

品川台場石垣の土質工学的観点からの調査・分析

(株) 建設技術研究所 小見山幸男

名古屋大学 正会員 馬場 俊介

A Survey of Shinagawa-Daiba Fortress Stone Wall from Soil Engineering View Point

by Yukio KOMIYAMA and Shunsuke BABA

ペリーの黒船来航を機に造られた歴史的建造物である品川台場は、土木技術的に見ても、河口州という軟弱地盤に築かれたわが国最初の大規模海上構造物として価値が高い。この品川台場は、建設後 130 年余を経過して沈下・変形等が大きく進行しており、公園として開放されていることも関係して、安全を確保するためにも早急な保全対策が待たれている。

軟弱地盤上の構造物は、長期間に渡って沈下・変形が継続するだけでなく、近辺で行われる造成工事等による影響を受けやすい特性があり、支持基盤となっている軟弱土層の沈下・変形性状を抜きにした保全対策は考えられない条件にある。また、地震の影響を大きく受ける。

今回、品川台場に対して歴史的な土木構造物として保存するための総合的な調査・検討が行なわれた。その作業の一部として、今後大きく変貌しようとしている都心部の軟弱地盤に支持された土木構造物という特殊な条件を考慮して、特に地盤土の沈下・変形性状を適確に把握し、これらの特性をふまえた保全計画の検討を行なったものである。

(石垣、海上構造物、土質力学・近世)

1. 序

品川台場は、海中の軟弱地盤上に建設された大規模土木構造物の史跡としては、数少ない貴重な事例である。建設後 130 余年を経て、沈下・変形も大きく進行しており、一部が公園として開放されていることも関係して、史跡としての保存のみならず、安全を確保する点からも早急な保全対策が待たれている。

今回、管理者である東京都からの委託によって、土木学会内に品川台場の保全計画に係わる総合的な研究委員会が組織されて、多方向に渡って組織的な調査・検討が加えられた。その一端として、特にこの構造物が開発活動の激しい都市域に立地し、その影響を受けやすい軟弱地盤を支持基盤にしているという特殊性を重視して、支持地盤である軟弱土層の沈下・変形性状を的確に把握し、今後生じる可能性があると考えられる外的条件の変化による影響も含めて、台場の沈下・変形を考慮した保全計画を検討した。

ここに、軟弱土層の沈下・変形性状の把握は次の方法によって行なった。

地盤土に関する調査・試験を実施し、現状の地盤土に関する土層構成や土質性状を明らかにする。一方、現段階では最も信頼性が高いと考えられているカム・クレイ(Cam-clay)モデルによる FEM 解析を現地の地盤モデルに適用して、上記の土質性状と併せて沈下・変形を計算する。断片的に明らかにされている沈下・変形の実測記録と照合して修正する方法で逆解析的に地盤土の初期条件を推測する。

このような手順によって検証された地盤モデルや土性値が、実際の地盤土を代表するものと考えられる。従って、このモデル及び土性値を用いることで、建設から現在まで断片的に明らかにされていた沈下・変形の情報を拡張して、建設後の連続的な変動の経緯を明らかに示すことができるだけでなく、今後の動向や新しい条件に対する影響等についても変動の傾向を示すことができる。本論文は、このようにして考えられる今後の変動も含めた台場の沈下・変形を想定し、これらの条件に障害されない保全計画を検討したものである。

2. 台場及び石垣の沈下・変形の経緯と概要

品川台場は、嘉永6（1853）年の、所謂黒船来航に対応して、江戸の防衛を目的に品川沖の海上に建設された砲台群である。記録資料によると、計画された台場は合計11基を数えることができるが、途中で中止されたもの、その後の海浜埋立に取り込まれて消失したもの、及び航路の障害になるとして撤去されたもの等があり、現存するものは第3及び第6の2台場だけである。

このうちの第3台場は、約8ヶ月の工期を経て安政元（1854）年4月に完工しており、第6台場は同年1月の着工で11月に竣工するというように、今日の進んだ技術力をもってしても困難と考えられるような短期間で建設されたものである。各台場は、いずれも湾内の滞筋（みおすじ）をさけて砂州の先端部に位置するような配置で計画されている。各台場の支持地盤の状況はそれぞれ異なった条件にあり、石垣の不同沈下等にその影響が現れているようである。このような台場毎の差異は、主として経験を中心とした技術レベルの違い等が反映して構造自体にも及んでおり、このような違いは、建設直後の安政地震（1855年）や、関東大地震（1923年）による震災において特徴的に現れている。即ち、第1～第3台場では広範囲で石垣の崩壊を生じており、その都度大掛りな修復工事が行なわれているのに対して、第4～第6台場では極く一部の石垣が崩壊しただけで、殆んど建設当初の石垣のままで現存する。

また、両台場共に東京湾の拡張計画による大型船の航路を確保するために、近辺の海底を大規模に浚渫するという大きなインパクトを受けただけでなく、地下水の汲み上げに伴う広域地盤沈下の影響にも曝されている。さらに、第3台場では埋立地の拡張によりその一部が陸続きになる等、台場に関わる外的な条件は単純なものではないし、今後もこの程度の条件の変動には曝されるものと考えられる。一方、上記のような災害に関連して測量が行なわれるとか、最近になって台場の中に水準点が設置されて組織的な観測が継続される等、歴史的なスケールで見ると、限られた範囲の断片的なデータではあるが、台場の沈下・変形に係わる信頼性の高い情報が得られている。（写真－1参照）

第3台場においては、両地震によって殆んどの部分で石垣が崩壊する被害を受けており、その都度大掛りな修復工事が行なわれている。現在でも、写真－2に見られるように中間高さのはらみ出しや天端の蛇行も大きく、安全上の問題が指摘されている。現状の石垣は基本勾配が各面の平均で0.19～0.31に分布し、全体の平均でも約0.25になっており、同じく寺勾配ではあるが、第6に較べて急な勾配を用いている。さらに、東面の勾配が最も急で北面が緩いというように方向性を持つ一定の傾向を示している。石垣天端について見ると、台場全体としての平面的なはらみ出しの変位や不動沈下が大きく目に付く状況にあり、建設当初の基準高さをA.P. 7.80mとした場合の沈下は、北東及び南東隅角部で20cm程度、中間部分で50cm程度の沈下が認められるのに対して、西及び北面の沈下が著しく、北西部隅では約2.0mの沈下になっており、台場全体としては沈下の殆んどが不同沈下という状況になっている。

第3台場に見られる現状の急な法勾配は、その多くの部分が建設後の沈下・変形に伴う石垣上半部の前方へのせり出しによって生じていることが、石垣を構成する石材の間隔分布の測定や、修復工事に際して行なわれている測量結果等から確認されているが、第6に比べて急な法勾配で当初から建設されていたことは事実のようである。このような第3台場の石垣に対する土留構造物としての脆弱さは、勾配だけにとどまらず、裏込め栗石が第6台場では台形に造成されているのに対して、第3台場では等厚に造成されているとか、梯子胴木が簡略な構造を用いている等が記録から推測される点からもうかがえる。

第6台場は、既に述べたように建設後の2度の地震に対して表層に分布する砂地盤の液状化を生じた記録はあるものの、石垣に関しては、安政地震で上陸通路脇の壁の一部で崩落した以外に、地震による被害は記録されていない。このため、殆んどの石垣が築造当時のままで沈下等に伴う変形を受けた状態で現在に至っているものと考えられる。現状の石垣は基本勾配が0.40～0.65に分布し、平均の基本勾配が約0.50の寺勾配であり、局部的な中間部分のはらみ出しに伴う変形が散見されるものの、崩壊の危険性は認められない。また、天端の高さに関しては、他の資料から推測される建設時の基準高さをA.P. 7.80mとすると、各面の

平均沈下層は 0.6~0.9 m に分布し、平均沈下量は 0.8m である。軟弱地盤上の構造物として、この沈下量は割合に小さいが、特に不同沈下量の割合が小さいことや石垣の変状が少ない点で、第 6 台場に関しては地盤条件及び築造技術の両面で好条件にあったことがうかがえる。



写真-1 第3台場

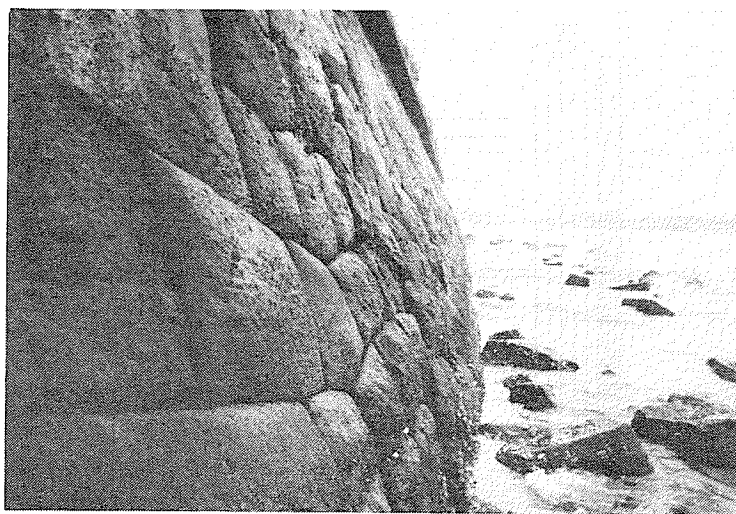


写真-2 石垣のはらみ出し

3. 地質地盤の概要とシミュレーション解析

第6台場については、土木構造物としても質がよく、地盤条件も幸いして当面危険と考えられる状況にな
いうえに、一般の立入りを禁止しているので、基本的
的に地盤の状況を確認するだけとし、調査・検討は
第3台場に対して集中的に実施した。

図-1は、第3台場の平面図を示すものであり、
No.1～No.5のボーリング調査地点、A～Cの各検討
断面等の配置を併記した。なお、この報告で取り上
げた検討断面は、最も沈下の大いA断面であり、
B、C断面は沈下に限定して比較検討を加えたもの
である。

図-2は、上記平面図中に示した3～5直線に対応
して、基礎地盤も含めた地盤の断面を示したもので
ある。台場は外見上は台形の盛土状に見えるが、内
部は殆んど盛土が行なわれておらず、周辺部のみの
◇字形の帯状に盛土が行なわれている。基礎地盤の
状況はこの断面においても偏りを示しており、ボー
リング調査結果を単純化し、埋土（盛土）、砂質土
（含む礫混り土）及び粘性土（シルト）に区分した
土層分布を見ても、沈下に対して主導的な影響を及
ぼすシルト層の厚さが特に大きく、No.5地点の沈下
や石垣の変状等が特に大きいこととよく符号してい
る。

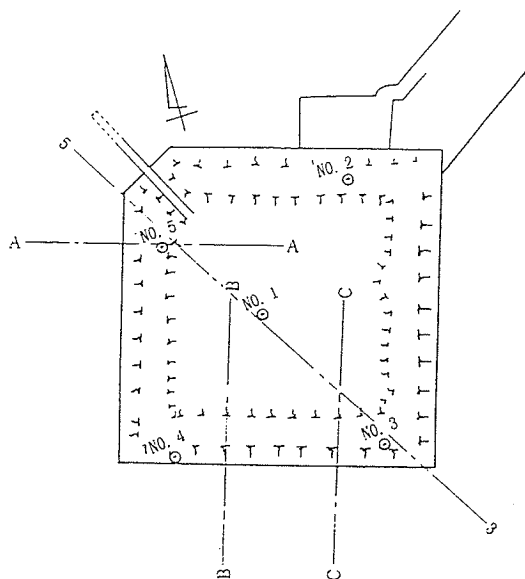


図-1 第3台場平面配置図

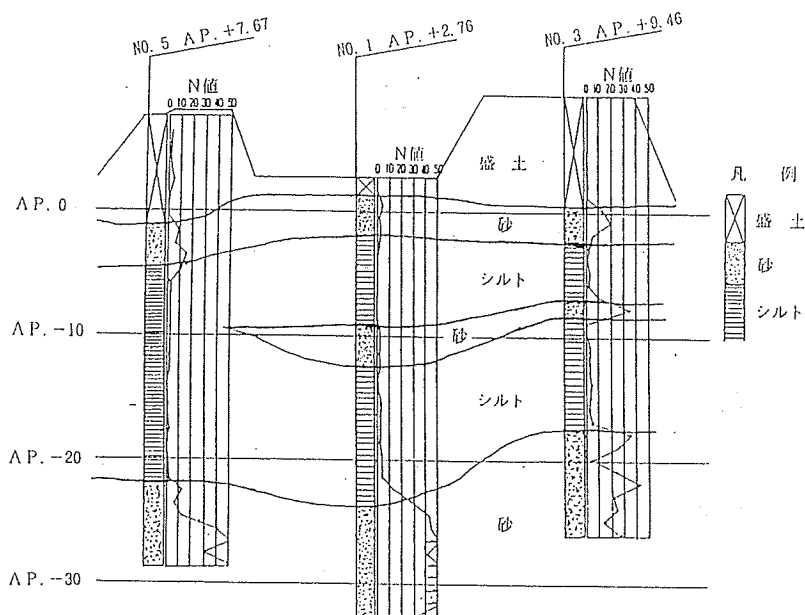


図-2 第3台場地層断面図(3～5)

表-1は、解析モデルに用いたA断面における構成土層の定数値を示すものである。これらの値はNo.5ボーリングによる調査・試験の結果を中心に、No.1ボーリングの調査・試験の結果等を参照して設定したものである。表中に示す各定数は、カム・クレイ・モデル固有の材料定数であって、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、比体積 Γ 、限界状態係数 M 、ポアソン比 ν の5つに加え、透水係数 K 、単位堆積重量 γ' 、過圧密比 OCR 、弾性係数 E の計9個である。これらのうち κ は慣用的に λ から類推される場合が多いが、モデルの整合性を確認する意味で室内土質試験（三軸圧縮）に関するシミュレーションを行い、応力～歪の関係を割合良く再現する値として $\kappa = \lambda / 10$ を採用した。

また、 OCR は台場築造前の粘性土の状態を想定しているので、盛土の影響の少ないボーリングNo.1地点の粘性土の性状等を考慮して、正規圧密を限定して $OCR = 1$ を採用した。

透水係数に関して、カッコ書きしたものが土質試験結果を直接的に反映させて設定した代表値である。しかし、現場における透水係数はサンドシームと呼ばれる極く薄い膜状に分布する砂等によって大きく影響を受けるため、その信頼性は低く、現場で直接測定される第10番目のパラメーターを導入することでモデルの整合性をチェックすることが望ましいとされている。そこで、断片的ではあるが、安政年間に行なわれた石垣天端の沈下測定結果や、附近にある三等三角点の標高の変化等で規制される条件を満足するように透水係数 K の値を修正して代表値としたものである。

表-1 カム・クレイ・モデルの計算に用いた材料定数

(単位: KN, m, day)

土層	土層名	E	κ	λ	$\Gamma - 1$	M	ν	K	γ'	OCR
1	七号地層 (粘性土層)	—	0.022	0.217	1.37	1.64	0.26	1.3×10^{-4} (6.4×10^{-4})	6.38	1.0 (1.5)
2	七号地層 (粘性土層)	—	0.048	0.477	2.20	1.20	0.33	3.8×10^{-3} (1.9×10^{-4})	5.40	1.0 (1.4)
3	下部有楽町層 (粘性土層)	—	0.037	0.326	1.60	1.20	0.33	3.8×10^{-3} (1.7×10^{-4})	5.89	1.0 (1.2)
4	下部有楽町層 (粘性土層)	—	0.020	0.195	1.08	1.20	0.33	3.2×10^{-3} (1.6×10^{-4})	7.36	1.0 (1.2)
5	上部有楽町層 (砂質土層)	3.43×10^4	1.29×10^4	—	—	—	0.33	—	8.83	—
6	盛土	5.89×10^4	2.21×10^3	—	—	—	0.33	—	7.85	—
7	盛土	5.89×10^4	2.21×10^3	—	—	—	0.33	—	17.7	—
8	盛土	2.00×10^4	7.52×10^3	—	—	—	0.33	—	11.8	—
9	盛土	1.00×10^4	3.76×10^3	—	—	—	0.33	—	17.7	—

図-3は、A断面に関する土層構成と、FEM解析に用いたメッシュ分割を示すものである。沈下の分布が石垣等の変形に無理なく影響することを考慮して、メッシュ分割は割合に稠密なレベルで行なっている。図中に、航路浚渫によって後半に取り除かれる部分についてアミ掛けて区別して示すと共に、後に述べる沈下及び水平変位の分布について計算した区分線を併記している。

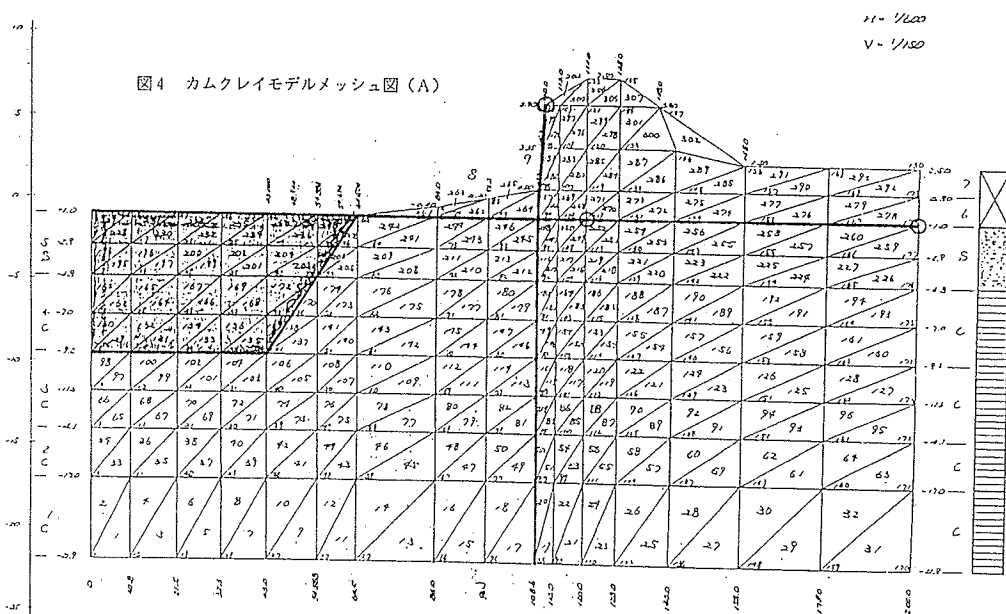


図-3 カム・クレイ・モデル メッシュ図

4. 台場盛土の沈下及び変位

図-4は、図-3に示した水平区分線の沈下分布を、台場築造後の主要な経過時点について示したものである。この図より、盛土完了後に石垣背後に分布する盛土を中心に分布する沈下が生じるが、最近はほとんど進行していないこと、航路浚渫によって浚渫ゾーン内の浮き上り変形が生じ、最近までその進行が継続しているが、この影響は台場までは殆んど及んでいない様子がわかる。

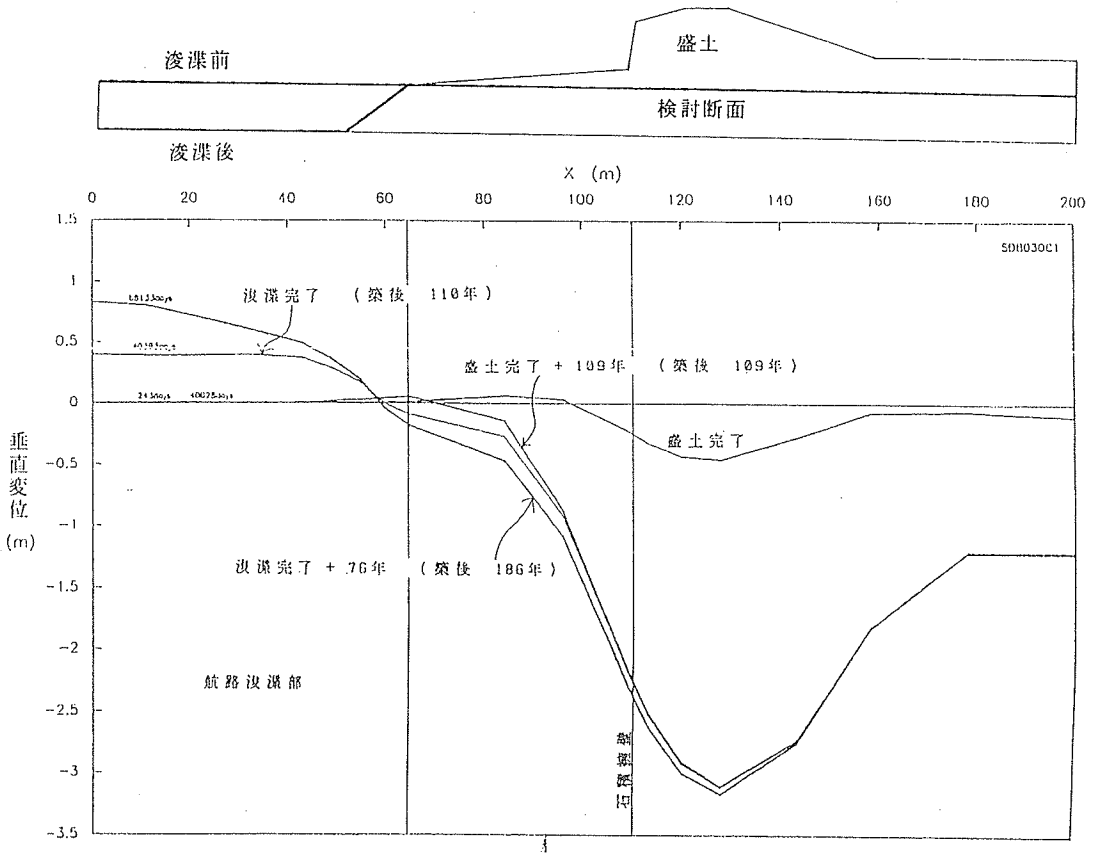


図-4 水平区分線沈下分布図

図-5は、同様に石垣直下の鉛直区分線についての水平変位分布の変動を示したものである。この図によると、盛土高さの増大（載荷荷重が増大すると共に時間を経過している）と共に、粘性土層の上半部（この部分が相対的に軟弱）を中心に外側へ押し出されるような変位分布の増大を示すが、盛土完了後は粘性土部分での押し出しは継続するものの、石垣等の盛土部分については逆に内側へ引き込まれるような変位を示すようになる。その後の浚渫によって基盤を中心に全体が傾斜するような変位分布で外側に押し出された変位分布を示すが、この変位は時間の経過によって殆んど進行しないことがわかる。ここで注意しなければならないことは、沈下に対して水平変位の絶対量が数分の1と小さいことであり、変位の中心は沈下によって支配されていることである。

このような変位の経過時間による進行を確認するために、図-4に示した3地点に関する主要な変位である沈下を経時変動として示したのが図-6である。この図にみると、盛土厚さの小さい台場中央部ではその沈下量が小さく、現在の状態が継続する限り実務的に概略・沈下が終了したと考えてよい段階に至っているのに対して、石垣背後の盛土中心部では沈下の絶対量が大きく、今後も無視できないレベルの沈下の進行があることがわかる。

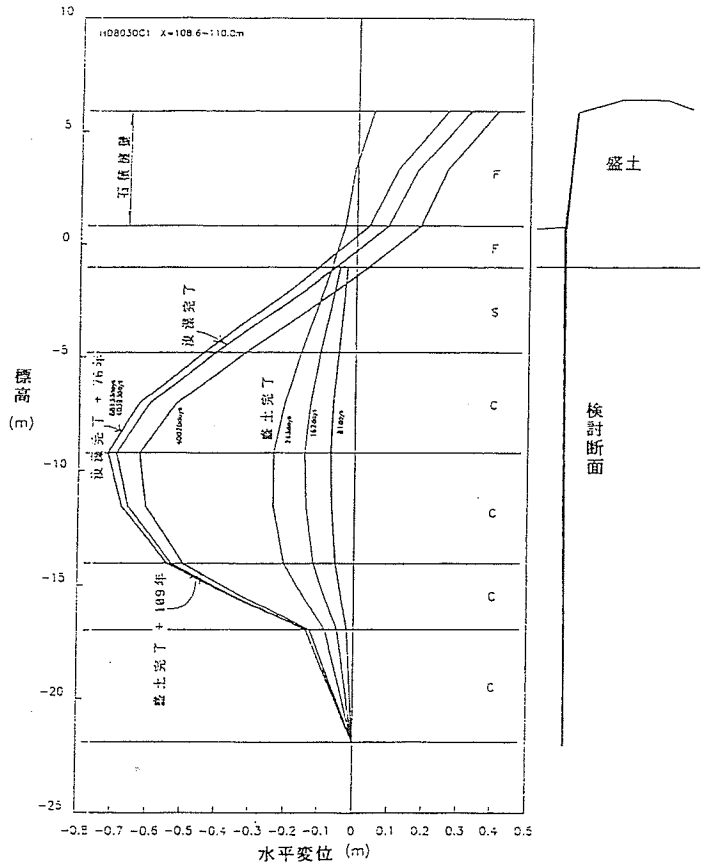


図-5 鉛直区分線水平変位図

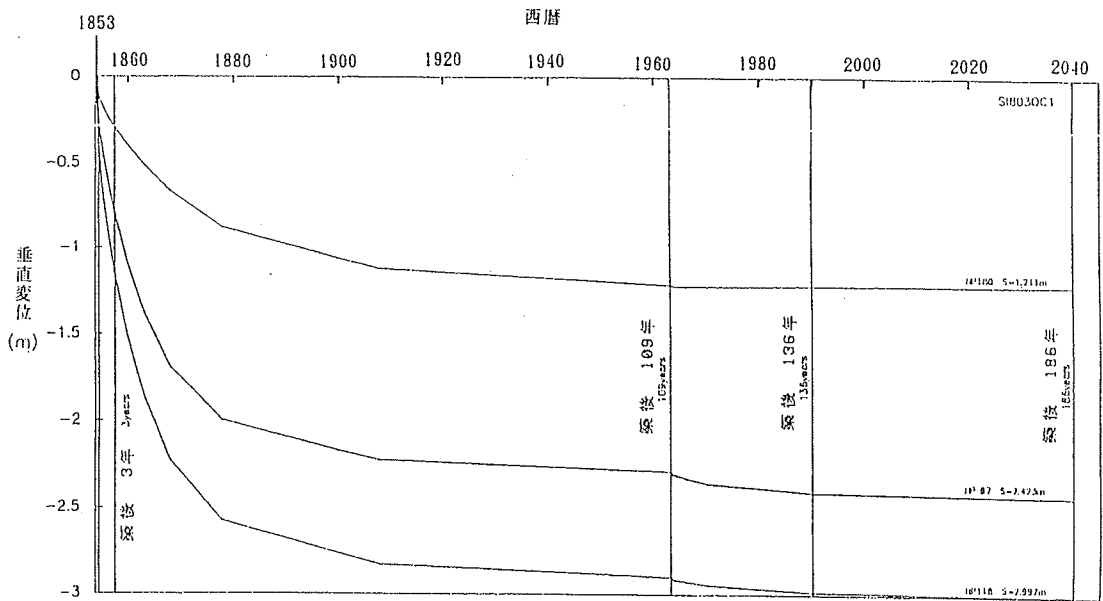


図-6 経時変動

5. 石垣の改修方法に関する検討

台場の土層構成は、いずれも表層部にゆるく締まった砂層が分布しており、或る程度以上の地震動に対して液状化を生じることは免れない。この液状化は、特に中央部の平地部分で生じる可能性が大きく、押え盛土のある石垣部分では木杭による基礎工があることも関連して、液状化の生じる可能性は小さい。このことは2度の大地震においても認められており、液状化によって生じる大変形を伴う石垣の崩壊は生じていない。このため、地盤土の液状化に対する対策は特に考えることはないものと思われる。

石垣自体の耐震性を調べる方法として、地震時に働く水平力と石垣の重力を合成した力が石垣面の前方に出るかどうかを調べる「示力線法」という手法がある。この方法を用いて試算すると、石垣の勾配が大きな支配要因となることがわかり、建設当初の法勾配が現状よりも緩く基本勾配が0.4であったと考えられるものの、第6台場における0.5の勾配より耐震性の劣ることは確実であり、両地震での被害の差の大きな要因になったものと思われる。

一方、石垣を含めた盛土全体の安定性に関しては、地盤内に円弧状のすべり面が生じるとしてその安定性を調べる「円弧すべり法」を用いて試算した結果によると、水平震度0.2程度で危険と評価された。評価法自体の信頼性に問題が含まれる現状で、この結果だけから直接安全性を論ずることは無理としても、耐震的にそれ程余裕のない状態であることは念頭に置く必要がある。

以上のような検討結果をふまえて、台場石垣の改修方法を検討した結果、次のような基本的な方式が考えられた。

- ① 石垣を積み直す。
 - ② 石垣の石積みが崩壊しないように固定する。
 - ③ 石垣背後の盛土を固定し、地震時に石垣に土圧が作用しないようにする。
- ①の方式は、最も自然で文化財にふさわしい改修方式ではあるが、石垣勾配を現状より緩くしない限り耐

震性は向上しないし、建設当初の勾配と考えられる基本勾配 0.4に戻したとしても、安政地震程度の地震に対して崩壊する可能性は十分にあることになる。②の方式では、石積みそのものの耐震性は十分に確保できるものと考えられるが、耐久性、施工性や景観上の問題が生じる可能性があるだけでなく、文化財の補強のあり方に関連した基本的な考え方の問題が生じる可能性がある。③の方式では、盛土を固定することで間接的に石垣を強化しようとするものである。

これらの方式を具体的に実施するには、それぞれ特徴を持った多くの工法を利用することができ、各工法によって保全される内容にも差異が生じることになる。

これらの具体的な多くの工法から、実際に実施の可能性が大きいと考えられる工法は、次のように集約された。

- 1-1 □ 石積みを4分勾配で積み直す。
- 2-1 □ 石造建築物で多くの例があるように、石積みを鉄筋で連結する。
- 2-2 □ 補強土工法（テールアルメ工法）で、石積みと盛土を一体化する。
- 3-1 □ ジェット・グラウトで細柱を造成（ソイル・ネール工法）して、盛土を補強する。

上記の中でも、特に □1-1 □ 及び □3-1 □ の工法を組み合わせれば、盛土に対して新しく手を加えることも少なく、安政・関東地震クラスの大地震にも崩壊を免れる可能性があるとして高く評価された。

6. 結 び

ピサの斜塔に関する保全計画が、世界を巻き込んだ形で関連分野の技術者間で俎上にあげられているように、地盤土の沈下・変形に関連した歴史的建造物の保全の問題はそれ程単純なものではない。

軟弱地盤上に建設されている品川台場の場合は、内容的に異なる点も多いが、問題の複雑さや困難さの点で共通した点も多く認められる。さらに歴史的建造物の保存が、現状を凍結すべきか、元に復すべきか等についても意見の分かれるところであり、耐震性に見られたように、当初の建造物自体に欠陥のあることがわかった場合の扱いは、さらに問題を複雑なものにしている。

いずれにしても、大規模な歴史的土木構造物を詳細に調査・検討するという殆んど無いチャンスに恵まれ、特に支持地盤である軟弱土層の性状を含めた条件での保全計画が検討できたことは、この種の問題に対する対応の仕方に対して方向付けができたものと考えられる。さらに、解析手法等に見られる土質工学における現状の知見について、その可能性と併せて限界も認められたことから、この分野における今後の研究に対する課題を提示するものである。

この研究は、先に記した土木学会の委員会活動の一端として実施したものであり、ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

「台場の保護と利用に関する調査報告書（案）」 平成4年3月 堀 誠 土木学会