

# I 埋設されたせん断壁を有するボックスラーメン構造の地震時挙動に関する小型振動台実験

## 1. はじめに

原子力発電所における屋外重要土木構造物は構造形式により、ボックス、マス、板状などに分類できる。このうち、ボックスは線状構造物と箱型構造物に分けられる。線状構造物の代表例は取水路、海水管ダクトなどである。一方、箱型構造物の典型例はスクリーン室、ポンプ室などで構成される取水ピットである。取水ピットは横断方向ならびに奥行き方向に鉄筋コンクリート壁で仕切られた三次元的なボックスラーメン構造となっている。

このような三次元的な構造であっても、耐震設計実務の場面では、横断面を二次元ラーメン構造でモデル化するケースが多い。この場合には、奥行き方向の剛性の変化は、普通は無視される。例えば、検討断面の奥行き方向に鉄筋コンクリート壁(せん断壁)が存在する場合でも、その剛性を側壁や頂版の剛性に分配することはしない。このことは、暗黙のうちに構造物横断面方向の断面変形よりもせん断壁の終局が先行することを仮定している。また、壁と側壁の接合部の健全性が保たれていることを前提としている。したがって、三次元ボックスラーメン構造を二次元ボックスラーメン構造にモデル化して耐震計算することの妥当性について、実験データ等による裏付けをとっておくことが求められる。

このような観点から、本編は、断面の奥行き方向にせん断壁が存在する鉄筋コンクリート製地中三次元ボックスラーメン構造の地震時の塑性変形挙動を振動台実験結果より解明するとともに、せん断壁のない二次元ボックスラーメン構造の振動台実験結果と比較することにより、三次元ボックスラーメン構造を二次元ボックスラーメン構造にモデル化して耐震性能照査することの妥当性を示すことを目的とする。さらに、静的載荷実験を実施することにより、同一構造物の最大耐力および最終的な破壊形態を把握することを目的としている。

従来、地中構造物の耐震性に関する研究は横断面挙動を対象とした例<sup>1),2)</sup>が圧倒的に多く、三次元ボックスラーメン構造を対象とした研究例は極めて少ない。大嶋ら<sup>3)</sup>は、砂地盤中に三次元地中構造物模型を設置した振動実験を行い、地盤のダイレタンシー特性に起因する上下方向振動による動土圧が地中構造物全周に作用することを明らかにしている。この検討は、地盤-構造物連成振動実験であるものの、構造物はアクリルによる弾性材料を用いた相似モデルとなっているため、鉄筋コンクリート材料の塑性変形挙動について言及できていない。

実際の地中構造物の耐震計算に三次元解析を適用した例がいくつか見られる。松田ら<sup>4)</sup>は、1995年兵庫県南部地震で被災した神戸市営地下鉄の駅舎の被害原因究明を目的として、二次元等価線形解析で得られた地震荷重を外力とした三次元静的非線形解析を行っている。安田ら<sup>5)</sup>は、女川原子力発電所3号機の海水ポンプ室の耐震設計にあたって、地震荷重算定のために三次元地盤-構造物連成系の等価線形解析を行い、そこから得られた地震荷重を三次元静的解析に適用して部材断面力を求めている。これらの検討例は三次元解析に基づいているとはいえ、どちらかといえば、本来の地震時三次元挙動を分離して、あるいは準動的に取扱っているに過ぎない。このように、地盤との連成、しかも三次元鉄筋コンクリート製ボックスラーメン構造の塑性変形挙動は、実験面あるいは解析面でほとんど明らかにされていない。

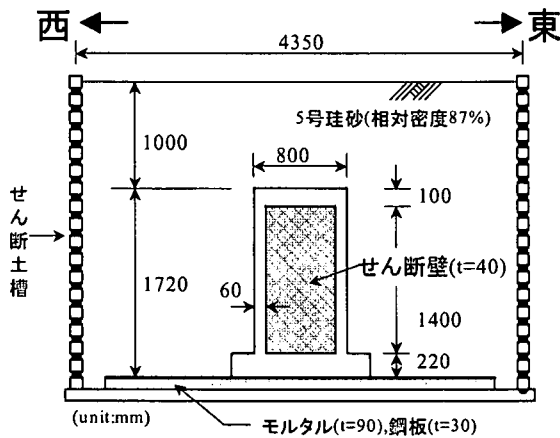


図2.1-1 実験概要 (三次元モデル)

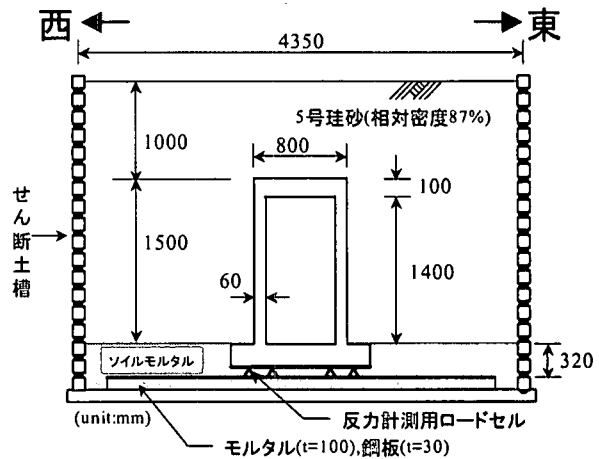


図2.1-2 実験概要 (二次元モデル)

## 2. 振動台実験

### 2.1 実験の方法

#### (1) 試験体の概要

実験に用いる試験体は、図 2.1-1、図 2.1-2 に示すような鉄筋コンクリート製ボックスラーメン構造であり、これを基本横断面にして、中央部分にせん断壁を有する試験体(以下、三次元モデルという)と、せん断壁をもたない試験体(以下、二次元モデルという)の 2 シリーズについての振動台実験を実施した。

鉄筋コンクリート製地中ボックスラーメン構造の塑性変形挙動を解明するためには、当然のことながら実験に供する試験体を降伏させることが必須条件である。したがって、模型地盤内にあつて最も変形しやすいプロポーシオンとなるよう、かつ鉄筋コンクリート構造としてできる限り部材寸法を薄くするように試験体を設計した。

二次元モデル、三次元モデル、ともに、塑性変形に直接影響する試験体横断面について、その側壁、頂版の寸法諸元は、次のような手順に基づいて、側壁 6cm、頂版 10cm、内空高さ 140cm などと決定した。

- 1) 振動台加振時に試験体の存在が周辺地盤を拘束しないように、試験体の幅をせん断土槽幅の 1/5 程度として 80cm とする。
- 2) D6 鉄筋を複鉄筋、鉄筋比約 0.5% の条件を満足する壁厚の最小値として 6cm を確保する。
- 3) 試験体の変形しやすいようなスレンダー構造とするため、試験体高さとして 160cm とする。
- 4) 側壁の曲げ変形が卓越するように、側壁より頂版を厚くして 10cm とする。

なお、このように設計された側壁のせん断耐力を検討した結果、せん断補強鉄筋を設けなくてもせん断破壊が先行しないことを確認した。

三次元モデルのせん断壁については、設計条件を考慮せず、D4 鉄筋を単鉄筋、鉄筋比約 0.5% の条件を満足する最小厚さとして 4cm と決定した。

二次元モデルは、せん断土槽中で平面ひずみ状態となるように配置した。せん断土槽奥行き寸法(2.85m)を 3 等分して、中央部を本試験体(奥行き 1m)、両側をダミー試験体(奥行き 0.9m)とした。

三次元モデルは、ダミー試験体を用いずに奥行き方向に関しては、一体化して長さ 2.6m とし、せん断土槽の奥行き方向を占有させた。このことにより、奥行き方向は地盤と接触させず、二次元モデルと同一条件と

表2.1-1 試験体の断面諸元

			三次元モデル	二次元モデル
側壁 (複鉄筋)	断面厚さ	mm	60	60
	鉄筋芯かぶり	mm	10	10
	鉄筋量 (鉄筋比)	mm	D6@125	D6@125
		cm <sup>2</sup>	6.65	6.65
		%	<b>0.51</b>	<b>0.51</b>
頂版 (複鉄筋)	断面厚さ	mm	100	100
	鉄筋芯かぶり	mm	15	15
	鉄筋量 (鉄筋比)	mm	D6@62.5	D6@62.5
		cm <sup>2</sup>	12.67	12.67
		%	<b>0.57</b>	<b>0.57</b>
せん断壁 (2方向・単鉄筋)	断面厚さ	mm	40	—
	鉄筋芯かぶり	mm	20	—
	鉄筋量 (水平方向) (鉛直方向) (鉄筋比)	mm	D4@62.5	—
		cm <sup>2</sup>	2.77	—
		cm <sup>2</sup>	1.26	—
%	<b>0.50</b>	—		
底板 (複鉄筋)	断面厚さ	mm	200	200
	鉄筋芯かぶり	mm	30	30
	鉄筋量 (鉄筋比)	mm	D10@62.5	D10@62.5
		cm <sup>2</sup>	28.53	28.53
		%	<b>0.65</b>	<b>0.65</b>

表2.1-2 鉄筋の強度

		ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (×10 <sup>-6</sup> )
三次元モデル	D 6 鉄筋	217	401	1846
	D 4 鉄筋	198	414	2100
二次元モデル	D 6 鉄筋	201	371	1927

表2.1-3 コンクリートの強度

	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材令 (day)
三次元モデル	28.6	35.7	3.21	22
二次元モデル	25.9	35.4	3.09	28

した。せん断壁は試験体中央にあり、奥行き方向は両面とも開口状態とした。

試験体底面の境界条件を明確にするために、底面完全固定条件とした。せん断土槽底部にモルタルで不陸を整えた上に振動台とボルトで固定した鋼板を設置し、ここに試験体を固定した。

試験体の鉄筋に関する断面諸元を表 2.1-1 に、また、鉄筋とコンクリートの力学試験結果を表 2.1-2、表 2.1-3 に示す。

(2)せん断土槽

実験に用いたせん断土槽は、H型鋼(250mm×250mm)をベースとして、角形鋼管(幅 150mm×高さ 100mm×厚さ 4.5mm)製フレーム 19 段および、高さ 704mm の上部嵩上げ部により構成されている。各フレーム間にスライドベアリングを設置し、外側にステンレス板をボルト締めした板バネ構造となっている。

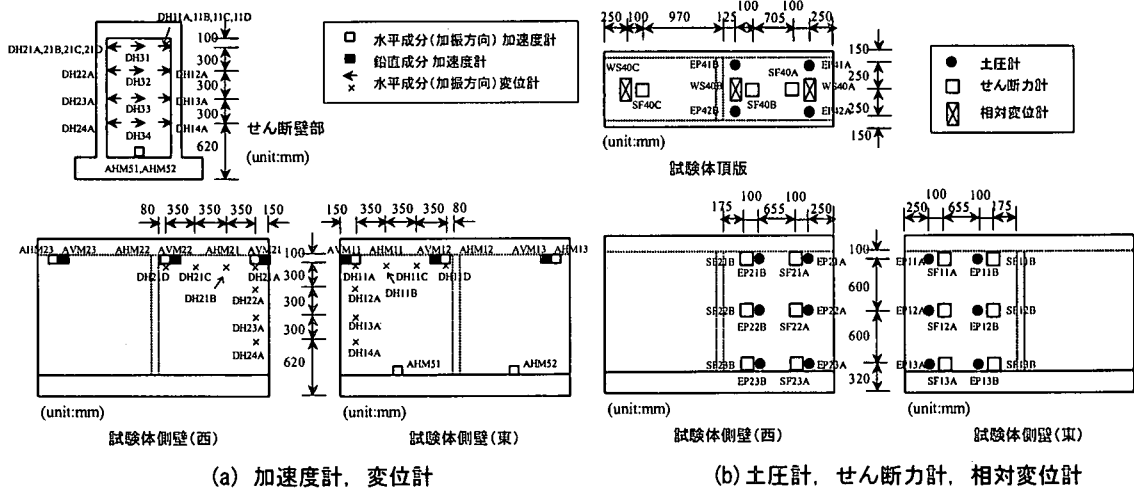


図2.1-3 三次元モデルにおける試験体の計測器配置

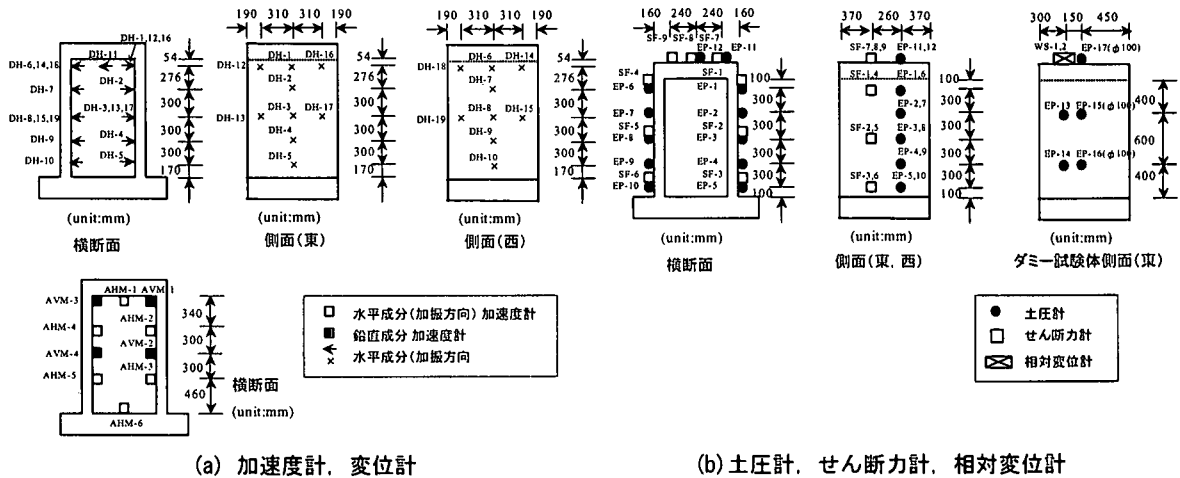


図2.1-4 二次元モデルにおける試験体の計測器配置

(3) 模型地盤

地盤材料には、栃木県産の5号珪砂(真比重2.668, 最小間隙比0.683, 最大間隙比1.091)を乾燥状態で用いた。模型地盤は、25cm毎に締固めて作成した。地盤厚さは、三次元モデルは2.72m, 二次元モデルは2.50mである。両者における試験体固定方法の違いにより厚さが異なるものの、モデルの土かぶり厚さを1.00mとして条件を統一した。

地盤締固めの管理方法は、事前に小型土槽を用いて行った予備試験結果に基づき、効率的に相対密度を80%以上確保できる方法とした。プレートコンパクタを用い、転圧後層厚が25cmとなるように2回以上転圧を行うこととした。

(4) 計測方法

振動台加振時の計測は、動ひずみアンプにより動的変動分を増幅させてパソコンで収録した。計測点総数は三次元モデル224点, 二次元モデル245点である。試験体に関する計測器の配置を三次元モデルと二次元モデルに対してそれぞれ、図2.1-3ならびに図2.1-4に示す。三次元モデルでは、せん断土槽側壁の変位を

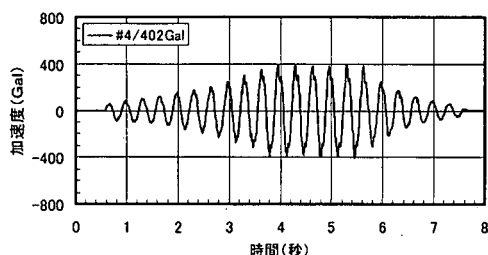


図2.1-5 振動台加速度波形（三次元モデル；  
最大加速度振幅が402Galの例）

表2.1-4 加振ケース一覧表（数値は最大加速度片振幅）

加振ケースNo.	三次元モデル	二次元モデル
1	53 Gal	45 Gal
2	126 Gal	72 Gal
3	245 Gal	97 Gal
4	402 Gal	142 Gal
5	854 Gal	216 Gal
6	837 Gal	235 Gal
7	1301 Gal	366 Gal
8	885 Gal	371 Gal
9	-	703 Gal

地盤変位として扱うが、二次元モデルでは地盤中に設置した加速度計記録を数値積分したものを地盤変位として扱うこととした。

試験体の塑性変形を評価するのに最も重要な計測項目のひとつである試験体層間変位は、三次元モデルでは左右の側壁開口部およびせん断壁の加振方向変位を、二次元モデルでは左右の側壁の加振方向変位をそれぞれ計測した。計測にあたっては、試験体底版に固定した高剛性の鉄製フレームに変位計を設置し、底版からの相対変位を計測した。なお、三次元モデルでは奥行き方向の側壁変位分布を把握するために、開口部と壁の間にも計測点を設けた。

試験体に作用する荷重の分布を把握するために、頂版と側壁に土圧計とせん断力計を設置した。また、二次元モデルでは、変位計と同様に奥行き方向の荷重の分布を把握するために、開口部側とせん断壁側にそれぞれ計測点を設けた。

#### (5)加振方法

本実験には、(財)電力中央研究所所有の大型振動台(台寸法 6.5m×6.0m, 最大積載質量 120t, 最大加速度 1G, 最大速度 32cm/s, 最大変位±50mm)を使用した。

振動台加振に用いる入力加速度波形は、振動数 3Hz の正弦波とした。特定の周波数でパワーを持つ入力波を繰り返し与え、模型地盤を共振状態に近づけることが、試験体の断面降伏を確実にするのに効果的と判断した。三次元モデルの加振ケースの例として、振動台上で計測された最大加速度値 402Gal の場合の時刻歴波形を図 2.1-5 に示す。三次元モデルおよび二次元モデルの加振ケースを表 2.1-4 に示す。

また、地盤の動特性を把握するための常時微動測定を加振前後に実施した。

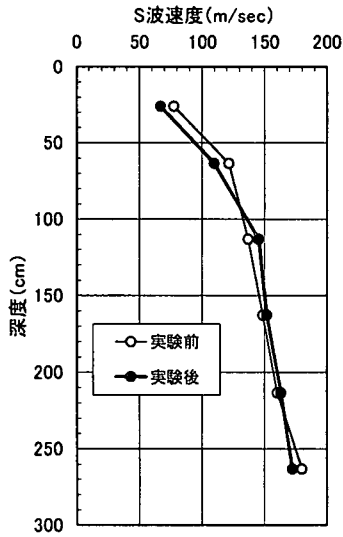


図2.2-1 実験前後の地盤のS波速度の変化

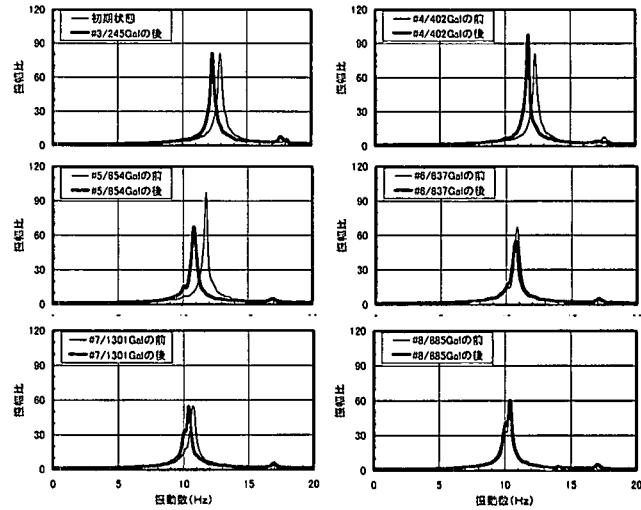


図2.2-2 各加振ごとの地盤の卓越振動数の変化

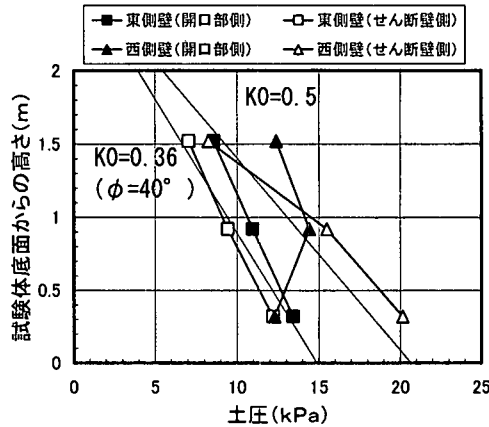


図2.2-3 試験体側壁に作用する静止土圧分布

## 2.2 実験結果とその考察

### (1) 初期状態の地盤特性

以下に示す初期状態の地盤特性は三次元モデルを対象としたものである。相対密度については、約 25cm 毎の地盤厚さの砂投入量とその体積から求めた。その結果、全体の平均値は 86% となった。

図 2.2-1 は実験前後における地盤の S 波速度分布の変化を、図 2.2-2 は各加振前後に実施した常時微動測定に基づく振動台と地表面間の伝達関数の変化をそれぞれ示している。地盤の S 波速度はベンダーエレメント<sup>6)</sup>を用いて測定した。試験体の土かぶり部の範囲(1m 以浅)で 10~14% のせん断波速度の低下が認められるが、それより深い部分で変化は小さい。また、地盤の卓越振動数は 837Gal, 885Gal 加振の場合を除いて、各加振の前後において少しずつ低下している。このことは、大ひずみを伴う処女履歴载荷を受けると、その後の微小ひずみレベルにおける S 波速度が低下し、地盤の卓越振動数が低下するものの、過去に経験した同等

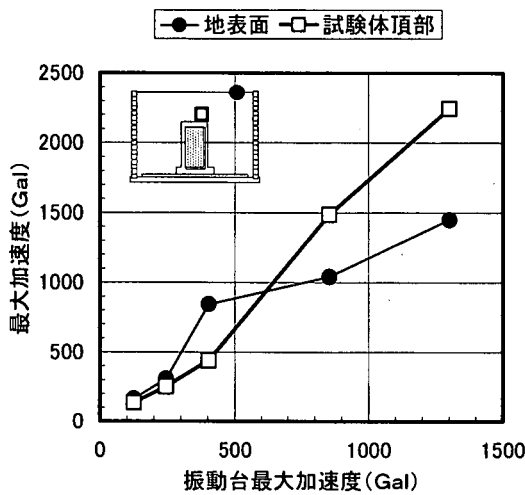


図2.2-4 振動台最大加速度と試験体頂部および地表面の最大加速度の関係

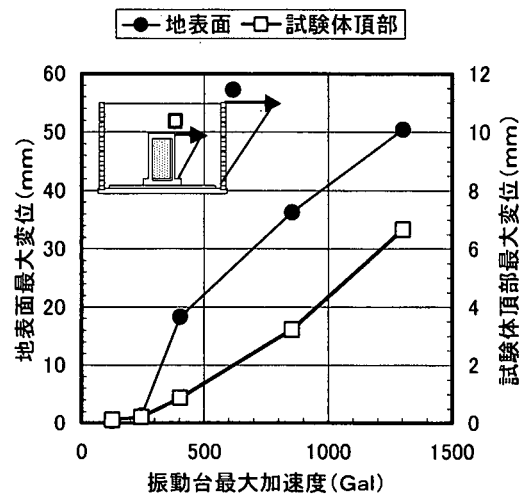


図2.2-5 振動台最大加速度と試験体頂部および地表面の最大変位の関係

以下の加振レベルで再加振しても地盤の卓越振動数の低下はないということを示している。このような現象はよく締まった乾燥砂地盤で、1)珪砂のような角張った砂粒子における粒子角の摩耗、2)砂粒子間の噛み合わせがくずれること、などの影響により、微小ひずみレベルでの地盤剛性が低下したために発生したと考えられる。なお、854Gal、837Gal、885Galの各ケースの地表面最大変位は36mm~37mmでほぼ一致することを確認している。したがって、ここで示したような初期状態での地盤剛性の低下は、大ひずみ領域での地盤の最大応答には大きな影響を与えていないといえる。

図2.2-3は地盤完成時(第11層)の静止土圧を側壁の高さ方向にプロットしたものである。東側壁のデータは、静止土圧係数 $K_0$ を0.5とした場合と0.36(よく締まった砂地盤の代表値として $\phi=40^\circ$ を仮定)とした場合の範囲に含まれている。一方、西側壁のデータは、せん断壁側の測線ではせん断土槽底面に近い試験体固定部でやや大きく、開口部側の測線では小さくなっており、ばらつきが認められた。

(2)地盤ならびに試験体の基本的な応答特性

図2.2-4は、三次元モデルの場合について、振動台最大加速度と試験体頂部(せん断壁位置における)および地表面の最大加速度の関係を示したものである。同様に、最大変位との関係を示したものが図2.2-5である。振動台最大加速度が400Galを超えると、最大加速度、最大変位ともに地表面の応答に非線形性が強く現れる。試験体頂部の最大変位も400Galを超えると、やや増加傾向にあり、地盤と比較して応答の非線形性は弱い。試験体の損傷が徐々に進展して剛性が低下する影響が現れている。

三次元モデルの主な応答波形を二次元モデルの結果と比較したものが、図2.2-6である。二次元モデルでは、振動台最大加速度が366Galの場合に、試験体側壁の鉄筋が降伏して顕著な塑性変形を呈した。これを踏まえて、三次元モデルにおいて同程度の402Gal加振の場合と比較した。試験体の層間変位は、二次元モデルと比較して非常に小さい。試験体頂版上面と地盤の相対変位はどちらも生じているものの、三次元モデルでは、片振幅約4mmと試験体の層間変位よりも大きい。側壁隅角部の鉄筋ひずみ(開口部におけるもの)は、二次元モデルでは降伏しており、三次元モデルではまだ弾性範囲である。試験体の層間変位が小さい割に下部隅角部の鉄筋ひずみは、振幅最大値は約 $1000 \times 10^{-6}$ と比較的大きい。後述するように、三次元モデルの場合、側壁に作用する土圧が層間変位を生じさせる支配荷重となっている。このような荷重作用が側壁の局部的な

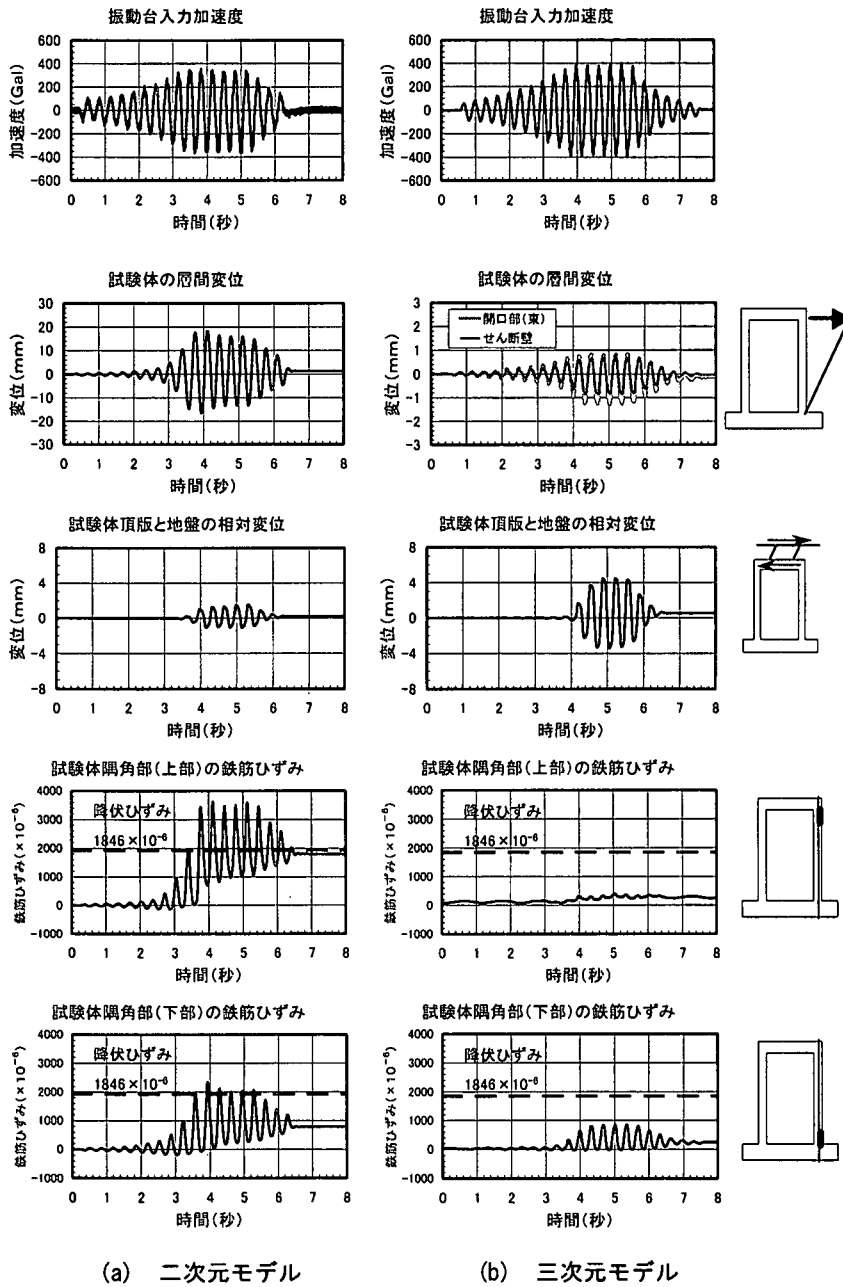


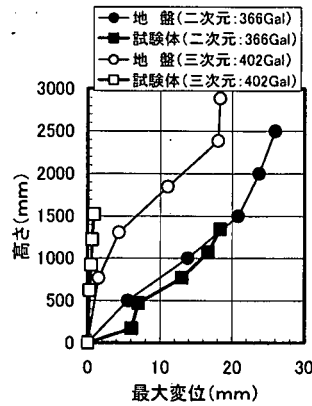
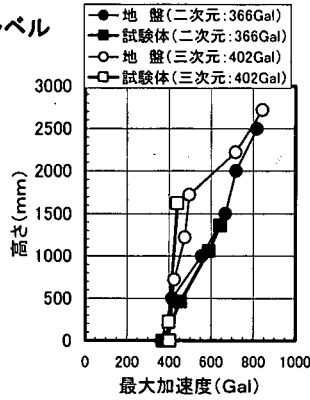
図2.2-6 主な応答に関する三次元モデルと二次元モデルの比較

断面力に大きな影響を与えることを意味している。

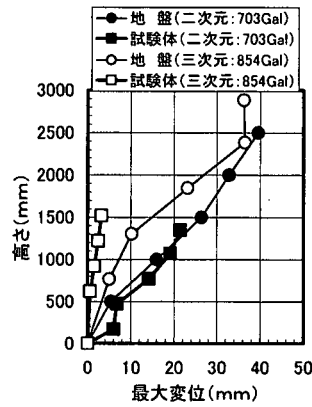
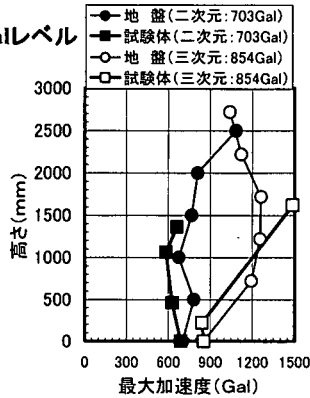
図 2.2-7 は、三次元モデルと二次元モデルそれぞれ同程度の振動台加速度の加振ケース結果について、最大加速度ならびに最大変位分布を重ねてプロットしたものである。最大加速度、最大変位ともに、三次元モデルと二次元モデルとでは分布形状は異なっている。その違いは、試験体埋設位置付近の地盤で特に顕著である。ただし、地表面の最大加速度は、両者で同程度の値を示している。三次元モデルでは、試験体の剛性が周辺地盤のそれよりも高いために土槽内地盤の変形が拘束されており、試験体周辺の地盤にその影響が顕著に現れたと考えられる。



400Galレベル



800Galレベル



(a) 最大加速度分布

(b) 最大変位分布

図2.2-7 最大加速度および最大変位の分布に関する三次元モデルと二次元モデルの比較

(3) 試験体の塑性変形の特徴

試験体の層間変位と地盤変位の関係を定量的に検討するために、三次元モデルについて、層間変形角と平均地盤ひずみの関係を調べた。245Gal以上の加振ケースについて、その結果を図2.2-8に示す。ここで、層間変形角は、層間変位(せん断壁の最上部の水平変位)を試験体底版表面から計測位置までの高さ(1300mm)で割ったもの、一方、平均地盤ひずみは、試験体高さに近い地盤変位計測点(DHF13)の変位をその高さ(1846mm)で割ったもの、である。全ての加振ケースにおいて、層間変形角が平均地盤ひずみよりかなり小さい。

854Gal加振以降のケースにおいて、履歴ループがバイ・リニア型を示しているのが特徴的である。すなわち、層間変形角が0.2%程度となると剛性が著しく上昇している。後述するように、854Gal加振においては、せん断壁の水平方向鉄筋が降伏しているため、明らかにせん断ひび割れが生じている。このような条件下で面内せん断を受ける場合、層間変形角以上にせん断壁がせん断変形しようとする時、せん断ひび割れ面の凹凸同士の噛み合わせが生ずる。この時の層間変形角が本実験の場合、約0.2~0.3%である。つまり、一度生じたひび割れが閉じることにより剛性が急増する。一方、折り返しのせん断を受けると噛み合っていたひび割れが一度開くので、地盤変形にも追随する程度まで剛性は低下する。しかし、逆方向の载荷により、層間変形角が0.2%程度に達すると、再び噛み合わせにより剛性が著しく増加する。

これらのうち、先に示した二次元モデルの366Gal加振における試験体頂版位置での平均地盤ひずみが同程度である三次元モデルの854Gal加振のケースを比較した結果を図2.2-9に示す。最大平均地盤ひずみが約

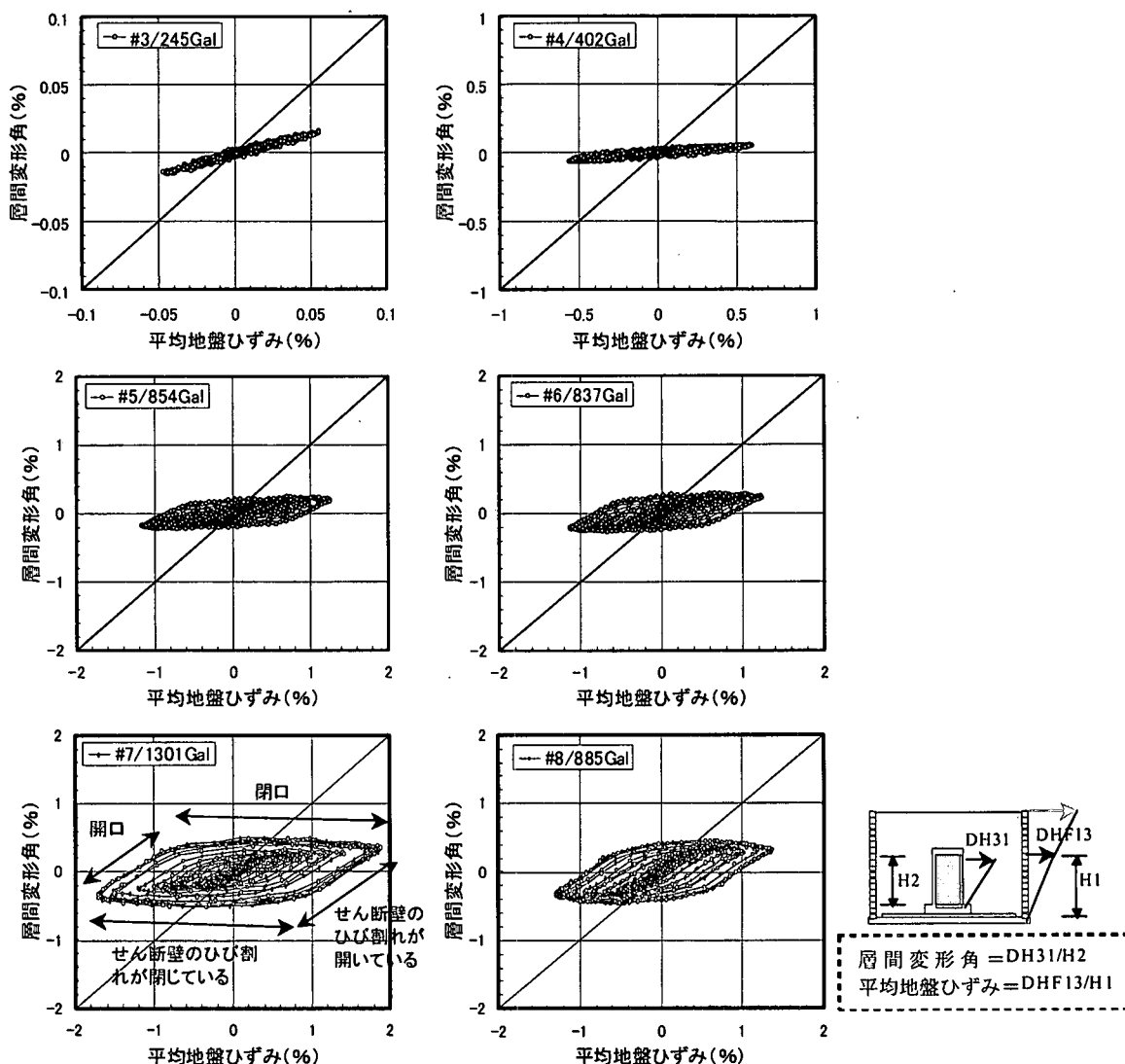


図2.2-8 各加振ケースの平均地盤ひずみと層間変形角の関係

1.2%の時、最大層間変形角は約0.25%であり、地盤ひずみの2割程度である。これに対して、二次元モデルでは地盤に追随するため約1.2%である。

側壁隅角部およびせん断壁の鉄筋ひずみの時刻歴波形を図2.2-10に示す。854Gal、837Gal、1301Gal加振ケースの時刻歴を同じ時間軸で描き、層間変位の時刻歴(右目盛)を並べて示した。側壁、せん断壁ともに初めて鉄筋降伏したのは854Gal加振ケースであり、せん断壁の水平方向鉄筋ひずみは降伏ひずみ( $1846 \times 10^{-6}$ )を超えて塑性領域に入っている。このため、せん断壁に塑性変形が生じたことが確認できる。1301Gal加振ケースにおいて、せん断壁はさらに塑性変形が進行し、側壁にも鉄筋ひずみの塑性応答が確認できた。側壁隅角部の鉄筋ひずみは、開口部側で大きく、せん断壁側で小さくなる傾向がある。開口部側と比較してせん断壁側では、せん断壁の影響で曲げ変形が若干抑制されるためと推測される。

図2.2-11は、鉄筋が降伏した854Gal加振ケースについて、最大層間変位の奥行き方向の変化を示している。試験体が右方向に変形する場合(図中挿絵参照)の分布であり、周辺地盤に押されている左側(西)の側壁の方が、周辺地盤が離れつつある右側(東)の側壁より、開口部の層間変位がやや大きい。しかし、開口部の側壁の層間変位は同じ規模の加振による二次元モデルの層間変位(703Gal加振:約20mm(図2.2-7参照))より

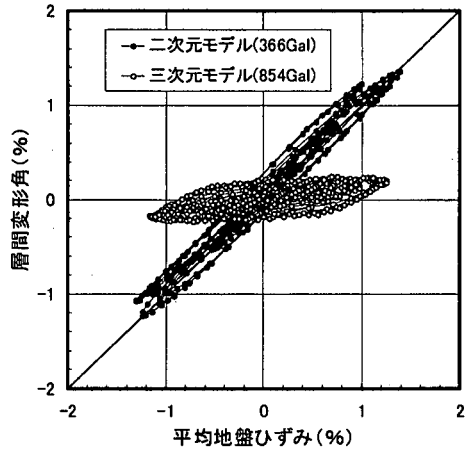


図2.2-9 平均地盤ひずみと層間変形角の関係における三次元モデルと二次元モデルの比較

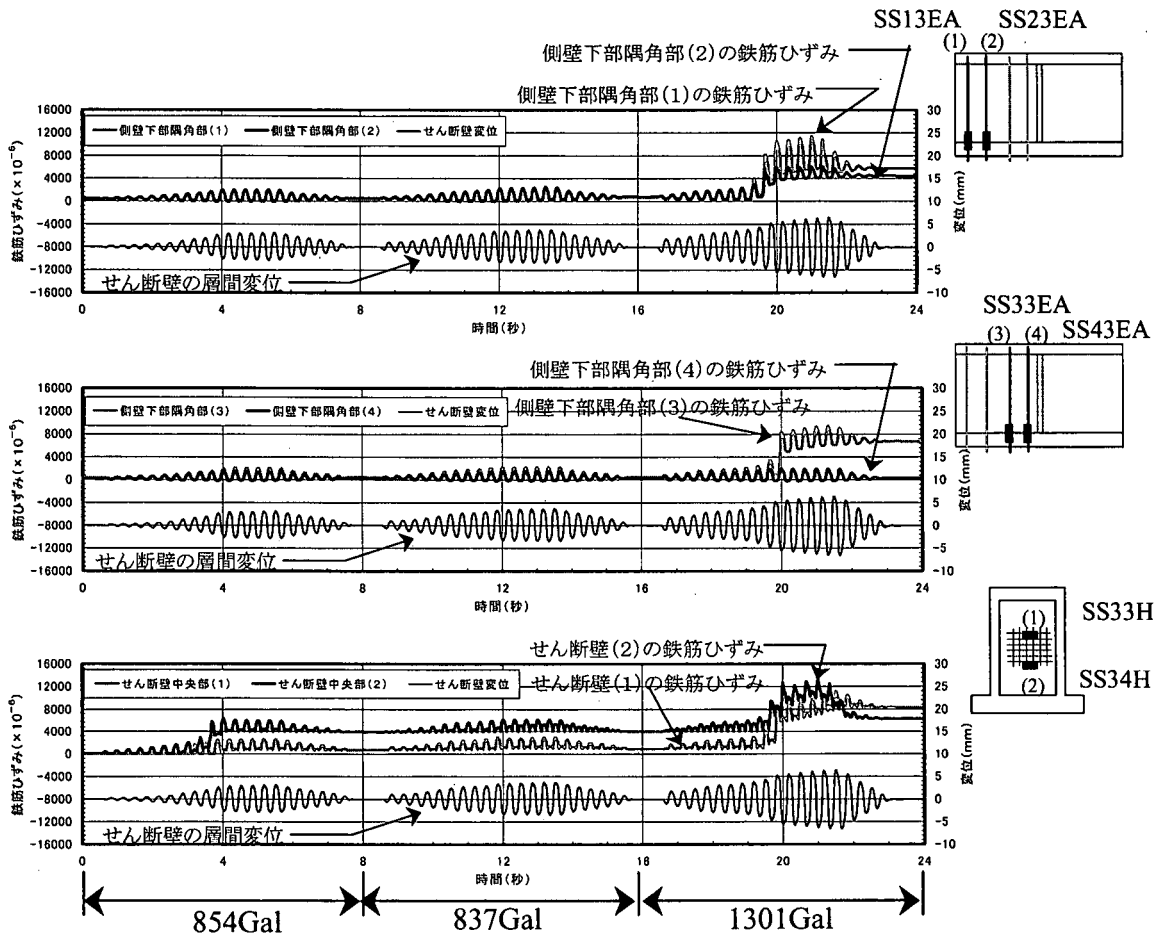


図2.2-10 側壁隅角部およびせん断壁中央部の鉄筋ひずみの時刻歴波形

十分小さい。したがって、今回の実験条件下では、せん断壁の存在による側壁の拘束効果が開口部まで及んでいることが確認できる。

図2.2-12は、854Gal加振ケースについて、側壁隅角部最大鉄筋ひずみの奥行き方向の変化を示している。上部隅角部ではせん断壁からの距離による変化は認められず、また降伏もしない。一方、下部隅角部ではせん断壁直近の鉄筋を除いて降伏している。このように、せん断壁から離れるにつれて側壁は周辺地盤からの

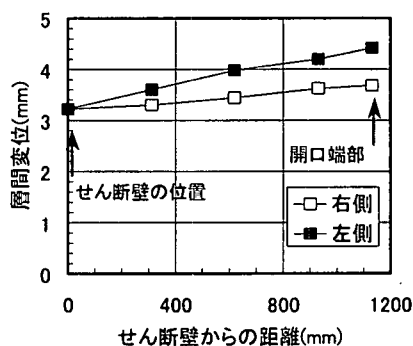


図2.2-11 最大層間変位の奥行き方向の変化 (No. 5 : 854Gal)

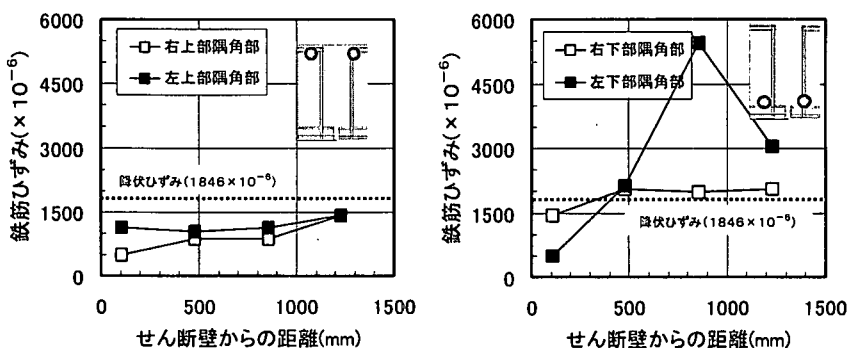


図2.2-12 最大鉄筋ひずみ (側壁隅角部) の奥行き方向の変化 (No. 5 : 854Gal)

土圧等により断面降伏に達する程度の曲げ変形を受けている。したがって、開口部変位は拘束されているとはいえ、塑性変形の領域に達したと判断できる。

#### (4) 動的相互作用の特徴

図2.2-13に、代表的な加振ケースとして、三次元モデルのうち245Gal, 854Gal, 1301Gal, 二次元モデルにおける235Galの4つのケースについて、層間変位が最大となる時刻の試験体層間変位と地盤の変位および側壁に作用する動土圧の分布を示す。三次元モデルの場合、開口部の側壁とせん断壁の変位分布は、試験体の側方地盤との関係によって異なる。地盤に押される側壁はせん断壁とかなり異なり、試験体の内側にたわむ。そして試験体中段より深い部分において地盤の変形に漸近する。反対側の地盤を押す側壁の変形は、せん断壁のそれとほぼ一致しているものの、その大きさは地盤変位に対して1/3~1/2程度である。二次元モデルの場合、試験体層間変位と地盤の変位はほぼ一致していることから、試験体の変形は地盤に完全に追随しているものといえる。この結果は、地中構造物の地震時挙動に関する従来の知見<sup>1),2)</sup>と一致している。

側壁に作用する動土圧は、三次元モデルの場合、開口部の側壁の変位分布と関連している。地盤に押される側壁に作用する土圧は試験体頂部に集中しており、その値も非常に大きく、試験体変形に対して影響が大きい。また、地盤を押す側壁の動土圧最大値は約-10kPaであり、静止土圧を相殺している。このことから、地盤と側壁との間に剥離が起こっていると考えられる。このような試験体の変位分布と土圧の作用状況は、せん断壁の影響によって試験体剛性が非常に高いためと考えられる。この結果は、地盤のせん断剛性と同等かそれ以下のみかけのせん断剛性を有する二次元モデルに関する実験や解析から得られている知見と異なる。

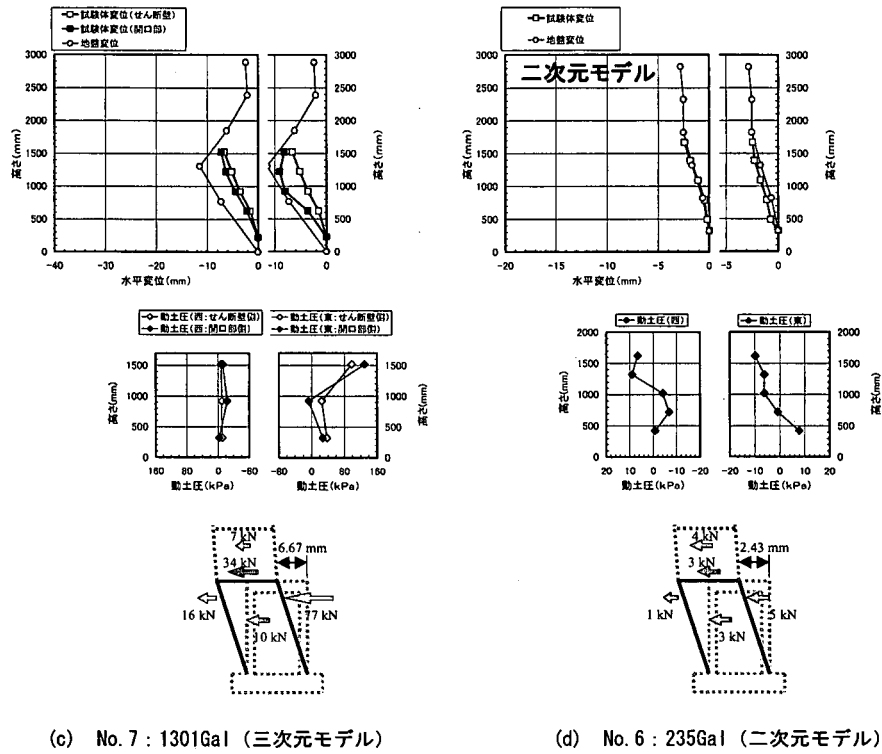
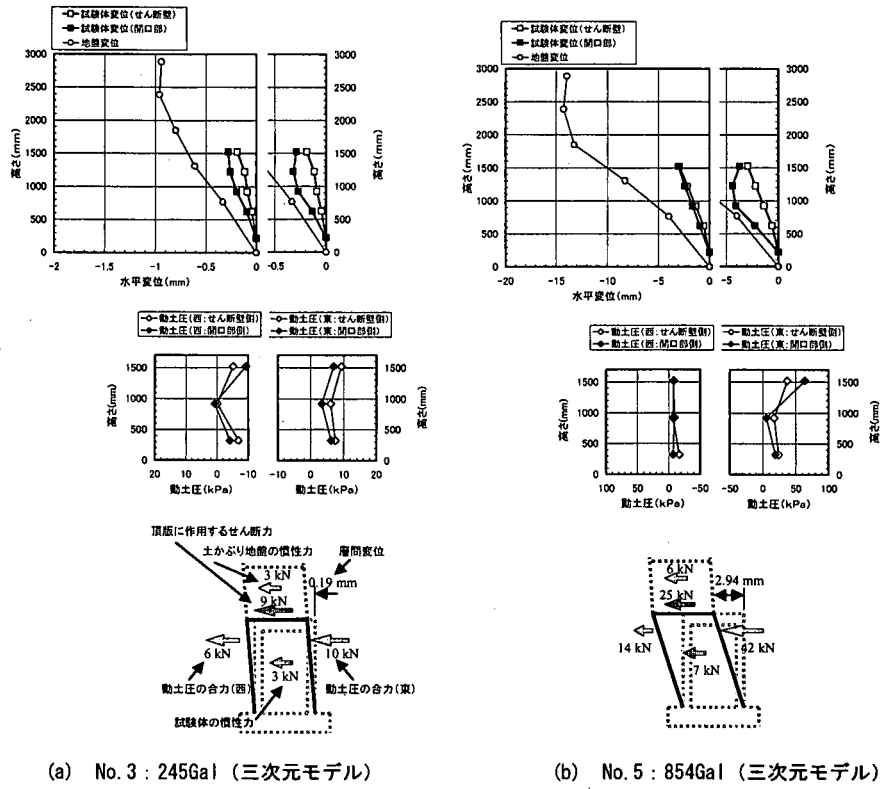


図2.2-13 試験体と地盤の変位および側壁に作用する土圧の分布（層間変位が最大となる時刻）

図 2.2-13 に示した動土圧の分布に加え、試験体加速度、地盤から頂版上面に作用するせん断力および土かぶり地盤の加速度などの計測データをもとに、側壁に作用する荷重、試験体の躯体慣性力、頂版に作用するせん断力および土かぶり地盤の慣性力(いずれも奥行き 1m 当たり)を求めた。これらを同図中に示す。

振動台入力加速度の最大値が同レベルである、二次元モデル 235Gal 加振ケースと三次元モデル 245Gal 加振ケースを比較する。二次元モデルの頂版に作用するせん断力は 3kN であり、土かぶり地盤の慣性力(三次元モデル、二次元モデルともに 3kN~4kN)と同程度である。一方、三次元モデルの頂版に作用するせん断力は 9kN であり、これに比べて 3 倍大きい。三次元モデルは試験体剛性が高いため、試験体近傍の最大加速度および最大変位は二次元モデルより小さくなる(図 2.2-7)。しかし、地表面ではそれらの差は小さいので上載土慣性力は両ケースにおいてほぼ等しいといえる。地盤から頂版上面に作用するせん断力は、基本的には、この上載土慣性力と等しくなるはずである。一方、構造物隅角部付近では地盤変位や加速度が極端な剛性変化の影響を受け、境界面に応力集中が起こる。したがって、地盤との剛性差が顕著な三次元モデルの場合、その傾向がより強まるものと考えられる。側壁に作用する動土圧にも、このような応力集中の影響が現れ、地盤から押される側壁において、その傾向が顕著である。

次に、振動台入力加速度の最大値は相当異なるものの、試験体層間変位が同レベルである、二次元モデル 235Gal 加振ケースと三次元モデル 854Gal 加振ケースを比較する。三次元モデルの躯体慣性力は、二次元モデルの 2.3 倍であり、土かぶり地盤の慣性力では 1.5 倍である。後者が前者より小さい理由は、土かぶり地盤の応答に位相遅れが生じているためである。そのことを考慮しても、三次元モデルにおいて、頂版に作用するせん断力は土かぶり地盤の慣性力と比較して非常に大きい。これは、前記と同様に、構造物隅角部付近の極端な剛性変化によるものと考えられる。また、三次元モデル 854Gal 加振ケースでは、地盤のダイレイタンスが確認されていることから、それに基づく動土圧も加算されているものと推測される。

図 2.2-14 に試験体に作用する荷重と層間変位の関係を示す。図 2.2-13 による検討の結果、側壁に作用する動土圧が、試験体を変形させる力の主要因であることが確認された。これに側壁面積を掛けて水平荷重とみなした。同図中には、245Gal 以上の加振ケース全部をプロットしてある。また、鉄筋が降伏した場所と順番についても示してある。せん断壁の鉄筋が降伏する前に勾配変化点が認められる。これは、せん断壁に斜めひび割れが生じたものと推測される。初期段階では弾性挙動を示しており、変形が進むとせん断壁に斜めひび割れが生じたことによる剛性低下が認められる。さらに変形が進むと、せん断壁の鉄筋が降伏して、逆 S 字型の履歴ループとなり、面内荷重を受ける耐震壁の典型的な非線形挙動を示す。

図 2.2-15 は図 2.2-14 と同様に二次元モデルの場合の荷重-変位曲線を示したものである。なお、二次元モデルでは、固定端反力を計測しているため、反力を水平荷重として評価した。履歴ループの形状から、二次元モデルは曲げ変形型であり、三次元モデルは耐震壁と同じ面内せん断変形型である。また、塑性変形時の勾配を比較すると、三次元モデルは二次元モデルより 1 オーダー以上大きく、みかけのせん断剛性が大きいことを示している。

頂版部における挙動を接触面における応力状態と地盤材料の破壊摩擦角によって説明する。図 2.2-16 の縦軸はせん断応力と鉛直土圧の比(応力比と呼ぶ)であり、横軸は図 2.2-6 (b) に示した接触面の相対変位である。応力比がある値を超過すると、相対変位が増加し、いわゆる滑動が生じる。その後、応力比はある値を超過することなくせん断応力を一定値以上伝達しなくなる。地盤材料の破壊摩擦角の  $\tan \phi_f$  がこれに相当する。なお、ここで用いた破壊摩擦角  $\phi_f$  は、よく締まった砂地盤の場合に一般的に設定される値として  $40^\circ$

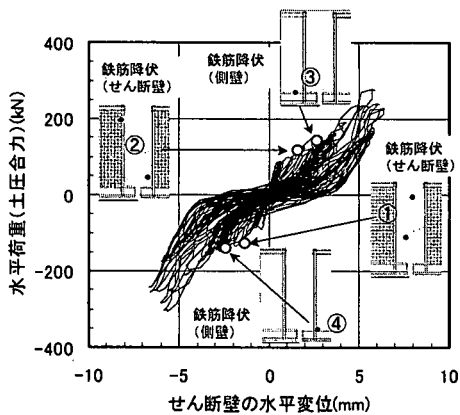


図2.2-14 荷重(土圧合力)と変位の関係  
(三次元モデル:全加振ケース)

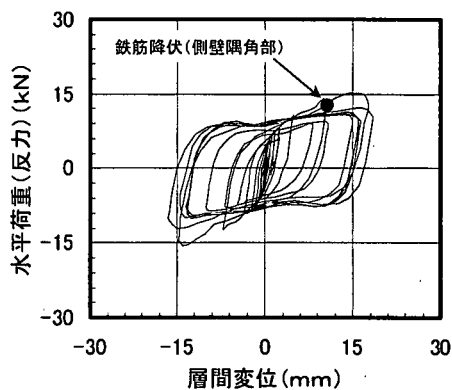


図2.2-15 荷重(試験体反力)と変位の関係  
(二次元モデル:No.7,366Gal)

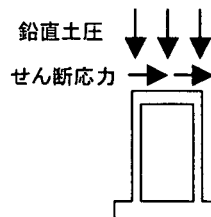
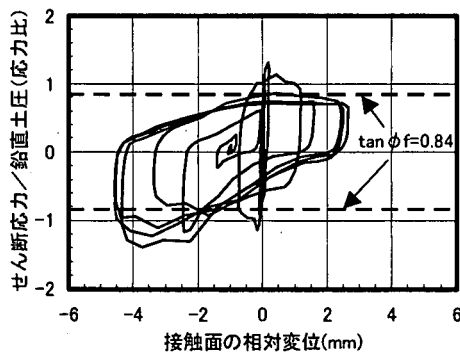


図2.2-16 せん断応力と鉛直土圧の比と相対変位の関係(No.4:402Gal)

を与えたものであり、厳密な意味は持たせていない。

図2.2-17および図2.2-18に、試験体の最終損傷状況展開図(ひび割れ図)を示す。せん断壁は、ほぼ対称に約45°の角度でひび割れが認められる。これは、先に検討したように、面内荷重を受けたことによる面内せん断ひび割れである。側壁外側は、上半分で斜め上方45°方向に伸びるものと、せん断壁に沿ったひび割れが認められる。側壁内側は、下半分で斜め上方45°方向に伸びるものと、開口部側中段部で横方向に伸びるひび割れが認められる。

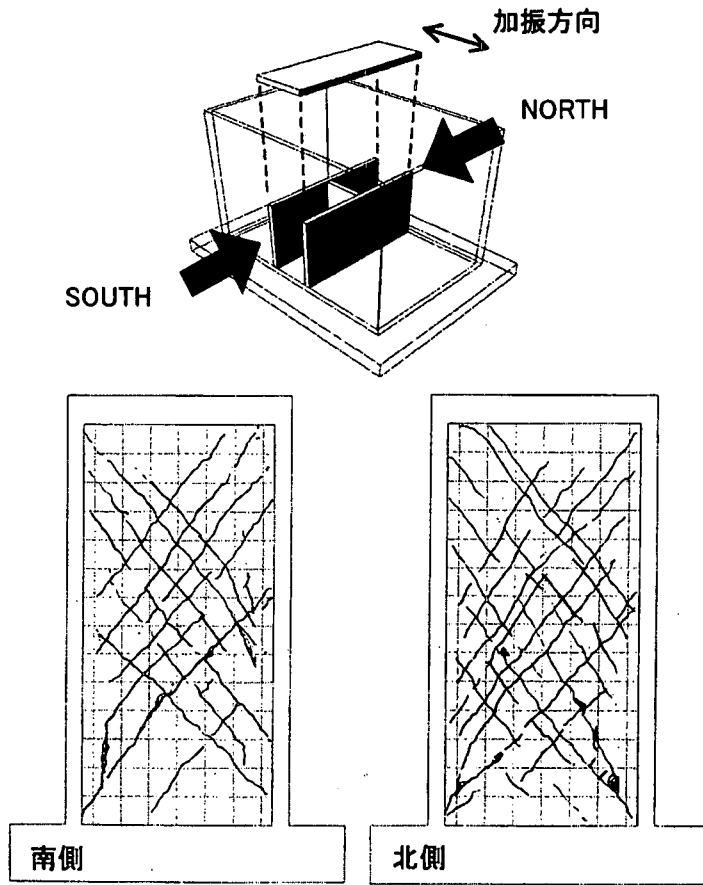


図2.2-17 試験体の最終損傷状況展開図（せん断壁）

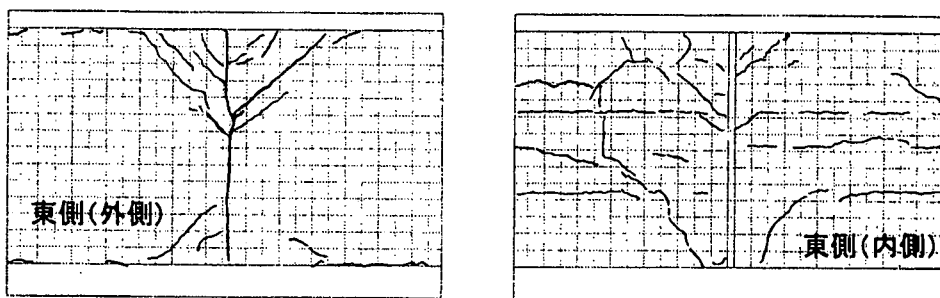


図2.2-18 試験体の最終損傷状況展開図（東側壁）



### 3. 静的載荷実験

#### 3.1 実験方法

三次元モデルについて、図 3.1-1 に示すように、試験体を反力床上の鋼製ベースに固定し、アクチュエータ(2本×最大荷重 500kN)を用いて試験体頂部を水平方向に載荷した。試験体頂部には高剛性の治具を取付け、奥行き方向に同じ変位を与えるようにした。

図 3.1-2 に載荷パターンを示す。振動台実験において生じた最大変位(約 7mm)まで3段階の正負交番載荷を行い、その後単調載荷を行った。なお、載荷初期は 40 kN, 80 kN, 120kN ごとに正負交番載荷を増分荷重 10kN で、120kN(振動台実験において生じた最大変位(約 7mm)に対応)以後は単調載荷を増分荷重 10kN で、それぞれ、荷重制御方式により行った。そして、荷重増加がなくなる段階からは増分変位 0.5mm で変位制御方式による単調載荷を行った。

振動台実験と同じ計測点において、せん断壁と側壁開口部頂部の水平変位および鉛直変位を計測した。また、鉄筋ひずみは振動台実験で用いたひずみゲージのうち健全であったものを用いて計測を行った。振動台実験により $\pm 45^\circ$ 方向に生じたひび割れ箇所に $\pi$ 型変位計を4点設置し、ひび割れ開口量を計測した。

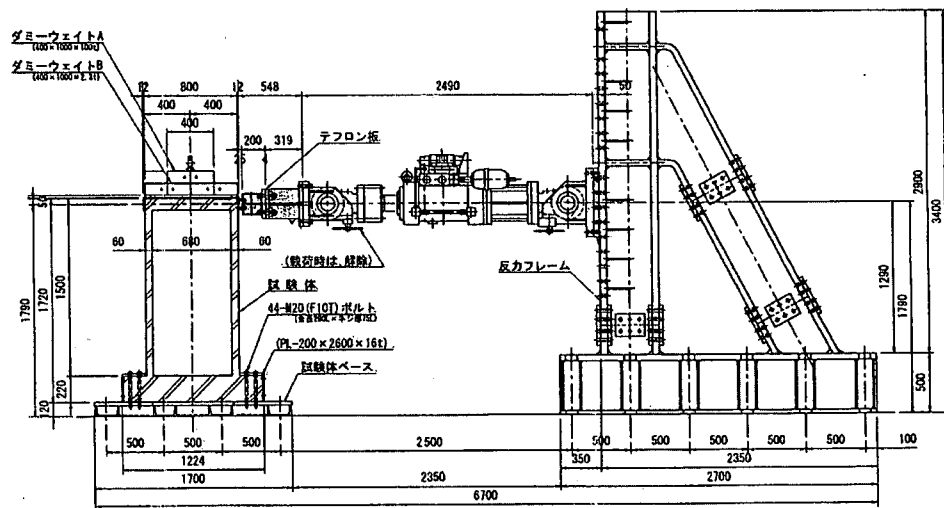


図3.1-1 静的載荷装置 (単位:mm)

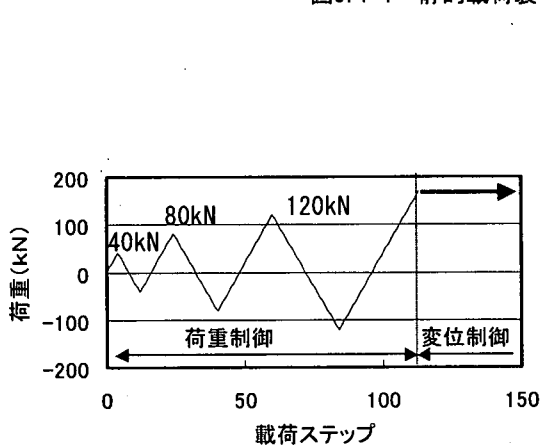


図3.1-2 載荷パターン

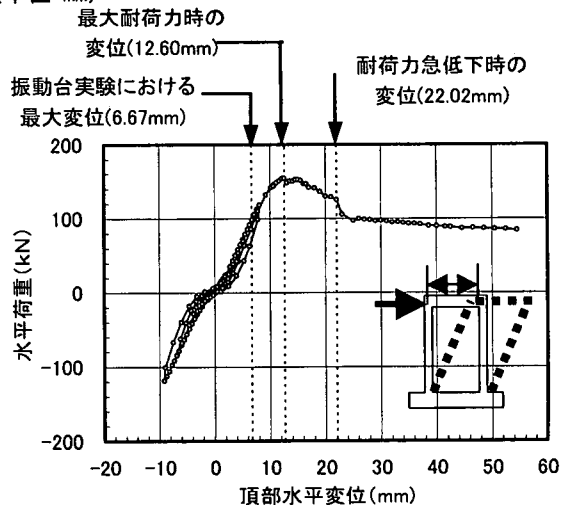


図3.2-1 水平荷重と水平変位の関係

### 3.2 耐荷機構

図 3.2-1 に、水平荷重と水平変位の関係を示す。正負交番载荷した範囲では、荷重と変位の関係は逆 S 字型の履歴ループであり、振動台実験で観察されたようにせん断変形によって一度損傷を受けた場合の挙動を示した。層間変位 12.60mm のとき最大耐荷力 155kN を示した。変位を層間変形角に換算すると  $0.0087 (=12.60/1450)$  である。その後徐々に荷重低下し、層間変位 22.02mm (層間変形角  $0.017$ ) のとき急激な低下をみてせん断壁が破壊した。この時の残存耐荷力は約 100kN である。

鉄筋ひずみと層間変位の関係を図 3.2-2～図 3.2-4 に示す。図示されたデータは、層間変位に対する鉄筋ひずみの変動が顕著であったものである。ほかのデータは、変動が小さいもの、あるいはすでに破損していたものである。

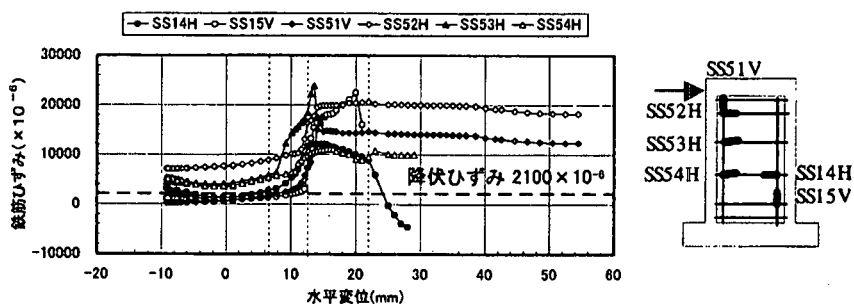


図3.2-2 せん断壁の鉄筋ひずみと水平変位の関係

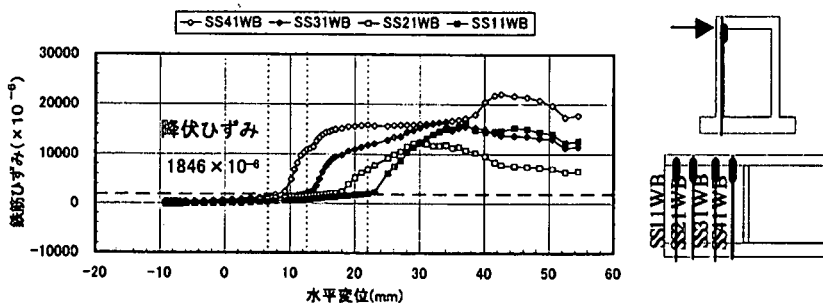


図3.2-3 側壁上部隅角部の内側鉄筋のひずみと水平変位の関係

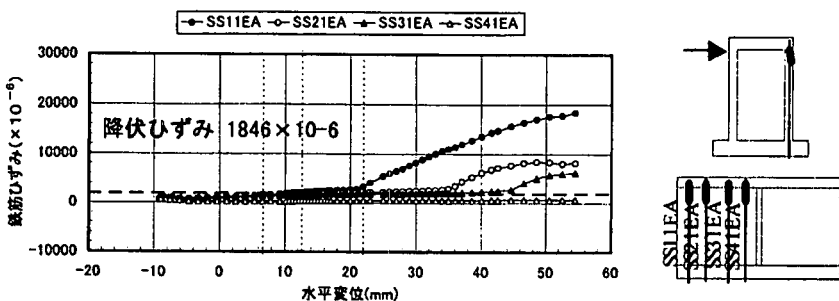


図3.2-4 側壁上部隅角部の外側鉄筋のひずみと水平変位の関係

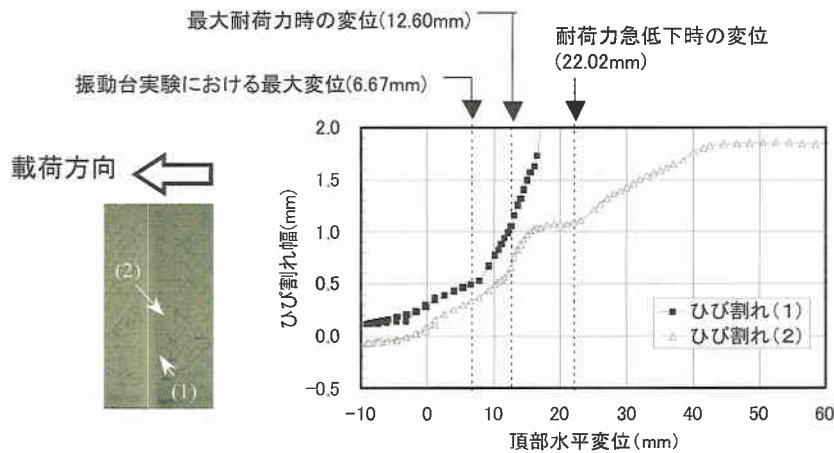


図3.2-5 セン断壁のひび割れ幅と水平変位の関係

図 3.2-2 に、せん断壁の鉄筋ひずみと層間変位の関係を示す。最大耐荷力時(変位 12.60mm)に、せん断壁の鉄筋ひずみ(水平、鉛直)が急に増加し、 $10000 \sim 20000 \times 10^{-6}$  の範囲の値となる。

図 3.2-3 に、側壁上部隅角部の内側の鉄筋ひずみと層間変位の関係を示す。正負交番載荷後の処女載荷時(変位 9.23mm)に、せん断壁側から側壁(西)の鉄筋ひずみが急に増加し、せん断破壊時まで開口部側も順に増加した。

図 3.2-4 に、側壁上部隅角部の外側の鉄筋ひずみと層間変位の関係を示す。せん断破壊時(変位 22.02mm)に、開口部側から側壁(東)の鉄筋ひずみが急に増加した。せん断壁側の鉄筋ひずみはほとんど増加せず、降伏もなかった。

このように、せん断破壊時(変位 22.02mm)に鉄筋ひずみが低下する(図 3.2-2)一方で、同時に側壁の鉄筋ひずみが増加する(図 3.2-3, 図 3.2-4)。これは、せん断壁の破壊により応力の再配分が起こったためである。

図 3.2-5 に、せん断壁のひび割れ幅と水平変位の関係を示す。処女載荷過程に移った直後(変位 9.23mm)に、ひび割れ(1)のひび割れ幅が急に増加した。また、最大耐荷力時(変位 12.60mm)に、ひび割れ(2)のひび割れ幅も急に増加した。しかし、その成長は鈍化して、せん断破壊時(変位 22.02mm)に再び増加した。この結果に見られるように、せん断破壊の脆性的な特徴がひび割れ幅の増加特性に現れている。

図 3.2-6 に、頂版の鉛直変位と水平変位の関係を示す。処女載荷過程に移り、せん断壁直上の鉛直変位は上向き(試験体が伸張する方向)に増加し、最大耐荷力時(変位 12.60mm)を超えても、その傾向は保たれる。その後、せん断破壊時に一度、低下するが、再び増加する。これは、最大耐荷力以降、せん断破壊が生じても試験体のせん断壁ならびに側壁の鉄筋が伸張することにより、構造の崩壊が回避されていることを示唆する。

以上に示した頂版の水平変位と鉄筋ひずみ、あるいはひび割れ幅関係を踏まえ、試験体の耐荷機構について、次のように考えることができる。まず、せん断壁がせん断破壊し、その後応力再配分が起こり、側壁が荷重の一部を負担したとみなせる。すなわち、側壁と頂版に囲まれた構造のせん断壁は、面内の応力、ひずみ分布が様ではなく、徐々に塑性化が進行したと考えられる。

せん断壁がせん断破壊した後の残留耐荷力は主に降伏した鉄筋によって保持されていると仮定すれば、

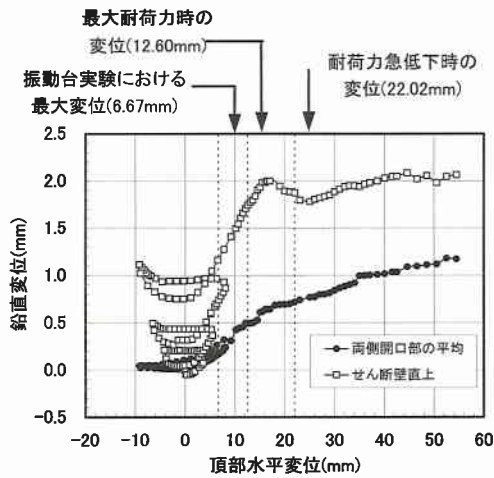


図3.2-6 頂版の鉛直変位と水平変位の関係

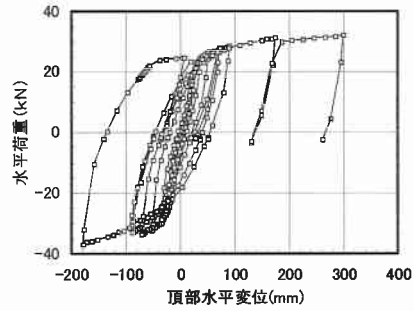


図3.2-7 水平荷重と水平変位の関係（二次元モデル）

表3.2-1 コンクリート標準示方書〔耐震設計編〕によるせん断壁のせん断耐力

コンクリート標準示方書〔耐震設計編〕による耐震壁のせん断耐力式	
鉄筋	$V_{wu} = 0.5 \cdot (\rho_x \cdot f_{xy} + \rho_y \cdot f_{yy}) A_{cw}$ 66 (kN)
コンクリート	$V_{wu} = 1.6 \cdot A_{cw} \sqrt{f'_c}$ 306 (kN)
$\rho_x$	0.0050
$\rho_y$	0.0050
$f_{xy} (\text{N}/\text{mm}^2)$	414
$f_{yy} (\text{N}/\text{mm}^2)$	414
$f'_c (\text{N}/\text{mm}^2)$	35.7
$A_{cw} (\text{cm}^2)$	4(cm) × 80(cm) = 320

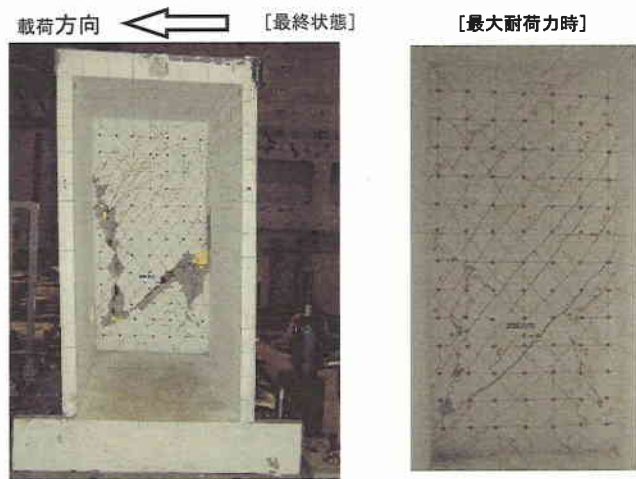


図3.2-8 試験体の最終損傷状況

「示方書〔耐震設計編〕」<sup>7)</sup>による耐震壁のせん断耐力式(鉄筋で耐力が決まる場合)が適用できる。二次元モデルの最大耐荷力(図 3. 2-7 参照)が約 32kN(2. 6m 当たり)であることがわかっている。これと、「示方書〔耐震設計編〕」<sup>7)</sup>による耐震壁のせん断耐力式から推定したせん断壁の耐力(ただし、特性値)約 66kN(表 3. 2-1)との和を求めると、98kN(=32kN+66kN)となる。この値は、図 3. 2-1 に示した残留耐荷力約 100kN とほぼ一致する。

図 3. 2-8 に、試験体の最終損傷状況写真を示す。45° 方向のひび割れが多数認められ、最終状態で一箇所、コンクリートの剥落が激しい部分がある。これは、 $\pi$ 型変位計で著しい開口が計測されたひび割れ(図 3. 2-5 のひび割れ(1))である。また、縦方向にコンクリートが剥落している部分がある。これは、側壁との接続部においてその拘束が影響していると考えられる。このような損傷状態から、せん断壁がせん断破壊をしても、側壁には、過大な損傷が生じていないことが確認できる。

#### 4. まとめ

地盤との動的連成を考慮した、三次元鉄筋コンクリート製地中ボックスラーメン構造の振動台実験ならびにそれらを対象とした静的載荷実験を行った。これらの検討結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 三次元モデルにおいて、試験体開口部の側壁の層間変位はせん断壁の層間変位よりやや大きい。しかし、同程度の振動台最大加速度の加振実験による二次元モデルの層間変位より十分小さい。今回の実験条件下では、せん断壁の存在による側壁の拘束効果が開口部まで及んでいることが確認できた。
- 2) 三次元モデルのせん断壁の層間変位は同程度の深さの地盤変位より小さく、1/2 程度である。これは、試験体のみかけのせん断剛性がせん断壁の影響で地盤と比較して非常に大きかったことが反映されている。
- 3) 三次元モデルでは、地盤に押される側壁の変形モードはせん断壁のそれとかなり異なる。すなわち、側壁は内側にたわみ、試験体中段より深い部分において地盤の変形に漸近する変形モードを示す。地盤を押す側壁の変形はせん断壁のそれとほぼ一致している。
- 4) 地盤に押される側壁に作用する土圧は、三次元モデル頂部に集中しており非常に大きい。しかし、地盤と側壁との間で剥離が起こっているために地盤を押す側壁にはほとんど土圧は作用していない。このような試験体の変位分布と土圧の作用状況は、せん断壁の存在により試験体全体の剛性が大きくなるためである。
- 5) 二次元モデルが曲げ変形主体の荷重-変位特性を示すのに対して、三次元モデルは荷重(土圧の合力)と変位の関係は逆 S 字型の履歴を示し、面内荷重を受ける耐震壁の典型的な非線形挙動を示した。
- 6) 試験体と地盤の境界面におけるすべり現象は、地盤材料の限界せん断強度によって説明できる。
- 7) 静的載荷実験の結果、変位 12. 60mm(層間変形角 0. 0087)のとき最大耐荷力 155kN を示した。その後徐々に荷重低下し、変位 22. 02mm(層間変形角 0. 017)のとき急激な低下をみてせん断壁が破壊した。せん断壁がせん断破壊しても二次元フレーム構造としての変形に移行して、横断面としての変形性能が保持されることが示された。また、せん断壁と側壁との接合部における局所的な破壊は確認されなかった。

これらの知見は今後、実際の三次元地中ボックスラーメン構造の地震時挙動を評価する場合に有益な情報をもたらす。また、せん断壁の剛性が大きい場合や側壁とせん断壁の剛性比を変化させた載荷試験を積み重ねる必要があるものの、せん断壁が存在する場合であっても、二次元フレーム構造としてモデル化することの妥当性の根拠がひとつ得られたものと考えられる。

〔(財)電力中央研究所 大友敬三〕

【参考文献】

- 1) 渡辺啓行, 末広俊夫 : 地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討, 土木学会論文集, No. 432/ I -16, pp. 155-163, 1991. 7
- 2) 当麻純一, 国生剛治, 岩橋敏広 : 非岩着地中構造物の耐震設計に関する研究(その 1) - 模型振動実験による地盤・ダクト系の動的応答の解明 - 電力中央研究所報告, 研究報告 383023, 昭和 59 年 2 月
- 3) 大嶋義隆, 渡邊啓行 : 3 次元地中構造物と地盤の弾塑性動的相互作用に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 489/ I -27, pp. 261-268, 1994.
- 4) 松田 隆, 大内 一, 佐俣千載 : 中柱を有する埋設函体構造物の地震時損傷メカニズムに関する解析的研究, 土木学会論文集, No. 563/ I -39, pp. 125-136, 1997.
- 5) 安田 悟, 平田一穂, 吉田泰隆 : 女川原子力発電所第 3 号機 3 次元 F E M 解析等を用いた屋外重要土木構造物の耐震設計, 電力土木, No. 277, pp. 67-71, 1998.
- 6) Shirley, D. J. and Hampton, L. D., 1978, Shear-wave measurements in laboratory sediments, Journal of Acoustical Society of America 63(2):607-613.
- 7) 土木学会 : コンクリート標準「示方書[耐震設計編]」 [平成 8 年制定] , pp. 25~26.