

島嶼県沖縄における耐震強化岸壁の設計

THE DESIGNING OF EARTHQUAKE PROOF BERTH IN OKINAWA ISLANDS

親泊 正孝

Masataka OYADOMARI

正会員 沖縄総合事務局開発建設部港湾計画課 港湾整備調整官(〒900-8530 沖縄県那覇市
前島2-21-7)

Okinawa Prefecture consists of many islands on the wide area of ocean. Therefore shipping and ports are very important in transportation of foods and goods for islanders' livelihood. Under the facts of those things, an earthquake proof berth is essential and should be constructed in this prefecture because earthquakes have occurred in series around Yaeyama Islands in recent years. Though there are many marine faults around Ishigaki Island, it was hard to decide an earthquake scale in the designing an earthquake proof berth of Ishigaki Port. On the other hand, in this occasion it was not clear to evaluate the characteristics of vibration and liquefaction of the coral gravel ground also with its static ones. A few things of this designing including characteristics of coral gravel ground are shown in the present paper.

Key words: Earthquake proof berth, marine fault, characteristics of vibration, characteristics of liquefaction, characteristics of coral gravel ground

1. はじめに

沖縄は南北約400km, 東西約1,000kmの広大な海域に40程の有人島から成る島嶼県である。このため、海運・港湾は生活関連物資の搬出・搬入など物流の中心であり、極めて重要な役割を果たしている。一方、沖縄では八重山諸島での小規模地震の多発や、マグニチュードM7.6の海洋地震が発生しており、地震に対するリスク意識の高まりがみられるようになってきた。これらを踏まえると、沖縄における耐震強化岸壁の整備は重要なことである。しかしながら、本格的な耐震強化岸壁の設計に関しては解決すべき課題が多い。

八重山諸島の中心になっているのが石垣島であり、耐震強化岸壁が石垣港で計画され、その耐震設計に当たって各種の調査・検討を行なった。この際、最初に直面した問題が対象とする地震動の規模であり、周辺に海底断層が複雑に存在するため、その設定には困難を伴った。断層の長さから地震規模のマグニチュードを求める場合の問題が代表的なものであった。

一方、我が国唯一の亜熱帯に位置する沖縄は、サンゴ礁で囲まれた島が多く、これらの海岸域には、サンゴの死

表-1 石垣島での地震発生回数

	震 度				有感地震	無感地震
	I	II	III	IV~VII		
昭和167~平成元年	66	25	10	0	101	671
年平均回数	5.1	1.9	0.8	0.0	7.8	51.6

骸から成る、所謂、サンゴ礫混じり地盤が存在している。当該地盤は、地盤工学的に複雑な特性を示し、せん断特性を始めとする諸特性が未解明なところが多い。当該岸壁周辺においてもサンゴ礫混じり地盤が存在しているため、各種の調査・検討を行なった。地震応答計算におけるひずみ依存特性をどのように設定するかや液状化の予測・判定で液状化強度をどう評価するかが課題であった。

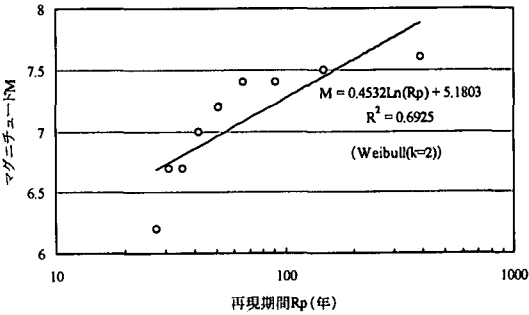
本論文は、石垣港での耐震強化岸壁の設計事例をベースに、第一に耐震設計の際の設計震度を求めるまでの調査・検討事項と、第二にサンゴ礫混じり地盤の動的特性、特に、液状化特性についての調査・検討事項でいくつか新しい知見が得られたので、これらについてここに報告する。

表－2 沖縄における既往地震

発生年	震央名	マグニチュード	被害の概要
1771(明和8)	石垣島近海	M7.4	石垣島で死者9,393人,家屋流出2,123軒,宮古島で死者2,548人,家屋流出1,054軒
1898(明治31)	石垣島近海	M7.0	宮古,石垣島で家屋半壊2,堤防破損1,道路破損16箇所,橋梁破損1.
1909(明治42)	沖縄島東方沖	M6.2	那覇で死者1人,傷害10人,家屋半壊3.
1926(大正15)	沖縄島近海	M7.5	那覇で震度4,石垣の崩壊多数.
1938(昭和13)	宮古島北北西沖	M6.7	津波来襲,平良港で振幅1.5m. 桟橋流失し,帆船に被害.
1947(昭和22)	石垣島北西沖	M7.4	石垣で死者1人,西表島で死者4人.
1958(昭和33)	石垣島近海	M7.2	死者石垣島で1人,宮古島で1人.
1966(昭和41)	石垣島近海	M6.7	与那国で死者2人,家屋崩壊1.
1998(平成10)	石垣島南方沖	M7.6	石垣市,平良市などで震度3. 津波観測,最大で10cm.

表－3 断層のマグニチュード及び基盤加速度

震源域	活断層の長さ	マグニチュード	実効距離	石垣港基盤加速度	備考
活断層①	85.0km	M8.0	32.7km	369Gal	連続断層
活断層②	35.0km	M7.4	21.9km	348Gal	
多良間島南方沖	66.0km	M7.4	39.0km	260Gal	断層モデル

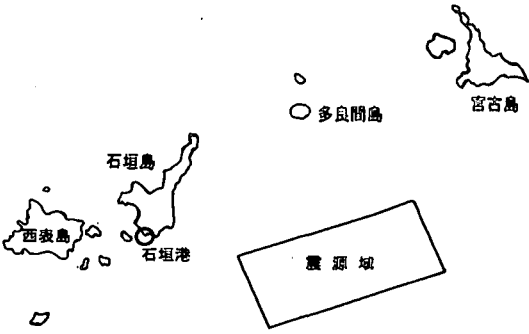


図－1 沖縄における地震規模の再現期間

2. 設計対象地震動
(1) 地震頻度

沖縄は地震の少ない所と言うのが通説であるが、近年、八重山諸島周辺では小規模地震が多発している。(表－1¹⁾参照). また、平成10年5月4日にはマグニチュードM=7.6の大規模海洋地震も発生しており、これらの事実は、沖縄においての地震に対するリスク意識の改革を迫るものがある。

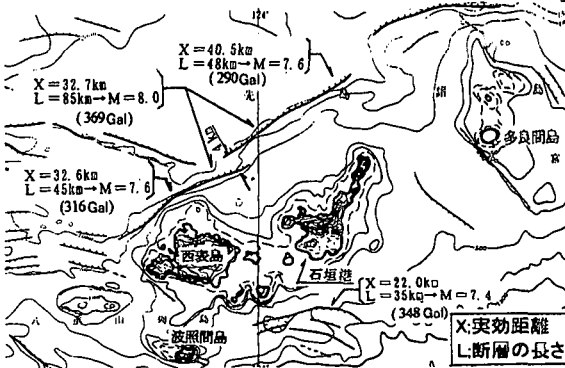
主な既往地震を表－2^{1), 2)}に示しているが、マグニチュードの最大値は前述の M=7.6となっており、我が国の既往地震の中でも上位にあり、また、M=7以上も200年余りの間に6個あり、これらのことから地震の少ない県とはいえない。特に、石垣島周辺で多発しているのが特徴的である。表－2を基に、沖縄の地震規模の再現期間を求めたのが図－1である。図－1はWeibull分布で求めたもので、正規化変数rvとマグニチュードの一次回帰の相関(R²=0.8587)はかなり良いが、同図ではそれを基に新たに再現期間との対数相関を示した。先述の地震規模 M=7.6は400年弱の再現期間であり、兵庫県南部地震がM=7.2で数百年の再現期間であったと言われているのを踏まえても、沖縄での地震問題は安易に論ずることが出来ない。



図－2 多良間島南方沖の断層モデル位置

(2) 設計に用いる地震動

耐震強化岸壁の設計に用いる地震動の設定は、運輸省の通達では地域防災計画が策定されていれば、それを重要視することが謳われている。八重山諸島に関しては、沖縄県策定の地域防災計画において多良間島南方沖断層モデルが対象地震として示されている³⁾。文献4)と位置情報により当該断層モデルの位置を示したのが図－2である。本件設計に関しては同図の断層を重要視した。しかし、石垣島周辺には図－3⁵⁾のように海底断層が複雑に入り組んでおり、これらが発生させる地震動も看過出来ない。断層の長さにより断層が発生させ得る地震規模マグニチュード M の



図－3 石垣島周辺の海底断層

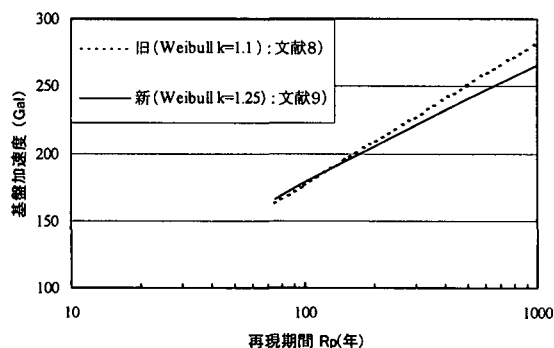


図-4 石垣港基盤加速度の再現期間

算定式は松田⁶⁾が提案しており、また、断層と設計対象地点迄の実効距離及びマグニチュードから、設計対象地点の基盤加速度を求める算定式は野津⁷⁾によって提案されている。これらにより算定したマグニチュード及び基盤加速度の値を図-3に併せて示してあり、また、一覧にしたのが表-3である。表-3のようにかなり開きのある基盤加速度が求まったが、これらのうち最も大きい値を示しているのが活断層①のケースである。このケースは図-3の2つの長い断層を連ねた場合の結果である。この2つの断層の乖離は約4kmであることから、両断層を連ねて一本とみなした結果である。石垣島周辺のように複雑に入り組んで断層が存在する場合、この例のようにかなり長い断層も連ねることとなるので、ケースバイケースで弾力的に対処すべきと考えて、設計対象としては棄却した。石垣港の基盤加速度と再現期間については、運輸省港湾技術研究所によって推定式が求められている。この推定式は Weibull 分布で求まっており、これを著者が図化したのが図-4である。前出の活断層①のケースの基盤加速度を図-4で見ると、1,000年期待値を遥かに超えるものである。耐震強化岸壁の対象地震の再現期間を数百年で考えてよいとされることがからすると、極めて長過ぎると言わざるを得ない。また、表-3の活断層②のケースの地震については、その位置とマグニチュードからして1771年の明和の地震そのものである可能性が高い。前出図-2の断層モデルは明和の地震について設定されたものであり、信頼性の点で当該断層モデルを重視するのが適切であるから、この活断層②のケースについても設計対象地震としては棄却するのが合理的であるとした。表-3の多良間島南方沖を震源域とする地震規模については地域防災計画の断層モデルに基づくものであり、各種観点から最も信頼し得る結果であるとみなせる。また、図-4で見ても算出結果の加速度は約600年の再現期間であり、図-5に示した再現期間と遭遇確率をみても $E=0.1$ 弱となり、設計対象としては最も適切であろう。先述の設計対象地震の再現期間を数百年とすることも踏まえ、当該耐震強化岸壁に用いる入力基盤加速度としては断層モデルから求まった260Galが最も適切なものであるとした。

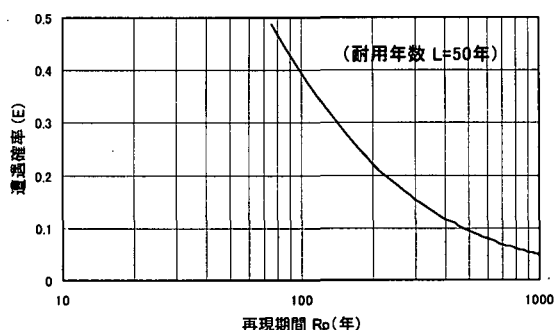


図-5 再現期間と遭遇確率

3. 設計震度の検討

耐震設計における設計震度の設定では、求まった基盤加速度を用いて地震応答計算を行ない地表面加速度を求めるが、これにはSHAKEを用いるのが簡便でよく利用される。SHAKEは1次元重複反射理論に基づいており、せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性や、せん断弾性係数の初期値としての G_0 を必要とする。これらに関する詳細は文献(10)、(11)に譲り、ここでは簡略化して述べる。

(1) せん断波速度

石垣港で行なった2ヶ所でのPS検層によると、本土で一般的に使われている N 値から或いは q_u 値からのせん断波速度の算定式は、サンゴ礫混じり地盤ではあまり当てはまらないようである。したがって、当該設計では2ヶ所の測定値そのものを岸壁の前半、後半部分にそれぞれ適用した。

(2) せん断弾性係数のひずみ依存性

せん断弾性係数とひずみの関係についても、本土の一般土と石垣港の試験値によるものを比較すると曲線がズレている。一例で、 $I_p=N.P. \sim 9.4$ の場合のサンゴ礫混じり地盤では本土の一般土よりやや下回っている。このせん断弾性係数のひずみ依存性に関する試験は、沖縄のサンゴ礫混じり地盤では石垣港で初めて行なわれた。したがって、当該設計のための地震応答計算は試験値そのものを用いた。

(3) 減衰定数のひずみ依存性

前項同様に、減衰定数とひずみの関係を本土の一般土と石垣港の試験値によるものを比較すると、両者にはズレがある。特に、ひずみの大きいときサンゴ礫混じり地盤の減衰定数は小さくなり、中間的なひずみのところではサンゴ礫混じり地盤の減衰定数が大きくなる。また、ひずみが大きくなると本土標準が上昇を続けるのに対してサンゴ礫混じり地盤は少し横ばいになり、最大でも $h_{max}=0.2$ 程度におさえられ本土地盤の h_{max} よりも約20%小さい。これも前項同様試験値そのものを地震応答計算に用いた。

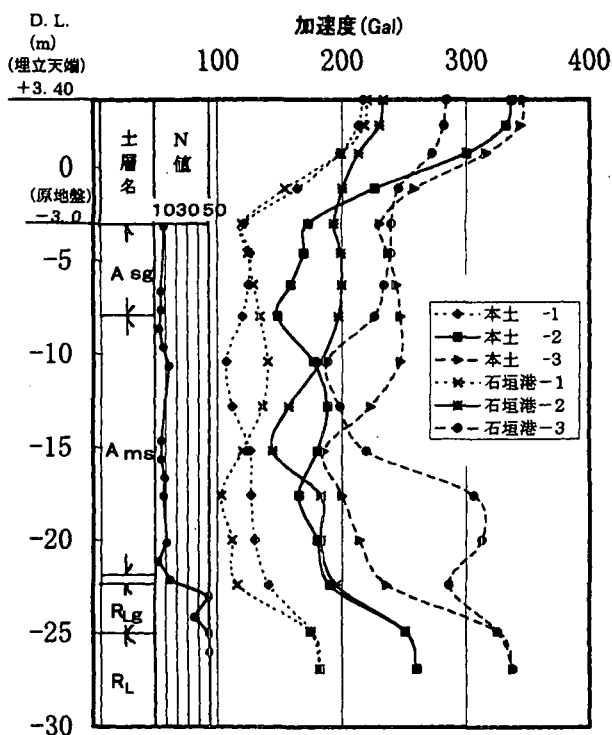


図-6 地震加速度の最大値深度分布状況

(5) 設計震度

上述の各種特性を本土の一般土との比較を行ないつつ、慎重に検討を行なった。その結果として、基盤加速度260 Gal に基づき、大船渡入力波形により地表面加速度 $\alpha=30.7$ Gal, 作用震度=0.23を得て、これを設計震度とした。

4. 液状化の予測・判定

(1) 液状化強度

液状化の検討の際、重要な事は建設地域の土、或いは埋立材が砂系であるかどうかであるが、サンゴ礫混じり地盤ではこの判断が難しい。本件では、シルト・粘土分を多く含んでいるAms層と呼ぶ層を粘性土系とみなしたが、砂系と見ることも出来るということで、繰り返し三軸試験を行った。その結果、細粒分含有率 $F_c=19\sim75\%$ 、サンゴ礫含有率 $\beta=0\sim51\%$ の粘性土系を主体としたAms層での液状化強度比 R_{120} は0.203~0.267の範囲となり、平均値は $R_{120}=0.23$ であった。また、 $F_c=5\sim49\%$ 、 $\beta=31\sim82\%$ の砂質土系のAsg層と呼ぶ層では、唯一の結果であるが0.47を得た。これはAms層に比べてかなり大きい値であるが、Ams層よりAsg層はサンゴ礫分が多いので、それにより過剰間隙水圧の消散が早くなることにより液状化強度比が大きくなったと考えられる。しかし、唯一のデータであるので、確度の向上のためには今後の試験データの蓄積を待たなければならない。また、液状化強度比を別途収集した本土

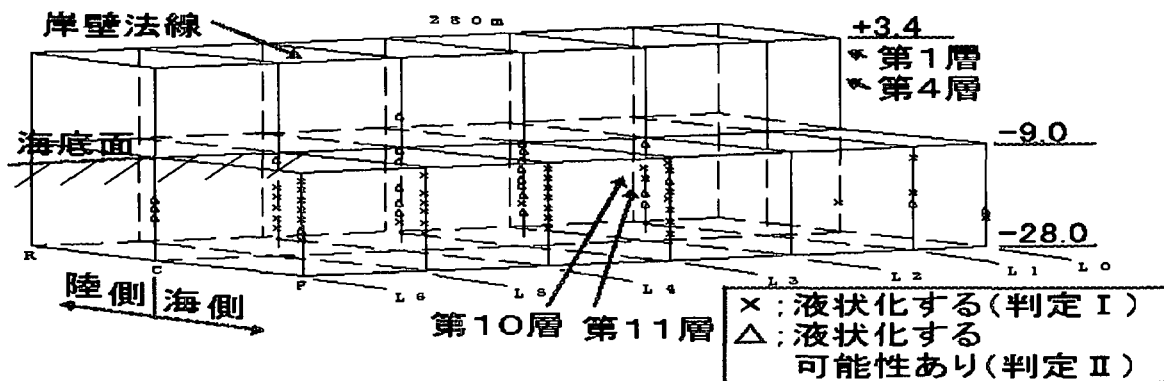


図-7 液状化の予測・判定結果の立体イメージ

(4) 地震加速度伝達の感度

上述の各種動的特性を踏まえ、石垣港の地盤に即して前章に述べた基盤加速度(260 Gal)を中心に3割で増減させてSHAKEに入力し、地表面での最大加速度がどう変化するかを見てみた。この結果を図-6に示したが、前述の2つのひずみ依存特性の差が加速度の差にも明瞭に現われていることを示している。感度の違いに関する詳細は文献10)に譲る。

の例は0.19~0.42の範囲にあることから、サンゴ礫混じり地盤との差はそう大きくなく、当該地盤が粒度分布で粘性土系と見なされるようなところでも、液状化特性から言えば砂系の性質を有していることがわかった。この例から、サンゴ礫混じり地盤は粒度分布から安易に液状化問題を判断するのは不適切なことと言えよう。

表-4 液状化の予測・判定結果

項 目	層 No.	N 値			
		8	10	12	15
有効上載圧力 σ_v' (kgf/cm ²)	1	0.117	0.117	0.117	0.117
	4	0.761	0.761	0.761	0.761
	10	1.910	1.910	1.910	1.910
	11	2.150	2.150	2.150	2.150
最大せん断応力 τ_{max} (kgf/cm ²)	1	0.031	0.027	0.026	0.025
	4	0.219	0.204	0.200	0.196
	10	0.422	0.425	0.425	0.424
	11	0.439	0.448	0.449	0.449
等価加速度 α_{eq} (Gal)	1	182	158	152	147
	4	197	184	180	177
	10	152	153	153	152
	11	140	143	143	143
等価N値 (N)0.66	1	11.5	14.0	16.6	20.4
	4	7.5	9.4	11.4	14.2
	10	3.8	5.1	6.5	8.5
	11	3.3	4.6	5.8	7.7
予測・判定結果	1	II	IV	IV	IV
	4	I	II	II	III
	10	I	I	I	II
	11	I	I	I	II
液状化強度比 Rmax	10	0.251	0.251	0.251	0.251
	11	0.197	0.197	0.197	0.197
最大せん断応力比 Lmax	10	0.221	0.223	0.223	0.222
	11	0.204	0.208	0.209	0.209
液状化安全率 FI	10	1.14	1.13	1.13	1.13
	11	0.97	0.95	0.94	0.94

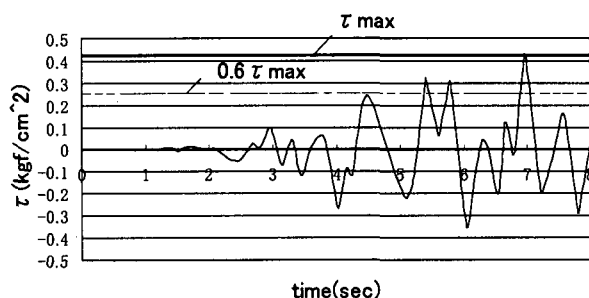
(2) 液状化と変形照査

a) FEMによる計算

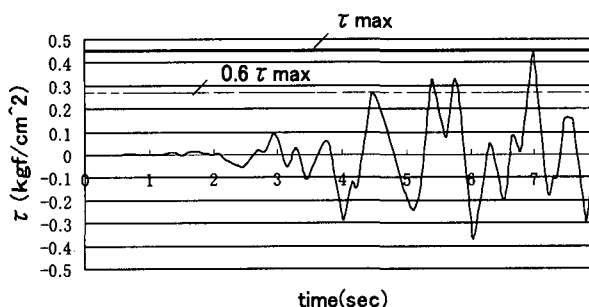
事前検討として全応力法のプロプログラム FLUSH を用いて解析を行った。FLUSHは全応力法でせん断力とひずみとの関係を捉え、FEMで計算する方法である。このうち、液状化によるせん断弾性係数の低減を考慮できるFLUSH-L 法による結果は、液状化を前提として行った場合、エプロンの沈下が約 49cm となり、また、岸壁天端の水平変位はわずか 1cm であった。更に、液状化の程度を考慮しつつ変状の予測が出来る有効応力法のプロプログラム FLIP による変形照査を行った。FLIP では、動的変形特性パラメーターとして初期せん断弾性剛性、体積弾性係数、せん断抵抗角、粘着力、履歴減衰の上限値、などを、また、液状化特性パラメーターとして変相角、液状化特性の全体、前半、後半、下限値、終局状態を規定するものを取り入れている。サンゴ礫混じり地盤に対する、これらのパラメータ値標準設定法を用いての FLIP による計算結果では水平変位、沈下とも 1.82 m となり、これらは、FLUSH の結果とは大きく異なっている。また、本土の一般土に対する簡易設定法によるパラメータでは水平変位では 1.0m、沈下では 80cm となった。これらの差異は FLUSH の全応力法と FLIP の有効応力法の差によるものと考え、サンゴ礫混じり地盤の動的特性の影響も無視出来ないと推定される。これらの解析は、今後も引き続き検討を進めていく必要がある。また、FLIP で、液状化対策として地盤改良を施したのも計算したが、殆ど効果は無く水平変位で 1.3m となった。

b) 繰返し三軸試験結果による検討

液状化の問題は、砂系であるかどうかに関わるもの



(a) 第10層



(b) 第11層

図-8 せん断応力の時刻歴と波頭の状況

であり、沖積層の Ams 層は、せん断定数においては粘性土系として「C」で評価したのであるから、殆ど、液状化の検討は重要視する必要はないと思われる。しかし、粒度分布による判定のみで、即座に、液状化問題の検討を不要視せず、等価 N 値及び等価加速度の比較によつての判定を行つてみた。その結果を立体的に見たのが図-7である。図-7においては、「埋立地の液状化対策ハンドブック」¹²⁾の I : 液状化するを×印で、II : 液状化の可能性ありを△印で示した。なお、L-0~L-6 は土質調査実施箇所を基に設定した液状化判定ヶ所である。「液状化対策ハンドブック」によれば、判定 II、III (液状化の可能性の多い、少ない) の場合、可能な限り、当該層の土での繰返し三軸試験を行なつて、より詳細に検討するのが良いとされている。液状化強度の結果は前述したとおりであり、それを用いて、より詳細に判定した結果が表-4である。表-4では埋立地の N 値を変化させた場合についても併せて示した。この変化の理由は、当初、埋立地の動的特性を本土の一般土と同様に扱っており、また、その N 値も本土一般土並みに N=8 とみなしていた。その後の調査で、サンゴ礫混じり土による埋立て部分の N 値はバラツキがあるものの、算術平均で N=12 を得ることが出来た。埋立て部分の動的特性を石垣港の実地盤から得られたものと、その N 値を N=12 とみて地震応答計算を再実施した。これを基に、液状化の検討をより詳細に検討した。表-4に、図-7での L-2 の 2 つの×印(第 10、11 層)の液状化再判定結果を示しているが、第 10 層では FI 値が 1 をクリアーし、第 11 層はクリアーしていない。

c) 衝撃型、振動型の問題

表-4の第10、11層について、Rmaxが異なっているの

がわかる。これは、繰り返し三軸試験による判定の場合、最大せん断応力 τ_{max} と $0.6 \tau_{max}$ の波頭を超える波数が、いくつあるかということに関わっているためである。「液状化対策ハンドブック」によれば τ_{max} に至る以前に $0.6 \tau_{max}$ を超える波頭が 2 波以下であれば、衝撃型、また、3 波以上あれば振動型として扱い、 R_{max} を求める際の補正係数が異なっている¹²⁾。即ち、前者は 0.55、後者は 0.7 であり、結果として、前者は R_{max} が大き目に出ることとなる。

これらの 2 つの第 10、11 層の τ の時刻歴を見ると、図-8 のとおりとなる。グラフ化に当たっては、基本的に 0.2 秒間隔で描いてあるが、図-8(a) では明らかに 2 波が τ_{max} 発生以前に $0.6 \tau_{max}$ を超えている。図-8(b) は $0.6 \tau_{max}$ を超える波頭は 3 波発生していると判定した。これらにより、表-4 の第 11 層の FI 値が厳しい結果となった。

(3) 考察

前項を踏まえ、表-4 と図-7 の結果を再度みていくと、△印、即ち、II の評価はほぼ III、IV へシフトしても良いであろう。したがって、図-7 の判定結果は、地層全体、或いは、岸壁全体として見た場合樂觀視してよいとの方向性が見えてくる。本土における埋立地について、液状化を不安視しなくてよい N 値は $N=8$ 程度であると言われている。埋立地の N 値を変化させて感度を見たのが表-4 であったが、 $N=8$ 程度のサンゴ礫混じり土による埋立では液状化は起こる可能性が高い。 $N=12$ 以上では安心してよさそうである。但し、部分的な層としての第 4 層が液状化しても、全体的には問題ないであろうとの前提に立った場合に言えることである。この第 4 層の液状化の判定は II であるが、サンゴ礫混じり土で埋立てられた所での繰り返し三軸試験を行っていないので、これらは今後の課題となろう。このような不安を払拭するため、サンゴ礫混じり土による埋め立ては N 値のバラツキをなくすよう少し丁寧に行なえばよいと考えている。また、サンゴ礫混じり地盤が有していると思われるポーラス性の高さ、即ち、過剰間隙水圧の消散速度の速さが期待出来ることを踏まえると、なお一層、液状化問題は安心してよいと思われる。

5. おわりに

本論文をまとめると次のようになる。

- ① 断層の連なりについては、複数の断層の乖離によりみるにせよ、得られた結果としてのマグニチュード或いは基盤加速度は、他に得られている再現期間なども含めて採用するか否か、検討するのが良い。
- ② 断層モデルの設定がなされている場合は、その信頼性が高いことを踏まえつつも、やはり、前項と同様な検討を行なった上で、他の断層による結果と相互比較するのが良いであろう。
- ③ サンゴ礫混じり地盤については、本土の一般土との相違性に注意しつつ、各種動的データの蓄積がなされるまでは、PS 検層、動的変形試験、繰り返し三軸試験を行なって設計に当たるのが、今のところ最善である。

- ④ 液状化の予測・判定は粒度分布形状のみで安易に結論を出さず、等価 N 値と等価加速度を比較する方法で行なう方がよい。また、その結果、判定が II、III となったものは繰り返し三軸試験を行なった上で、総合的、全体的に行なうべきであろう。
- ⑤ 有効応力法の FLIPなどを主体とした変形照査を可能な限り行ない、前項と併せてこれらの結果を解釈するように努め、耐震強化岸壁としての、液状化対策工、或いは、変状対策工の採否、及びその範囲などは総合的な観点から判断を行なうのが良い。

本論文で島嶼県沖縄における耐震強化岸壁の設計に当たってのいくつかの新しい知見を述べたが、課題もまだまだ多い。これらの課題は今後も調査・検討を続けていくつもりであり、関係各位のご指導が頂けるようお願いものである。

参考文献

- 1) 石垣市防災会議：石垣市地域防災計画－震災対策編，pp. 121－122，1998。
- 2) 国立天文台編：理化年表，pp. 824－855，1996。
- 3) 沖縄県防災会議：沖縄県地域防災計画－地震編，p. 6，1997。
- 4) 沖縄県：沖縄県地震被害想定調査概要報告書，p. 1，1997。
- 5) 活断層研究会：[新編]日本の活断層，東京大学出版会，付図-1，1996。
- 6) 松田時彦：活断層から発生する地震の規模と周期について，地震 2，28，pp. 267～283，1975。
- 7) 野津厚，上部達生，佐藤幸博：工学的基盤における最大加速度の断層面からの距離減衰の検討，第二回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，土木学会，pp. 27～34，1997。
- 8) 北澤壮介，上部達生，桧垣典弘：沿岸地域における基盤の最大加速度期待値の推定，港湾技研資料，No. 486，p. 117，1984。
- 9) 野津厚，上部達生，佐藤幸博，篠澤巧：距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係，港湾技研資料，No. 893，p. 45，1997。
- 10) 親泊正孝：サンゴ礫混じり地盤の振動特性及び液状化特性，平成 10 年度 港湾技術シンポジウム，運輸省港湾技術研究所，1998。
- 11) 親泊正孝：港湾構造物の耐震設計におけるサンゴ礫混じり地盤の取り扱い，第 11 回 沖縄地盤工学研究会発表会，沖縄地盤工学研究会，1998。
- 12) 運輸省港湾局監修，(財)沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)，pp. 119～122，pp. 129－130，1997。

(1999. 4. 19 受付)