

I 部材非線形の地震応答解析を用いた照査例

取水ピッ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－構造物連成系の部材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

取水ピットは、原子炉補機冷却系に属する設備である海水ポンプやそれに接続される海水管を支持する間接支持構造物である。ピット自体も躯体内部を流れる海水を整流して通水する取水機能を有している。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関わりを整理すると、取水ピットは、設計用限界地震時においても、海水ポンプや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ことになる。

取水ピッ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、工学的観点から、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取水ピットの性能

海水ポンプおよび海水管の機能		設計用限界地震時においても、海水の取水性や通水性を確保する。
取水ピットの性能	要求性能	設計用限界地震時においても、海水ポンプの揚水機能や海水管の通水機能を維持するように安全に支持し、ピット自体の取水機能も損なわない。
	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 海水ポンプや海水管の機能維持のために取水ピッ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、海水ポンプや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、海水ポンプや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、取水ピットの許容される限界状態となる。したがって、取水ピットの目標性能（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、取水ピッ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層8連のボックス形式の鉄筋コンクリート構造物
- ・ 構造寸法 幅 50.0m×高さ 19.75m×奥行 70.0m
- ・ 基礎形式 岩盤に直接支持

(2) 形状寸法

a. 構造図

照査対象とする取水ピットの構造図を図 2-1 に示す。

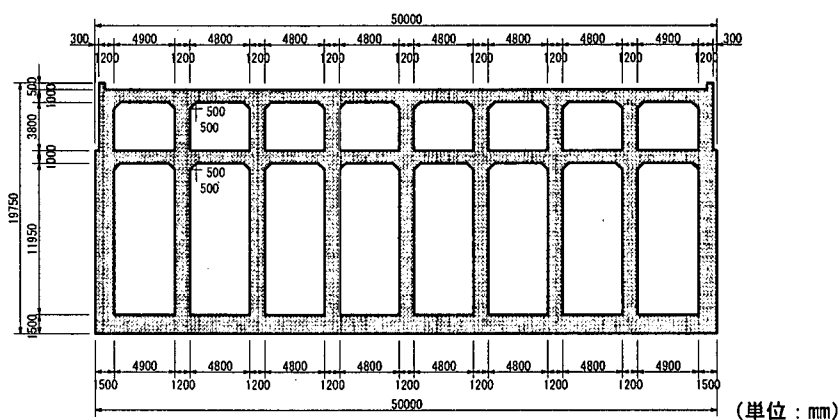


図 2-1 取水ピットの構造図

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 ²)	補強筋配筋	補強筋量 A_w (cm ²)
①	120	D19@100	28.65	D16@500 Ss=200	3.97
②	150	D16@100	19.86	D16@500 Ss=200	3.97
③	150	D25@100	50.67	D25@500 Ss=200	10.13
④	120	D22@100	38.71	D16@500 Ss=200	3.97
⑤	120	D25@100	50.67	D16@500 Ss=200	3.97
⑥	100	D16@100	19.86	D16@500 Ss=200	3.97
⑦	150	D29@100	64.24	D25@500 Ss=200	10.13
⑧	100	D19@100	28.65	D16@500 Ss=200	3.97

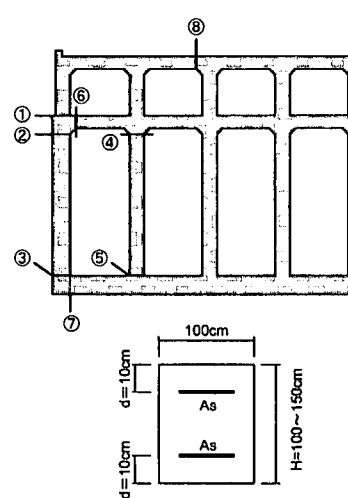


図 2-2 部材断面および断面諸元

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 ²
		ヤング係数の特性値 E_c	25 kN/mm ²
鉄筋※2)	SD345	引張降伏強度の特性値 f_{yk}	345 N/mm ²
		圧縮降伏強度の特性値 f'_{yk}	345 N/mm ²
		ヤング係数の特性値 E_s	200 kN/mm ²

※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

取水ピット周辺の地質条件を図 2-3 に示す。地表面 (E.L.+5.0m) から E.L.-15.0m までは砂層であり、これより以深は岩盤である。取水ピットはこの岩盤に直接支持されている。

b. 地下水および潮位条件

砂層には地下水が存在し、地下水面は E.L.±0.0m にある。また、海水面についても、E.L.±0.0m にあるものとする。

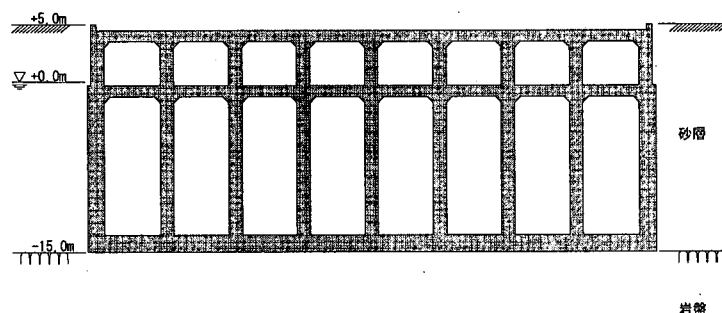


図 2-3 取水ピット周辺の地質条件

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:「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」 報告書 昭和 60 年 8 月 土木学会原子力土木委員会) 注 1)。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) 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 I

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	S波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性定数の初期値 G_0 (kN/m ²)	減衰定数の初期値 h_0 (%)
+5.0m 砂層①	18.0	0.40	300	165,000	2.0
± 0.0m 砂層②	20.0	0.48	300	184,000	2.0
-15.0m 岩盤	20.0	0.33	700	1,000,000	2.0
-35.0m					

図 2-4 地盤の初期物性値

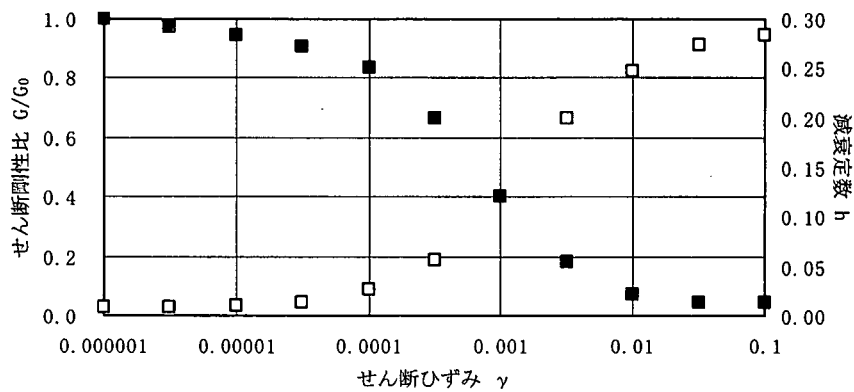


図 2-5 砂層の $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 関係

(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)。

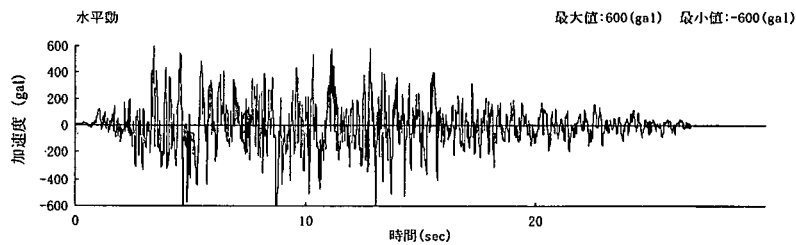


図 2-6 入力地震動の加速度時刻歴波形

b. 機器荷重

頂版および中床版に、上載荷重として 10kN/m² を考慮する。

3. 解析方法

解析は、構造物の部材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ることとする。初期応力状態を考慮するために、自重解析を実施する。

3.1 自重解析

(1) 解析モデル

構造物をはり要素、地盤を平面ひずみ要素でモデル化した。構造物の要素分割については、構造物周辺の要素分割が過度に小さくなるのを避けるため、剛域はモデル化しないこととした(⇒5.3.2(1)b. 参照)。なお、隅角部直近のはり要素は、他の制約がない限り要素長さを部材厚とした(⇒5.3.2(1)d. 参照)。地盤の要素分割については、鉛直方向に対して、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。解析領域の境界条件は、モデルの底面は固定境界、側方は鉛直ローラー境界とした。解析モデルを図3.1-1に示す(⇒5.3.3(2)a. 参照)。

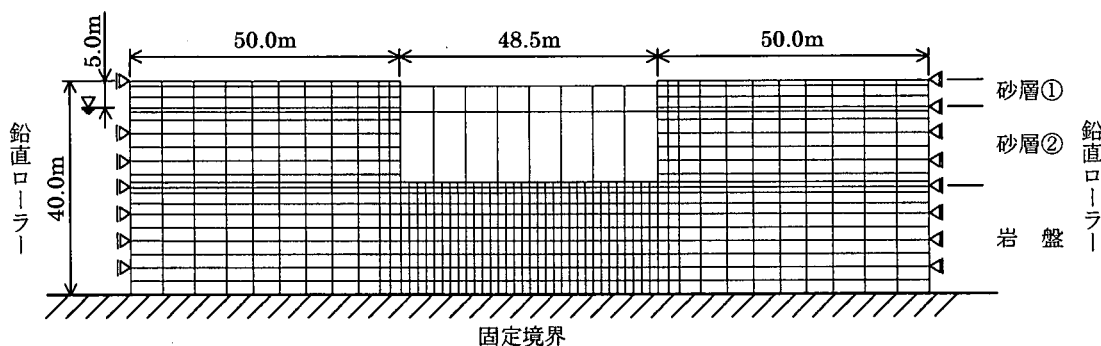


図 3.1-1 自重解析に用いる解析モデル（構造物—地盤連成系）

地盤と構造物の境界面においては、両者の質量差および剛性差により、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ために、境界面におけるせん断方向の自由度を解放することとした。すなわち、地盤と構造物の接合点を二重化してそれぞれが独立に可動できる細工を施した状態で、境界面における拘束条件を以下の通りとした。

- ・側方条件 : 水平方向拘束, 鉛直方向非拘束
- ・底面条件 : 水平方向非拘束, 鉛直方向拘束
- ・隅角部条件 : 水平方向拘束, 鉛直方向拘束

(2) 材料の物性値

地盤および構造物の物性値は、基本的には地震応答解析における値と同一とした。これについては後述する。本指針では静止土圧の算定精度に配慮してその上限と下限に相当する静止土圧係数 K_0 を考慮し、不利な場合を採用することとしているが(⇒4.3.2(5)参照)、簡単のため、ここでは静止土圧係数 K_0 の上限を考慮するものとし、 $K_0=0.5$ とした。この影響は、砂層のポアソン比を 0.33 とすることで表現した(⇒4.3.2(5)参照)。また、地下水による土圧への影響を考慮するために、地下水位以深の砂層の単位体積重量は、水中重量 γ_w ($\gamma_{sat}-1$; γ_{sat} は飽和重量) を用いた。

(3) 自重解析の実施

地下水および内容水の作用により構造物に働く浮力は、構造物壁面に作用する表面力として考慮し、静水圧に相当する分布荷重を与えた^{注2)}。機器荷重も構造物床面に作用する分布荷重として作用させた。また、自重解析終了後は、地震時の初期定常状態であることを勘案し、変位・変形量は解放し、応力や断面力を後述の鉛直地震力に関する静的解析に引き継いだ。

(4) 鉛直地震力の考慮

本解析では、鉛直地震力を静的に考慮するため、自重解析に引き続き静的解析を実施する。鉛直地震力を水平入力地震動の最大加速度の1/2に相当する静的震度として考慮するため、自重解析と同じ要領で地震時の慣性力増分を作用させる。ただし、構造物に作用する水圧については、動水圧成分のみであり、コンクリートに対する付加質量として考慮した^{注3)} (⇒5.3.2(6)参照)。同様に、機器の慣性力成分についても付加質量として考慮した。また、動土圧に関連する物性として、砂層地盤のポアソン比および地下水位以深の単位体積重量を、地震応答解析における値と同一とした。

鉛直地震力の作用方向については、上向き・下向きの両方を考慮し、不利な方向を採用することとしているが (⇒4.2.3(3)参照)、ここでは、鉛直下向きの場合について検討した。

3.2 地震応答解析

(1) 解析モデル

基本的には、自重解析に用いた要素分割を用いるが、モデルの側方と底面の境界は粘性境界によりモデル化した (⇒5.1.1(4)参照)。また、構造物内の内容水および機器は付加質量として考慮し^{注3)} (⇒5.3.2(6)参照)、構造物と地盤の間のすべりは考慮しないものとした^{注4)}。解析モデルを図3.2-1に示す。

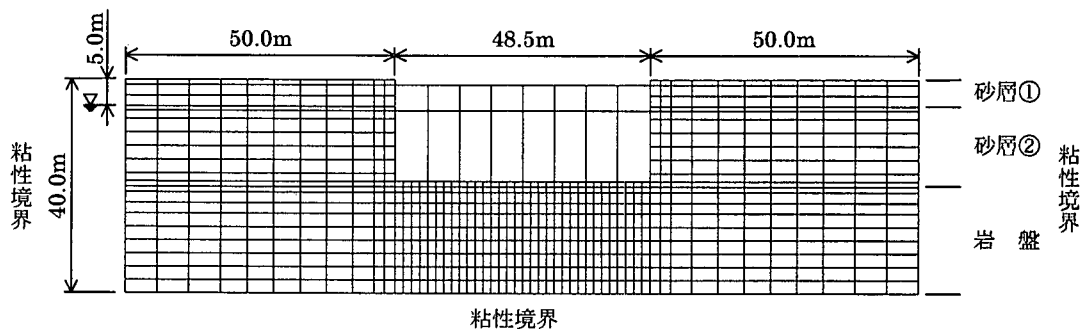


図 3.2-1 地震応答解析に用いる解析モデル (構造物-地盤連成系)

注 2) 簡便には内容水と地下水がバランスするとして浮力を考慮しない場合もある。

注 3) 対象構造物の内容水には自由水面が存在しないので、付加質量の算定にあたっては、一様な動水圧分布に相当する付加質量を考慮した。算定式は以下のとおりである。なお、自由水面が存在する場合は、一般にウェスタガード式が用いられることが多い。

$$\text{水平方向加振に対して： } p = \frac{1}{2} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot B \quad (p: \text{動水圧}, K_h: \text{水平震度}, \gamma_w: \text{水の単位体積重量}, B: \text{水路幅})$$

$$\text{鉛直方向加振に対して： } p = \frac{1}{2} \cdot K_v \cdot \gamma_w \cdot H \quad (p: \text{動水圧}, K_v: \text{鉛直震度}, \gamma_w: \text{水の単位体積重量}, H: \text{水路高})$$

注 4) 滑りや剥離をジョイント要素によりモデル化することで、より合理的な耐震性能照査が可能である (⇒5.3.2(4)参照)。

(2) 地盤の物性値

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 3.2-2 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 (α, β) 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 3.2-3 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、 3.8×10^{-3} 程度であった。

そこで、図 3.2-4(a) に示すように、想定されるひずみレベル γ_f において、R-O 曲線と $G/G_0 - \gamma$ データとが一致するようにパラメータ α を設定し、R-O 曲線と $h - \gamma$ データとが一致するようにパラメータ β を設定することとした^{註 5)}。なお、先のようにパラメータ α を設定することは、図 3.2-4(b) に示すように、想定したひずみレベル γ_f において、 $\tau - \gamma$ データと R-O 曲線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-O 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 3.2-1 に示す。

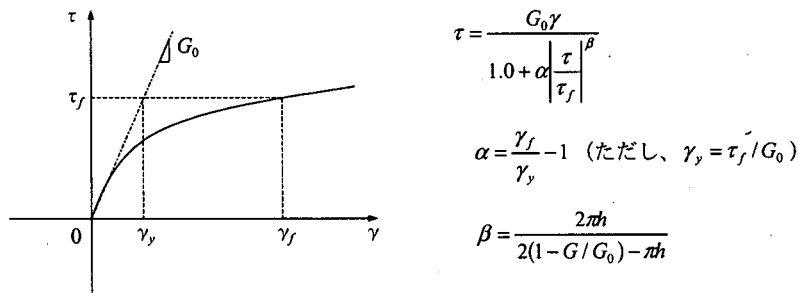


図 3.2-2 R-O モデルの概要

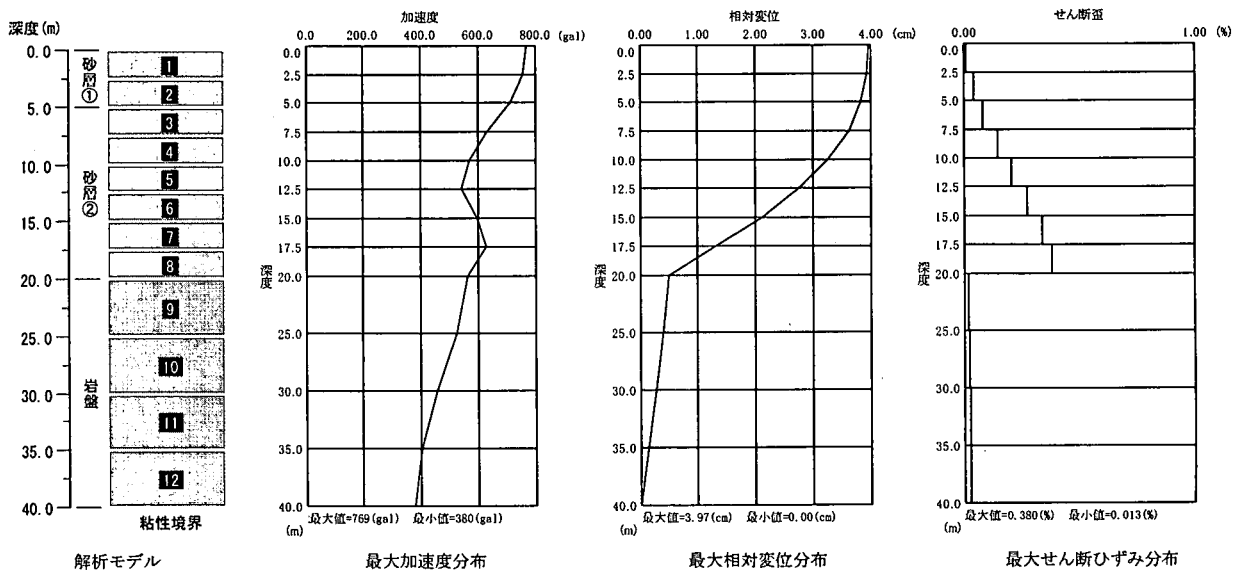
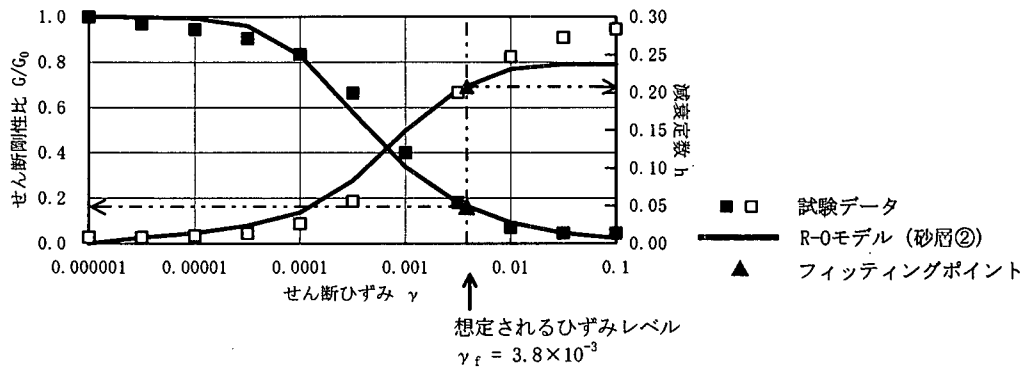
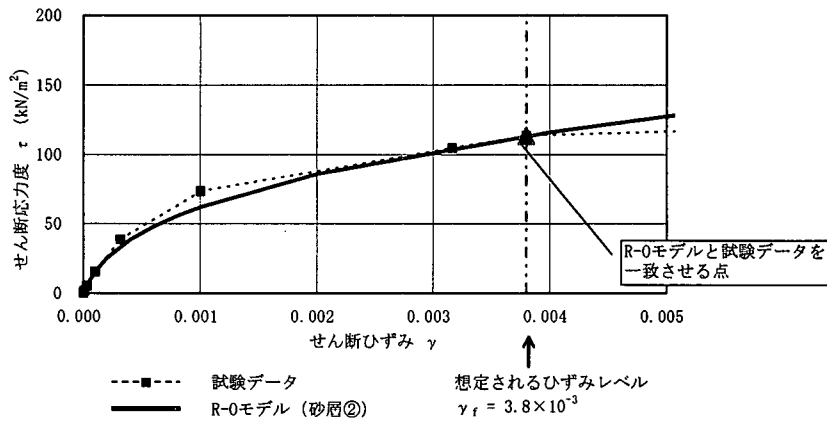


図 3.2-3 一次元重複反射理論による等価線形解析結果

照査例 I



(a) $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$ 関係



(b) $\tau - \gamma$ 関係

図 3.2-4 試験データと R-0 モデルとの比較

表 3.2-1 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		
	γ_f	G/G_0	h	γ_y	α	β
砂層① (地下水面より上)	5.0×10^{-4}	0.56	0.08	2.8×10^{-4}	0.79	0.82
砂層② (地下水面より下)	3.8×10^{-3}	0.16	0.21	6.2×10^{-4}	5.16	1.28

注 5) β の設定については、想定されるひずみレベルにおける減衰定数 h の値を用いるかわりに、 h_{\max} を用い、そのときの $(1-G/G_0)$ を近似的に 1 として、簡便に $\beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}}$ とすることも多い (⇒ 5.2.2 (1) b. 参照).

(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 3.2-2 に示す。構造物の非線形特性は、曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係 ($M-\phi$ 関係) として考慮するものとし、図 3.2-5 に示すトリリニアモデルを用いることとした。このモデルは、第 1 折れ曲がり点 (ϕ_{cr} , M_{cr}) が『曲げひび割れ発生』、第 2 折れ曲がり点 (ϕ_y , M_y) が『断面降伏』に対応するものである (⇒5.3.2(2) 参照)。なお、軸力変動に伴う骨格曲線の乗り移りは考慮していない。各部材はスレンダーであり、曲げ変形に対してせん断変形は無視できるものとした (⇒5.3.2(1)c. 参照)。

表 3.2-2 構造物の初期物性値

断面番号	初期弾性係数 E_0 (kN/mm ²)	ポアソン比 ν	等価単位体積重量 (注) γ (kN/m ³)	初期減衰定数 h_0	断面積 A (m ²)	断面 2 次モーメント I (m ⁴)
1	25	0.2	24.0	0.05	1.20	0.144
2	25	0.2	39.2 (※1)	0.05	1.50	0.281
3	25	0.2	39.2 (※1)	0.05	1.50	0.281
4	25	0.2	61.7 (※1)	0.05	1.20	0.144
5	25	0.2	61.7 (※1)	0.05	1.20	0.144
6	25	0.2	81.2 (※1,2)	0.05	1.00	0.083
7	25	0.2	56.8 (※1)	0.05	1.50	0.281
8	25	0.2	34.0 (※2)	0.05	1.00	0.083

※1) コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c=24.0$ kN/m³ に内容水の質量を付加した値である。

※2) 機器荷重として、分布荷重 10kN/m² に相当する質量を付加した値である。

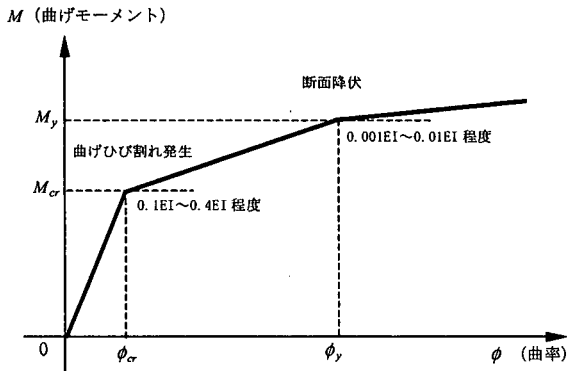
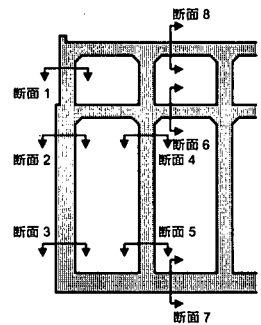


図 3.2-5 M- ϕ 関係のトリリニアモデル

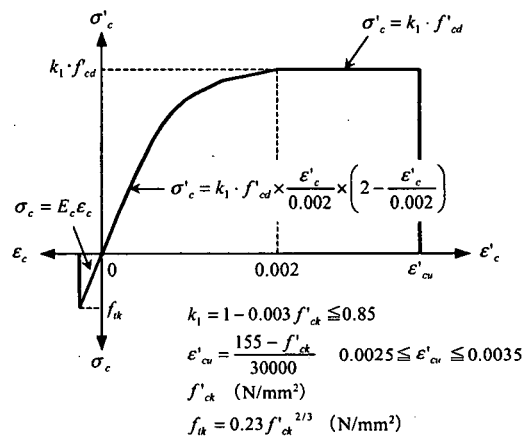


図 3.2-6 コンクリートの応力-ひずみ曲線

トリリニアモデルの各特性点 (折れ曲がり点) は断面計算により求めた (⇒5.3.2(2)c. 参照)。断面計算は、平面保持の原則が成り立つとして、ひび割れ発生、断面降伏等の損傷事象に対応する維ひずみ分布を仮定し、それに応じた応力度の積分値に関して発生軸力や発生曲げモーメントとの釣り合い計算を行う。コンクリートの応力-ひずみ曲線は図 3.2-6 に示すものを用いた。圧縮領域についてはマニュアル編 3.2.2(5) に示される応力-ひずみ曲線と同一である。また、ひび割れの特性点を求める場合のみ引張領域を考慮するものとした。鉄筋の応力-ひずみ曲線についてはバイリニア型とした。断面計算の過程においては、あらかじめ発生軸力や発生曲げモーメントの経路を想定しておかなければならない。一般に、土圧を受ける部材は軸力と曲げモーメントの比が一定となるように推移することが知られており、事前に同一の有限要素モデルを用いて、

構造物を等価線形剛性とした非線形動的解析を行い、その解析結果をもとに時刻歴で最大となる断面力を用いて M/N を決定した (⇒5.3.2(2)d. 参照)。

その一連の操作の意味合いを図 3.2-7 に示す。上図は $M-N$ 相関図であり、各曲線はひび割れ発生、鉄筋降伏、コンクリート圧縮破壊の各事象に対応する一種の破壊包絡線を表している。簡単のために、 $M-N$ 曲線は純引張—純曲げ—釣合い—純圧縮の各状態をあらわす点を直線で結んでいる。想定する断面力経路は M/N 一定線で表現され、この直線と $M-N$ 曲線との交点が各事象の発生時点に相当している。断面計算はこれらの交点を求解することを意味している。また、断面計算では維ひずみ分布に応じた曲率が算定されるので、この曲率 ϕ と曲げモーメント M を整理すると下図に示す $M-\phi$ 曲線となる。なお、部材厚が大きいため、隅角部における鉄筋の伸び出しは考慮していない (⇒5.3.2(3)参照)。また、今回対象としている構造物のように、低鉄筋比でかつ軸力レベルが小さい構造物の場合には、 $M-\phi$ 曲線のうち降伏点と終局点を結ぶ第3勾配、および、終局点以降の第4勾配 (負勾配) が非常に小さくなることが知られており、ここでは、第3勾配以降を工学的にゼロに近い勾配 (1/1000 程度) を有する半直線として表現した (⇒5.3.2(2)b. 参照)。各部材の代表的な部位における $M-\phi$ 曲線の詳細を表 3.2-3 に示す。

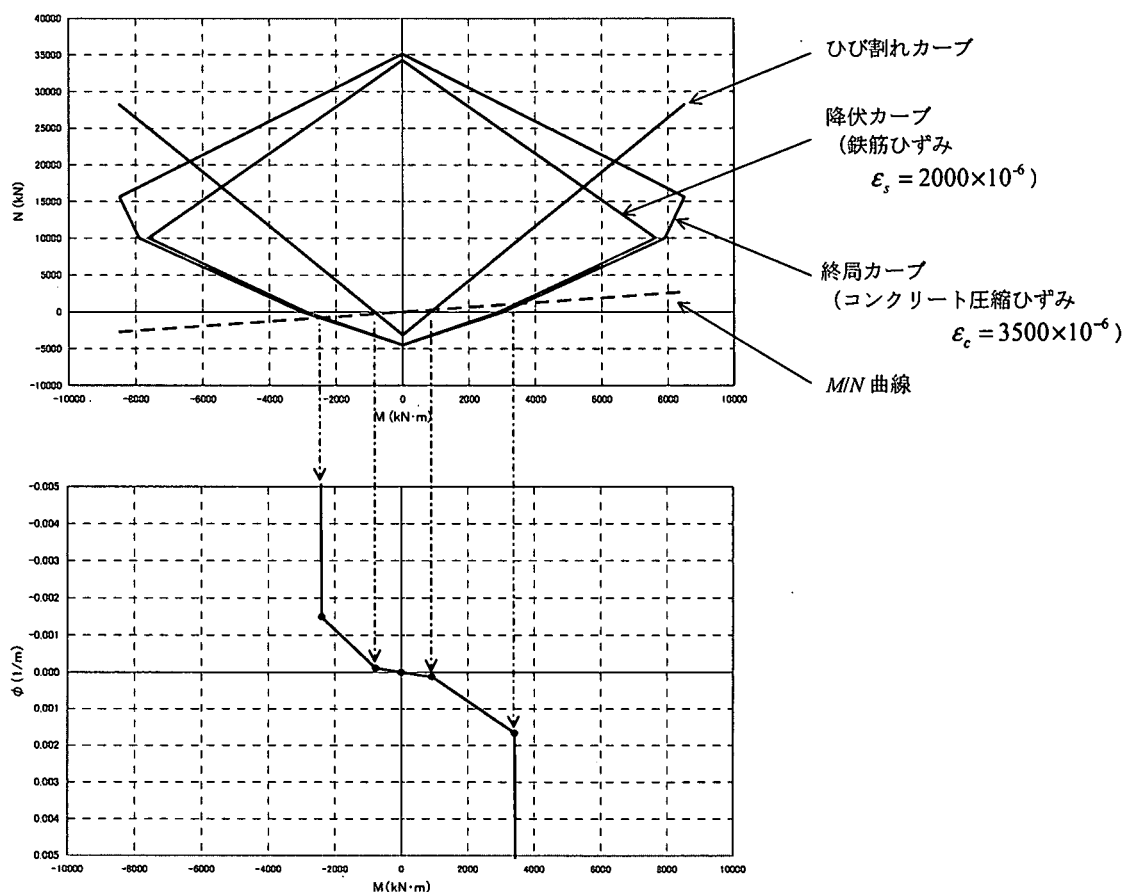


図 3.2-7 $M-N$ 相関図 (上) と $M-\phi$ 曲線 (下) との関係

表 3.2-3 構造物の非線形特性

断面 番号	モーメント 符号	ひび割れ点		降伏点	
		ϕ_{cr} (1/m)	M_{cr} (kN・m)	ϕ_y (1/m)	M_y (kN・m)
①	+側	1.27×10^{-4}	894.2	1.49×10^{-3}	1266.9
	-側	-9.41×10^{-5}	-661.4	-1.33×10^{-3}	-664.5
②	+側	1.40×10^{-4}	981.6	1.72×10^{-3}	3264.3
	-側	-9.95×10^{-5}	-699.3	-1.39×10^{-3}	-1631.0
③	+側	1.49×10^{-4}	537.7	2.00×10^{-3}	1479.2
	-側	-1.38×10^{-4}	-495.5	-1.90×10^{-3}	-1250.0
④	+側	1.60×10^{-4}	574.5	2.12×10^{-3}	2047.3
	-側	-1.38×10^{-4}	-495.2	-1.92×10^{-3}	-1518.5
⑤	+側	1.47×10^{-4}	529.2	1.94×10^{-3}	1127.8
	-側	-1.33×10^{-4}	-477.7	-1.84×10^{-3}	-910.7
⑥	+側	1.89×10^{-4}	394.2	2.43×10^{-3}	765.2
	-側	-1.45×10^{-4}	-302.7	-2.15×10^{-3}	-441.2
⑦	+側	1.31×10^{-4}	921.6	1.67×10^{-3}	3410.6
	-側	-1.10×10^{-4}	-774.2	-1.48×10^{-3}	-2398.1
⑧	+側	1.88×10^{-4}	391.6	2.51×10^{-3}	1016.6
	-側	-1.53×10^{-4}	-319.0	-2.24×10^{-3}	-668.0

(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

(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-40.0m) での上昇波 (E) および下降波 (F) のうち、上昇波成分を抽出し、地盤-構造物連成系の二次元モデルの底面粘性境界に (2E) として入力した。

b. 積分手法

Newmark β 法 ($\beta=0.25$, $\gamma=0.5$) を用いた (⇒5.3.3(3)a. 参照)。

c. 非線形収束計算手法

Newton-Raphson 法を用いた (⇒5.3.3(3)b. 参照)。

d. 減衰条件

履歴減衰のほかに Rayleigh 減衰を考慮した。ただし、各要素に対する剛性比例型とし、初期剛性マトリックスに対する 1 次の固有振動数 (3.02Hz) を用いて比例係数を決定した (⇒5.3.3(1)b. 参照)。

4. 解析結果

(1) 地盤－構造物連成系の応答

図 4-1～図 4-4 に地盤－構造物連成系の最大応答にかかわる諸図を示す。図 4-1 は最大変形図である。岩盤との境界面を境に、砂層地盤が大きく変形し、1 次のせん断変形が卓越していることがわかる。また、構造物の変形は地盤変形に追随している様子が伺える。図 4-2 は最大応答加速度分布を示しており、ほぼ一様の加速度分布となっている。図 4-3 と図 4-4 は、それぞれ、地盤の最大せん断応力度分布と最大せん断ひずみ分布を示している。ほぼ水平に層状の分布をしており、自由地盤のせん断振動に近い挙動となっていることが確認できる。また、地盤のせん断ひずみの最大値は、1 次元の等価線形解析の場合と同じく砂層地盤の最深部に発生するも、その最大値は 10^{-3} オーダーの後半であり、等価線形解析結果に比して、多少大きめの値となっている。

図 4-5～図 4-7 は構造物の各床版部の応答加速度の時刻歴を示す。この系においては、どの床版部もほぼ同位相の応答加速度波形を示しているが、砂層地盤の剛性低下の影響で上層は高周波成分が減少していることがわかる。図 4-8 と図 4-9 には各層間の相対変位の時刻歴を示している。各層間は同位相で挙動するものの、頂版－中床版間の層間変位が小さく、その大きさは最大でも 0.4cm 程度であるのに対し、中床版－底版間の層間変位は大きく、最大で 6.5cm 程度であることがわかる。

図 4-10 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。砂層地盤最深部の地盤の最大せん断ひずみは 6×10^{-3} 程度であり、図 4-4 の最大せん断ひずみ分布図とも整合している。

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
頂版中央位置の最大応答加速度(Gal)	617
中床版中央位置の最大応答加速度(Gal)	538
底版中央位置の最大応答加速度(Gal)	534
頂版－中床版間の層間変位(cm)	0.35
中床版－底版間の層間変位(cm)	6.53
構造物周辺地盤の最大せん断ひずみ	5.94×10^{-3}
構造物周辺地盤の最大せん断応力(kN/m ²)	140.6

(2) 構造物の変形挙動

図 4-11 には構造物の変形量と断面力の最大値分布を示す。側壁下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 4-12 は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が、側壁、底版のような土圧に抵抗する部材の一部では、分布荷重の影響によりモーメント分布は高次の形状を有している。また、この時刻における右側壁下部や底版右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 4-13 および図 4-14 は、鉛直部材で断面力が大きい箇所における断面力の時刻歴と、曲げモーメントと曲率の履歴を示す。これらの箇所では、部材降伏に至っていることがわかる。また、側壁の軸力は常時軸力と同程度の変動が見られるのに対し、隔壁の軸力はほぼ一定である。これは、側壁に作用するせん断土圧が地震によるせん断振動を受けて変動し、側壁の軸力に転化されるためと考えられる。

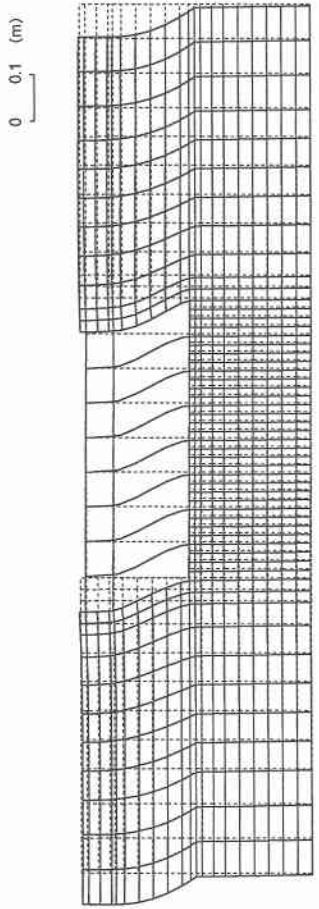


图 4-1 最大変形図

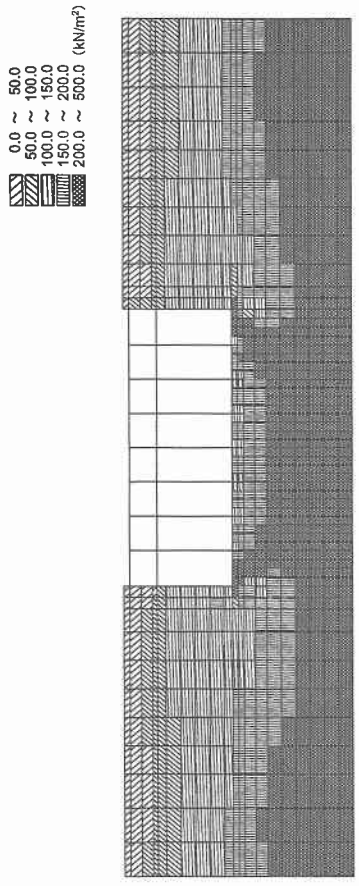


图 4-3 最大せん断応力度分布

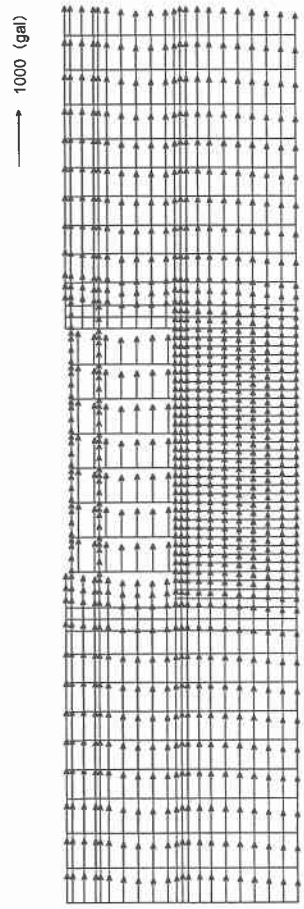


图 4-2 最大応答加速度分布

照査例 I

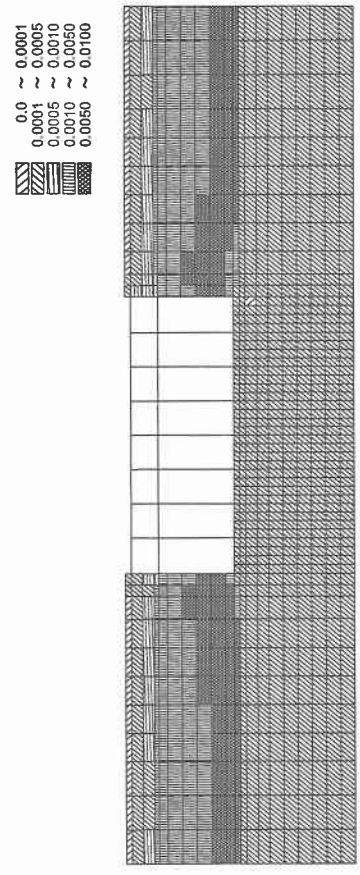


图 4-4 最大せん断ひずみ分布

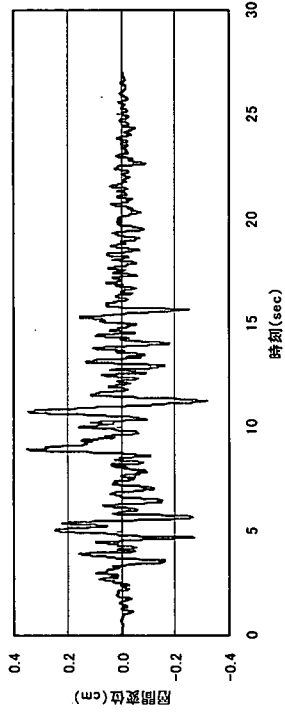
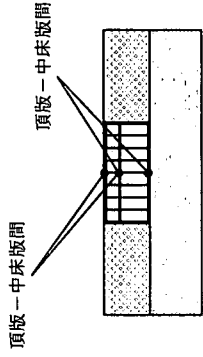


図 4-8 頂版—中床版間の層間変位時刻歴

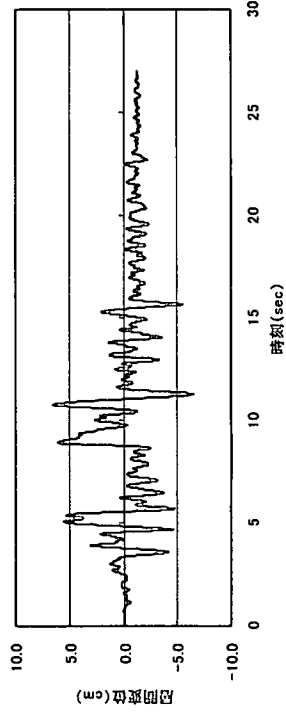


図 4-9 中床版—底版間の層間変位時刻歴

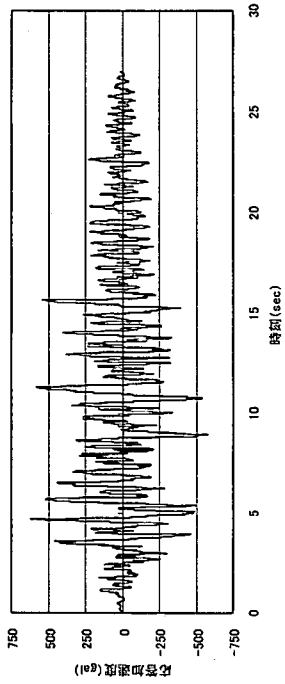
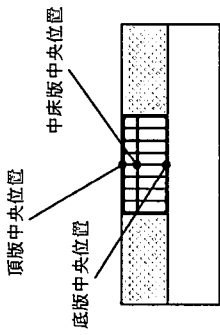


図 4-5 頂版中央位置の応答加速度時刻歴

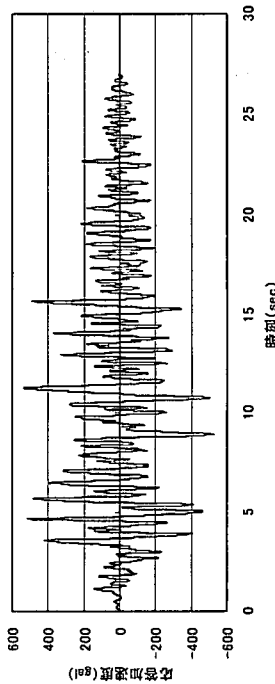


図 4-6 中床版中央位置の応答加速度時刻歴

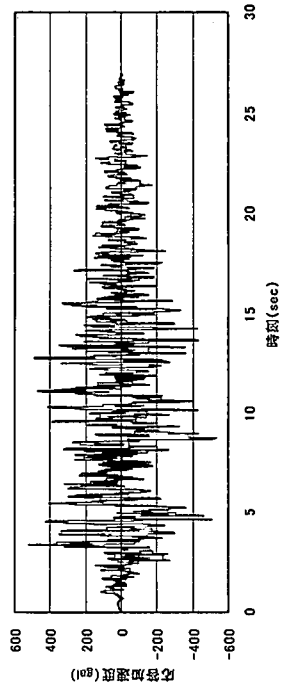


図 4-7 底版中央位置の応答加速度時刻歴

照査例 I

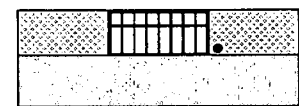
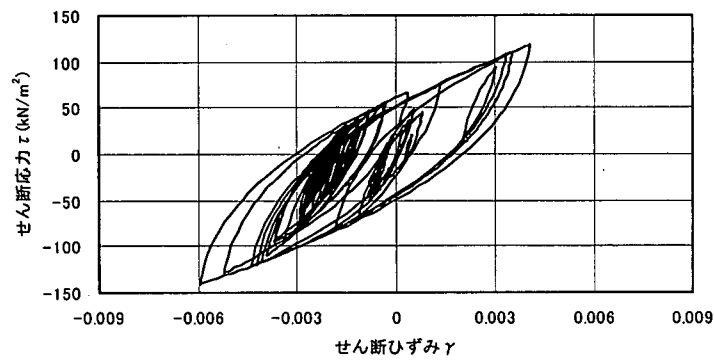
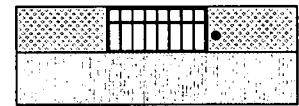
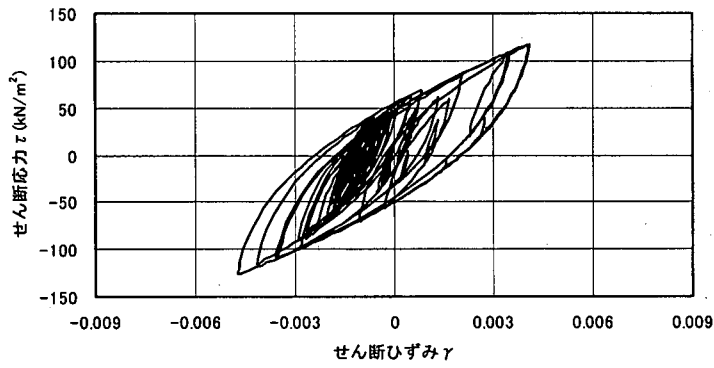
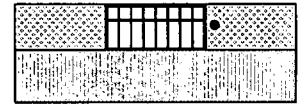
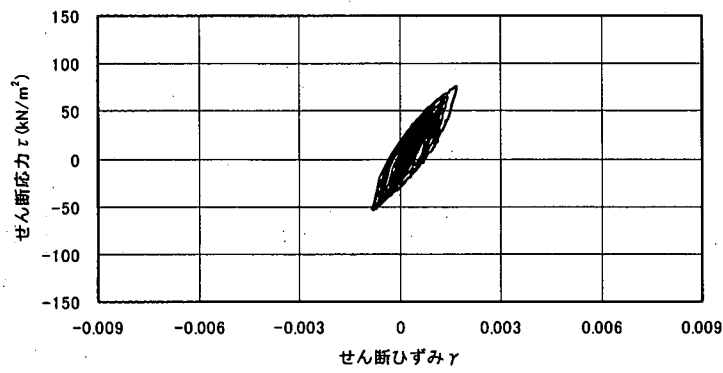
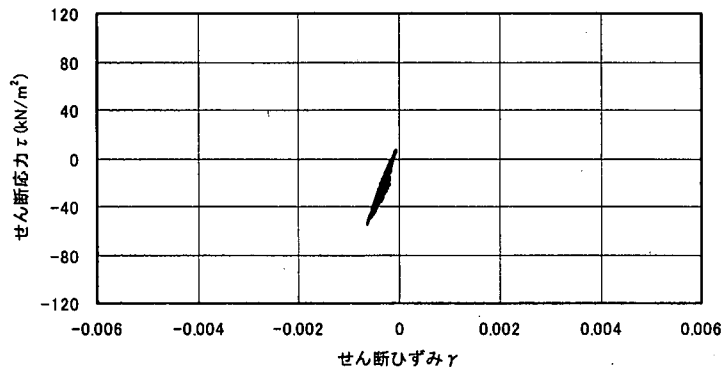
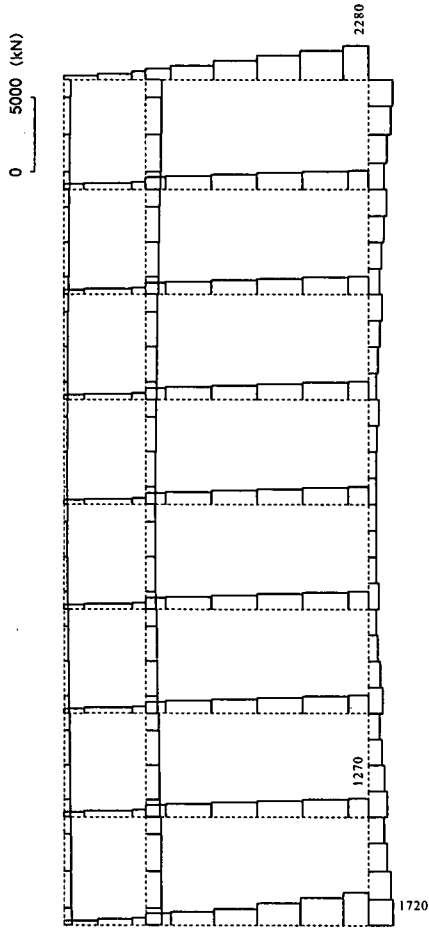
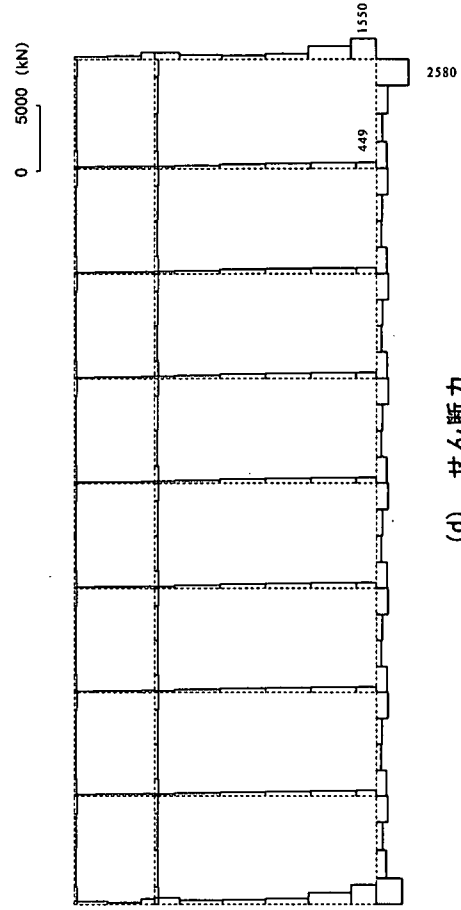


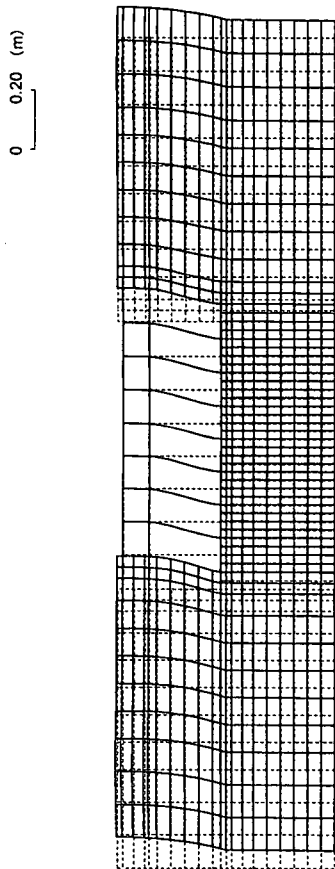
図 4-10 構造物右側壁近傍地盤の $\tau - \gamma$ 履歴



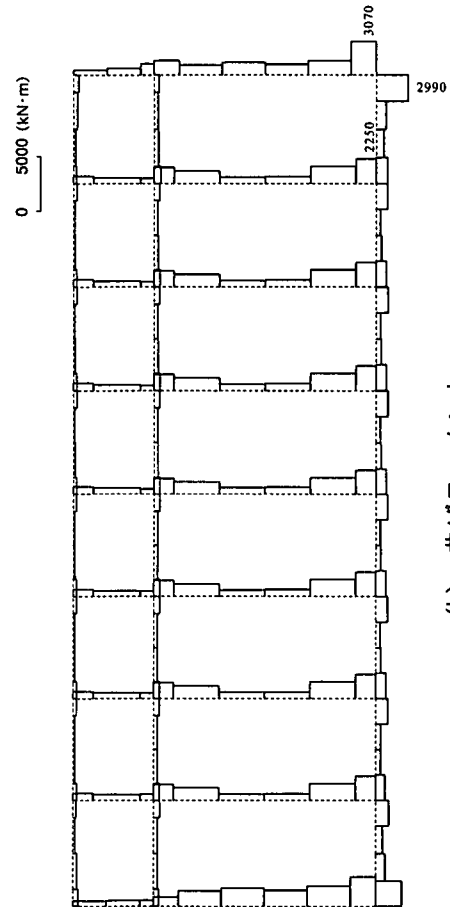
(c) 軸力



(d) せん断力

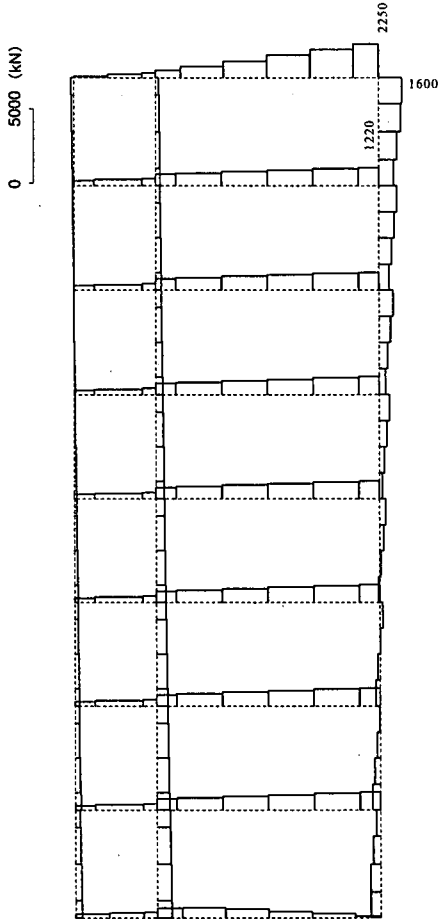


(a) 最大変形図

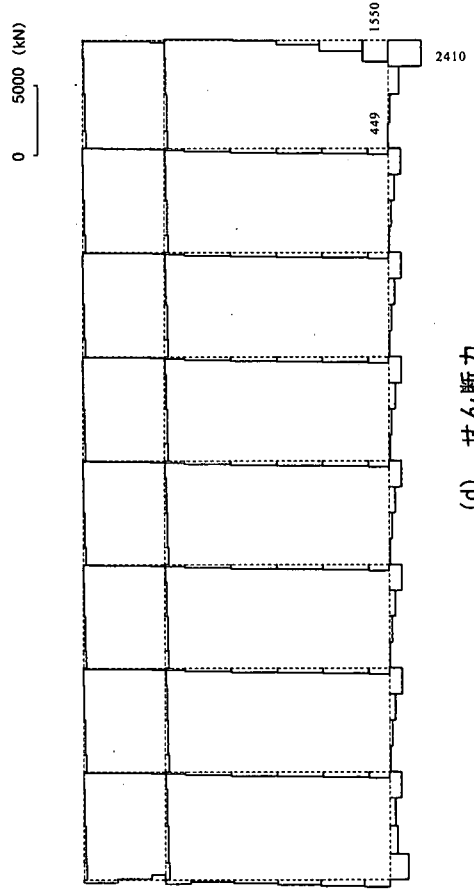


(b) 曲げモーメント

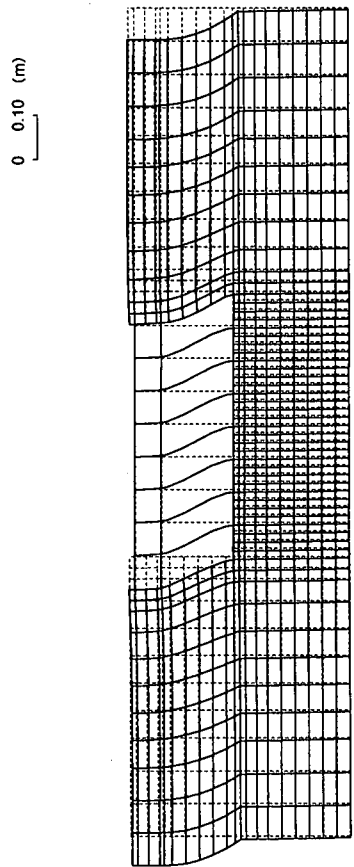
図 4-11 最大断面力図



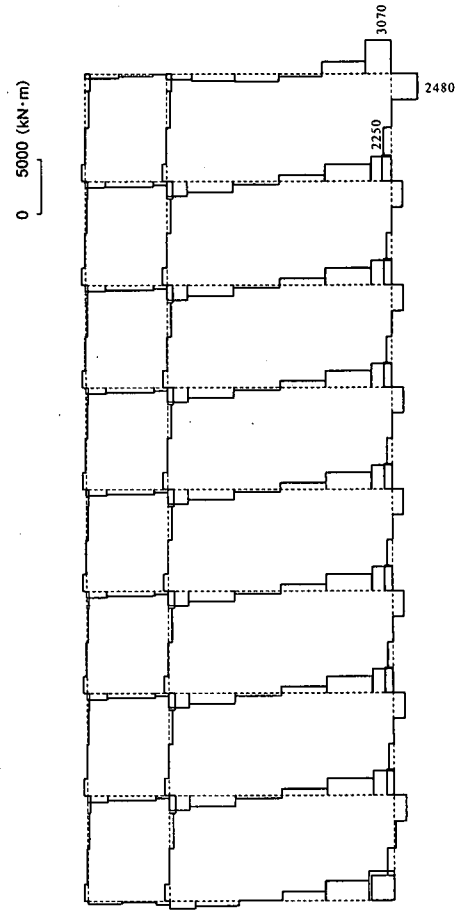
(c) 軸力



(d) せん断力



(a) 変形図



(b) 曲げモーメント

図 4-12 構造物最大変形時の断面力図 (発生時刻 11.29sec)

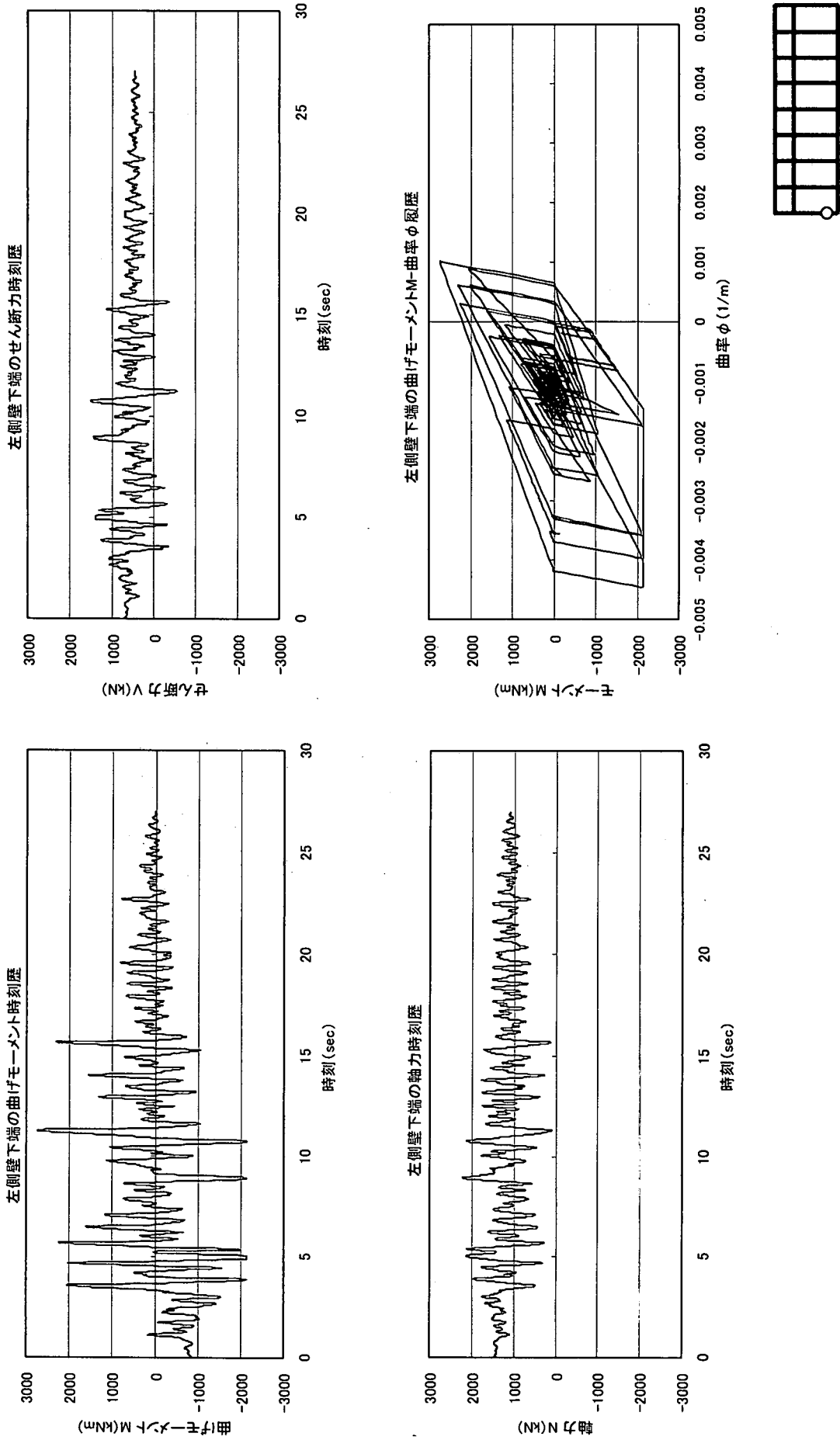


図 4-13 左側壁下端の断面力時刻歴

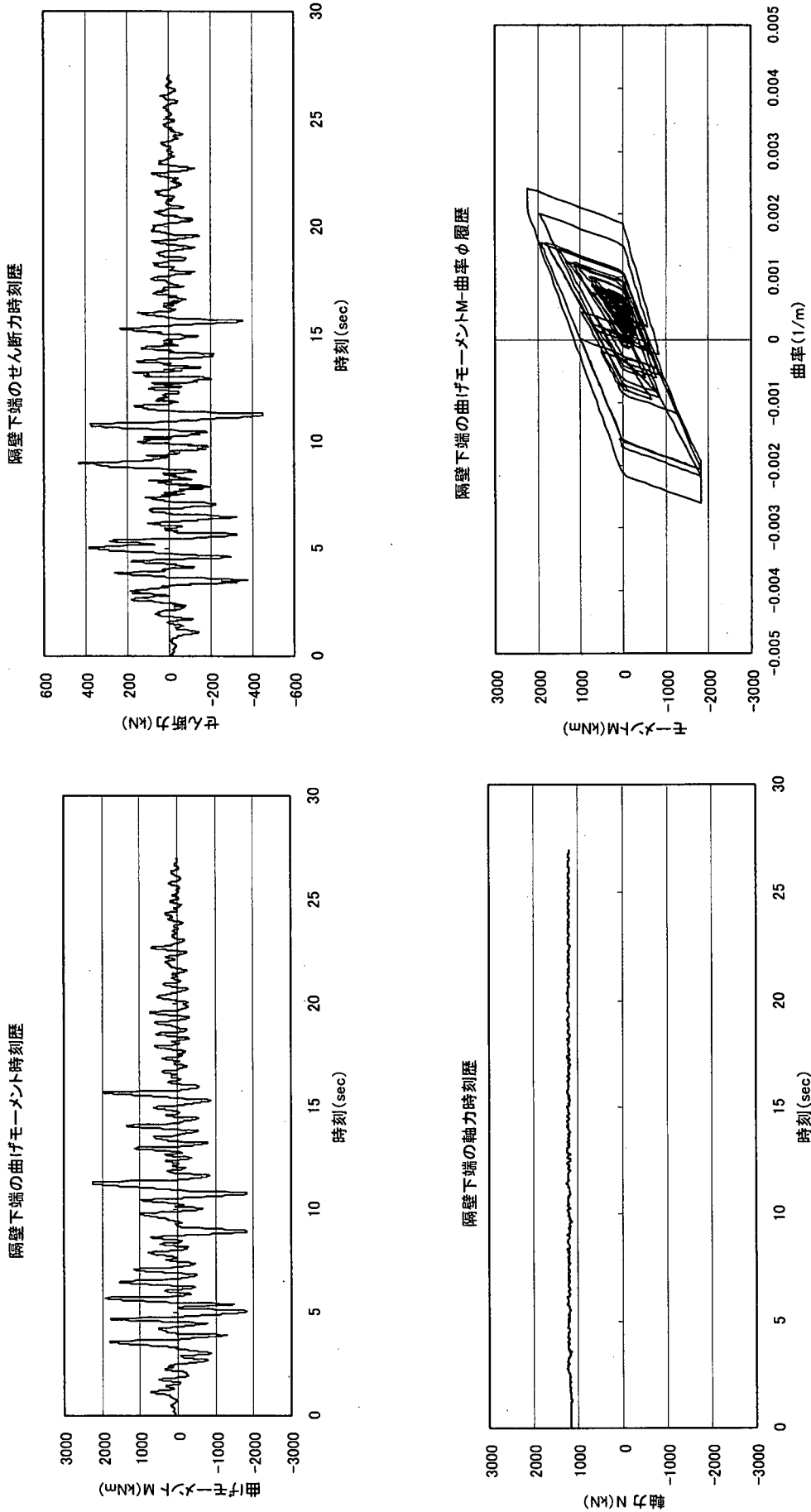


図 4-14 隔壁下端の断面力時刻歴

5. 照査

照査に先立ち、構造物各部位の断面降伏等の損傷状況を把握した。そして、構造物が崩壊していないことを確認するために、曲げ系の破壊に対する照査を行い構造系全体の安全性を確認した。また、せん断破壊を回避するために、全部材に対してせん断力の照査を行った。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 ^{*1)}
		鉄筋	----	----	1.1 ^{*1)}
	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

構造物の各部位が断面降伏をしているか否かを、最大発生曲率 ϕ_{max} と降伏曲率 ϕ_y との大小比較により判定し、損傷状況を把握した。断面降伏の状況を図 5-1 に示す。図中の ■ が降伏箇所を示しており、これより、側壁と隔壁で断面降伏に至っていることが確認された。

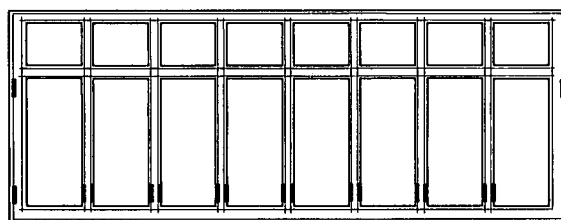


図 5-1 断面降伏状況

(2) 曲げ系の破壊の照査

曲げ系の破壊の照査として、構造物全体系の変形に関する照査を行った。その手順は、構造物の最大層間変形角を求めて、それに構造解析係数を乗じたものが限界変形角以下であることを確認した。なお、中床版—底版間の層間変形が支配的であり、これを照査の対象とした。

$$\gamma_i \cdot \theta_d / R \leq 1.0 \quad (5-1)$$

ここに、 γ_i : 構造物係数 (=1.00)

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

γ_a : 構造解析係数 (=1.20)

照査例 I

- θ : 応答計算による最大層間変形角 ($=U/H$)
 U : 最大層間変位 (m)
 H : 層間高さ (m)
 R : 限界層間変形角

限界層間変形角 R は、塑性ヒンジ領域のコンクリート圧縮縁におけるひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) に達するときの評価式(5-2)～(5-5)より定めた (⇒6.3.2(3)参照)。

$$R = \gamma_{\text{lim,gr}} + \frac{0.1 - \sigma_0 / f'_c}{0.1} (\gamma_{\text{lim,air}} - \gamma_{\text{lim,gr}}) \quad (5-2)$$

$$\gamma_{\text{lim,air}} = K \cdot \left(0.00005 \left(\frac{\rho_t f_y}{f'_c} \right)^{-1} + 0.026 + 0.003 \cdot \frac{f_y}{200} \right) \quad (5-3)$$

$$\gamma_{\text{lim,gr}} = K \cdot \left(0.010 + 0.002 \cdot \frac{f_y}{200} \right) \quad (5-4)$$

$$K = 0.84 t^{-0.22} \cdot \left(0.2 + 0.1 \frac{h}{t} \right) \cdot \frac{h}{H} \quad (5-5)$$

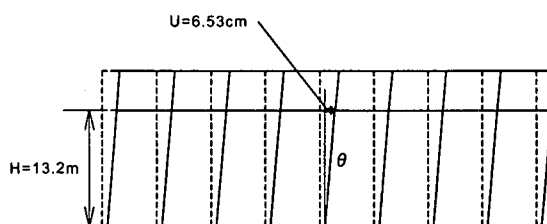
- ここに、 R : 限界層間変形角
 $\gamma_{\text{lim,air}}$: 軸力比 0 の場合の限界層間変形角
 $\gamma_{\text{lim,gr}}$: 軸力比 0.1 の場合の限界層間変形角
 σ_0 : 鉛直部材に作用する軸応力 (N/mm^2)
 f'_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)
 ρ_t : 引張鉄筋比 (%)
 f_y : 鉄筋降伏強度 (N/mm^2)
 t : 部材厚 (m)
 h : 構造物の内空高さ (m)
 H : 構造物高さ(軸心間距離) (m)
 K : 寸法に関する補正係数

なお、限界層間変形角を算定するにあたり、上層部分は死荷重として、軸応力算定時に考慮することとした。隔壁と側壁で部材厚が異なるのでそれぞれの部材で限界層間変形角を算定し、その中の小さい方の値を構造系全体の限界層間変形角とした (⇒6.3.2(3)c.参照)。また、部材の両端部で鉄筋量が異なるが、安全側の評価として、鉄筋量が大なる部位で評価することとした。これは、式(5-3)および(5-2)より、鉄筋量が増すとともに限界層間変形角が小さくなる傾向にあることを考慮したからである。

表 5-2 に層間変形角についての照査結果を示す。最大の水平層間変位に対して、変形に関する構造解析係数 1.20 を乗じて算定した変形角が限界層間変形角以下に収まることが確認された (⇒6.1.2(4)参照)。

表 5-2 層間変形角による変形照査結果

最大層間変形角	層間での最大相対変位 U (cm)	6.53	
	構造解析係数 γ_a	1.20	
	層間高さ H (m)	13.2	
	最大層間変形角 θ	0.0050	
	照査用の層間変形角 $\theta_d (= \gamma_a \cdot \theta)$	0.0059	
限界層間変形角	部材種別	隔壁	側壁
	構造物高さ (軸心間距離) H (m)	13.2	13.2
	構造物の内空高さ h (m)	11.95	11.95
	部材厚 t (m)	1.2	1.5
	引張鉄筋比 ρ_t (%)	0.46	0.36
	コンクリート圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	24	24
	鉄筋降伏強度 f_y (N/mm ²)	345	345
	鉛直部材に作用する軸応力 σ_o (N/mm ²)	0.33	0.26
	限界層間変形角 R'	0.025	0.021
	構造系全体の限界層間変形角 R	0.021	
照査	構造物係数 γ_i	1.00	
	$\gamma_i \cdot \theta_d / R$	0.27	
	安全性の判定	OK	



(3) せん断破壊の照査

せん断破壊を回避するために、全部材に対して下式によりせん断力の照査を行う。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \quad (5-6)$$

- ここに、 γ_i : 構造物係数 (=1.00)
 V_d : 部材の設計せん断力 (= $\gamma_a \cdot V$)
 γ_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

なお、部材の設計せん断力は、応答計算によるせん断力値に、構造解析係数 1.05 を乗じたものとして算定した。また、設計せん断耐力 V_{yd} の算定にあたっては、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を採用した。

a. 腹部コンクリートの斜め圧縮破壊 (⇒6.4.2 参照)

今回対象とした取水ピットは、せん断補強筋比が 0.2%~0.5%程度と小さいので、コンクリートの斜め圧縮破壊耐力は、斜め引張破壊耐力に比して十分大きくなる。すなわち、斜め引張破壊の照査を実施することで、斜め圧縮破壊の回避は担保できるため、これをもって斜め圧縮破壊の照査に代えることとした。

b. 一般の棒部材における斜め引張破壊が想定される場合 (⇒6.4.3(1)a. 参照)

取水ピットの頂版、中床版、隔壁に斜め引張破壊を生じた場合は、一般の棒部材のせん断破壊として知られる破壊形態となることが予想される。そのため、以下に示す従来の棒部材のせん断耐力算定式により、せん断耐力を求めた (⇒6.4.3(2)参照)。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (5-7)$$

V_{cd} は、コンクリートが分担する設計せん断耐力であり下式による。

$$V_{cd} = 0.2 \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \sqrt{f'_{cd}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (5-8)$$

ここに、

$$\beta_d = \sqrt[3]{1/d} \quad (d; \text{m}) \quad \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_w} \quad \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \quad \beta_n \geq 2 \text{ となる場合は } 2 \text{ とする}$$

$$= 1 + 2M_0 / M_d \quad (N'_d < 0 \text{ の場合}) \quad \beta_n < 0 \text{ となる場合は } 0 \text{ とする}$$

N'_d : 設計軸方向圧縮力

M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打消すのに必要なモーメント (ディコンプレッションモーメント)。 (次式を満足させる曲げモーメント値)

$$M_0 = \frac{N'_d}{A} z = \frac{N'_d}{b_w \cdot h} \cdot \frac{b_w \cdot h^2}{6} = \frac{h}{6} N'_d$$

γ_b : コンクリートの部材係数 (通常 1.30 とし、高応力繰返しが懸念される箇所については 1.56 に割り増す)

b_w : 部材の腹部の幅

d : 部材の有効高さ

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

$$p_w = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s : 引張側鋼材の断面積

V_{sd} は、せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力であり、下式による。

$$V_{sd} = \{A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} / z / \gamma_b \quad (5-9)$$

ここに、

- A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度で、 400N/mm^2 以下とする
 α : せん断補強鉄筋と部材軸とのなす角度
 s : せん断補強鉄筋の配置間隔
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい
 γ_b : 鉄筋の部材係数 (通常 1.1 とし、高応力繰返しが懸念される箇所については 1.32 に割り増す)

c. 一般の棒部材とは異なる斜め引張破壊が想定される場合 (⇒6.4.3(1)b. 参照)

取水ピットの側壁や底版では、隅角部に大きな端モーメントが存在するが、土圧等の分布荷重の影響が大いので、隅角部から曲げモーメントの反曲点までの距離 (等価せん断スパン a) が小さくなる傾向にあり、一般の棒部材とはせん断に対する耐荷機構が異なる。そのため、等価せん断スパン a の影響を考慮できるせん断耐力算定式を用いて、せん断耐力を評価することとした。なお、せん断耐力は次の 2 つの算定式のいずれか大きい方を用いた (⇒6.4.3(3) 参照)。

$$\begin{aligned}
 \text{①棒部材式} & : V_{yd,s} = V_{cd,s} + V_{sd,s} \\
 \text{②ディーブーム式} & : V_{yd,d} = V_{cd,d} + V_{sd,d} \quad (5-10)
 \end{aligned}$$

ここで、 $V_{cd,s}$: 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
 $V_{sd,s}$: 斜め引張破壊モードにおいてせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力
 $V_{cd,d}$: ディーブビームの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
 $V_{sd,d}$: ディーブビームの破壊モードにおいてせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

①棒部材式の場合

$V_{cd,s}$ は、斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担する設計せん断耐力であり、下式による。

$$V_{cd,s} = 0.2 \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot \sqrt[3]{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (5-11)$$

ここに、

$$\beta_a = \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right)$$

a/d : せん断スパン比 (a : 等価せん断スパン, d : 有効高さ)

なお、せん断補強鉄筋が分担する設計せん断耐力 $V_{sd,s}$ は一般の棒部材の場合と同じである。

②ディーブーム式の場合

$V_{cd,d}$ は、ディーブーム的破壊モードにおいてコンクリートが分担する設計せん断耐力であり、下式による。

$$V_{cd,d} = \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_a \cdot f_{vcd,d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (5-12)$$

ここに、

$$f_{vcd,d} = 0.19\sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[3]{1/d} \quad (d; \text{m}) \quad \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_w} \quad \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_d = \left(\frac{5}{1+(a/d)^2} \right)$$

a/d : せん断スパン比 (a : 等価せん断スパン, d : 有効高さ)

また, せん断補強鉄筋が分担する設計せん断耐力 $V_{sd,d}$ は下式による.

$$V_{sd,d} = \phi \cdot V_{sd} \tag{5-13}$$

ここに, $\phi = -0.17 + 0.3(a/d) + 0.33/p_{wb} \leq 1.0$

V_{sd} : 一般の棒部材のせん断補強鉄筋が分担する設計せん断耐力

p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

せん断に対する照査断面は, 頂版, 中床版, 隔壁および上層の側壁については, 図 5-2 のように柱部材については柱部材前面から部材高さ h の 1/2 だけ離れた位置, はりに対しては柱前面断面の部材高さ h の 1/2 だけ離れた位置とした. なお, 部材高さ h はハンチを考慮した値 h' (ハンチの勾配が 1:3 より緩やかな部分を有効) とした.

また, 等価せん断スパン a を設定した側壁と底版 (断面②, ③と⑦) については, 等価せん断スパン a ($h/2 \leq a/2 \leq 1.5d$) の中央部を照査断面とした^{注6)} (⇒6.4.3(3)d. 参照). なお, 等価せん断スパンは, はり・柱の前面からモーメントの反曲点または最大曲げモーメント点までの距離 a である. なお, 構造物の水平層間変位が最大となる時刻での曲げモーメント分布に基づいて等価せん断スパンを設定した. その状況を図 5-3 に示す.

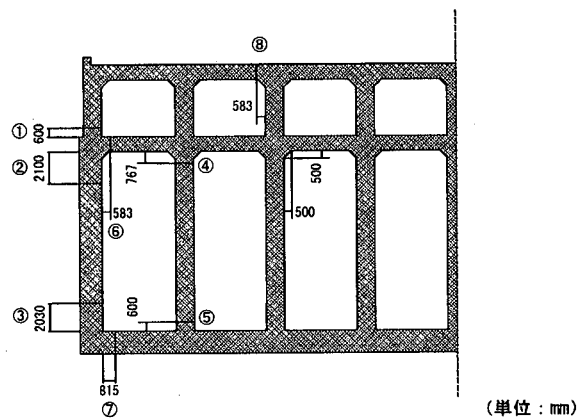


図 5-2 せん断に対する照査位置

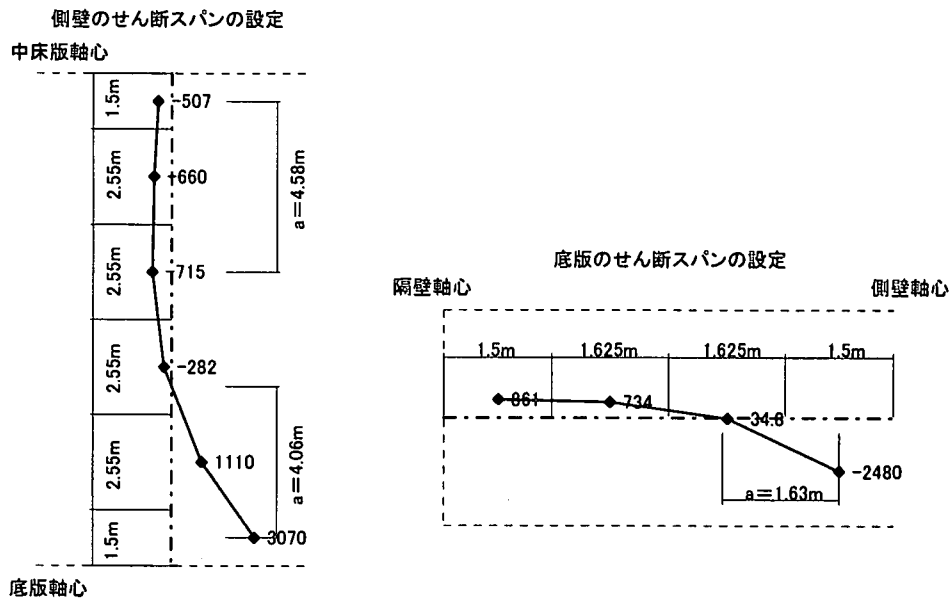


図 5-3 等価せん断スパンの設定

これによると、等価せん断スパン a はそれぞれ以下の通りとなった。

- 側壁上部 $a=4.58\text{m}$
- 側壁下部 $a=4.06\text{m}$
- 底版端 $a=1.63\text{m}$

また、照査断面における断面力は、部材端のせん断力が最大となるそれぞれの時刻に対して、図 5-4 に示すように線形補間により求めた。また、応答計算における曲げモーメントの出力値の分布に基づき、その勾配としての平均的なせん断力を算定し同様の評価も試みたが (⇒5.3.4(2)b. 参照)、本検討においては、先のせん断力と概ね同程度の解となることが確認された。

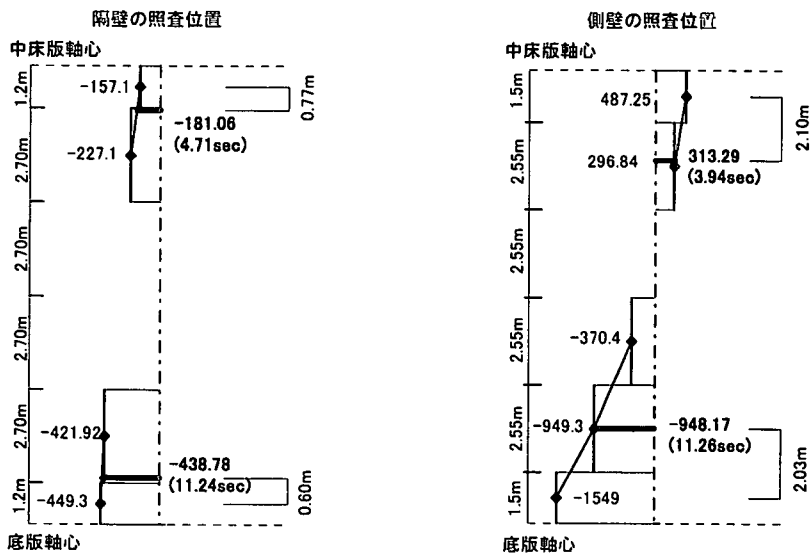


図 5-4 照査に用いるせん断力

照査例 I

表 5-3 にせん断力の照査結果を示す。すべての部材についてせん断に関する照査を行ったが表中には最も厳しい断面を抽出した。先の検討により、側壁および隔壁の隅角部で鉄筋が降伏し、塑性状態に至っていることが認められた。隔壁の下端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 (⇒6.1.3(2) 参照)。

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、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、取水ピットの耐震性能が満足されることを確認するに至った。

注 6) 安全側に照査断面を設定する場合にはこの限りではなく、簡便に直交部材前面位置あるいは前面から $h/2$ の位置やハンチ前面位置などで設定することも考えられる。

照査例 I

表 5-3 取水ピットのせん断力に関する照査

		上層壁	側壁上部	側壁下部	隔壁上部	隔壁下部	中床版	底版	頂版		
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧		
断面諸元	部材の腹部の幅	b_w (cm)	100	100	100	100	100	100	100	100	
	断面の高さ	h (cm)	120	150	150	120	120	100	150	100	
	部材の有効高さ	d (cm)	110	140	140	110	110	90	140	90	
	かぶり	c (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	
	引張側鋼材の断面積	A_s (cm ²)	28.65	19.86	50.67	38.71	50.67	19.86	64.24	28.65	
	引張鉄筋比	p (%)	0.26	0.14	0.36	0.35	0.46	0.22	0.46	0.32	
	せん断補強筋の断面積	A_w (cm ²)	3.97	3.97	10.13	3.97	3.97	3.97	10.13	3.97	
	せん断補強筋比	p_w (%)	0.20	0.20	0.51	0.20	0.20	0.20	0.51	0.20	
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度	α_s (deg)	90	90	90	90	90	90	90	90	
	せん断補強鉄筋の配置間隔	s_s (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	
材料強度	コンクリート設計基準強度	f'_{ck} (N/mm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	
	コンクリート材料係数	γ_c	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	
	コンクリート設計圧縮強度	f'_{cd} (N/mm ²)	18	18	18	18	18	18	18	18	
	鋼材の引張降伏強度の特性値	f_{ky} (N/mm ²)	345	345	345	345	345	345	345	345	
	鋼材の材料係数	γ_s	1.00	1.00	1.00	1.00	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 ²)	345	345	345	345	345	345	345	345	
設計断面力	構造解析係数	γ_a	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	
	設計曲げモーメント	M_d (kN·m)	615	518	1187	-1009	2066	-224	1659	-142	
	設計軸方向圧縮力	N'_d (kN)	394	738	1870	844	1240	1102	1713	-110	
	設計せん断力	V_d (kN)	392	329	996	190	461	296	1813	246	
	せん断スパン比	a/d	—	3.27	2.90	—	—	—	1.16	—	
	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_{vcd} (N/mm ²)	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
			β_d	0.98	0.92	0.92	0.98	0.98	1.03	0.92	1.03
			β_n	0.64	0.52	0.71	0.71	0.77	0.60	0.77	0.68
			β_n	1.13	1.36	1.39	1.17	1.12	1.82	1.26	0.74
			β_n	—	1.18	1.23	—	—	—	1.95	—
γ_b			1.30	1.30	1.30	1.30	1.56	1.30	1.30	1.30	
せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力		$V_{cd,s}$ (kN)	315	436	641	360	315	413	992	190	
		z (cm)	95.7	121.7	121.7	95.7	95.7	78.3	121.7	78.3	
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		γ_b	1.10	1.10	1.10	1.10	1.32	1.10	1.10	1.10	
		$V_{cd,s}$ (kN)	596	758	1934	596	496	487	1934	487	
	$V_{vd,s}$ (kN)	910	1194	2575	955	811	900	2925	677		
	f_{vcd} (N/mm ²)	—	0.82	0.82	—	—	—	0.82	—		
	β_d	—	0.92	0.92	—	—	—	0.92	—		
	β_n	—	0.52	0.71	—	—	—	0.77	—		
せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	β_n	—	0.43	0.53	—	—	—	2.12	—		
	γ_b	—	1.30	1.30	—	—	—	1.30	—		
	$V_{cd,d}$ (kN)	—	180	306	—	—	—	1323	—		
	ϕ	—	1.00	1.00	—	—	—	0.83	—		
ディープビーム式のせん断耐力	$V_{cd,d}$ (kN)	—	758	1934	—	—	—	1607	—		
	$V_{vd,d}$ (kN)	—	938	2240	—	—	—	2930	—		
設計せん断耐力	V_{vd} (kN)	910	1194	2575	955	811	900	2930	677		
照査	構造物係数	γ_i	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	照査値	$\gamma_i \cdot V_d / V_{vd}$	0.43	0.28	0.39	0.20	0.57	0.33	0.62	0.36	
	安全性の判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
備考		一般の棒部材式	棒部材式	棒部材式	一般の棒部材式	一般の棒部材式 部材係数20%増し	一般の棒部材式	ディープビーム式	一般の棒部材式		

