

連続地中壁を有するフィルダムの地中壁と地盤との静的・動的相互作用

金沢紀一*・渡辺啓行**・錦織徹雄***・
高田 穰****

沖積河床堆積物上に建設されるフィルダムの基礎処理に連続地中壁が採用される場合、その設計には地震の影響を考慮することが不可欠である。本論文は、連続地中壁と周辺地盤との静的・動的相互作用を検討し、只見ダムを例にこのような型のダムの安定性を数値解析により検討したものである。とくに、地中壁の剛性の影響をベントナイト混入コンクリートと普通コンクリートとの比較により検討し、原位置起振実験で動特性を確認した。

Keywords : diaphragm cutoff wall, rockfill dam, static and dynamic soil-structure interaction, numerical analysis, in-situ vibration tests

1. はじめに

我が国の水力開発は、河川の中上流部で立地条件の良好な高落差地点を中心に行われてきており、中下流部で低落差ではあるが大流量が得られる地点については未開発地点が多く残されたままである。河川の中下流部に未開発地点が多い理由として、地形・地質条件など多々あるが、中下流部は河幅が広く河床堆積層が厚いために基礎処理が困難で費用が嵩むなどの技術的問題に加え、低落差用の発電機の開発が遅れていたことなどが理由として挙げられる。しかしながら、最近では、ダム数の増大に伴って良好なダム地点が不足する一方、発電効率が良く低コストの超低落差用発電機が開発されるようになり、中下流部でのダム建設を可能にするための経済性が高く安全性に優れた新技術の開発が急務となっている。

ダム基礎処理には、基礎地盤の風化部分や軟弱部分ではグラウチングによる改良の他コンクリートによる置換や連続地中壁工法が採用されることがある¹⁾。連続地中壁工法は、我が国では深いものがなく20m未満のものが多いが外国ではメキシコの Jose Maria Morelos ダム²⁾のように数10mの地中壁を有するものが少なくない。

著者らは、上述した課題に対して、ベントナイト混入コンクリート地中壁や電源開発(株)が開発した新グラウト工法³⁾であるWMCグラウチングなどの基礎処理技術の開発を進めてきた。河床堆積層を連続地中壁によりしゃ水する場合、河床堆積層と同等の変形性を有する材料を用いることは構造的に有利であるが、クラック発生の問題、ダム本体の土質しゃ水壁との接続部の応力伝

達の問題に対して通常のコンクリート地中壁同様十分な検討が要求される。日本のように地震多発国では、特に、剛性の大きな構造物が周辺地盤との地震時相互作用に伴う現象に留意した設計・施工を行う必要がある。上記メキシコのダムのように1985年の大規模地震の震源域に位置しながら殆ど無被害であった例もある³⁾が、連続地中壁を有するロックフィルダムの静的・動的挙動に関して設計の観点に立って詳細に系統的に検討された資料はあまりない。

本論文は、河床堆積層にベントナイト混入コンクリートの地中壁を敷設しその上にロックフィルダムを建設した只見ダム^{4)~6)}を対象に築堤時、湛水時および地震時における地中壁とダムおよび周辺地盤との相互作用に伴う挙動と地中壁周辺の安定性を数値解析により検討したものである。特に、地中壁材料に普通コンクリートを用いた場合との比較による地中壁の剛性が安定性に及ぼす影響を明らかにした。加えて、原位置起振実験およびその数値シミュレーションにより地中壁の動特性を明らかにすると共に動的解析手法の妥当性を検証した。

2. 数値解析手法

(1) 解析対象構造物とその離散化

只見ダムは福島県南西部に位置し、阿賀野川水系只見川の既設田子倉ダムの下流3kmの地点に電源開発(株)が建設(昭和59年3月着工,平成元年8月運開)したロックフィルダムである。詳細は文献4)~6)によることとし、ダムの断面の概要をFig 1に示す。解析対象は図に示すダムの上下流方向最大断面でありダム本体の高さを22.0mとして平面ひずみ条件下でこの断面を離散化した。すなわち、連続地中壁を梁要素⁷⁾で、河床堆積層とダム本体は通常の三角形平面ひずみ有限要素でモデル化し、地中壁と土質しゃ水壁および河床堆積層との接触部にはジョイント要素を配置している。これらのジョイン

*正会員 電源開発(株)奥津津第二建設所長
(〒253 茅ヶ崎市茅が崎1-9-88)

**正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科

***正会員 電源開発(株)沖縄海水揚水建設所長

****正会員 工修 千葉県東葛飾土木事務所野田支所

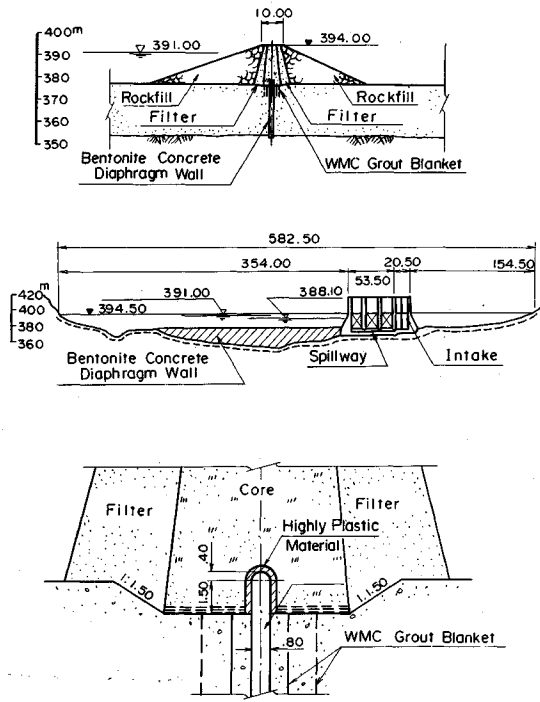


Fig.1 Outline of TADAMI Dam

SIG n : Stresses Acting on The Surface of Diaphragm Wall Normal Stress
 TAU n : Stresses Acting on The Surface of Diaphragm Wall Shearing Stress
 n=1~7 : Number of The Joint Element in Upper Stream Side (Top to Bottom)
 n=8~14 : Number of The Joint Element in Lower Stream Side (Top to Bottom)
 n=15 : Number of The Joint Element at Top of Diaphragm Wall

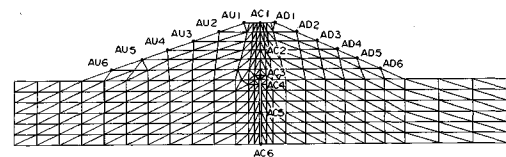


Fig.2 FEM Idealization of Typical Cross Section of TADAMI Dam

要素⁸⁾は、ダム築堤時の荷重による地中壁と河床堆積層とのずれ、貯水時や地震時のこれら接触部における滑り・剝離の可能性を検討するために挿入してある。基本的要素分割モデルを Fig 2 に示す。ただし、文献 9) によると築堤解析において地中壁上端部の応力集中を精度良く評価するためには地中壁とその周辺部をさらに詳細に細分化する必要性が明らかになっており、この部分を Fig 3 (a) から (b) に細分化した要素分割モデルを用いることとした。Fig 2 の凡例の記号は後述する地震応答解析において出力する動的応力成分を表し、図中の記号は同じく出力する加速度の位置を表すものとする。

(2) 解析手順の概要と境界条件

初期応力解析は、施工順序を考慮して以下のように行ったが、河床堆積層の自重応力解析と築堤解析とは、

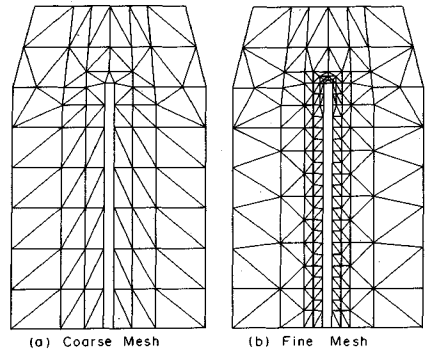


Fig.3 FEM Idealization of Soil Core around Diaphragm Wall

文献 9) で述べられている方法と全く同じであるので詳細は文献に譲りここでは説明を省略する。要するに通常の盛り立て解析¹⁰⁾を行っており、上記いずれも物性の構成関係に適合させる繰り返し計算であるが、通常とやや異なるのは地中壁と周辺地盤との滑り・剝離を考慮している点で、ある物性値のステップで地中壁と周辺地盤(土質しゃ水壁と河床堆積層を含む地中壁と接している土質材料を総称する、以下同じ)との間で滑りを生ずる場合には滑りに伴うジョイント要素部の非線形計算に荷重伝達法¹¹⁾を適用した。このようにして最終的に計算された各要素の応力を築堤完了時の応力とした。次のステップである湛水過程の計算では、以下のような近似計算¹²⁾を行った。上流側では築堤完了時の各要素内の主応力比を固定した状態で浮力に伴う応力を求めて築堤完了時の各要素内の応力から差し引き、下流側では地中壁と土質しゃ水壁の上流面に作用する水圧と浮力による上流側の有効応力の減少分に相当する水圧とを加えた荷重に対して築堤と同じような計算を行い得られた応力の増分を築堤完了時の各要素内の応力に加算した。以上により築堤・湛水各段階の初期応力が決定されるが、地震応答解析は常時満水位時を初期状態として土構造部には等価線形化法を基本にジョイント要素の滑り・剝離に伴う非線形解析を加味した動的解析手法⁷⁾により行った。以上の解析における境界条件は次のように与えた。すなわち、地中壁近傍を Fig.3 のように詳細分割した Fig.2 に示す全体系の要素分割モデルの河床堆積層ゾーン両側面と底面の境界条件は、河床堆積層の自重応力計算、築堤計算および湛水計算においては両側面鉛直ローラー、底面固定とし、地震応答計算においては両側面水平ローラー、底面地震入力とした。地中壁は河床堆積層の下にある岩盤内に埋め込まれているため、梁要素で離散化した際の境界条件は上述した底面の条件に加えて回転もゼロとしている。

軸線のみで表現される梁要素としてモデル化した地中壁上端面とダム本体の土質しゃ水壁との接続状態を評価する必要がある。地中壁上端と土質しゃ水壁との接続部

Table 1 Representative Linear Material Properties of Every Part of Dam and Foundation

Zone	Young's Modulus (kgf/cm ²)	Poisson's Ratio	Density(t/m ³)			Cohesion (kgf/cm ²)	Angle of Internal Friction (degree)
			Dry	Wet	Saturated		
Bentonite Concrete	(Secant Modulus of Elasticity 5,000 to 15,000)	0.30	2.10	2.10	2.10	3.5	35
Rockfill	380	0.35	1.95	2.05	2.23	0.0	41
Filter	380	0.35	2.00	2.10	2.26	0.0	41
Soil Core	265	0.40	1.85	2.14	2.17	0.1	33
Riverbed Deposits	1,700	0.35	1.85	2.04	2.17	0.2	38
Rock Foundation	8,000	0.25	2.60	2.60	2.60	6.0	35

Table 2 Material Properties Applied to Calculations for Embankment and Filling Action

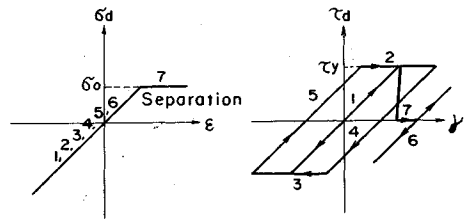
Zone	Modulus of Elasticity		Poisson's Ratio			Void Ratio e
	A	B	C	D	F	
Rockfill	190.0	0.131	0.30	0.943	0.075	0.35
Filter	205.0	0.213	0.34	0.825	0.074	0.37
Soil Core	218.0	0.312	0.37	0.669	0.073	0.39
Riverbed Deposits	855.0	0.131	0.30	0.943	0.075	0.35

においては、地中壁先端部の幾何学形状が力学的安定性のために極めて重要であり、その設計上の評価手法はこのタイプのダムの安定性評価に関する重要研究課題である。本論文では、しかしながら、ダム・河床堆積層・連続地中壁の全体系の挙動をグローバルに把握するのが目的であるので地中壁先端部の応力は平均的に評価できれば十分である。そこで、第一近似として地中壁先端部の形状を水平と近似し2節点を地中壁先端面の軸線先端に共有し他の2節点を地中壁に接続する土質しゃ水壁の有限要素の一辺に配置した3節点から成るY型ジョイント要素⁹⁾1個を導入した。上記のY型ジョイント要素を多数用いることにより地中壁先端部の形状を任意に評価することが可能であるがこの手法の詳細と検討結果は文献9)を参照されたい。

(3) 築堤・湛水計算に適用した材料物性

連続地中壁の変形関連物性は線形と見做し、ベントナイト混入コンクリートを用いた場合、長期載荷に相当する築堤計算では強度定数を求めるために実施した三軸圧縮試験(拘束圧範囲:1~8 kgf/cm²)による変形係数の平均値5 000 (kgf/cm²)を、築堤完了以後の計算では、変形係数が拘束圧に鈍感であり、かつ、短期荷重に相当するため、一軸圧縮試験による初期静弾性係数の平均値15 000 (kgf/cm²)およびポアソン比0.30を用い¹⁾、普通コンクリートを用いた場合はコンクリートの標準弾性率240 000 (kgf/cm²)およびポアソン比1/6を用いた。

平板載荷試験による河床堆積層の変形係数の平均値ならびに三軸圧縮試験による堤体各部の変形係数の代表値がTable 1にそれらの強度定数および上記ベントナイト混入コンクリートの物性値と共に示されている¹⁾。堤体各部と河床堆積層の変形関連物性は通常応力依存性を示



(a) Normal Direction (b) Shearing Direction

Fig.4 Constitutive Relations of Joint Element

すので、松井ら¹³⁾がTable 2に示す定数と共に鉛直応力 σ_v の関数で表現した次の構成関係式を修正して適用した。

$$E = A\sigma_v^B, \nu = C + F/(\sigma_v + D) \dots\dots\dots (1)$$

すなわち、上式を用いた非線形築堤応力解析から求めた鉛直応力分布に基づいて各ゾーン毎にせん断剛性率の平均値を決定し、これとTable 1から求まるゾーン毎のせん断剛性率の代表値との比の逆数を修正係数としてゾーン毎に上式のEに掛けた値を適用した。この修正係数の値は地中壁にベントナイト混入コンクリートを用いた場合と普通コンクリートを用いた場合で少し異なり、前者を上段に後者を下段に示すと次の括弧内の値になる(河床堆積物:1.598/1.619, ロック材:1.979/1.981, フィルター材:1.731/1.741, コア材:0.975/0.920)。このように修正した物性式による築堤計算結果によるゾーン平均剛性率とTable 1の代表値との相対誤差はコア以外では1~6%, コアでやや大きく13%強であった。

ジョイント要素の構成関係は、Fig.4¹¹⁾に示す直応力 σ_d 対直ひずみ ϵ 関係とせん断応力 τ_d 対せん断ひずみ γ 関係において、 σ_d が初期状態の直応力 σ_0 を超えて引張り領域になると剝離してせん断抵抗もゼロに落ち、 τ_d が降伏値 τ_y を超えると滑りが発生するように設定した。せん断降伏値には周辺地盤材料のせん断強度を与えている。ジョイント要素のパネ剛性が地中壁頭部の応力集中評価に及ぼす影響を調べた結果⁹⁾明らかになった事実から、ジョイント要素のパネ定数 k_n と k_s の値をそれに接続する材料のうち最硬質の材料のせん断剛性率、すなわち、Table 1に示す地中壁の物性から求めたせん断剛性率の10倍とした。

地中壁とダム本体土質しゃ水壁との接続部には、塑性指数の高い粘性土が厚さ約30 cmで配置されている。接合材の築堤・湛水段階の計算に適用した剛性は、地中壁先端の実測土圧値と解析値とが一致するように定め⁹⁾土質しゃ水壁材の剛性値の1/5とした。材料強度は土質しゃ水壁の粘着力のみを与えた。

(4) 地震応答計算に適用した材料物性

動的解析に適用した物性値の内、材料の質量密度には上流側水面以下ではTable 1に示す飽和密度を、下流側

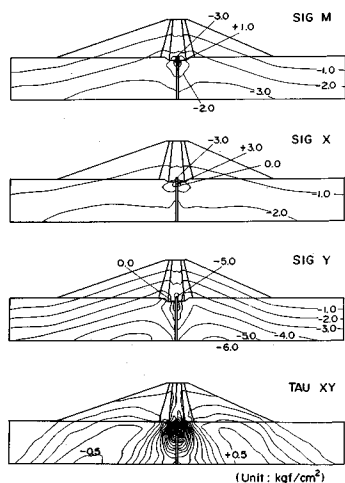


Fig.5 Stress Distributions in Dam and Alluvial Deposits after Completion of Construction (Conventional Concrete Wall)

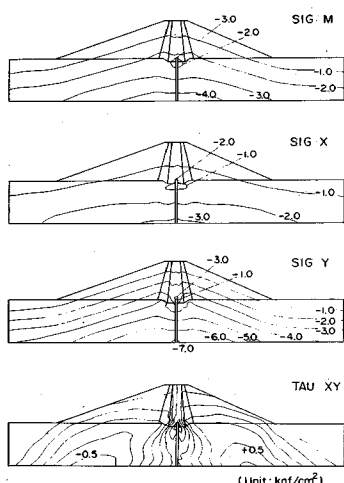


Fig.6 Stress Distributions in Dam and Alluvial Deposits after Completion of Construction (Bentonite Concrete Wall)

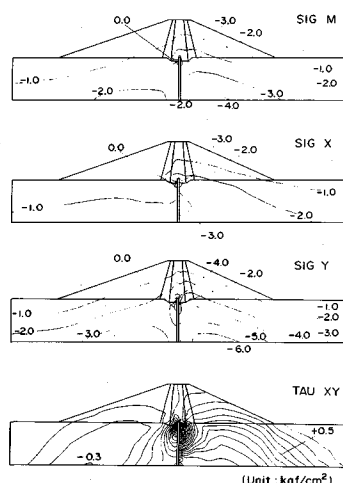


Fig.7 Stress Distributions in Dam and Alluvial Deposits after Completion of Filling (Conventional Concrete Wall)

では湿潤密度を用い、動的強度は Table 1 に示す静的強度と同じと仮定した。地中壁と土質しゃ水壁との間に置かれた接合材は、築堤・湛水後十分な時間を経過した時点では圧密により土質しゃ水壁と同じ程度に締め固まっていると推定されるので物性は強度も含めて土質しゃ水壁と同じとした。

ダム材料と河床堆積層の動的せん断定数 G と減衰定数 h のせん断ひずみ γ 依存性は、微小ひずみ時のせん断定数 G_0 、最大減衰定数 h_0 および基準ひずみ γ_r により双曲線モデルで与え、ポアソン比 ν も併せて以下に示す。

$$G = G_0 / (1 + \gamma/\gamma_r), h = h_0 (\gamma/\gamma_r) / (1 + \gamma/\gamma_r) \dots\dots (2)$$

上式のパラメータは材料毎に次式で与えた¹²⁾。ロック材、フィルター材および河床堆積層：

$$G_0 = 4531 (\sigma_m/p_a)^{0.5}, h_0 = 0.23, \gamma_r = 1.56 \times 10^{-3} \\ \nu = 0.45 (\text{Submerged}), 0.35 (\text{Emergед}) \dots\dots (3)$$

土質コア材：

$$G = 2168 (\sigma_m/p_a)^{0.69}, h_0 = 0.23, \gamma_r = 1.33 \times 10^{-4} \\ \nu = 0.40 \dots\dots (4)$$

ここに、 G_0 、 σ_m 、 p_a の単位は (kgf/cm²) であり、 σ_m は平均有効主応力、 p_a は大気圧である。また、計算時の減衰定数には上式に逸散減衰分として 0.15¹⁶⁾ を加えた。

ベントナイト混入コンクリートの動的定数には前述した築堤完了以後の静的弾性率とポアソン比を、普通コンクリートの動的定数には築堤・湛水時に用いたものを適用し減衰定数は共に 0.05 とした。

3. 築堤・湛水時の応力評価

(1) 築堤時の応力評価

連続地中壁に普通コンクリートを用いた場合とベントナイト混入コンクリートを用いた場合とについて築堤完了時の堤体内の平均有効主応力 σ_m 、直応力 σ_x 、 σ_y およびせん断応力 τ_{xy} の等応力線分布をそれぞれ Fig.5 と Fig.6 に示す。これらから次の現象が観察される。

- 1) 普通コンクリートの場合、土質しゃ水壁と河床堆積層との境界を中心にした狭い領域ではあるが平均有効主力で 1 (kgf/cm²)、水平直応力で 3 (kgf/cm²) にも達する引っ張り領域が発生する。しかし、ベントナイト混入コンクリートの場合では、これら引っ張り領域が消えかなり大きな圧縮応力の領域に変わっている。図には表現し得なかったが、ベントナイト混入コンクリートを用いた場合、数値的に引っ張り応力はどの成分にも全く発生していない。
- 2) 地中壁頭部極近傍の鉛直直応力の値は、普通コンクリートの場合の方がベントナイト混入コンクリートの場合より約 1.7 倍程大きい。また、普通コンクリートの場合、土質しゃ水壁と河床堆積層との境界を中心にした狭い領域で地中壁極近傍の鉛直直応力はゼロとなっているが、ベントナイト混入コンクリートの場合、この部分の応力は圧縮側に 1 (kgf/cm²) に転じている。
- 3) せん断応力の等応力コンターを等間隔で描くと、普通コンクリートの場合、土質しゃ水壁と河床堆積層との境界上に上方に偏った中心を持つ楕円状になり河床堆積層のかなり深い領域まで非常に密である。ベントナイト混入コンクリートの場合、コンターはかなり粗になる。このことは、普通コンクリートでは、地中壁周辺のせん

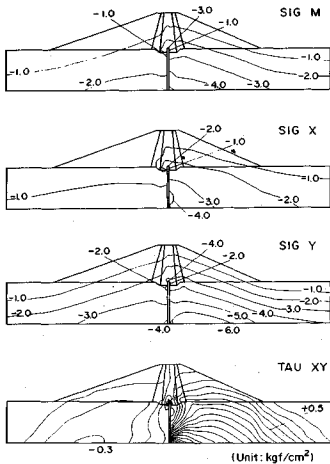


Fig. 8 Stress Distributions in Dam and Alluvial Deposits after Completion of Filling (Bentonite Concrete Wall)

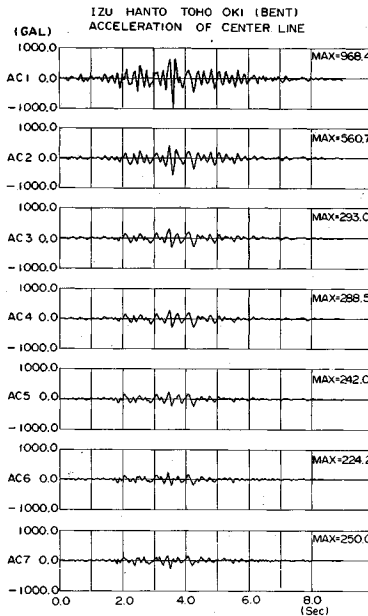


Fig. 9 Response Acc. along Center Line of The Dam Cross Section

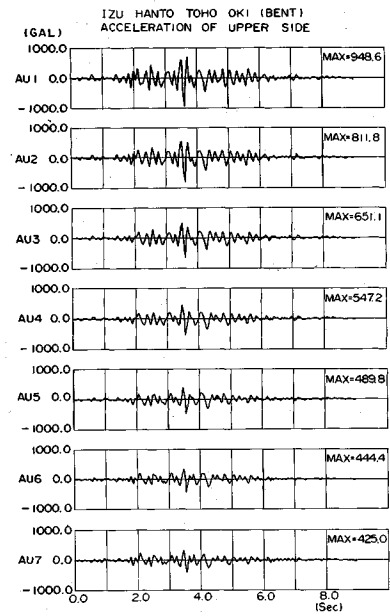


Fig. 10 Response Acc. along Slope of Dam in Upstream Side

断応力が急激に変化することを示すものであり、応力の伝達が滑らかでないと云える。

連続地中壁は河床堆積層を掘削してからコンクリートを打設するので河床堆積層の自重による沈下はなく、地中壁頭部近傍の側面における応力分布は上述の計算結果程著しいことにはならないと考えられるが、以上をまとめると次のように言うことができる。剛性が高い普通コンクリートを用いた連続地中壁では、頭部への応力集中が高くなると同時に頭部近傍の側面でアーチアクションによる応力分布の弱点が発生し易い傾向があり、また、上載荷重の基礎地盤への滑らかな伝達が妨げられる傾向があるが、剛性が低いベントナイト混入コンクリートを用いた場合これらの不都合はかなり改良される。

(2) 湛水時の応力評価

連続地中壁に普通コンクリートを用いた場合とベントナイト混入コンクリートを用いた場合とについて湛水完了後の堤体内の平均有効主応力 σ_m 、直応力 σ_x 、 σ_y およびせん断応力 τ_{xy} の等応力線分布をそれぞれ Fig. 7 と Fig. 8 に示す。これらから次の現象が観察される。

- 1) 普通コンクリートの場合、土質しゃ水壁と河床堆積層との境界に見られた平均有効主応力と水平直応力の引っ張り領域が下流側では比較的大きな圧縮応力の領域に転じ、上流側では非常に狭くなる。ベントナイト混入コンクリートの場合では、もともと圧縮応力の領域であったが圧縮応力の値がさらに大きくなっている。
- 2) 地中壁頭部極近傍の鉛直直応力の値は、普通コンクリートの場合とベントナイト混入コンクリートの場合と

で差がなくなり、また、普通コンクリートの場合に土質コアと河床堆積層との境界近傍で地中壁極近傍の鉛直直応力がゼロであった領域も下流側で圧縮領域に転じ上流では狭くなり、ベントナイト混入コンクリートの場合との差が小さくなっている。

3) 等間隔で描いたせん断応力の等応力カウンターは、普通コンクリートの場合、土質しゃ水壁と河床堆積層との境界から河床堆積層のかなり深い領域まで非常に密であったものが上流側でかなり粗になり、ベントナイト混入コンクリートでは、下流側で逆に密になり、両者の差は小さくなる。

以上をまとめると、湛水完了時には剛性が高い普通コンクリートを用いた連続地中壁では、頭部近傍の側面において築堤時のアーチアクションによる応力分布の弱点が多少残る傾向はあるものの剛性が低いベントナイト混入コンクリートを用いた場合の応力分布との差は小さくなると云える。

4. 地震時の安定評価

- (1) 地中壁と周辺地盤との接触部の取り扱いについて 築堤計算、湛水計算に適用した松井ら¹³⁾の構成関係式はフィルダムで実測した上載荷重と沈下量に対応した鉛直ひずみ関係に基づいて定式化したもので非線形の応力・ひずみ関係を割線係数で表現したのと同様であり、超弾性モデル (hyperelasticity)¹⁴⁾の範疇に入る。他方地震応答計算に適用した等価線形モデルはコーシー弾性モデルの範疇に入り¹⁴⁾応力履歴を考慮することはでき

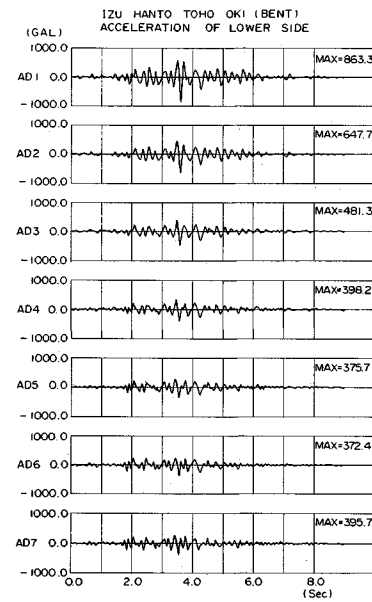


Fig.11 Response Acc. along Slope of Dam in Downstream Side

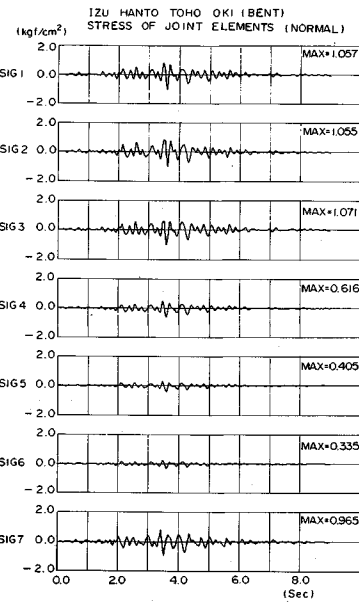


Fig.12 Normal Stresses on Surface of The Wall in Upstream Side

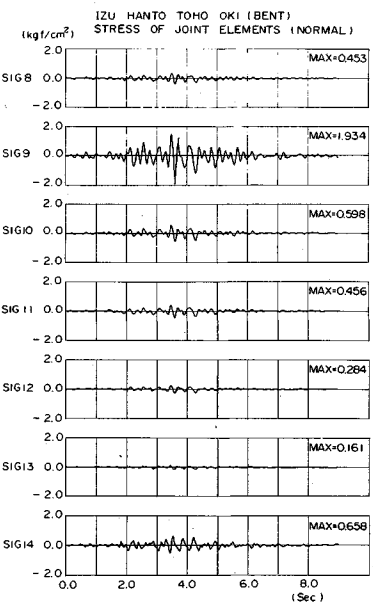


Fig.13 Normal Stresses on Surface of The Wall in Downstream Side

ず、初期応力と地震応答応力との和が静的降伏条件以上か未満かは判断され得ても、塑性変形は評価し得ない。しかしながら、土質材料の動的な強度は、絶対値として確定したものがなく室内材料試験において設定した永久ひずみを動的に発生し得る動荷重振幅と初期応力との和として表現されているに過ぎず、動的载荷と静的载荷の統一的な構成関係は未だ確立されていない。すなわち、地震応答応力を加味した応力状態が降伏状態にあるか否かは厳密には評価し得ないのが現状であろう。このような状況では、連続地中壁と周辺地盤とが地震応答応力により剥離・滑りを生じその部分のせん断応力が無くなるか一定値となり周辺地盤への応力再配分の計算が必要となる場合、この現象が短時間で動的なものであることも考慮して、重力作用下での応力再配分であっても地盤に等価線形モデルを適用することは止むを得ない処置と考えられる。

連続地中壁と周辺地盤との接触部すなわちジョイント要素に発生している初期せん断応力は、頭部の接合材と接する部分では築堤段階で接合材の塑性変形により築堤時の応力が緩和され接合材の粘着力程度に過ぎないし、河床堆積層との接触部では河床堆積層の自重に伴う応力を本来含まない量である。Fig.6に示すせん断応力分布はダム本体の重さに加え河床堆積層の自重に伴う応力も含んでいるが、地中壁周辺のせん断応力は小さい。つまり、ダムの重量のみに起因するこの部分の初期せん断応力はさらに小さいと見做せる。また、粗粒材の前述した意味での動的強度は静的強度よりかなり大きい計算で

はこれを静的強度で代用することを考慮すると、初期せん断力と動的せん断力との合計が静的強度を超えた時せん断降伏を生ずるとするのは安全側過ぎる評価であると考えられる。以上からジョイント要素内のせん断降伏の評価と剥離時のせん断応力再配分の計算においては初期せん断応力は無視して近似的に取り扱うものとする。

(2) 地震動加速度応答の評価

地震応答解析は、連続地中壁がベントナイト混入コンクリートの場合と普通コンクリートの場合とについての正弦波による定常応答計算とベントナイト混入コンクリートの場合のみについての伊豆半島東方沖地震の強震記録による地震応答計算の3ケースを行った。予備解析から評価した全体系の共振振動数は両者共4(Hz)であったので入力正弦波はこの振動数で振幅を200(gal)とし、地震動は強震記録の最大加速度を250(gal)とした。ダムの中心線、上流側斜面および下流側斜面に沿った応答加速度分布の例をそれぞれFig.9~Fig.11に示す。加速度応答の結果から以下のような特性が認められた。

- 1) 堤体全域の応答加速度は、地中壁が普通コンクリートとベントナイト混入コンクリートの場合で、分布の傾向、応答値とも殆ど一致し有意の差は認められない。
- 2) 連続地中壁の加速度の増幅は小さく、頭部の倍率は共振振動数の正弦波で高々1.25倍、地震波で1.1倍に過ぎない。
- 3) 堤体内の加速度の増幅は中心線に沿って天端に向かって大きくなり、地震動ではダム高さの半分から上で

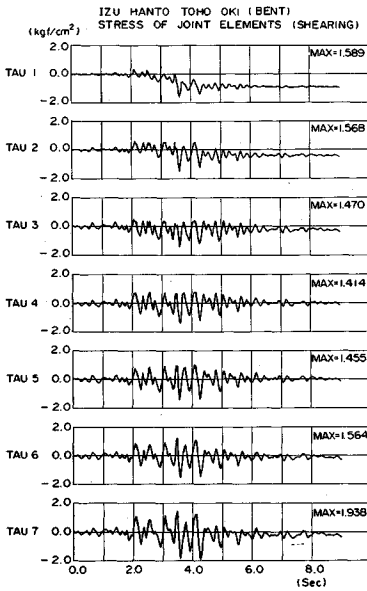


Fig.14 Shearing Stresses on Surface of The Wall in Upstream Side

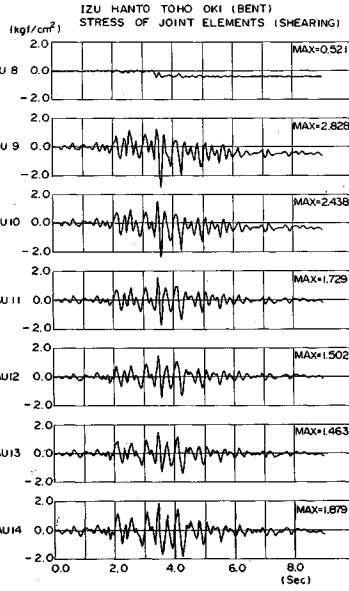


Fig.15 Shearing Stresses on Surface of The Wall in Downstream Side

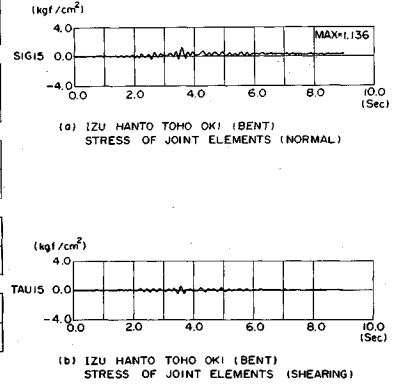


Fig.16 Normal and Shearing Stresses on The Top Face of Diaphragm Wall

増幅が著しい。天端での倍率は、正弦波で4.25倍、地震波で3.87倍であり、正弦波の方がやや大きい両者であり、あまり差がないのは他の位置でも同じである。

4) 斜面上の加速度増幅の傾向は、中心線に沿ったものと類似しているが、同一標高における応答値は、天端近傍部を除いて、上流側斜面の値が堤体内中心部の値の約2倍大きく、下流側斜面の値は上流側の値よりやや小さい。

(3) 連続地中壁側面の応答応力の評価

連続地中壁側面に作用する地震時応力すなわち初期応力を除いたジョイント要素応力の時刻歴のうち上流面と下流面の直応力とせん断応力を Fig.12, Fig.13 と Fig.14, Fig.15 にまた、地中壁頭部の直応力とせん断応力を Fig.16 にそれぞれ示す。全体系の挙動に伴って地中壁側面に作用する応力の特性は以下の通りである。

1) 垂直応力を見ると、ダム底から3~4 m 程度の深さの上流面において剥離を生じている部分がある (Fig.12 : SIG 2 & SIG 3)。これは、湛水時の浮力による除荷のため初期の拘束応力が低下したことに起因する。

2) 上記剥離に伴い、同じ位置で下向きに作用しているせん断応力がゼロに落ち (Fig.14 : TAU 3 & TAU 2)、相対的にこれらの差応力が上向きに作用する。また、上流側の剥離は相対的に下流側が地中壁を上流側に押すことにもなる。これらの力に釣り合うべく下流側では下向きのせん断応力が発生し、地中壁頭部では右向きのせん断応力が発生することになる。上下流面でこのように新たに発生するせん断応力が剥離を生じたジョイント要素位置とその周辺要素にせん断応力の時刻歴の偏りを発生

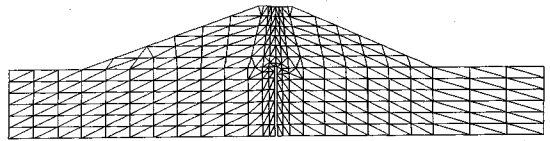


Fig.17 Permanent Deformation of Dam after Earthquake

するのである (Fig.14~16)。

3) 上記せん断応力により下流側では沈下し、上流側では浮き上がるような変形がわずかに生ずる。このような変形を見易くするため鉛直変位の単位を拡大して強調し、また Fig.3 の詳細分割による結果を Fig.2 の分割について示したものが Fig.17 である。

4) 上述した剥離は、極く短時間にしか発生しないこと、また、初期応力を超えた引っ張り応力は極めて小さく材料強度の粘着力成分で十分カバーできることから堤体の安定に影響を及ぼすことはない判断される。

5. 連続地中壁の原位置起振実験

(1) 実験の概要

只見ダムの建設に先立ち、ベントナイト混入コンクリート地中壁の実施工規模の品質管理、施工性、しゃ水性および構造物としての挙動を把握する目的で原位置試験が行われた^{4),6)}。試験壁体は、Fig.18 に示すように横断面内でベントナイト混入コンクリートと普通コンクリート壁体とを平行に配置し、壁体および継手部のしゃ水性の試験を行うため奥行方向の両端には横断面に平行に普通コンクリート壁体で閉じてあり水平断面形状は箱形である。盛り土による壁体の変形試験終了後、図に示

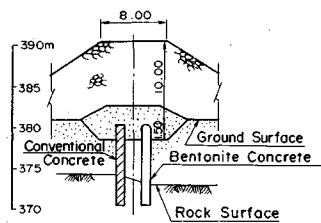


Fig.18 Cross Section of Diaphragm Wall and Ground in In-Situ Testing Field

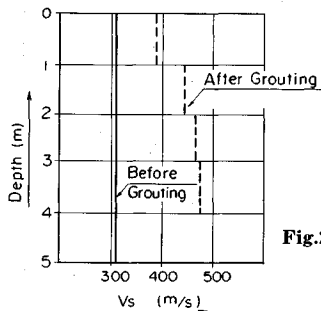


Fig.21 Distribution of Shear Wave Velocity in Cross Section of In-Situ Testing Field

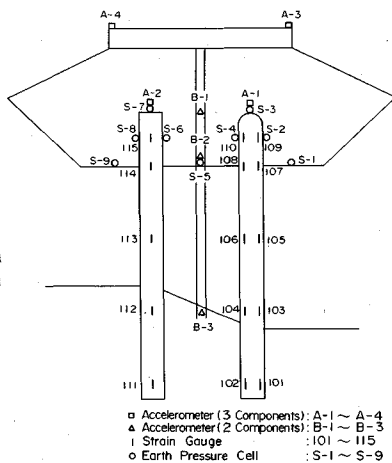


Fig.19 Arrangement of Measuring Devices

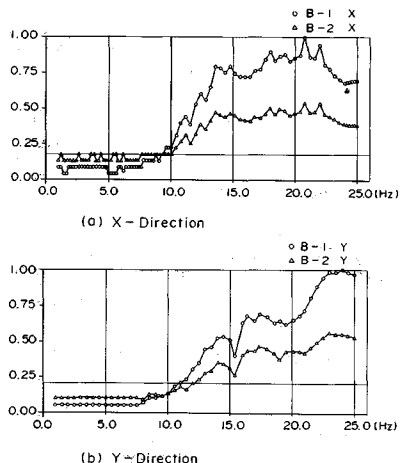


Fig.20 Transfer Functions obtained from Recorded Accelerograms in X- and Y-Directions through The In-Situ Vibration Tests

す土質しゃ水壁のみを残して盛り土を除去し土質しゃ水壁上面にコンクリートスラブを打設して起振機を据え、壁体短手方向 (X方向) と長手方向 (Y方向) に加振した。起振機の仕様は、振動数範囲 0.5~25 Hz, 最大起振力 10t であった。測定量は、加速度、土圧および壁体のひずみであり、計器の配置を Fig.19 に示す。

(2) 伝達特性の計測結果

起振力を限度一杯まで種々変えたが、非線形特性を把握するまでには至らなかった。Fig.19 に示す岩盤の測点 (B-3) の加速度記録のフーリエスペクトルに対する土質しゃ水壁と河床堆積層との境界の測点 (B-1) および地中壁上端位置の測点 (B-2) における加速度記録のフーリエスペクトルの比として求めた伝達関数を規準化して二種類の起振力についてプロットしたのが Fig.20 である。これより共振点は以下の通りである。

X方向 : 11.0, 12.5, 13.5, 15.0, 18.0, 19.0, 21.0, 22.0 (Hz).

Y方向 : 14.0, 16.5, 17.5, 19.5, 23.0 (Hz).

(3) 考察

上記共振振動数に対応する振動モードを把握することにより地中壁と周辺地盤との相互作用を伴う振動挙動を明らかにすることを試みる。そのため、X方向断面と Y方向断面のそれぞれについて岩盤線を固定境界、側面を水平ローラーとして平面ひずみ条件で FEM による固有値解析を行った。地中壁とベースコンクリートは梁要素でモデル化し地盤との接触面にはジョイント要素を挿入した。土質しゃ水壁の物性には前述の地震応答解析に用いた G_0 を適用し、河床堆積層の物性には地中壁の他

に只見ダムで実施された新基礎処理工法である WMC⁽¹⁵⁾ によるグラウティング後の Fig.21 に示す S波速度から求めたせん断剛性率を適用した。X方向と Y方向の各々の 5 次までのモードを Fig.22 に示す。共振点の計算値は以下の通りである。

X方向 : 10.90, 17.27, 19.18, 21.64, 22.86 (Hz).

Y方向 : 9.75, 16.34, 17.13, 19.85, 20.74 (Hz).

Y方向 (6~7次) : 23.71, 23.83 (Hz).

これらを前掲の実験値と比較すると、X方向では 1~5 次まで全ての値が実験値とほぼ一致し、Y方向では 2~4 次および 6 または 7 次の値が実験値と比較的良好一致を示す。しかし、解析で求め得ない下記振動数がある。

X方向 : 12.5, 13.5, 15.0 (Hz); Y方向 : 14.0 (Hz).

試験壁体は、箱形断面でしかもベントナイト混入コンクリートと普通コンクリートの複合構造であり、岩盤線も X方向では一部傾斜しており、3次元的に複雑な振動モードが存在し得る。例えば、中空片持ち梁とした壁体のみのはじれ振動の固有振動数は 15.0 (Hz) であり、また、中空片持ち梁とした壁体の先端に土質しゃ水壁等が集中質量としてある場合の曲げ振動の固有振動数は 13.1 (Hz) でやはり上記値に近い。地盤との連成の影響で多少異なる値となるが、壁体の剛性が地盤より著しく高く、微小振動の場合、壁体自身の自由振動が卓越した可能性も考えられる。何れにしても、2次元解析では得られぬモードであり、上記振動数は 3次元振動モードに対応するものと推定される。また、解析で得られた Y方向の 1次固有振動数は、実験では Fig.20 に示すようにわずかにピークを示しているものの、10 (Hz) 以下では起振力不足で明確な共振点と識別できず前掲の実験値には含めなかった。以上を総合すると、2次元振動については実験結果を数値解析結果により良好に説明し得

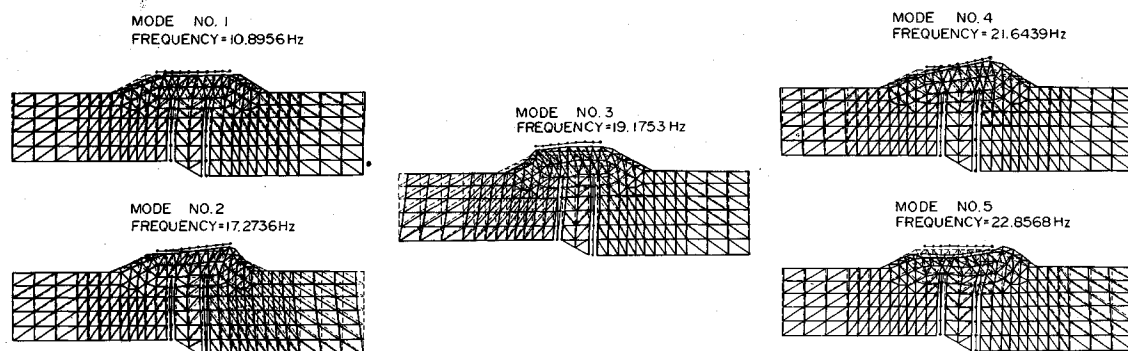


Fig.22 Natural Frequencies and These Vibration Modes in The Cross Section of Diaphragm Wall and Ground in In-Situ Testing Field (Results of FEM)

ていると言ることができる。実ダムは、河床堆積層を含めたダム高さに比ベダム長さが十分大きく、Fig.1に示す通り上下流方向の岩盤線も殆ど平坦であることから、2次元平面ひずみ挙動が卓越することは明らかであり、実験では2次元挙動を把握できれば十分である。このような見地からベントナイト混入コンクリートと普通コンクリートの地中壁の振動挙動の差を見ると、これらの差異はX方向断面の振動モードに明確に認められ、Fig.22に示されるように前者は地盤の変形に良く追従するが、後者は地盤の変形を拘束する傾向があることから全体系の振動挙動についてもベントナイト混入コンクリートの優位性が認められる。河床堆積層が最も深い断面についての実ダムの地震応答解析では前述した通り両者に殆ど差異は認められなかったが、地中壁が浅い試験壁体では上記差が明瞭に現れたのであり実ダムのアバットメント近傍ではこのような挙動の差が有り得ることに留意する必要がある。

6. 結 論

上記所論を要約すると以下の通りである。

- (1) 築堤完了時の応力状態に関して、剛性が高い普通コンクリートを用いた連続地中壁では、頭部への応力集中が高くなると同時に頭部近傍の側面でアーチアクションによる応力分布の弱点が発生し易い傾向があり、上載荷重の基礎地盤への滑らかな伝達も妨げられる傾向があるが、剛性が低いベントナイト混入コンクリートを用いた場合これらの不都合はかなり改良される。
- (2) 湛水時の荷重が加算されると、剛性が高い普通コンクリートを用いた連続地中壁では、頭部近傍の側面において築堤時のアーチアクションによる応力分布の弱点が多少残る傾向はあるものの、剛性が低いベントナイト混入コンクリートを用いた場合の応力分布との差は小さくなると言える。
- (3) 地震応答解析による加速度応答は、連続地中壁が普通コンクリートの場合とベントナイト混入コンクリ

トの場合において、全域で、分布の傾向、応答値とも殆ど一致し有意の差は認められない。また、連続地中壁の加速度の増幅は小さく、頭部の倍率は共振振動数の正弦波で高々1.25倍、地震波で1.1倍に過ぎない。

(4) 堤体内の加速度の増幅は中心線に沿って天端に向かって大きくなり、地震波ではダム高さの半分から上で増幅が著しい。斜面上の加速度増幅の傾向は、中心線に沿ったものと類似しているが、同一標高における応答値は、天端近傍部を除いて、上流側斜面の値が堤体内中心部の値の約2倍大きく、下流側斜面の値は上流側の値よりやや小さい。

(5) 連続地中壁側面に作用する垂直応力には、湛水時の浮力による除荷のため初期の拘束応力が低下したことに起因して地震時にはダム底から3~4m程度の深さの上流面において剝離を生ずる部分が発生する。この剝離に伴い、同じ位置で下向きに作用しているせん断応力がゼロに落ち、相対的にこれらの差応力が上向きに作用する。また、上流側の剝離は相対的に下流側が地中壁を上流側に押すことにもなる。これらの力に釣り合うべく下流側では下向きのせん断応力が発生し、地中壁頭部では右向きのせん断応力が発生する。上下流面でこのように新たに発生するせん断応力が剝離を生じたジョイント要素位置とその周辺要素にせん断応力の時刻歴の偏りを発生する。上記せん断応力により下流側では沈下し上流側では浮き上がるような変形がわずかに生ずる。

(6) 上述した剝離は極く短時間にしか発生しないこと、また、初期応力を超えた引っ張り応力は極めて小さく材料強度の粘着力成分で十分カバーできることから堤体の安定に影響を及ぼすことはないと判断される。

(7) ベントナイト混入コンクリート地中壁の実施工規模の試験壁体を用いて原位置起振実験を行い伝達関数を実測し、かつ、試験断面について平面ひずみFEMによる固有値解析を行い、両者を比較することにより共振振動数の短手方向で1~5次まで、長手方向では2~4次および6または7次までの振動モードを同定した。同

定できなかった振動数は3次元振動モードに対応するものと推定された。実ダムでは、2次元平面ひずみ挙動が卓越することは明らかなため、実験結果とその同定振動モードからベントナイト混入コンクリートと普通コンクリートの地中壁の振動挙動の差を見ると、前者は地盤の変形に良く追従するが、後者は地盤の変形を拘束する傾向があることから振動挙動についてもベントナイト混入コンクリートの優位性が認められる。河床堆積層が最も深い断面についての実ダムの地震応答解析では両者に殆ど差異は認められなかったが、地中壁が浅い試験壁体では上記差が明瞭に現れたのであり、実ダムではアバットメント近傍ではこのような挙動の差が有り得ることに留意する必要がある。

参考文献

- 1) 柴田 功・錦織徹雄・松岡 滋・山口温朗：ベントナイト混入ソフトコンクリート-砂礫層を基礎とするダムの地中壁への適用一，ダム技術，No.28，pp.51～67，1989.
- 2) Edmundo Moreno : Description of El Infiernillo and La Villita Dam, Performance of El Infiernillo and La Villita Dams Including The Earthquake of March 14, 1979, Comision Federal De Electricidad (CFE), pp.1～15,1980.
- 3) CFE : Preliminary Report, La Villita and El Infiernillo Earthquake, 19 y 20 Sept. 1985.
- 4) 峰尾 肇・松村義章・錦織徹雄：只見ダムにおける新基礎処理工法について- (I) ベントナイト混入コンクリート地中壁の原位置試験一，電力土木，No.209，pp.20～32，1987年7月.
- 5) 峰尾 肇・松村義章・錦織徹雄：只見ダムにおける新基礎処理工法について- (II) ベントナイト混入コンクリート地中壁の設計施工一，電力土木，No.212，pp.46～56，1988年1月.
- 6) 錦織徹雄・渡部正道・新村隆之：連続地中壁の只見ダム基礎処理への適用，土木学会論文集，第397号/VI-9（報告），pp.197～205，1988.
- 7) 渡辺啓行・末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価，土木学会論文集，No.432/I-16，pp.155～163，1991.7.
- 8) R.E.Goodman 原著，赤井浩一・川本眺万・大西有三共訳：不連続性岩盤の地質工学，（株）森北出版，pp.250～256. 1978.
- 9) 渡辺啓行・金沢紀一・高田 穰・鈴木 隆：連続地中壁を有するフィルダムの土質しゃ水壁と地中壁との接続部近傍の土圧解析，土木学会論文集，No.457/III-21，pp.69～78，1992.12
- 10) 土木学会編：動的解析と耐震設計，第3巻エネルギー施設，技報堂出版，pp.31～37，1989.
- 11) 渡辺啓行・五月女敦：模型土質斜面の傾斜破壊実験と数値解，土木学会論文集，No.376/III-6，pp.31～40，1986.
- 12) Baba, K. and H. Watanabe : On A Consideration for An Earthquake Resistant Design Method for Rockfill Dams, 13th ICOLD, Q.51-R.15, pp.1048～1074, 1979.
- 13) 土質工学会編：フィルダムの調査・設計から施工まで，土質工学会，pp.185～188，1983.
- 14) W.F.Chen and G.Y.Baladi : Soil Plasticity-Theory and Implementation, Elsevier Science Publishing Company INC. pp33～39, 1985.
- 15) 吉田 裕・瀧本純也・新村隆之：WMC（湿式細粒化セメント）による堆積層グラウチングについて-只見ダムへの適用一，電力土木，No.216，pp.37～49. 1988年9月.
- 16) 土木学会編：動的解析と耐震設計，[第3巻] エネルギー施設，技報堂出版，p.61，1989年.

(1991.8.12 受付)

STATICAL AND DYNAMICAL SOIL-STRUCTURE INTERACTION BETWEEN DIAPHRAGM WALL AND ITS SURROUNDING SOIL IN THE EMBANKMENT DAM WITH DIAPHRAGM WALL UNDER SOIL CORE

Kiichi KANAZAWA, Hiroyuki WATANABE, Tetsuo NISHIGORI and Minoru TAKADA

The diaphragm cutoff walls have been lately adopted for foundation treatment of embankment dams constructed on alluvial deposits. It is significant for the engineers in design and construction of diaphragm wall to take into account of structural behaviors during earthquakes. This paper studies the statical and dynamical interaction between diaphragm wall and surroundings in above type of dams and their stability by means of numerical analysis on TADAMI dam, especially clarifies the effects of rigidity of diaphragm wall on their stability through comparing the behavior of whole structure in the case of bentonite concrete wall with the one in the case of conventional concrete. Besides, the characteristics in dynamic behavior of diaphragm walls of both materials are clarified through both in-situ vibration tests and their numerical simulations as well as the validity of the seismic response analysis applied to this studies are confirmed.