

## Ⅱ 材料非線形の地震応答解析を用いた照査例

海水管ダクトを対象構造物として、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に従って、耐震性能照査の方法を例示する。構造条件、地盤条件、入力条件等に関して整理した上で、地盤-構造物連成系の材料非線形地震応答解析を行い、構造物の変形に着目した照査を実施した。なお、耐久性能に関しては、設計耐用期間において、環境作用による材料劣化が耐震性能に影響を及ぼさないことが、別途確認されているものとし、ここでは、耐震性能のみに着目した照査を行った。モデル化の方法および評価方法は、指針・同マニュアルで推奨される方法であるが、他に実績、信頼のある方法や安全側の設定、評価を行う場合は、ここに示す限りではない。また、実務での使用に配慮して、マニュアル編の関連箇所を（⇒5.2.2 参照）のように文中に示した。

### 1. 構造物の耐震性能

海水管ダクトは、原子炉補機冷却系に属する設備である海水管を支持する間接支持構造物である。原子炉補機冷却系設備は、非常時における原子力発電所の安全確保のための諸機能のうち、特に、原子炉を『冷やす』機能を有している。また、この原子炉補機冷却系は耐震重要度分類において As クラスに位置づけられている。間接支持構造物の役割と耐震重要度のかかわりを整理すると、海水管ダクトは、設計用限界地震時においても、海水管の機能が維持できるようにこれら設備を支持することが求められている。

海水管ダクトの耐震性能照査にあたって、「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」に示された屋外重要土木構造物の性能をもとに、対象構造物に求められる具体的な性能を整理した。それを表 1-1 に示す。

表 1-1 地震時に求められる海水管ダクトの性能

海水管の機能		設計用限界地震時においても、海水の通水性を確保する。
海水管ダクトの性能	要求性能	設計用限界地震時においても、海水管を安全に支持し、海水管の通水機能を損なわない。
	目標性能 (耐震性能)	基準地震動 $S_2$ に対して、以下の条件を満足する。 ① 構造物が崩壊しない。 ② 海水管の機能維持のために海水管ダクトに求められる条件を満足する。(注)
備考		(注) 本検討においては、海水管の機能維持のための付帯条件は考えていない。

本検討においては、海水管の機能維持のための付帯条件を考慮せず、『構造物が崩壊しない』ことが、海水管ダクトの許容される限界状態となる。したがって、海水管ダクトの目標性能（耐震性能）は次のように示される。

『基準地震動  $S_2$  に対して、構造物が崩壊しない。』

以下、海水管ダクトについてのこの目標性能（耐震性能）に関する照査を実施する。

2. 照査条件

(1) 一般条件

- ・ 構造形式 2連ボックスカルバートの鉄筋コンクリート構造物
- ・ 構造寸法 幅 8.4m×高さ 4.5m, 内空寸法は 3.3m×3.3m
- ・ 基礎形式 岩盤に直接支持

(2) 形状寸法

a. 構造図

照査対象とする海水管ダクトの構造図を図 2-1 に示す。

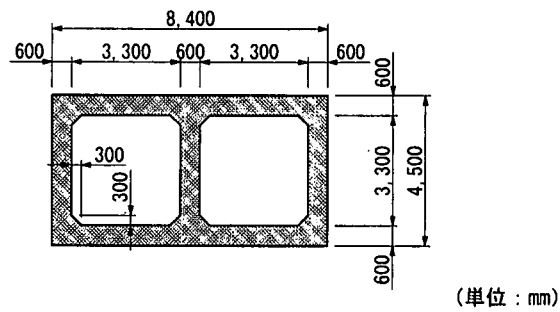


図 2-1 海水管ダクトの構造図

b. 部材断面

部材断面および断面諸元を図 2-2 に示す。

断面	部材厚 H (cm)	主筋配筋	主鉄筋量 $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	補強筋配筋	補強筋量 $A_w$ (cm <sup>2</sup> )
①	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
②	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
③	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3
④	60	D19@150	19.1	D16@150 Ss=200	13.3

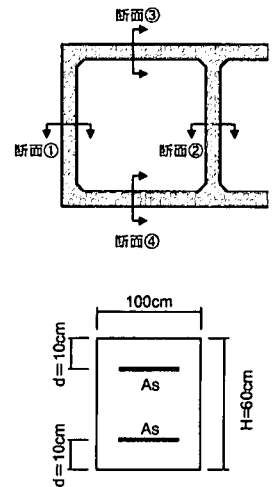


図 2-2 部材断面および断面諸元

c. 使用材料

材料の特性値を表 2-1 に示す。

表 2-1 材料の特性値

材料	仕様	項目	
コンクリート※1)	-	圧縮強度の特性値 $f'_{ck}$	24 N/mm <sup>2</sup>
		ヤング係数の特性値 $E_c$	25 kN/mm <sup>2</sup>
鉄筋※2)	SD345	引張降伏強度の特性値 $f_{yk}$	345 N/mm <sup>2</sup>
		圧縮降伏強度の特性値 $f'_{yk}$	345 N/mm <sup>2</sup>
		ヤング係数の特性値 $E_s$	200 kN/mm <sup>2</sup>

※1) JIS A5308 に適合するレディミクストコンクリート

※2) JIS G3112 に適合する鉄筋コンクリート用棒鋼

(3) 自然・地質条件

a. 地質条件

海水管ダクト周辺の地質条件を図 2-3 に示す。地表面 (E.L.+10.0m) から E.L.-5.0m までは砂層であり、これより以深は岩盤である。海水管ダクトはこの岩盤に直接支持されている。

b. 地下水条件

砂層には地下水が存在し、地下水面は E.L.±0.0m にある。

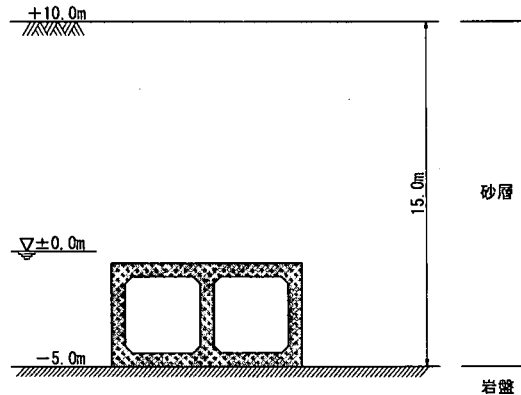


図 2-3 海水管ダクト周辺の地質条件

c. 地盤物性

地盤の初期物性値を図 2-4 に、砂層の  $G/G_0 - \gamma$ 、 $h - \gamma$  関係を図 2-5 に示す (出典:「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル」平成 4 年 9 月 土木学会 原子力土木委員会)。この地盤は仮想的なモデル地盤であり、せん断波速度が深度にかかわらず一定としている注 1)。

注 1) 現実の自然地盤 (とくに表層地盤) では、深度に応じた拘束圧の変化に伴い、その影響によりせん断波速度も変化する。この速度分布をモデル化の方が適切と考えられる (⇒5.2.2(3)参照)。

照査例Ⅱ

	単位体積重量 $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	ポアソン比 $\nu$	S波速度 $V_s$ ( $\text{m/sec}$ )	せん断弾性 定数の初期値 $G_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	減衰定数の 初期値 $h_0$ (%)
+10.0m 砂層①	18.0	0.40	300	165,000	2.0
$\pm 0.0\text{m}$ 砂層②	20.0	0.48	300	184,000	2.0
-5.0m 岩盤	20.0	0.33	700	1,000,000	2.0
-10.0m					

図 2-4 地盤の初期物性値

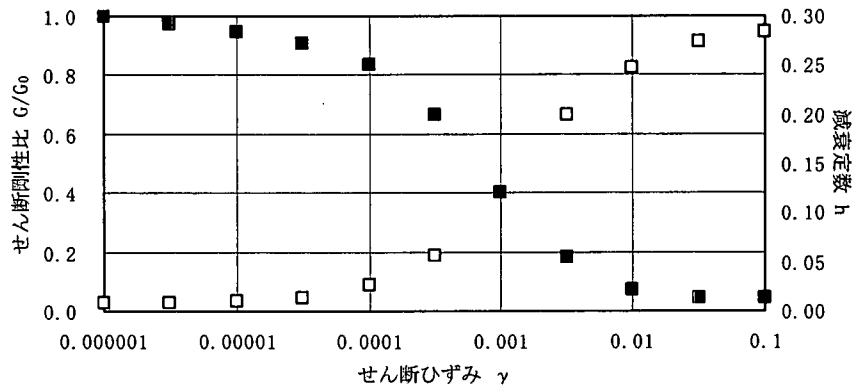


図 2-5 砂層の  $G/G_0 - \gamma$ ,  $h - \gamma$  関係

(4) 荷重条件

a. 入力地震動

水平の入力地震動の加速度時刻歴を図 2-6 に示す。

鉛直動は、水平入力地震動の最大加速度の 1/2 に相当する震度を静的に作用させる (⇒4.3.3(2)参照)。

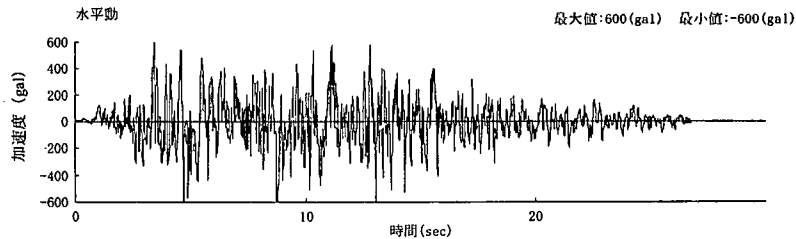


図 2-6 入力地震動の加速度時刻歴波

b. 機器荷重

底版に、配管荷重として 10kN/m を考慮する。

### 3. 解析方法

#### (1) 解析モデル

解析は、構造物の材料非線形性を考慮した地盤-構造物連成系の二次元地震応答解析を用いた。

構造物および地盤を平面ひずみ要素でモデル化した。使用要素は、コンクリートのひびわれの進展や塑性化等の現象の複雑さと解析精度を勘案して、8 節点アイソパラメトリック要素とし、2 次の形状関数を用いた（⇒5.4.2(2)a. 参照）。モデルの側方は混合境界、底面は固定境界としてモデル化した（⇒5.1.1(4)参照）。解析モデルを図 3-1 に示す。

地盤の要素分割については、構造物周辺は密に分割し、側方は側方境界の影響が構造物に及ばないように領域を十分に広くとり、また、高次の形状関数を有する要素を用いていることを勘案して多少粗めの分割とした。ただし、側方境界周辺の要素分割についても、鉛直方向に対して、中間節点を含めた節点間隔が対象とする地震波の最短波長の 1/5 以下となるようにし、水平方向にはそれに対して過度に扁平とならないように分割した（⇒5.4.2(2)a. 参照）。

構造物の要素分割については、主筋位置に配慮した。すなわち、主筋を含む要素については、主筋が要素図心を通るように要素の配置および分割を行った（⇒5.4.2(2)b. 参照）。また、塑性ヒンジ長や解析後のひずみ評価法を勘案して、隅角部直近の部材軸方向の要素長は部材厚と一致させた（⇒5.4.4(2)参照）。

自重解析時には、地盤と構造物の質量差および剛性差により、地盤および構造物の境界面に過大なせん断応力が発生する傾向にありその影響を除去する必要があること、地震応答解析時には境界面においてすべり・剥離挙動が生じる可能性があることを勘案して、構造物の全周にわたってジョイント要素を設けることとした（⇒5.4.2(4)参照）。

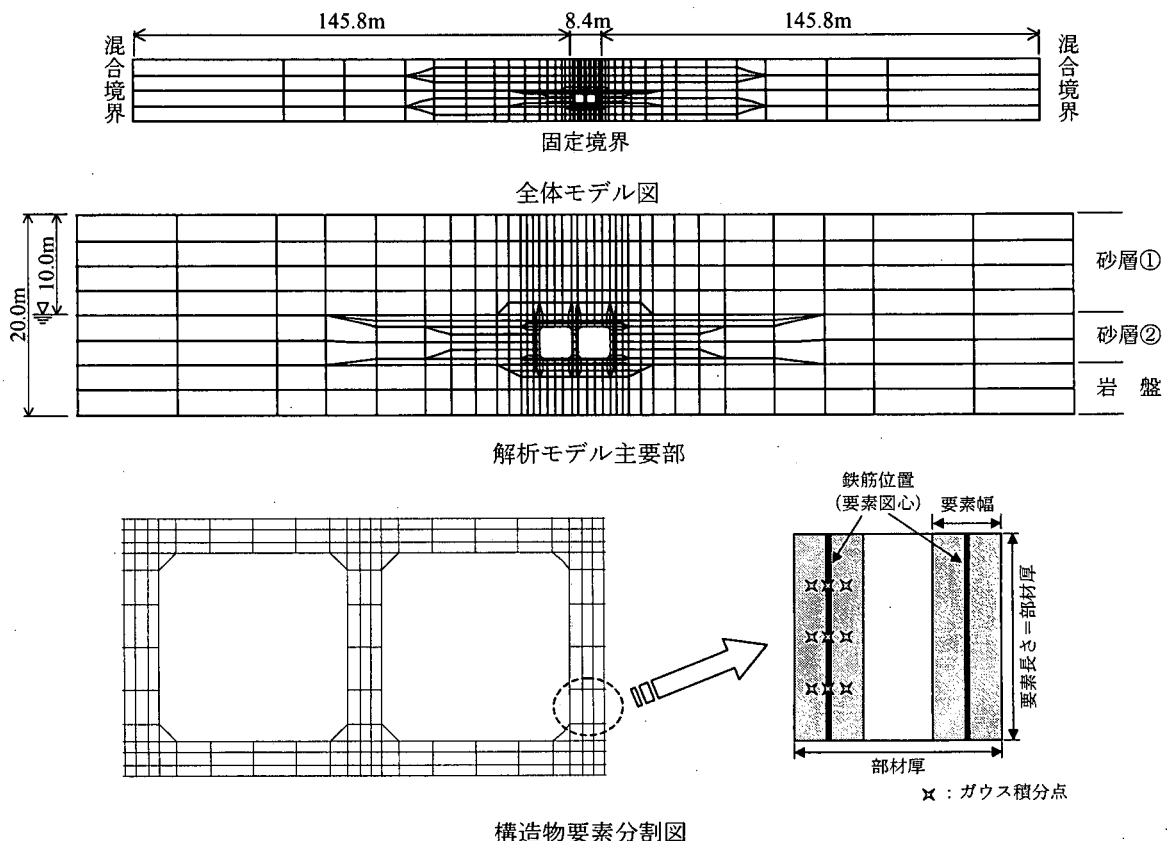


図 3-1 動的解析に用いる解析モデル（地盤-構造物連成系）

照査例Ⅱ

(2) 地盤の物性値

地震応答解析に用いる地盤物性は、照査例Ⅰと同様の手順で非線形特性を検討した。

解析に用いる地盤の初期物性値は、図 2-4 に示すものである。ただし、地下水位以深の砂層地盤については、地下水の影響を考慮して、ポアソン比を 0.5 に近い値 ( $\nu=0.499$ ) とした。また、非線形特性としては、図 2-5 に示すひずみ依存特性を用いた。その数学モデルは、全応力履歴モデルである Ramberg-Osgood モデル (以降 R-O モデル、図 3-2 参照) を用いることとし、想定される地盤のひずみレベルに応じて必要なパラメータ ( $\alpha, \beta$ ) を設定した (⇒5.2.1 参照)。

地盤のひずみレベルの想定には、一次元重複反射理論による等価線形解析を実施した。岩盤上面を解放基盤表面とし、基準地震動を入力した。その結果を図 3-3 に示す。砂層地盤の最深部において、最大のせん断ひずみが発生しており、 $3.5 \times 10^{-3}$  程度であった。

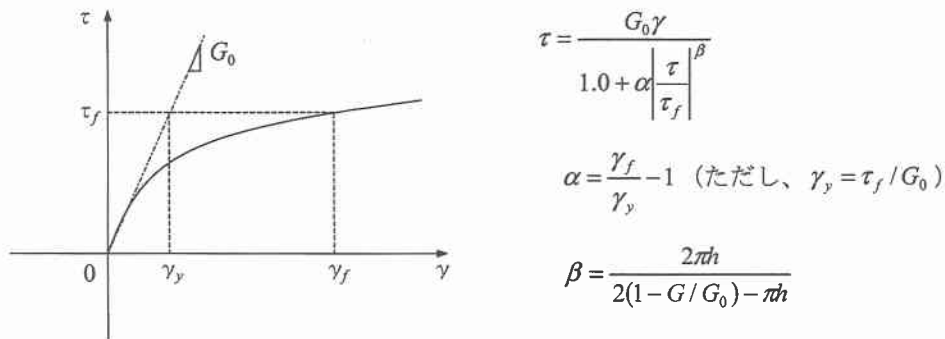


図 3-2 R-O モデルの概要

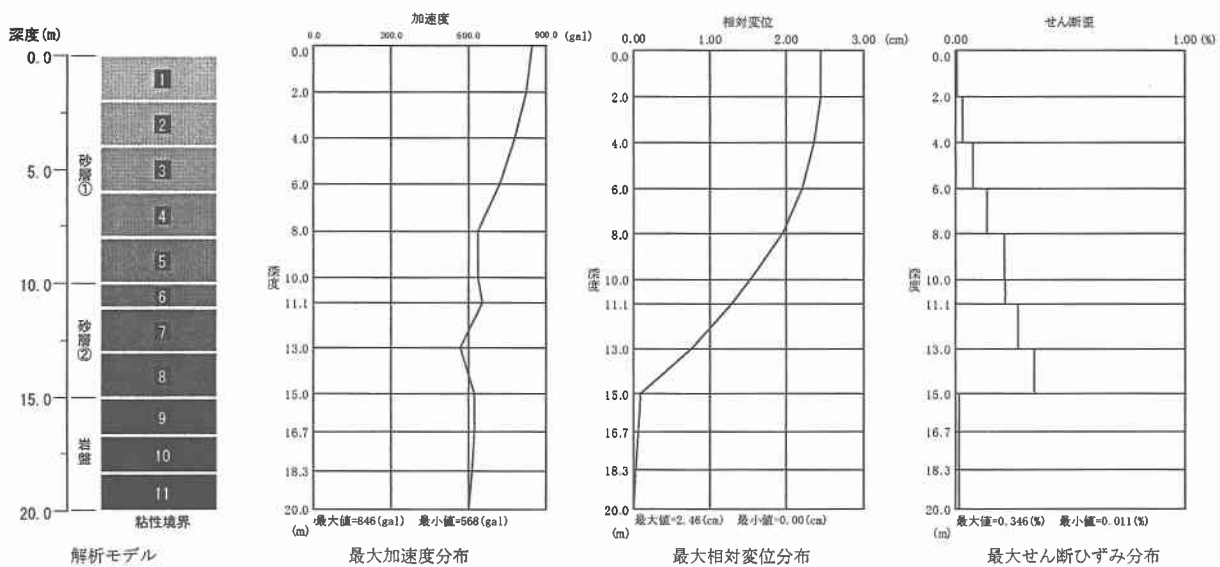


図 3-3 一次元重複反射理論による等価線形解析結果

照査例Ⅱ

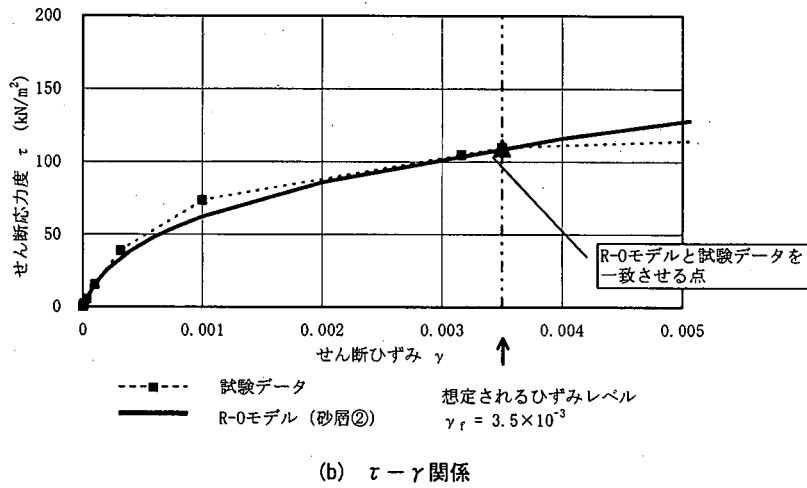
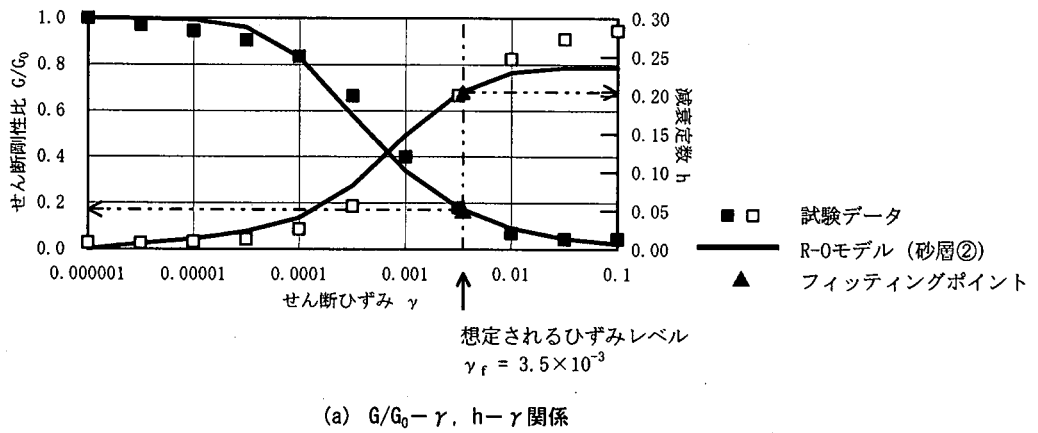


図 3-4 試験データと R-0 モデルとの比較

表 3-1 R-0 モデルのパラメータ

地質区分	フィッティングポイント			パラメータ		
	$\gamma_f$	$G/G_0$	$h$	$\gamma_y$	$\alpha$	$\beta$
砂層① (地下水面より上)	$2.1 \times 10^{-3}$	0.27	0.17	$5.42 \times 10^{-4}$	2.87	1.22
砂層② (地下水面より下)	$3.5 \times 10^{-3}$	0.17	0.20	$5.96 \times 10^{-4}$	4.87	1.27

そこで、図 3-4(a)に示すように、想定されるひずみレベル $\gamma_f$ において、R-0 曲線と $G/G_0 - \gamma$ データとが一致するようにパラメータ $\alpha$ を設定し、R-0 曲線と $h - \gamma$ データとが一致するようにパラメータ $\beta$ を設定することとした<sup>註 5)</sup>。なお、先のようにパラメータ $\alpha$ を設定することは、図 3-4(b)に示すように、想定したひずみレベル $\gamma_f$ において、 $\tau - \gamma$ データと R-0 曲線とが一致することを意味している。このように、想定される地盤のひずみレベルに応じて R-0 モデルを設定することにより、非線形特性が概ね表現できることがわかる。非線形パラメータの詳細を表 3-1 に示す。

### (3) 構造物の物性値

構造物の断面諸元および初期物性値を表 3-2 に示す。なお、機器荷重の影響については、底版に対する付加質量としてモデル化したため、その単位体積重量を割り増している。

表 3-2 構造物の断面諸元と初期物性値

断面番号	部材厚 $H$ (cm)	かぶり $d$ (cm)	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	コンクリートの 圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリートの 引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	60	10	0.167	24	24	1.91
2	60	10	0.167	24	24	1.91
3	60	10	0.167	24	24	1.91
4	60	10	0.167	34.1 <sup>*</sup> )	24	1.91

\* ) 底版については機器荷重に相当する分布荷重を付加質量として与えた

使用要素は鉄筋コンクリート要素とした (⇒5.4.1(2)b. 参照)。

コンクリートの応力-ひずみ曲線は、図 3-5 のものを用いた。圧縮側の応力-ひずみ曲線を図 3-5(a)に示す。ただし、圧縮強度 $f'_c$ に対応するピークひずみ $\epsilon_{peak}$ は下式により定義する。

$$\epsilon_{peak} = 140\sqrt{f'_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}} \times 10^{-6} = 447.2\sqrt{f'_c \text{ (N/mm}^2\text{)}} \times 10^{-6} \quad (3-1)$$

ここに、 $\epsilon_{peak}$  : ピークひずみ

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度

引張側の応力-ひずみ曲線を、図 3-5(b)に示す。ただし、引張硬化係数 $c$ は 0.4 とした。

$$\sigma_t = f_t(\epsilon_u / \epsilon_t)^c$$

ここに、 $\sigma_t$  : コンクリートの平均引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_t$  : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\epsilon_u$  : ひび割れ発生時のひずみ

$\epsilon_t$  : コンクリートの平均引張ひずみ

$c$  : 引張硬化係数



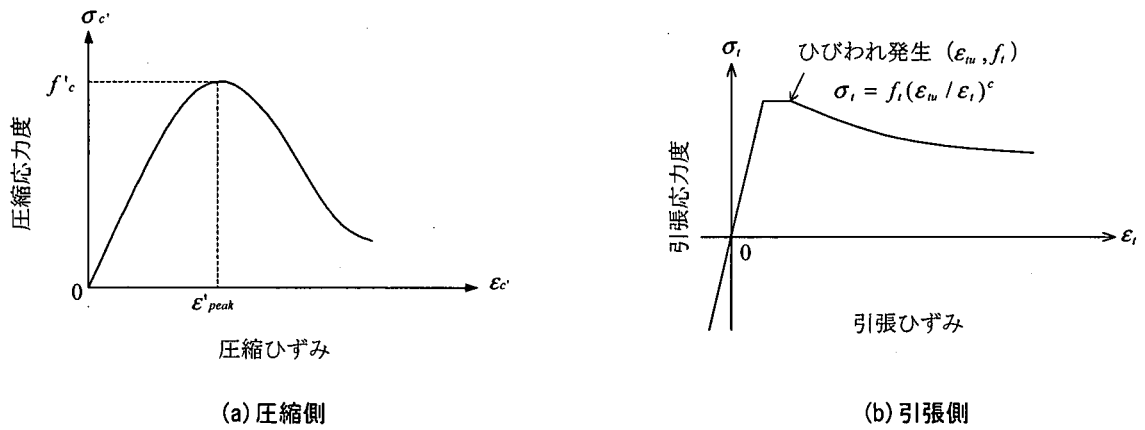


図 3-5 コンクリートの応力-ひずみ関係

なお、発生時のひび割れひずみ  $\epsilon_{tu}$  は、コンクリートの引張強度  $f_t$ 、ピークひずみ  $\epsilon_{peak}$ 、コンクリートの圧縮強度  $f_c'$  から、次式により計算した。

$$\epsilon_{tu} = 2f_t / E_c = f_t \epsilon_{peak} / f_c' (= 102.9 f_c'^{1/6} \times 10^{-6}) \quad (3-2)$$

- ここに、
- $\epsilon_{tu}$  : ひび割れ発生時のひずみ
  - $f_t$  : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $f_c'$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\epsilon_{peak}$  : 圧縮ピークひずみ
  - $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

また、鉄筋の応力-ひずみ曲線はバイリニア型とした。

(4) その他の解析条件

その他の解析条件は、解析ツールに依存することが多いが、本検討においては以下の通りとした。

a. 入力条件

地盤-構造物連成系の二次元モデルの底面境界が固定境界であることを考慮して、(2)で実施した一次元重複反射理論による等価線形解析における解析モデル下面 (G. L-20.0m) での上昇波 (E) および下降波 (F) のうち、(E+F) を抽出して二次元モデルの底面固定境界に入力した。

b. 積分手法

Newmark  $\beta$ 法 ( $\beta=0.36, \gamma=0.70$ ) を用いた (⇒5.4.3(2)b. 参照)。

c. 非線形収束計算手法

Newton-Raphson 法を用いた (⇒5.4.3(2)b. 参照)。

d. 減衰条件

履歴減衰のほかには減衰を考慮しないこととした (⇒5.4.3(2)c. 参照)。

#### 4. 解析結果

##### (1) 地盤－構造物連成系の応答

図 4-1～図 4-3 には構造物の各床版部および地表面の応答加速度の時刻歴を示す。この系においては、どの位置もほぼ同位相の応答加速度波形を示していることがわかる。また、岩着している底版に比べ、地表面応答加速度は砂層地盤の剛性低下の影響により高周波成分が減少しているのが認められる。図 4-4 には地表面の応答変位を示している。図 4-5 には構造物の層間の相対変位の時刻歴を示しており、その大きさは最大で 1.2cm 程度であることがわかる。

図 4-6 は、砂層地盤の構造物近傍の代表位置における応力－ひずみ履歴を示す。砂層地盤最深部の最大せん断ひずみは  $3.9 \times 10^{-3}$  程度であり、先の等価線形解析結果に比して若干大きめの値となっている。

表 4-1 に主要な応答解析結果の最大値を示す。

表 4-1 最大応答値

項目	最大応答値
地表面中央位置の最大応答加速度(Gal)	697
頂版中央位置の最大応答加速度(Gal)	640
底版中央位置の最大応答加速度(Gal)	710
地表面の応答変位(cm)	3.12
頂版－底版間の層間変位(cm)	1.15
構造物周辺地盤の最大せん断ひずみ	$3.9 \times 10^{-3}$
構造物周辺地盤の最大せん断応力(kN/m <sup>2</sup> )	113

##### (2) 構造物の変形挙動

図 4-7 に構造物の変形量と断面力の最大値分布を示す。鉛直部材上下端部や底版端部付近に大きな断面力が発生していることがわかる。図 4-8 に構造物の層間変形が最大となる時刻における変形図と断面力図を示す。ラーメン変形に伴う断面力分布となっている。また、この時刻における側壁上下端部や底版端部付近の断面力はほぼ最大値に一致することがわかる。

図 4-9 に側壁下部と隔壁下部の断面力の時刻歴を示す。この図の断面力の出力位置は、ハンチ部ではなく、せん断力の照査位置に近いハンチ前面の要素としている。土圧の影響を受ける側壁とその影響を受けない隔壁では、断面力履歴に違いが見られる。初期状態において、隔壁は曲げモーメントとせん断力がゼロである。側壁は、せん断力については、自重および鉛直地震力の作用による土圧の影響でそれに見合う断面力が作用している。曲げモーメントについてはゼロに近い値であるが、これは、初期状態における曲げモーメントの反曲点に検討位置が近接していたためである。また、地震時には、曲げモーメントとせん断力は両部材とも正負交番の状況にあるが、軸力については埋設位置が深いことにより初期軸力の影響が大きく、常に圧縮の状態となっている。すなわち、地震時の軸力変動量は初期軸力に比して相対的に小さくなっている。ただし、変動量の大きさは隔壁よりも側壁の方が大きく、これは動土圧の影響によるものと考えられる。

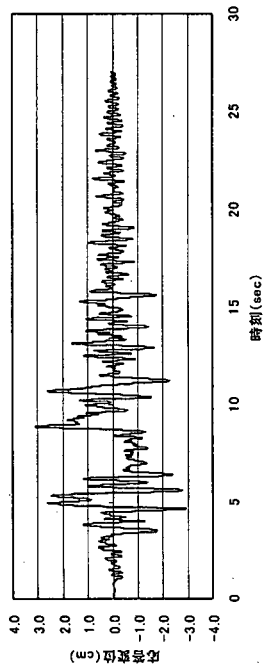
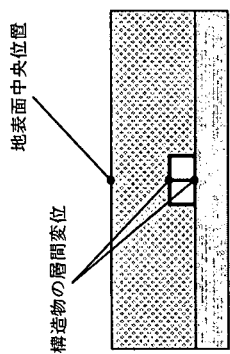


図 4-4 地表面応答変位時刻歴 (構造物中央断面)

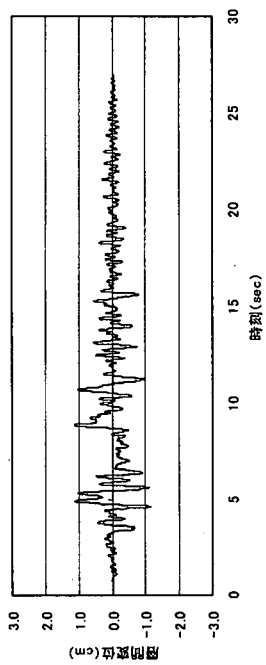


図 4-5 構造物の層間変位時刻歴

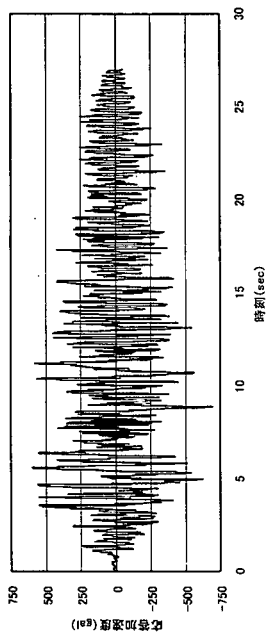
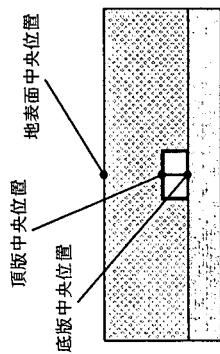


図 4-1 地表面中央位置の応答加速度時刻歴

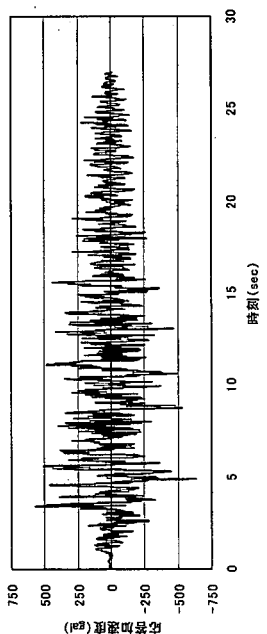


図 4-2 頂版中央位置の応答加速度時刻歴

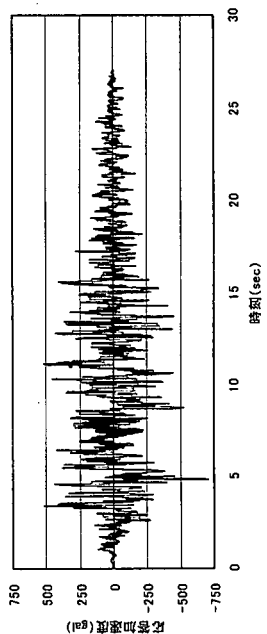


図 4-3 底版中央位置の応答加速度時刻歴

照査例Ⅱ

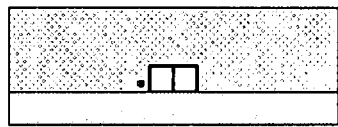
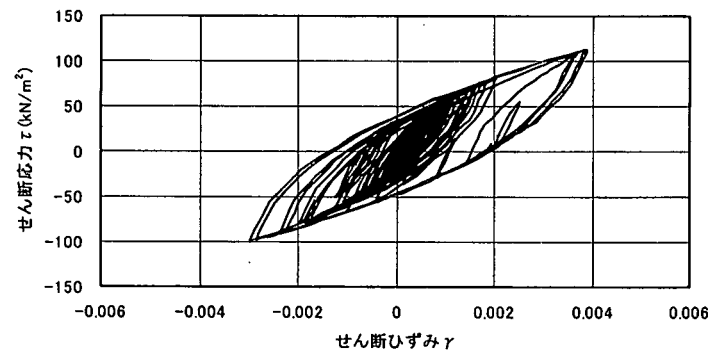
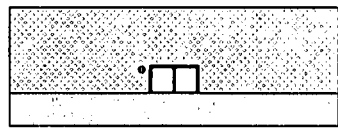
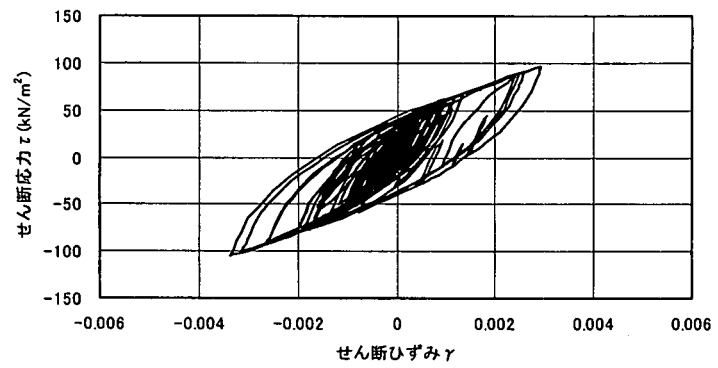
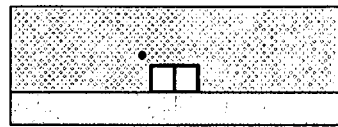
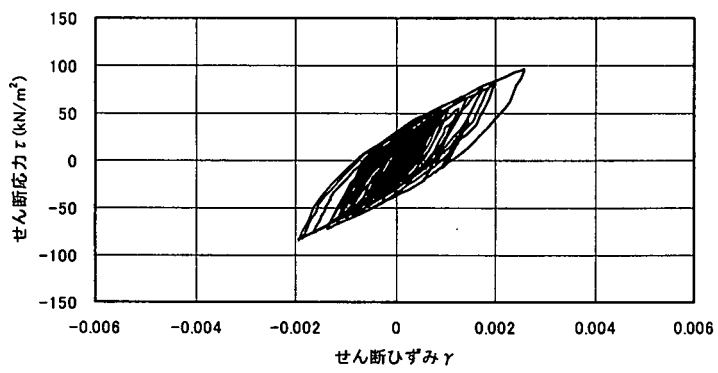
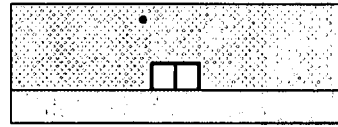
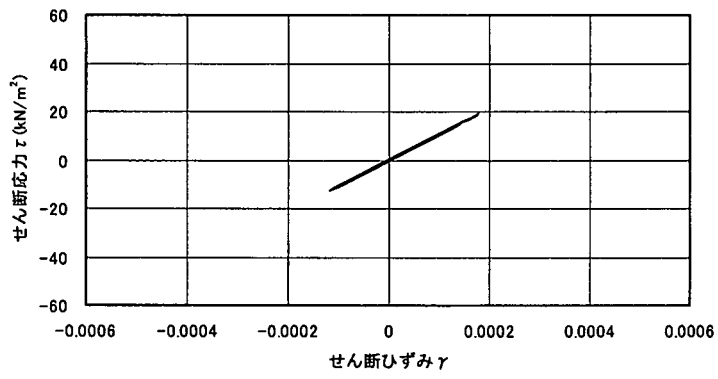


図 4-6 構造物周辺地盤の  $\tau - \gamma$  履歴

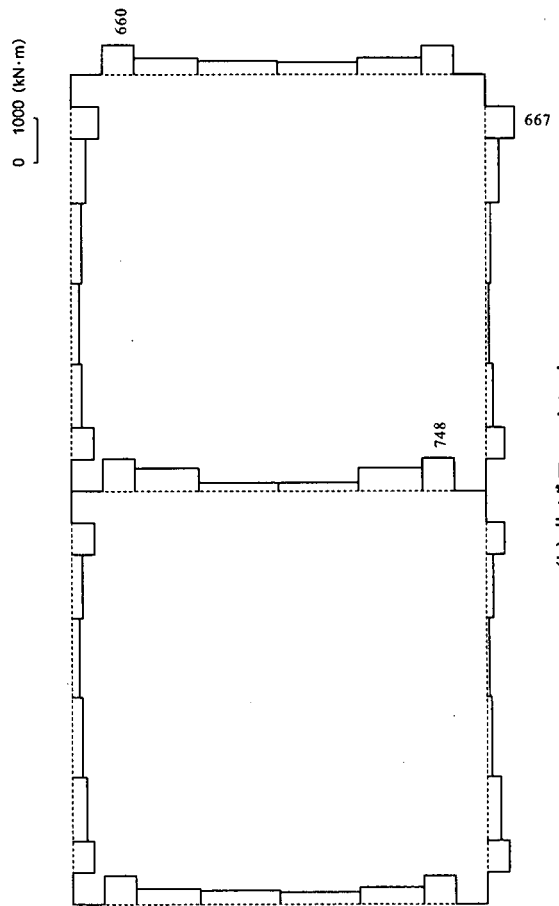
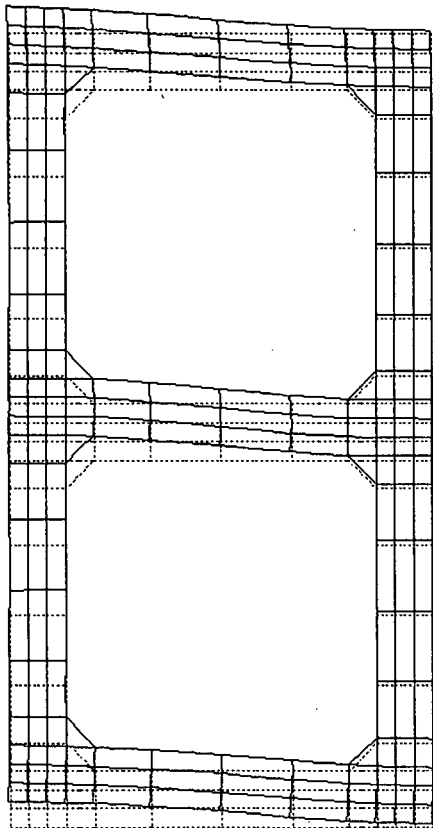
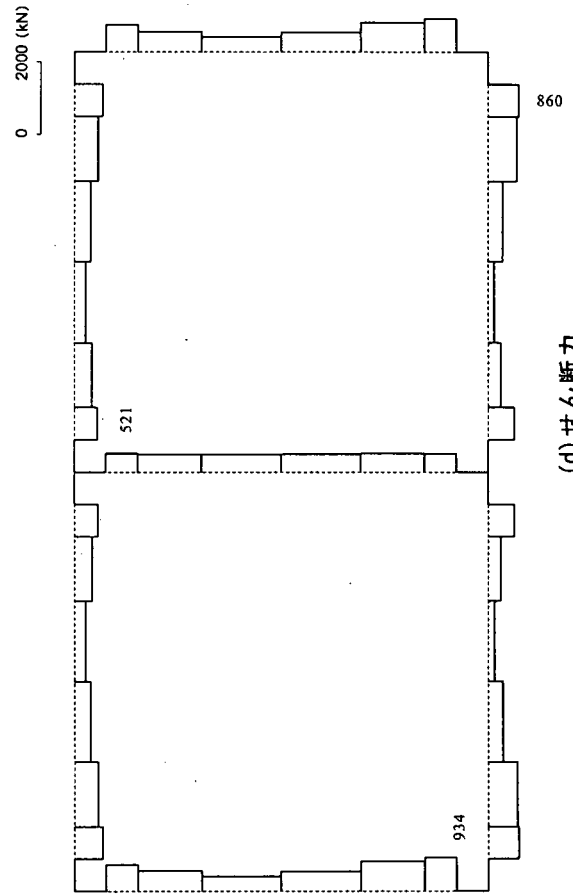
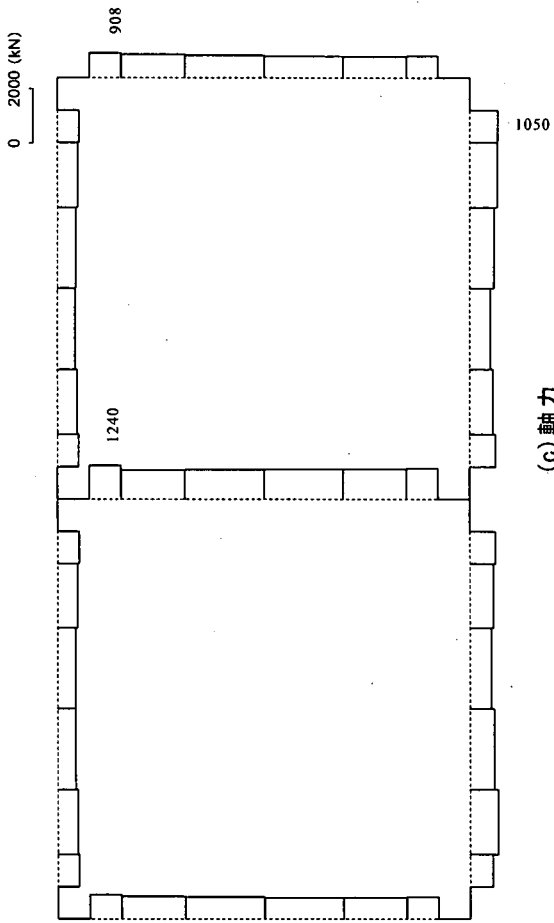
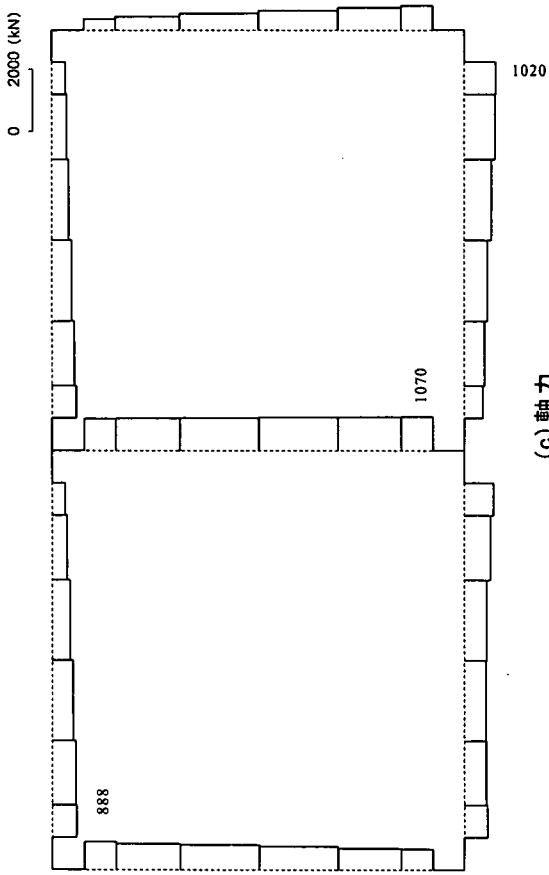
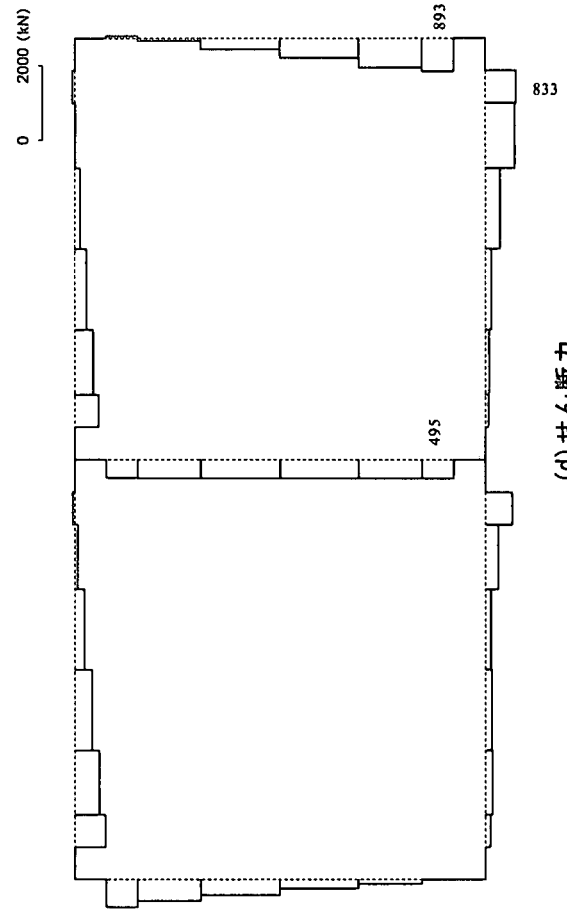


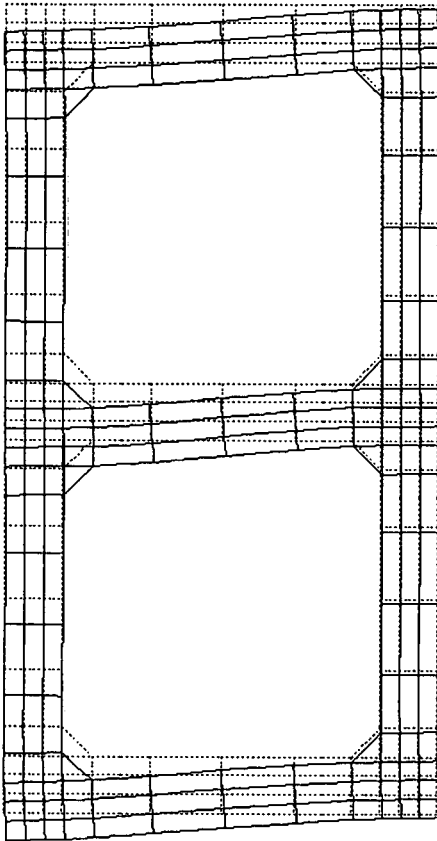
図 4-7 最大断面力図



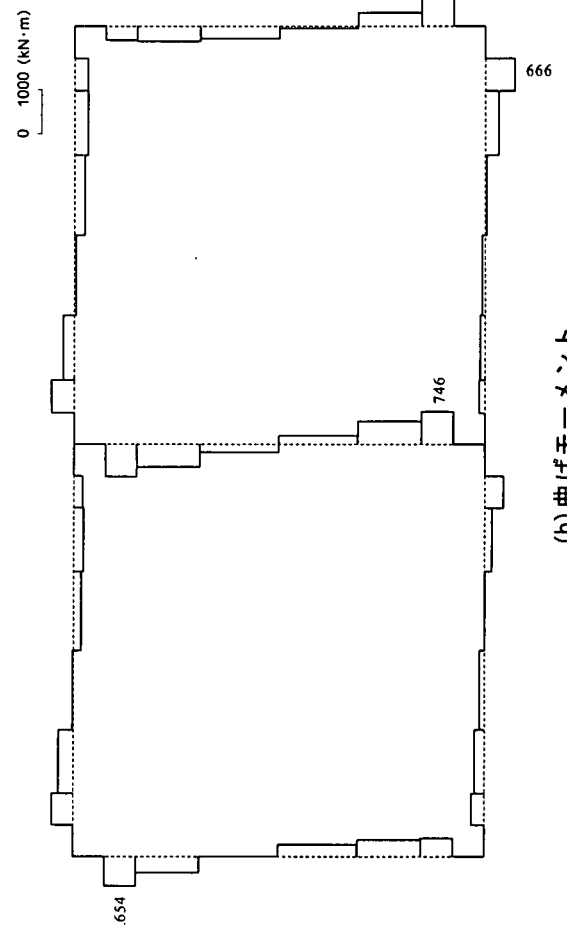
(c) 軸力



(d) せん断力



(a) 変形図



(b) 曲げモーメント

図 4-8 構造物最大変形時の断面力図 (発生時刻 4.64sec)

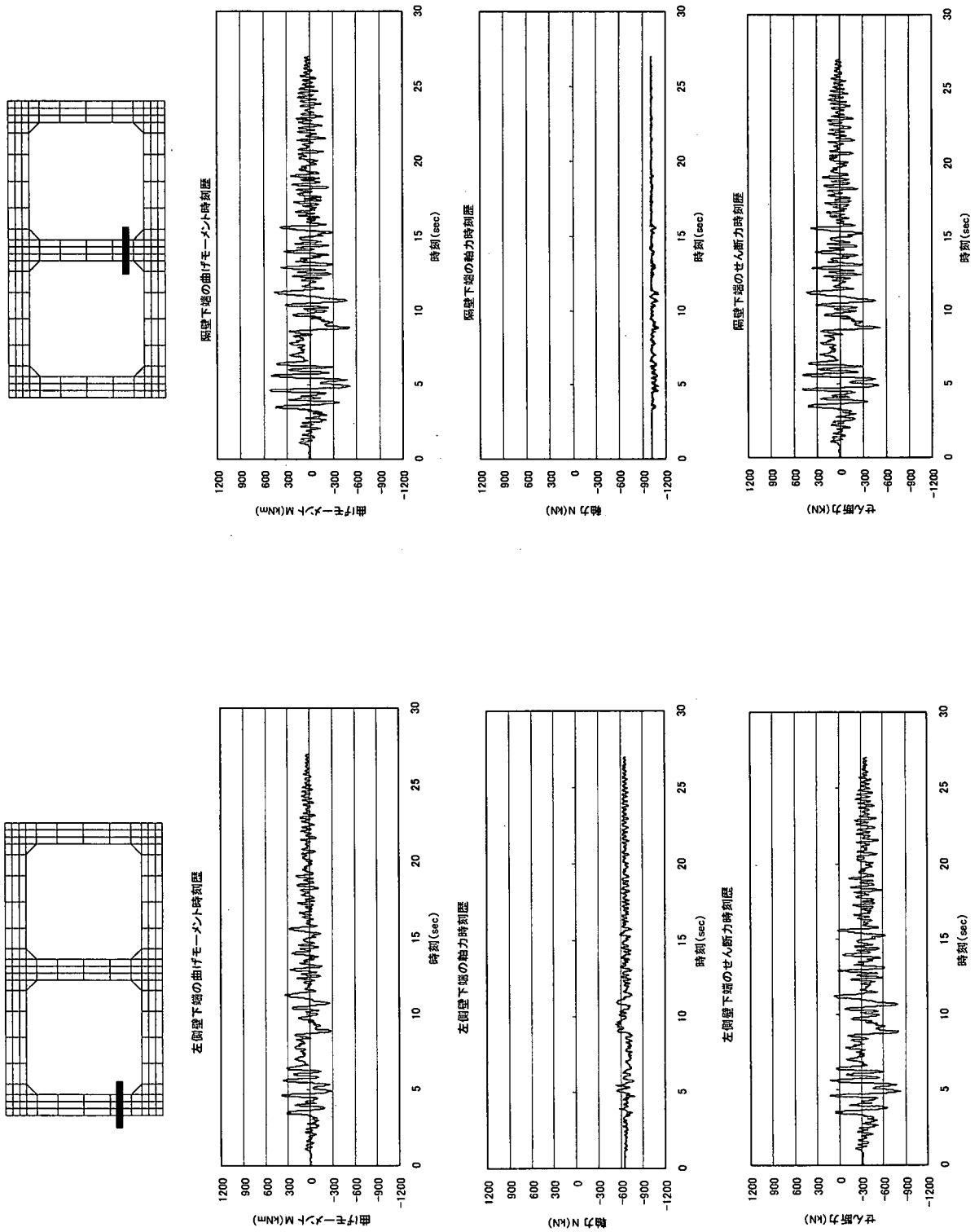


図 4-9 左側壁下端および隔壁下端の断面力時刻歴

## 5. 照査

構造物の各部位の損傷状況を把握し、損傷の進んでいる箇所に対して圧縮ひずみに関する照査を行った。また、せん断破壊を回避するためにせん断力の照査を行った。本指針では、圧縮ひずみによる照査のような断面性能の照査では、構造系全体の履歴挙動の安定性をあわせて確認する必要があるとしている（⇒指針 6.3.2 参照）。そこで、本検討においても、構造系全体の変形挙動に関わる指標（層間変形角、荷重－変位曲線等）にもとづき、挙動の安定性を確認することとした。なお、安全係数は表 5-1 に示す値を用いた（⇒6.1 参照）。

表 5-1 耐震性能照査における安全係数

安全係数		変形による照査		断面力による照査	
		応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0	1.0	1.0
	地盤	1.0	----	1.0	---
部材係数	せん断	コンクリート	----	----	1.3 <sup>*1)</sup>
		鉄筋	----	----	1.1 <sup>*1)</sup>
	変形	----	1.0	----	----
荷重係数		1.0	----	1.0	----
構造解析係数		1.2	----	1.05	----
構造物係数		1.0		1.0	

\*1) 高応力繰り返しの場合には 20% 割り増しを考え、コンクリート：1.56、鉄筋：1.32 とする。割り増しを考慮する条件は、繰り返しの地震動により、鉄筋コンクリート構造物の断面に配置されている両側の主鉄筋がともに降伏している場合とする。

## (1) 損傷状況の確認

構造物の損傷状況を図 5-1 に示す。(a) は損傷の程度を部材軸方向の引張の維ひずみ分布で表している。3×3 のガウス点を有する有限要素に対して、それらガウス点の維ひずみの最大値をもって要素毎に色分けしている。剛域に相当する部分は、部材軸方向の維ひずみを明確に定義することができないので、結果を出力していない。剛域以外の空白部分は引張ひずみが生じていないことを示している。隔壁の上下端部で引張ひずみが  $2.0 \times 10^{-3}$  を超えており、この場所で鉄筋降伏が生じているものと考えられる。(b) は部材軸方向の圧縮の維ひずみに応じて区分したものである。本検討では、圧縮縁の維ひずみが  $2.0 \times 10^{-3}$  に満たず、損傷の程度があまり大きくないことを表している。(c) はひび割れの状況を示している。解析モデルはハンチ筋を考慮していないのでハンチ部にもひび割れが進展しやすくなっている。基本的には、隔壁の上下端部にひび割れが最も発達しており、側壁の上下端部および水平部材の左右端部にもひび割れが生じている。図(a)との対応も良好である。



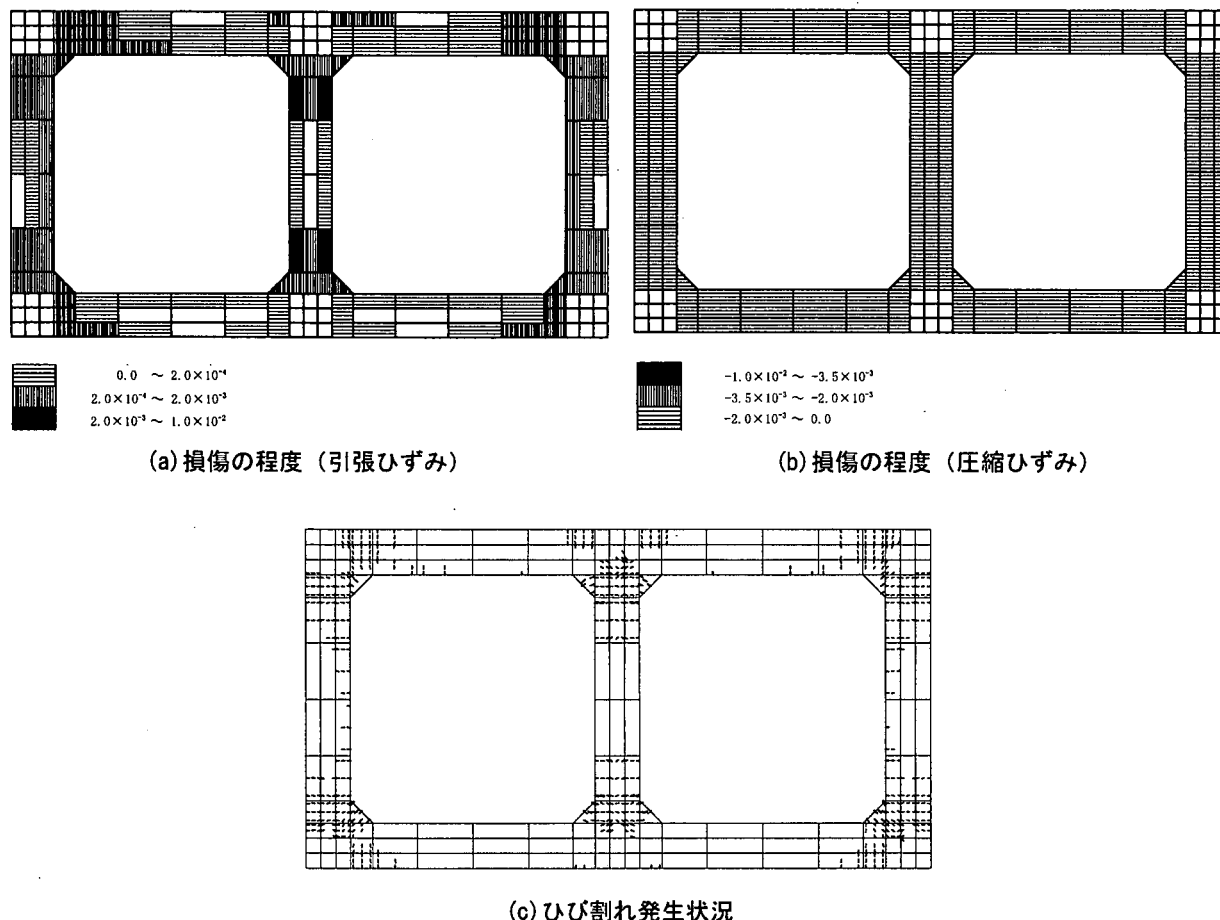


図 5-1 構造物の損傷状況

(2) 曲げ系の破壊の照査

損傷が進んでいる箇所に対して、被りコンクリートの圧縮ひずみに関する照査を行った。損傷が最も大きい箇所は隔壁下端部であり、この箇所での被りコンクリートの維ひずみの時刻歴を図 5-2 に示す。この維ひずみは、ガウス点の維ひずみを直接出力したのではなく、図 5-3 に示すように、ハンチ近傍の有限要素の圧縮縁に位置する 2 節点間 (=部材厚に相当する長さ) の平均ひずみであり、2 節点間の部材軸方向の相対変位を要素長で除したものである。圧縮ひずみの照査にはこの維ひずみを用いることが適当とされている(⇒ 5.4.4(2)参照)。変形に関する構造解析係数  $\gamma_a = 1.20$  を考慮しても、圧縮の維ひずみは、かぶりコンクリートが剥落しないための限界ひずみ 1.0% ( $10000 \times 10^{-6}$ ) に対しては十分に余裕があることが確認された(⇒ 6.3.1 参照)。

図 5-4 は、同隔壁下端部の応力-ひずみ関係を示している。この値は、 $3 \times 3$  のガウス点のうち有限要素の最外縁に位置する 3 つのガウス点の値を平均したものである。維ひずみは、図 5-2 のひずみと厳密には一致するものではないが、塑性化した部位の被りコンクリートの平均的な量を表していると考えられる。引張ひずみの最大値は  $1.8 \times 10^{-3}$  程度、圧縮ひずみの最大値は  $0.7 \times 10^{-3}$  で程度であり、図 5-2 の維ひずみの最大値・最小値との整合もよいことがわかる。

照査例Ⅱ

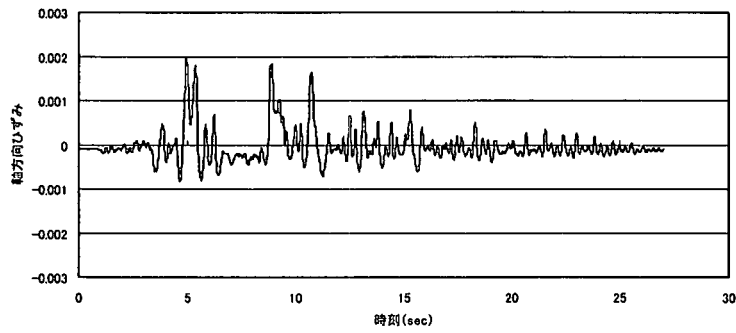


図 5-2 隔壁下端部での軸方向ひずみの時刻歴波形

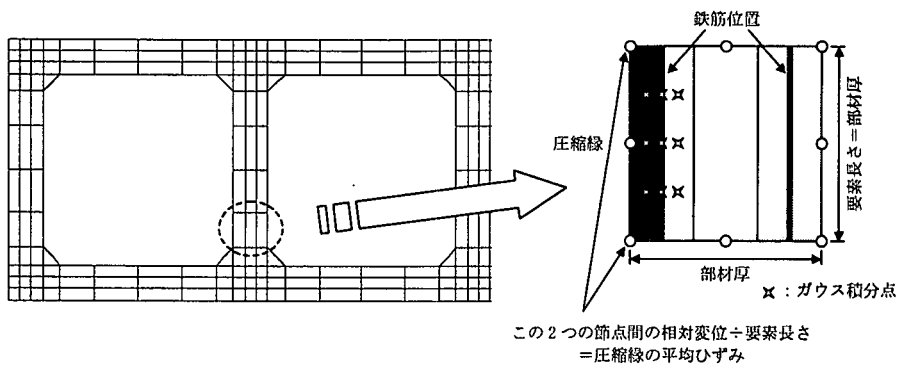


図 5-3 部材軸方向の平均ひずみの考え方

表 5-2 圧縮ひずみによる変形照査結果

圧縮縁の最大ひずみ $\epsilon$	$8.5 \times 10^{-4}$
構造解析係数 $\gamma_a$	1.20
照査用の圧縮ひずみ $\epsilon_d$ ( $= \gamma_a \cdot \epsilon$ )	$1.0 \times 10^{-3}$
限界ひずみ $\epsilon_r$	$1.0 \times 10^{-2}$
構造物係数 $\gamma_i$	1.00
$\gamma_i \cdot \epsilon_d / \epsilon_r$	0.10
安全性の判定	OK

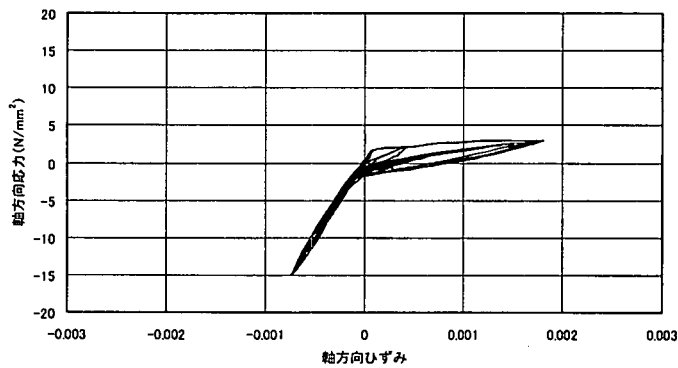


図 5-4 隔壁下端部での軸方向応力-ひずみ関係

次に、構造物が崩壊していないことを確認するために、構造系全体の变形挙動を検討した。図5-5は構造物の頂底板間の層間変位を構造物高さで除した層間変形角の時刻歴を示している。最大値は0.0029である。限界層間変形角 1/100 を安全評価の目安とすると、たとえ、最大層間変形角に構造解析係数  $\gamma_a = 1.20$  を乗じたとしても、限界層間変形角には十分に余裕がある状態である (⇒6.3.2(1)参照)。

$$\gamma_i \cdot \theta_d / R \leq 1.0 \quad (5-3)$$

ここに、 $\gamma_i$  : 構造物係数 (=1.00)

$\theta_d$  : 照査用の層間変形角 (=  $\gamma_a \cdot \theta$ )

$\gamma_a$  : 構造解析係数 (=1.20)

$\theta$  : 応答計算による最大層間変形角 (=  $U/H$ )

$U$  : 中床版-底版間での最大相対変位 (m)

$H$  : 層間高さ (m)

$R$  : 限界層間変形角

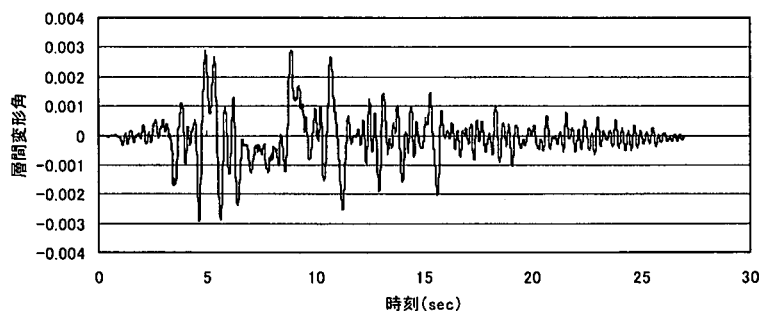


図 5-5 構造物隔壁の層間変形角の時刻歴

表 5-3 層間変形角による変形挙動の確認

最大層間変位 $U$ (cm)	1.15
層間高さ $H$ (m)	3.9
最大層間変形角 $\theta$	0.0029
構造解析係数 $\gamma_a$	1.20
照査用の層間変形角 $\theta_d$ (= $\gamma_a \cdot \theta$ )	0.0035
限界層間変形角 $R$	0.01
構造物係数 $\gamma_i$	1.00
$\gamma_i \cdot \theta_d / R$	0.35
安全性の判定	OK

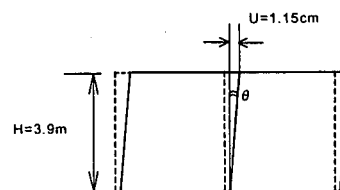


図5-6には、構造系全体の荷重-変位の履歴を示す。変位量としては先の頂底板間の層間変位をとり、荷重としては、各鉛直部材下端部のせん断力の総和を用いた。この図は、構造系全体に作用する水平方向の荷重に対する耐荷力特性を示すものと考えられる。この荷重-変位履歴の包絡形状は紡錘形を呈しており、構造物は耐荷力を失うことなく安定的に挙動していることがわかる。

照査例Ⅱ

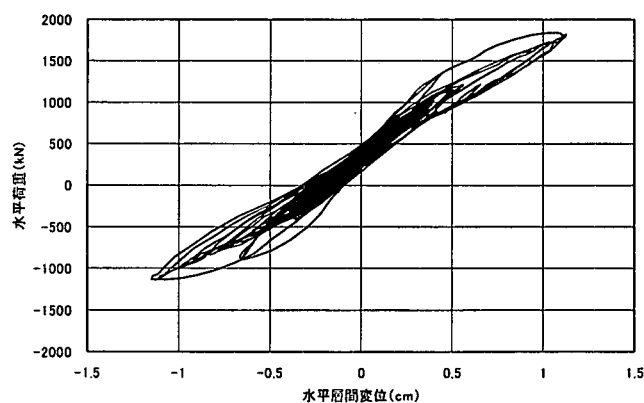


図 5-6 荷重－層間変位関係

図 5-7 は、隔壁の鉛直変形量の時刻歴を示している。この変形量は隔壁の上下端間の部材軸方向の相対変位量である。この指標は、鉛直部材の倒壊に伴う大変形を確認することができるものと考えられる。正が鉛直部材の引張変形を表している。初期状態から圧縮側にシフトしているのは、自重および静的な鉛直地震力の影響である。圧縮側でバランスした状態から引張側に多少変位するものの、バランスの状態から圧縮側にはほとんど変形していない。これは、鉛直部材は倒壊しておらず、頂版が崩壊するようなことも生じていないことを示していると考えられる。また、隔壁の長さ 3.9m (内寸法) に対して、0.1cm 程度の相対変位量であるため、十分に微小変形の範囲内であることが確認できる。

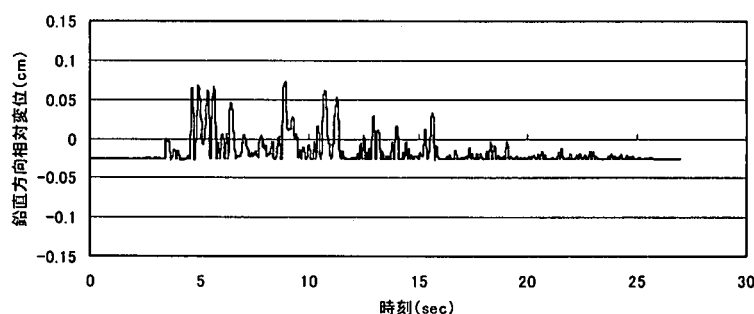


図 5-7 構造物隔壁の鉛直方向相対変位時刻歴

(2)せん断破壊の照査

せん断破壊を防止するために、全部材に対して下式によりせん断耐力の照査を行う。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \tag{5-4}$$

- ここに、  $\gamma_i$  : 構造物係数 (=1.00)
- $V_d$  : 部材の設計せん断力 (=  $\gamma_a \cdot V$ )
- $\gamma_a$  : 構造解析係数 (=1.05)
- $V$  : 応答計算によるせん断力値
- $V_{yd}$  : 部材各断面の設計せん断耐力

## 照査例Ⅱ

設計せん断耐力 $V_{yd}$ は、照査例Ⅰと同じ要領で、部材毎に予想されるせん断破壊機構に適したせん断耐力算定方法により評価した。

表 5-4 にせん断耐力の照査結果を示す。隔壁の上下端部の断面は両側鉄筋とも降伏に至っており、高応力の繰返しの状態にあることが懸念されたため、この部分で部材係数を 20%割増した。

照査の結果、構造物の全部材でせん断破壊しないことが確認された。

以上より、構造系全体の変形挙動が安定していることを確認するとともに、曲げ系の破壊、せん断破壊のいずれの破壊も生じないことを確認した。したがって、海水管ダクトの耐震性能が満足されることを確認するに至った。

照査例Ⅱ

表 5-4 海水管ダクトのせん断力に関する照査

			側壁 ①	隔壁 ②	頂版 ③	底版 ④		
断面諸元	部材の腹部の幅	$b_w$ (cm)	100	100	100	100		
	断面の高さ	$h$ (cm)	60	60	60	60		
	部材の有効高さ	$d$ (cm)	50	50	50	50		
	かぶり	$c$ (cm)	10	10	10	10		
	引張側鋼材の断面積	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	19.10	19.10	19.10	19.10		
	引張鉄筋比	$p$ (%)	0.38	0.38	0.38	0.38		
	せん断補強筋の断面積	$A_w$ (cm <sup>2</sup> )	13.30	13.30	13.30	13.30		
	せん断補強筋比	$p_w$ (%)	0.67	0.67	0.67	0.67		
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	$\alpha_s$ (deg)	90	90	90	90		
	せん断補強鉄筋の配置間隔	$s_s$ (cm)	20	20	20	20		
材料強度	コンクリート設計基準強度	$f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	24	24	24	24		
	コンクリート材料係数	$\gamma_c$	1.30	1.30	1.30	1.30		
	コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	18	18	18	18		
	鋼材の引張降伏強度の特性値	$f_{ky}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345	345	345	345		
	鋼材の材料係数	$\gamma_s$	1.00	1.00	1.00	1.00		
	せん断補強鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345	345	345	345		
	構造解析係数	$\gamma_a$	1.05	1.05	1.05	1.05		
設計断面力	設計曲げモーメント	$M_d$ (kN・m)	-78	683	184	-42		
	設計軸方向圧縮力	$N'_d$ (kN)	731	921	751	958		
	設計せん断力	$V_d$ (kN)	814	532	644	591		
	せん断スパン比	$a/d$	4.03	—	4.27	3.08		
	設計せん断耐力	棒部材式	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	$f_{ved}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.53	0.53	0.53	0.53
$\beta_d$				1.19	1.19	1.19	1.19	
$\beta_p$				0.73	0.73	0.73	0.73	
$\beta_n$				1.94	1.13	1.41	2.00	
$\beta_a$				1.10	—	1.08	1.20	
$\gamma_b$				1.30	1.56	1.30	1.30	
$V_{ed,s}$ (kN)				374	166	266	423	
せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力				$z$ (cm)	43.5	43.5	43.5	43.5
				$\gamma_b$	1.10	1.32	1.10	1.10
				$V_{sd,s}$ (kN)	907	756	907	907
		$V_{yd,s}$ (kN)	1281	922	1173	1330		
ディープビーム式		ディープビーム的破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	$f_{ved}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.82	—	0.82	0.82	
			$\beta_d$	1.19	—	1.19	1.19	
			$\beta_p$	0.73	—	0.73	0.73	
			$\beta_n$	0.29	—	0.26	0.48	
			$\gamma_b$	1.30	—	1.30	1.30	
			$V_{cd,d}$ (kN)	79	—	70	129	
			せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	$\phi$	1.00	—	1.00	1.00
				$V_{sd,d}$ (kN)	907	—	907	907
ディープビーム式のせん断耐力		$V_{yd,d}$ (kN)	986	—	977	1036		
設計せん断耐力	$V_{yd}$ (kN)	1281	922	1173	1330			
照査	構造物係数	$\gamma_i$	1.00	1.00	1.00	1.00		
	照査値	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	0.64	0.58	0.55	0.44		
	安全性の判定		OK	OK	OK	OK		
備考			棒部材式	一般の棒部材式 部材係数20%増し	棒部材式	棒部材式		

