I 種	フローリック SV10

※細骨材混合比＝砕砂 50：細砂 50（質量比）

表 6-2 コンクリートの調合（耐震壁試験体の打設コンクリート）

呼び方	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m ³	C kg/m ³	S kg/m ³	G kg/m ³
武蔵菱光 2017	54.0	48.1	197	365	803	879

(2) 実機

表 6-3 に実機を対象としたコンクリートに使用する材料の一覧を、表 6-4 にコンクリートの調合を示す。

表 6-3 使用材料の一覧（実機を対象としたコンクリート）

材料名		種類	品名等
セメント		普通ポルトランドセメント	太平洋セメント（株）
混和材		フライアッシュ II 種	東北発電工業（株）
骨材	細骨材	混合砂（砕砂＋山砂）	女川産（砕砂），大郷産（山砂）
	粗骨材	砕石 2005	女川産
水		上水道水 （鹿島建設（株）技術研究所 西調布実験場内）	
混和剤	AE 減水剤	標準形・I 種	ポゾリス No. 70

表 6-4 コンクリートの調合（実機を対象としたコンクリート）

調合 No.	W/B (%)	s/a (%)	W kg/m ³	C kg/m ³	FA kg/m ³	S kg/m ³	G kg/m ³	備考
0-FB-00	48.1	42.0	178	311	59	723	1037	02400PNN 相当
0-FB-13	37.2	37.0	184	416	79	591	1044	02413PNN 相当
0-N-00	48.1	42.0	178	370	—	723	1037	0-FB-00 比較用
0-N-13	37.2	37.0	184	495	—	591	1044	0-FB-13 比較用

6.1.2 試験方法

(1) 乾燥収縮試験の供試体の打設，養生及び乾燥収縮率の計測

本試験の供試体の成形及び養生を行った。供試体は，材齢 7 日より乾燥を開始し，20℃，RH 60%の環境で 28 日間の気乾養生に供した。

(2) 乾燥収縮率の予測

28 日間の乾燥収縮ひずみの計測結果をもとに，独自の予測プログラムを用いて，J I S A 1 1 2 9 における 10×10×40cm 試験体の乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を外挿により予測した。

(3) 乾燥収縮率の実測値の確認

乾燥収縮試験に用いた供試体は，J I S A 1 1 2 9 に準じて乾燥材齢 182 日まで乾燥収縮ひずみの計測を継続し，迅速試験の予測結果と比較した。

(4) J I S A 1 1 2 9 モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法

実機を対象としたコンクリートについては，さらに J I S A 1 1 2 9 モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法によって長さ変化を測定した。

6.1.3 試験結果

(1) 耐震壁試験体

図 6-1 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥材齢 182 日までの実測値と、実測結果から予測した J I S A 1 1 2 9-1 における予測値を示す。J I S A 1 1 2 9-1 における予測値は、 -1165μ であった。

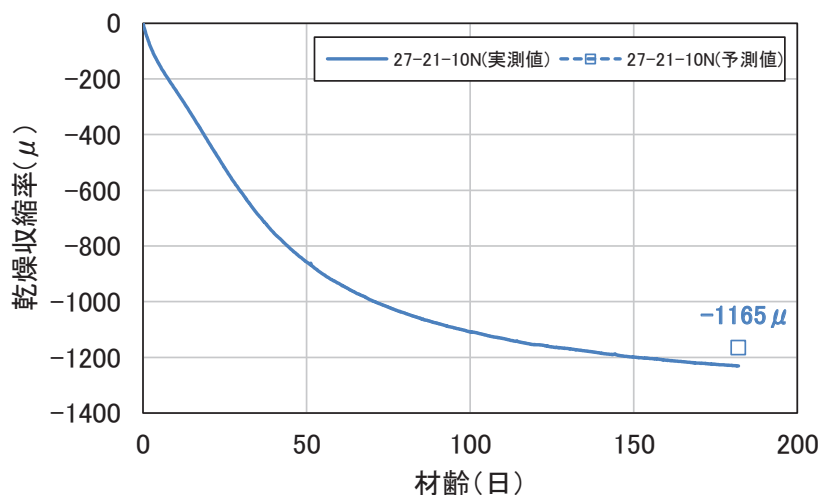


図 6-1 乾燥収縮率予測結果（耐震壁試験体の打設コンクリート）

(2) 実機

図 6-2 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥材齢 182 日までの実測値と、実測結果から予測した J I S A 1 1 2 9-1 における予測値を示す。J I S A 1 1 2 9-1 における予測値は、0-FB-00 で -651μ ，0-FB-13 で -694μ ，0-N-00 で -641μ ，0-N-13 で -664μ であり、いずれの調合も材齢 28 日時点での予測結果より小さい値となった。

図 6-3 に、J I S A 1 1 2 9 によるコンクリートの長さ変化率の経時変化を示す。乾燥材齢 26 週（182 日）時点の長さ変化率は、0-FB-00 で -683μ ，0-FB-13 で -718μ ，0-N-00 で -698μ ，0-N-13 で -655μ であった。

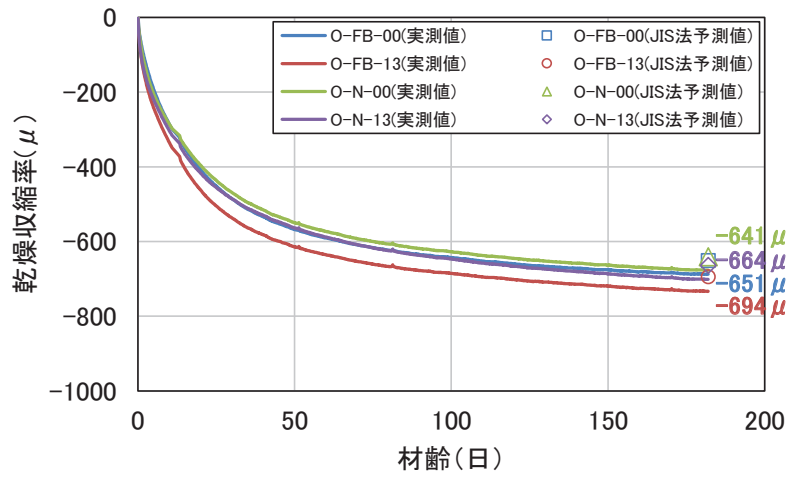


図 6-2 乾燥収縮率予測結果（実機を対象としたコンクリート）

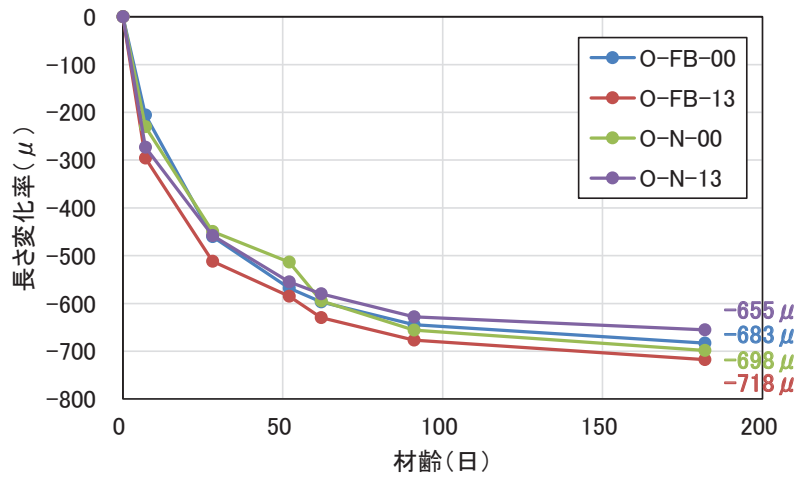


図 6-3 コンクリートの長さ変化率の経時変化
（実機を対象としたコンクリート）

6.2 骨材の長さ変化試験

コンクリートの乾燥収縮を把握するためには、コンクリートは骨材とセメントペーストの複合構造であることから、骨材自体の乾燥収縮特性を検討する必要がある。ここでは、粗骨材を対象として長さ変化の計測試験を行う。

6.2.1 使用骨材

(1) 耐震壁試験体

耐震実験では、乾燥収縮が壁試験体の剛性に及ぼす影響を把握するために、乾燥収縮が大きい粗骨材を用いて試験体を製作している。粗骨材としては、川越産の豆砂利（最大粒径 10mm）を用いているので、TMA 分析には、最大粒径 25mm の粗骨材を用いた。

(2) 実機

女川原子力発電所で用いられている粗骨材は、砕石であるが、砂岩と頁岩の互層から採取されているとの情報に基づいて、砂岩及び頁岩それぞれについて、詳細な分析を行うこととした。砂岩及び頁岩については、骨材の製造元である「宮城県開発株式会社女川採石事業所」に依頼し、10～15kg の岩塊を採取した。

6.2.2 試験方法

骨材の乾燥収縮計測は、TMA（熱機械分析：Thermomechanical Analysis）により実施した。TMA は ThermoMechanical Analysis の略語で、温度・湿度を制御してサンプルの長さ変化を計測できる装置である。建築の分野では、名古屋大学での実施例があり、その結果を図 6-4 に示す。

サンプルサイズは 8mm 程度の立方体で、異方性をもつ骨材が多いので、3 方向の長さ変化をそれぞれ測定した。サンプルの湿度が一定となるまで所定の温度・湿度を維持し、変位計により長さ変化を計測した。

乾燥収縮量は、温度を 20℃ に固定し、湿度を段階的に低下（100% から 0% へ、20% ステップ毎）させて収縮が収束した段階での収縮量を計測し、対応する湿度における乾燥収縮量とした。乾燥収縮については異方性があるので、3 方向について計測した。

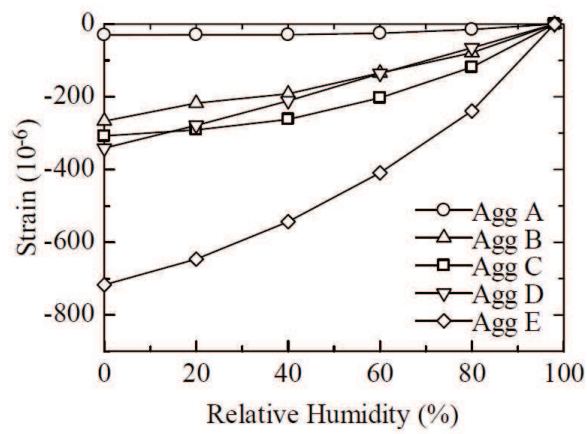


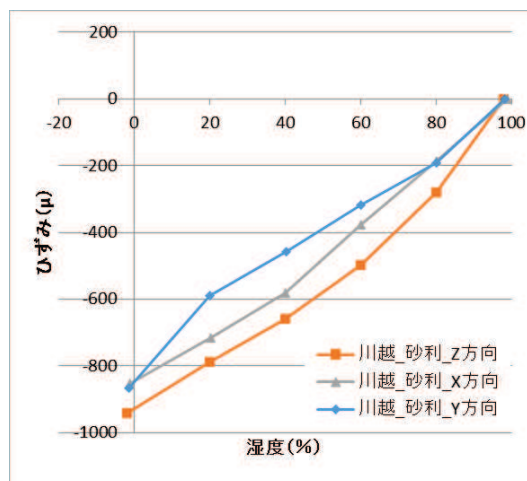
図 6-4 TMA による長さ変化等温線*

* : 五十嵐他「放射線照射環境下にあるコンクリートの物性変化に関する研究—その 4 中性子・ガンマ線照射試験のための調合選定—」, 建築学会大会 (北海道), 21657, 2013 年 8 月

6.2.3 骨材の長さ変化試験結果

(1) 耐震壁試験体

図 6-5 に分析結果を示す。川越の砂利の最大乾燥収縮ひずみは、 -900μ 程度と非常に大きい値となった。

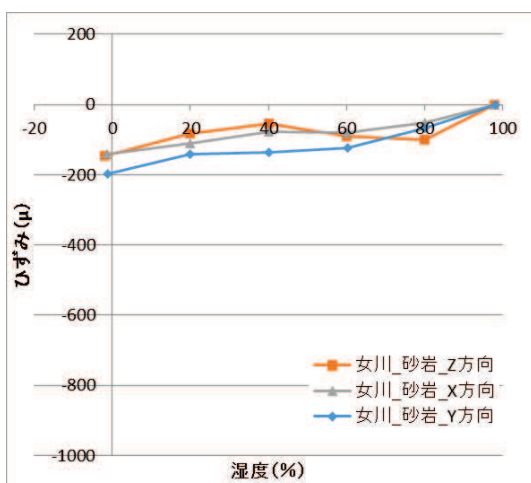


(川越砂利)

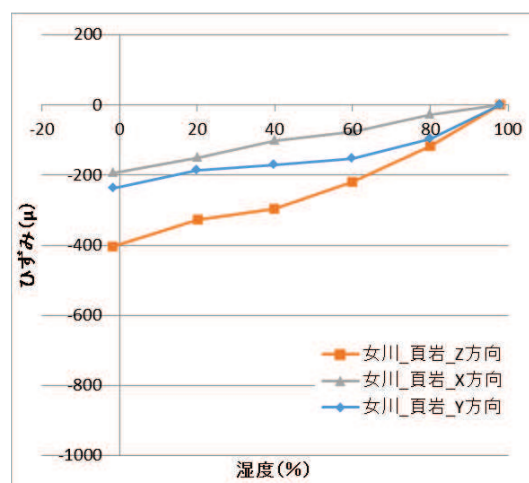
図 6-5 TMA による分析結果 (耐震壁試験体のコンクリートの骨材)

(2) 実機

図 6-6 に分析結果を示す。女川砂岩は最大乾燥収縮ひずみが -200μ 以下で、女川頁岩は $-200\sim-400\mu$ となった。女川の骨材は砂岩と頁岩の互層から採取し、砂岩の割合が多いので、女川骨材の最大乾燥収縮ひずみは -200μ 程度であると考えられる。



(女川砂岩)



(女川頁岩)

図 6-6 TMA による分析結果 (実機を対象としたコンクリートの骨材)

6.3 まとめ

本検討では、耐震実験の試験体と実機のコンクリート材料の試験を実施して、乾燥収縮ひずみの比較評価を行い、両者の特性の違いを検討した。コンクリート及び骨材の長さ変化試験結果の概要を、表 6-5 に示す。

乾燥材齢 26 週（182 日）時点のコンクリートの長さ変化は、実機が -700μ 程度であるのに対して、耐震壁試験体は -1200μ 程度であった。骨材の長さ変化は、実機が -200μ 程度であるのに対して、耐震壁試験体は -900μ 程度であった。

表 6-5 コンクリート及び骨材の長さ変化試験結果の概要

		耐震壁試験体	実機
コンクリート	試験方法 1* ¹	-1200μ 程度	-700μ 程度
	試験方法 2* ²	—	-700μ 程度
骨材* ³		-900μ 程度	-200μ 程度

*1：コンクリートの乾燥収縮迅速評価システムによる

*2：J I S A 1 1 2 9 モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法による

*3：TMA（熱機械分析：Thermomechanical Analysis）による

上記の結果から、耐震壁試験体のコンクリート及び骨材の長さ変化は、実機よりも大きい値を示している。このため、乾燥収縮がコンクリート部材の終局耐力に与える影響は耐震壁試験体に比べて実機の方が小さく、耐震実験結果の実機への適用性があると考えられる。

別紙 15-1 コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム

コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム

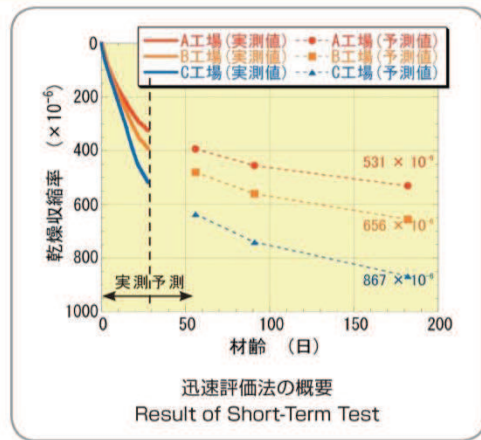
Accelerated Drying Shrinkage Evaluation System

コンクリートの乾燥収縮率を短期間に判定。

概要 Outline

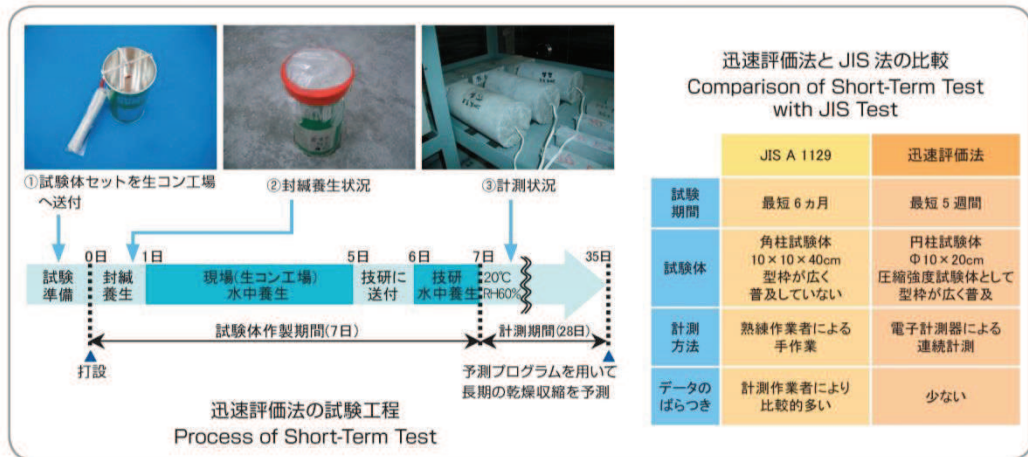
5週間の短期間で長期のコンクリートの乾燥収縮率を判定する乾燥収縮迅速評価システム（以下、迅速評価法）を開発しました。これまで、コンクリートの乾燥収縮試験は、JIS A 1129（以下、JIS法）により行われてきましたが、最低6ヵ月間の試験期間が必要であり、試験結果を実際の工事に反映させることは難しい状況でした。工事着工前の試練りを利用して、短期間で判定できる迅速評価法を用いることにより、調合設計や使用材料の選定が可能となりました。乾燥収縮ひび割れが懸念される部位に、調合設計や使用材料の選定を行った乾燥収縮率の小さいコンクリートを使用することは、極めて効果的なひび割れ対策であるといえます。迅速評価法は、2007年1月に財団法人日本建築総合試験所の性能証明（第06-19号）を取得しています。

* 本技術の適用は当社施工物件に限定しています。



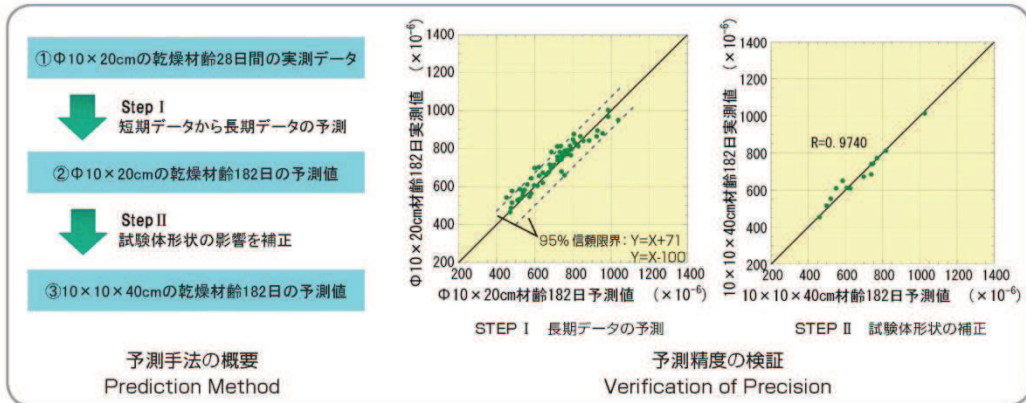
特徴 Characteristics

迅速評価法は、独自の予測プログラムにより短期間の計測データから長期の乾燥収縮率を判定するとともに、埋め込みひずみ計による自動計測を実施することにより、短期間かつ省力化を実現した試験方法です。



予測手法の概要 Prediction Method

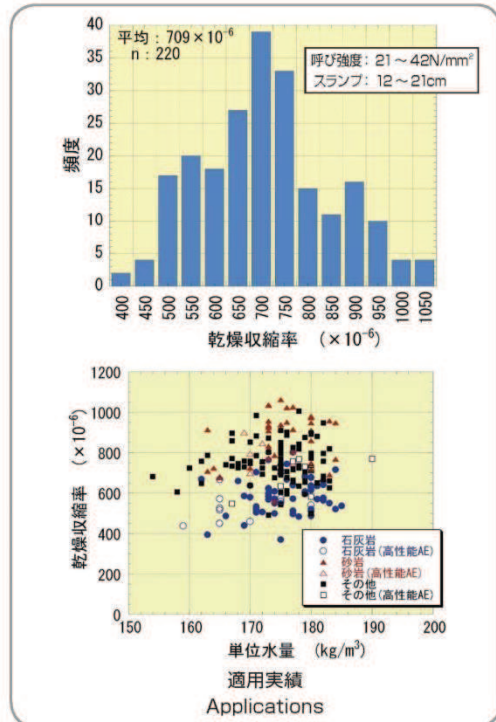
迅速評価法では、STEP Iとして、Φ 10 × 20cm の試験体における乾燥材齢 28 日間の連続した実測データから、独自の予測手法により、Φ 10 × 20cm 乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を予測します。STEP IIとして、Φ 10 × 20cm 乾燥材齢 182 日時点の予測値から、試験体形状の影響を補正し、JIS 法の試験結果である 10 × 10 × 40cm の試験体における乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を予測します。



適用実績 Applications

迅速評価法は、当社が選定し使用した生コン工場を対象とし、東北、関東、中部、関西、九州などの各地区における計 220 件の実績があります。これらの実績は、呼び強度 21 ~ 42N/mm²、スランブ 12 ~ 21cm のコンクリートを対象としており、以下の事項が明らかとなっています。

- 一般的なコンクリートの乾燥収縮率の平均が 800×10^{-6} 程度であるのに対し、今回の試験結果では乾燥収縮率の平均は 709×10^{-6} である。
- JASS5 で推奨している 800×10^{-6} 以下を満足するコンクリートは全体の 76% である。
- 生コン工場間の乾燥収縮率の差は $400 \sim 1050 \times 10^{-6}$ と非常に大きく、そのひび割れ発生の危険度及びひび割れの程度も大きく異なると推測される。
- 一般的な認識と異なり、現状では乾燥収縮率に与える単位水量の影響は比較的小さく、骨材種類の影響が大きい。



再生紙を使用しています。

鹿島建設株式会社 2010 年 3 月 5 日 禁無断転載

別紙 16 建屋支持地盤の剛性低下に関する検討

目 次

1. 概要..... 別紙 16- 1
2. 3.11 地震のシミュレーション解析に基づく接地圧の確認 別紙 16- 1
3. 3.11 地震のシミュレーション解析に基づく鉛直応答性状の確認 別紙 16- 3
4. 観測記録を用いた支持地盤の振動特性の分析..... 別紙 16- 6
5. 原子炉建屋のシミュレーション解析における側面地盤の影響確認..... 別紙 16-18
6. まとめ..... 別紙 16-24

1. 概要

3.11 地震等による顕著な初期剛性の低下の要因として、支持地盤の剛性低下が寄与しているのかどうかについて検討を行った。

検討は、3.11 地震に対するシミュレーション解析による検討と、建屋直下に設置された地震計の分析より行った。また、側面地盤の非線形化が建屋の応答性状に影響を与えていないかどうかを、地震観測記録を用いたシミュレーション解析により確認した。

2. 3.11 地震のシミュレーション解析に基づく接地圧の確認

(1) 検討方法

支持地盤が剛性低下する要因としては、地震時に地盤の短期許容支持力度を超えた場合が考えられることから、地震時における接地圧を確認する。

地震時の接地圧は、別紙 1 の解析結果より算定し、地盤の短期許容支持力度と比較する。

(2) 検討結果

シミュレーション解析結果により得られた接地圧を図 2-1 及び図 2-2 に示す。

最大接地圧は、鉛直方向地震応答解析モデルにより評価した鉛直震度を組み合わせて評価した場合でも、3.11 地震 EW 方向入力 of 1.2N/mm^2 が最大であり、地盤の短期許容支持力度 9.1N/mm^2 (極限鉛直支持力度の $2/3$) に対して十分下回っている。

よって、地震時の建屋応答により支持地盤が損傷することによる剛性低下は生じていないと判断される。

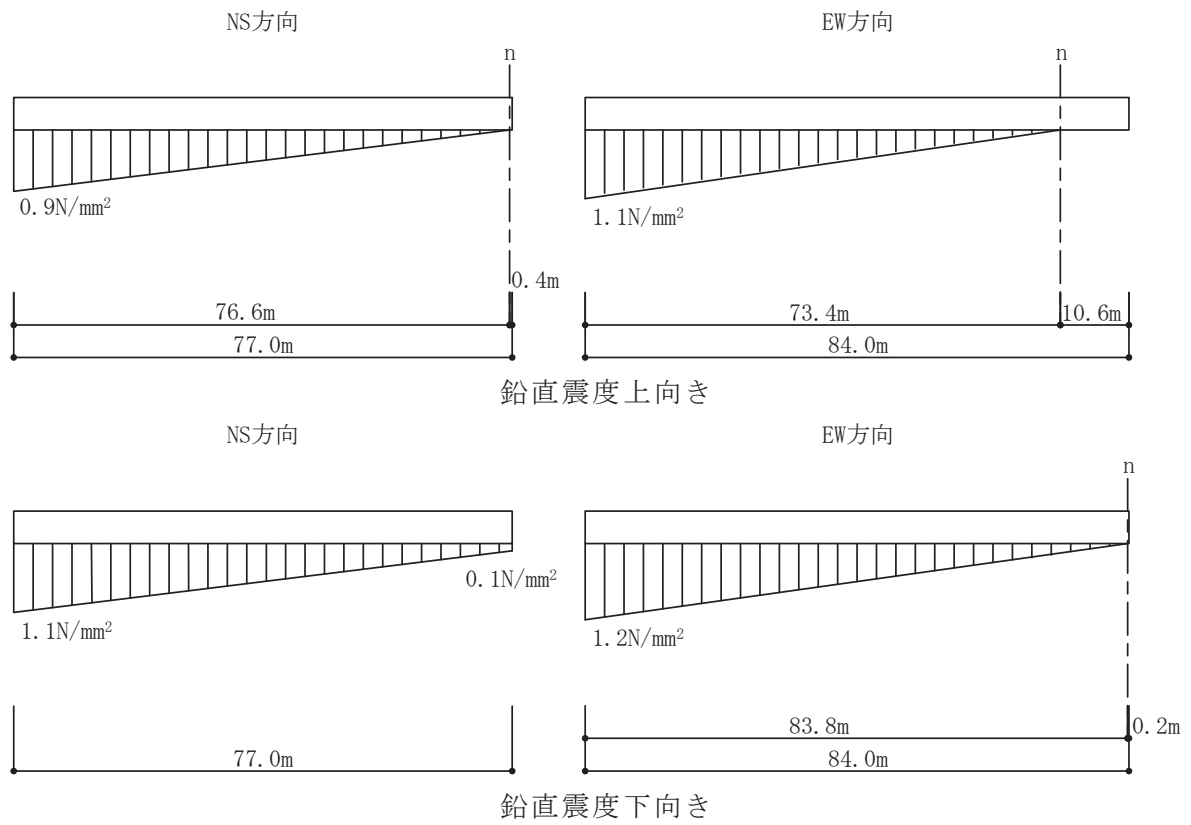


図 2-1 原子炉建屋 3.11 地震 最大接地圧

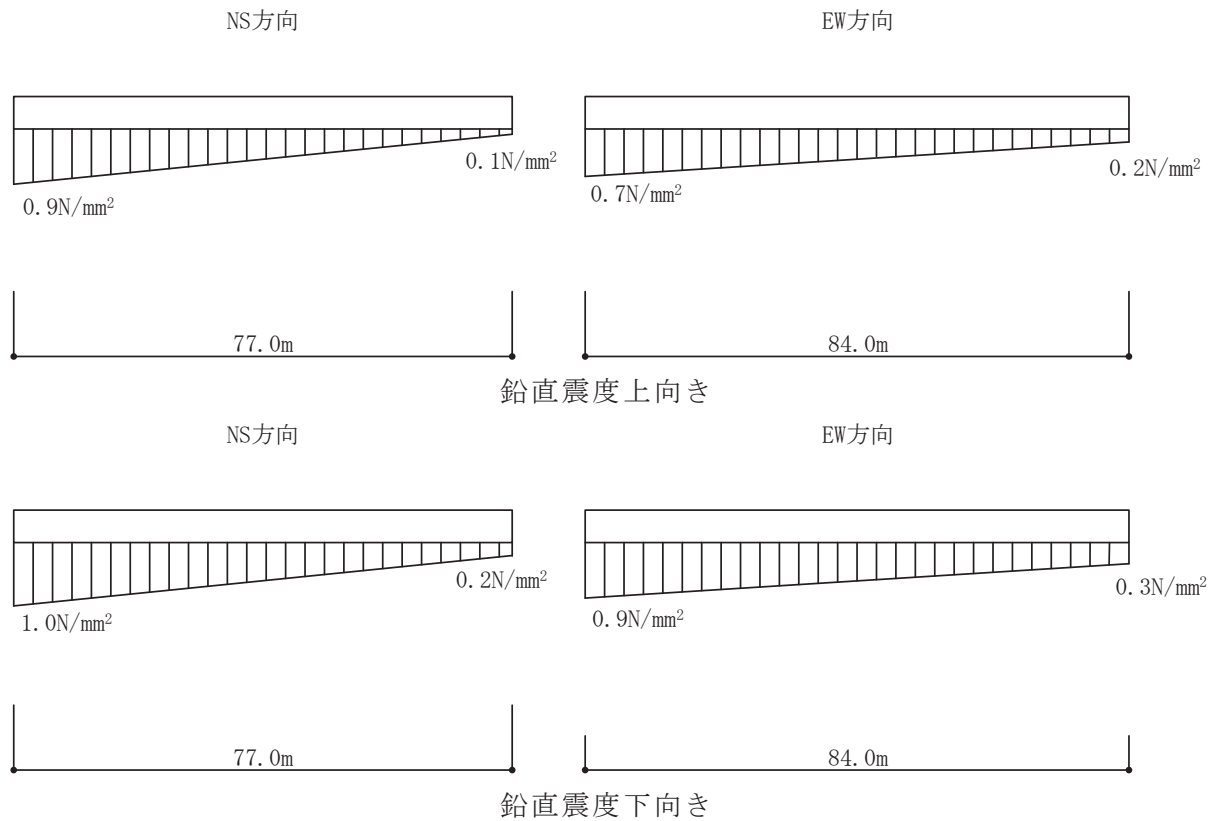


図 2-2 原子炉建屋 4.7 地震 最大接地圧

3. 3.11 地震のシミュレーション解析に基づく鉛直応答性状の確認

(1) 検討方法

支持地盤が剛性低下した場合には、基礎底面地盤ばねの物性値に影響を与えると考えられることから、設計時の地盤ばね定数を用いたシミュレーション解析結果が観測記録と整合しているか確認する。

シミュレーション解析は、別紙1のうち耐震壁の剛性低下を考慮していない鉛直方向について検討し、支持地盤の影響を確認した。

(2) 検討結果

鉛直方向のシミュレーション解析結果を図3-1及び図3-2に示す。

解析結果は、設計時の地盤剛性による弾性解析により観測記録を概ね再現できており、地盤剛性の非線形性の影響はほとんどないと考えられる。また、支持地盤の最表層の1次振動数は78Hz程度($V_p=3410\text{m/s}$, 層厚10.9m)であり、建屋鉛直方向の1次振動数10Hz程度に与える影響は小さい。

よって、建屋の初期剛性低下の要因として、支持地盤の剛性低下が寄与する可能性は小さい。

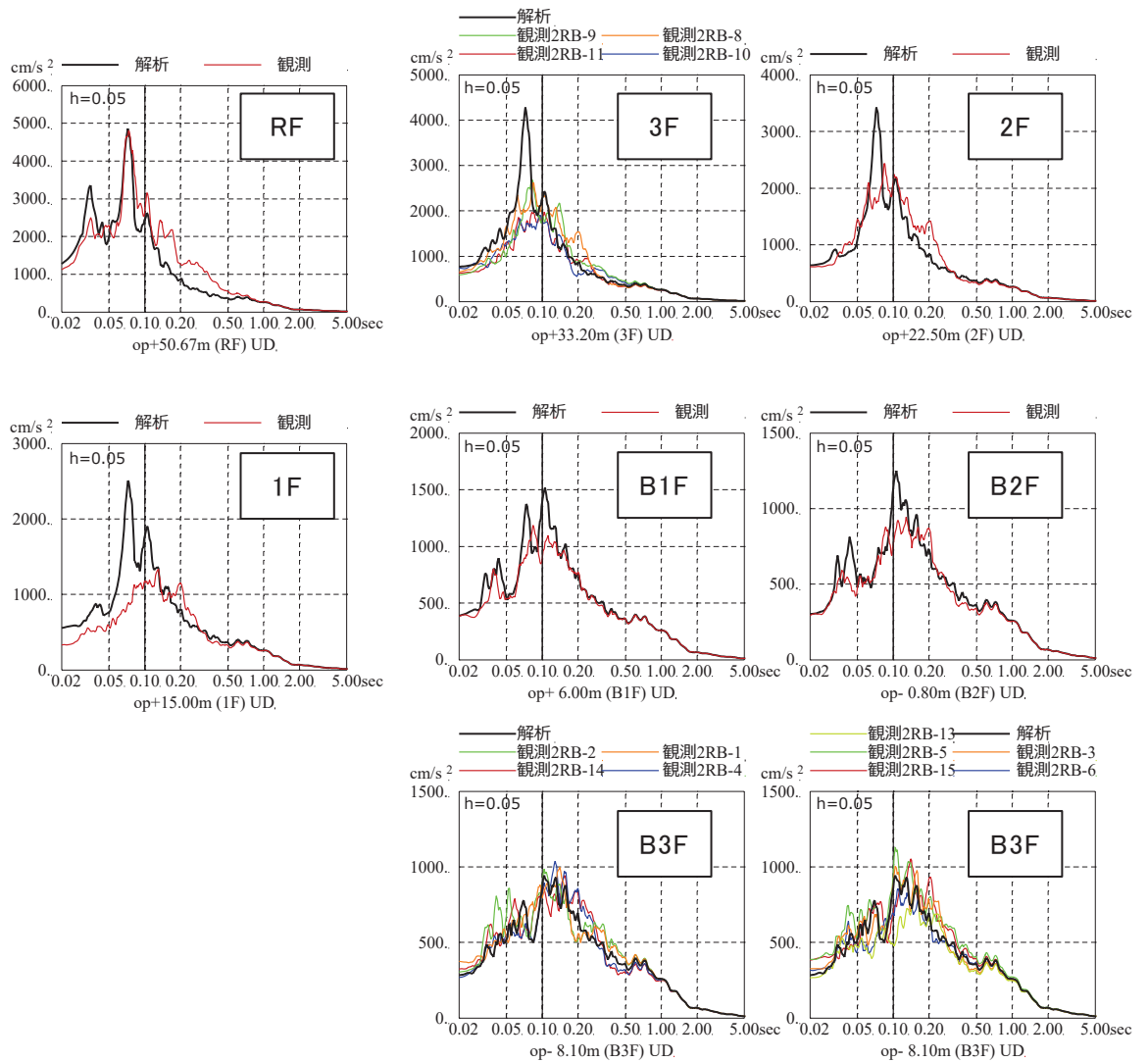


図 3-1 原子炉建屋の加速度応答スペクトルの比較
(鉛直方向, 3.11 地震)

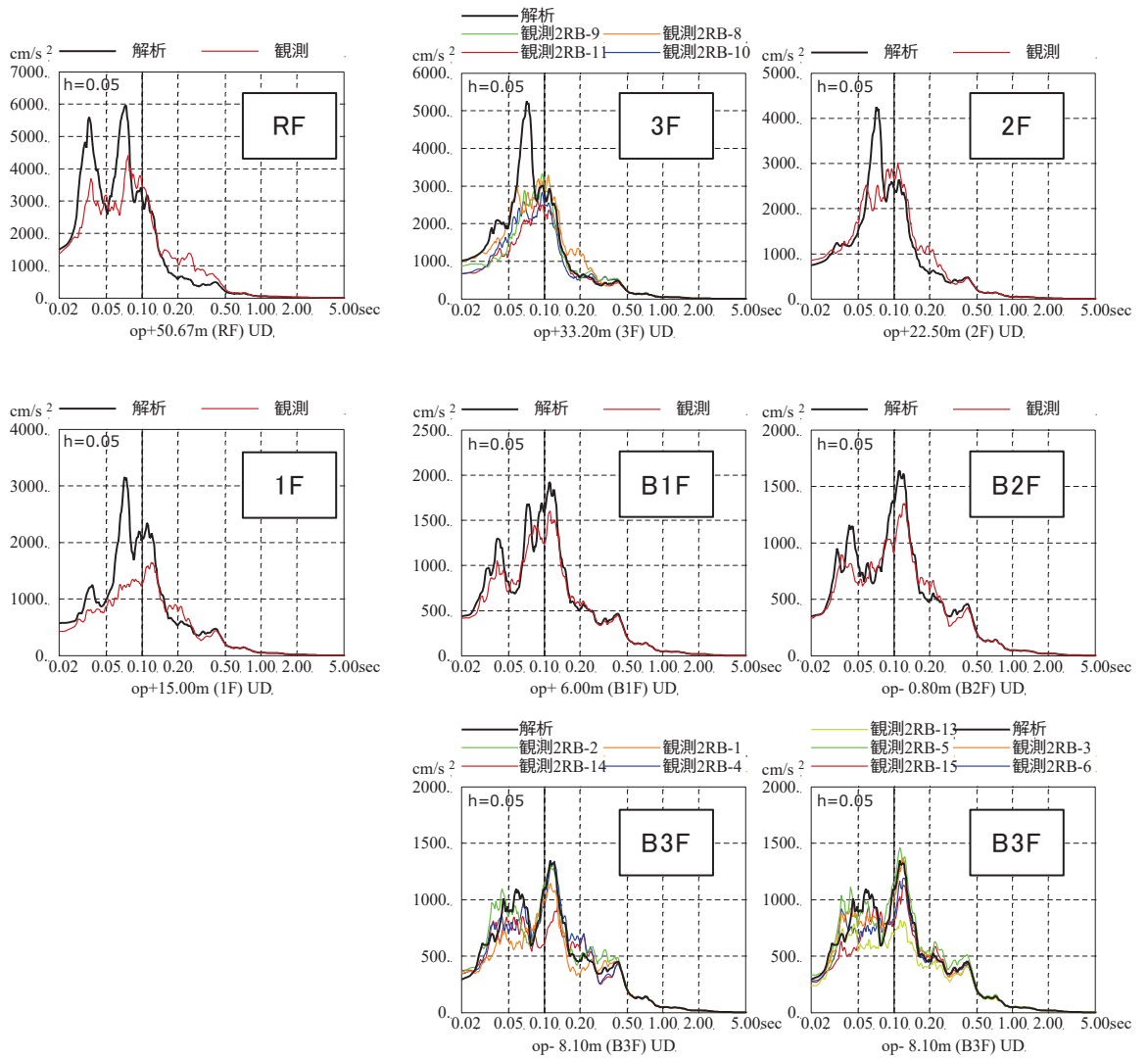


図 3-2 原子炉建屋の加速度応答スペクトルの比較
(鉛直方向, 4.7 地震)

4. 観測記録を用いた支持地盤の振動特性の分析

支持地盤が剛性低下した場合には、地盤の振動特性に影響を与えられられることから敷地の観測記録を用いて地震前後の振動特性の変化を確認する。

(1) 水平アレイ観測を用いた検討

a. 検討方法

地盤の振動特性の分析は、自由地盤の解放基盤表面相当位置に設置している地震計の観測記録と、原子炉建屋直下に設置されている地震計の観測記録の応答スペクトル比について、3.11地震前後の中小地震による傾向、3.11地震と中小地震の傾向について比較を行った。なお、原子炉建屋直下の地震記録は、3.11地震前後も地震観測が有効に作動している第1号機原子炉建屋直下の記録を使用した。地盤系の地震計配置及び検討対象地震観測位置を図4-1に示す。

女川原子力発電所では多数の地震記録が観測されているが、敷地地盤の振動特性の検討において、地震波の到来方向による影響は小さいことが確認されているため、3.11地震と同様の方向を震源とする地震を検討対象とし、3.11地震前の31地震と3.11地震後5日間の19地震を選定した。検討対象地震の諸元を表4-1に、検討に用いた地震の震央分布を図4-2に示す。

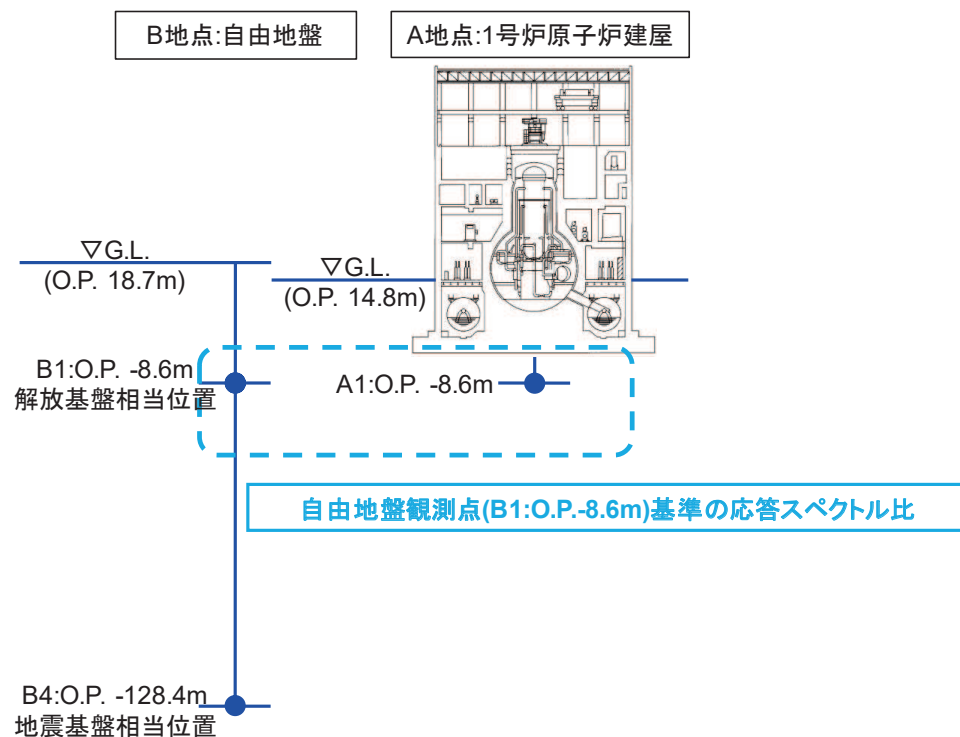


図4-1 地盤系の地震計配置及び検討対象地震計位置

表 4-1 (1) 検討対象地震の諸元 (1/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
1	1981.01.23	04:34	宮城県東方はるか沖	6.6	0	137
2	1981.01.23	19:22	宮城県東方はるか沖	6.2	0	139
3	1994.03.22	16:23	宮城県東方沖	4.7	48	52
4	1996.09.13	09:09	宮城県東方沖	4.6	52	45
5	1997.09.25	17:51	宮城県東方沖	4.2	38	69
6	1999.11.15	10:34	宮城県東方沖	5.7	46	81
7	2001.05.21	06:34	宮城県東方沖	4.0	47	40
8	2002.03.30	23:55	宮城県東方沖	4.2	49	54
9	2003.02.02	02:17	宮城県東方沖	4.1	45	36
10	2003.07.23	17:46	宮城県東方沖	4.2	44	40
11	2003.10.03	20:28	宮城県東方沖	4.2	72	36
12	2004.11.08	03:28	宮城県東方沖	4.1	46	34
13	2005.08.16	11:52	宮城県東方沖	4.6	38	62
14	2005.08.16	13:55	宮城県東方沖	4.5	43	51
15	2005.09.06	18:13	宮城県東方沖	4.1	45	39
16	2005.09.12	04:28	宮城県東方沖	4.7	42	65
17	2005.12.02	22:13	宮城県東方沖	6.6	40	83
18	2005.12.05	07:20	宮城県南東沖	5.5	25	117
19	2006.02.01	04:23	宮城県東方沖	4.5	36	71
20	2006.09.09	19:36	宮城県東方沖	4.9	67	49
21	2007.06.13	10:49	宮城県東方沖	4.2	66	28
22	2009.02.18	21:45	宮城県東方沖	4.1	47	33
23	2009.09.03	18:32	宮城県南東沖	4.3	51	111
24	2010.01.17	15:04	宮城県東方はるか沖	5.6	41	181
25	2010.04.26	06:22	宮城県南東沖	5.1	76	90
26	2010.06.20	17:23	宮城県東方沖	4.0	46	36
27	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	155
28	2011.03.09	11:57	宮城県東方はるか沖	6.2	12	166
29	2011.03.09	11:58	宮城県東方はるか沖	6.0	21	145
30	2011.03.10	03:16	宮城県東方はるか沖	6.4	29	121
31	2011.03.10	06:23	宮城県東方はるか沖	6.8	9	137
32	2011.03.11	18:27	宮城県東方沖	5.4	36	62
33	2011.03.11	19:15	宮城県東方沖	4.4	49	28
34	2011.03.11	21:33	宮城県東方はるか沖	5.1	10	116

表 4-1 (2) 検討対象地震の諸元 (2/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
35	2011.03.12	04:23	宮城県東方沖	4.2	50	27
36	2011.03.12	16:07	宮城県東方沖	4.9	30	67
37	2011.03.13	05:56	宮城県東方沖	4.4	20	32
38	2011.03.13	09:43	宮城県南東沖	5.1	12	119
39	2011.03.13	13:02	宮城県東方沖	5.0	28	113
40	2011.03.13	14:55	宮城県東方沖	4.9	38	66
41	2011.03.13	16:28	宮城県東方沖	4.0	37	34
42	2011.03.13	23:26	宮城県東方沖	4.1	34	57
43	2011.03.14	02:40	宮城県南東沖	5.1	2	108
44	2011.03.14	03:45	宮城県東方沖	4.8	29	74
45	2011.03.14	06:17	宮城県東方沖	4.3	18	53
46	2011.03.14	15:46	宮城県東方はるか沖	5.4	33	143
47	2011.03.14	17:23	宮城県東方沖	4.9	14	66
48	2011.03.14	19:19	宮城県東方沖	4.2	41	49
49	2011.03.14	23:50	宮城県東方沖	4.8	32	65
50	2011.03.15	16:08	宮城県東方沖	4.9	30	70

- 観測開始~3.11 発生以前の 31 地震
- 3.11~5 日間の 19 地震
- 3.11 地震

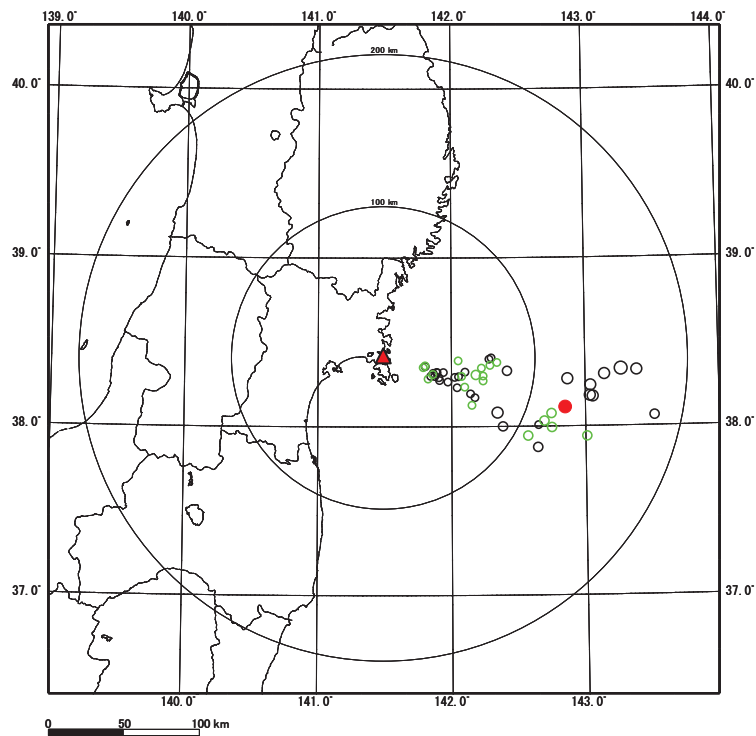


図 4-2 検討に用いた地震の震央分布図

b. 検討結果

地盤の振動特性の分析結果として、自由地盤と1号機原子炉建屋直下の水平アレイの応答スペクトル比の平均値の3.11地震前後の比較を図4-3及び図4-4に示す。

3.11地震前後の応答スペクトル比の平均値について、3.11地震前後で傾向に変化は無い事、3.11地震の応答スペクトル比もこれらの中小地震による各応答スペクトル比と整合したものであることが確認された。なお、応答スペクトル比の若干の差異については、地震前後の期間において対象としている地震数の違いや各地震による特性の差異が要因と考えられ、ばらつきの範囲内と判断される。

よって、地震前後に地盤の振動特性に変化がないことから支持地盤は剛性低下していないと考えられる。

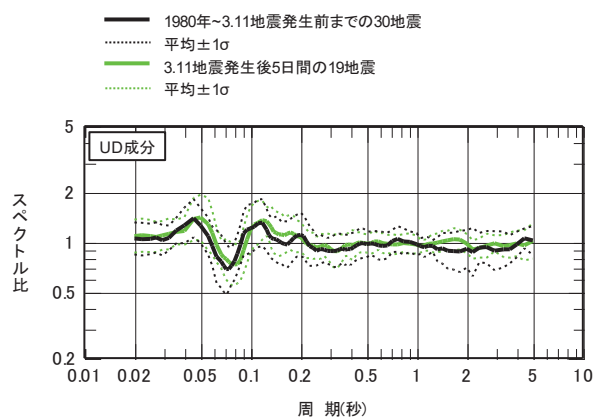
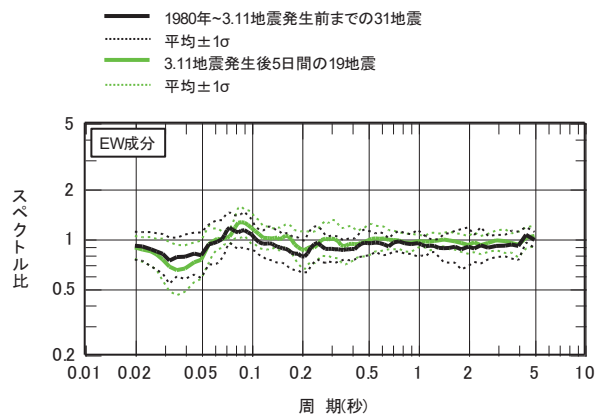
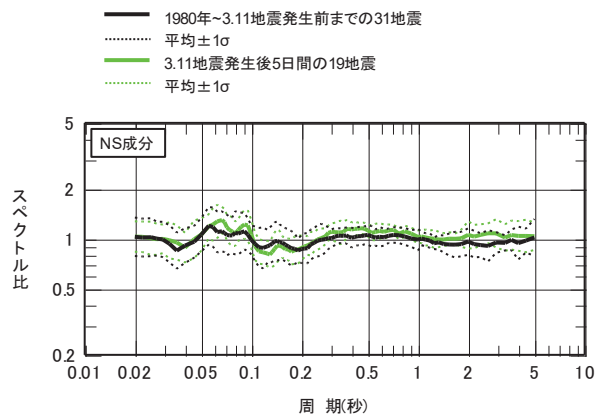


図 4-3 浅部水平アレイ観測記録の応答スペクトル比 (地震前後)
 (第 1 号機原子炉建屋 0. P. -8. 6m / 自由地盤 0. P. -8. 6m)

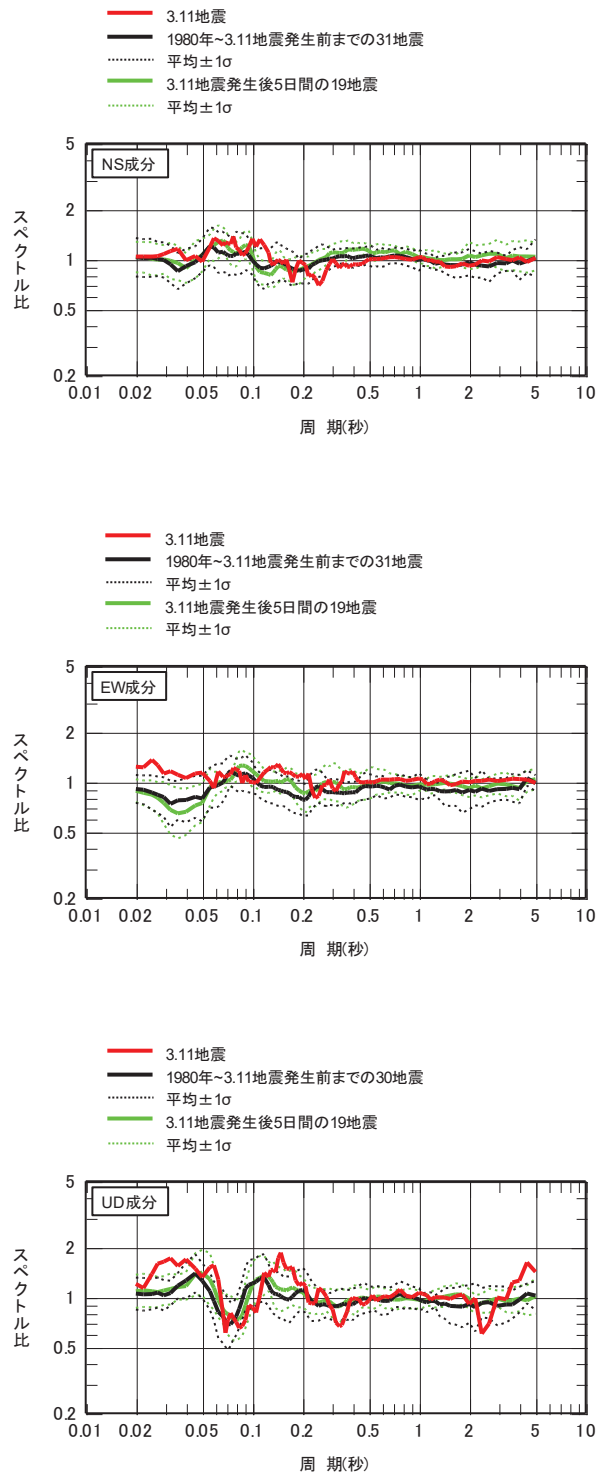


図 4-4 浅部水平アレイ観測記録の応答スペクトル比
(3.11地震との比較)
(第1号機原子炉建屋 O.P. -8.6m / 自由地盤 O.P. -8.6m)

(2) 鉛直アレイ観測を用いた検討

a. 検討方法

地盤の振動特性の分析は、自由地盤の深部地盤と浅部地盤の観測点間における応答スペクトル比について 3.11 地震前後の中小地震による傾向、3.11 地震と中小地震の傾向について比較を行った。地盤系の地震計配置及び検討対象地震観測位置を図 4-5 に示す。

女川原子力発電所では多数の地震記録が観測されているが、敷地地盤の振動特性の検討において、地震波の到来方向による影響は小さいことが確認されているため、3.11 地震と同様の方向を震源とする地震を検討対象とし、3.11 地震前の 32 地震と 3.11 地震後 5 日間の 19 地震を選定した。検討対象地震の諸元を表 4-2 に、検討に用いた地震の震央分布を図 4-6 に示す。

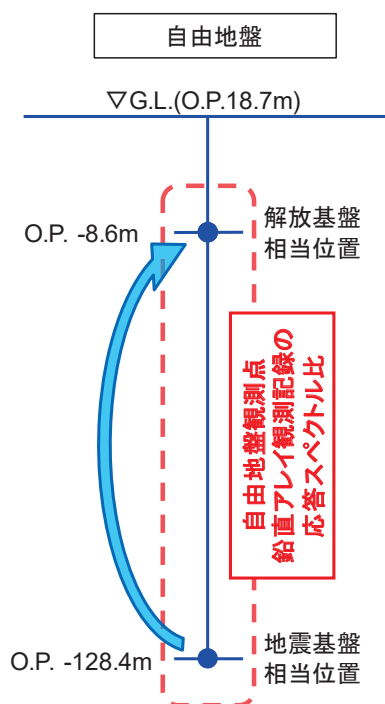


図 4-5 地盤系の地震計配置及び検討対象地震観測位置

表 4-2 (1) 検討対象地震の諸元 (1/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
1	1981.01.23	04:34	宮城県東方はるか沖	6.6	0	137
2	1981.01.23	19:22	宮城県東方はるか沖	6.2	0	139
3	1983.09.06	16:37	宮城県東方沖	5.4	39	56
4	1994.03.22	16:23	宮城県東方沖	4.7	48	52
5	1996.09.13	09:09	宮城県東方沖	4.6	52	45
6	1997.09.25	17:51	宮城県東方沖	4.2	38	69
7	1999.11.15	10:34	宮城県東方沖	5.7	46	81
8	2001.05.21	06:34	宮城県東方沖	4.0	47	40
9	2002.03.30	23:55	宮城県東方沖	4.2	49	54
10	2003.02.02	02:17	宮城県東方沖	4.1	45	36
11	2003.07.23	17:46	宮城県東方沖	4.2	44	40
12	2003.10.03	20:28	宮城県東方沖	4.2	72	36
13	2004.11.08	03:28	宮城県東方沖	4.1	46	34
14	2005.08.16	11:52	宮城県東方沖	4.6	38	62
15	2005.08.16	13:55	宮城県東方沖	4.5	43	51
16	2005.09.06	18:13	宮城県東方沖	4.1	45	39
17	2005.09.12	04:28	宮城県東方沖	4.7	42	65
18	2005.12.02	22:13	宮城県東方沖	6.6	40	83
19	2005.12.05	07:20	宮城県南東沖	5.5	25	117
20	2006.02.01	04:23	宮城県東方沖	4.5	36	71
21	2006.09.09	19:36	宮城県東方沖	4.9	67	49
22	2007.06.13	10:49	宮城県東方沖	4.2	66	28
23	2009.02.18	21:45	宮城県東方沖	4.1	47	33
24	2009.09.03	18:32	宮城県南東沖	4.3	51	111
25	2010.01.17	15:04	宮城県東方はるか沖	5.6	41	181
26	2010.04.26	06:22	宮城県南東沖	5.1	76	90
27	2010.06.20	17:23	宮城県東方沖	4.0	46	36
28	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	155
29	2011.03.09	11:57	宮城県東方はるか沖	6.2	12	166
30	2011.03.09	11:58	宮城県東方はるか沖	6.0	21	145
31	2011.03.10	03:16	宮城県東方はるか沖	6.4	29	121
32	2011.03.10	06:23	宮城県東方はるか沖	6.8	9	137
33	2011.03.11	18:27	宮城県東方沖	5.4	36	62
34	2011.03.11	19:15	宮城県東方沖	4.4	49	28

表 4-2 (2) 検討対象地震の諸元 (2/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
35	2011.03.11	21:33	宮城県東方はるか沖	5.1	10	116
36	2011.03.12	04:23	宮城県東方沖	4.2	50	27
37	2011.03.12	16:07	宮城県東方沖	4.9	30	67
38	2011.03.13	05:56	宮城県東方沖	4.4	20	32
39	2011.03.13	09:43	宮城県南東沖	5.1	12	119
40	2011.03.13	13:02	宮城県東方沖	5.0	28	113
41	2011.03.13	14:55	宮城県東方沖	4.9	38	66
42	2011.03.13	16:28	宮城県東方沖	4.0	37	34
43	2011.03.13	23:26	宮城県東方沖	4.1	34	57
44	2011.03.14	02:40	宮城県南東沖	5.1	2	108
45	2011.03.14	03:45	宮城県東方沖	4.8	29	74
46	2011.03.14	06:17	宮城県東方沖	4.3	18	53
47	2011.03.14	15:46	宮城県東方はるか沖	5.4	33	143
48	2011.03.14	17:23	宮城県東方沖	4.9	14	66
49	2011.03.14	19:19	宮城県東方沖	4.2	41	49
50	2011.03.14	23:50	宮城県東方沖	4.8	32	65
51	2011.03.15	16:08	宮城県東方沖	4.9	30	70

- 観測開始~3.11 発生以前の 32 地震
- 3.11~5 日間の 19 地震
- 3.11 地震

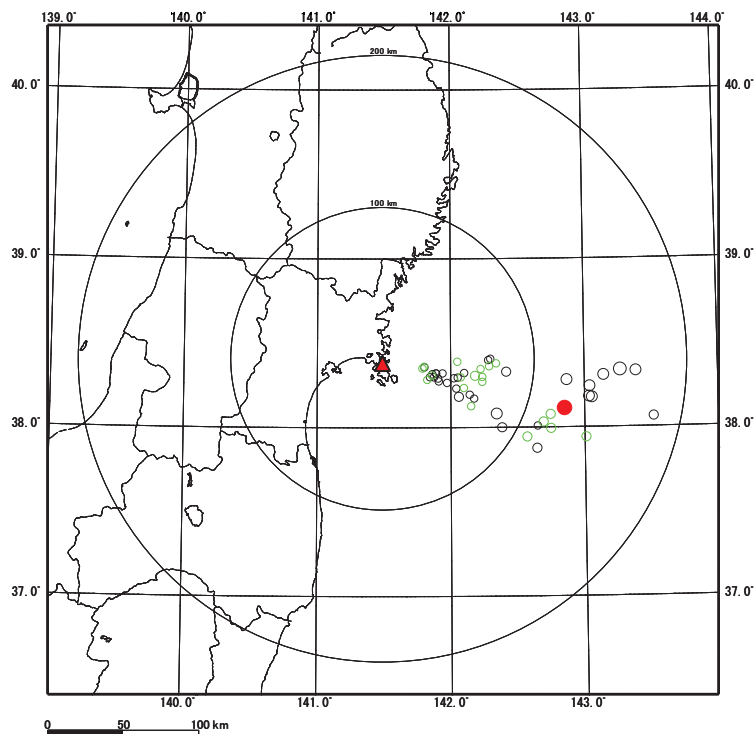


図 4-6 検討に用いた地震の震央分布図

b. 検討結果

地盤の振動特性の分析結果として、自由地盤の鉛直アレイの応答スペクトル比の平均値の 3.11 地震前後の比較を図 4-7 及び図 4-8 に示す。

3.11 地震前後の応答スペクトル比の平均値の比較として、地盤が非線形化した場合にはピーク周期帯が長周期化することやスペクトル比が大きくなることが考えられるが、その様な傾向は確認されておらず、ばらつきの範囲内と考えられることから、3.11 地震前後で地盤の振動特性に変化が無いことが確認された。また、3.11 地震の応答スペクトル比もこれらの中小地震による各応答スペクトル比と整合したものであることが確認された。

よって、地震前後に地盤の振動特性に変化がないことから支持地盤は剛性低下していないと考えられる。

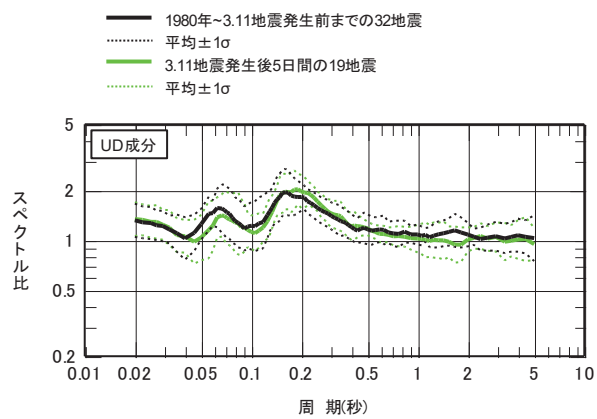
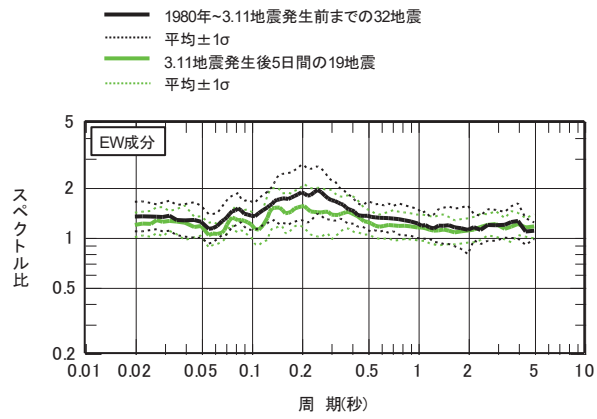
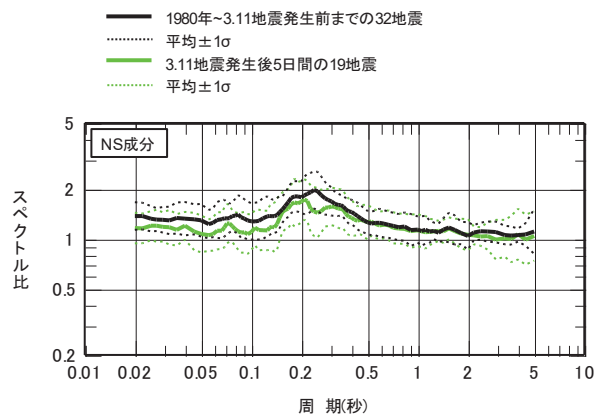


図 4-7 自由地盤鉛直アレイ観測記録の応答スペクトル比 (地震前後)
 (自由地盤 0. P. -8. 6m / 自由地盤 0. P. -128. 4m)

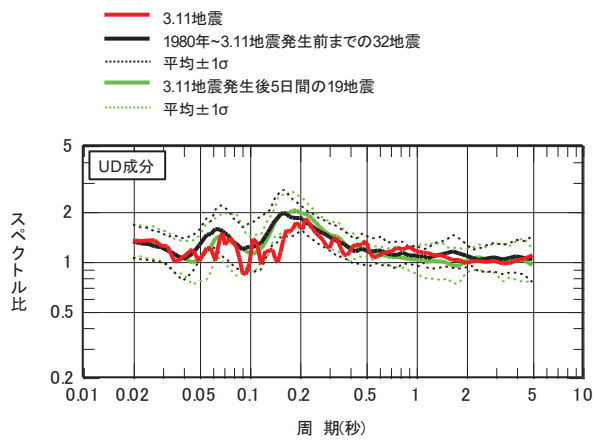
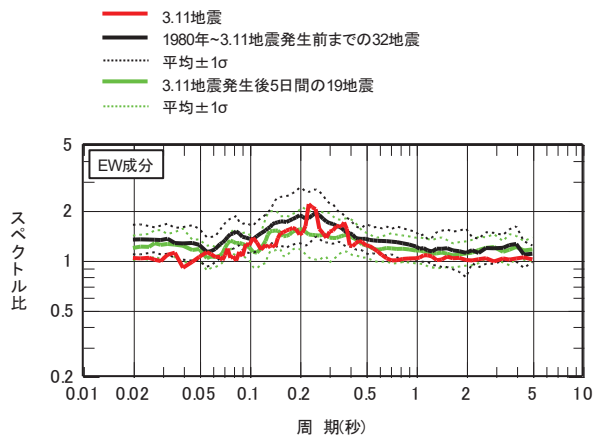
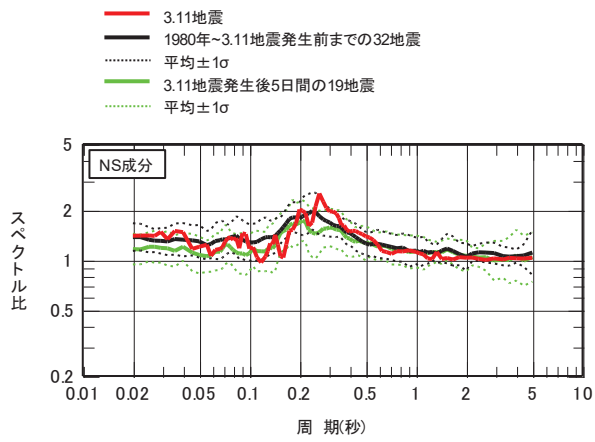


図 4-8 自由地盤鉛直アレイ観測記録の応答スペクトル比

(3.11地震との比較)

(自由地盤 0.P. -8.6m / 自由地盤 0.P. -128.4m)

5. 原子炉建屋のシミュレーション解析における側面地盤の影響確認

(1) 検討方法

原子炉建屋の当初設計では、側面地盤による埋込み効果を期待していないため、建設にあたっては、広くオープン掘削が行われ、また、埋戻し工事は掘削土を利用している。側面の埋め戻し工事においても設計を意識した特別な管理は行っていない。そのため、原子炉建屋のように重量の大きい建屋については、特に側面地盤（埋戻し土）が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さい。この状況により、側面地盤が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さいが、念のため、その影響について以下の項目を解析的に確認した。

- ① 側面地盤ばねの有無が建屋の振動特性（振動モード）に与える影響の確認
- ② 3.11 地震によるシミュレーション解析により側面地盤が原子炉建屋の地震応答解析結果に及ぼす影響を確認

a. 側面地盤モデル

建屋側面の埋戻し土の断面形状が深さ方向に三角形分布をしていると仮定し、地盤を地中の質点位置ごとに、単位厚さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねを Novak の方法により算定する（J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版参照）。

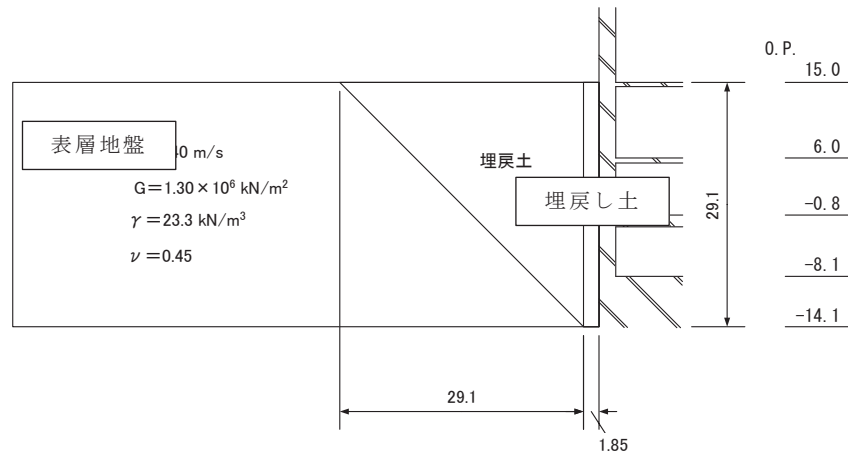
側面ばねの理論解 $T(\omega)$ の算定に用いる地盤定数は、埋戻部分の形状を考慮し、表 5-1 に示す等価地盤の値を用いる。シミュレーション解析モデルを図 5-1 に示す。

b. 入力地震動

解析モデルへの入力地震動は、3.11 地震のはざとり波を表 5-2 に示す地盤モデルを用いて算定して基礎版底面レベルの地震動とし、建屋各部の応答を評価する。

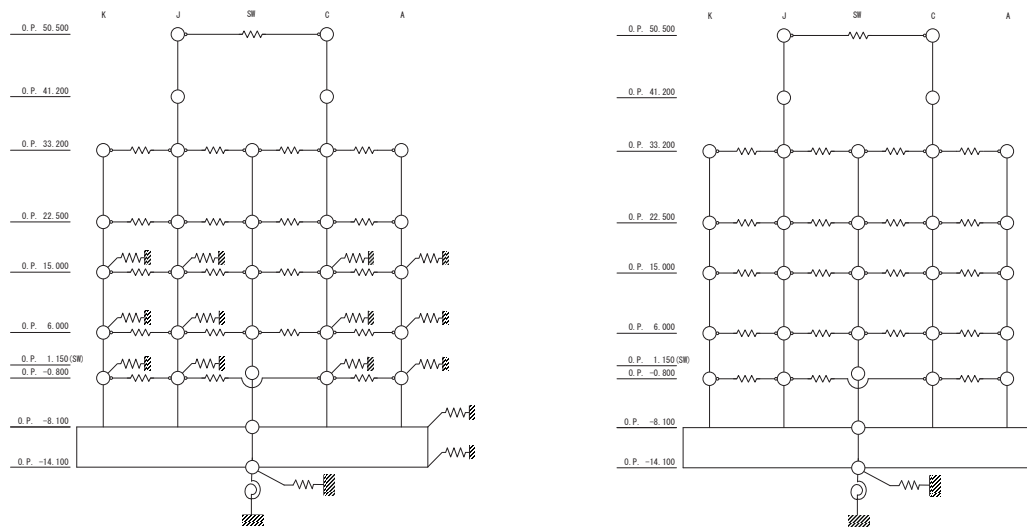
表 5-1 埋戻土及び等価地盤の物性値

建屋質点 レベル O. P. (m)	深さ (m)	埋戻し土				等価地盤				
		せん断波速 度 V_s (m/s)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4$ kN/m ²)	単位体積重 量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断波速 度 V_s (m/s)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	単位体積重 量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	減衰定 数 he (%)
15.0	0	88	1.48	18.6	0.45	242	1.25	21.0	0.45	4
6.0	9.0	113	2.42	18.6	0.45	336	2.42	21.0	0.45	4
-0.8	15.8	138	3.61	18.6	0.45	443	4.20	21.0	0.45	4
-8.1	23.1	158	4.73	18.6	0.45	536	6.15	21.0	0.45	4
-14.1	29.1	171	5.57	18.6	0.45	653	9.13	21.0	0.45	4



埋戻し土の形状 (単位 : m)

※表層地盤と埋戻し土の物性値より等価地盤の物性値を算定



側面地盤有

側面地盤無

図 5-1 地震応答解析モデル

表 5-2 地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/sec)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	23.3	740	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

表 5-3 解析条件の比較

(3.11 地震はざとり波を用いた側面地盤ばね有無の影響評価 [原子炉建屋])

	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮するケース	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース
建屋	2号機原子炉建屋	
地震動	3.11 地震はざとり波	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動 (E+F) を算定し入力	基礎版底面レベルの地震動 (E+F) を算定し入力 (補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り (側面地盤ばねの地盤定数は は 等価地盤の値から算定)	無し
地盤モデル	地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデル (表層地盤: Vs740m/s 一層)	

(2) 検討方法

原子炉建屋（NS 方向）の 1 次モード図を図 5-2 に示す。モード図より，側面地盤ばねの有無が振動モードに与える影響は小さいことを確認した。

また，図 5-3 に示す質点系モデルによるシミュレーション解析では，側面地盤ばね有無のどちらの結果も観測記録に比べて大きくなっているが，側面地盤ばねがない場合の方が観測記録との適合性が良く，側面地盤が建屋応答に及ぼす影響は小さいことを確認した。

よって，側面地盤が建屋の振動特性に与える影響は小さいことを確認した。

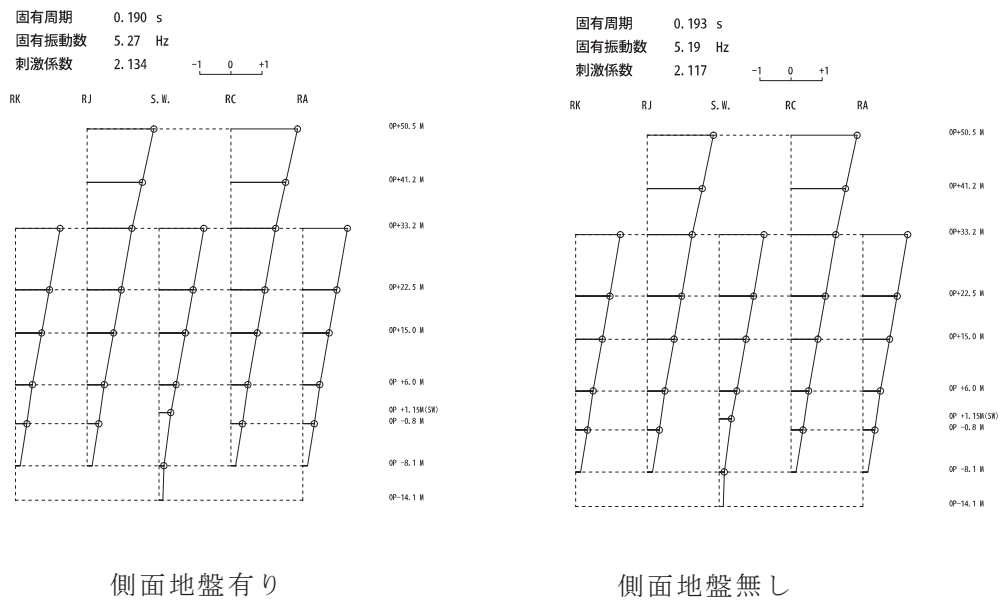


図 5-2 1 次モード図（原子炉建屋 NS 方向）

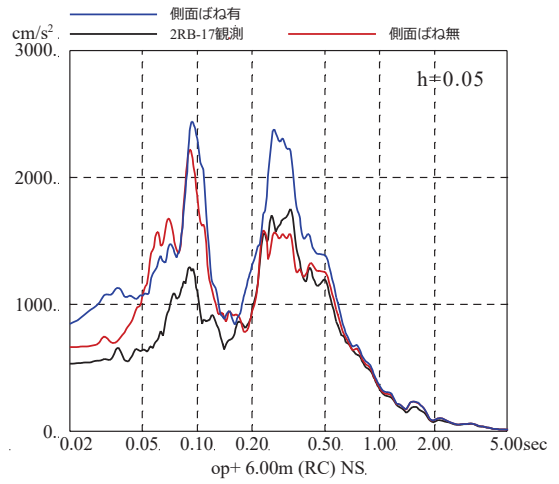
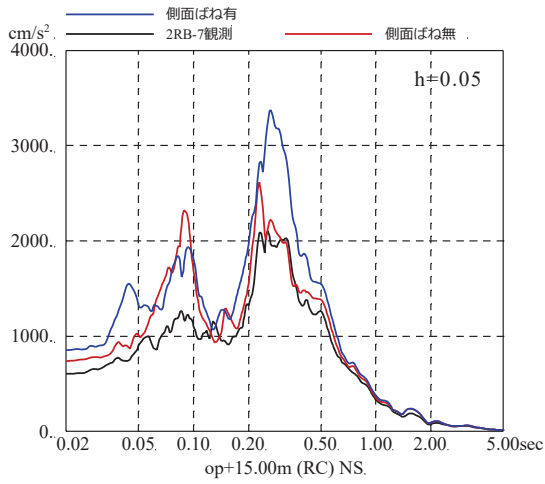
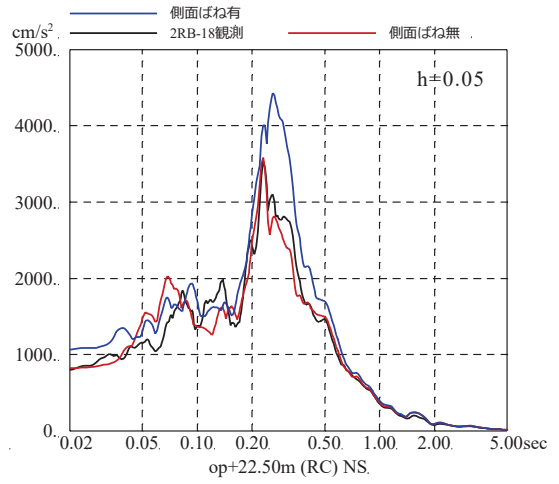
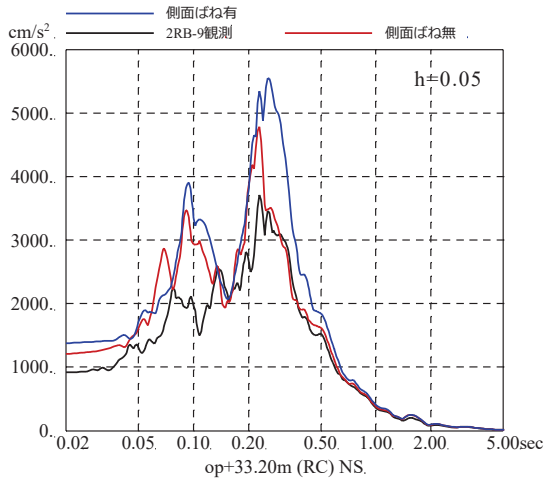
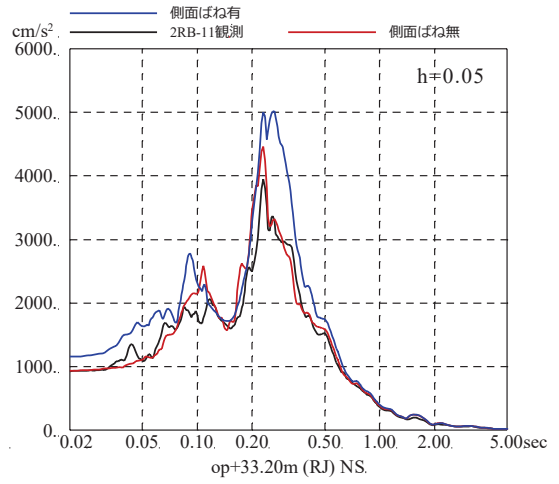
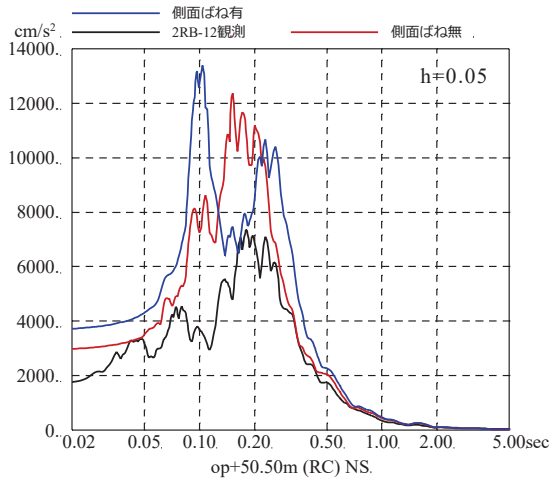


図 5-3 3.11 地震のはぎとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向)

※地震計位置は、別紙 1 参照

6. まとめ

原子炉建屋の設計と乖離する初期剛性の低下要因の一つとして、地盤による影響の可能性を確認するため、3.11地震のシミュレーション解析に基づく接地圧の確認、3.11地震のシミュレーション解析に基づく鉛直応答性状の確認、観測記録を用いた支持地盤の振動特性の分析及び解析的検討による側面地盤の影響確認を実施し、それぞれの検討結果より、建屋の固有振動数低下の要因として、地盤の影響は小さいことを確認した。

以上のことから、設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因としては、支持地盤の損傷や剛性低下の影響、また、側面地盤の影響ではないと判断した。

なお、3.11地震等による支持地盤の振動特性については、入力地震動の算定においても、観測記録との整合を確認することとしている。

別紙 17 建屋コンクリートの圧縮強度の確認

目 次

1. 概要..... 別紙 17-1
2. 第 2 号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度..... 別紙 17-2
3. 第 3 号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度..... 別紙 17-5
4. コンクリートコアを用いた圧縮強度試験結果の差異に関する考察..... 別紙 17-8
5. まとめ..... 別紙 17-9

別紙 17-1 乾燥収縮ひび割れ箇所から採取したコア試験体による圧縮強度試験結果

1. 概要

コンクリートの設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因の一つとして、建屋の主な構造材料である鉄筋コンクリート材料の剛性低下、すなわち、コンクリート剛性（静弾性係数）と相関のあるコンクリート強度の低下が考えられる。表1-1に「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2010）に記載されているコンクリートの設計基準強度とヤング係数（静弾性係数）の関係式に示す。

ここでは、原子炉建屋，その他の建屋の耐震壁からこれまでに採取したコンクリートコアを用いて，実機のコンクリート圧縮強度と設計基準強度を比較検討し，コンクリート強度の低下が建屋の初期剛性低下の要因と成り得るかを確認する。また，実機から採取したコンクリートコアを用いて静弾性係数についても設計値との比較を実施する。

コンクリートコアの採取に当たっては，目的がコンクリート強度そのものの低下の有無の確認であることから，ひび割れやジャンカ等の影響を受けていない箇所から採取した。

表 1-1 コンクリートの設計基準強度とヤング係数（静弾性係数）の関係式
（「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2010）抜粋）

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	線膨張係数 (1/°C)
鉄筋	2.05×10^5	—	1×10^{-5}
コンクリート	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$	0.2	1×10^{-5}

[注] γ ：コンクリートの気乾単位体積重量 (kN/m³) で，特に調査しない場合は表7.1の数値から1.0を減じたものとする事ができる。
 F_c ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

2. 第2号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度

(1) 検討方法

第2号機原子炉建屋の実機の耐震壁からコンクリートコアを採取し、コンクリート圧縮強度試験、静弾性係数試験を実施した結果を設計値と比較することにより、設計値からのコンクリート強度及び静弾性係数の低下の有無を確認する。

設計値は、設計基準強度 32.4N/mm^2 、静弾性係数 26.5kN/mm^2 である。

(2) 検討結果

a. コンクリートコアを用いたコンクリート材料試験結果（2006年，2018年実施）

第2号機原子炉建屋の地下2階から地上2階において、耐震壁から4箇所（計12本）のコンクリートコアを採取し、3.11地震前後のコンクリート強度及び静弾性係数を確認する。

コンクリートコアの採取位置を図2-1に示す。またコンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果を表2-1に示す。

個々のコンクリートコアの試験結果は、設計基準強度 32.4N/mm^2 及び静弾性係数 26.5kN/mm^2 を上回る値が得られた。

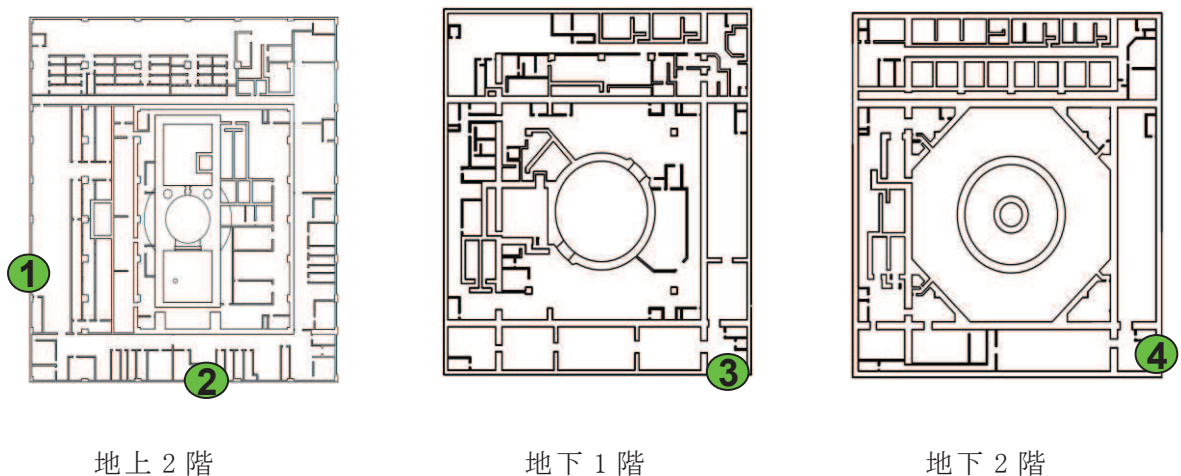


図2-1 コンクリートコアの採取位置（第2号機原子炉建屋）

表 2-1 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果
(第 2 号機原子炉建屋)

採取場所	① 地上 2 階			② 地上 2 階			③ 地下 1 階			④ 地下 2 階		
3.11 地震 前*	60.7	61.6	55.3	66.4	58.7	60.2	43.0	44.4	51.7	54.1	57.3	58.3
圧縮強度 (N/mm ²)	平均 59.2			平均 61.8			平均 46.4			平均 56.6		
3.11 地震 後*	50.1	56.4	54.4	60.3	54.3	55.4	46.9	43.5	47.5	49.8	49.3	51.9
圧縮強度 (N/mm ²)	平均 53.6			平均 56.7			平均 46.0			平均 50.3		
3.11 地震 前*	36.5	38.1	34.4	38.5	38.3	39.2	30.5	32.1	34.3	31.5	32.3	33.2
静弾性係数 (kN/mm ²)	平均 36.3			平均 38.7			平均 32.3			平均 32.3		
3.11 地震 後*	31.5	30.4	33.0	31.7	31.3	32.4	32.4	33.5	33.3	32.8	29.0	29.8
静弾性係数 (kN/mm ²)	平均 31.6			平均 31.8			平均 33.1			平均 30.5		

注記* : 3.11 地震前は 2006 年度に, 3.11 地震後は 2018 年度に実施。

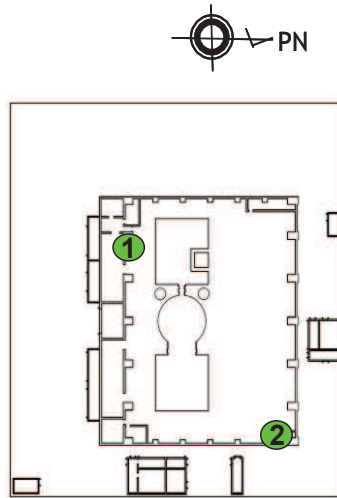
(設計値 設計基準強度 : 32.4N/mm²)

b. コンクリートコアを用いたコンクリート材料試験結果（2012年実施）

第2号機原子炉建屋の地上3階において、耐震壁から2箇所（計6本）のコンクリートコアを採取し、コンクリート強度及び静弾性係数を確認した。

コンクリートコアの採取位置を図2-2に示す。またコンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果を表2-2に示す。

個々のコンクリートコアの試験結果は、設計基準強度 32.4N/mm^2 及び静弾性係数 26.5kN/mm^2 を上回る値が得られた。



第2号機原子炉建屋 地上3階

図2-2 コンクリートコアの採取位置

表2-2 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果
(第2号機原子炉建屋)

採取場所	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度平均 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	平均 (kN/mm^2)
① 地上3階 (O.P. 33.2m)	46.9	45.9	30.8	30.8
	46.4		31.7	
	44.3		29.9	
② 地上3階 (O.P. 33.2m)	55.3	56.6	33.2	33.5
	59.5		34.2	
	54.9		33.1	

3. 第3号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度

(1) 検討方法

第3号機原子炉建屋の実機の耐震壁からコンクリートコアを採取し、コンクリート圧縮強度試験及び静弾性係数試験を実施した結果を設計値と比較することにより、設計値からのコンクリート強度及び静弾性係数の低下の有無を確認する。

設計値は、設計基準強度 32.4N/mm^2 、静弾性係数 26.5kN/mm^2 である。

(2) 検討結果

a. コンクリートコアを用いたコンクリート強度試験結果（2006年実施）

第3号機原子炉建屋の地下3階から地上2階において、耐震壁から5箇所（計15本）のコンクリートコアを採取し、コンクリート強度及び静弾性係数を確認した。

コンクリートコアの採取位置を図3-1に示す。またコンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果を表3-1に示す。

個々のコンクリートコアの試験結果は、設計基準強度 32.4N/mm^2 及び静弾性係数 26.5kN/mm^2 を上回る値が得られた。

表 3-1 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果
(第 3 号機原子炉建屋)

採取場所	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度平均 (N/mm ²)	静弾性係 数 (kN/mm ²)	平均 (kN/mm ²)
① 地上 2 階 (O.P. 22.5m)	53.4	54.3	35.1	36.8
	58.2		36.7	
	51.4		38.6	
② 地上 1 階 (O.P. 15.0m)	46.6	45.4	34.2	33.7
	44.9		34.6	
	44.7		32.3	
③ 地下 1 階 (O.P. 6.0m)	70.5	69.2	39.2	39.4
	69.2		39.0	
	67.8		39.9	
④ 地下 2 階 (O.P. -0.8m)	53.5	51.8	32.6	33.1
	52.4		34.1	
	49.4		32.5	
⑤ 地下 3 階 (O.P. -8.1m)	54.4	51.4	35.5	33.9
	54.7		36.4	
	45.1		29.9	

4. コンクリートコアを用いた圧縮強度試験結果の差異に関する考察

第2号機原子炉建屋の地下2階，地下1階，地上2階において，建設時の91日強度（標準養生），3.11地震前（2006年）及び3.11地震後（2018年）のコンクリート強度を図4-1に示す。

建設時の91日強度及び3.11地震前後のすべてで設計基準強度を上回っているが，3.11地震前後を比較すると，地震後の方が僅かではあるがすべて小さい結果が得られている。コンクリート強度の発現は，90日程度でほぼ安定するとされているが，建設時の91日強度（標準養生）のコンクリート強度と3.11地震前後の強度は同程度であり，また，建設時の91日強度の変動係数は温度補正を考慮すると建屋全体で7～8%程度であることから，3.11地震後の低下幅はそのばらつきの範囲内となっている。

同時期に実施した反発度法による測定結果を表4-1に示す。反発度測定結果においても，圧縮強度は設計基準強度32.4N/mm²を上回っており，地震前後で有意な違いは認められない。したがって，地震後の試験結果の僅かな低下自体は傾向的なものではないと考えられる。

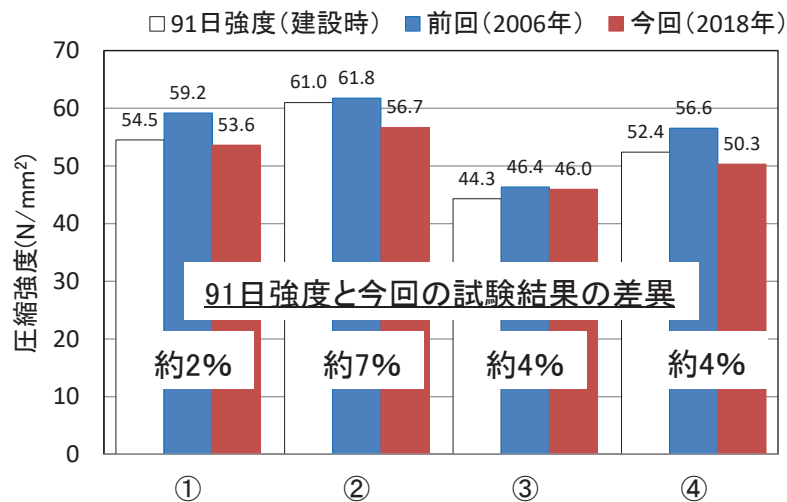


図4-1 各時期における圧縮強度の比較 (第2号機原子炉建屋)

表4-1 反発度法によるコンクリート圧縮強度試験結果 (第2号機原子炉建屋)

	①	②	③	④
3.11地震前* 圧縮強度 (N/mm ²)	48.8	47.5	43.5	51.4
3.11地震後* 圧縮強度 (N/mm ²)	47.5	47.5	46.1	54.1

注記* : 3.11地震前は2006年度に，3.11地震後は2018年度に実施。

(設計値 設計基準強度 : 32.4N/mm²)

5. まとめ

コンクリートの設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因の一つとして、コンクリート剛性（静弾性係数）と相関のあるコンクリート強度が設計基準強度を上回っているかを検討した。

具体的には、第2号機原子炉建屋、その他の建屋の耐震壁からこれまでに採取したコンクリートコアを用いて、実機のコンクリート圧縮強度と設計基準強度を比較検討した。

その結果、それぞれのコンクリートコアの圧縮強度試験結果より、建設時の91日強度（標準養生）と3.11地震前後の強度は同程度で安定しており、圧縮強度は設計基準強度 32.4N/mm^2 を上回っている。また、3.11地震前後を比較すると、地震後の方が僅かに小さい結果が得られているが、建設時の91日強度のコンクリート強度と3.11地震前後の強度は同程度であり、また、建設時の91日強度の変動係数は温度補正を考慮すると建屋全体で7～8%程度であることから、3.11地震後の低下幅はそのばらつきの範囲内となっている。

反発度法による測定結果を用いた3.11地震前後の比較においても、圧縮強度は設計基準強度 32.4N/mm^2 を上回っており、地震前後で有意な違いは認められない。

したがって、設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因としては、建屋躯体コンクリートの強度低下が主要因では無いと考えられる。

別紙 17-1 乾燥収縮ひび割れ箇所から採取したコア試験体による
圧縮強度試験結果

1. 概要

第2号機原子炉建屋において、乾燥収縮ひび割れのみられる箇所からコアを採取し、ひび割れ深さ観察及び圧縮強度試験を実施する。

2. 調査結果

第2号機原子炉建屋のひび割れ箇所の調査部位については、別紙17の図2-1で示したコンクリートコアの採取位置のうち③と④で実施する。

躯体表面にひび割れがある箇所からコンクリートコアを採取し、圧縮強度試験を実施した結果を表1に示し、ひび割れ箇所から（採取位置④）採取したコンクリートコアの写真を図1に示す。試験の際は、採取したコアの表面50mmについてはカットし、さらに成形した上で圧縮強度試験を実施した。表1より躯体表面にひび割れがない場合に比べ強度は若干低下しているものの、圧縮強度は設計基準強度 32.4N/mm^2 を上回る値が得られた。

表1 ひび割れ箇所から採取したコア試験体による圧縮強度試験結果
(供試体3本による平均値)

	③	④
3.11地震後の圧縮強度 (N/mm^2) 【躯体表面の目視によるひび割れなし】	46.0	50.3
3.11地震後の圧縮強度 (N/mm^2) 【躯体表面の目視によるひび割れあり】	43.2	48.7

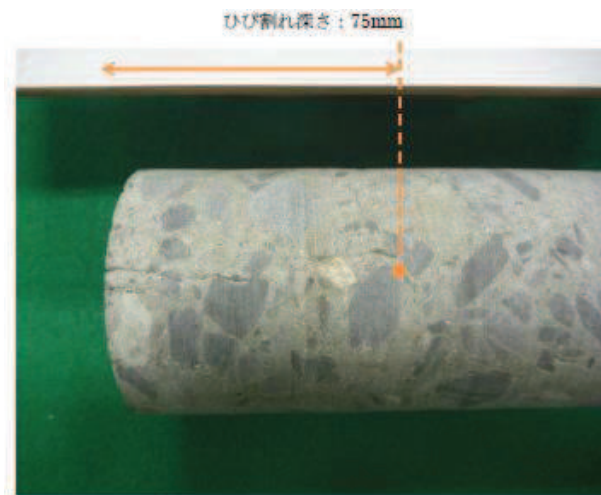


図1 ひび割れ箇所から採取したコンクリートコアの例（採取位置：④）

別紙 18 耐震実験による事前損傷が終局耐力に与える影響検討
(耐震実験[2])

目 次

1. 概要.....	別紙 18- 1
2. 実験概要.....	別紙 18- 1
2.1 実験の特徴.....	別紙 18- 1
2.2 実験概要.....	別紙 18- 1
2.3 試験体概要.....	別紙 18- 3
2.4 使用材料特性.....	別紙 18- 5
2.5 加力計画.....	別紙 18- 6
3. 実験結果.....	別紙 18- 8
3.1 試験体 S-13-D0	別紙 18- 8
3.2 試験体 S-13-D I	別紙 18-12
3.3 試験体 S-13-D II	別紙 18-15
3.4 試験体 S-13-D III	別紙 18-18
3.5 試験体 S-13-D IV	別紙 18-21
3.6 鉄筋ひずみ計測結果.....	別紙 18-24
4. 損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討.....	別紙 18-28
4.1 耐力低下及び変形性能低下への影響の検討.....	別紙 18-28
4.2 剛性低下への影響の検討.....	別紙 18-30
4.3 変形割合の確認.....	別紙 18-31
5. まとめ.....	別紙 18-35

別紙 18-1 耐震実験 [2] の補足検討

1. 概要

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（以下「3.11 地震」という。）では、原子炉建屋に微小なひび割れが認められたものの、大きな損傷は認められていない。一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、更に大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験を行った。

2. 実験概要

2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては、原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については、原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね 1.2～1.6%前後であることを踏まえて、鉄筋比 1.32%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 耐震壁の損傷度合いをパラメータとし、無損傷の試験体も含め、計 5 試験体に対し試験を実施した。
- ④ 事前損傷度合いとしては、3.11 地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）から、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2×10^{-3} ）の約 3 倍の変形量（層間変形角： 6×10^{-3} ）までの計 4 ケースを実施した。
- ⑤ 加力パターンは、“事前加力”で損傷度合いにあらかじめ違いを与え、“本加力”によって、終局耐力まで加力を実施した。

2.2 実験概要

表 2-1 に試験体諸元を示す。試験体は、パラメータを「本加力」開始時における損傷の有無（及び大きさ）としたせん断破壊先行型の耐震壁とし、原子力施設の耐震壁を参考に試験体の計画を行った。試験体数は無損傷の試験体 1 体（S-13-D0）、及び損傷度Ⅰ～Ⅳとなるように、「事前加力」を加えた 4 体（S-13-DⅠ～Ⅳ）の計 5 体とした。ただし、事前加力時に損傷度Ⅳを与える試験体については、損傷度Ⅱを与える試験体と兼用した。これは、損傷度Ⅱ程度の変形を繰返し経験させても、その後の構造性能にさほど影響がないと予測したためである。S-13-DⅠ～Ⅳ試験体に対し事前加力を与える層間変形角（損傷の大きさ）は、表 2-2 のとおりとした。なお、表 2-2 は、無損傷試験体 S-13-D0 の加力による実験結果も踏まえて決定している。

表 2-1 試験体諸元

壁	壁高さ(mm)	1000
	全長(mm)	1800
	壁厚(mm)	120
	縦筋	D6@40(SD295)Double
	縦筋比(%)	1.32
	横筋	D6@40(SD295)Double
	横筋比(%)	1.32
	コンクリート強度Fc(N/mm ²)	27
	せん断スパン比	0.29
	柱	断面b×D(mm×mm)
主筋		12-D16(SD345)
帯筋		2-D10(SD345) @ 60
スタブ	断面b×D(mm×mm)	400×400
	主筋	10-D22(SD390)
	あばら筋	2-D13(SD390) @ 100

表 2-2 事前加力で与える層間変形角 (損傷の大きさ)

損傷度	層間変形角	備考
I	0.75×10^{-3}	(参考) 原子炉建屋の応答レベル 2005年8月16日宮城県沖の地震： 0.1×10^{-3} 程度 3.11地震 オペフロ下部： $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ 程度 オペフロ上部： 0.6×10^{-3} 程度
II	2.0×10^{-3}	J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値
III	4.0×10^{-3}	J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の終局点
IV	6.0×10^{-3}	

2.3 試験体概要

図 2-1 及び図 2-2 に試験体配筋図を示す。試験体は、両側柱付きの耐震壁とし、壁全長 1800mm、壁内法高さ 1000mm、反曲点高さは壁中央（せん断スパン比が 1/4 程度）となるような形状とした。壁の厚さは 120mm とし、配筋については、原子炉建屋耐震壁の一般的な配筋状況を鑑み、壁筋を D6@40 ダブルで壁筋比が縦・横筋ともに 1.32% となるように配筋をした。

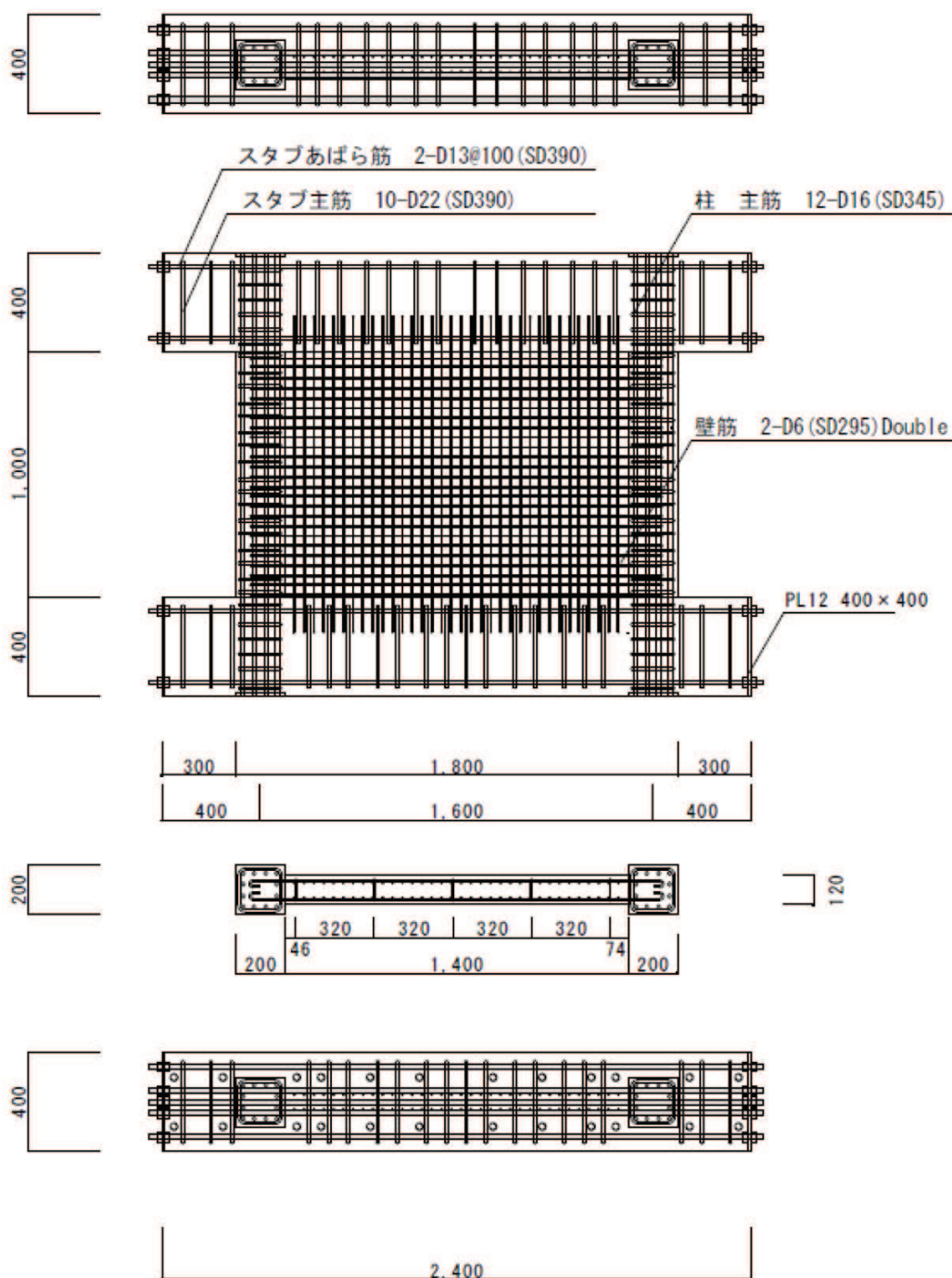
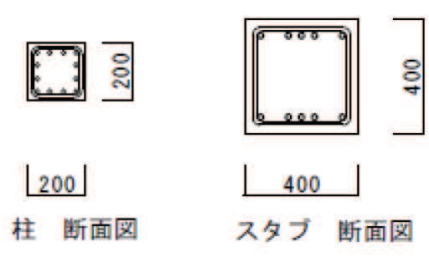
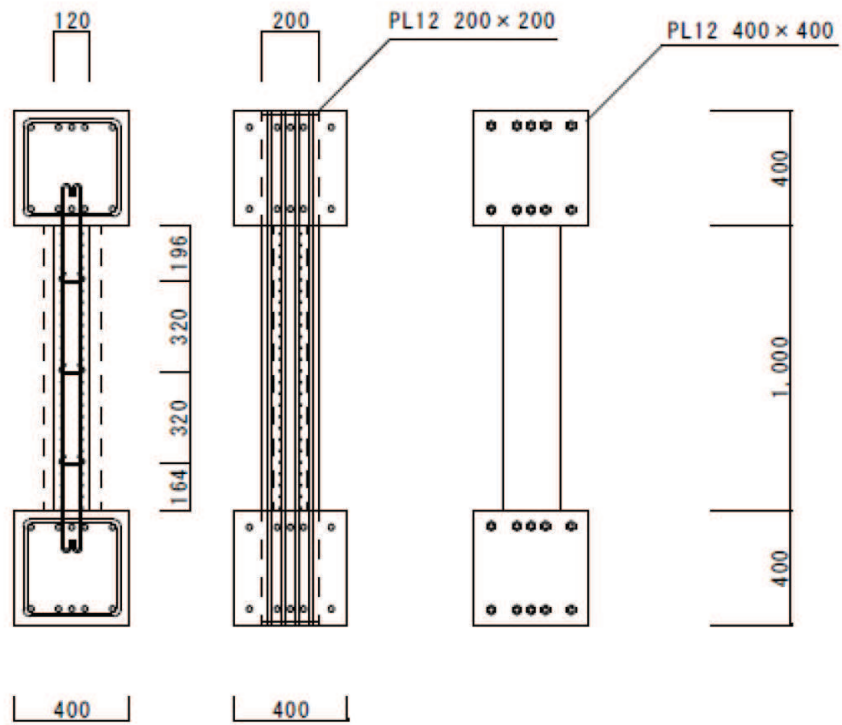


図 2-1 試験体配筋図(1)



- 特記 1 鉄筋のかぶり厚は20mm以上とする。
 ※ただし、スタブのかぶり厚は30mm
- 2 柱 主筋 12-D16 (SD345)
 帯筋 2-D10@60 (SD345)
- 3 スタブ 主筋 10-D22 (SD390)
 あばら筋 2-D13@100 (SD390)
- 4 壁 縦筋・横筋 2-D6@40 (SD295)Double
 壁 幅止め筋 D6 (SD295)

図 2-2 試験体配筋図 (2)

2.4 使用材料特性

コンクリートの圧縮強度試験結果を表 2-3, 鉄筋の引張試験の結果を表 2-4 に示す。コンクリートの設計基準強度は全試験体共通で $F_c=27\text{N/mm}^2$ である。

表 2-3 コンクリートの圧縮強度試験結果

コンクリート圧縮試験結果		No1	No2	No3	平均
S-13-D0	材齢(日)	61			
	圧縮強度(N/mm^2)	41.0	39.9	39.6	40.2
	圧縮強度時歪(μ)	2550	2312	2365	2409
	ヤング係数($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	2.96	3.21	3.67	3.28
S-13-DI	材齢(日)	79			
	圧縮強度(N/mm^2)	41.6	40.8	41.3	41.2
	圧縮強度時歪(μ)	2315	2275	2357	2316
	ヤング係数($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	3.36	3.41	3.65	3.47
S-13-DII , DIV	材齢(日)	107			
	圧縮強度(N/mm^2)	42.2	42.2	41.2	41.9
	圧縮強度時歪(μ)	2262	2262	2132	2219
	ヤング係数($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	3.46	3.02	3.28	3.25
S-13-DIII	材齢(日)	87			
	圧縮強度(N/mm^2)	41.7	41.8	40.4	41.3
	圧縮強度時歪(μ)	2482	2332	2620	2478
	ヤング係数($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	3.21	3.61	3.44	3.42

注記：コンクリートの圧縮強度は、試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし、加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。
(設計基準強度： 27N/mm^2)

表 2-4 鉄筋の引張試験結果

	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)
D6(SD295)	362	518	2160	17.2
D10(SD345)	364	572	2023	18.1
D16(SD345)	393	574	2060	19.1

2.5 加力計画

加力装置を図 2-3、加力概念図を図 2-4 に示す。2本の鉛直ジャッキにより試験体の壁と柱の全断面に対して、軸応力度 0.5N/mm^2 の一定軸力を加え、左右の2本の水平ジャッキで正負交番繰返し静的漸増载荷を行った。なお、試験体の反曲点高さが壁高さの中央にくるように2本の水平ジャッキを設置した。加力は、地震を受けた後の耐震壁を再現するために試験体 S-13-D0 以外の試験体は事前加力を行い、その後本加力を行うことで地震後の損傷の大きさがその後の構造性能低下にどう影響するかを比較・検討する。事前加力は小さい層間変形角から繰返し、各試験体の損傷度時の層間変形角を5回繰返し、確実に各損傷度の損傷状態を再現した後、一旦除荷し、本加力を行う。加力スケジュールを表 2-5 に示す。加力スケジュールは、表 2-2 の事前加力で与える層間変形角（損傷の大きさ）を踏まえて設定した。

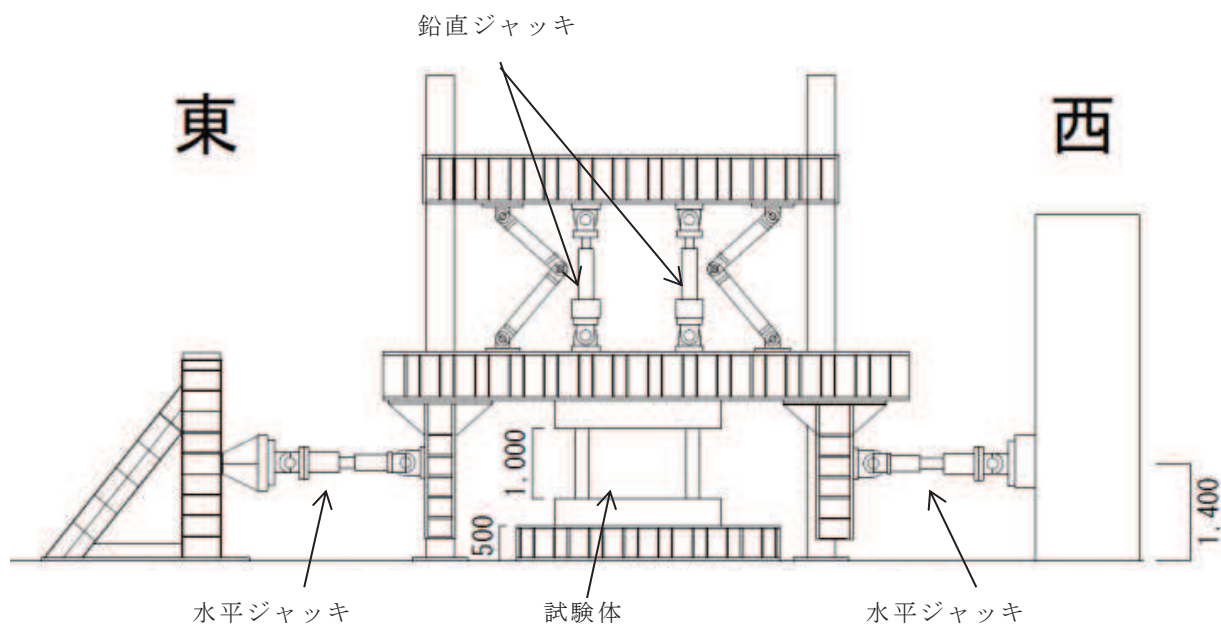


図 2-3 加力装置図

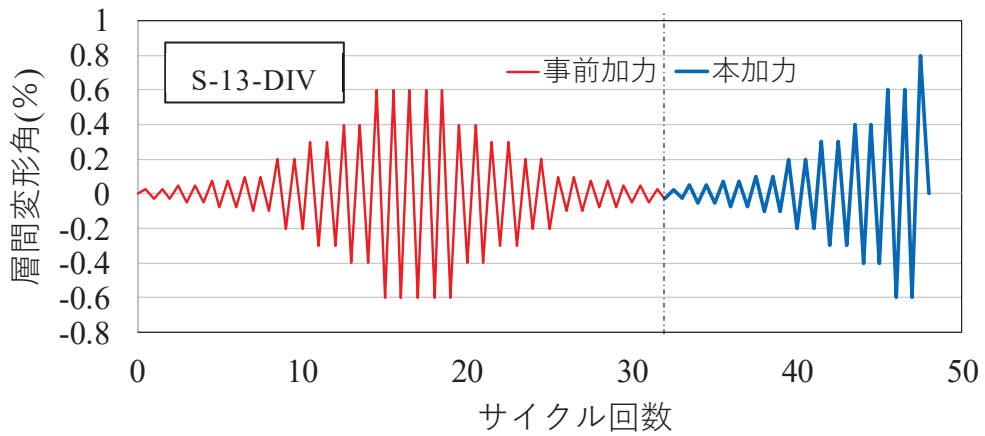


図 2-4 加力概念図

表 2-5 加力スケジュール

			S-13-D0	S-13-D I	S-13-D II	S-13-D III	S-13-DIV
加力	目標部材角	層間変形	サイクル数				
	R(rad.)	mm	回				
事前加力	±0.25/1000	±0.25	0	2	2	2	2
	±0.50/1000	±0.50		2	2	2	2
	±0.75/1000	±0.75		5	2	2	2
	±1/1000	±1.0			2	2	2
	±2/1000	±2.0			5	2	2
	±3/1000	±3.0				2	2
	±4/1000	±4.0				5	2
	±6/1000	±6.0					5
	±4/1000	±4.0					2
	±3/1000	±3.0				2	2
	±2/1000	±2.0				2	2
	±1/1000	±1.0			2	2	2
	±0.75/1000	±0.75			2	2	2
	±0.50/1000	±0.50			2	2	2
	±0.25/1000	±0.25			2	2	2
本加力	±0.25/1000	±0.25	2	2			
	±0.50/1000	±0.50	2	2			
	±0.75/1000	±0.75	2	2			
	±1/1000	±1.0	2	2			
	±2/1000	±2.0	2	2			
	±3/1000	±3.0	2	2			
	±4/1000	±4.0	2	2			
	±6/1000	±6.0	2	2			
±8/1000	±8.0	押切	押切				

3. 実験結果

3.1 試験体 S-13-D0

(1) 試験体 S-13-D0 の実験結果

図 3-1 に試験体 S-13-D0 の層せん断力-層間変形角関係を示す。また、図 3-2 に最終破壊時写真を、図 3-3 に最終破壊時のひび割れ図を示す。試験体のひび割れ計測は試験体が左右対称であることから、ひび割れは東側のみ計測しており、ひび割れ図は壁半分を示している。ひび割れは、壁隅から発生し 2/1000rad. 付近で壁全体にひび割れが生じた。その後は、6/1000rad. サイクル時に壁中央部のひび割れに沿って細かな剥落が見られ、8/1000rad. 付近で終局耐力を迎えるとともに、コンクリートが圧壊し急激に耐力が低下した。

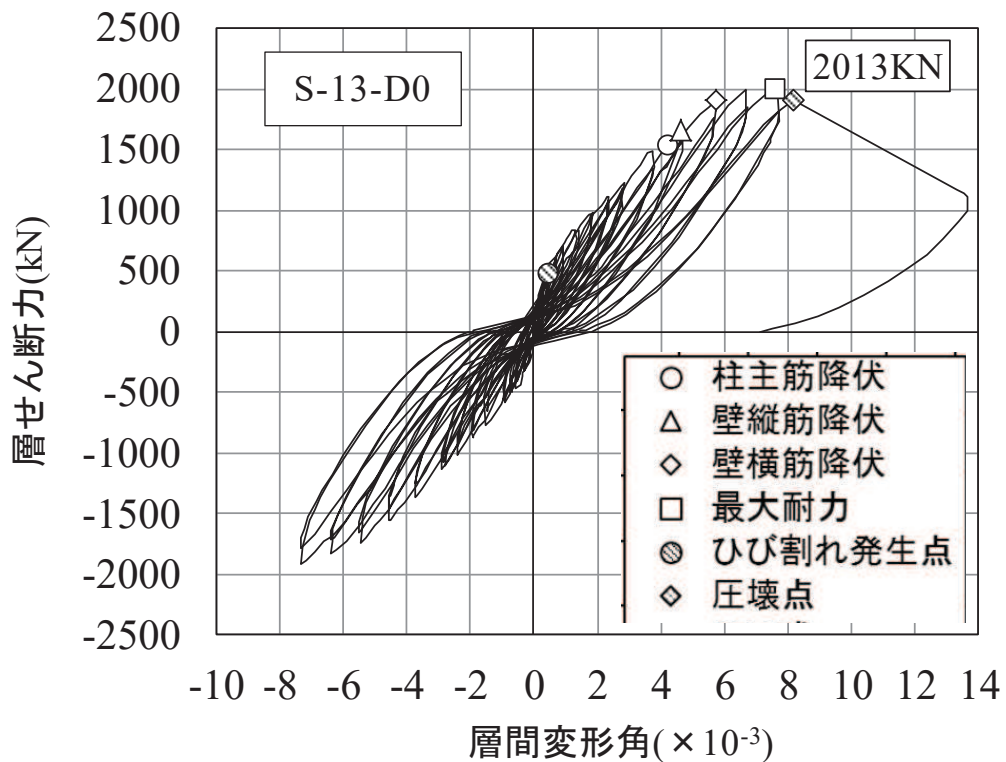


図 3-1 試験体 S-13-D0 の層せん断力-層間変形角関係



図 3-2 試験体 S-13-D0 最終破壊時写真

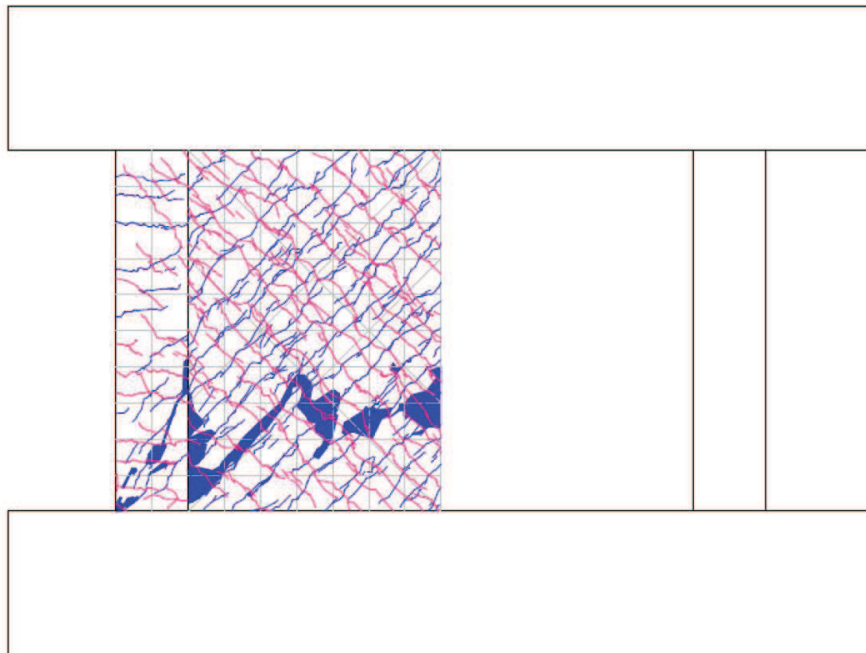


図 3-3 試験体 S-13-D0 最終破壊時ひび割れ図

(2) 損傷度の判定

図 3-4 に試験体 S-13-D0 の各変形の 2 サイクル終了時のひび割れ図を示す。本実験では、被災度区分判定基準を参考にするとともに、層せん断力-層間変形角関係、剛性低下、ひび割れの推移など実験データと比較・検討し、損傷度を判定した。損傷度Ⅰはひび割れ発生～ $1/1000\text{rad.}$ とし、損傷度Ⅱは $1/1000\text{rad.}$ ～ $3/1000\text{rad.}$ 、損傷度Ⅲは $3/1000\text{rad.}$ ～ $6/1000\text{rad.}$ 、損傷度Ⅳは $6/1000\text{rad.}$ ～終局耐力までと判定した。以上の損傷度判定と、層せん断力-層間変形角関係をまとめたものを図 3-5 に示す。

なお、表 2-2 の損傷度分類、表 2-5 の試験体 S-13-DⅠ～Ⅳの加力スケジュールは、この結果も踏まえて決定している。

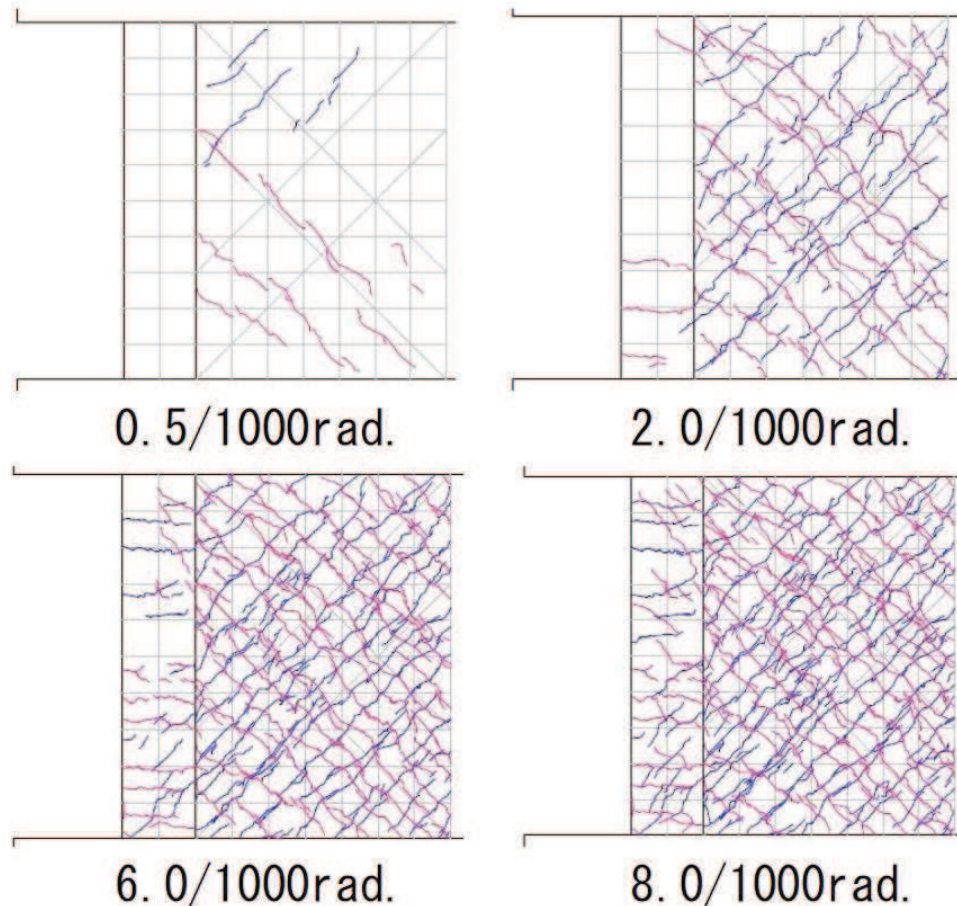


図 3-4 試験体 S-13-D0 の主な変形の 2 サイクル終了時のひび割れ図

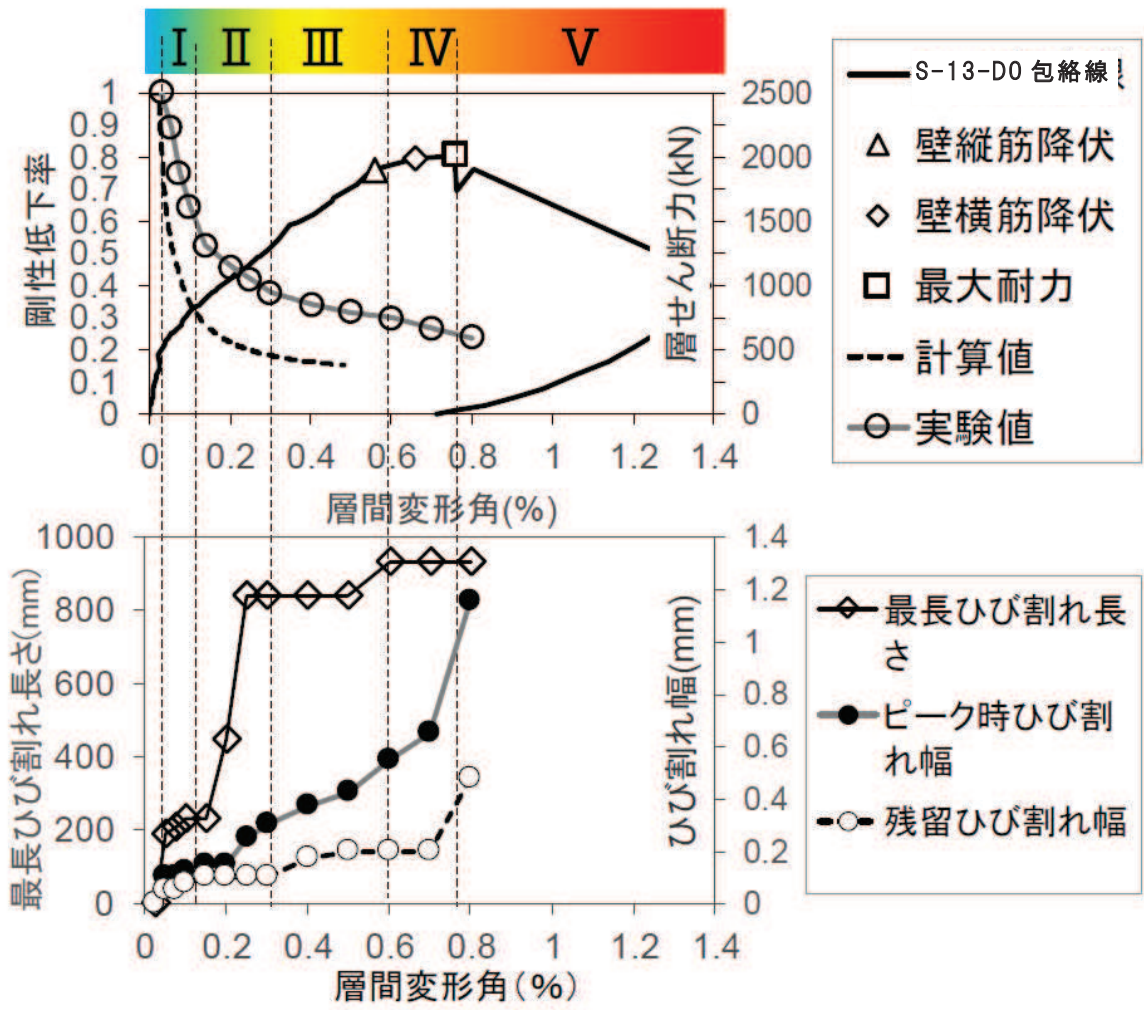


図 3-5 損傷度の判定

3.2 試験体 S-13-D I

(1) 試験体 S-13-D I の実験結果

図 3-6 に試験体 S-13-D I の層せん断力-層間変形角関係を示す。図 3-6 には試験体 S-13-D0 の層せん断力-層間変形角関係の包絡線を併記する。図 3-6 から、試験体 S-13-D0 と試験体 S-13-D I に目立った差は無く、事前損傷度合いとして、3.11 地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量(層間変形角： 0.75×10^{-3})を与えたケースは、本加力においても、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値(せん断ひずみ： 2.0×10^{-3})付近での耐力低下は認められなかった。

また、図 3-7 に最終破壊時写真を、図 3-8 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-9 に事前加力終了時写真を、図 3-10 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

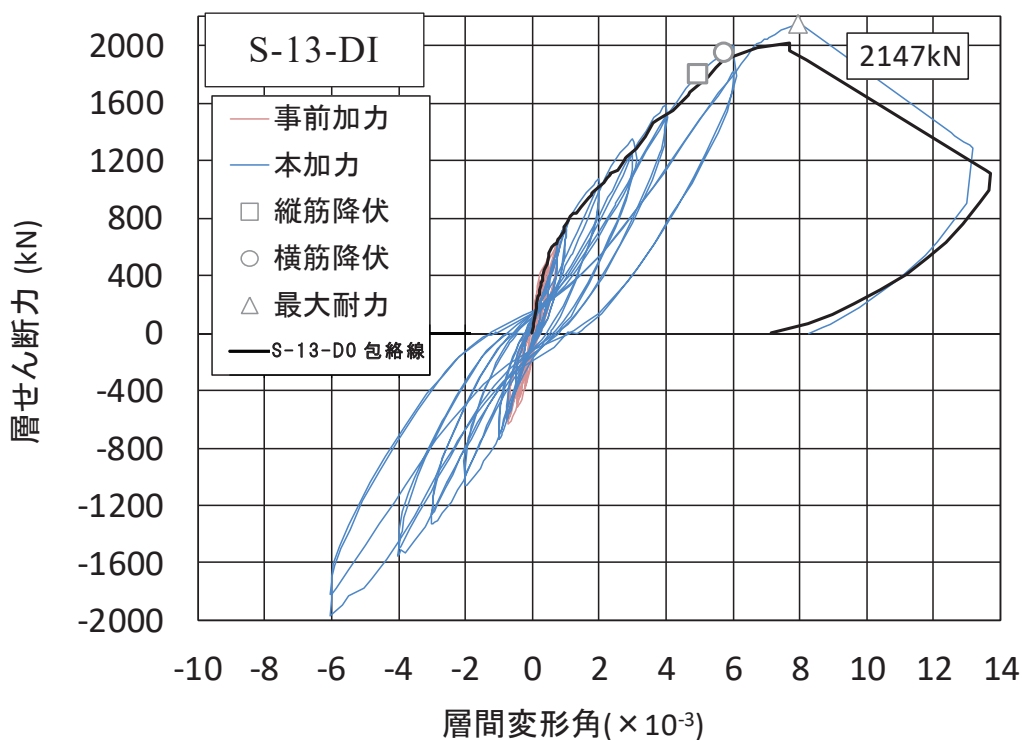


図 3-6 試験体 S-13-D I の荷重-変形関係

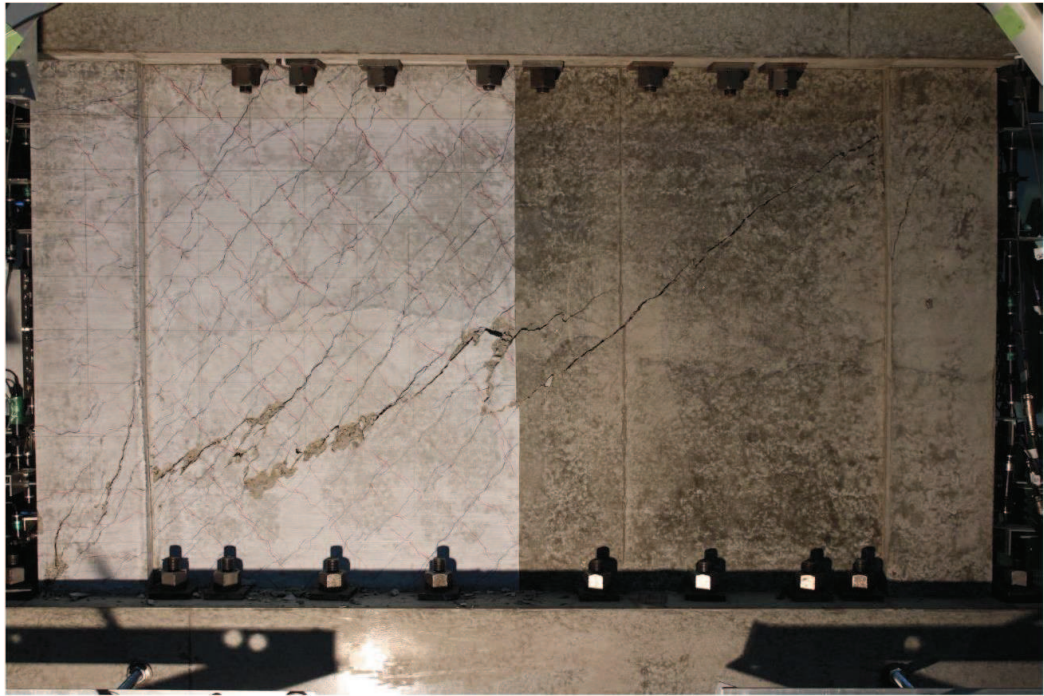


図 3-7 試験体 S-13-D I 最終破壊時写真

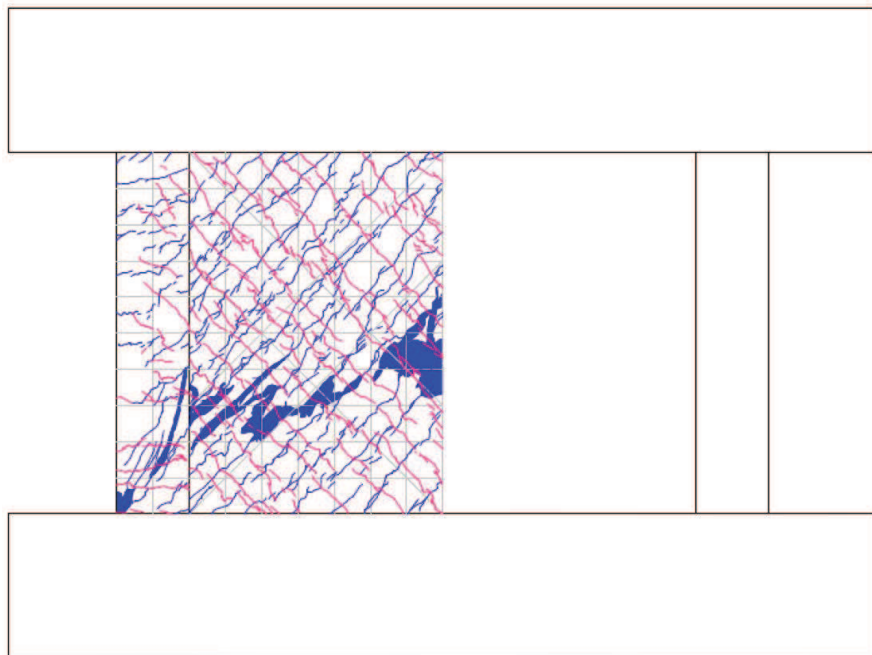


図 3-8 試験体 S-13-D I 最終破壊時ひび割れ図



図 3-9 試験体 S-13-D I 事前加力終了時 (0.75/1000rad.) 写真

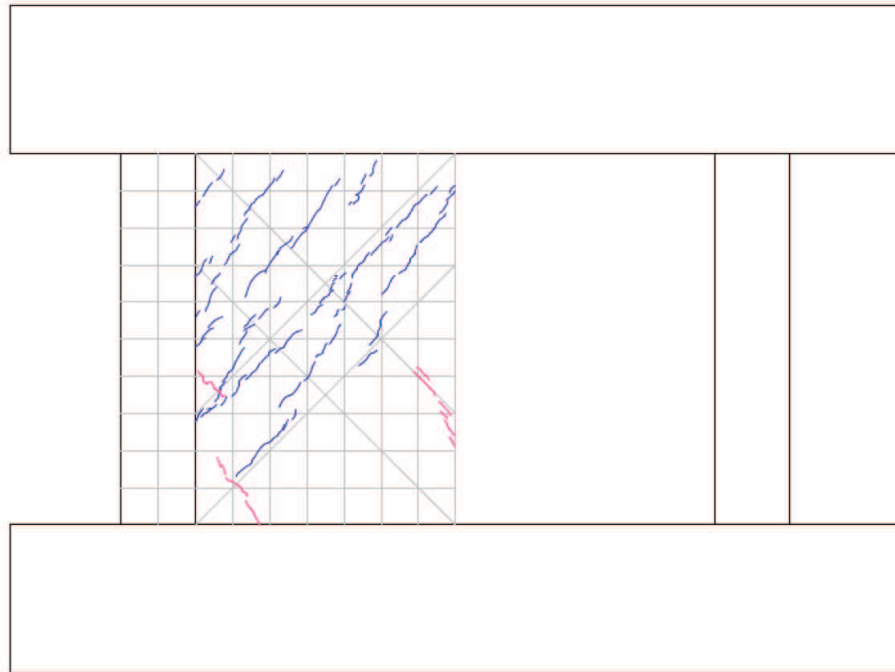


図 3-10 試験体 S-13-D I 事前加力終了時 (0.75/1000rad.) ひび割れ図

3.3 試験体 S-13-D II

(1) 試験体 S-13-D II の実験結果

図 3-11 に試験体 S-13-D II の層せん断力－層間変形角関係を示す。図 3-11 には試験体 S-13-D0 の層せん断力－層間変形角関係の包絡線を併記する。本試験体を、損傷度 IV を経験した試験体 S-13-D IV に再利用したため、終局耐力及びその時の変形のデータは記録していないが、損傷度 III の試験結果から、損傷度 II 程度の変形を受けても終局耐力に大きな影響がないと考えられる。図 3-11 から、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）並を与えたケースは、本加力においても、評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）付近での耐力低下は認められなかった。

また、図 3-12 に 6/1000rad. 時の写真を、図 3-13 に 6/1000rad. 時のひび割れ図を、図 3-14 に事前加力終了時写真を、図 3-15 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

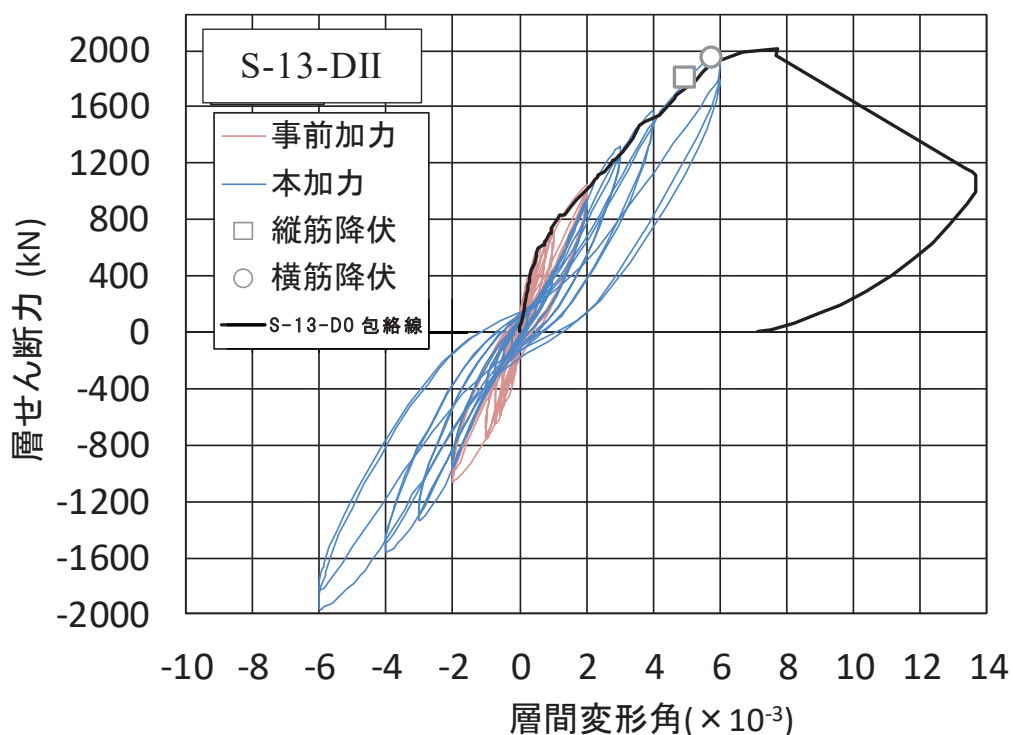


図 3-11 試験体 S-13-D II の層せん断力－層間変形角関係

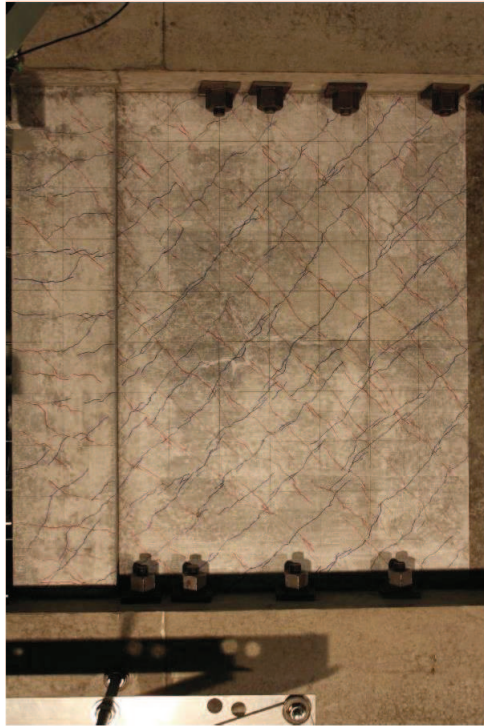


図 3-12 試験体 S-13-DII 6/1000rad. 時写真

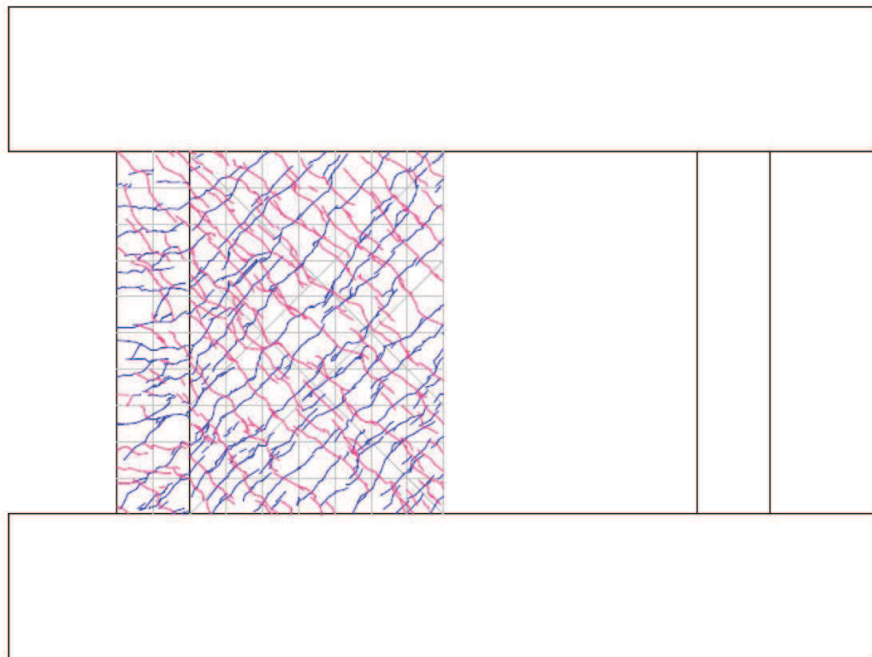


図 3-13 試験体 S-13-DII 6/1000rad. ひび割れ図



図 3-14 試験体 S-13-DII 事前加力終了時 (2/1000rad.) 写真

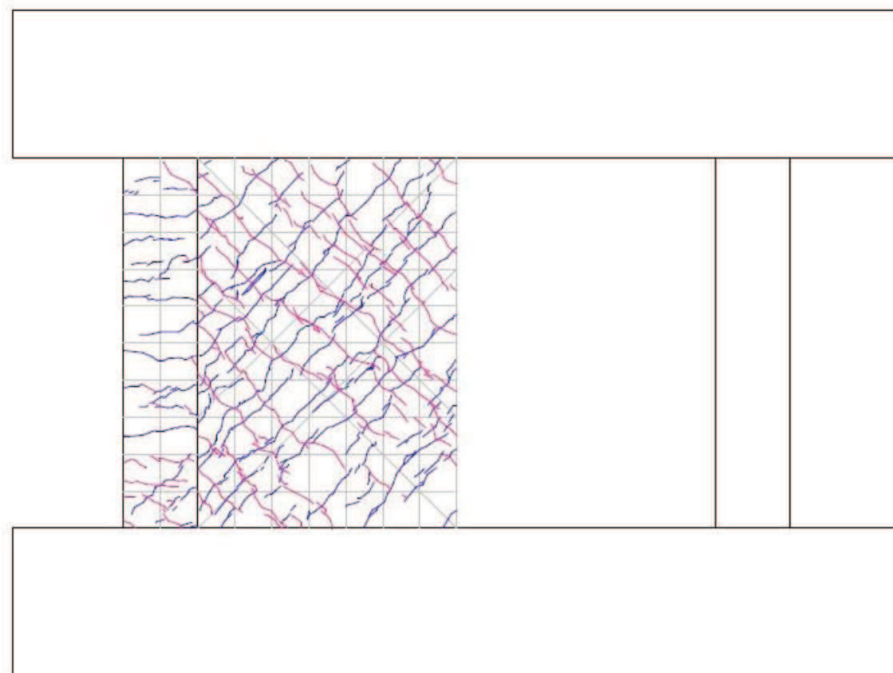


図 3-15 試験体 S-13-DII 事前加力終了時 (2/1000rad.) ひび割れ図

3.4 試験体 S-13-DIII

(1) 試験体 S-13-DIII の実験結果

図 3-16 に試験体 S-13-DIII の層せん断力-層間変形角関係を示す。図 3-16 には試験体 S-13-D0 の層せん断力-層間変形角関係の包絡線を併記する。図 3-16 から、これまでの試験体 S-13-D I, S-13-D II 同様に、未経験の変形レベルでは、大きな差はないため、損傷度 III 程度の変形を経験しても、未経験の変形レベルにおける負担せん断力の低下には影響がないといえる。

また、図 3-17 に最終破壊時写真を、図 3-18 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-19 に事前加力終了時写真を、図 3-20 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

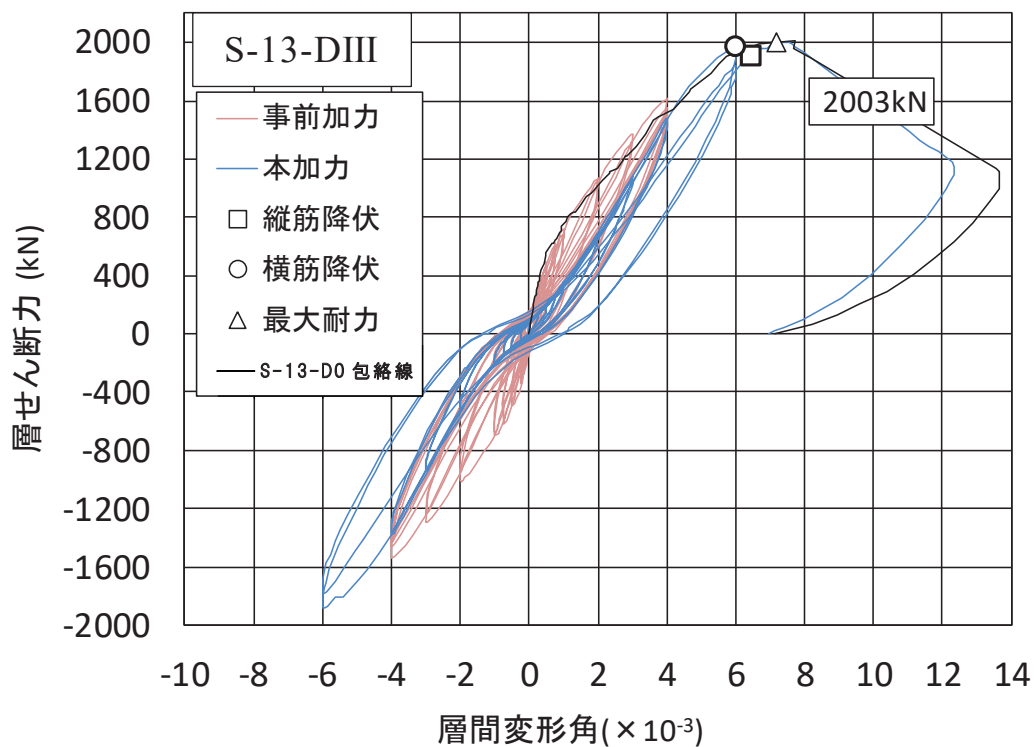


図 3-16 試験体 S-13-DIII の層せん断力-層間変形角関係

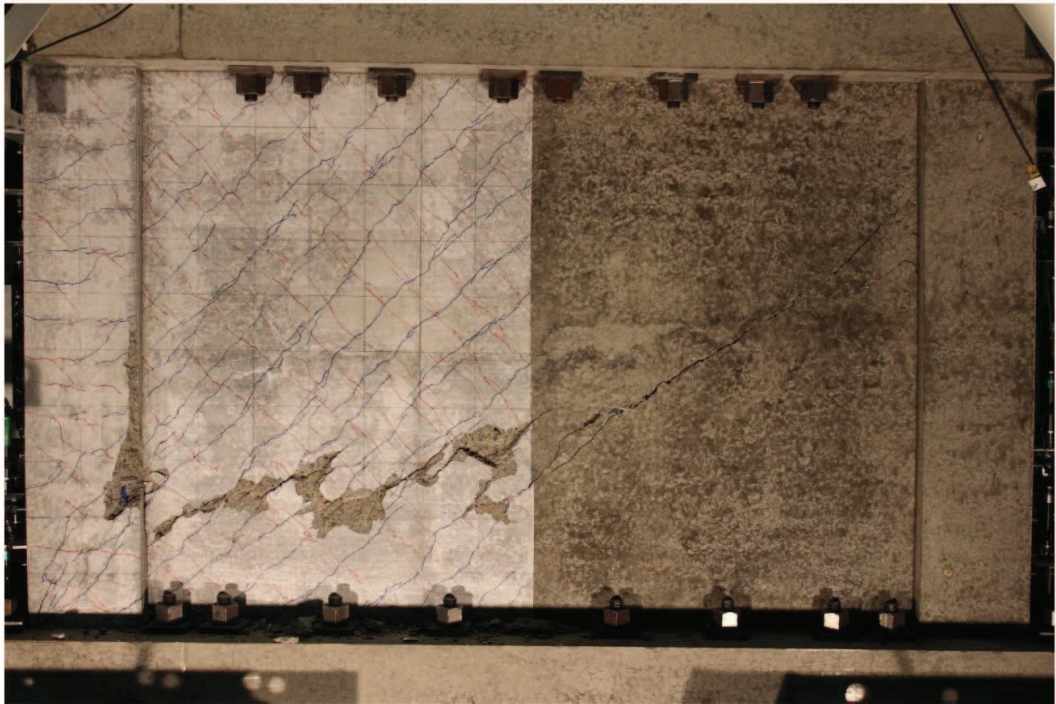


図 3-17 試験体 S-13-DIII 最終破壊時写真

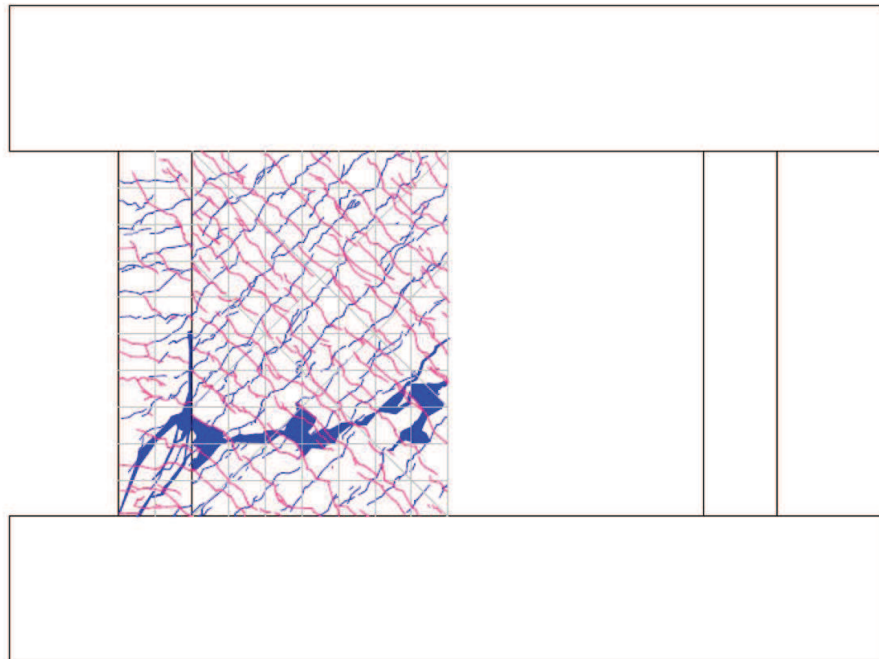


図 3-18 試験体 S-13-DIII 最終破壊時ひび割れ図

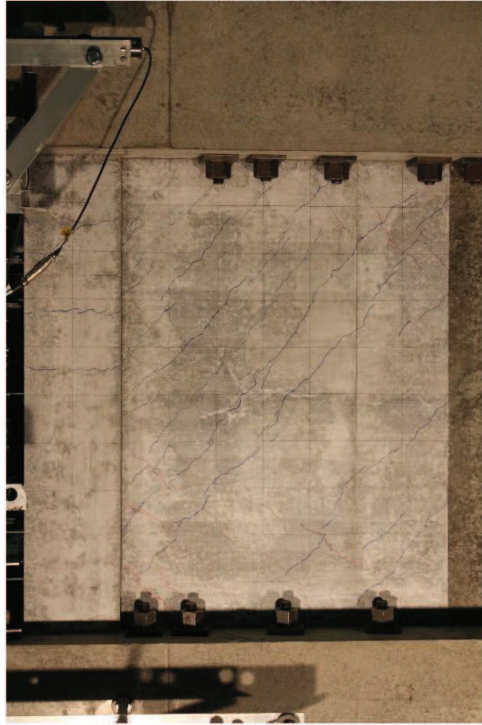


図 3-19 試験体 S-13-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) 写真

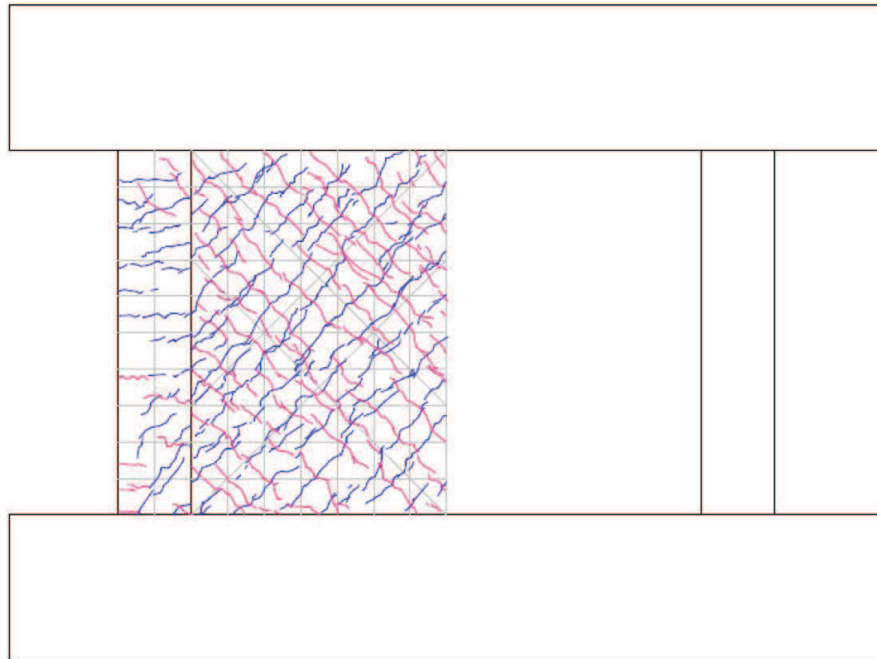


図 3-20 試験体 S-13-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) ひび割れ図

3.5 試験体 S-13-DIV

(1) 試験体 S-13-DIVの実験結果

図 3-21 に試験体 S-13-DIV の層せん断力－層間変形角関係を示す。図 3-21 には試験体 S-13-D0 の層せん断力－層間変形角関係の包絡線を併記する。図 3-21 から、本加力の履歴ループは、逆 S 字のループを描き、一度経験している変形では、エネルギー吸収能力が低下しているが、最終耐力は S-13-D0 と同等であった。

また、図 3-22 に最終破壊時写真を、図 3-23 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-24 に事前加力終了時写真を、図 3-25 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

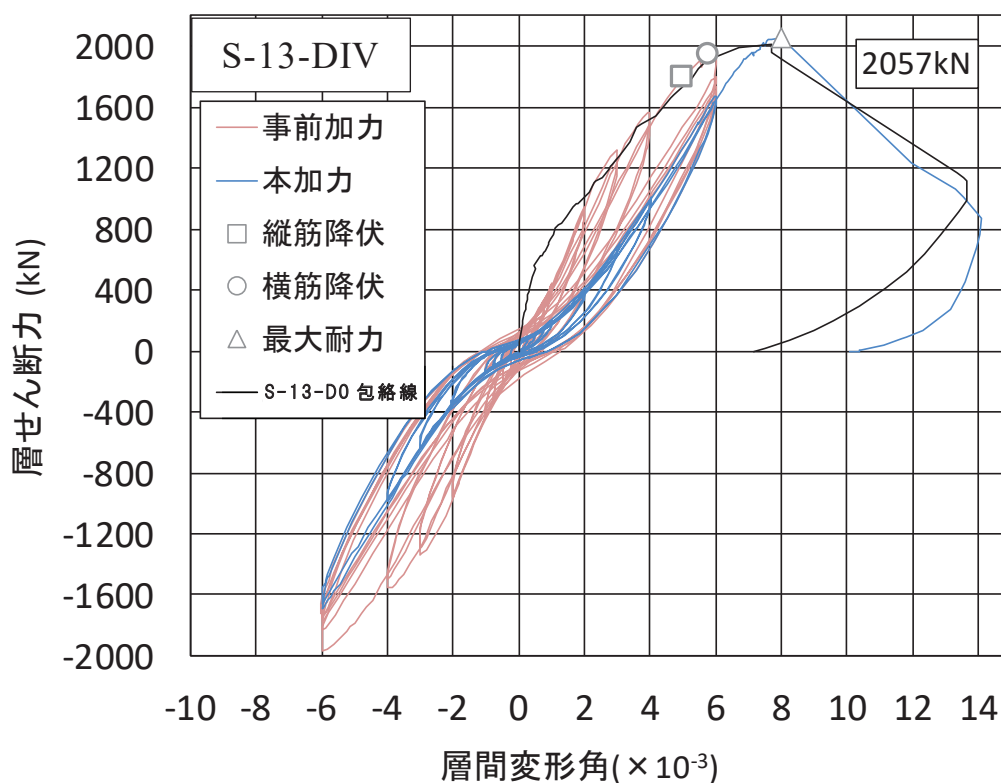


図 3-21 試験体 S-13-DIV の層せん断力－層間変形角関係



図 3-22 試験体 S-13-DIV 最終破壊時写真

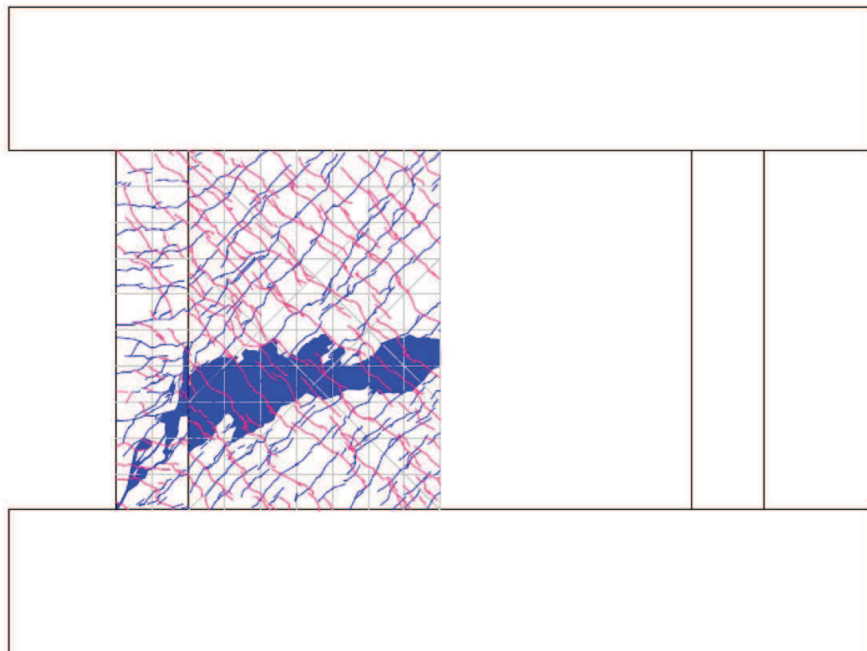


図 3-23 試験体 S-13-DIV 最終破壊時ひび割れ図

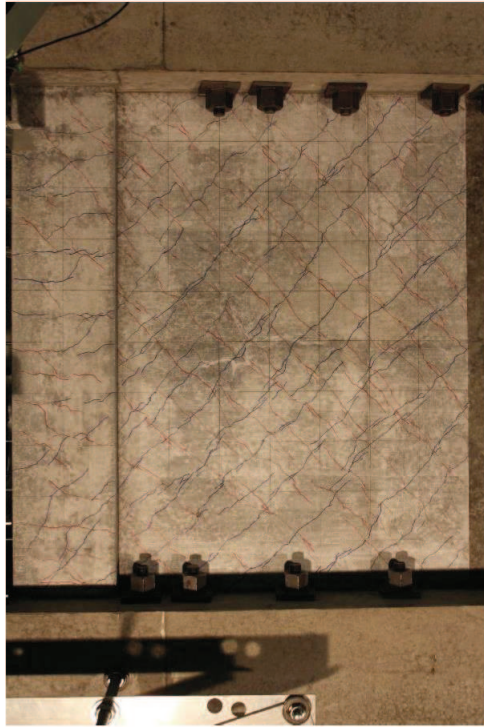


図 3-24 試験体 S-13-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) 写真

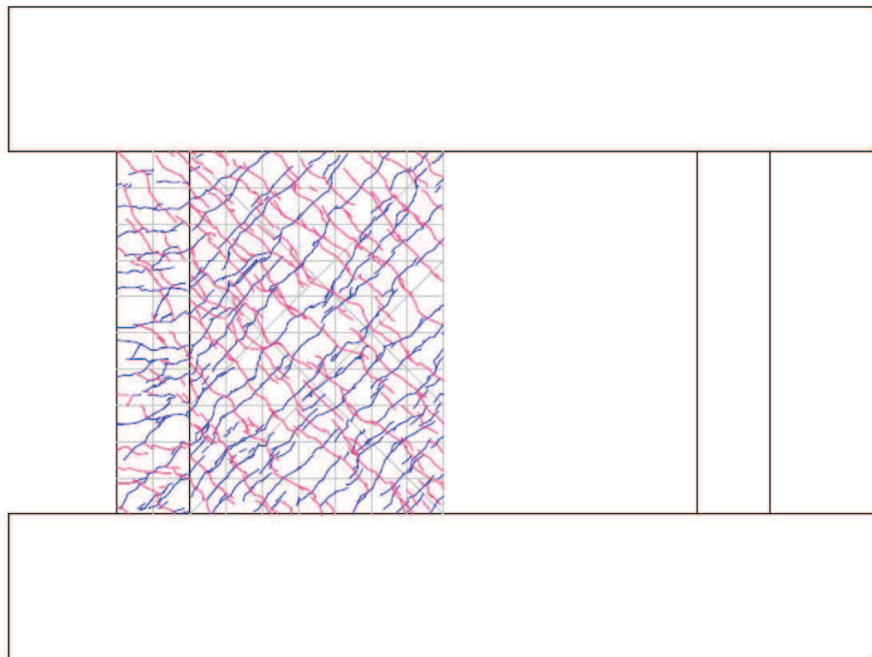
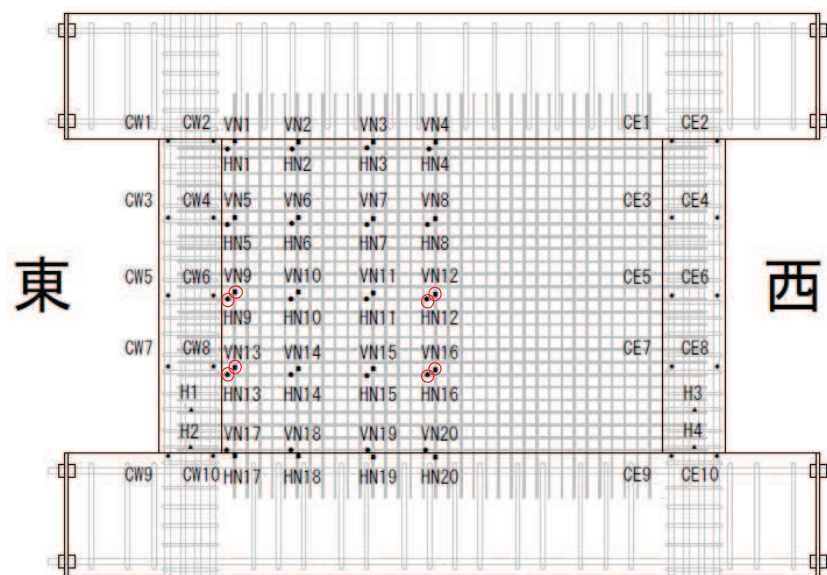


図 3-25 試験体 S-13-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) ひび割れ図

3.6 鉄筋ひずみ計測結果

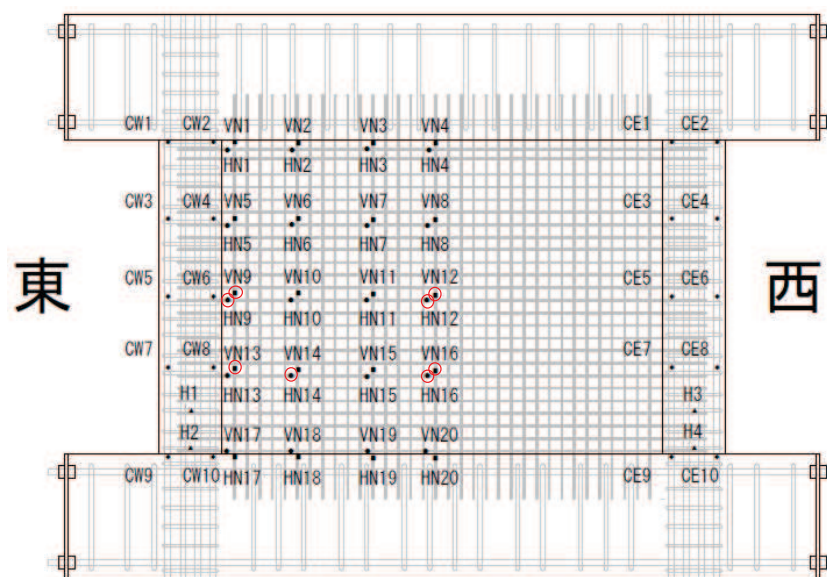
試験体 S-13-D0（無損傷試験体）及び S-13-DⅡ（層間変形角 2.0×10^{-3} の事前加力）の鉄筋ひずみ計測結果を代表として示す。

試験体の鉄筋ひずみは，試験体が左右対称であることから，図 3-26 及び図 3-27 に示す位置で計測した。そのうち，壁板の代表的な計測点（図 3-26 及び図 3-27 の赤丸）における鉄筋ひずみ－層間変形角関係を，図 3-28 及び図 3-29 に示す。鉄筋ひずみは，3.11 地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）において，鉄筋の降伏ひずみ（ 1680μ ）を十分下回っており，弾性範囲に収まっていることを確認した。また，基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）に相当する層間変形角（ 2.0×10^{-3} ）においても，鉄筋ひずみは弾性範囲内に納まっていることを確認した。



○ : 図 3-28 で鉄筋ひずみを示す位置

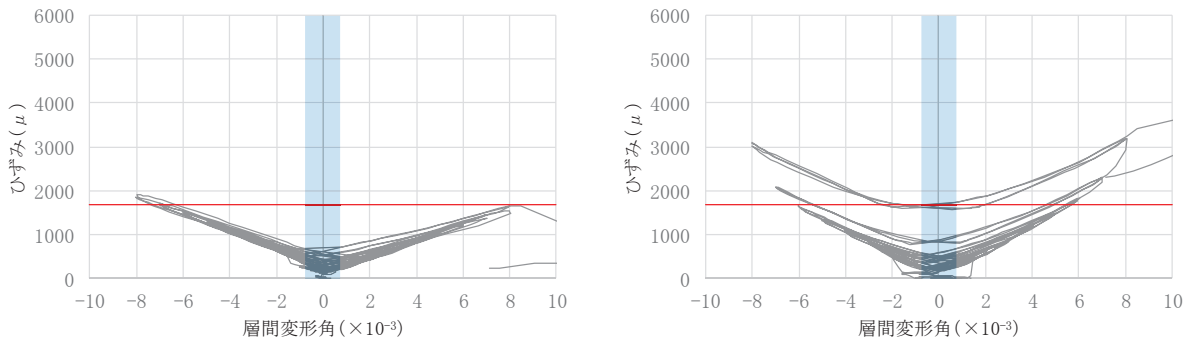
図 3-26 試験体 S-13-D0 鉄筋ひずみ計測位置



○ : 図 3-29 においてひずみを示す位置

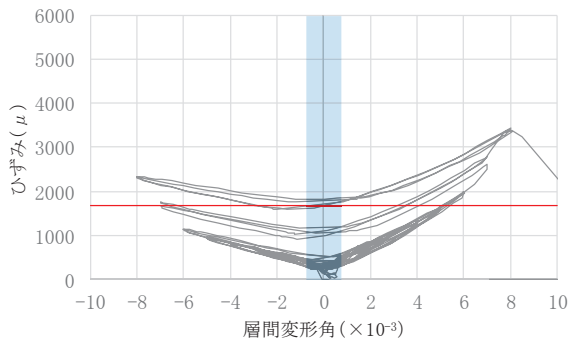
(HN-13 が欠測であったことから, HN-14 とする。)

図 3-27 試験体 S-13-D II 鉄筋ひずみ計測位置

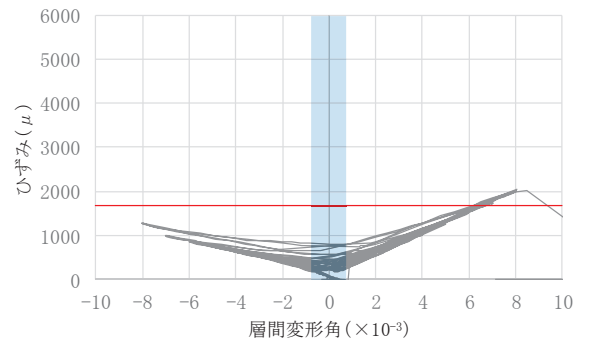


HN9

HN12

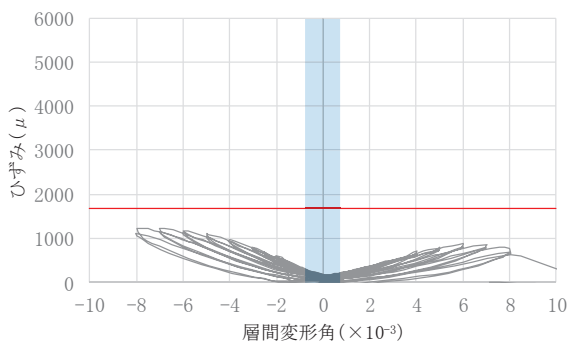


HN13

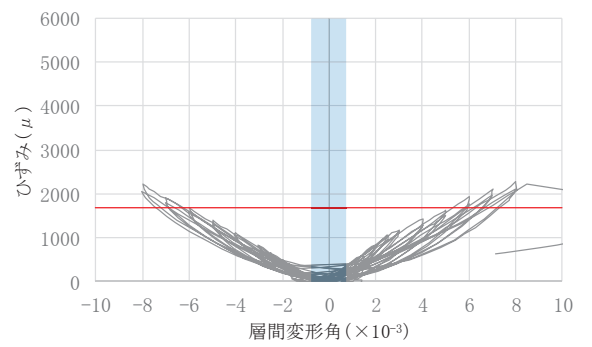


HN16

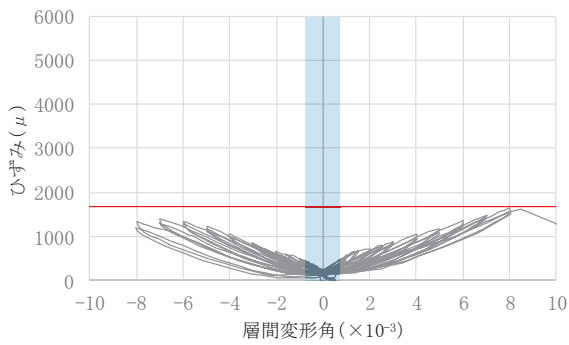
(a) 壁板横筋



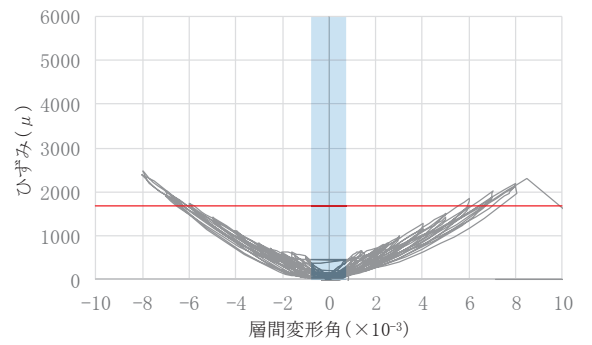
VN9



VN12



VN13

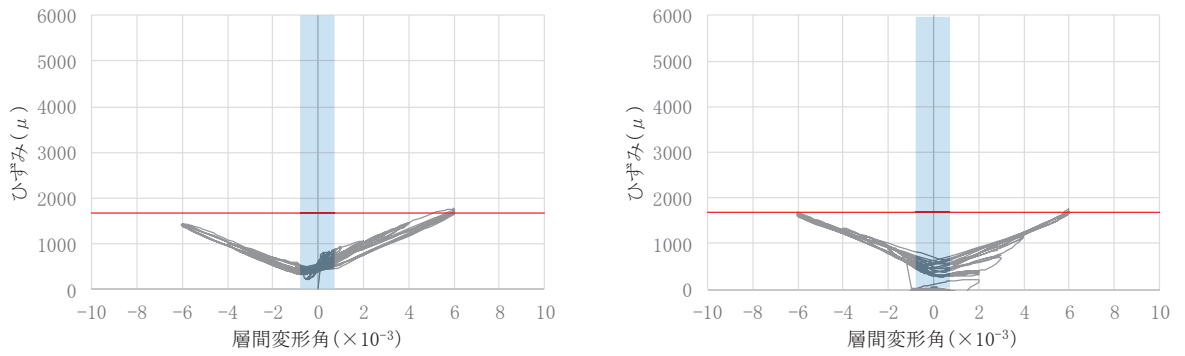


VN16

(b) 壁板縦筋

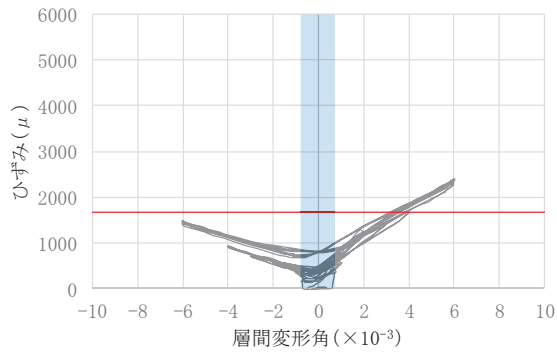
: 3.11地震による原子炉建屋の応答を上回る変形量 (層間変形角 : 0.75×10^{-3})
 : 降伏ひずみ (1680μ)

図 3-28 試験体 S-13-D0 鉄筋ひずみ-層間変形角関係

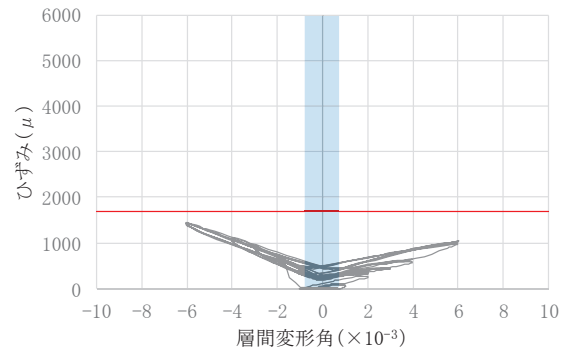


HN9

HN12

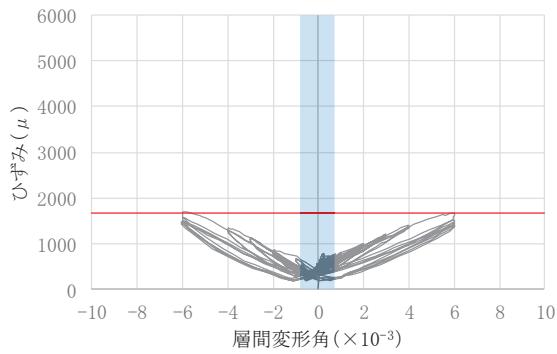


HN14

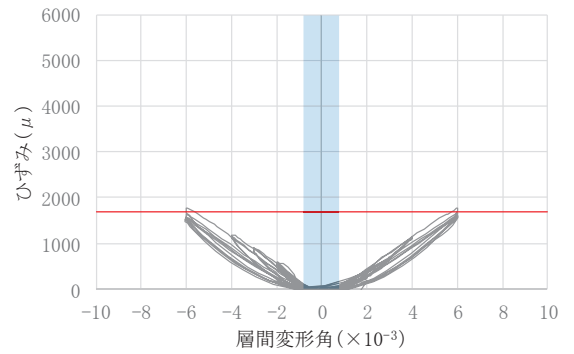


HN16

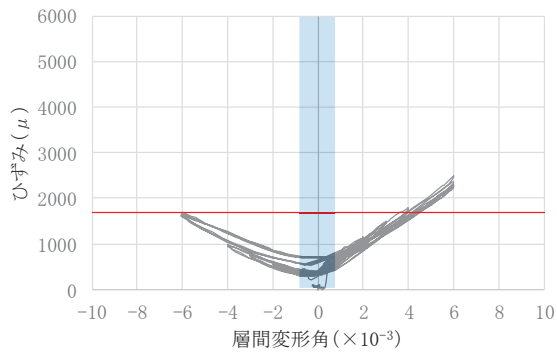
(a) 壁板横筋



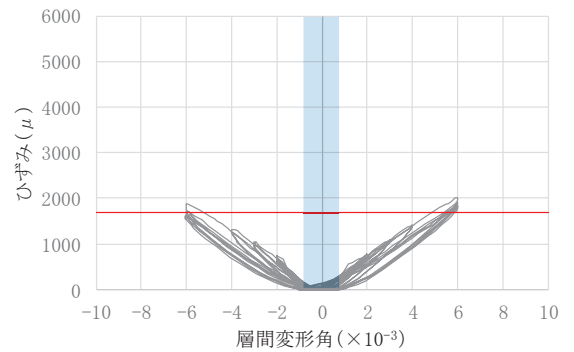
VN9



VN12



VN13



VN16

(b) 壁板縦筋

■ : 3.11地震による原子炉建屋の応答を上回る変形量 (層間変形角 : 0.75×10^{-3})
 — : 降伏ひずみ (1680μ)

図 3-29 試験体 S-13-DII 鉄筋ひずみ-層間変形角関係

4. 損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討

4.1 耐力低下及び変形性能低下への影響の検討

図 4-1(1)に各試験体の層せん断力-層間変形角関係(正側)の包絡線, 図 4-1(2)に各試験体のせん断応力度-せん断ひずみ関係(正側)の包絡線を示す。図 4-1(2)には J E A G 式によるスケルトンカーブ(表 2-3 に示す試験体 S-13-D0 の材料特性による。)を併記する。また, 表 4-1 に各試験体のせん断応力度の比較を, 表 4-2 に各試験体の終局耐力及び終局耐力時変形の比較を示す。

図 4-1 及び表 4-1, 表 4-2 から, 無損傷の試験体と損傷有の試験体では, 終局耐力及び終局耐力時の変形には, 大きな差が見られないため, 終局耐力点以前の変形を受けたとしても, 終局耐力の低下及び変形性能低下には影響がないことがわかる。

特に, 事前損傷度合いとして, 3.11 地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量(層間変形角: 0.75×10^{-3})を与えた試験体 S-13-D I, 及び原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値(せん断ひずみ: 2.0×10^{-3})並を与えた試験体 S-13-D II は, 本加力においても, 評価基準値(せん断ひずみ: 2.0×10^{-3})付近での耐力低下は認められず, また, J E A G 式の耐力を上回ることを確認した。

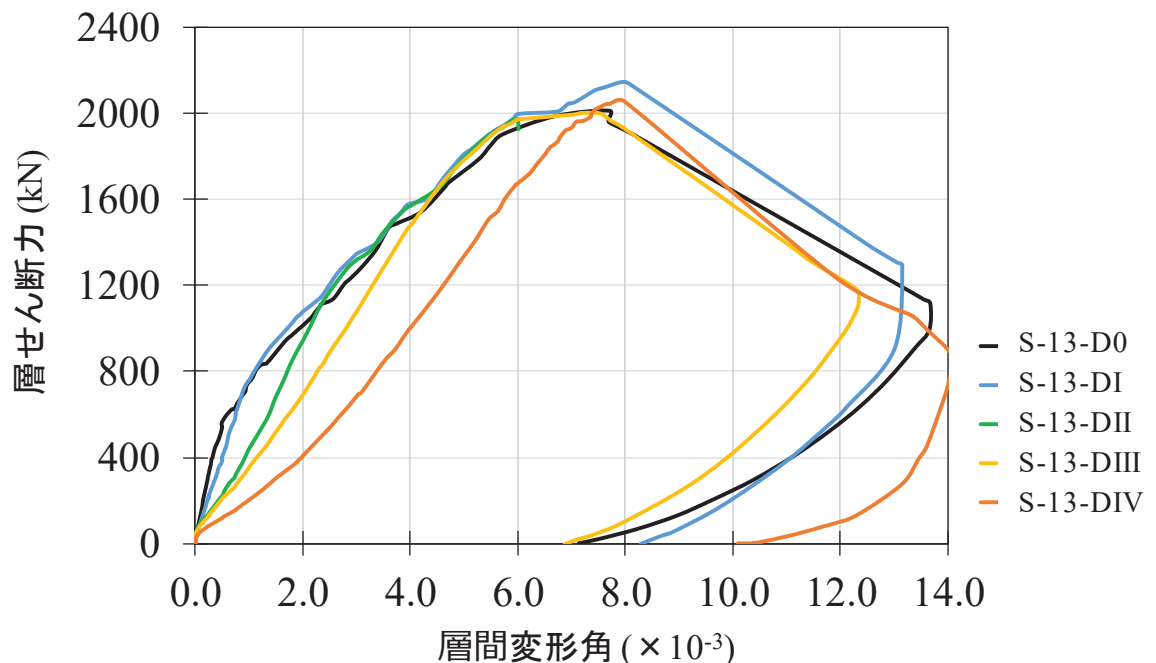
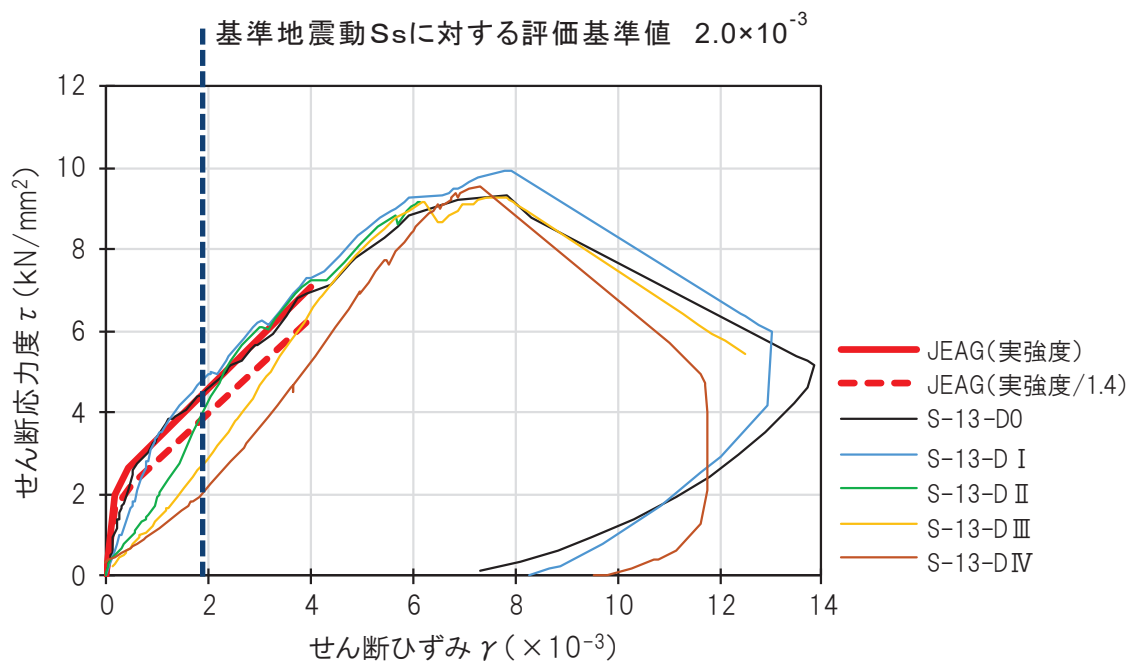


図 4-1(1) 層せん断力-層間変形角関係(正側)の包絡線



J E A G式によるスケルトンカーブは、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果 (S-13-D0) に基づき作成。また、設計基準強度相当 (1/1.4) も合わせて示す。設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015 (一般社団法人 日本原子力学会)」による。

図 4-1(2) せん断応力度－せん断ひずみ関係(正側)の包絡線

表 4-1 各試験体 せん断応力度の比較

	せん断応力度(kN/mm ²)						せん断応力度の比(実験結果/JEAG(実強度/1.4))				
	JEAG(実強度/1.4)	S-13-D0	S-13-D I	S-13-D II	S-13-D III	S-13-DIV	S-13-D0	S-13-D I	S-13-D II	S-13-D III	S-13-DIV
第 1 折点近傍	1.66	0.92	0.63	0.51	0.25	0.46	0.56	0.38	0.31	0.15	0.28
第 2 折点近傍	2.24	2.12	1.62	0.90	0.69	0.69	0.94	0.72	0.40	0.31	0.31
1000 _μ	2.82	3.41	3.41	1.93	1.39	1.17	1.21	1.21	0.68	0.49	0.41
2000 _μ	3.98	4.53	4.96	4.37	2.80	2.24	1.14	1.25	1.10	0.70	0.56
3000 _μ	5.14	5.67	6.24	6.09	4.64	3.90	1.10	1.22	1.19	0.90	0.76
4000 _μ	6.29	6.89	7.31	7.25	6.60	5.39	1.10	1.16	1.15	1.05	0.86

表 4-2 各試験体 終局耐力及び終局耐力時変形の比較

	最大耐力	最大耐力 S-13-D0に対する比	最大耐力時 層間変形角	層間変形角 S-13-D0に対する比
	Q _{max}	Q _{max} /D0Q _{max}	R _{max}	R _{max} /D0R _{max}
	kN	-	%	-
S-13-D0	2013	1	0.800	1
S-13-D I	2147	1.07	0.793	0.99
S-13-D II	-	-	-	-
S-13-D III	2003	1.00	0.717	0.90
S-13-DIV	2057	1.02	0.798	1.00

4.2 剛性低下への影響の検討

図4-2に初期剛性に対する剛性低下率－層間変形角関係を示す。

剛性低下率は、各試験体の本加力時 0.25/1000rad. の履歴ループをもとに、最小二乗法で求めた初期剛性に対する各サイクルの剛性の比としている。各試験体の剛性低下率は、本加力のみを記載している。

図4-2をみると、事前加力で経験している変形レベルでは、損傷が大きいほど剛性が低下しており、一方で、未経験の変形レベルでは、無損傷の試験体とほとんど変わらない剛性低下率となっている。

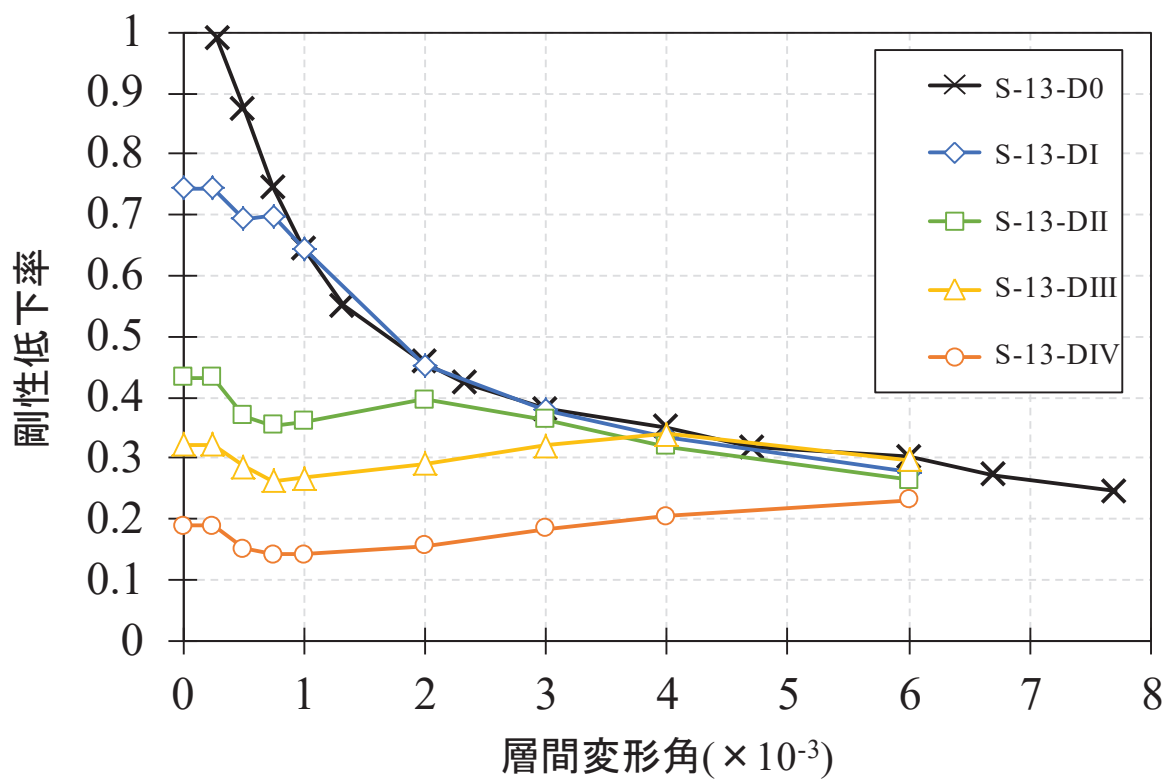


図4-2 初期剛性に対する剛性低下率－層間変形角関係

4.3 変形割合の確認

図 4-3～図 4-7 に試験体 S-13-D0～試験体 S-13-DIV のせん断変形及び曲げ変形の変形割合のグラフを示す。変形割合の推移をみると、各試験体ともに曲げ変形の割合は非常に小さく、せん断変形が支配的であることが確認できる。参考として試験体 S-13-DII の曲げモーメントー曲率関係図 4-8 に示す。

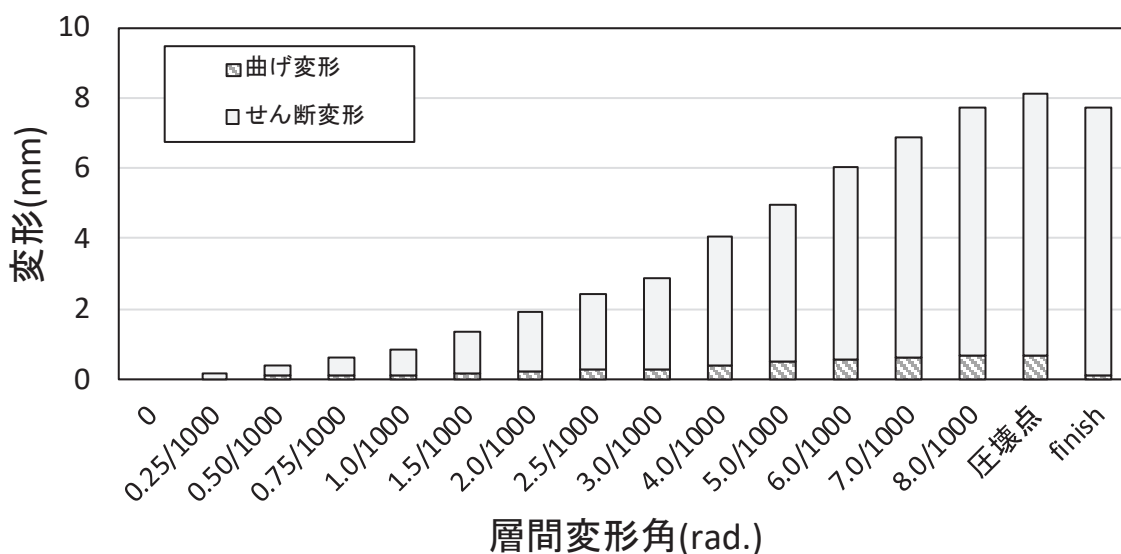


図 4-3 曲げーせん断変形割合 (試験体 S-13-D0)

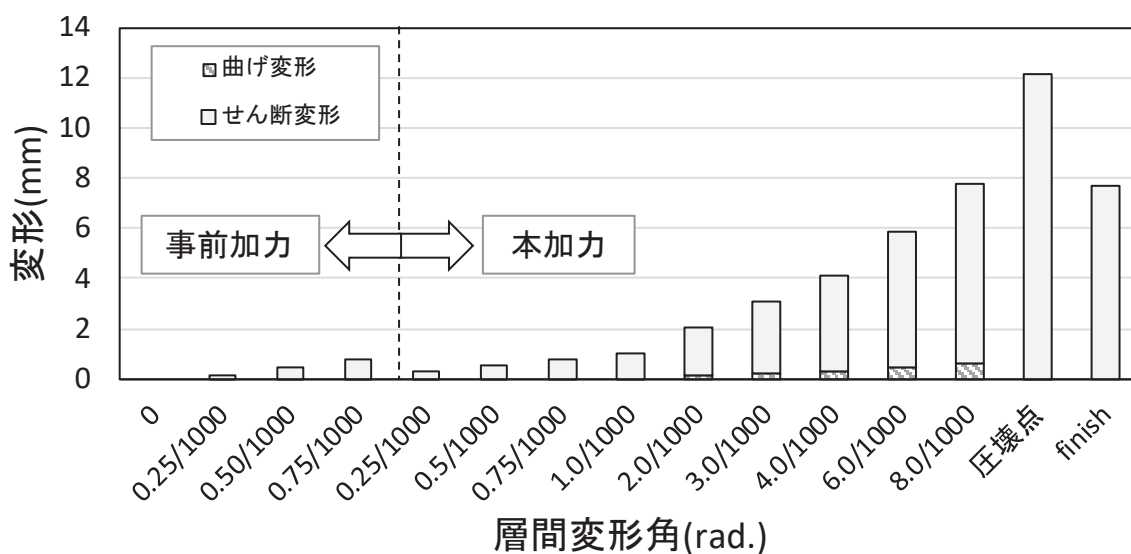


図 4-4 曲げーせん断変形割合 (試験体 S-13-DI)

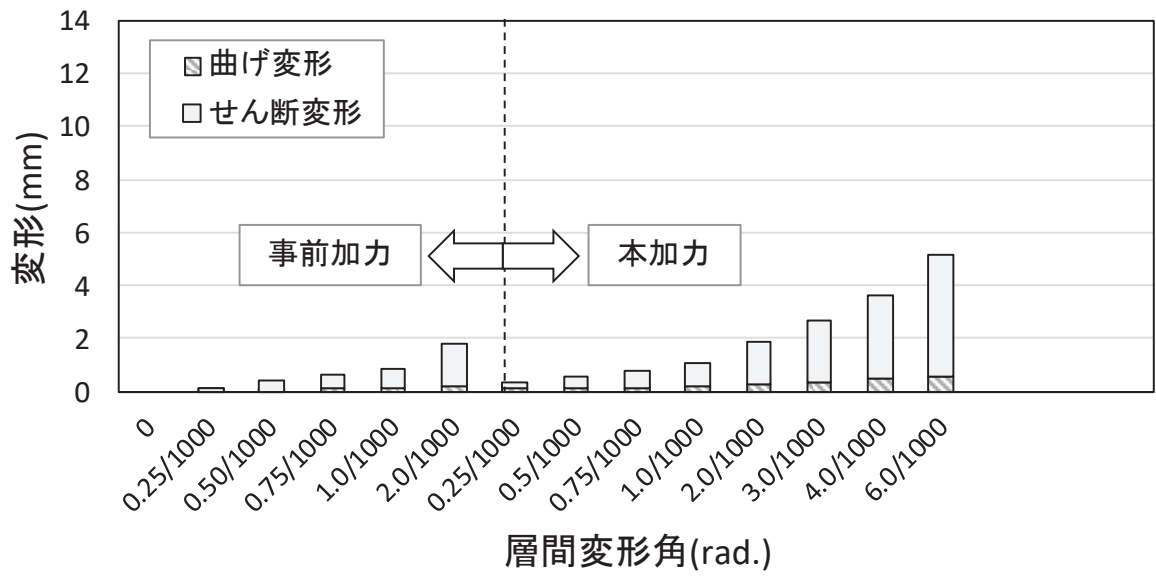


図 4-5 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DII)

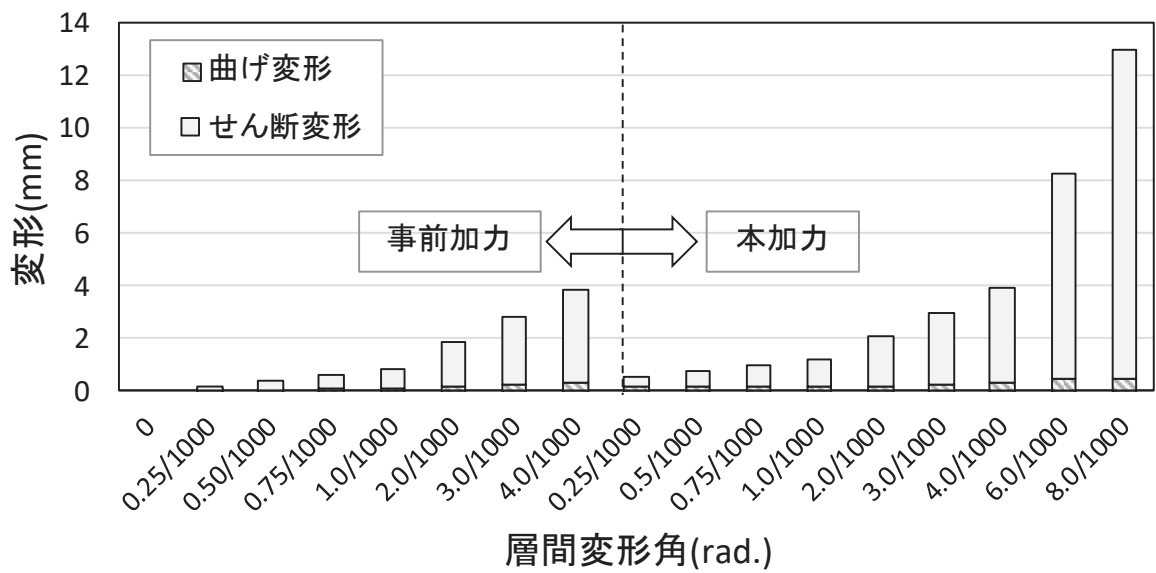


図 4-6 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DIII)

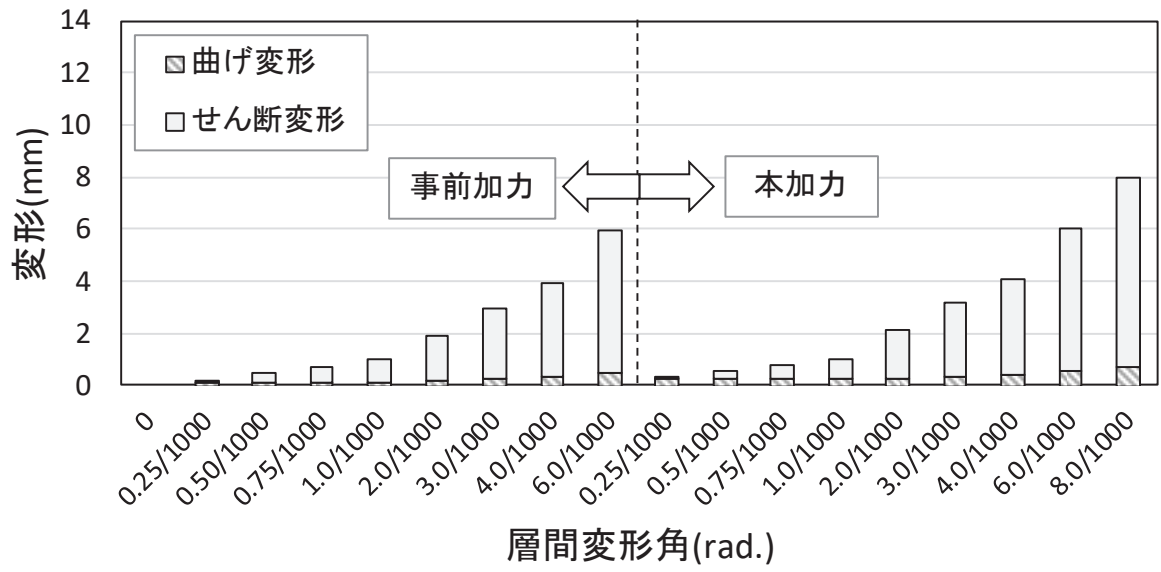
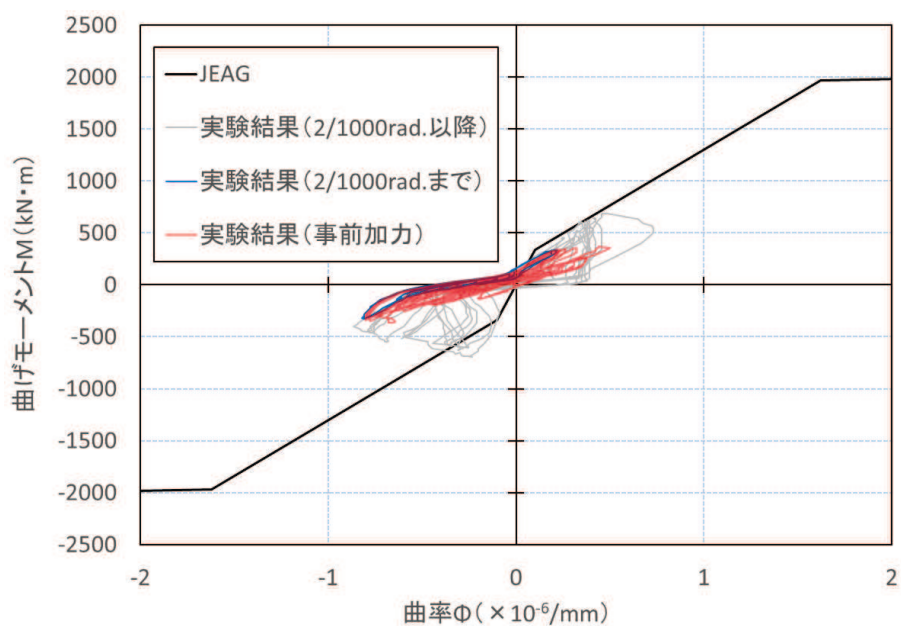
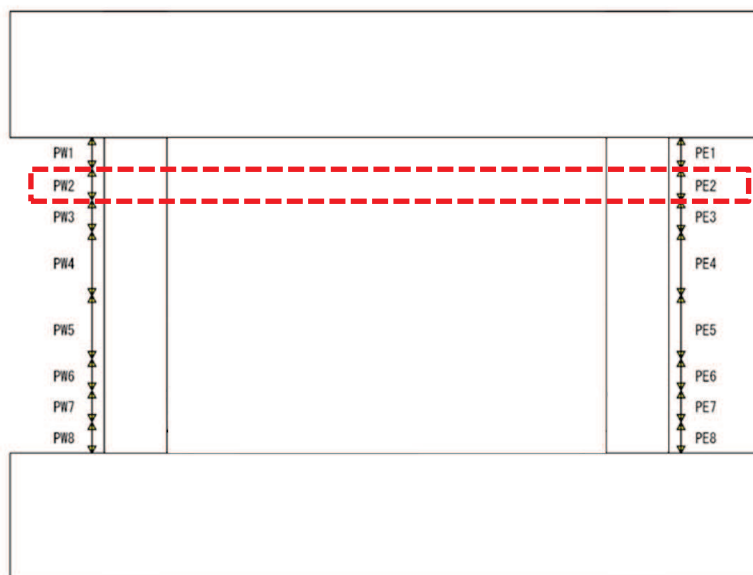


図 4-7 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DIV)



注 1 : J E A G による曲げモーメントー曲率関係の算定における材料物性には，実験時の材料試験の結果を用いた。

(a) 曲げモーメントー曲率関係



 : (a)にて曲げモーメントー曲率関係を示す位置

注 2 : PW1~8 及び PE1~8 は変位計を示す。

注 3 : 計測スパンは，PW4, PW5, PE4, PE5 で 200mm，その他の変位計は 100mm である。

(b) 曲げ変形計測用変形計の設置位置

図 4-8 曲げモーメントー曲率関係 (試験体 S-13-D II)

5. まとめ

一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が，更に大きな地震力を受けた場合，終局耐力がどのようになるかを確認するために，損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験を行った結果，以下の知見を得た。

- ① 事前加力で，各試験体に損傷度Ⅰ～Ⅳと判断した変形を与えたが，損傷の大きさに関わらず，終局耐力には影響がみられなかった。
- ② 特に，事前損傷度合いとして，3.11地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）を与えた試験体 S-13-DⅠ，及び原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）並を与えた試験体 S-13-DⅡは，本加力においても，評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）付近での耐力低下は認められず，また，J E A G 式の耐力を上回ることを確認した。
- ③ 事前加力で経験している変形に対しては，損傷が大きくなるほど剛性が低下したが，未経験の変形レベルでは，剛性は変化しなかった。
- ④ 鉄筋ひずみの計測結果から，3.11地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）における鉄筋ひずみは，鉄筋の降伏ひずみ（ 1680μ ）を十分下回っており，弾性範囲に収まっていることを確認し，3.11地震に対して原子炉建屋がおおむね弾性範囲内の挙動であったことと整合している。

[参考文献]

- (1) 細谷典弘, 小池拓矢, 鈴木裕介, 前田匡樹, 鶴飼和也, 尾形芳博: 地震により損傷を受けた鉄筋コンクリート造耐震壁の残存耐震性能に関する研究 その1 実験計画と無損傷試験体の結果概要, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp. 157-158, 2016.8
- (2) 小池拓矢, 細谷典弘, 鈴木裕介, 前田匡樹, 鶴飼和也, 尾形芳博: 地震により損傷を受けた鉄筋コンクリート造耐震壁の残存耐震性能に関する研究 その2 損傷レベルと構造性能低下の関係, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.159-160, 2016.8
- (3) 小池拓矢, 細谷典弘, 鈴木裕介, 前田匡樹, 尾形芳博: RC造耐震壁の残存耐震性能評価とひび割れに基づく損傷量評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.63B, pp. 447-454, 2017.3
- (4) 細谷典弘, 半沢守, 尾形芳博, 前田匡樹: 壁筋比が損傷を受けたせん断破壊先行型耐震壁の構造性能に及ぼす影響の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No2, pp.259-264, 2017.7
- (5) 半沢守, 細谷典弘, 尾形芳博, 前田匡樹: 損傷を受けたRC造耐震壁の損傷量評価及び残存耐震性能評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No2, pp.313-318, 2017.7
- (6) Masaki Maeda1, Norihiro Hosoya, Takuya Koike, Mamoru Hanzawa, Yoshihiro Ogata, Arinori Nimura, Kiwoong Jin: Static Loading Test on Seismic Capacity of Reinforced Concrete Shear Walls in Nuclear Power Plant Part.2 Evaluation of Damage and Residual Capacity, 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Aug.2017

別紙 18-1 耐震実験 [2] の補足検討

1. 概要

3.11 地震では、原子炉建屋に微小なひび割れが認められたものの、大きな損傷は認められていない。一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、更に大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験（別紙 18 の実験。以下「耐震実験 [2] という。）を行った。ここでは、耐震実験 [2] の補足的な検討として、鉄筋量を変えた場合の実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては、原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については、耐震実験 [2] の 1.32%（原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね 1.2～1.6%前後であることを踏まえて設定）に対して、半分の鉄筋比 0.66%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 耐震壁の損傷度合いをパラメータとし、無損傷の試験体も含め、計 4 試験体に対し試験を実施した。
- ④ 事前損傷度合いとしては、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2×10^{-3} ）から、その約 3 倍の変形量（層間変形角： 6×10^{-3} ）までの計 3 ケースを実施した。
- ⑤ 加力パターンは、“事前加力”で損傷度合いにあらかじめ違いを与え、“本加力”によって、終局耐力まで加力を実施した。

2.2 実験概要

表 2-1 に試験体諸元を示す。試験体は、パラメータを「本加力」開始時における損傷の有無（及び大きさ）としたせん断破壊先行型の耐震壁とし、原子力施設の耐震壁を参考に試験体の計画を行った。試験体数は無損傷の試験体 1 体（S-06-D0）、及び損傷度Ⅱ～Ⅳとなるように、「事前加力」を加えた 3 体（S-06-DⅡ～Ⅳ）の計 4 体とした。ただし、事前加力時に損傷度Ⅳを与える試験体については、損傷度Ⅱを与える試験体と兼用した。これは、損傷度Ⅱ程度の変形を繰返し経験させても、その後の構造性能にさほど影響がないと予測したためである。S-06-DⅡ～Ⅳ試験体に対し事前加力を与える層間変形角（損傷の大きさ）は、表 2-2 のとおりとした。

表 2-1 試験体諸元

		耐震実験[2]	耐震実験[2]補足検討
壁	壁高さ(mm)	1000	1000
	全長(mm)	1800	1800
	壁厚(mm)	120	120
	縦筋	D6@40(SD295)Double	D6@80(SD295)Double
	縦筋比(%)	1.32	0.66
	横筋	D6@40(SD295)Double	D6@80(SD295)Double
	横筋比(%)	1.32	0.66
	コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	27	27
	せん断スパン比	0.29	0.29
柱	断面 $b \times D$ (mm \times mm)	200 \times 200	200 \times 200
	主筋	12-D16(SD345)	12-D16(SD345)
	帯筋	2-D10(SD345) @ 60	2-D10(SD345) @ 60
スタブ	断面 $b \times D$ (mm \times mm)	400 \times 400	400 \times 400
	主筋	10-D22(SD390)	12-D16(SD390)
	あばら筋	2-D13(SD390) @ 100	2-D10(SD390) @ 100

表 2-2 事前加力で与える層間変形角 (損傷の大きさ)

損傷度	層間変形角	備考
Ⅱ	2.0×10^{-3}	J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値
Ⅲ	4.0×10^{-3}	J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の終局点
Ⅳ	6.0×10^{-3}	

2.3 試験体概要

図 2-1 及び図 2-2 に試験体配筋図を示す。試験体は、両側柱付きの耐震壁とし、壁全長 1800mm、壁内法高さ 1000mm、反曲点高さは壁中央（せん断スパン比が 1/4 程度）となるような形状とした。壁の厚さは 120mm とし、配筋については、原子炉建屋耐震壁の一般的な配筋状況を鑑み、壁筋を D6@80 ダブルで壁筋比が縦・横筋ともに 0.66% となるように配筋をした。

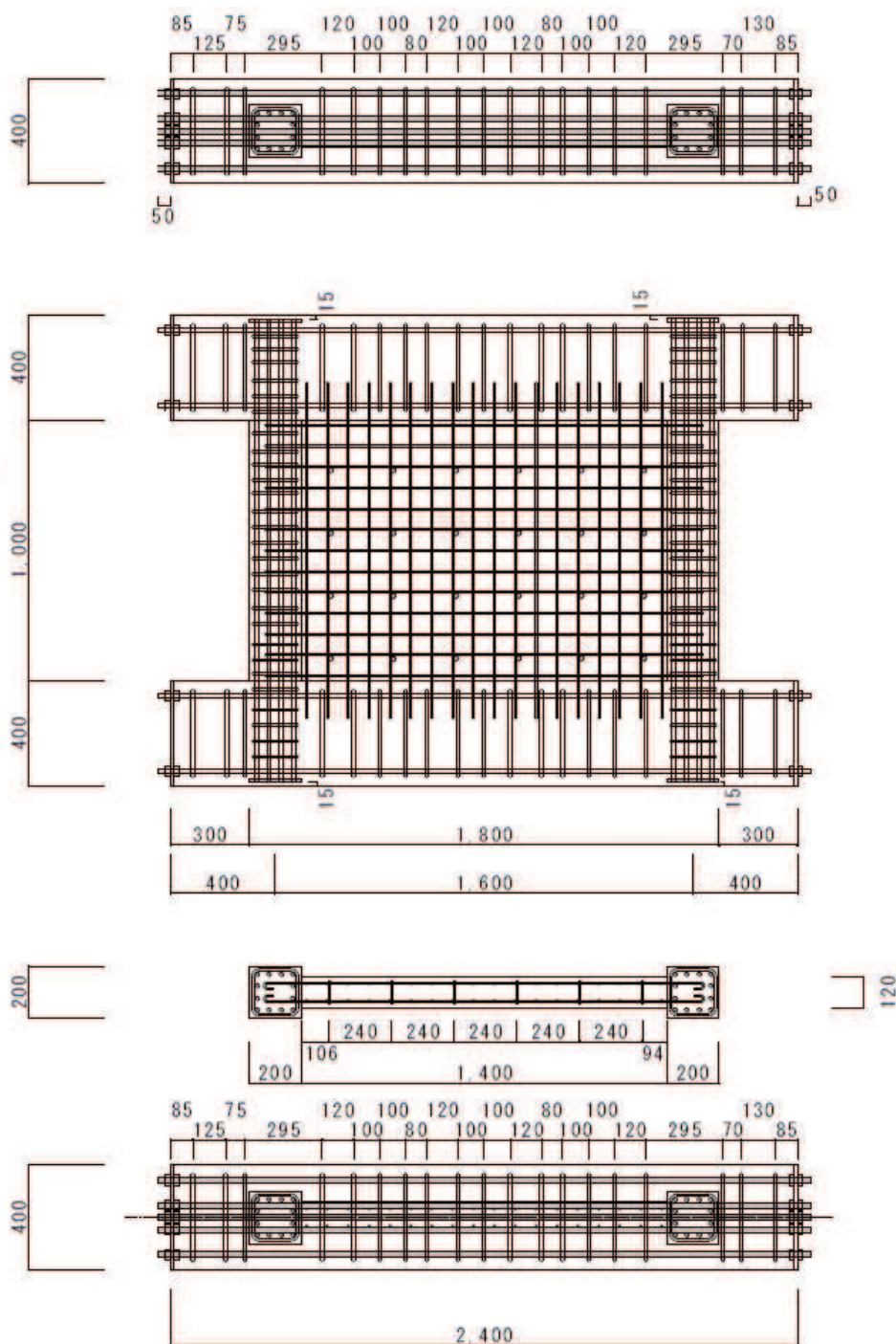
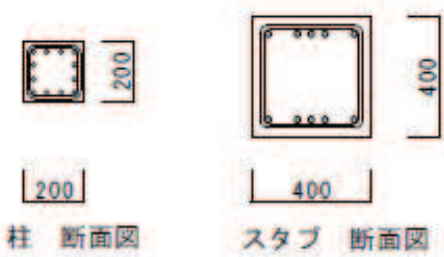
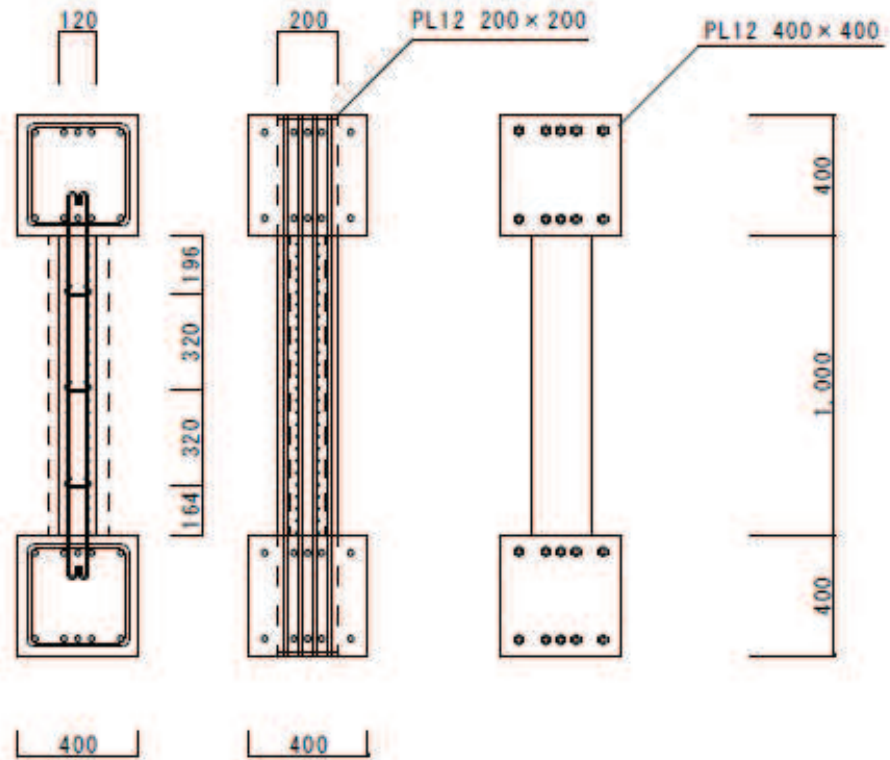


図 2-1 試験体配筋図(1)



- 特記 1 鉄筋のかぶり厚は20mm以上とする。
 ※ただし、スタブのかぶり厚は30mm
- 2 柱 主筋 12-D16 (SD345)
 帯筋 2-D10@60 (SD345)
- 3 スタブ 主筋 10-D22 (SD390)
 あばら筋 2-D13@100 (SD390)
- 4 壁 縦筋・横筋 2-D6@40 (SD295)Double
 壁 幅止め筋 D6 (SD295)

図 2-2 試験体配筋図 (2)

2.4 使用材料特性

コンクリートの圧縮・割裂試験結果を表 2-3, 鉄筋の引張試験の結果を, 表 2-4 に示す。コンクリートの設計基準強度は全試験体共通で $F_c=27\text{N/mm}^2$ である。

表 2-3 コンクリートの圧縮・割裂試験結果

コンクリート圧縮試験結果		No1	No2	No3	平均
S-06-D0	材齢(日)	55			
	圧縮強度(N/mm^2)	31.1	32.5	32.7	32.1
	圧縮強度時歪(μ)	2093	2043	2168	2101
	ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	2.91	3.31	2.88	3.03
S-06-D II	材齢(日)	67			
	圧縮強度(N/mm^2)	34.7	32.8	32.1	33.2
	圧縮強度時歪(μ)	2330	2268	2168	2255
	ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	2.84	2.74	2.83	2.80
S-06-D III	材齢(日)	72			
	圧縮強度(N/mm^2)	32.3	30.6	32.7	31.9
	圧縮強度時歪(μ)	2113	2028	2041	2060.3333
	ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	3.01	3.04	3.43	3.16

注記：コンクリートの圧縮強度は、試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし、加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。
(設計基準強度： 27N/mm^2)

表 2-4 鉄筋の引張試験結果

鉄筋引張試験結果		No.1	No.2	No.3	平均
D6 (SD295)	降伏強度(N/mm^2)	409	379	377	388.3
	引張強度(N/mm^2)	568	525	530	540.8
	降伏歪(μ)	2252	2109	2246	2202.3
	ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	17.8	17.8	17.2	17.6
D10 (SD345)	降伏強度(N/mm^2)	366	363	361	363.5
	引張強度(N/mm^2)	581	583	586	583.5
	降伏歪(μ)	2178	2372	2267	2272.0
	ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	16.7	16.3	16.9	16.6
D16 (SD345)	降伏強度(N/mm^2)	402	395	395	397.3
	引張強度(N/mm^2)	573	571	567	570.3
	降伏歪(μ)	2269	2170	2678	2372.5
	ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	18.7	19.0	19.0	18.9

2.5 加力計画

加力装置図を図 2-3 に、加力概念図を図 2-4 に示す。2 本の鉛直ジャッキにより試験体の壁と柱の全断面に対して、軸応力度 0.5N/mm^2 の一定軸力を加え、左右の 2 本の水平ジャッキで正負交番繰返し静的漸増载荷を行った。なお、試験体の反曲点高さが壁高さの中央にくるように 2 本の水平ジャッキを設置した。加力は、地震を受けた後の耐震壁を再現するために試験体 S-06-D0 以外の試験体は事前加力を行い、その後本加力を行うことで地震後の損傷の大きさがその後の構造性能低下にどう影響するかを比較・検討する。事前加力は小さい層間変形角から繰返し、各試験体の損傷度時の層間変形角を 5 回繰返し、確実に各損傷度の損傷状態を再現した後、一旦除荷し、本加力を行う。加力スケジュールを表 2-5 に示す。加力スケジュールは、耐震実験 [2] と同様とした。

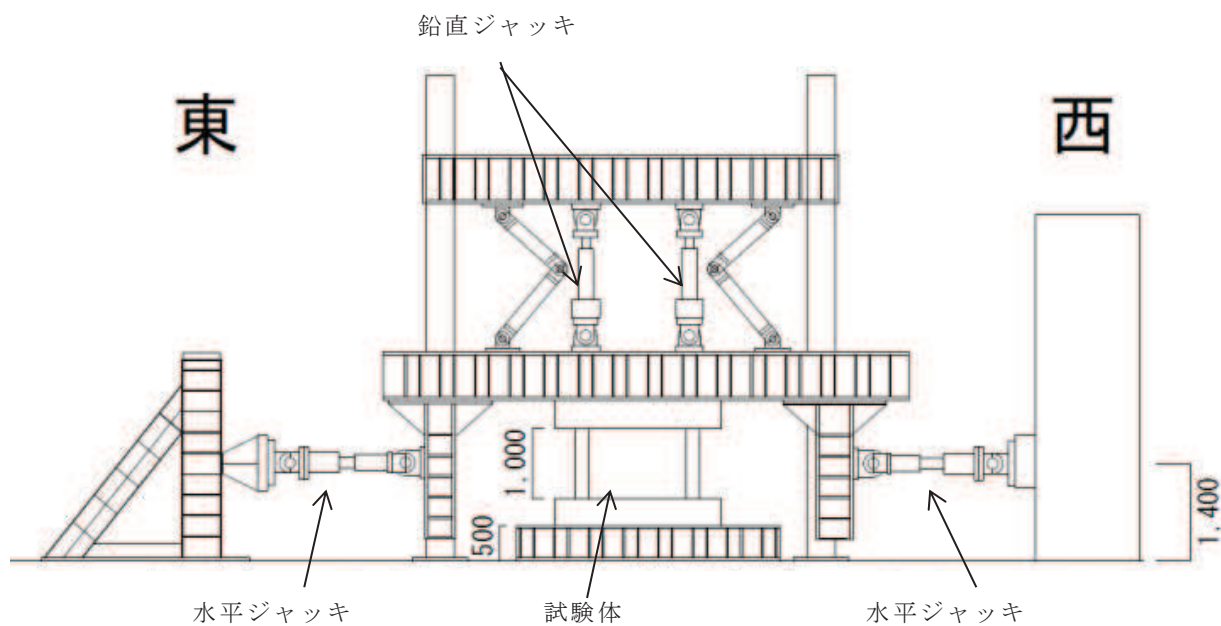


図 2-3 加力装置図

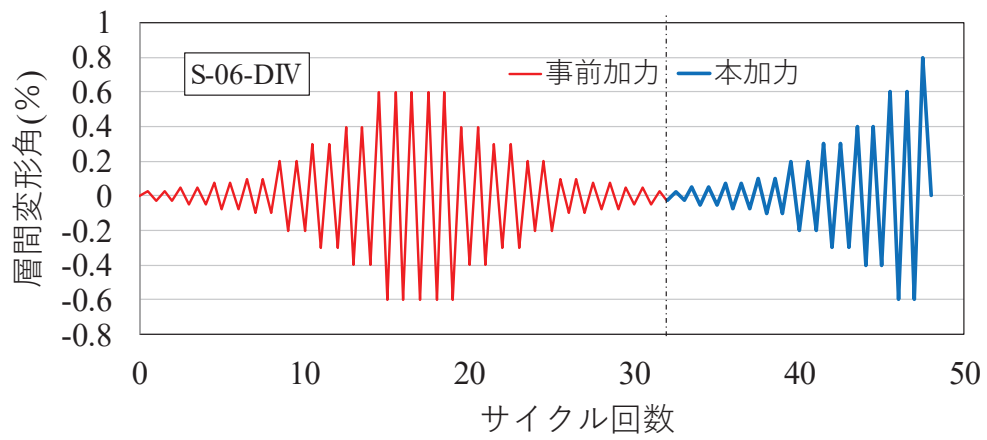


図 2-4 加力概念図

			S-06-D0	S-06-DⅡ	S-06-DⅢ	S-06-DIV
加力	目標部材角	層間変形	サイクル数			
	R(rad.)	mm	回			
事前加力	±0.25/1000	±0.25	0	2	2	2
	±0.50/1000	±0.50		2	2	2
	±0.75/1000	±0.75		2	2	2
	±1/1000	±1.0		2	2	2
	±2/1000	±2.0		5	2	2
	±3/1000	±3.0			2	2
	±4/1000	±4.0			5	2
	±6/1000	±6.0				5
	±4/1000	±4.0				2
	±3/1000	±3.0			2	2
	±2/1000	±2.0			2	2
	±1/1000	±1.0		2	2	2
	±0.75/1000	±0.75		2	2	2
	±0.50/1000	±0.50		2	2	2
	±0.25/1000	±0.25		2	2	2
本加力	±0.25/1000	±0.25	2	2		
	±0.50/1000	±0.50	2	2		
	±0.75/1000	±0.75	2	2		
	±1/1000	±1.0	2	2		
	±2/1000	±2.0	2	2		
	±3/1000	±3.0	2	2		
	±4/1000	±4.0	2	2		
	±6/1000	±6.0	2	2		
±8/1000	±8.0	押切	押切			

表 2-5 加力スケジュール

3. 実験結果

3.1 試験体 S-06-D0

(1) 試験体 S-06-D0 の実験結果

図 2-5 に試験体 S-06-D0 の荷重-変形関係を示す。また、図 2-6 に最終破壊時写真を、図 2-7 に最終破壊時のひび割れ図を示す。試験体のひび割れ計測は試験体が左右対称であることから、ひび割れは東側のみ計測しており、ひび割れ図は壁半分を示している。

0.25/1000rad. サイクル時に負側のひび割れが生じ、2.5/1000rad. サイクル時に柱脚部に曲げひび割れが生じた。鉄筋の降伏は、3/1000rad. で壁縦筋、4/1000rad. で壁横筋が降伏するという結果になった。また、6/1000rad. サイクル 1 回目で最大耐力 1543kN を迎えた。7/1000rad. サイクル時に 1374kN で、壁板が圧壊し、耐力が落ち変形が進み、1029kN で変形が止まった。

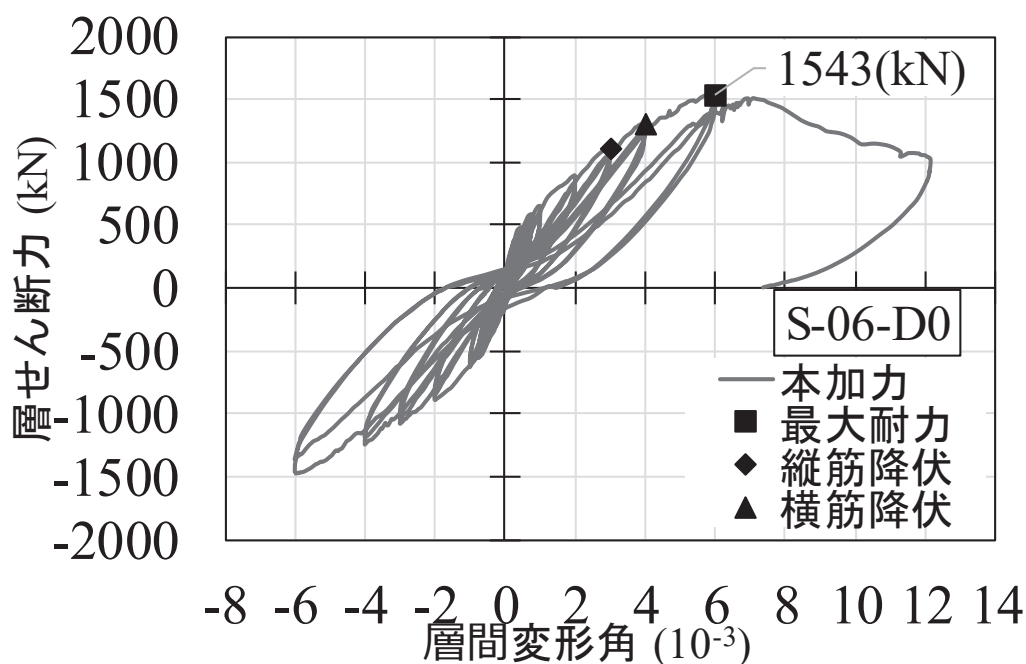


図 2-5 試験体 S-06-D0 の荷重-変形関係



図 2-6 試験体 S-06-D0 最終破壊時写真

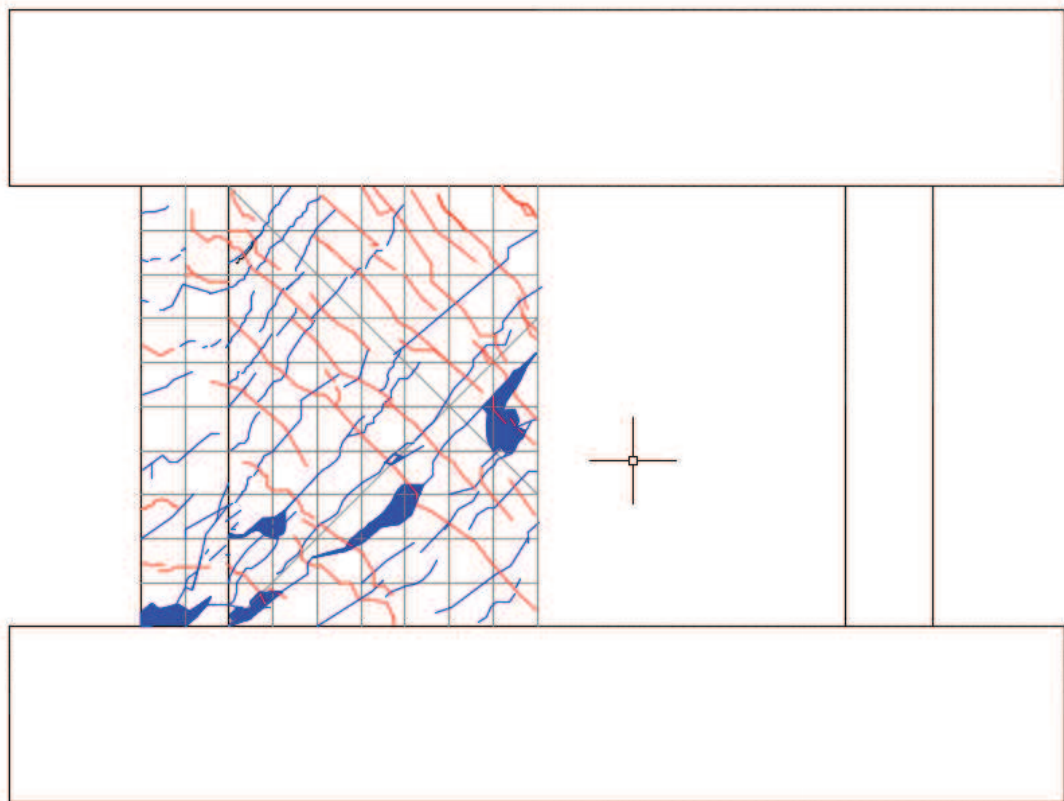


図 2-7 試験体 S-06-D0 最終破壊時ひび割れ図

3.2 試験体 S-06-D II

(1) 試験体 S-06-D II の実験結果

図 2-8 に試験体 S-06-D II の荷重-変形関係を示す。本試験体を、損傷度 IV を経験した試験体 S-06-D IV に再利用したため、終局耐力及びその時の変形のデータは記録していないが、損傷度 III の試験結果から、損傷度 II 程度の変形を受けても終局耐力に大きな影響がないと考えられる。

事前加力 0.25/1000rad. サイクル時に最初のひび割れが入った。鉄筋の降伏は、壁縦筋が 3/1000rad. サイクルのピーク時付近で起き、横筋は 4/1000rad. サイクルのピーク時付近で起きた。6/1000rad. サイクルを 2 回行った後、本試験体を、損傷度 IV を経験した試験体 S-06-D IV に再利用した。損傷度 III の試験結果から、損傷度 II 程度の変形を受けても最大耐力に大きな影響がないと考えられるためである。試験体 S-06-D II の荷重-変形関係と試験体 S-06-D 0 の包絡線を比較すると、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値(せん断ひずみ: 2.0×10^{-3}) 並を与えたケースは、本加力においても、評価基準値(せん断ひずみ: 2.0×10^{-3}) 付近での耐力低下は認められなかった。

また、図 2-9 に 6/1000rad. 時の写真を、図 2-10 に 6/1000rad. 時のひび割れ図を、図 2-11 に事前加力終了時写真を、図 2-12 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

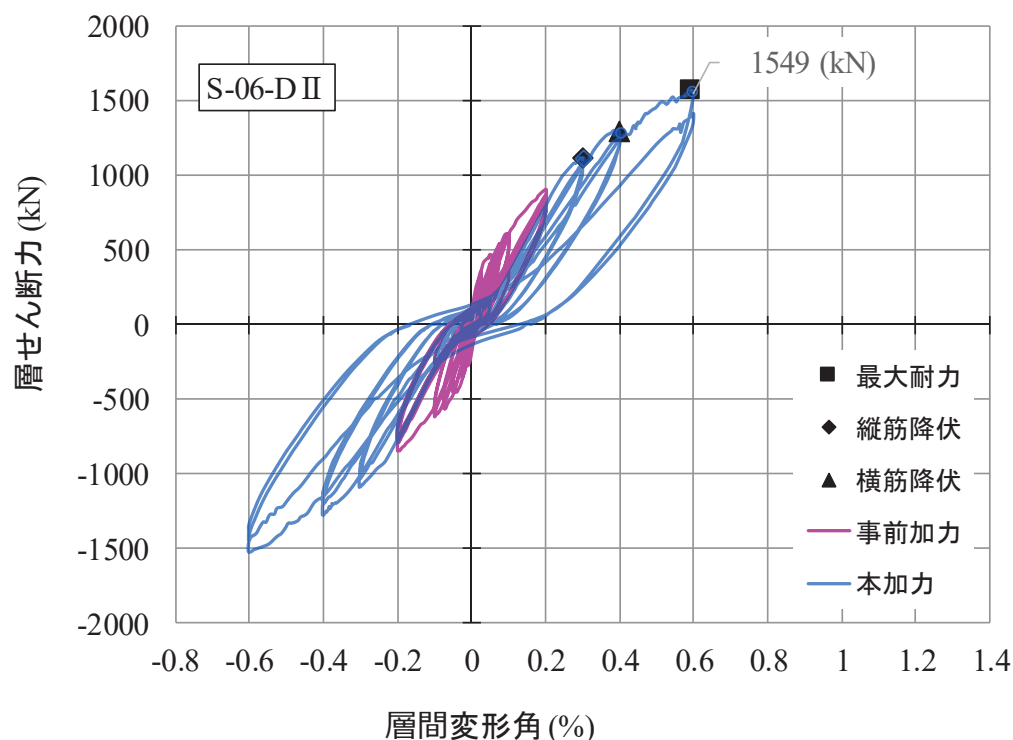


図 2-8 試験体 S-06-D II の荷重-変形関係

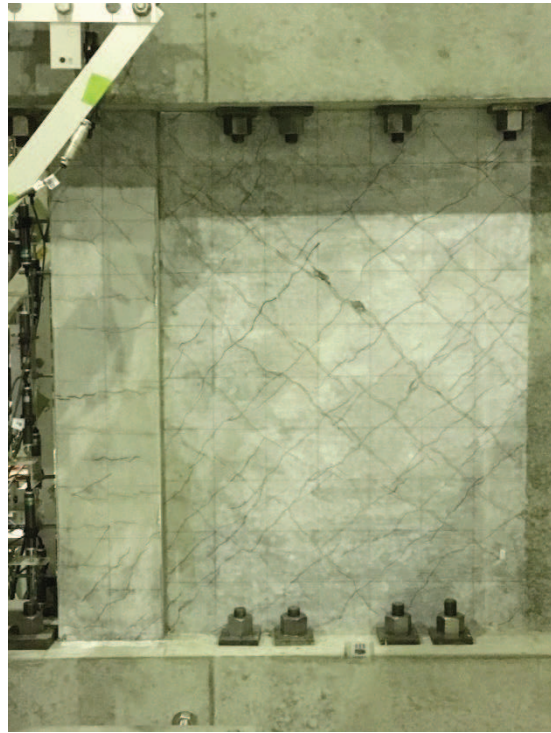


図 2-9 試験体 S-06-DII 6/1000rad. 時写真

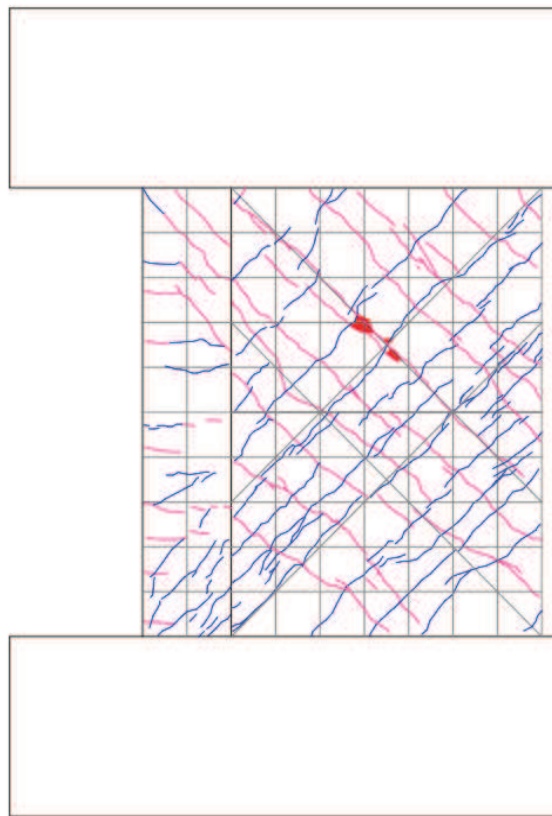


図 2-10 試験体 S-06-DII 6/1000rad. ひび割れ図



図 2-11 試験体 S-06-D II 事前加力終了時 (2/1000rad.) 写真

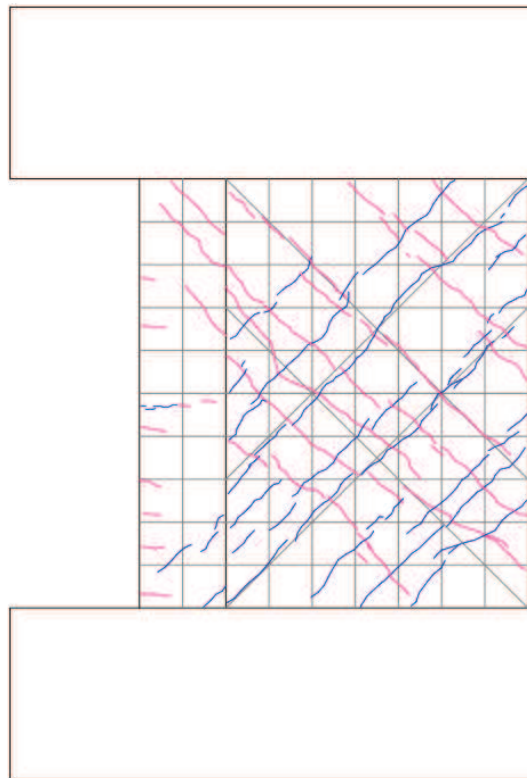


図 2-12 試験体 S-06-D II 事前加力終了時 (2/1000rad.) ひび割れ図

3.3 試験体 S-06-DIII

(1) 試験体 S-06-DIII の実験結果

図 2-13 に試験体 S-06-DIII の荷重-変形関係を示す。

事前加力 0.25/1000rad. サイクル時に最初のひび割れが入った。鉄筋の降伏は、壁縦筋が本加力 4/1000rad. サイクル時に起きた。一方、壁横筋は 4/1000rad. サイクルのピーク時付近で起きた。最大耐力時の層間変形角は 0.605%，層せん断力は 1477kN であった。本加力時の履歴ループは逆 S 字を描くループとなっており、事前加力で構造性能が劣化したためと考えられる。

また、図 2-14 に最終破壊時写真を、図 2-15 に最終破壊時のひび割れ図を、図 2-16 に事前加力終了時写真を、図 2-17 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

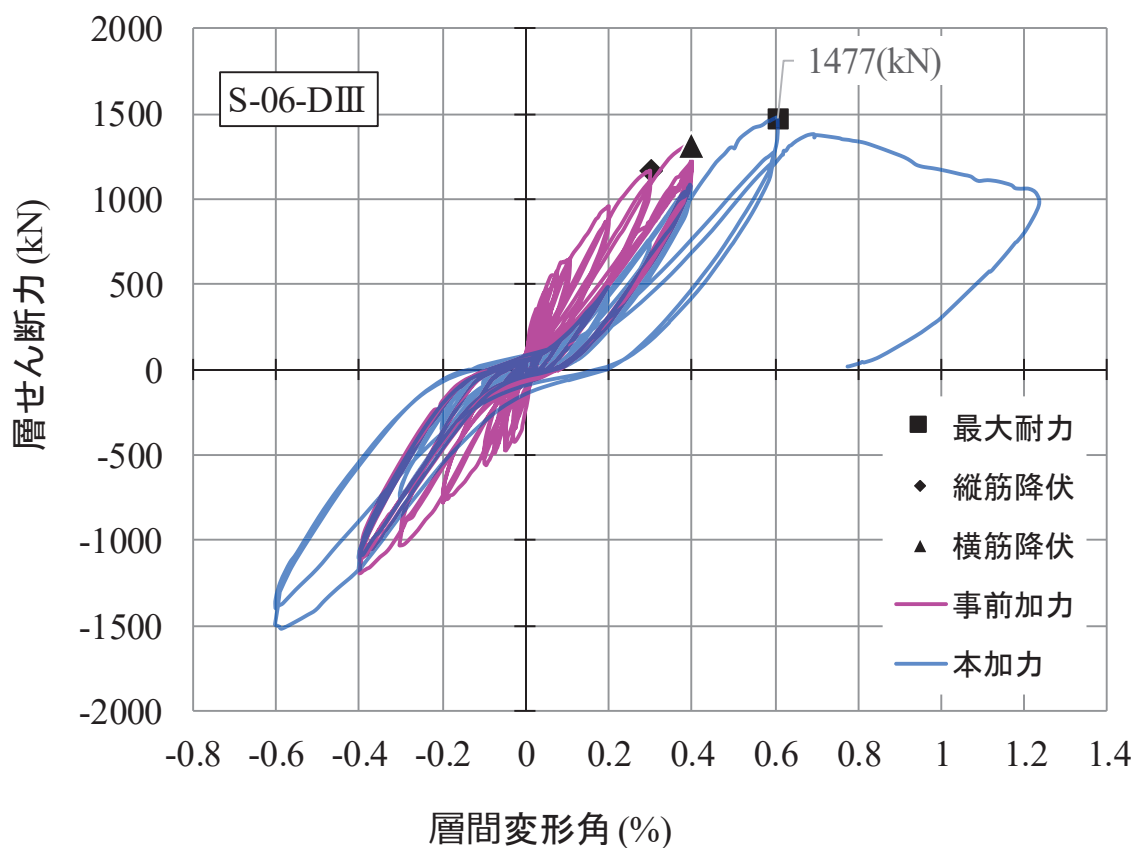


図 2-13 試験体 S-06-DIII の荷重-変形関係



図 2-14 試験体 S-06-DIII 最終破壊時写真

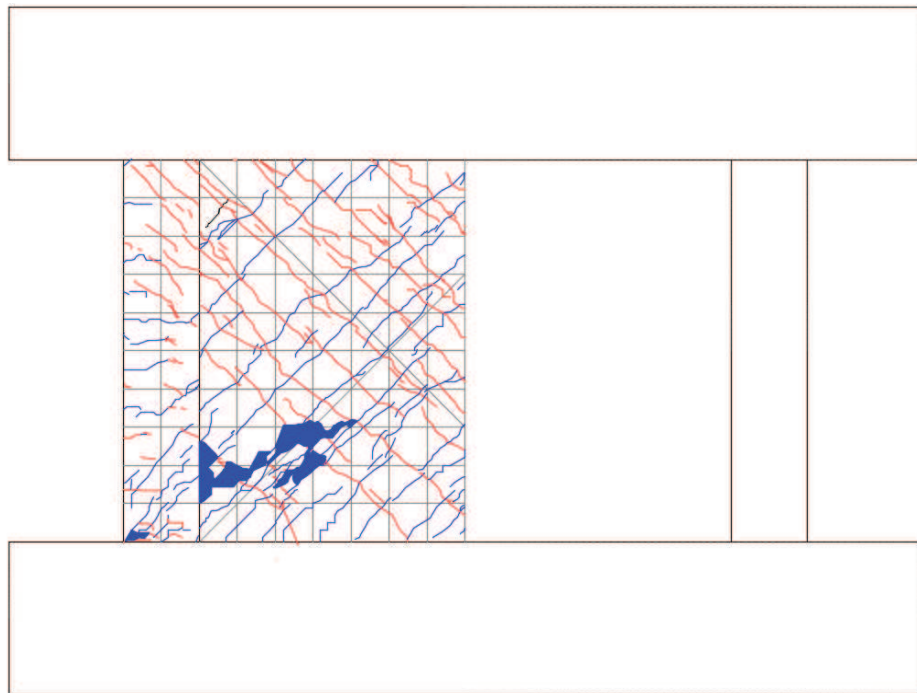


図 2-15 試験体 S-06-DIII 最終破壊時ひび割れ図

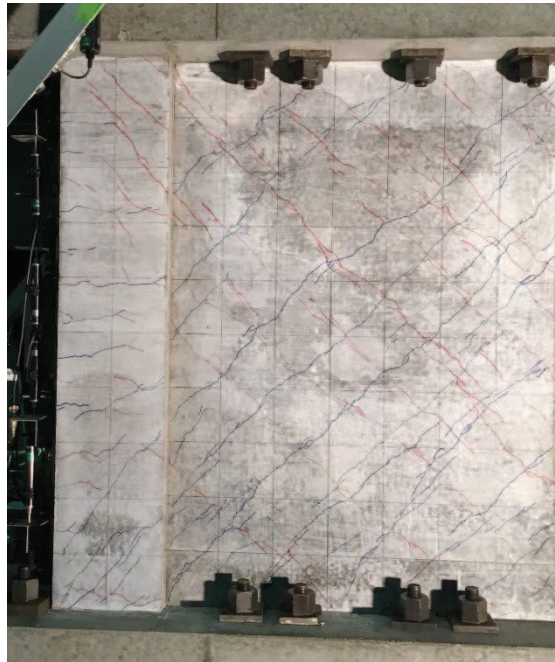


図 2-16 試験体 S-06-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) 写真

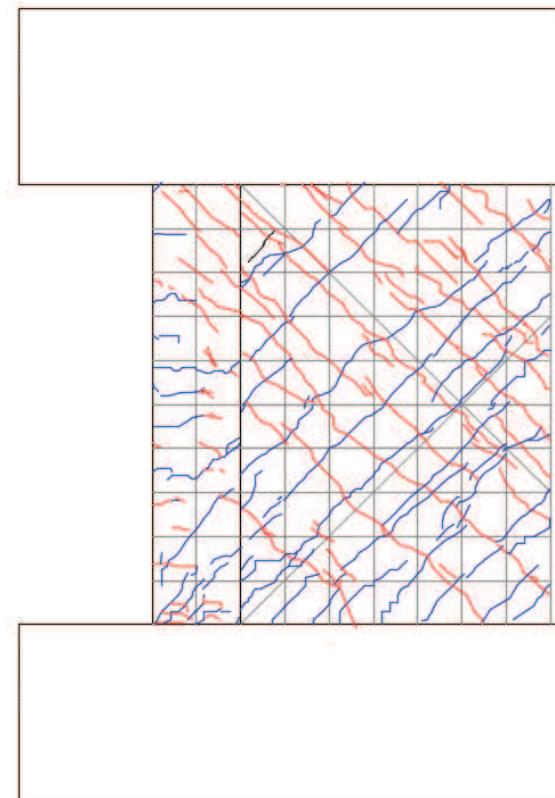


図 2-17 試験体 S-06-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) ひび割れ図

3.4 試験体 S-06-DIV

(1) 試験体 S-06-DIVの実験結果

図 2-18 に試験体 S-06-DIV の荷重－変形関係を示す。

本試験体は、試験体 S-06-DII を再利用しているため、図 2-18 上の事前加力は、試験体 S-06-DII の本加力 6/1000rad. サイクル終了時までとしている。最大耐力時の層間変形角は 0.75% で、層せん断力は、1452kN であった。試験体 S-06-DIV は、他の試験体において層間変形角 0.6% で最大耐力を発揮していたのに対し、層間変形角 0.75% 付近で最大耐力が確認された。これは、事前損傷により壁板の剛性が大きく低下し、最大耐力の発揮が遅れたためと考えられる。また、本加力の履歴ループは、逆 S 字のループを描き、一度経験している変形では、エネルギー吸収能力が低下していることがわかる。

また、図 2-19 に最終破壊時写真を、図 2-20 に最終破壊時のひび割れ図を、図 2-21 に事前加力終了時写真を、図 2-22 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

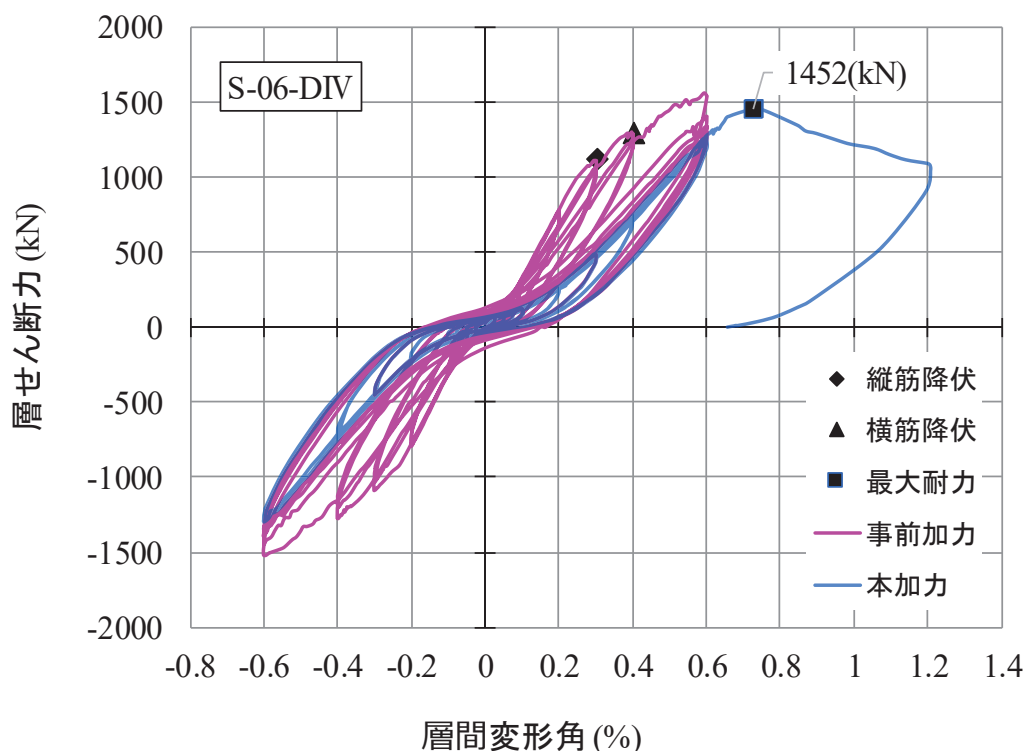


図 2-18 試験体 S-06-DIV の荷重－変形関係

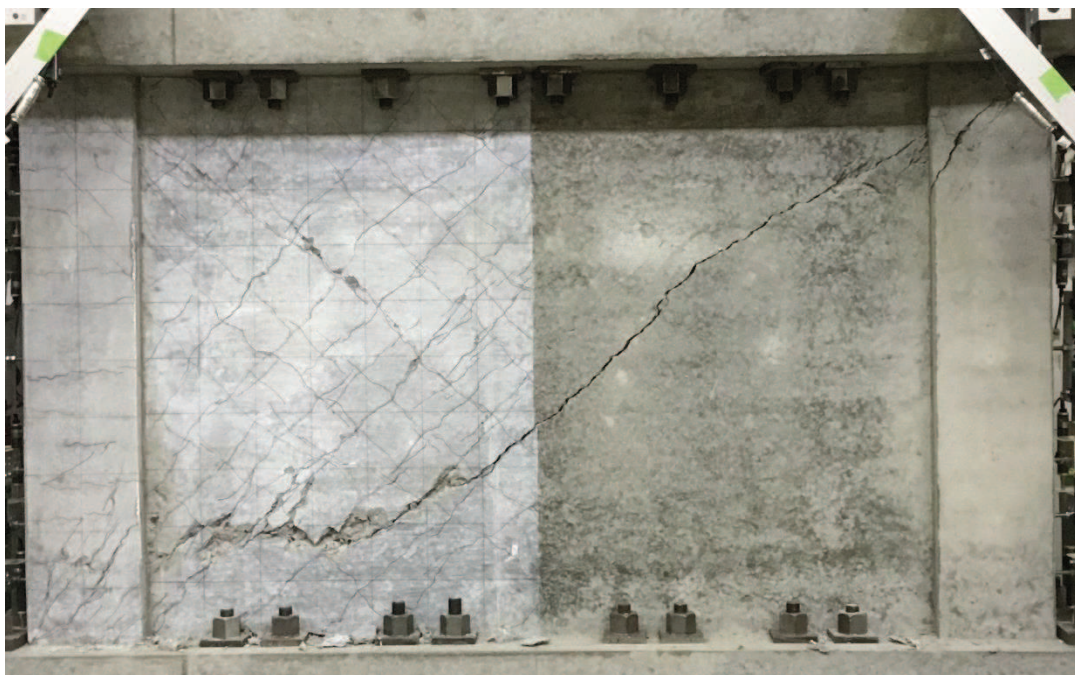


図 2-19 試験体 S-06-DIV 最終破壊時写真

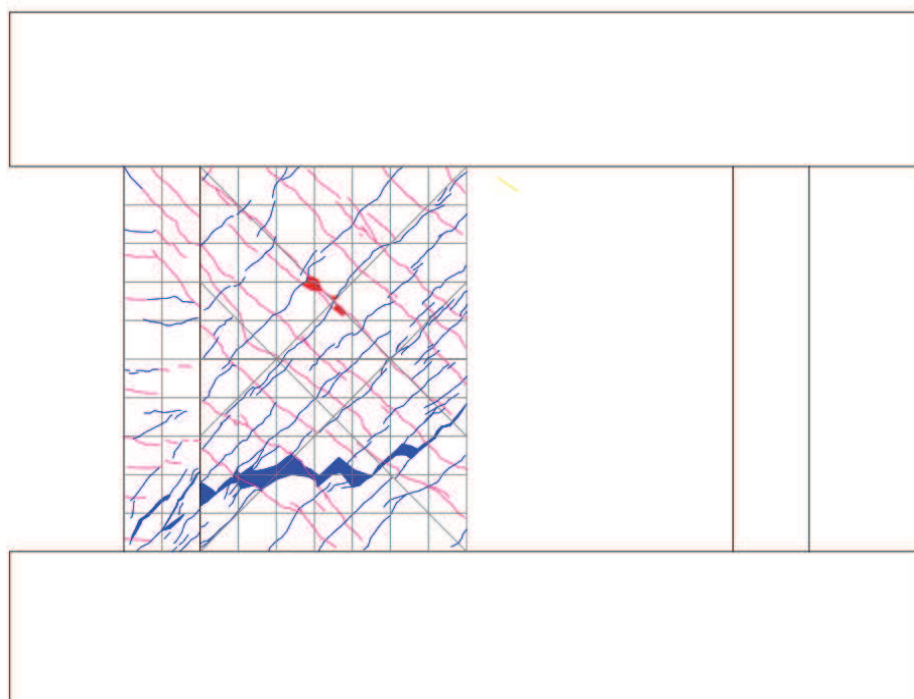


図 2-20 試験体 S-06-DIV 最終破壊時ひび割れ図

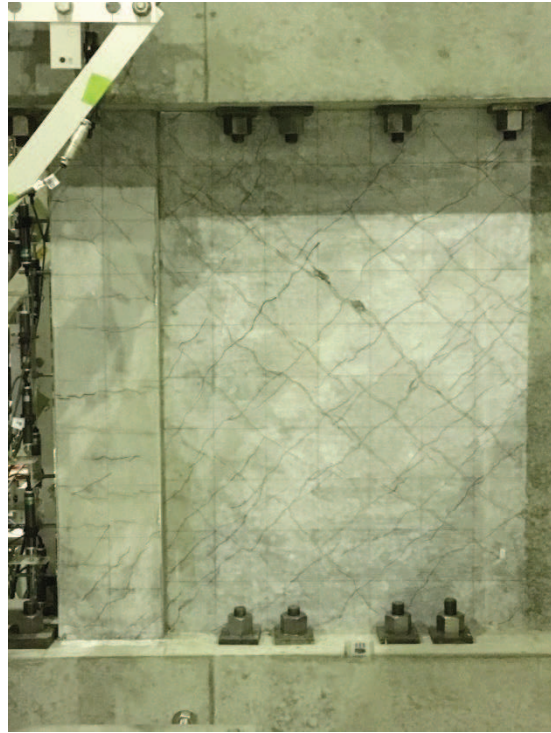


図 2-21 試験体 S-06-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) 写真

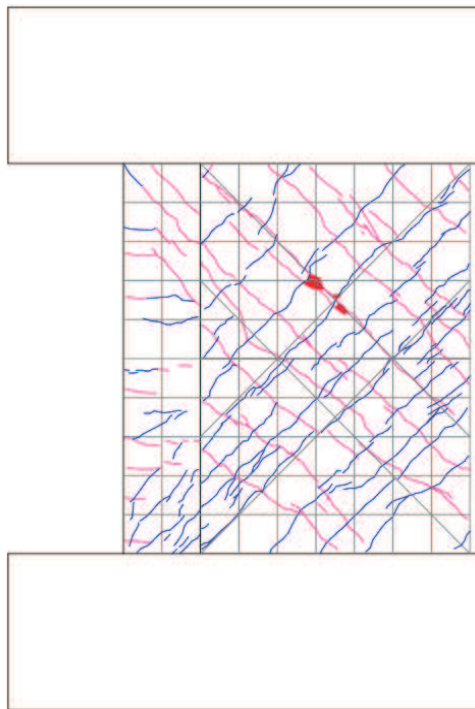


図 2-22 試験体 S-06-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) ひび割れ図

4. 損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討

4.1 耐力低下及び変形性能低下への影響の検討

図4-1(1)に、各試験体の層せん断力-層間変形角関係(正側)の包絡線、図4-1(2)に各試験体のせん断応力度-せん断ひずみ関係(正側)の包絡線を示す。図4-1(2)には、J E A G式によるスケルトンカーブ(表2-3に示す試験体S-06-D0の材料特性による。)を併記する。また、表4-1に各試験体のせん断応力度の比較を、表4-2に各試験体の終局耐力及び終局耐力時変形の比較を示す。

図4-1及び表4-1、表4-2から、損傷度Ⅱを受けた試験体S-06-DⅡに関しては、無損傷の試験体S-06-D0と比べて、最大耐力、変形性能ともに大きな差は見られなかった。損傷度Ⅲを受けた試験体S-06-DⅢに関しては、最大耐力は無損傷試験体S-06-D0に比べて、5%程度低下しているものの同等の終局耐力となった。また、損傷度Ⅳを受けた試験体S-06-DⅣに関しては、事前加力で6.0/1000rad.の変形を経験していたため、最大耐力の発現が層間変形角7.0/1000rad.時と遅れているが、試験体S-06-DⅢと同様に無損傷試験体S-06-D0と同等の終局耐力となった。

特に、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値(せん断ひずみ： 2.0×10^{-3})並を与えた試験体S-06-DⅡは、本加力においても、評価基準値(せん断ひずみ： 2.0×10^{-3})付近での耐力低下は認められず、また、J E A G式の耐力を上回ることを確認した。

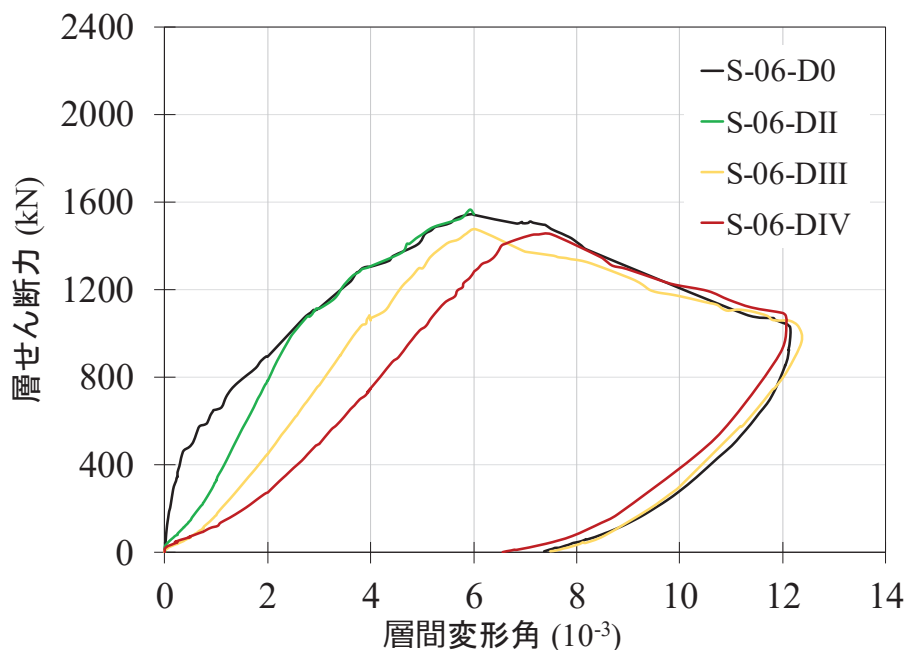
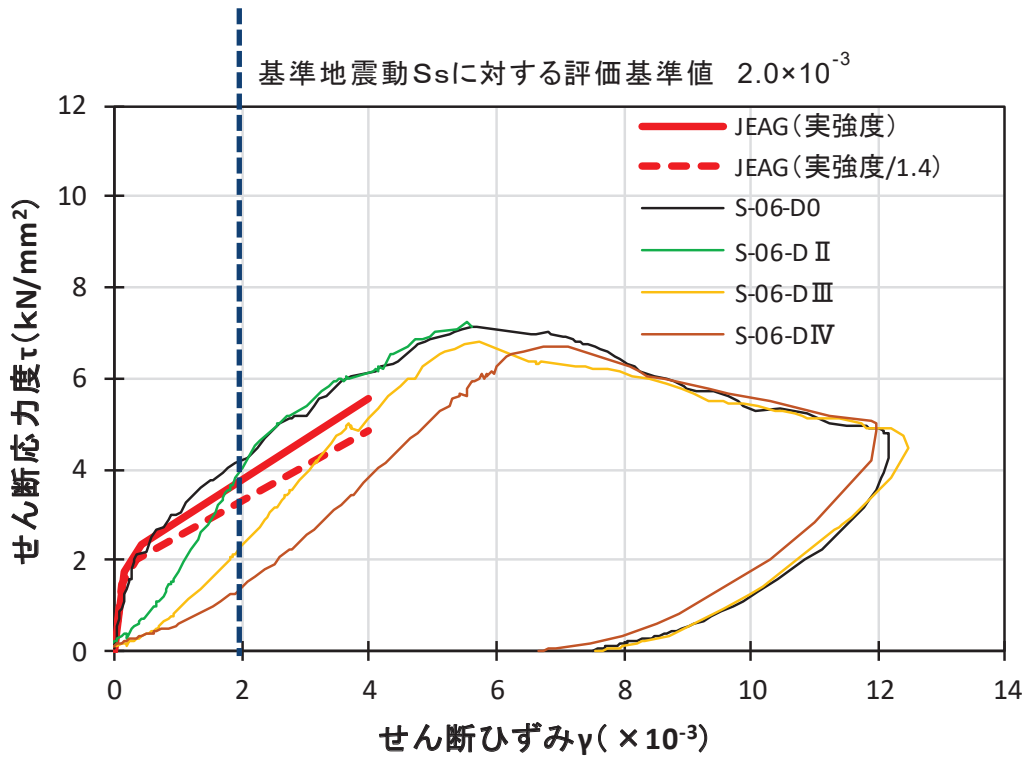


図4-1(1) 層せん断力-層間変形角関係(正側)の包絡線



JEAG式によるスケルトンカーブは、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果（S-06-D0）に基づき作成。また、設計基準強度相当（1/1.4）も合わせて示す。設計基準強度相当として1/1.4としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015（一般社団法人 日本原子力学会）」による。

図 4-1(2) せん断応力度－せん断ひずみ関係(正側)の包絡線

表 4-1 各試験体 せん断応力度の比較

	せん断応力度(kN/mm ²)					せん断応力度の比(実験結果/JEAG(実強度/1.4))				
	JEAG(実強度/1.4)	S-06-D0	S-06-D II	S-06-D III	S-06-D IV	S-06-D0	S-06-D II	S-06-D III	S-06-D IV	
第1折点近傍	1.48	1.11	0.34	0.17	0.19	0.75	0.23	0.11	0.13	
第2折点近傍	2.00	2.15	0.63	0.31	0.32	1.07	0.32	0.15	0.16	
1000 μ	2.51	3.03	1.74	0.97	0.63	1.21	0.69	0.39	0.25	
2000 μ	3.29	4.25	4.06	2.48	1.51	1.29	1.23	0.75	0.46	
3000 μ	4.08	5.16	5.37	4.00	2.59	1.26	1.32	0.98	0.63	
4000 μ	4.86	6.17	6.15	5.11	3.70	1.27	1.27	1.05	0.76	

表 4-2 各試験体 終局耐力及び終局耐力時変形の比較

	最大耐力	最大耐力 S-06-D0に対する比	最大耐力時 層間変形角	層間変形角 S-06-D0に対する比
	Q _{max}	Q _{max} /D0Q _{max}	R _{max}	R _{max} /D0R _{max}
	kN	-	%	-
S-06-D0	1543	1.00	0.600	1.00
S-06-D II	1549	1.00	0.600	1.00
S-06-D III	1477	0.96	0.605	1.01
S-06-D IV	1452	0.94	0.751	1.25

4.2 剛性低下への影響の検討

図4-2に初期剛性に対する剛性低下率-層間変形角関係を示す。

剛性低下率は、各試験体の本加力時 0.25/1000rad. の履歴ループをもとに、最小二乗法で求めた初期剛性に対する各サイクルの剛性の比としている。各試験体の剛性低下率は、本加力のみを記載している。

図4-2をみると、事前加力で経験している変形レベルでは、損傷が大きいほど剛性が低下しており、一方で、未経験の変形レベルでは、無損傷の試験体とほとんど変わらない剛性低下率となっている。

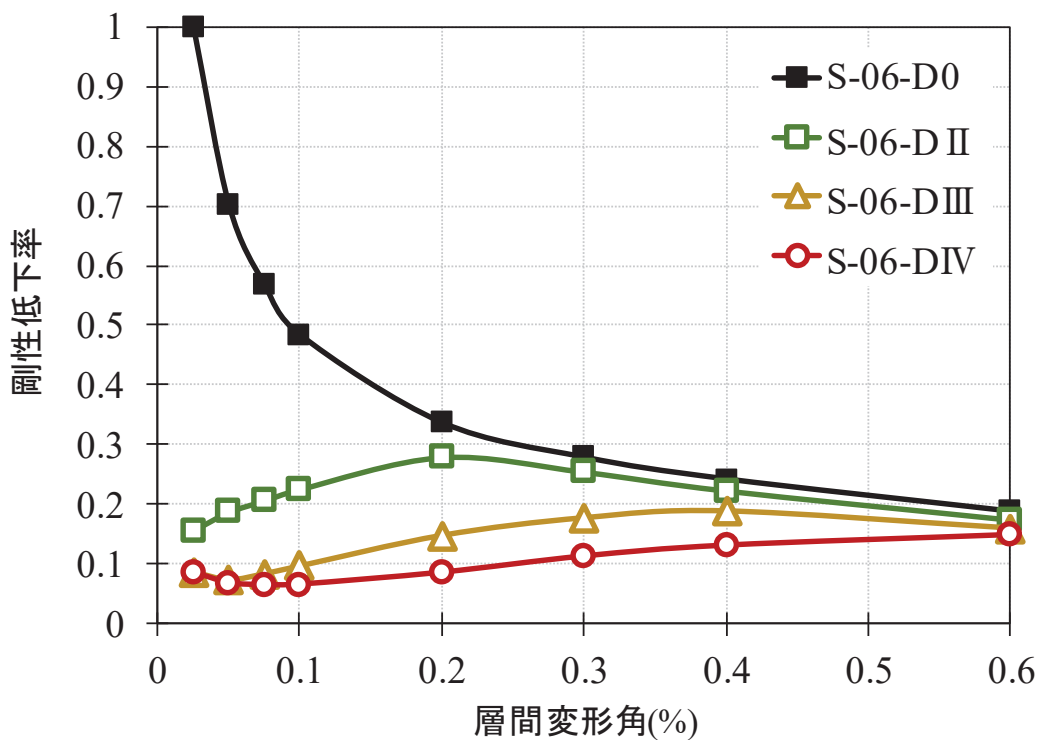


図4-2 初期剛性に対する剛性低下率-層間変形角関係

5. まとめ

一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、更に大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようなになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験 [2] の補足的な検討として、耐震実験 [2] の鉄筋量を半分とした試験体による耐震実験を行った結果、以下の知見を得た。

- ① 事前加力で、各試験体に損傷度Ⅱ～Ⅳと判断した変形を与えたが、耐震実験 [2] と同様に、損傷の大きさに関わらず、終局耐力にはほとんど影響がみられなかった。
- ② 特に、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）並を与えた試験体 S-06-DⅡは、耐震実験 [2] と同様に、本加力においても、評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）付近での耐力低下はほとんど認められず、また、J E A G 式の耐力を上回ることを確認した。
- ③ 事前加力で経験している変形に対しては、損傷が大きくなるほど剛性が低下したが、未経験の変形レベルでは、剛性は変化しなかった。

別紙 19 原子炉建屋オペフロ上部の耐震補強

目 次

1. 概要	別紙 19- 1
2. 補強設計方針	別紙 19- 3
2.1 各構面の補強方針	別紙 19- 3
3. 耐震補強に係る検証実験	別紙 19- 8
3.1 試験の目的	別紙 19- 8
3.2 試験体概要	別紙 19- 9
3.3 加力方法	別紙 19-10
3.4 材料強度	別紙 19-11
3.5 荷重－変形関係と最終破壊時ひび割れ状況	別紙 19-12
3.6 まとめ	別紙 19-13
4. 耐震補強部材の詳細	別紙 19-14
4.1 応力伝達の考え方	別紙 19-14
4.2 使用材料	別紙 19-16
4.3 追設耐震壁の設計	別紙 19-17
4.4 追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の設計	別紙 19-23
4.5 耐震補強部材の設計詳細	別紙 19-25
5. 地震観測記録に基づく耐震補強効果の確認	別紙 19-30
5.1 検討の概要	別紙 19-30
5.2 耐震補強効果の確認方法	別紙 19-30
5.3 対象とした地震観測記録	別紙 19-32
5.4 耐震補強工事前後の振動特性の分析結果	別紙 19-33
5.5 まとめ	別紙 19-36
6. 耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの設定	別紙 19-37
6.1 モデル化の概要	別紙 19-37
6.2 シミュレーションモデルとの固有値の比較	別紙 19-42
6.3 耐震補強工事前後の保有水平耐力の比較	別紙 19-44
6.4 耐震補強工事前後の剛性の比較	別紙 19-45
6.5 追設耐震壁に発生する曲げモーメントの応力伝達	別紙 19-46

別紙 19-1 耐震補強による地震応答特性への影響について

1. 概要

原子炉建屋のオペフロ上部については、基準地震動 S_s の増大に伴い、評価結果の裕度が小さくなることが想定されたことから、せん断耐力を向上させることを目的として、耐震補強工事を実施している。

耐震補強は、基準地震動 S_s に対する応答が大きい NS 方向の耐震壁（IW-C 通，IW-J 通）と、EW 方向のうち下屋部分の重量の影響で応答が大きくなる耐震壁（IW-4 通り）で実施した。

耐震補強工事を実施した部位を図 1-1 に、耐震補強工事の実施状況を図 1-2 に示す。耐震補強工事箇所について、北面から見た全体の俯瞰図を図 1-3 に示す。

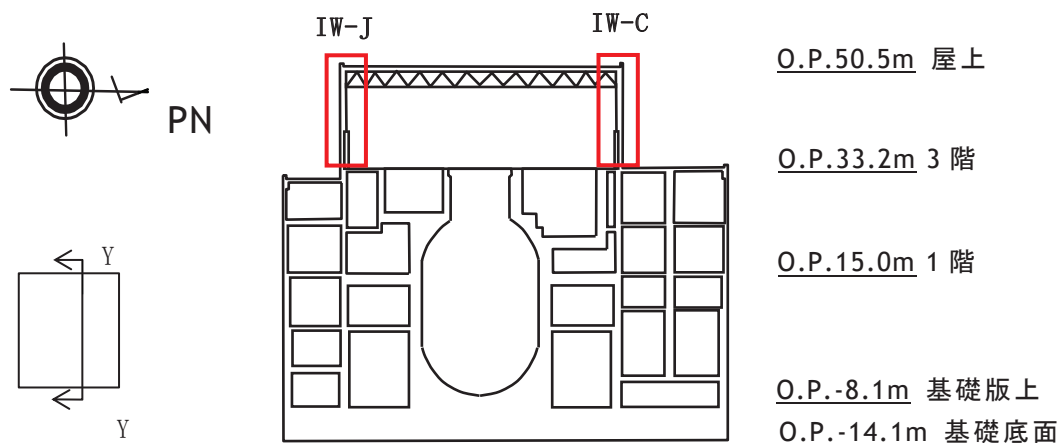


図 1-1 原子炉建屋耐震補強部位（EW 断面）（Y-Y'）

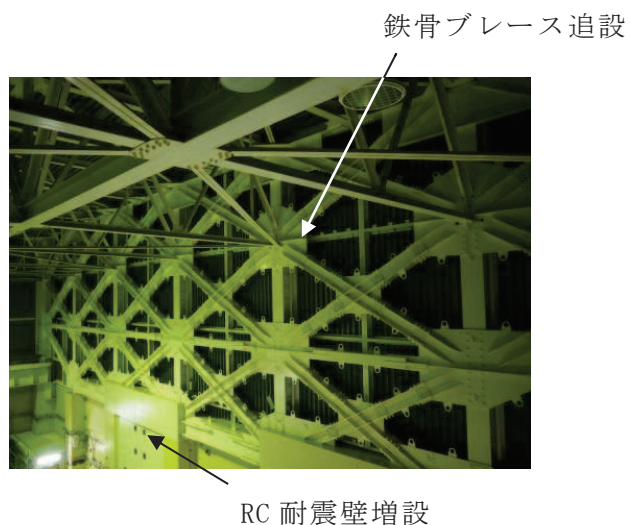


図 1-2 耐震補強工事状況写真

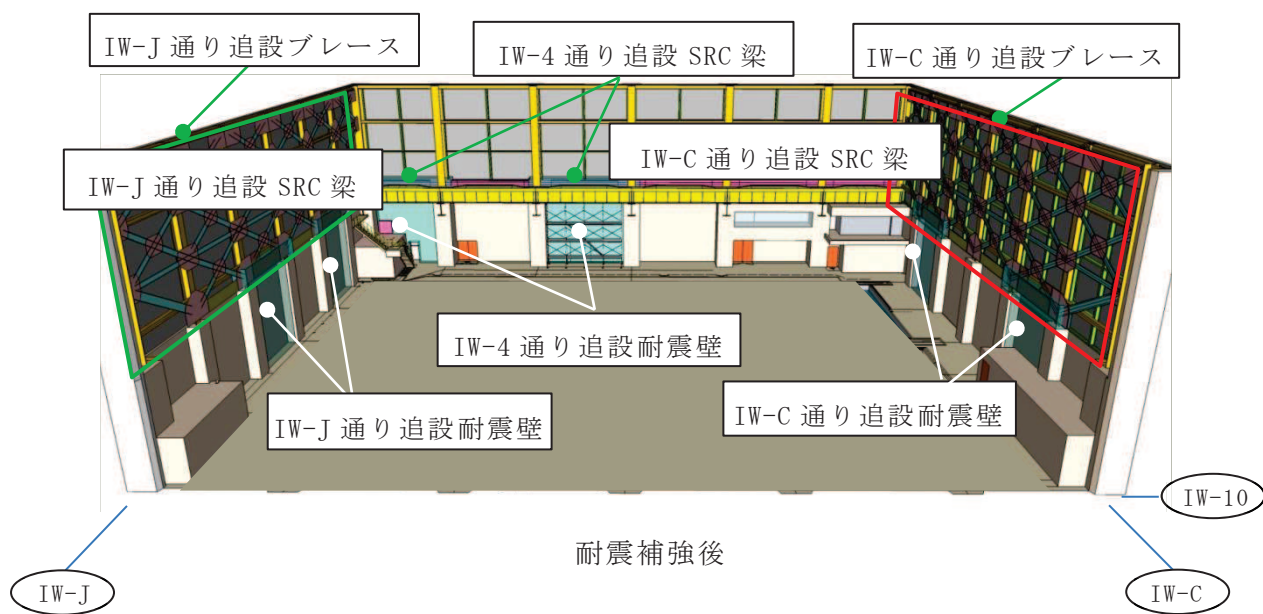
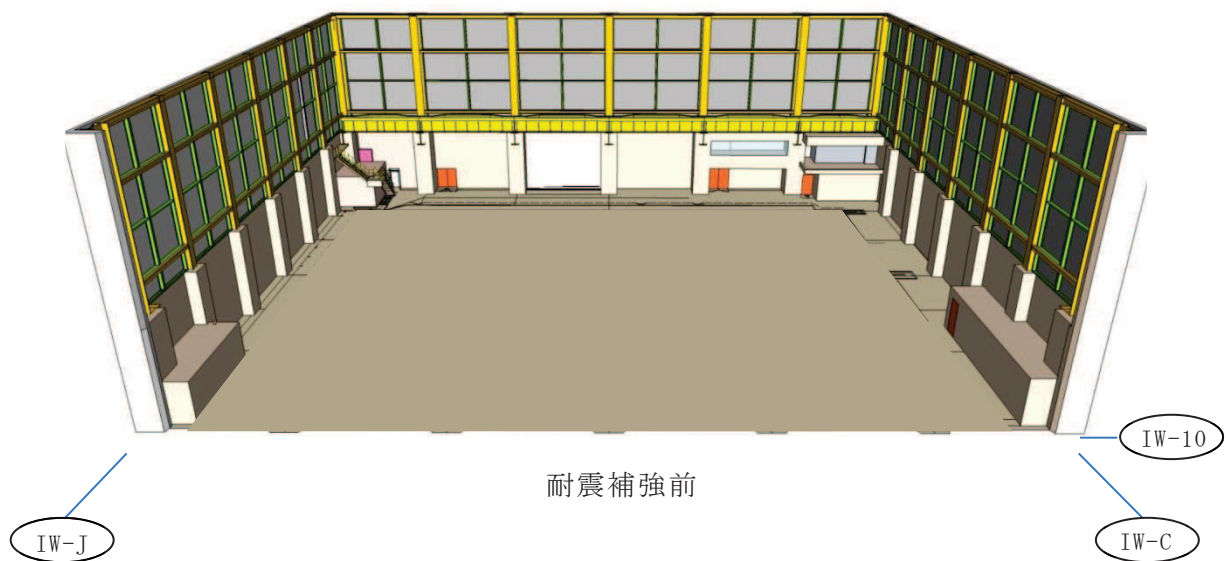


図 1-3 耐震補強工事概要 (北面より)

2. 補強設計方針

2.1 各構面の補強方針

2.1.1 NS 方向の補強方針

(1) 地上 3 階～クレーン階の補強方針

既設躯体は、RC 造耐震壁と SRC 造柱で構成されている。補強方針としては、SRC 造柱間に新たに RC 造壁（以下「追設耐震壁」という。）を付加することとした。

補強対象は IW-C 通りと IW-J 通りの 2 構面とした。

(2) クレーン階～屋上階の補強方針

既設躯体は、RC 造耐震壁と S 造間柱と S 造梁で構成されている。補強方針としては、RC 造壁を付加することは難しいことから、既設 S 造部を活用して新たに S 造ブレース（以下「追設ブレース」という。）を付加することとした。

補強対象は IW-C 通りと IW-J 通りの 2 構面とした。

(3) クレーン階の追設梁

クレーン階から屋上階の追設ブレースが負担する応力が、追設耐震壁にスムーズに伝達するように、追設耐震壁間には S 造梁（以下「追設 S 梁」という。）、追設耐震壁上部には SRC 梁（以下「追設 SRC 梁」という。）を付加する。

なお、この追設 SRC 梁は、追設耐震壁を四辺拘束とすることも目的として設置するものである。

2.1.2 EW 方向の補強方針

(1) 地上 3 階～クレーン階の補強方針

既設躯体は、RC 造耐震壁と SRC 造柱で構成されている。補強方針としては、NS 方向と同様に、SRC 造柱間に追設耐震壁を付加することとした。

既設躯体では IW-4 通りが IW-10 通りに比べて開口が多く、かつ IW-4 通りはクレーン階の下屋部分の重量を支持しているため、IW-10 通りに比べてクレーン階の質点重量が大きくなっている。

補強対象は IW-4 通り 1 構面として、IW-4 通りと IW-10 通りの 2 構面の変形の差を小さくし、ねじれ応答の影響を低減する方針とした。

(2) クレーン階～屋上階の補強方針

補強検討範囲の事前シミュレーションモデルによる地震応答解析では、EW 方向のクレーン階より上部は、比較的裕度があることが確認されたため、EW 方向についてはクレーン階～屋上階の補強は行わないこととした。

(3) クレーン階の追設梁

下屋屋上を含む上部が負担する応力が、追設耐震壁にスムーズに伝達するように、NS 方向と同様に、追設耐震壁間には追設 S 梁、追設耐震壁上部には追設 SRC 梁を付加する。

なお、この追設 SRC 梁は、追設耐震壁を四辺拘束とすることも目的として設置するものである。

施工性や既設設備との干渉等を考慮して配置を決定した追設耐震壁、追設ブレース、追設梁の設置位置の概要を図 2-1～図 2-4 に示す。各構面毎の補強部材の配置を図 2-5 に示す。

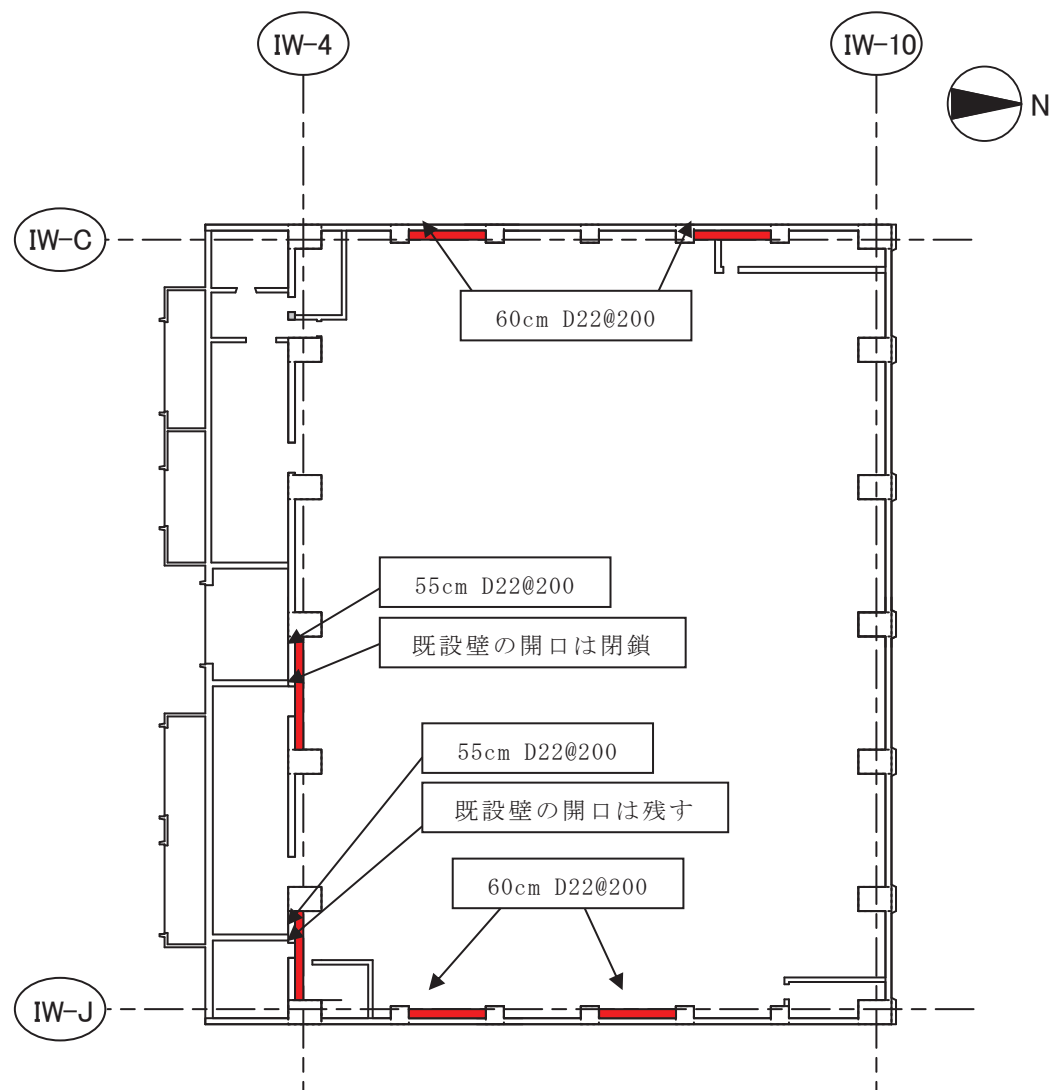


図 2-1 原子炉建屋補強箇所（地上 3 階－クレーン階）
（■は追設耐震壁）

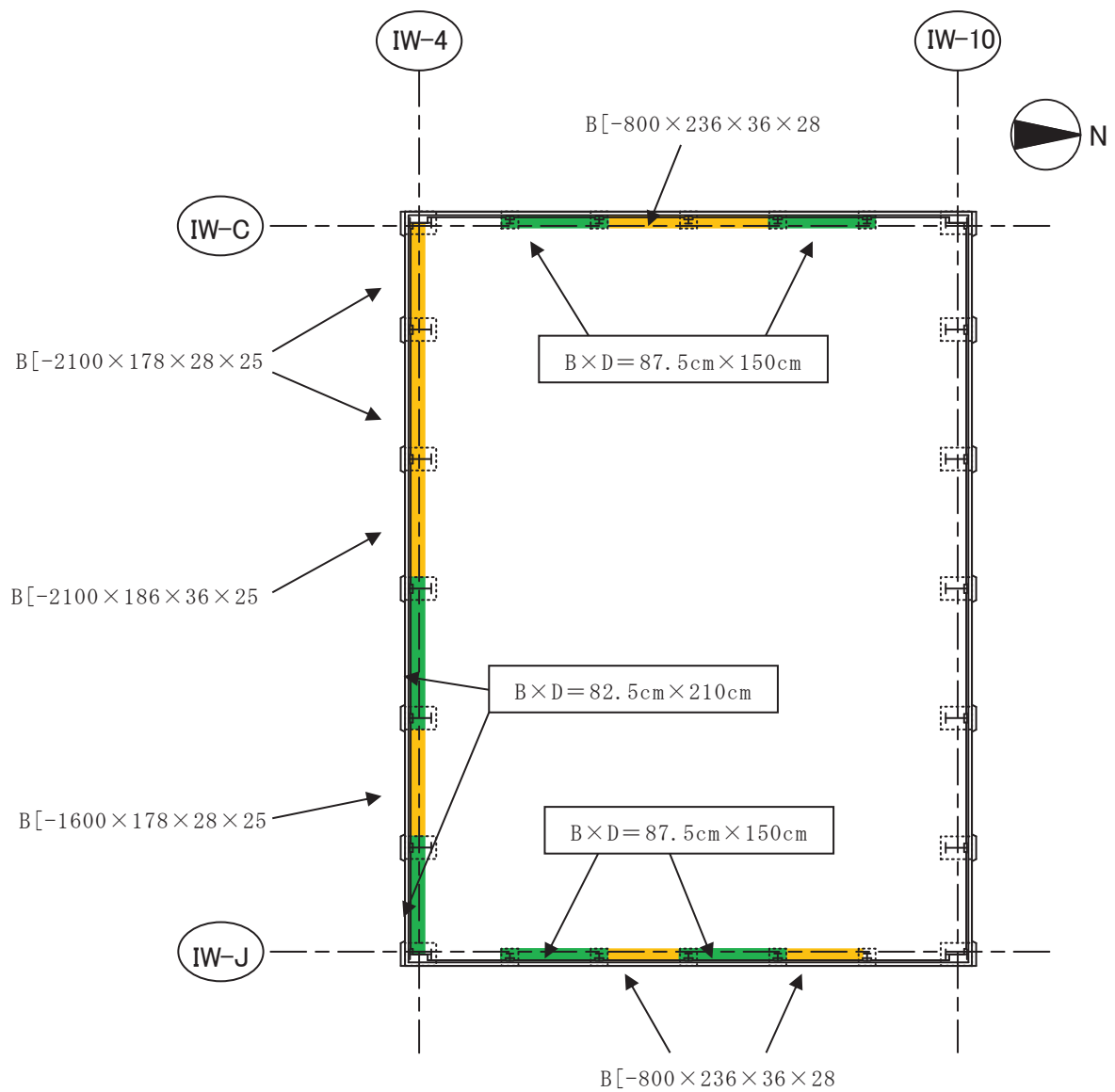


図 2-2 原子炉建屋補強箇所 (クレーン階一屋上)

(■は追設 SRC 梁, ■は追設 S 梁)

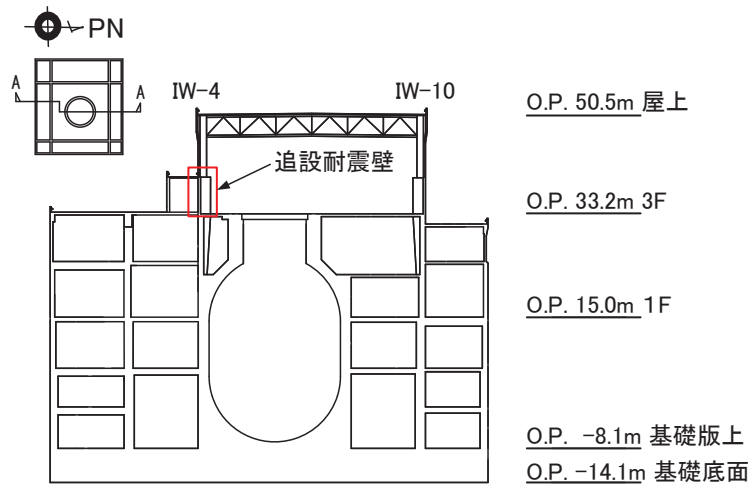


図 2-3 原子炉建屋 NS 断面図 (A-A)

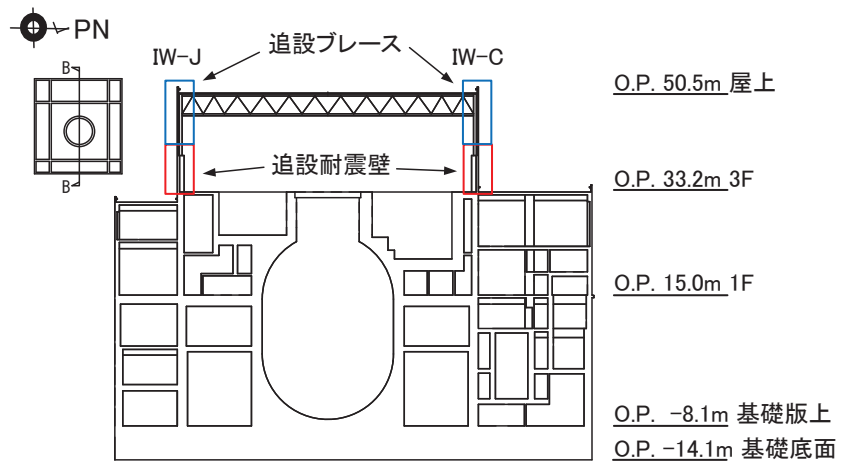
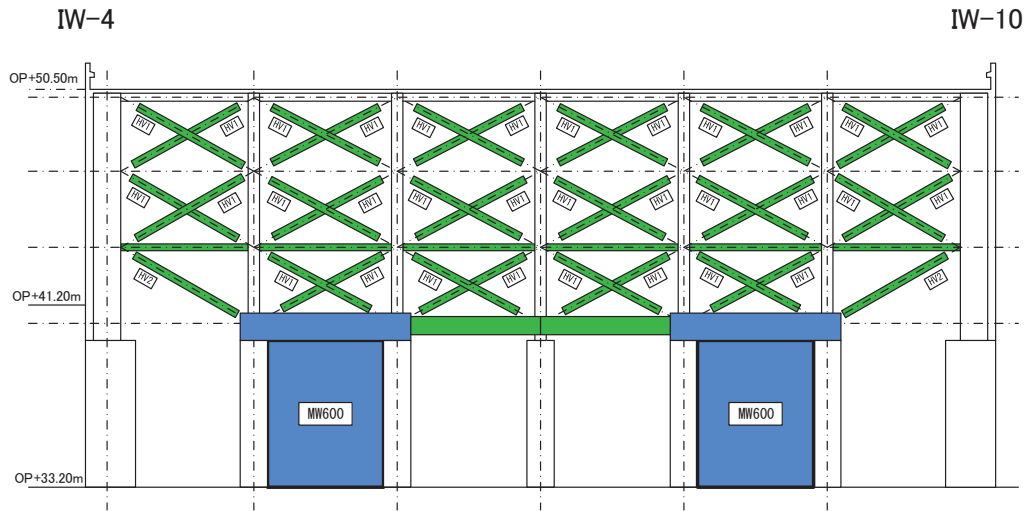
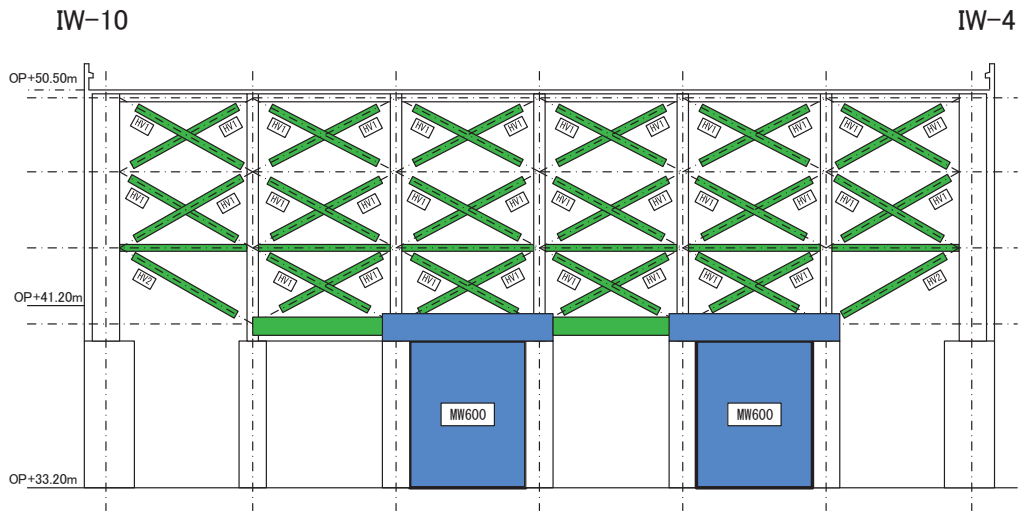


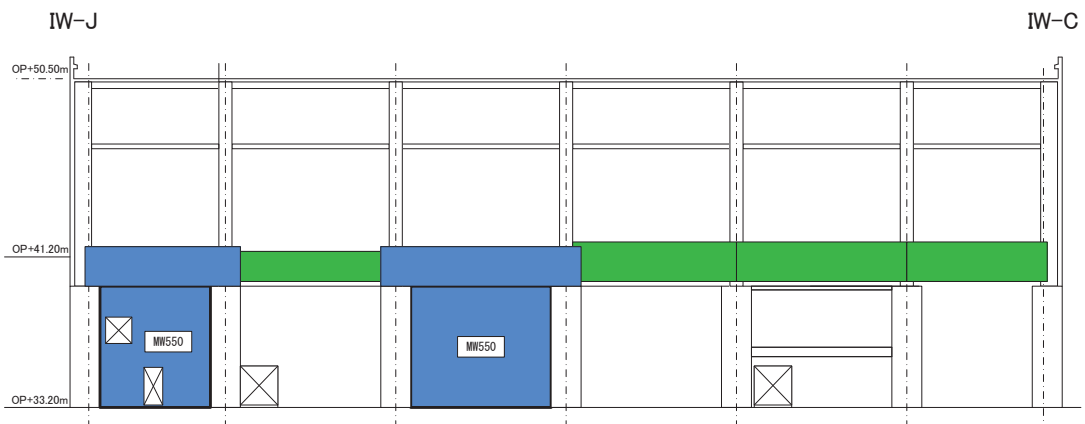
図 2-4 原子炉建屋 EW 断面図 (B-B)



(a) IW-C 通り 立面図



(b) IW-J 通り 立面図



(c) IW-4 通り 立面図

図 2-5 各構面の補強概要 (■ : RC 部材, ■ : 鉄骨部材)

3. 耐震補強に係る検証実験

3.1 試験の目的

SRC 造柱間に追設する耐震壁の荷重－変形関係を確認するため、縮小試験体（縮小率 1/5）を用いて、静的漸増载荷実験を実施した。縮小試験体は、「一体施工試験体」及び、あと施工アンカーによる追設耐震壁と追設 SRC 梁を模擬した「あと施工試験体」とした。試験パラメータはあと施工アンカー筋比とし、3 種類の試験体のせん断剛性と終局耐力を評価するため静的漸増载荷試験を実施した。実機の追設耐震壁と試験体の概要を図 3-1 に示す。

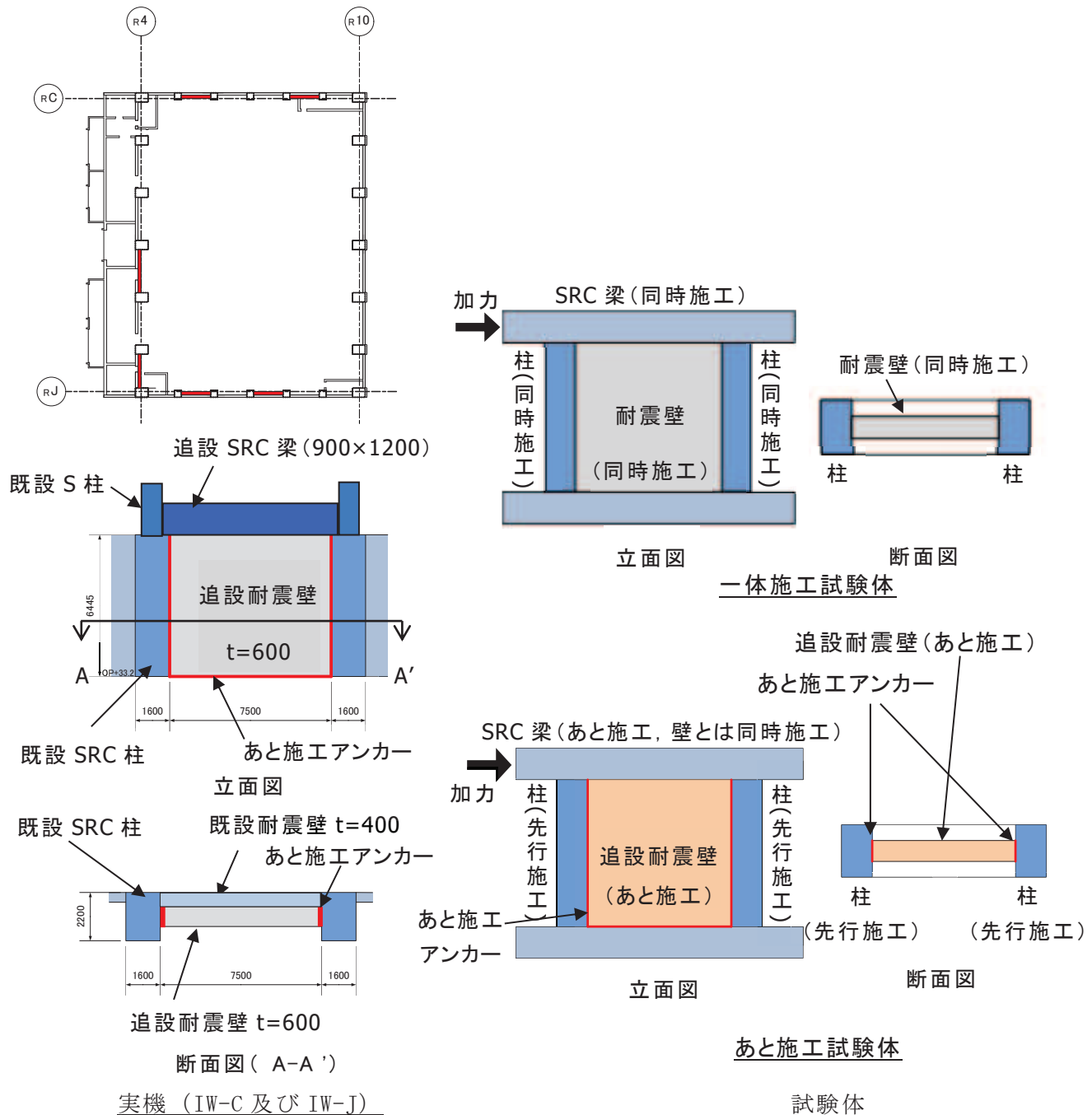


図 3-1 実機追設耐震壁と試験体の概要

3.2 試験体概要

試験体は以下の4体を製作した。

(1) 一体施工試験体：1体（M100）

- 柱，梁，壁を同時に配筋し，コンクリートを一体打ちした試験体。
- 壁厚 120mm，配筋 2-D6@80（壁筋比：0.667%）※追設耐震壁の壁厚 600mm，配筋 2-D22@200（壁筋比：0.645%）
- 壁厚，配筋は一体施工試験体と同様。

(2) あと施工試験体：3体（P100，P125，P150）

- 柱を先行配筋・打設し，柱，基礎スラブにあと施工アンカー筋を施工後，壁，梁を同時に配筋・打設した試験体。
- 壁厚，配筋は一体施工試験体と同様。
- あと施工アンカー筋比は，以下の3種類
 - ① P100：壁筋比と同じアンカー筋比 0.667%（2-D6@80）
 - ② P125：壁筋比の1.25倍のアンカー筋比 0.821%（2-D6@65）
 - ③ P150：壁筋比の1.5倍のアンカー筋比 0.953%（2.5-D6@70）

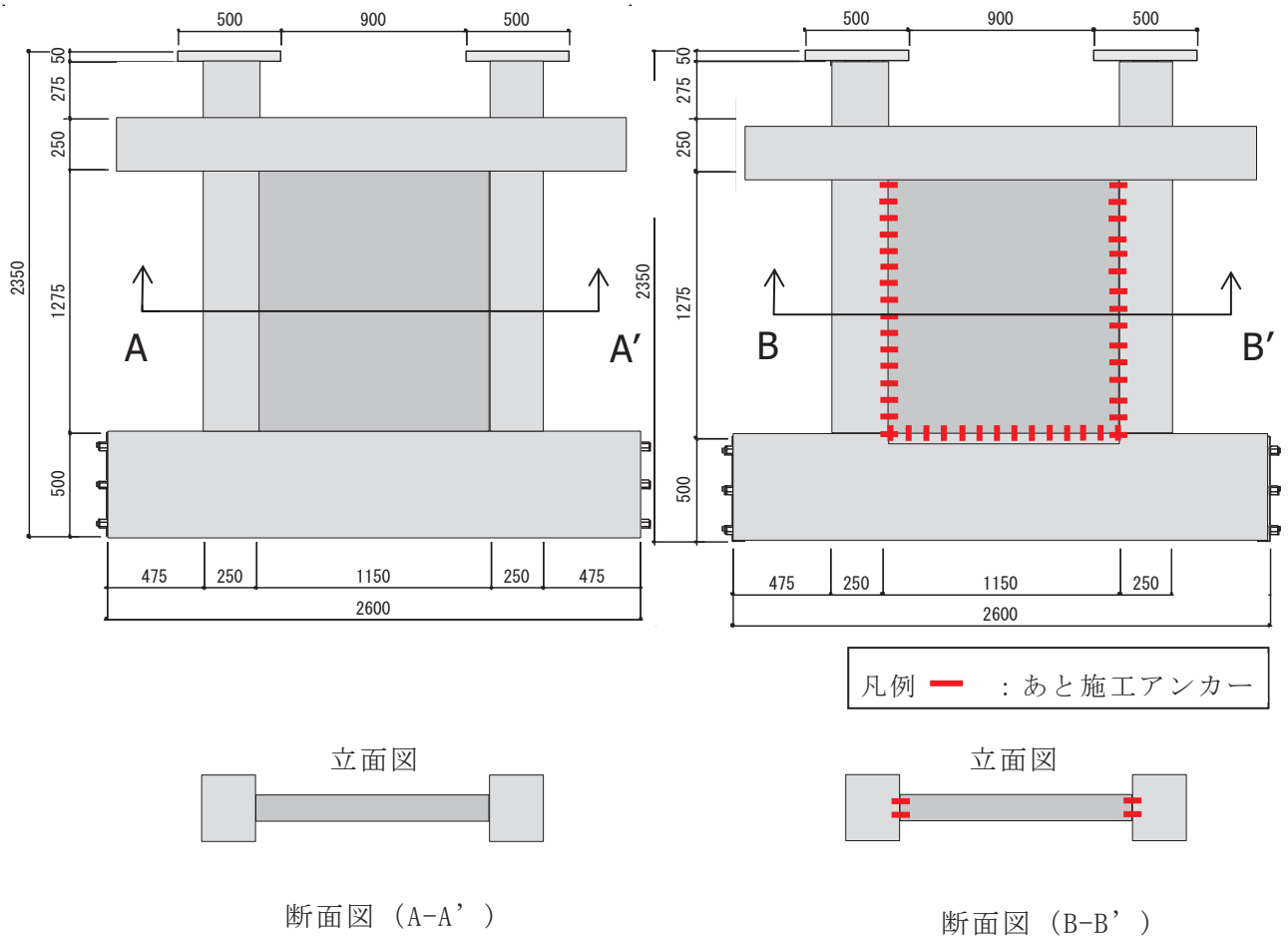


図 3-2 試験体概要

3.3 加力方法

本実験では、試験体上部の梁に正負交互に水平力を加える。

実機の追設耐震壁は、せん断破壊型の既設耐震壁と一体となり、せん断変形が強制的にかかる状況にある。本実験では、水平加力で生じる曲げ変形を、柱に軸力をかけることで曲げ戻しを行い、反曲点が中央になるように調整する。

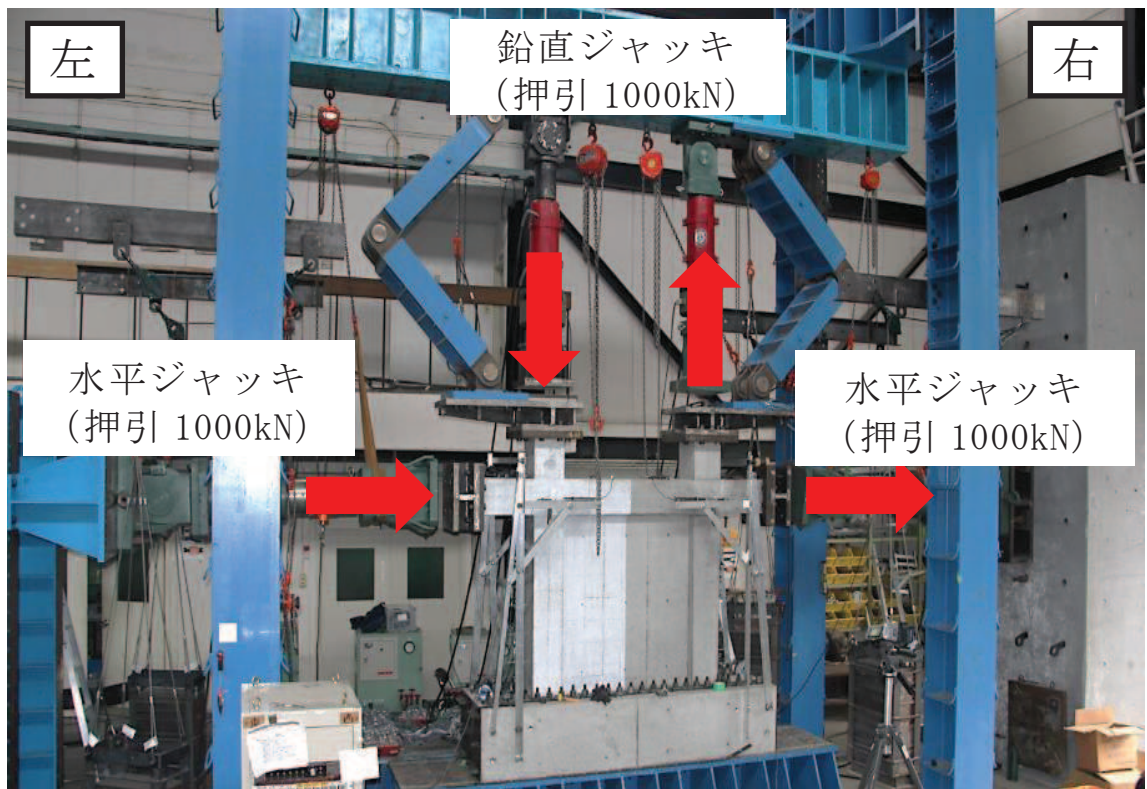


図 3-3 加力装置写真

3.4 材料強度

各試験体の加力時点に、コンクリート圧縮強度試験を実施している。各試験体の圧縮強度試験結果を表 3-1 に示す。なお、試験体は試験時の材齢にばらつきがあることから、圧縮強度の差が出ているものと考えられる。

表 3-1 試験体の材料強度試験結果

試験体	コンクリート圧縮強度試験結果 (N/mm ²)		
	柱	壁	梁
M100	31.5		
P100	35.7	32.2	
P125	34.6	37.5	
P150	36.6	40.1	

3.5 荷重-変形関係と最終破壊時ひび割れ状況

図 3-4 に荷重-変形関係を、図 3-5 に最終破壊時ひび割れ状況を示す。いずれの試験体も概ね同様の結果であった。終局性能が発揮される時点ではアンカーや接合面の影響は少ないことを確認した。

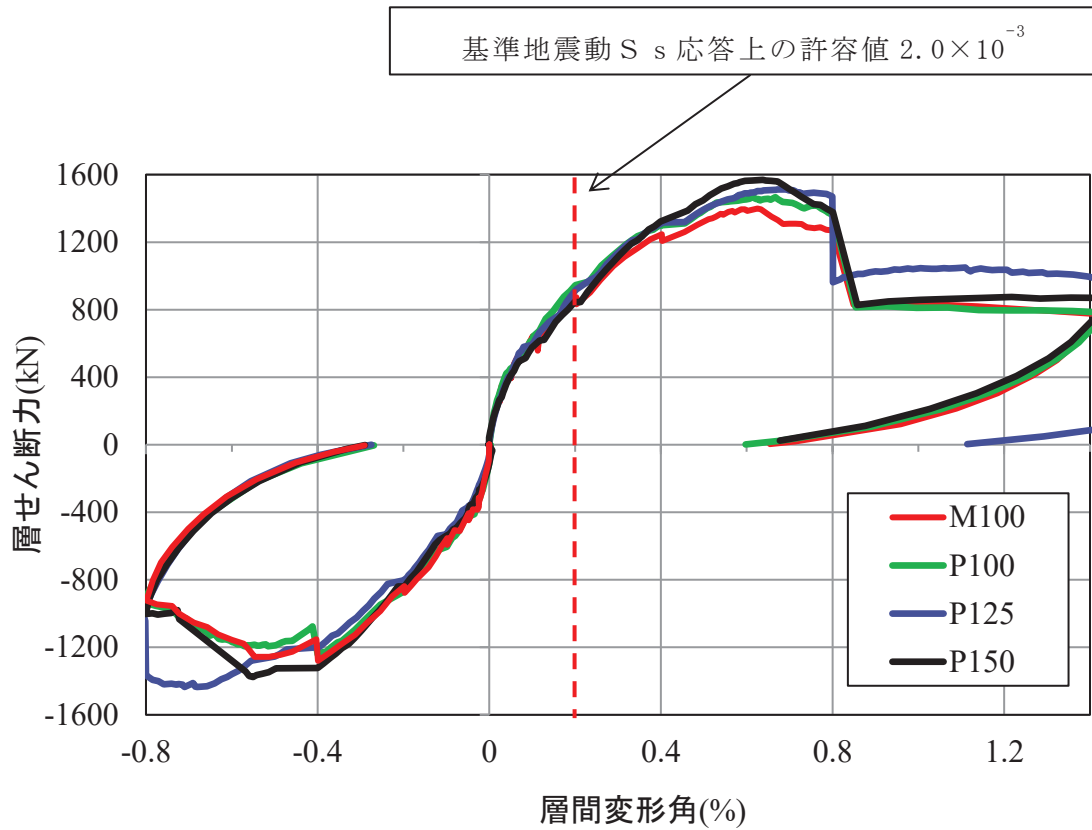


図 3-4 荷重-変形関係

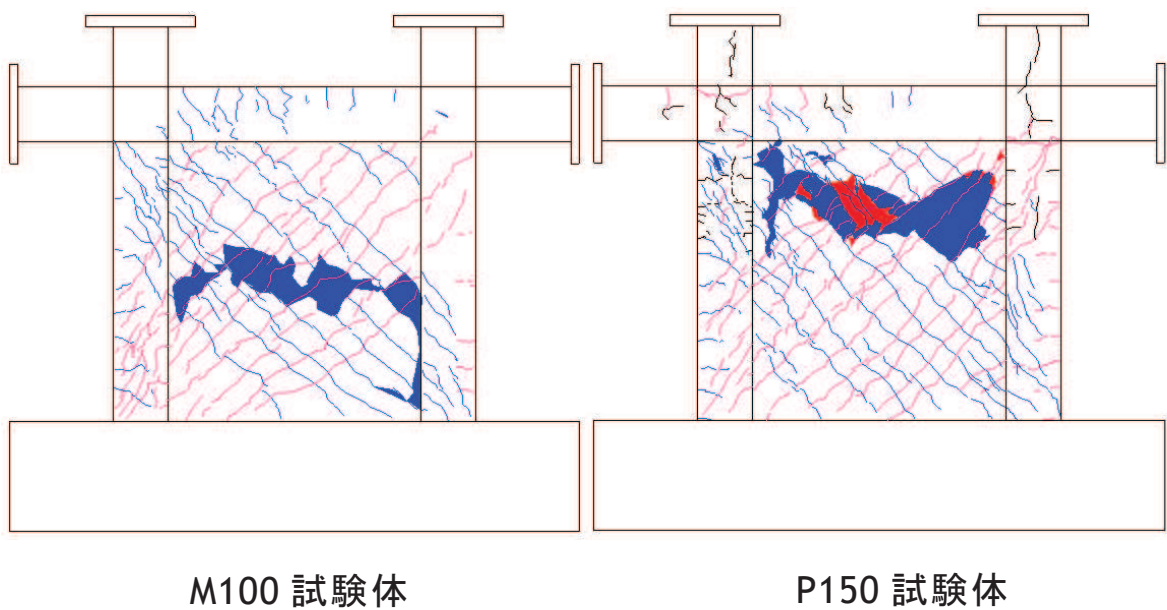


図 3-5 最終破壊時ひび割れ状況

3.6 まとめ

あと施工アンカーによる追設耐震壁の荷重－変形関係を確認するため、追設耐震壁を模擬した縮小試験体（縮小率 1/5）を用いて、静的漸増載荷試験を実施した。

荷重－変形関係，破壊性状，変形割合，目開き変形，すべり変形について，「一体施工試験体」と「あと施工試験体」を比較した結果，最大耐力や変形性能に有意な差がないことを確認した。

4. 耐震補強部材の詳細

4.1 応力伝達の考え方

補強設計における応力伝達の考え方について以下に記述する。

4.1.1 NS 方向の応力伝達

NS 方向の水平力伝達の考え方を図 4-1 に示す。

屋根スラブより伝達される水平力（外力①）は、スタッドボルトを介して、屋上階既設梁（B2）に伝達される。

この外力①は、上記既設梁に取り付く追設ブレースに伝達され、クレーン階の追設梁（HB1，HB2）を介し追設耐震壁に伝達される。

一方、クレーン階からは、既設耐震壁が負担する水平力の一部（外力②）が、追設梁（HB2）を介し追設耐震壁に伝達される（追設梁（HB1）の-spanは既設耐震壁より追設耐震壁に直接伝達される）。

追設耐震壁は、上記①，②の水平力を負担し、最終的に地上 3 階以下の既設耐震壁に伝達する。

クレーン階の追設梁（HB2）は、追設ブレースから伝達される外力①、及び背面の既設耐震壁よりあと施工アンカーを介して伝達される外力②を、軸力として追設耐震壁に伝達する。

追設耐震壁上部の追設梁（HB1）の鉄骨断面は、追設ブレースから伝達された軸力とクレーン階追設梁（HB2）の軸力の合計を、梁側面に設けたスタッドボルトを介して、追設耐震壁に伝達する。

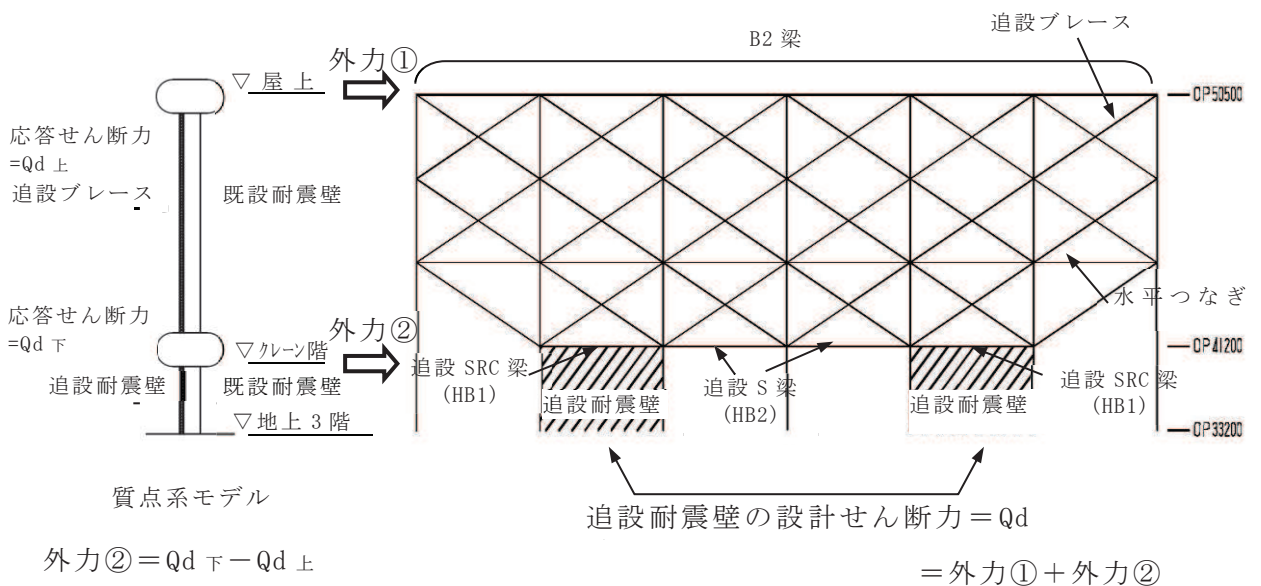


図 4-1 水平力伝達の考え方 (NS 方向)

4.1.2 EW 方向の応力伝達

EW 方向の水平力伝達の考え方を図 4-2 に示す。

下屋スラブから伝達される水平力は、クレーン階の既設耐震壁 ($t=250$) からあと施工アンカーとスタッドボルトを介してクレーン階追設梁に伝達する。

クレーン階追設梁の軸力は、追設耐震壁上部の追設 SRC 梁 (HB11) の側面に設けたスタッドボルトを介して追設耐震壁に伝達し、最終的に地上 3 階以下の既設耐震壁に伝達する。

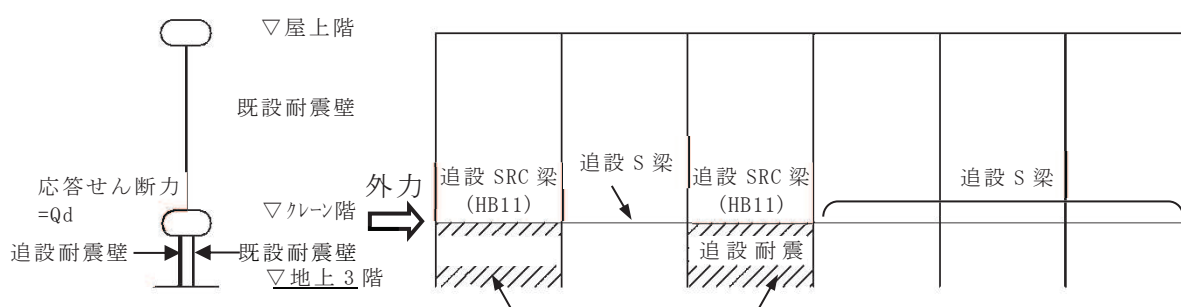


図 4-2 水平力伝達の考え方 (EW 方向)

4.2 使用材料

耐震補強部材の使用材料を表 4-1 に示す。

表 4-1 耐震補強部材の使用材料

使用材料	種別	基準強度 F	備考
コンクリート	Fc33	33N/mm ²	
鋼材	SN400B	235N/mm ²	
	SN490B	325N/mm ²	
	BCR295	295N/mm ²	
鉄筋	SD345	345N/mm ²	
スタッドボルト	SD345	345N/mm ²	
トルシア型 超高力ボルト	SHTB	1400N/mm ²	国土交通大臣認定番号 MBLT-9038
ボルト	強度区分 6.8	600N/mm ²	
あと施工アンカー	SD345	345N/mm ²	カプセル方式接着系アンカー 製品認証番号 第 13-0002 (（一社）日本建築あと施工アンカー協会)
スパイラル筋	SR235	235N/mm ²	
定着金物	プレートナット工法	BCJ 評定番号 RC0152-05	(（一社）日本建築センター)

部材の終局耐力の算定にあたって、建設省告示第 2464 号に基づく J I S 材料の強度割増を考慮し、鋼材並びに鉄筋の F 値を 1.1 倍する。

4.3 追設耐震壁の設計

耐震壁の終局耐力は、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2001年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

4.3.1 追設耐震壁の終局せん断耐力

追設耐震壁の終局せん断耐力は、壁筋によって決定されるせん断耐力と、耐震壁周辺骨組の拘束力によるせん断耐力を加算して求められる。

図4-3に耐震壁せん断設計のフロー^{*}を示す。

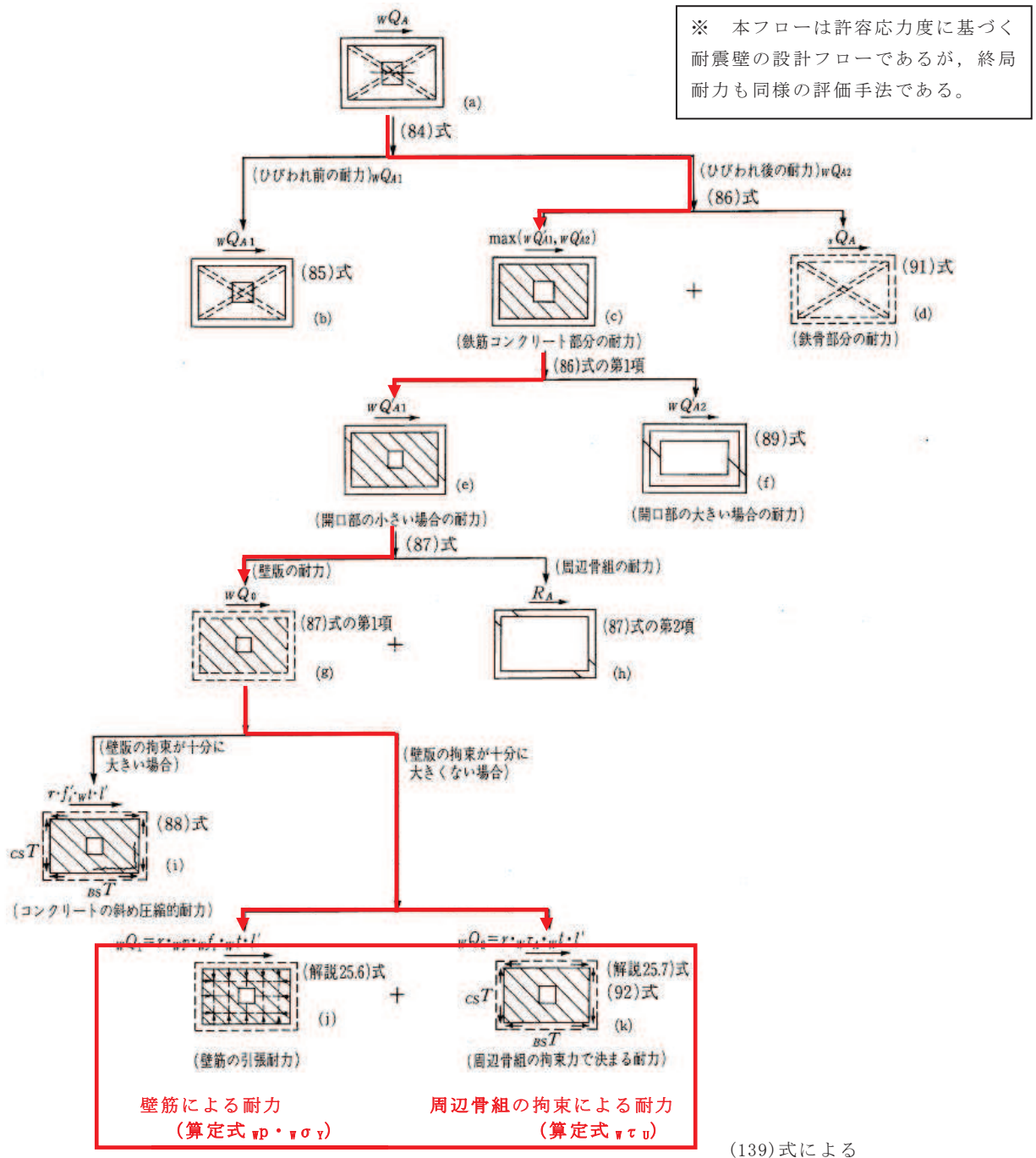


図4-3 耐震壁せん断設計のフロー

図 4-3 のフロー図に従い，耐震壁の終局せん断耐力の算定式をまとめる。

(1) 耐震壁の終局せん断耐力

耐震壁の終局せん断耐力は下式により算定する。

$$\begin{aligned} {}_w Q_U &= \max \{ {}_w Q_{U1}, {}_w Q_{U2} \} \\ {}_w Q_{U1} &= r \times {}_w t \times l \times (1 + \beta) \times {}_w F_S \\ {}_w Q_{U2} &= \max \{ {}_w Q'_{U1}, {}_w Q'_{U2} \} + {}_s Q_U \\ {}_w F_S &= \min \left\{ 0.067 F_c, 1.0 + \frac{F_c}{50} \right\} \end{aligned}$$

ここで，本設計の補強壁内には鉄骨がないので $\beta = 0$ ， ${}_s Q_U = 0$ となる。

${}_w Q'_{U1}$ ， ${}_w Q'_{U2}$ は下式による。

$${}_w Q'_{U1} = r \times \min \{ {}_w F'_s, ({}_w p \times {}_w \sigma_Y + {}_w \tau_U) \} \times {}_w t \times l'$$

ここに， ${}_w F'_s$ は下式による。

$$\begin{aligned} {}_w F'_s &= \min \{ 0.25 F_c, 1.13 \sqrt{F_c} \} \\ {}_w Q'_{U2} &= \min \left\{ \sum_{CT} R_U, \sum_{BT} R_U \frac{l}{h} \right\} \end{aligned}$$

ここに， ${}_{CT} R_U$ ， ${}_{BT} R_U$ は垂壁・腰壁付梁及び柱の終局耐力である。

開口部が大きい耐震壁の壁板は，周辺骨組に接続する垂壁・腰壁・袖壁として取り扱い上記の ${}_w Q'_{U2}$ を算定するが，本設計では垂壁・腰壁・袖壁に該当する部位がないため ${}_w Q'_{U1}$ のみ考慮する。

${}_w \tau_U$ は下式による。

$${}_w \tau_U = \min \left(\frac{{}_{BS} \beta b}{{}_w t l^2} {}_{BS} M_U, \frac{{}_{CS} \beta b}{{}_w t h^2} {}_{CS} M_U, \frac{{}_{BS} \beta s}{{}_w t l} {}_{BS} Q_U, \frac{{}_{CS} \beta s}{{}_w t h} {}_{CS} Q_U \right)$$

ここに， ${}_{BS} \beta b$ ， ${}_{BS} \beta s$ ， ${}_{CS} \beta b$ ， ${}_{CS} \beta s$ は壁板周辺の応力状態によって定まる係数である。

また， ${}_{BS} M_U$ ， ${}_{CS} M_U$ ， ${}_{BS} Q_U$ ， ${}_{CS} Q_U$ は周辺の梁及び柱の終局曲げ耐力及びせん断耐力で，上下の梁，左右の柱の耐力のうち，小さいほうの値を用いる。

ここで，追設耐震壁両側には既設 SRC 柱及び追設 SRC 梁により十分に拘束されていると考えられる。

また，追設耐震壁下部には梁幅に相当する厚さの 1 層分の壁があるため， ${}_w \tau_U$ は追設 SRC 梁の拘束力によって決まる。

したがって，追設 SRC 梁の ${}_{BS} M_U$ ， ${}_{BS} Q_U$ のみ考慮する。

追設 SRC 梁の応力状態を，図 4-4 に示す。

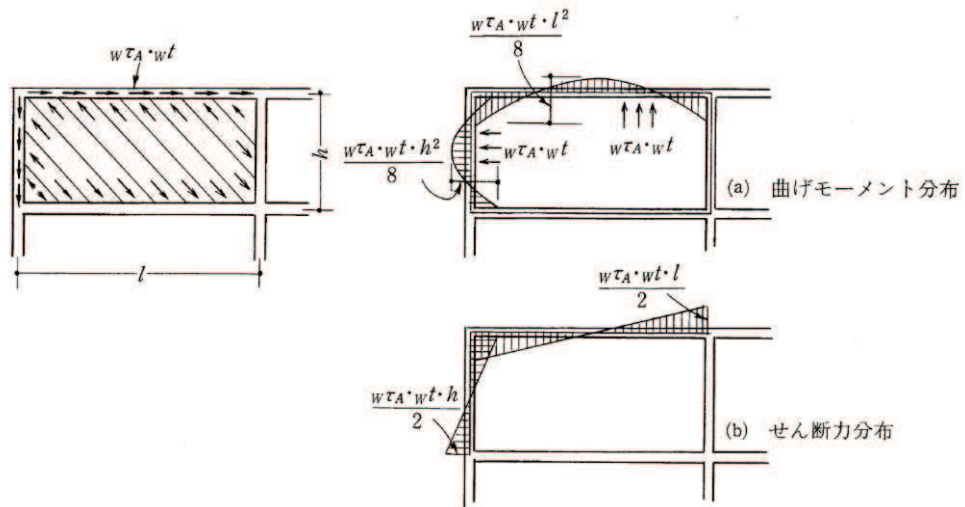


図 4-4 補強壁上部梁の応力状態

本設計では，梁端部をピンと仮定して設計する。

したがって， $B_S \beta b = 8$ ， $B_S \beta s = 2$ となる。

以上をまとめると，耐震壁の終局せん断耐力は以下の式で算定される。

$$\begin{aligned}
 {}_w Q_U &= \max \{ {}_w Q_{U1}, {}_w Q_{U2} \} \\
 {}_w Q_{U1} &= r \times {}_w t \times l \times {}_w F_s \\
 {}_w Q_{U2} &= r \times \min \{ {}_w F'_s, ({}_w p \times {}_w \sigma_y + {}_w \tau_U) \} \times {}_w t \times l'
 \end{aligned}$$

記号

- r : 耐震壁開口による耐力低減係数
- ${}_w t$: 耐震壁厚さ (mm)
- l : 梁のスパン (mm)
- β : 鉄骨ウェブ材の形式と寸法による係数
- ${}_w F_s$: 耐震壁のコンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)
- ${}_w F'_s$: 耐震壁のコンクリートの圧縮場によるせん断強度 (N/mm^2)
- ${}_w p$: 壁筋比
- ${}_w \sigma_y$: 壁筋の降伏応力度 (N/mm^2)
- ${}_w \tau_U$: 耐震壁に接する骨組の耐力によって決まるコンクリートの終局せん断応力度 (N/mm^2)
- l' : 梁あるいは部材の内のりスパン (mm)

(2) 追設 SRC 梁の終局曲げ耐力

追設 SRC 梁の終局曲げ耐力は下式により算定する。

$$M_U = Z_p \cdot \sigma_Y + a_t \cdot \sigma_Y \cdot d$$

記号

- Z_p : 鉄骨の塑性断面係数 (mm^3)
- σ_Y : 鉄骨の降伏応力度 (N/mm^2)
- a_t : 引張主筋の断面積 (mm^2)
- σ_Y : 主筋の降伏応力度 (N/mm^2)
- d : 引張主筋と圧縮主筋の重心間距離 (mm)

(3) 追設 SRC 梁の終局せん断耐力

追設 SRC 梁の終局せん断耐力は下式により算定する。

$$Q_U = Q_U + Q_U$$

鉄筋コンクリート部分の終局せん断力耐力は下式による。

$$Q_U = \min(Q_{sU}, Q_{bU}) \quad \dots \textcircled{1}$$

$$Q_{bU} = \Sigma \left(\frac{M_U}{l} \right) \quad \dots \textcircled{2}$$

$$Q_{sU} = \min(Q_{sU1}, Q_{sU2}) \quad \dots \textcircled{3}$$

ここで、 Q_{bU} は、鉄筋コンクリート部分の曲げ崩壊時のせん断力によって決まるせん断耐力であるため、本設計では考慮しない。

Q_{sU1}, Q_{sU2} は下式による。

$$Q_{sU1} = b \cdot j (0.5 F_s \cdot \alpha + 0.5 p_w \cdot \sigma_Y)$$

$$Q_{sU2} = b \cdot j \left(F_s \frac{b'}{b} + p_w \cdot \sigma_Y \right)$$

ただし、 p_w は 0.6% を超える場合には 0.6% とする。

ここに、 F_s は下式による。

$$F_s = \min\left(0.15F_c, 2.25 + \frac{4.5F_c}{100}\right)$$

鉄骨部分の終局せん断耐力は下式による。

$${}_sQ_U = \min({}_sQ_{sU}, {}_sQ_{bU})$$

$${}_sQ_{bU} = \Sigma\left(\frac{{}_sM_U}{l}\right)$$

ここで、 ${}_sQ_{bU}$ は、鉄骨の曲げ崩壊時のせん断力によって決まるせん断耐力であるため、本設計では考慮しない。

ここに、 ${}_sQ_{sU}$ は下式による。

$${}_sQ_{sU} = t_w \cdot d_w \frac{{}_s\sigma_Y}{\sqrt{3}} \quad (\text{充腹形})$$

記号

- $r M_U$: 鉄筋コンクリート部分の終局曲げ耐力 (kN)
- b : 長方形断面材の幅 (mm)
- $r j$: 鉄筋コンクリート部分の曲げによる引張側と圧縮側の応力中心間距離で $r j = (7 / 8) r d$ を用いることができる (mm)
- F_s : コンクリートのせん断強度 (N/mm²)
- b' : 鉄骨フランジ位置でのコンクリート有効幅 (mm)
- $r \alpha$: 鉄筋コンクリート部分の $rM / (rQ \cdot rd)$ による係数
- $w p$: あばら筋比
- $w \sigma_Y$: せん断補強筋の降伏応力度 (N/mm²)
- ${}_s M_U$: 鉄骨部分の終局曲げ耐力 (kN)
- l' : 梁あるいは部材の内のりスパン (mm)
- t_w : 充腹形鉄骨のウェブの厚さ (mm)
- d_w : 鉄骨ウェブのせい (mm)
- ${}_s \sigma_Y$: 鉄骨の降伏応力度 (N/mm²)

4.3.2 あと施工アンカー

接着系あと施工アンカーの設計強度は、「2001 年度版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説」(財)日本建築防災協会)に基づいて算定する。

以下に算定式を示す。

(1) 接着系アンカーのせん断耐力 Q_a

接合面におけるアンカー1本当たりの負担せん断力は下式より算定する。

$$Q_a = \min \{Q_{a1}, Q_{a2}\}$$

$$Q_{a1} = 0.7 \times \sigma_y \times s_a e$$

$$Q_{a2} = 0.4 \times \sqrt{E_c \times \sigma_B} \times s_a e$$

ただし、 $\tau = (Q_a / s_a e)$ は 294 N/mm^2 以下とする。

(2) 接着系アンカーの引張耐力 T_a

接合面におけるアンカー1本当たりの負担引張力は下式より算定する。

$$T_a = \min \{T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}\}$$

$$T_{a1} = \sigma_y \times a_0$$

$$T_{a2} = 0.23 \times \sqrt{\sigma_B} \times A_c$$

$$T_{a3} = \tau_a \times \pi \times d_a \times l_e$$

$$\tau_a = 10 \times \sqrt{(\sigma_B / 21)}$$

記号

σ_y	: 鉄筋の規格降伏点強度 (N/mm^2)
$s_a e$: 接合面におけるアンカー本体又はアンカー筋の断面積 (mm^2)
E_c	: σ_B に基づいて計算されるヤング係数 (N/mm^2)
σ_B	: 既設部コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)
τ	: アンカーのせん断強度 (N/mm^2)
a_0	: 接合筋のねじ加工を考慮した有効断面積, 又はアンカー筋の公称断面積 (mm^2)
A_c	: 既設コンクリート躯体へのコーン状破壊面のアンカー1本当たりの有効水平投影面積 (mm^2)
τ_a	: 接着系アンカーの引抜き力に対する付着強度 (N/mm^2)
d_a	: アンカー筋の軸部の直径, アンカー筋の呼び名 (mm)
l_e	: アンカーの有効埋め込み深さ (mm) $\rightarrow l_e \geq 7d_a$

4.4 追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の設計

4.4.1 追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁

追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の引張強度は、「鋼構造設計規準（2005年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

以下に算定式を示す。

(1) 引張強度 N_T

鉄骨ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の引張強度 N_T は下式によって算定する。

$$N_T = A \times F$$

(2) 圧縮座屈強度 N_{cr}

鉄骨ブレース・水平つなぎ梁の圧縮座屈強度は、「鋼構造塑性設計指針（2010年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

鉄骨ブレース・水平つなぎ梁の圧縮座屈強度 N_{cr} は、下式によって算定する。

① SN400

$$0 \leq \lambda \leq 30 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0$$

$$30 < \lambda \leq 120 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0 - 0.006 \times (\lambda - 30)$$

$$\lambda > 120 \quad \text{の場合} \quad N_{cr} = \frac{N_E}{1.3}$$

② SN490

$$0 \leq \lambda \leq 25 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0$$

$$25 < \lambda \leq 100 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0 - 0.007 \times (\lambda - 25)$$

$$\lambda > 100 \quad \text{の場合} \quad N_{cr} = \frac{N_E}{1.3}$$

記号

N_{cr} : 圧縮座屈強度 (kN)

N_Y : 柱降伏軸力 (kN)

$\lambda = l_k / i$: 細長比

l_k : 座屈長さ (mm)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad : \text{断面二次半径 (mm)}$$

I : 断面二次モーメント (mm⁴)

A : 断面積 (mm²)

N_E : オイラー座屈強度で下式によって算定する。(kN)

$$N_E = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l_k^2}$$

E : ヤング係数 (N/mm²)

4.4.2 ボルト類

(1) スタッドボルト

頭付きスタッドボルトの終局せん断耐力は、『各種合成構造設計指針・同解説(2010年改定版)』(日本建築学会)に基づいて算定する。

以下に頭付きスタッドボルト1本当たりのせん断耐力の算定式を示す。

$$q_s = 0.5 \times_{sc} a \times \sqrt{F_c \times E_c} \quad (\sqrt{F_c \times E_c} \leq 900 \text{とする})$$

記号

Q_s : 頭付きスタッドのせん断耐力(kN)

_{sc} a : 頭付きスタッドの軸部断面積(mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

(2) 超高力ボルト (国土交通大臣認定番号: MBLT-9038)

SHTB (M24)

短期許容耐力 1面せん断: 155kN

2面せん断: 309kN

引張強さ (保有耐力検定用): 1400N/mm²

(3) ボルト (強度区分 6.8)

ボルト (強度区分 6.8) の短期許容せん断耐力は、『鋼構造設計規準—許容応力度設計法—(2005年改訂版)』(日本建築学会)の付3による。

ボルト (M24)

短期許容せん断耐力 1面せん断: 85.6kN → 85kN

2面せん断: 171kN

引張強さ (保有耐力検定用): 600N/mm²

4.5 耐震補強部材の設計詳細

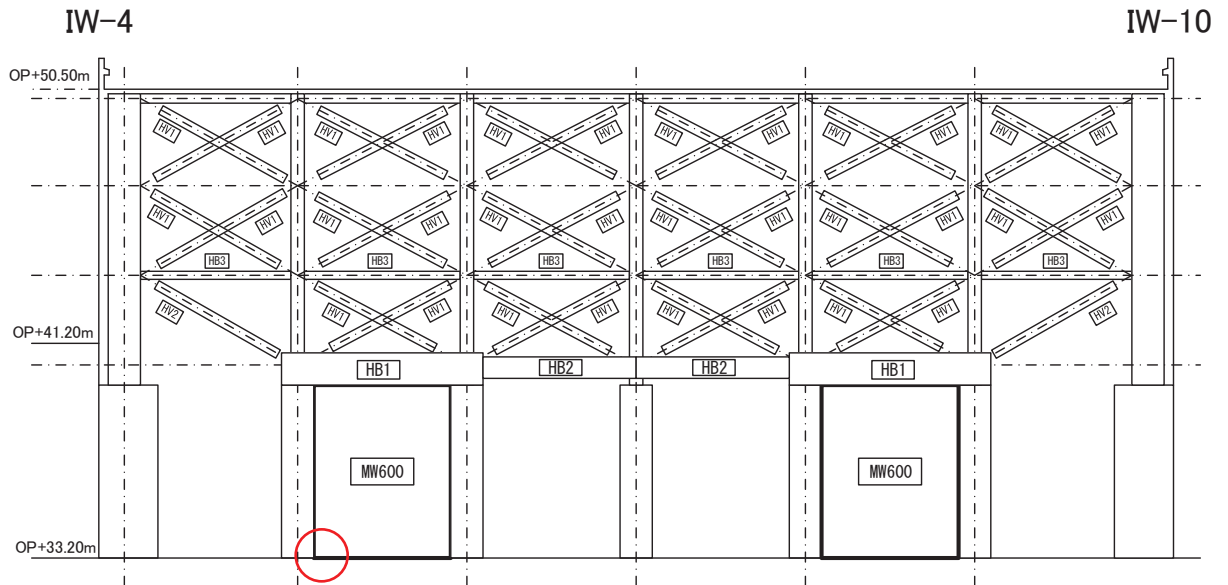


図 4-5 補強構面立面図 (IW-C 通り)

表 4-2 耐震補強部材断面 (IW-C 通り)

符号	部材断面
MW600	RC追設耐震壁 t=600 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB1	B×D=875×1500 端部:PL-1800×36(SN490B) 中央:B[-1000×236×36×40(SN490B)
HB2	B[-800×236×36×28(SN490B)
HB3	□-300×300×12(BCR295)
HV1	H-350×350×12×19(SN400B)
HV2	□-350×350×16(BCR295)

入角部あと施工アンカー配置

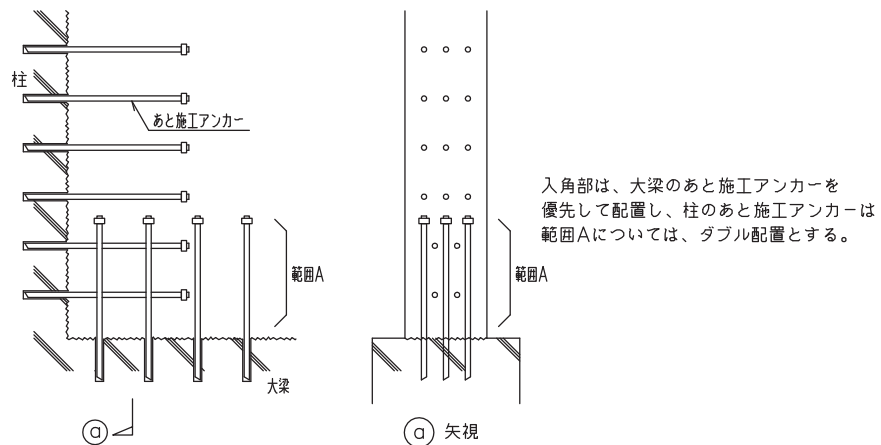


図 4-6 追設耐震壁入隅部の詳細 (図 4-5 の赤丸部)

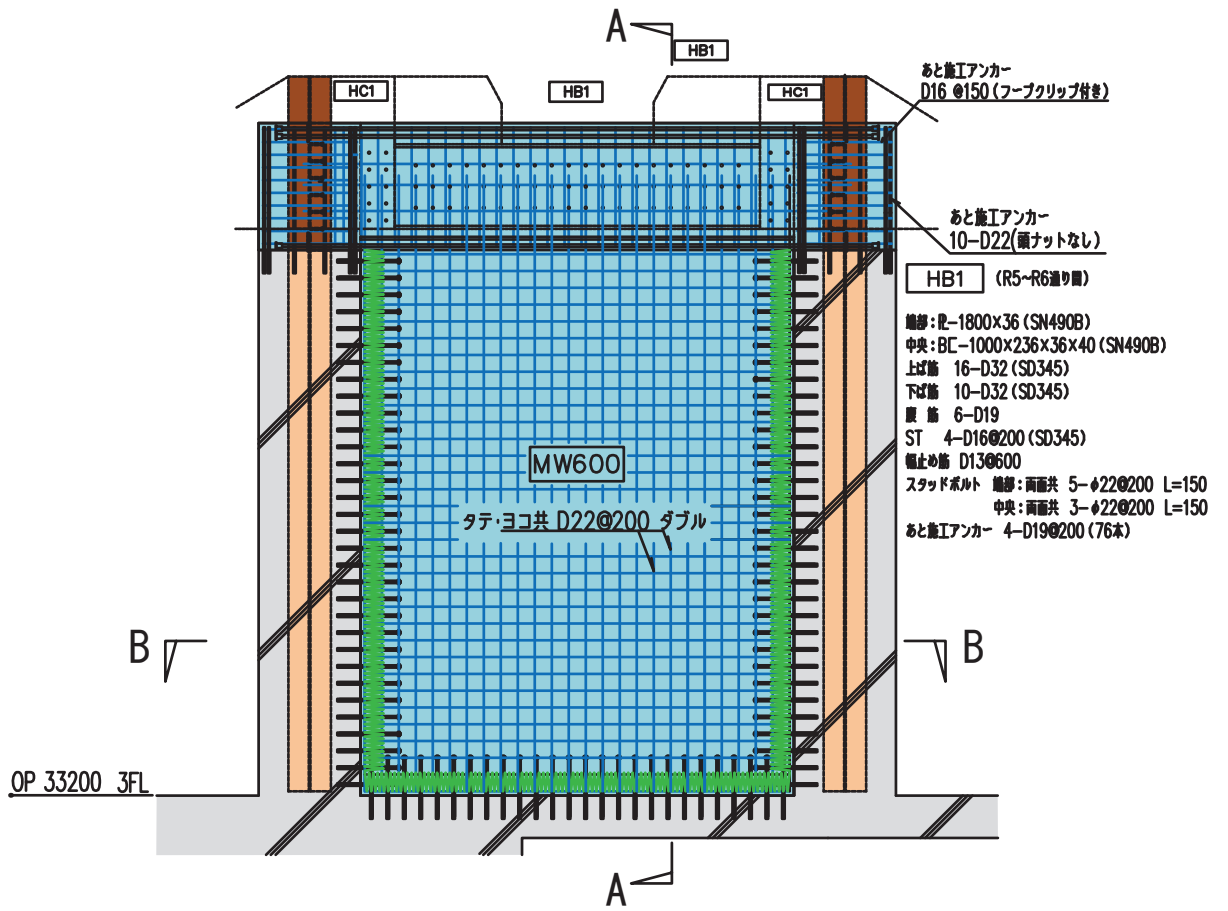


図 4-7 追設耐震壁配筋詳細

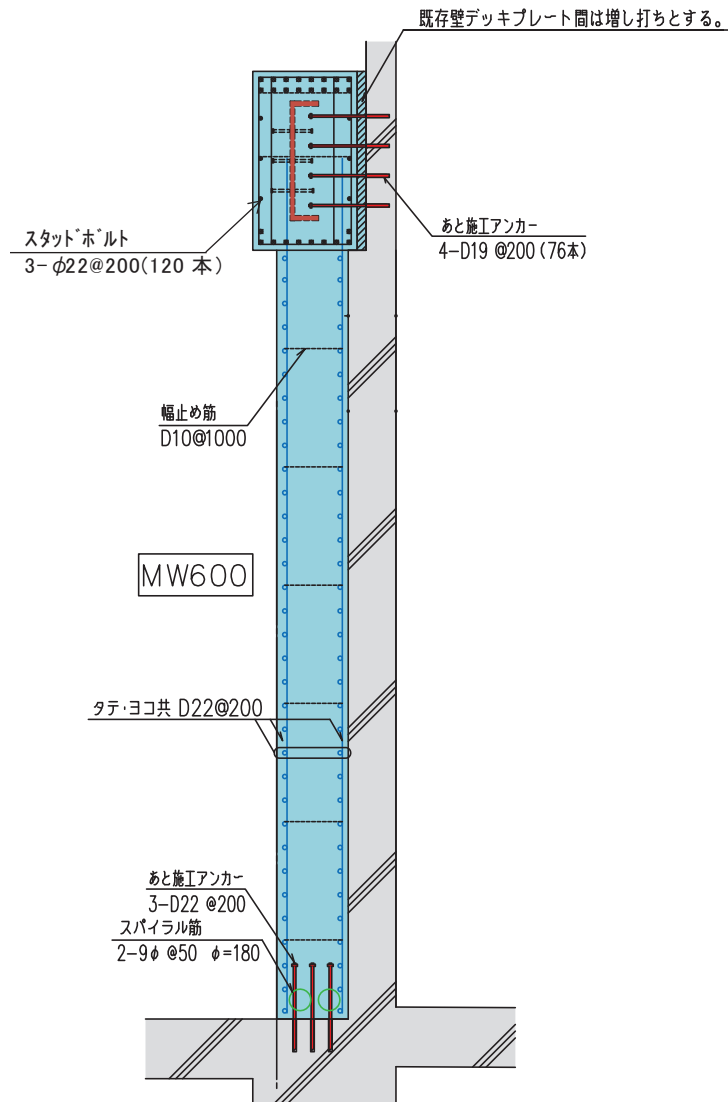


図 4-8 追設耐震壁配筋詳細 (A-A 断面図)

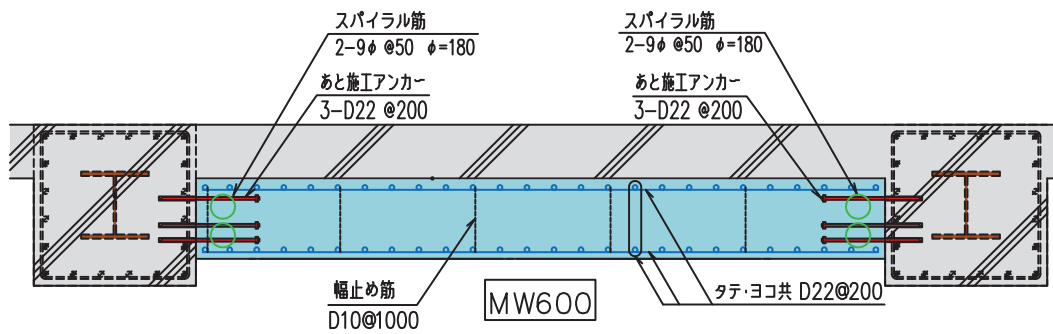


図 4-9 追設耐震壁配筋詳細 (B-B 断面図)

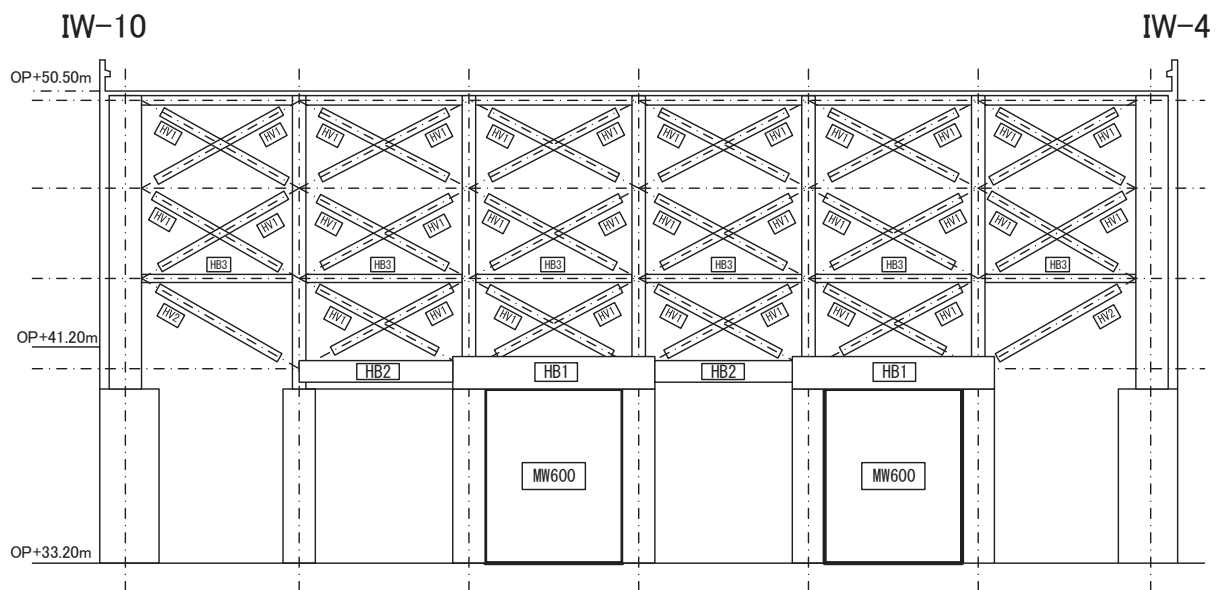


図 4-10 補強構面立面図 (IW-J 通り)

表 4-3 耐震補強部材断面 (IW-J 通り)

符号	部材断面
MW600	RC追設耐震壁 t=600 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB1	B×D=875×1500 端部:PL-1800×36(SN490B) 中央:B[-1000×236×36×40(SN490B)
HB2	B[-800×236×36×28(SN490B)
HB3	□-300×300×12(BCR295)
HV1	H-350×350×12×19(SN400B)
HV2	□-350×350×16(BCR295)

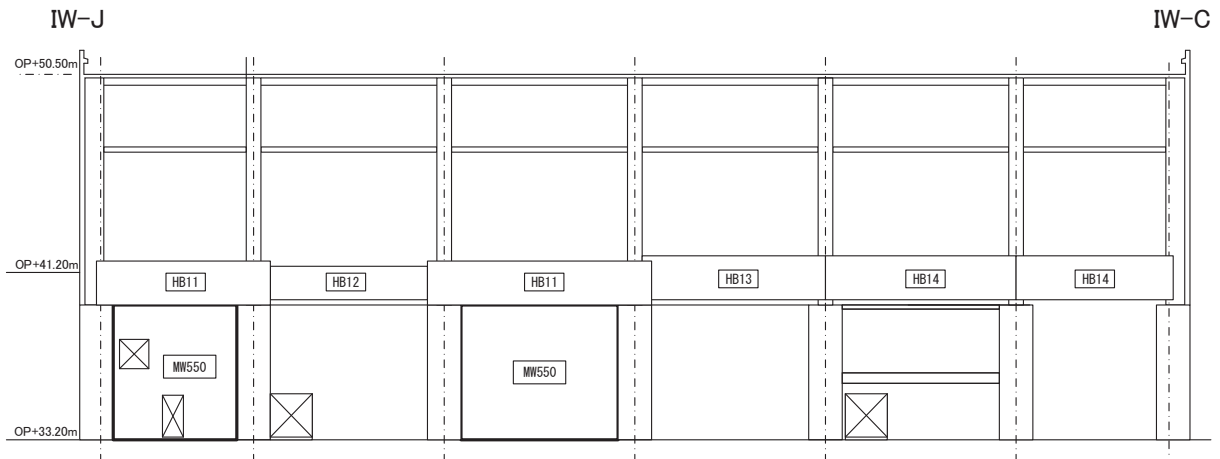


図 4-11 補強構面立面図 (IW-4 通り)

表 4-4 補強部材断面 (IW-4 通り)

符号	部材断面
MW550	RC追設耐震壁 t=550 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB11	B × D=825 × 2100 端部:PL-1600 × 36(SN490B) 中央:BH-1600 × 360 × 36 × 40(SN490B)
HB12	B[-1600 × 178 × 28 × 25(SN490B)
HB13	B[-2100 × 186 × 36 × 25(SN490B)
HB14	B[-2100 × 178 × 28 × 25(SN490B)

5. 地震観測記録に基づく耐震補強効果の確認

5.1 検討の概要

耐震補強工事前後の地震観測記録から、耐震補強による建屋の振動特性の変化について分析し、以下の点について検討した。本検討は主要な耐震補強部材が配置されているNS方向を対象とする。

- ① 耐震補強部材による耐震補強効果の確認
- ② 耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルとの比較

5.2 耐震補強効果の確認方法

地上3階の加速度を入力，屋上階の加速度を出力とする1入力1出力系ARXモデルでシステム同定し*1，地上3階より上部の等価1次モードの固有振動数をNS方向について分析した。

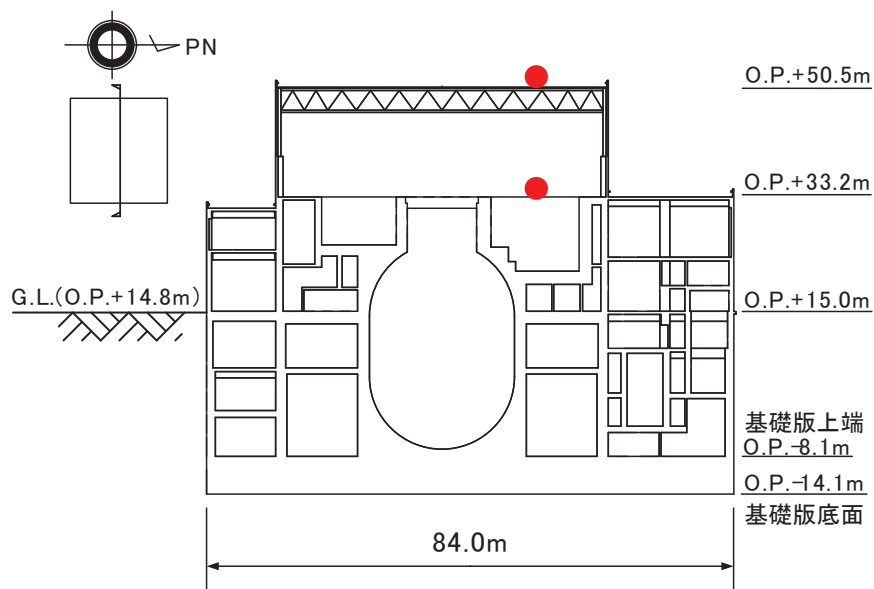


図 5-1 原子炉建屋断面図

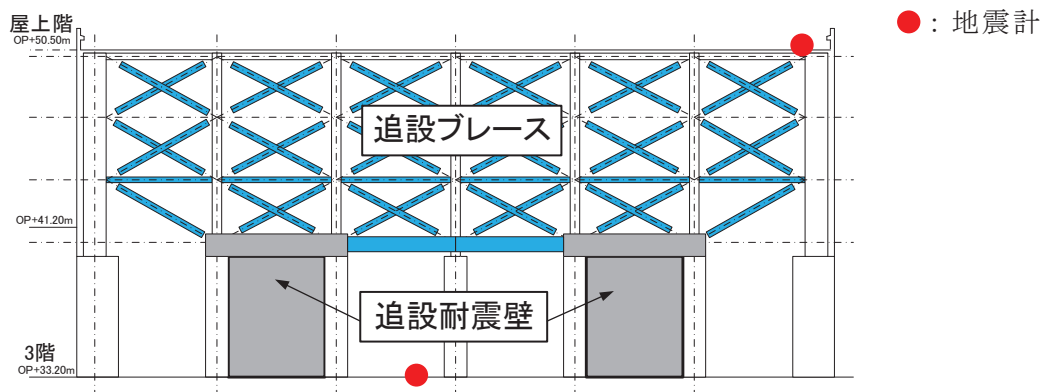


図 5-2 原子炉建屋地上3階の補強概要

*1 「池田芳樹：忘却係数付き逐次最小二乗法による建物動特性の地震時変化の評価，日本建築学会技術報告集，第18巻，第38号，pp.51-54，2012.2」 参照

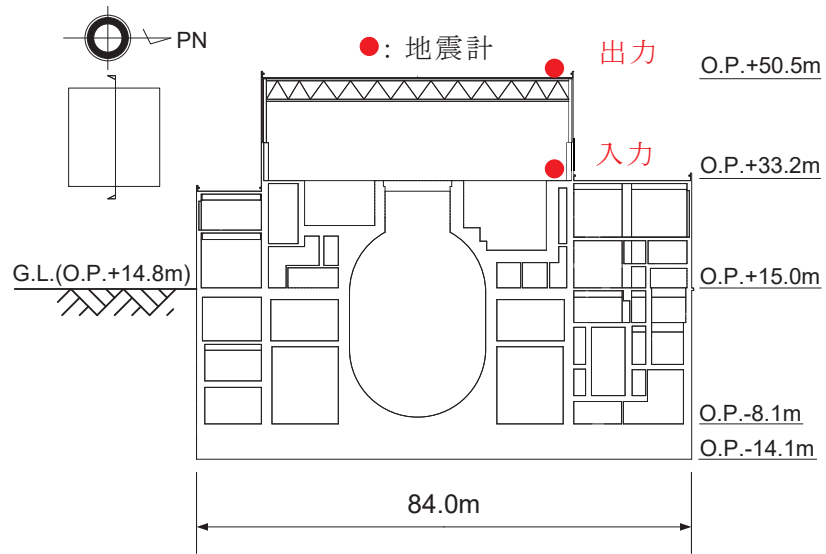


図 5-3 検討に用いた地震計の設置位置 (断面図)

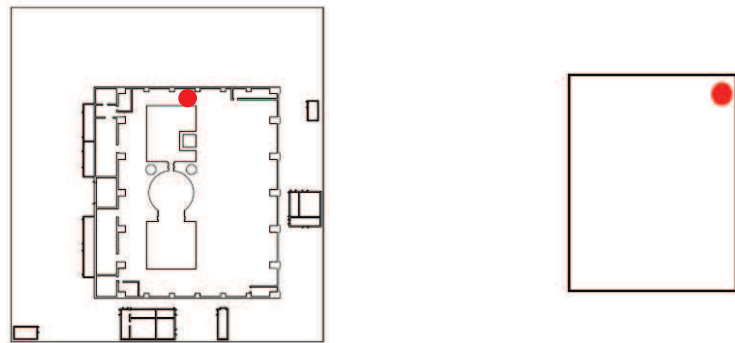


図 5-4 検討に用いた地震計の設置位置 (平面図)

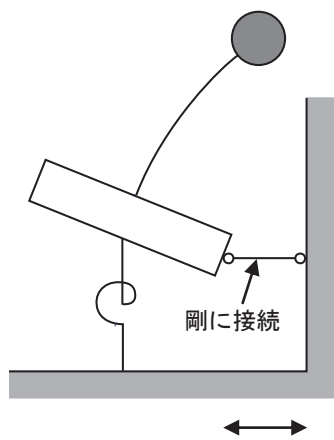


図 5-5 1入力1出力系 ARX モデルによるシステム同定概念図

5.3 対象とした地震観測記録

工事前，工事中，工事後の観測記録の中から表 5-1 に示す 15 地震の観測記録を用いてシステム同定を行った。これらの 15 地震は，観測記録の中から以下の条件で選定した。

- ① 基礎版上の最大加速度が目安として 5cm/s^2 以上
- ② 地震のマグニチュードが大きい（M6 程度以上）

なお，工事は 2014 年に実施しているため，2013 年，2014 年，2015 年に観測された地震から 5 地震ずつを選定した。

また，地震記録に含まれるノイズを低減させる目的で，地上 3 階より上部の 1 次固有振動数の周波数帯を透過させるバンドパスフィルターを通した。

表 5-1 耐震補強効果の検討に用いた地震観測記録

地震記録開始時刻		地震規模	震央地名	評価時間帯			
				記録時間	開始時刻	長さ	状況
年月日	時分秒	M		s	s	s	
2013/08/04	12:29:01	6.0	宮城県沖	109.00	20.01	89.00	工事前 1
2013/10/20	00:14:33	5.1	宮城県沖	95.00	20.01	75.00	工事前 2
2013/10/26	02:11:03	7.1	福島県沖	138.00	20.01	118.00	工事前 3
2013/11/26	00:43:11	4.9	宮城県沖	75.00	20.01	55.00	工事前 4
2013/12/18	19:14:23	4.7	宮城県沖	65.00	20.01	45.00	工事前 5
2014/02/06	02:32:28	5.3	宮城県沖	80.00	20.01	60.00	工事前 6
2014/04/01	13:08:58	4.4	宮城県沖	65.00	20.01	45.00	工事中 1
2014/06/18	21:40:10	4.2	宮城県沖	63.00	20.01	43.00	工事中 2
2014/07/12	04:22:33	7.0	宮城県沖	95.00	20.01	75.00	工事中 3
2014/10/15	12:51:26	4.6	宮城県沖	72.00	20.01	52.00	工事中 4
2015/02/26	10:11:34	5.0	宮城県沖	82.00	20.01	62.00	工事後 1
2015/03/19	10:33:04	4.8	宮城県沖	70.00	20.01	50.00	工事後 2
2015/05/13	06:13:12	6.8	宮城県沖	125.00	20.01	105.00	工事後 3
2015/08/01	23:24:54	4.7	宮城県沖	68.00	20.01	48.00	工事後 4
2015/08/03	14:30:26	5.1	福島県沖	74.00	20.01	54.00	工事後 5

5.4 耐震補強工事前後の振動特性の分析結果

計測最終時刻の同定値を比較することにより、耐震補強工事前後の地震観測記録から、耐震補強による建屋の振動特性の変化について分析した。表 5-2 に計測最終時刻の同定値を、図 5-6 には固有振動数の変化を、図 5-7 には、地震の振幅と固有振動数の関係を示す。

表 5-2 地上 3 階より上層の 1 次モード同定結果（計測の最終時刻の値）

状況	地震発生 年月日	NS
		固有振動数 Hz
工事前	2013/08/04	5.83
	2013/10/20	6.23
	2013/10/26	6.68
	2013/11/26	6.49
	2013/12/18	6.53
	2014/02/06	6.86
工事中	2014/04/01	6.96
	2014/06/18	7.35
	2014/07/12	7.32
	2014/10/15	7.32
工事後	2015/02/26	7.49
	2015/03/19	7.35
	2015/05/13	7.47
	2015/08/01	8.15
	2015/08/03	8.24

図 5-6 及び図 5-7 から、1 次固有振動数が工事前後において増加していることを確認した。

NS 方向では、工事前の最小振動数 5.83Hz に対する工事後の最大振動数 8.24Hz の比は 1.41、工事前の最大振動数 6.86Hz に対する工事後の最小振動数 7.35Hz の比は 1.07 である。平均的には 20% の固有振動数の増加である。

また、図 5-7 には、地震の振幅が大きいほど固有振動数が低下する傾向が、工事前後に関わらず現れている。

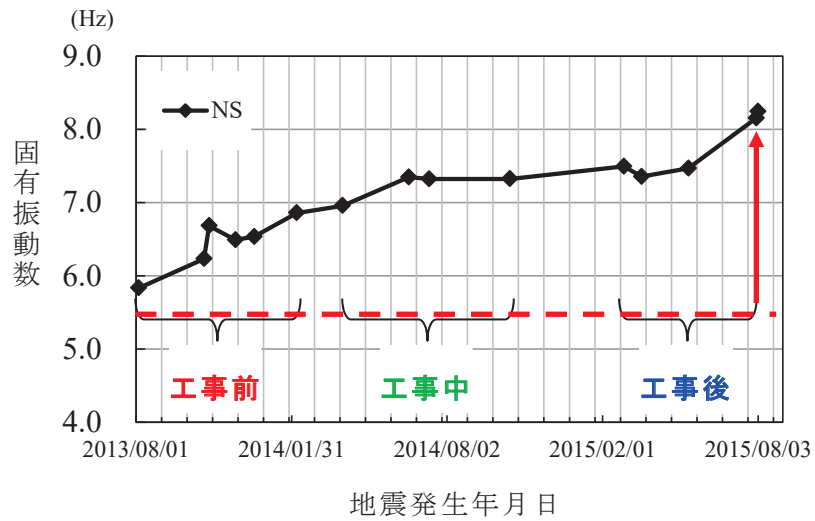


図 5-6 15 地震の振動特性の変化

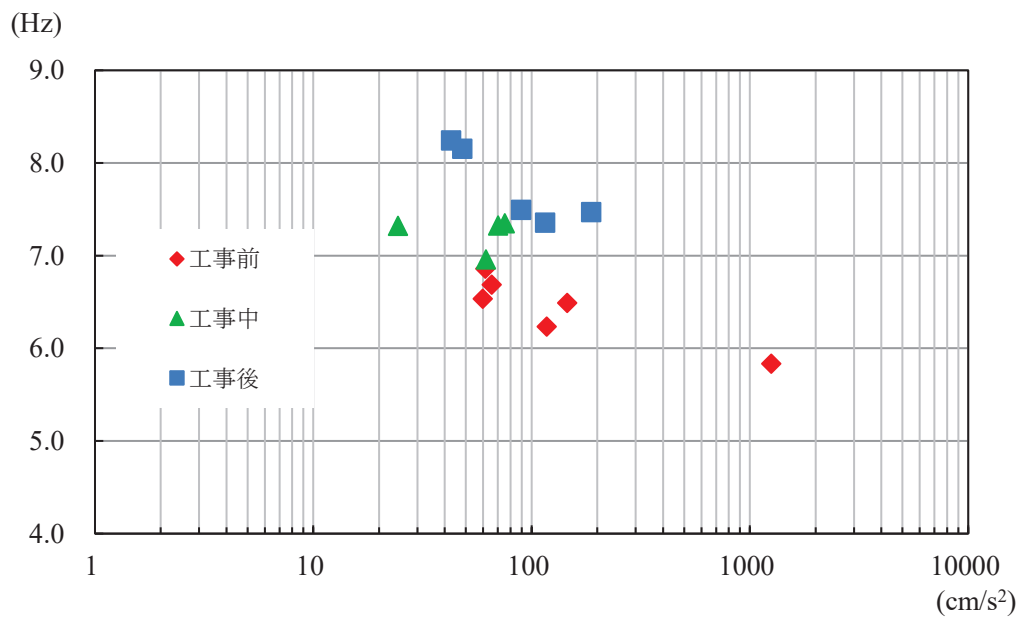


図 5-7 15 地震の屋上階の最大加速度と固有振動数の関係

図 5-8 に耐震補強工事前後の地震応答解析モデルの地震計位置に対応する質点の応答波形の伝達関数を示す。

地震応答解析モデルの地上 3 階に対する屋上階の伝達関数の 1 次ピーク振動数の変化は観測記録の固有振動数の変化と概ね整合している。

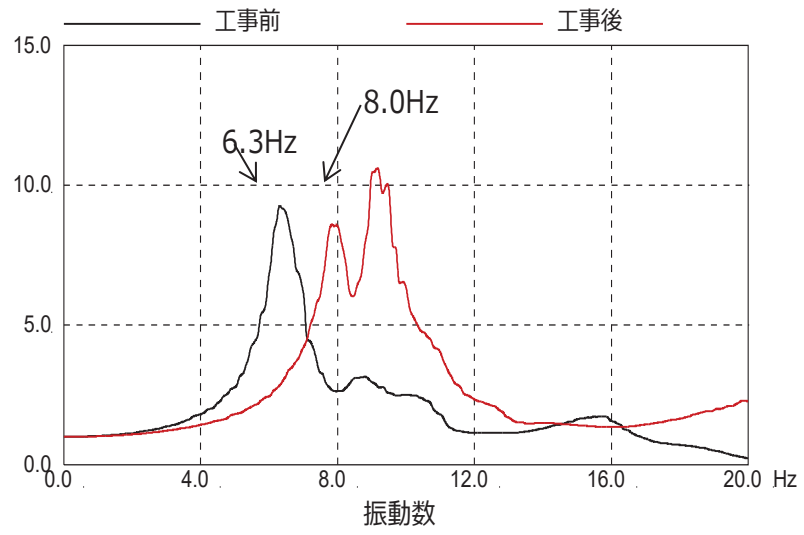


図 5-8 地震応答解析モデルの伝達関数 (屋上階/地上 3 階)

5.5 まとめ

工事の有効性を確認するために、工事前、工事中、工事後の地震観測記録を用いて、躯体の剛性がどのように変化したかについて確認を行った。

固有振動数は工事前→工事中→工事後の順に大きく（剛に）なっており、補強の有効性が確認出来た。

地震応答解析モデルの地上3階に対する屋上階の伝達関数の1次ピーク振動数の変化は観測記録の固有振動数の変化と概ね整合していることを確認した。

6. 耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの設定

6.1 モデル化の概要

耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの作成方法の概要を以下に示す。

作成した原子炉建屋の地震応答解析モデル（以下「工認モデル」という。）を図 6-3 及び図 6-4 に示す。

(1) 質点重量

質点重量は 3.11 地震のシミュレーションモデル（以下「シミュレーションモデル」という。）に対して、機器重量等の精査に基づく質点重量の見直しを行ったモデルをベースとし、追設耐震壁，追設ブレース，追設梁等の重量を対応する質点重量に加算する。鉄骨重量は部材断面積に部材長を乗じて算定した部材の体積に鋼材の比重（ 7.85t/m^3 ）を乗じた値に，接合部部材重量の割増を考慮して 1.3 を乗じた値とする。これは，追設ブレースの接合部のガセットプレート等の寸法が，一般的な鉄骨構造より大きくなったことに配慮したものである。ブレース材の部材長さは交点間距離として算定する。

追設 SRC 梁の重量は SRC 梁の体積に比重 25kN/m^3 を乗じて算定する。また，追設 S 梁と既設耐震壁の間のグラウト材の重量は，グラウト材に埋め込まれるスタッドが多いことから，体積に鉄筋コンクリートと同様の比重 24kN/m^3 を乗じて算定する。

なお，NS 方向 IW-C 通りと IW-J 通りについては，追設ブレースの設置に伴い一部の既設鉄骨部材の撤去を行うが，これらの部材の重量の影響は軽微であるため無視する。

(2) 回転慣性重量

水平方向モデルの回転慣性重量は，シミュレーションモデルの回転慣性重量にシミュレーションモデルと工認モデルの質点重量比を乗じた値とする。

(3) 追設耐震壁の剛性評価

水平方向モデルの追設耐震壁の剛性は，設計基準強度を用い，J E A G 式に基づきスケルトンカーブを算定する。

スケルトンカーブの算定における曲げモーメント M は既設耐震壁と追設耐震壁の断面 2 次モーメントの比，せん断力 Q は既設耐震壁と追設耐震壁のせん断断面積の比，軸力 N は追設耐震壁の自重の $1/2$ として算定する。

追設耐震壁の断面 2 次モーメントは既設耐震壁の中立軸に対する断面 2 次モーメントを用いる。追設耐震壁のせん断断面積及び断面 2 次モーメントの算定には，耐震壁の両端の柱型の柱芯間の面積を考慮する。

なお、追設耐震壁の設計ではSRC規準によるせん断終局強度式を用いているため、追設耐震壁のせん断スケルトンカーブの終局せん断耐力はSRC規準式の値にする。

鉛直方向モデルの軸剛性は追設耐震壁のせん断断面積として評価した面積を軸断面積に加算する。

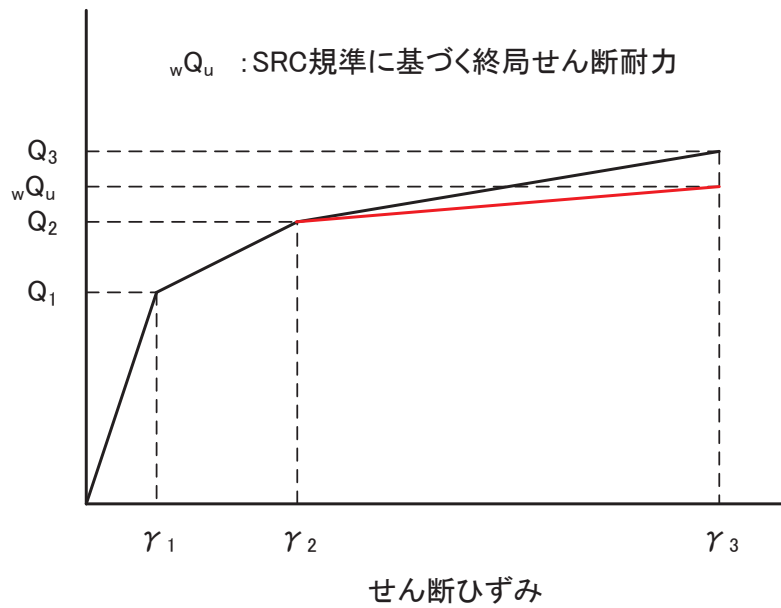


図 6-1 追設耐震壁のせん断スケルトンカーブの設定

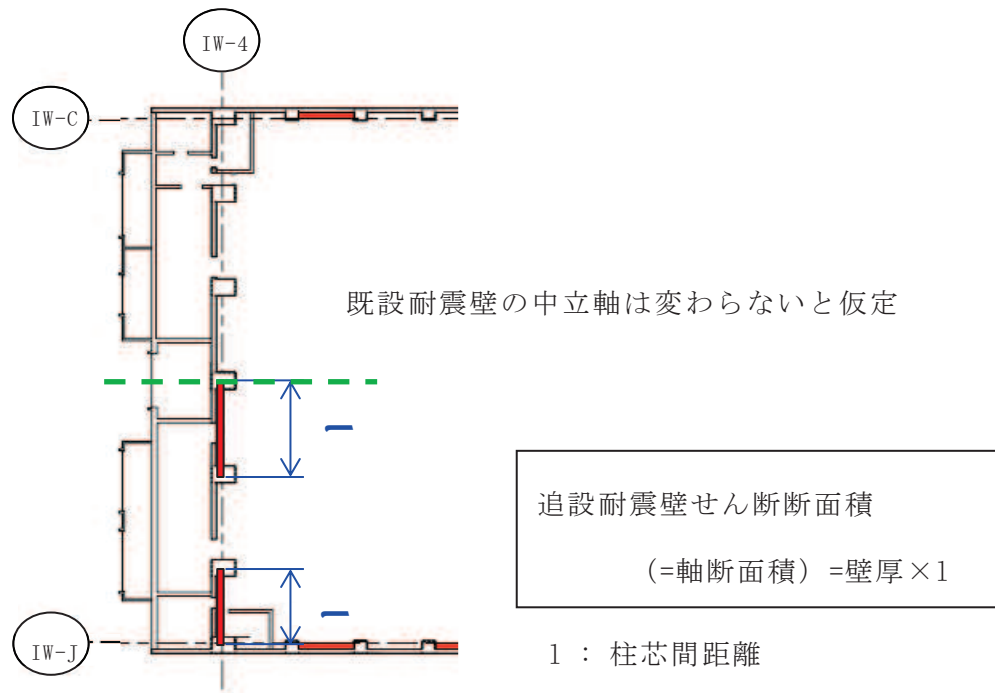


図 6-2 工認モデルにおける追設耐震壁のせん断剛性評価範囲 (IW-4 通り)

(4) 追設ブレースの剛性評価

水平方向モデルの追設ブレースのせん断剛性は等価なせん断剛性に置換する。補強目標のせん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度の変形では弾性範囲の応答と考えられるため、弾性部材としてモデル化し、引張・圧縮ともに剛性を考慮する。

曲げ剛性は、ブレースを取り付ける既設の鉄骨柱の軸断面積と耐震壁の中立軸から鉄骨柱までの距離の二乗の積の和を断面二次モーメントとする。

追設ブレース部の部材剛性は以下の値を用いる。

$$E : 2.05 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

$$G : 7.90 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

鉛直方向モデルについては、追設ブレースの剛性は無視する。なお、既往の鉛直方向モデルの軸剛性には、ブレースを設置する部分の鉄骨柱の軸剛性は RC 換算の剛性として評価されている。

(5) 底面地盤ばねの評価

検討対象とした解析モデルの固有値解析結果に基づき、ED法により係数を個別に算定する。

(6) 減衰の評価

RC部分は5%、鉄骨ブレース部分は2%のひずみエネルギー比例型減衰とする。

(7) 追設耐震壁の境界条件

水平方向モデルの追設耐震壁は既設耐震壁と並列な曲げせん断要素としてモデル化し、上下端の節点自由度は既設の耐震壁と共有する。

(8) 浮上り限界転倒モーメント

補強部材の重量を考慮した建屋総重量を用いて浮上り限界転倒モーメントを算定する。

F_c	32.4	N/mm ²
	33	N/mm ² (追設耐震壁)
E_c	19860	N/mm ²
	7940	N/mm ² (燃料取替床上部)
	25200	N/mm ² (追設耐震壁)
G_c	8530	N/mm ²
	3410	N/mm ² (燃料取替床上部)
	10500	N/mm ² (追設耐震壁)
E_s	205900	N/mm ² (追設ブレース)
G_s	79400	N/mm ² (追設ブレース)

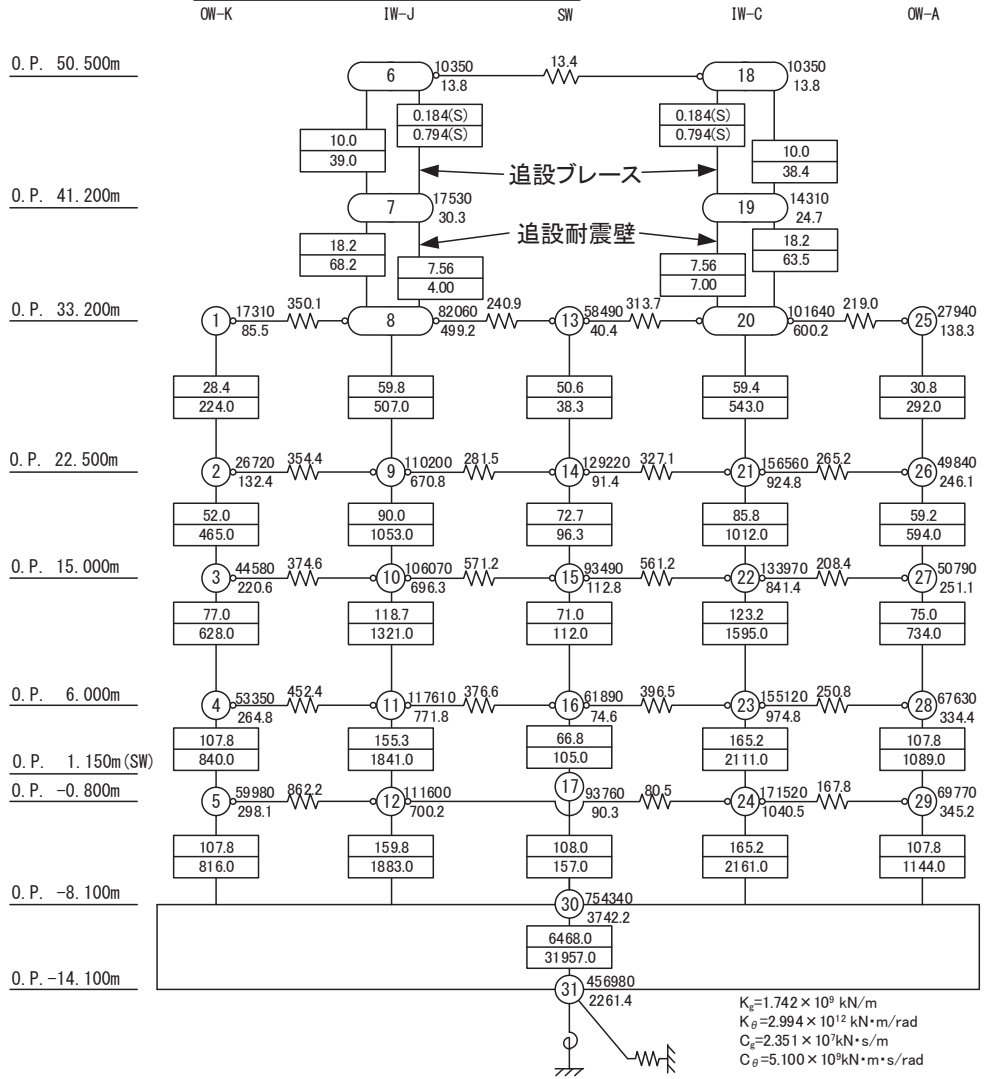
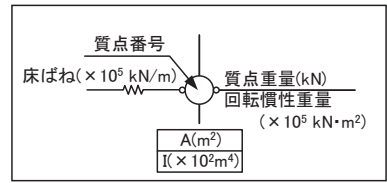


図 6-3 原子炉建屋 工認モデル NS 方向

Fc=	32.4	N/mm ²
	33	N/mm ² (追設耐震壁)
Ec=	21180	N/mm ²
	13240	N/mm ² (燃料取替床上部)
	25200	N/mm ² (追設耐震壁)
Gc=	9100	N/mm ²
	5690	N/mm ² (燃料取替床上部)
	10500	N/mm ² (追設耐震壁)

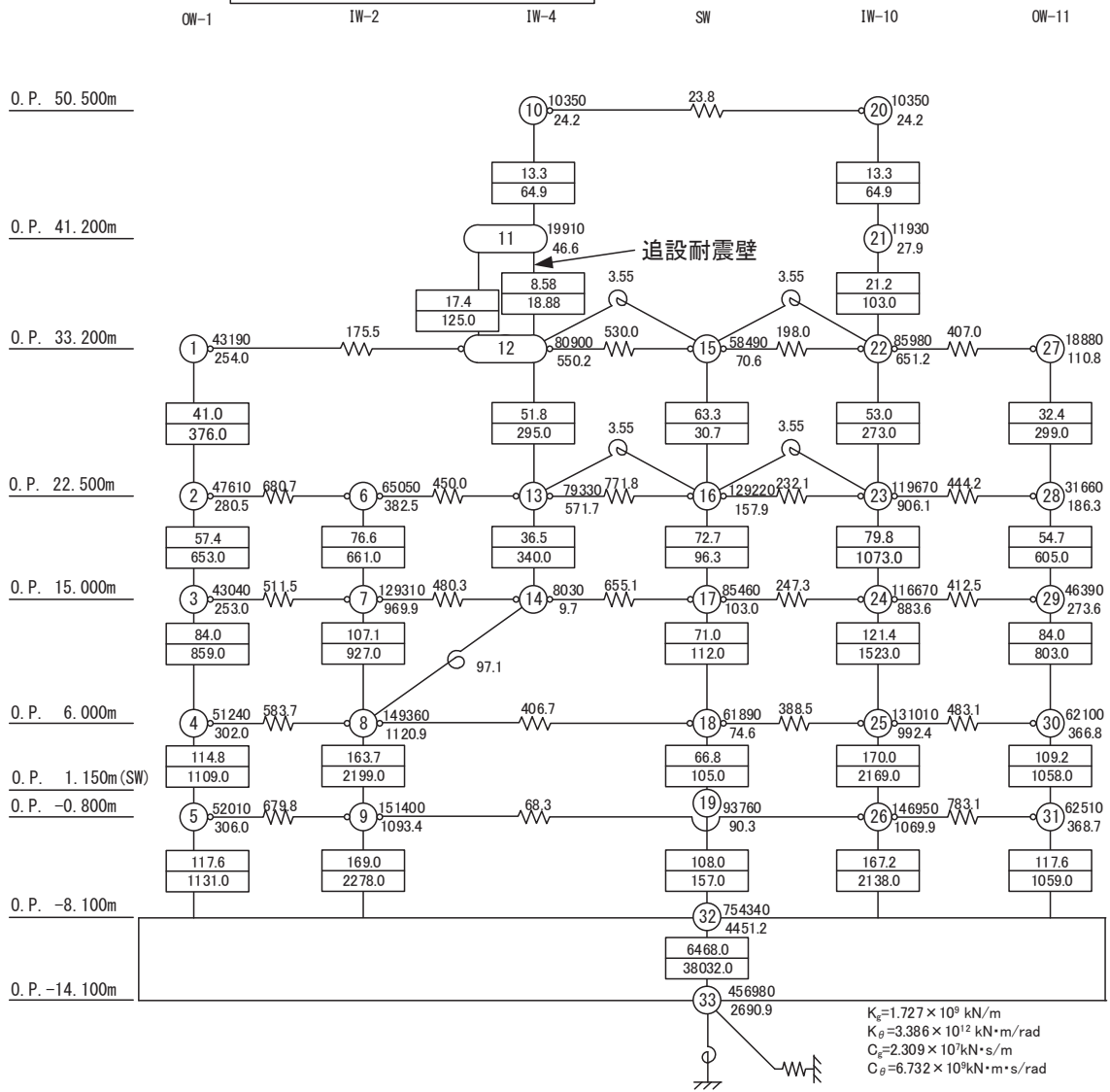
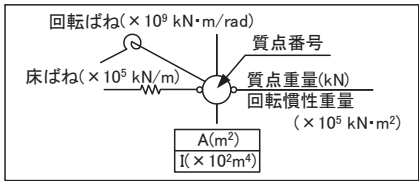


図 6-4 原子炉建屋 工認モデル EW 方向

6.2 シミュレーションモデルとの固有値の比較

工認モデルとシミュレーションモデルのNS方向の固有値を比較して表6-1に示す。工認モデルのNS方向の1次周期については、シミュレーションモデルからわずかに小さくなる程度であるが、刺激係数が小さくなる。工認モデルは、地上3階より上部の剛性が高くなったことにより、NS方向の2次周期はシミュレーションモデルより短くなる。

表 6-1 地震応答解析モデル固有周期 (NS 方向)

NS 方向	シミュレーション モデル	工認モデル
1 次周期 (刺激係数)	0.240 (2.756)	0.237 (2.203)
2 次周期 (刺激係数)	0.150 (2.652)	0.123 (2.718)

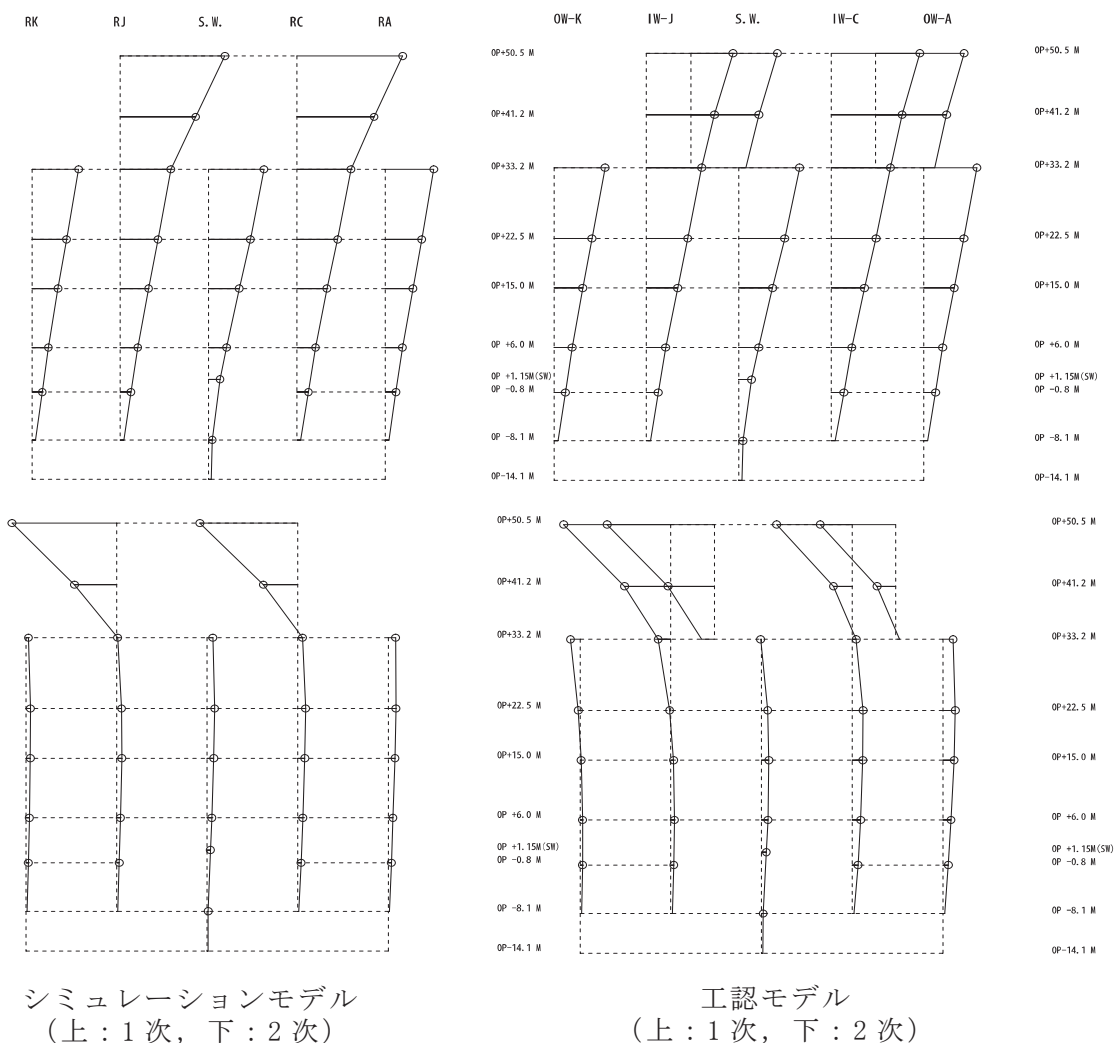


図 6-5 固有振動モード (NS 方向)

EW 方向の 1 次周期及び 2 次周期を表 6-2 に示す。1 次周期及び 2 次周期については、耐震補強による変化はほとんどない。工認モデルの EW 方向の刺激係数は 1 次、2 次ともに小さくなる。

表 6-2 地震応答解析モデル固有周期 (EW 方向)

EW 方向	シミュレーションモデル	工認モデル
1 次周期 (刺激係数)	0.230 (2.312)	0.230 (2.179)
2 次周期 (刺激係数)	0.127 (2.350)	0.125 (1.925)

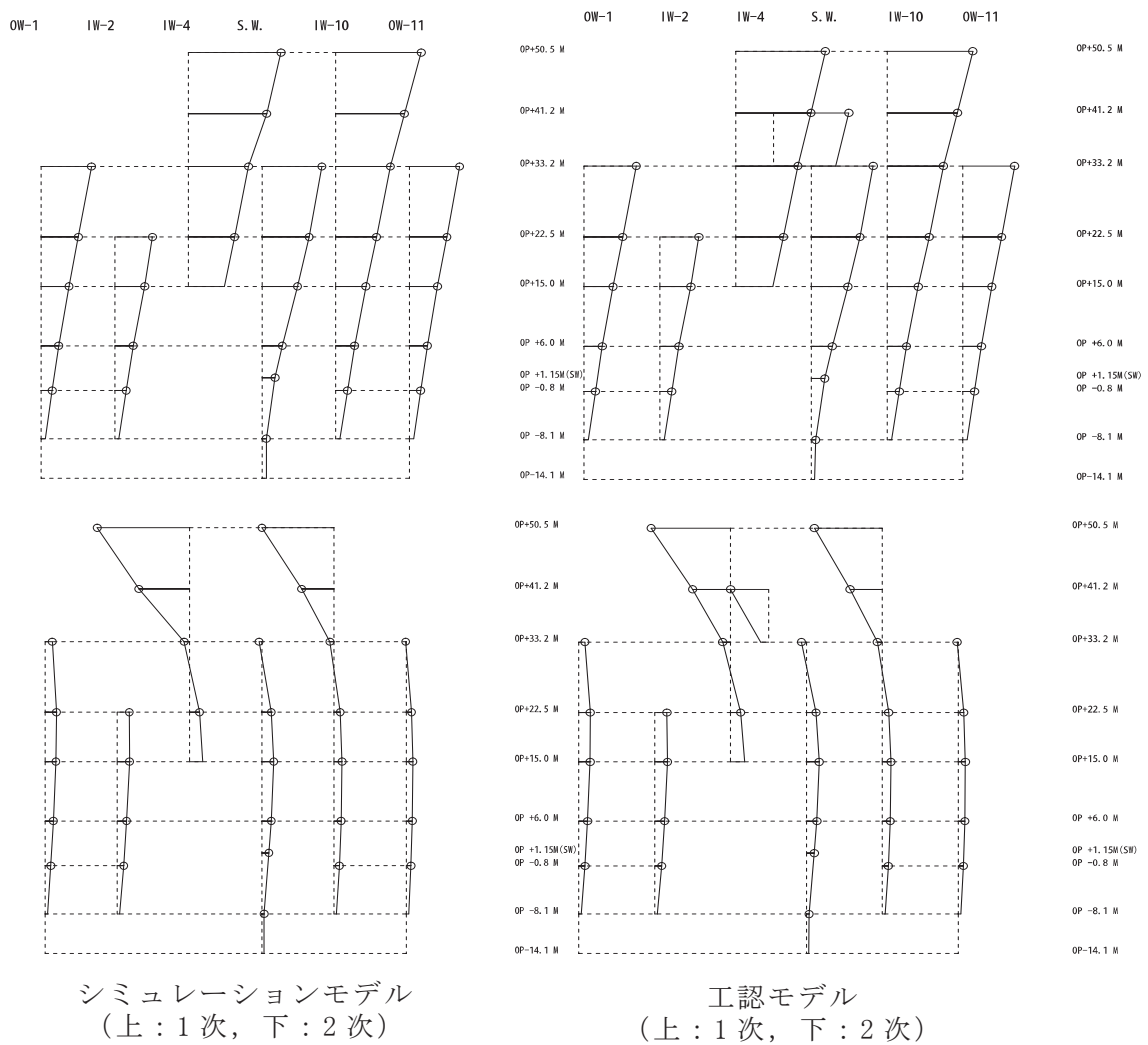


図 6-6 固有振動モード (EW 方向)