

22. 既設擁壁の変状原因と対策に関する検討事例

Causes and Measures to Deformations of Retaining Walls in 2006.

技術調査課 廣島実、佐々木俊平、住吉卓、春日井哲夫、石坂弘司

1. はじめに

建設局では道路、公園、宅地造成などの切土、盛土部また橋りょうの橋台や河川護岸など様々な用途の擁壁を多数管理している。こうした擁壁がなんらかの原因で変位・破損などの変状した場合、その原因を早急かつ適切に判断し、必要に応じて有効な対策工を実施しなくてはならない。

本報告は、平成 18 年度に当センターが実施した技術支援の一環として、擁壁の変状原因と対策について検討した事例のうち、3 例を紹介する。



写真-1 L型擁壁全景

2. 橋りょう取付道路 L 型擁壁の変状事例

2.1 経緯

ここで紹介する事例は、東京都管理の河川に架かる橋りょう取付道路（区道）の盛土を支える直接基礎形式の RC 製 L 型擁壁（高さ約 4m）が前面側に変状したケースである（写真-1、図-1）。

この擁壁は、平成 4～8 年の橋架替え工事と同時に築造され、平成 13 年に隣接した杭基礎擁壁（L0）に対して直接基礎擁壁（L1）が前面側に 55mm（擁壁天端）変位していることが判明した。その後、変状計測を開始し平成 18 年 11 月までに更に 13mm（計 68mm）変位が進行した。

2.2 地盤概要

当該箇所は東京東部低地の軟弱な沖積層が堆積する埋没段丘である。地質層序は、上位から N 値 10 以下の緩い有楽町層砂層、下位に N 値 5 以下の軟弱な粘性土が GL-20m 程度まで堆積している。その下位は礫を中心とした N 値 50 以上の洪積層である。図-2 に擁壁直近のボーリング柱状図を示す。

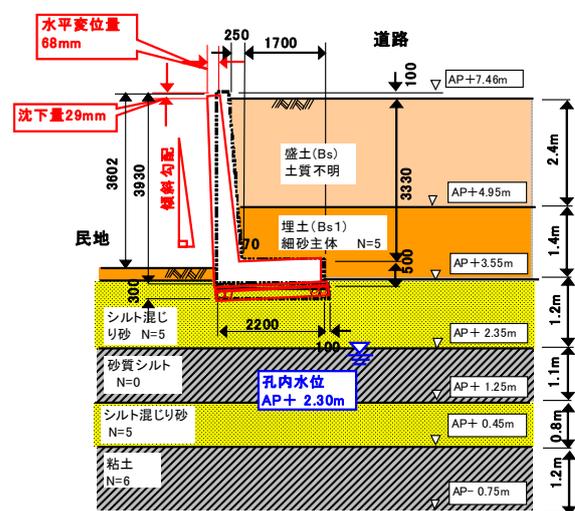


図-1 擁壁の形状と変状状況

2.3 変状の状況

L1 平成 13(2001)年 5 月 17 日から平成 18(2006)年 11 月までの変状計測結果（傾斜角は平成 15(2003)年 8 月から計測開始。計測位置は図-3）と平成 18 年 11 月 16 日に実施した目視による現地調査結果を以下に示す。

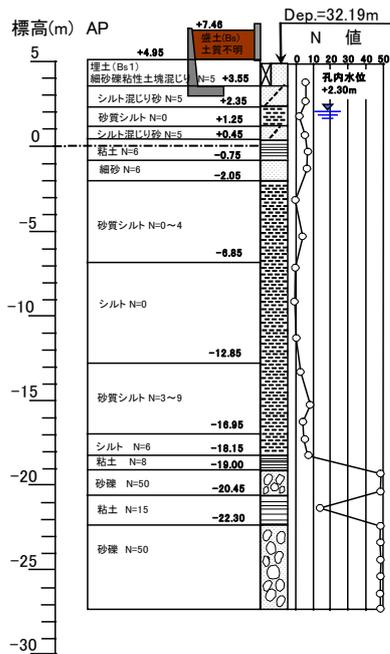


図-2 ボーリング柱状図

2.3.1 擁壁天端の水平移動量と沈下量の経時変化

A地点の水平移動量、沈下量、間隔、B地点の水平移動量の計測位置を図-3の平面図に示す。A地点の水平移動量は、L0擁壁に対するL1擁壁天端の前面側への変位量であり、計測開始時には既に55mm前面側に変位していた。同様にA地点の沈下量はL0擁壁に対するL1擁壁天端の沈下量であり計測開始時に

は既に22mm沈下していた。また、A地点の間隔は、計測開始時にL0、L1擁壁の天端に100mm間隔(初期値)でマークした印の変位量であり、L1擁壁がL0擁壁から離れる方向を正とした。B地点の水平移動量は、擁壁L1、L2擁壁の天端に計測開始時に100mm間隔(初期値)でマークした印の変位量である。

図-4に各計測地点の経時変化を示す(初期値を0mm)。この結果、A地点水平移動量は13mm前面側へ変状が進行し、累積の移動量は68mm(初期値55mm)である。A地点沈下量は7mm変状が進行し、累積の沈下量は29mm(初期値22mm)である。また、A地点の間隔は、計測開始時から7.5mm広がっており、B地点の水平移動量は、3.5mm広がった。

2.3.2 擁壁背面の離隔の経時変化

図-3の鳥瞰図にL1擁壁天端背面の歩車道境界からの離隔の計測位置を示す。図-5は、平成16(2004)年6月の計測開始時からの各側線の経時変化を示す。この図から測線①A-A'で8mm、測線②B-A'で9mm、測線③B-B'で5mm、L1擁壁の前面側へ離隔が増加している。

2.3.3 擁壁傾斜角の分布

L1擁壁の傾斜角の計測位置を図-3鳥瞰図に、擁壁全体の計測位置を図-3の立面図に示す。図-6は擁

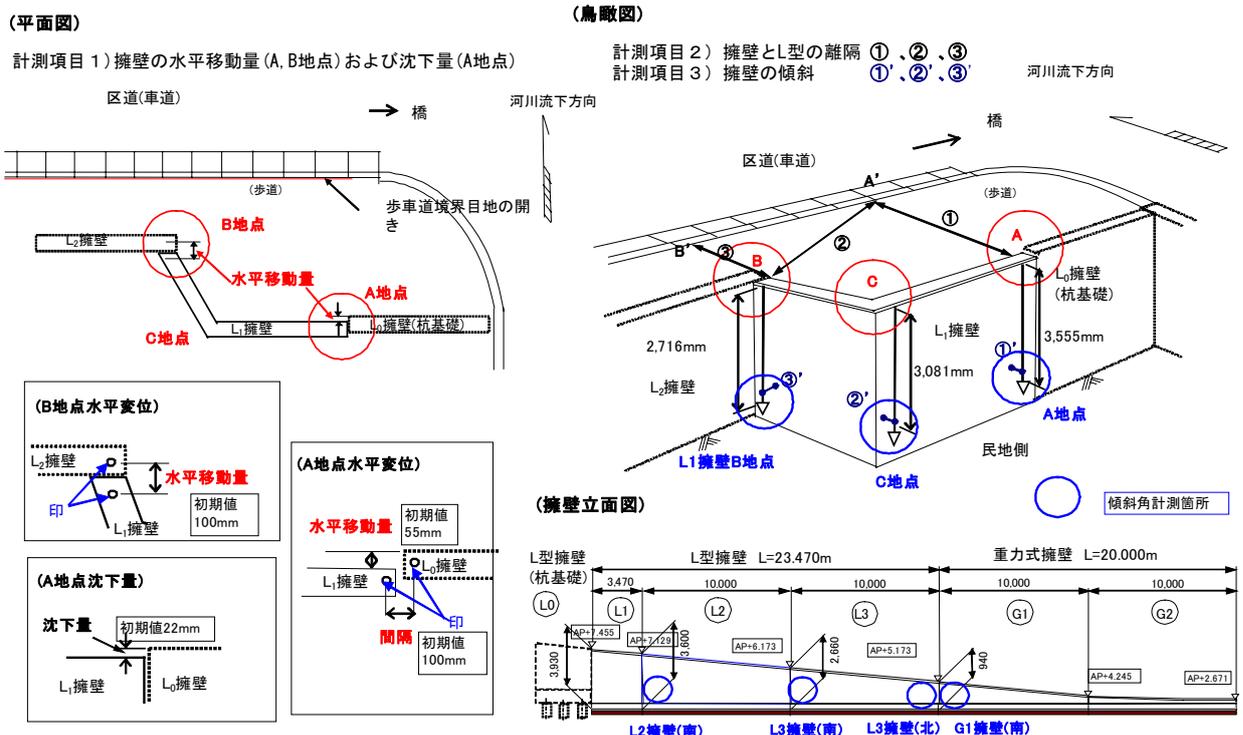


図-3 擁壁計測位置

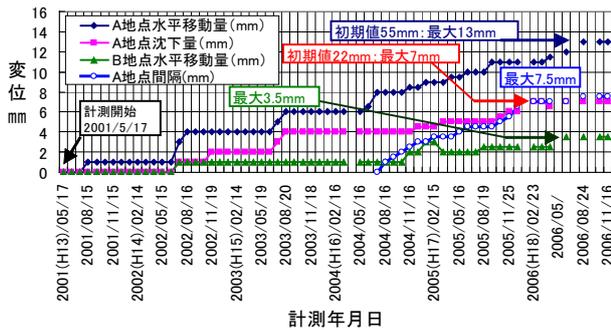


図-4 L1擁壁天端部変位の経時変化

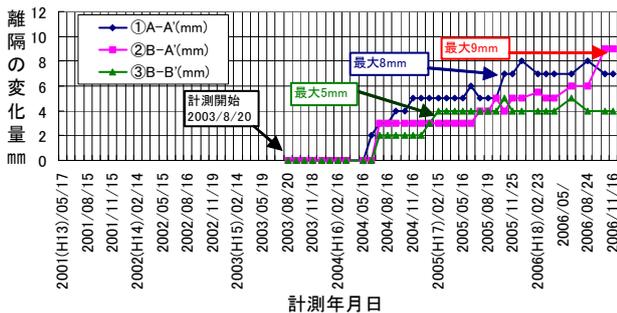


図-5 L1擁壁背面離隔の経時変化

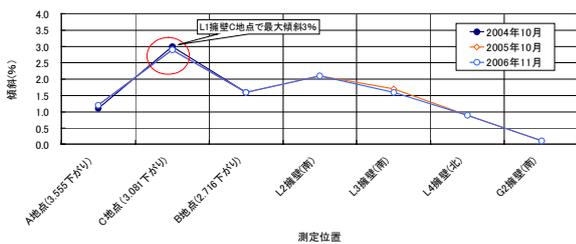


図-6 擁壁傾斜の分布

壁傾斜角の分布の計測結果である。L1 から G1 擁壁の全体の傾斜角の分布を見てみると、C 地点 3% が最大で、重力式擁壁 G1 に向かって徐々に小さくなる。そして、擁壁 G1 ではほとんど傾斜していない。

2.3.4 目視調査による変状状況

現場調査(平成 18 年 11 月 16 日実施)による主な変状状況は以下のとおりである。

(1) 擁壁前面側の状況

- ① L1 擁壁は、L0 擁壁(杭基礎)に対して、前面側に大きく変位している(写真-2)。その変位は擁壁天端で最も大きく下部で小さい。
- ② L 型擁壁全体の表面には目立ったひび割れ・劣化等はないが、水抜き孔がない(写真-1)。
- ③ L1 と L2 擁壁間目地の亀裂が擁壁下部まで連続しており、目地の下部から雨水が浸出した痕跡が認められる(写真-3)。



写真-2 L1 擁壁の変状



写真-3 目地からの浸出の痕跡

(2) 擁壁背面の変状状況

- ① L1 擁壁背面上部の歩道がやや沈下しており、歩車道境界の L 型排水溝の目地に数ミリ開きがある。
- ② L1 擁壁背面車道部のセンターライン付近に縦断方向の亀裂と、L0(杭基礎)と L1 擁壁の境界の背面付近に横断方向の亀裂も認められ、L1 擁壁背面の電柱が擁壁側に傾斜している。

2.4 変状原因の推定

2.4.1 想定される変状原因

L 型 RC 擁壁の考えられる変状要因を図-7 に示す。計測結果や現場目視調査結果から、擁壁表面には目立ったひび割れ・劣化等もなく躯体構造や材料特性が原因ではないものと推察される。また、平成 11 年に施工された擁壁前面のマンホール設置工事による受働土圧の低減が懸念されたが、L1 擁壁から離れた位置であり、L1 擁壁変状の主要因ではない。以上から、懸念される主な変状原因を以下に示す。

- ① 擁壁背面上部は舗装されており背面盛土内への雨水等の流入が少ないと判断し、水抜き孔を設置していないものと推察されるが、舗装の目地や亀裂等からの雨水の浸透や河川水の背面盛土内への浸透と、それに伴う背面水位上昇による土水圧の

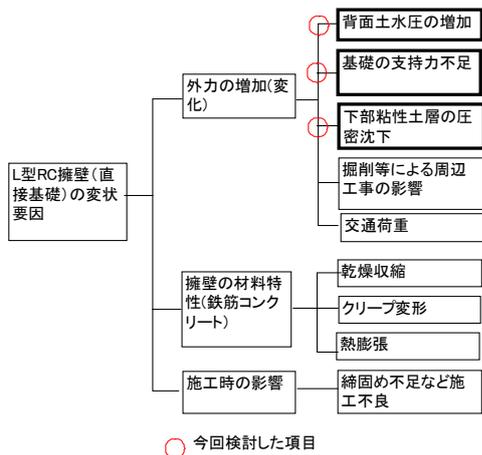


図-7 L型擁壁の変状要因

増加。

- ② 直接基礎の支持地盤が N 値=5 の比較的軟弱なシルト混じり砂層であることから、支持力不足等の擁壁の安定性が損なわれたことによる不等沈下。
- ③ 基礎下部は軟弱な粘性土と砂層の互層となっていることから、擁壁築造時に約 2 m 程度拡幅していることから、新たな盛土と擁壁重量増による圧密沈下。

2.4.2 降水量・河川水位と変状の関係

図-8 は現場上流側の気象庁観測点(練馬)の月合計降水量・各月日最大降水量と A 地点水平変位・沈下量の経時変化を示したものである。この図から、毎年降水量が多い 6~8 月の雨期(梅雨)に変状が進んでいる傾向が認められ、目地からの浸出の痕跡などから判断し、降雨による背面上部道路から盛土内への浸透・流入による背面水圧上昇が擁壁変状原因の一つと考えられる。ただし、必ずしも降水量が多い月に変状が進むという明確な相関関係はなく、降雨の影響以外にも変状の主要因があるものと推定される。

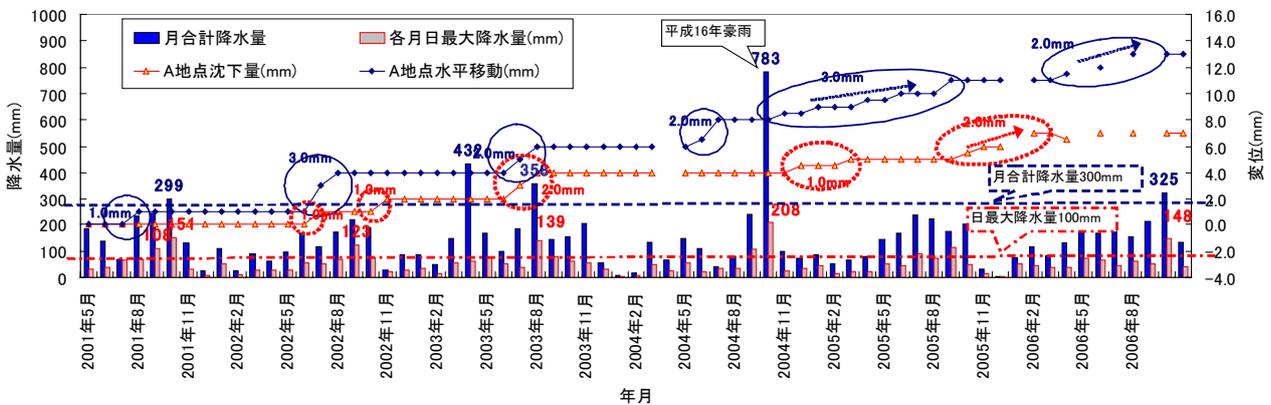


図-8 A 地点の変位量と降水量の関係

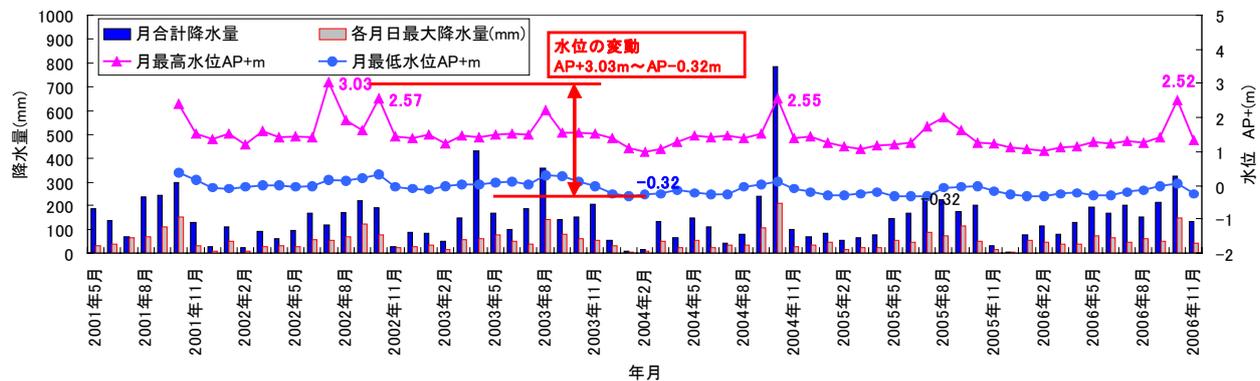


図-9 河川水位の変動と降水量の関係

図-9 は検討箇所下流側の河川水位変動を示したものである。この図から水位変動は降水量との相関が認められるものの、水防災総合情報システムの水位計による最高水位は AP+3m 付近であり、擁壁基礎(AP+3.23m)より下位となる。したがって河川水の擁壁背面への供給はないものと判断できる。

2.4.3 擁壁安定性の検討

「道路土工擁壁工指針」¹⁾ および「道路橋示方書・下部構造編」²⁾に基づき、L1 擁壁の安定性(転倒、滑

動、支持力)について照査をおこなった。

(1) 土圧の算定

図-10 にクーロン土圧の計算断面と計算式を示す。なお、擁壁背面土のせん断抵抗角は、砂質土の裏込め土の $\phi = 30^\circ$ ¹⁾ を使用した。この結果、主働土圧係数 $K_a = 0.33$ 、主働土圧 $P_a = 6.04(t/m)$ 、土圧作用位置は、底版下端から 1.51m となった。

(2) 転倒に対する照査

上記の土圧を用いて転倒に対する照査を行った(図-11)。この結果、直接基礎底面に作用する荷重の位置は、底版幅 $B = 2.2m$ の核内 (B の $1/3$ 以内) になく、常時における転倒の安定性は不足している(表-1)。

(3) 滑動に対する照査

滑動に対する照査の結果、安全率 $F_s = 1.6$ (1.2 以上) となり、滑動の安定性は確保されている。なお、底版と地盤との摩擦係数 $\mu = 0.6$ 、粘着力 $C_B = 0$ ²⁾ とした。

(4) 支持力に対する照査

文献 ³⁾ に基づき、偏心を考慮した極限支持力の算定をおこなった。支持層は N 値 = 5 の軟弱なシルト混じり砂層であり、せん断抵抗角 ϕ は、東京の地盤データから求めた $\phi = \sqrt{(20 \times N) + 15}$ (大崎の式) ³⁾ から算出し、 $\phi = 25^\circ$ となった(粘着力 $C = 0$)。この結果算出された $\tan \theta = 0.37$ を用いて文献 ²⁾ のグラフから各支持力係数 (N_c 、 N_q 、 N_γ) を読み取り、下式 ²⁾ により極限支持力を計算した結果、安全率 $F_s = 0.27$ となり、常時 ($F_s \geq 3$) に対して支持力が不足している結果となった。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha k c N_c S_c + k q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

ここに Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²) で、 $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

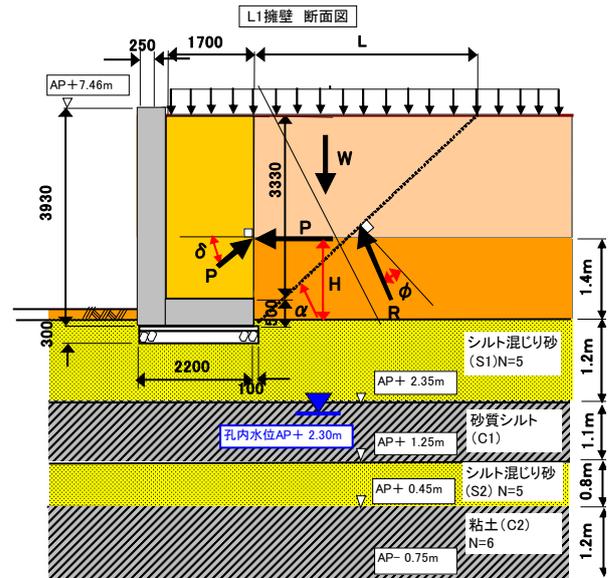
D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

k : 根入れ効果に対する割増し係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数



$$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \delta)} \right\}}$$

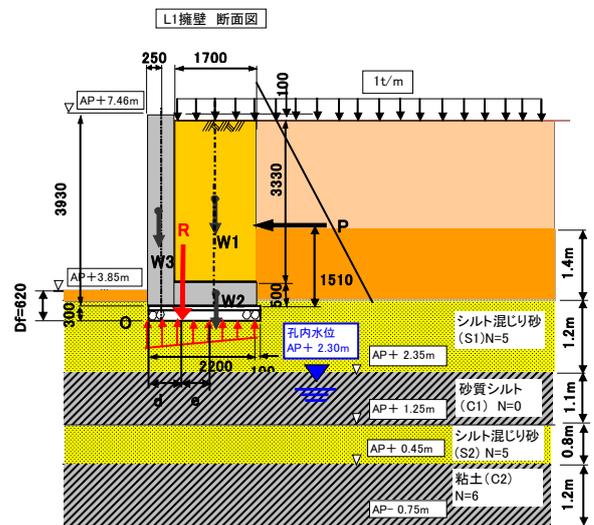
ここに P_a : 主働土圧

H : 土圧が作用する壁高 (m)

K_a : 主働土圧係数

γ : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m³)

図-10 クーロン土圧の算定 ³⁾



$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{\sum V_i \cdot a_i - \sum H_j \cdot b_j}{\sum V_i}$$

ここに $\sum M_r$: 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m/m)

$\sum M_o$: 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m/m)

$\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重 (kN/m)

V_i : 擁壁に作用する荷重の鉛直成分 (kN/m³)

a_i : 擁壁底版つま先と V_i の作用点との水平距離 (m)

H_j : 擁壁に作用する荷重の水平成分 (kN/m²)

b_j : H_j の作用点の擁壁底版からの高さ (m)

図-11 転倒・滑動に対する照査断面 ³⁾

表-1 転倒に対する照査結果

転倒に対する安定照査
鉛直荷重による転倒モーメントの計算

	b(m)	h(m)	γ (t/m ³)	W(t)	L(m)	M(t・m)=W*L
W1	1.70	3.33	1.70	9.62	1.35	12.99
W2	1.70	0.50	2.40	2.04	1.35	2.75
W3	0.50	3.93	2.40	4.72	0.25	1.18
ΣV				16.38		16.92

水平荷重による転倒モーメントの計算

	H(t)	L(m)	M(t・m)=W*L
Pa	5.78	1.50608	8.71
ΣH	5.78		8.71

転倒判定

	d(m)	B(m)	e(m)	B/6(m)	2B/6(m)	転倒判定
	0.50	2.20	0.60	0.37	0.73	
転倒判定	$-(B/6) \leq e \leq (B/6)$					常時NG

常時 NG

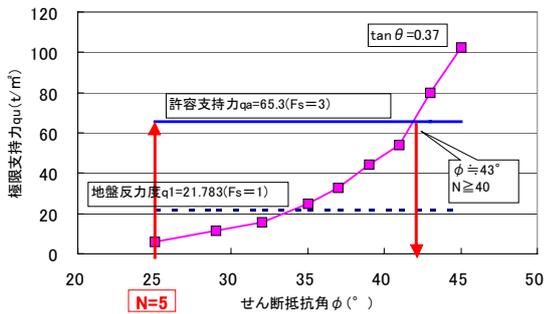


図-12 せん断抵抗角と極限支持力の関係
($\tan \theta = 0.37$)

表-2 照査結果

土圧の算定(クーロン土圧)	転倒	滑動	支持力
Pa(t) 作用高さH(m)	NG	OK	NG
6.04 1.51			

図-12 は当該条件($\tan \theta = 0.37$)におけるせん断抵抗角 ϕ と極限支持力の関係である。この図から、必要な安全率を確保するためには支持地盤のせん断抵抗角 ϕ は約 43° (N 値 ≈ 40) 以上必要であることがわかる。

以上の検討から、当該擁壁の転倒に対する安定性および支持力が不足している結果となり、擁壁変状の主要因である可能性が高いものと推定された。

2.4.4 過去の工事履歴(盛土)と圧密沈下の検討

図-13 に示した既存ボーリングデータによる圧密降伏応力と有効土被り圧の関係から、AP-6~7m付近から上層は正規圧密状態に近い($OCR \approx 1.0$)。したがって、擁壁築造工事に伴う盛土の拡幅、嵩上げあるいは擁壁の新設による上載荷重の増加によって、圧密による沈下の可能性がある。このため過去の盛土

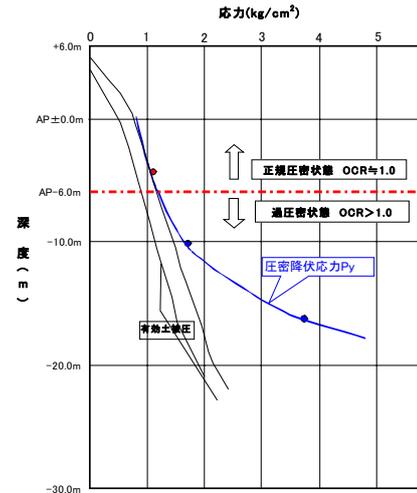


図-13 圧密降伏応力と有効土被り圧

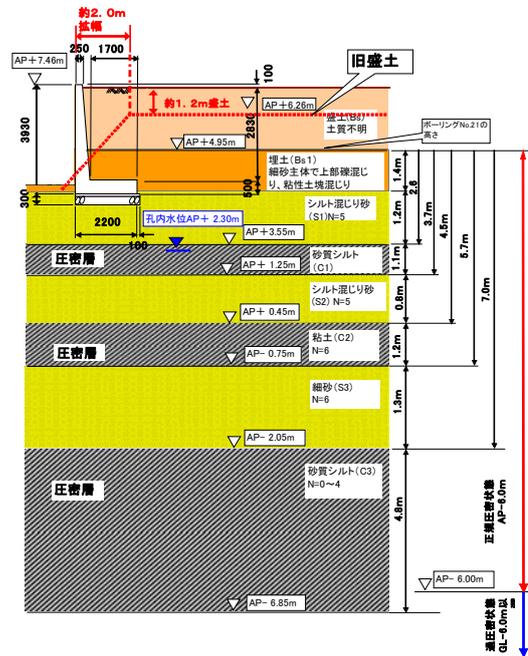


図-14 圧密検討地盤

履歴と圧密沈下量の推定をおこなった。

(1) 過去の盛土履歴

過去の工事記録等を見ると、橋架替え時に護岸を約 1.2m 嵩上げしており、現橋の高さまで盛土で摺りつけている。よって当該擁壁背面の盛土高さは約 1.2m 高くなったものと推定された。また、旧道路台帳の平面図から、擁壁箇所は約 2m 程度拡幅している。図-14 に圧密検討地盤と想定した旧盛土を示す。

(2) 圧密沈下量の算定方法

圧密検討の対象とする層は、図-14 に示す正規圧密状態の範囲内 (AP-6m 以浅) の粘性土層 C1、C2、C3 層とした。ここで、C1 (砂質シルト) 層の含水比 W_n

は、N 値=0 の軟弱層であることから、圧縮性を安全側で考え、自然含水比 $W_n=80\%$ と仮定し、圧縮指数 C_c を経験式 $C_c=0.00782 \cdot W_n^{1.07}$ で求め⁷⁾、体積圧縮係数 m_v を $m_v=C_c / \{2.3 \cdot (1+e_0) p_0\}$ により算出⁷⁾した。また C2(粘土)層については、N 値=6 と比較的硬質な粘土であり、 $W_n=50\%$ と仮定した。C3(砂質シルト)層については、近傍の地盤データ(当センター地盤情報データ)から含水比 $W_n=77.2\%$ を使用した。

図-15 は盛土による荷重増加分を簡略化したモデルを、図-16 に検討手順を示す。

図-13 は上載荷重を受けない堤外地での地質調査結果である。一方、擁壁は堤内地であり築造前に旧橋取付道路の盛土による荷重履歴を受けているため、地質調査位置での高さを基準として、最初に旧盛土築造分の上載荷重(図-15 の①)による圧密沈下量を算定し、その後、新擁壁の擁壁部分(図-15 の③)と背面盛土部分(図-15 の②④)に分けてそれぞれの沈下量を算出した。

(3) 最終圧密沈下量の計算結果

図-17 に沈下量の計算結果を示す。この結果、旧盛土による沈下量は 0.31 cm であり、その後の新擁壁

築造による沈下量は、擁壁部で 0.68 cm、盛土嵩上げ部で 0.48 cm となった。したがって、擁壁築造による圧密の不等沈下量は 0.2cm(2mm) となり、圧密沈下の影響は少ない結果となった。

2.5 擁壁変状原因に関する考察とまとめ

以上の検討結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 降雨と擁壁変状の関連性については明確な相関が認められなかったが、降雨時期に変状が進む傾向があることや現場調査で亀裂からの浸出の痕跡が確認されていること、また擁壁安定性照査による支持力不足等を勘案して、降雨による背面水圧の上昇が擁壁変状を進行させた可能性が高い。
- ② 支持地盤の支持力照査結果から、所要の安全率の確保が確認できなかった。このため支持地盤の支持力不足が擁壁変状の主要因の可能性が高い。擁壁の転倒に対する安定性照査結果から不安定な状態と推定された。滑動に対する照査結果から、滑動の安定

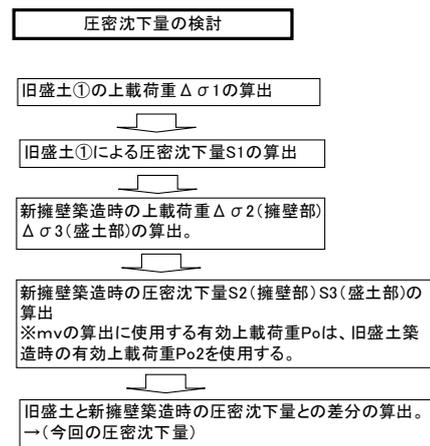


図-16 検討手順

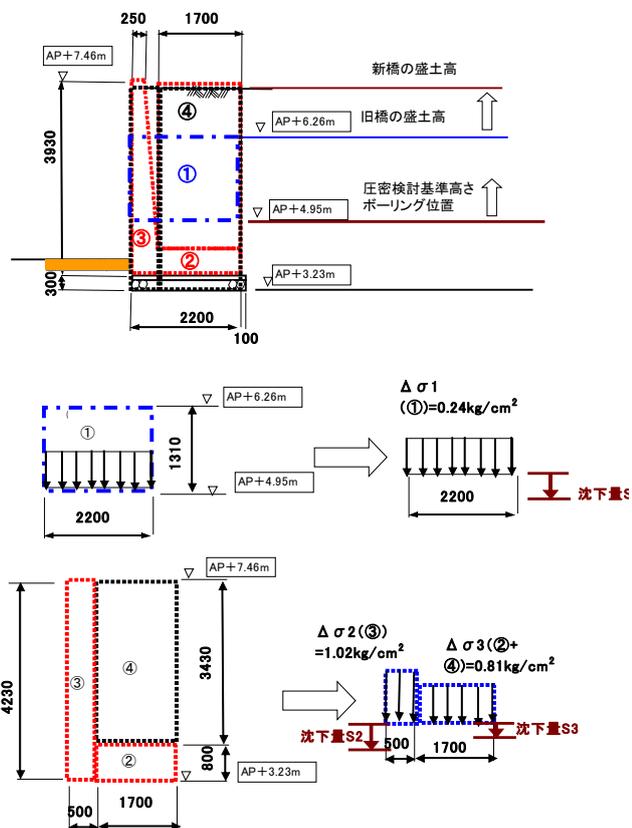


図-15 上載荷重のモデル化

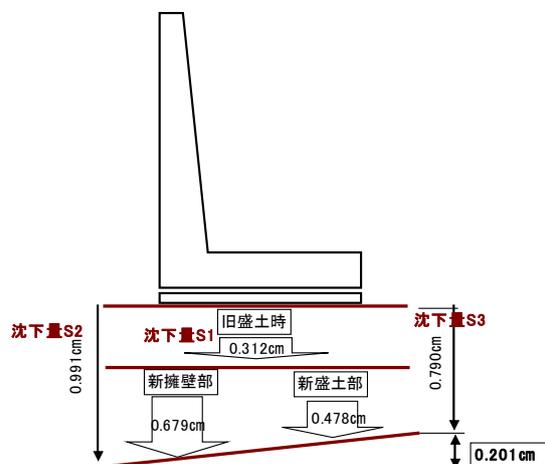


図-17 最終圧密沈下量

性は確保されている。

③ AP-6mより上位の粘性土層は、正規圧密状態にある可能性があり、擁壁築造による最終圧密沈下量の検討をおこなった結果、相対沈下量で0.2mmとなり、圧密沈下の影響は少ないと推定された。

2.6 対策工等の提案

2.6.1 応急対応

擁壁天端や背面上部沈下等の変状状況を勘案すれば、次節に示すような抜本的な対策が望ましいが、急激な変状の進行はない状況から判断し、当面の対応として、①現在の変状計測を継続しておこなうこと、特に降雨時（時間降雨強度50mm以上程度の豪雨時の前後）には計測頻度を多くする。②この結果、降雨時に変状が進行するようであれば、水抜き孔の設置等を検討することを提案した。

2.6.2 対策案

支持地盤をN値=5の砂質土として支持力等の照査をおこなったが、土質データが少ないことや支持層の検討地盤がシルト混じり砂層の中間土であることから、対策工検討に当たっては、事前に平板載荷試験、ベーン試験等の現位置試験により支持力の確認をおこない、擁壁の安定性照査を再度実施する。

対策工の選定に当たっては、上記変状計測、支持地盤の支持力確認の結果を踏まえ①支持力不足等の解消②変状の起動力となる土圧、背面水位の低減③

施工条件（道路側施工など）④施工性、経済性等を考慮するように助言をおこない、いくつかの対策案を提示した。

図-19は提案した対策案の1例である。この案は、背面土圧の低減と車道部への施工の影響を低減するための自立式鋼矢板の打設と擁壁背面の排水に配慮した軽量盛土による置換工法を併用した案である。なおグラウンドアンカー工、タイロッド工、補強土工法等については、適切な定着層が浅部がないこと、反対側擁壁に定着部が取れないこと、施工性などの条件から提案した対策工には採用していない。

3. 駐車場盛土石積擁壁の変状事例

3.1 概要

この事例は、都営駐車場（区部）の石積擁壁の変状に関し地震時の安定性と対策について、駐車場主管部から当センターに調査依頼があったものである。

石積擁壁は区道に面しており（図-20）、下り勾配の区道に沿ったA壁とB壁が接する隅角部C点が最も高い（高さ約5.5m）。このC点付近にクラックや石材の浮き上がりなどの変状が集中しており、地震時などに崩落が懸念されるとして、駐車場を管理する指定管理者から、施設基盤を所管する東京都に対応を求めてきたものである。

3.2 経緯

3.2.1 石積擁壁について

当該石積擁壁の概観を写真-4に示す。擁壁は既設部分の上部約1.5mは嵩上げされている。主管部の資料によると、擁壁が設置されてからの主な経緯は以下のとおりである。

- ①擁壁は昭和17年に設置され、以降大きな改築は行われていないようである。
- ②台帳には昭和30年代以降は大規模な改築がなされた記録がないので、嵩上げの時期は昭和30年代以前であったと思われる。
- ③石材の仕様、裏込め土の種類等は不明である。
- ④当地は旧海軍軍楽隊庁舎跡である。
- ⑤区教育委員会事務局によると、A壁の矩形石材は江戸時代のもので、他所から移設して積み直し

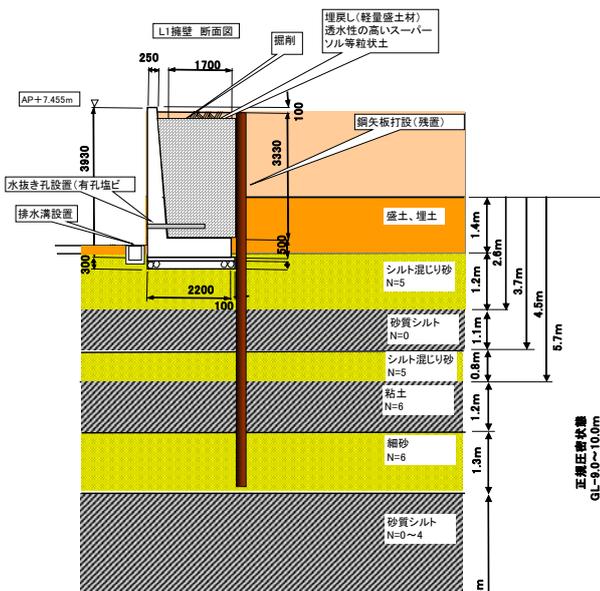


図-19 対策案1（軽量盛土と鋼矢板打設）

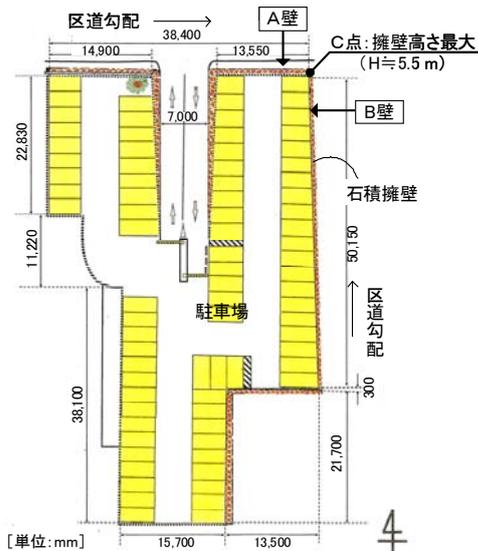


図-20 都営駐車場平面図

たようである。なお、この部分は補修工事してもよいが現在の形態を維持して欲しいとの要求がある。

3.2.2 既往の変状調査と対策

平成5年に当センターの前身である土木技術研究所が石積擁壁の現地調査を行い、その結果を報告している。当時は、擁壁自体の安定性に緊急の危険性はないと判断したが、裏込め土への雨水浸透の防止対策や樹木への対策などについて次のような提案をしている。

- ① 車止めブロックを必要最小限の延長だけ残し、他は撤去する。
- ② 東側 (B壁沿い) U型側溝の蓋をグレーチング蓋に取り替える。
- ③ 北側 (A壁沿い) 端部に東方向への横断排水のための側溝を設ける。
- ④ 北東隅角部の最も低い箇所 (写真-4 のC (上))

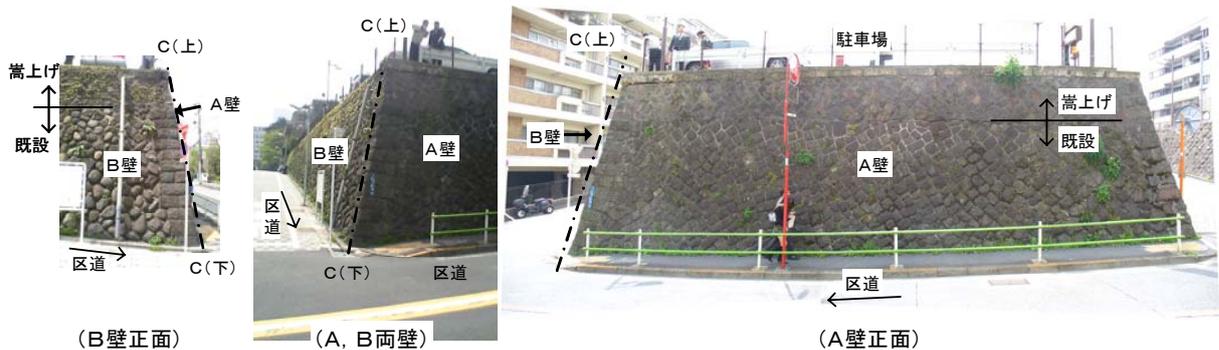


写真-4 石積擁壁の概観

周辺) にオーバーレイをするなどして敷地高を上げる。

⑤ 樹木の伐採 (樹根が石材の浮き上がりの原因となっていた)、及び金網の外の土の部分 (当時) をコンクリートですべて被う。

⑥ 石材間などに生じている隙間へのモルタル注入。
また、当時問題となった北東隅角部 (C (上) 周辺) の舗装の亀裂については、排水が不十分であったことが一因であると考察した (雨水が嵩上げ擁壁部の盛土に浸透し沈下を招いた)。

3.2.3 対策にあたっての条件

主管部から提示された対策検討で考慮する条件は以下のとおりである。

① 北側 (A壁沿い) の区道を5年程度以内に拡幅する事業計画があり、石積擁壁の一部を撤去する可能性がある。このため、拡幅工事までの安全性を確保できる暫定対策とする。

② A壁を含めた土地約270 m²は、都が国有地を借りているため、大規模な対策工事をできるだけ避ける。

3.3 現地調査

平成18年4月18日に実施した現地調査の結果、擁壁の変状は、C (下) から3m程度以内の範囲、特に嵩上げ擁壁部に集中していた (写真-7, 9)。変状状況の詳細は以下のとおりである。

(1) A壁正面方向から見た状況

- ① 笠コン部背後に樹根があり、樹根の成長により笠コンが押出され、浮いている状態である (写真-5)。
- ② 樹根の切断面からは芽が吹いており、樹根は現在も成長中である。
- ③ 嵩上げ擁壁部に幅の大きい縦クラックが2箇所

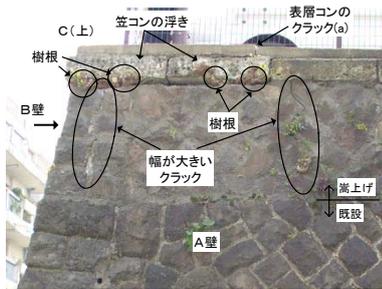


写真-5 嵩上げ部拡大 (A壁)



写真-6 既設部クラック (A壁)



写真-8 既設部のクラック (B壁)

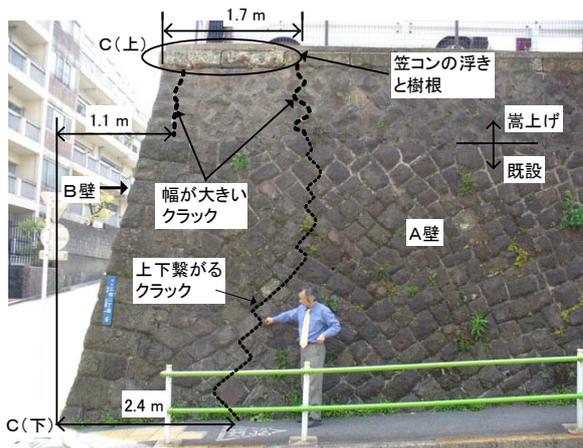


写真-7 A壁全体の状況



写真-9 B壁全体の状況

で発生し、樹根の成長で押し出されている状況である。また右側のクラックは擁壁下部まで連続している (写真-7)。

(2) B壁正面方向から見た状況

- ① A壁同様笠コン部背後の樹根の成長により笠コンが押し出され、浮いている状態である (写真-9)。
- ② 丸石間の目地にはモルタル補修跡があり、随所にクラックがある (写真-8、9)。
- ③ 擁壁全体のクラック (写真-9) は C (下) から約 2.8 m の範囲内に集中しており、全体的に C (下) の方向に向いている。

(3) 駐車場の状況 (図-21、写真-10、11)

- ① 擁壁上部の地表面 (駐車場) の勾配は、C (上) 付近が最も低い。特に排水柵及び側溝コーナー部周辺は表面沈下が大きい。
- ② 表層コンは C (上) 付近から A、B 壁とも約 1.8 m の位置にクラックが生じている。その他、樹根の位置や側溝内にもクラックが生じている。

(4) 調査結果のまとめ

調査結果をまとめると以下のとおりである。

- ① A壁及びB壁におけるクラック全体の発生形状

から、C (下) を頂点とする楔形状 (逆三角錐) の土塊がすべるようなずれが生じている。

- ② 擁壁天端の付近では樹根の成長による笠コンの変位や嵩上げ部擁壁の大きなクラックが生じている。
- ③ 擁壁背面の駐車場の表面排水は、C (上) 付近の排水柵に集水する勾配となっているうえ、その付近は表面沈下しており、クラックも多い。

3.4 考察

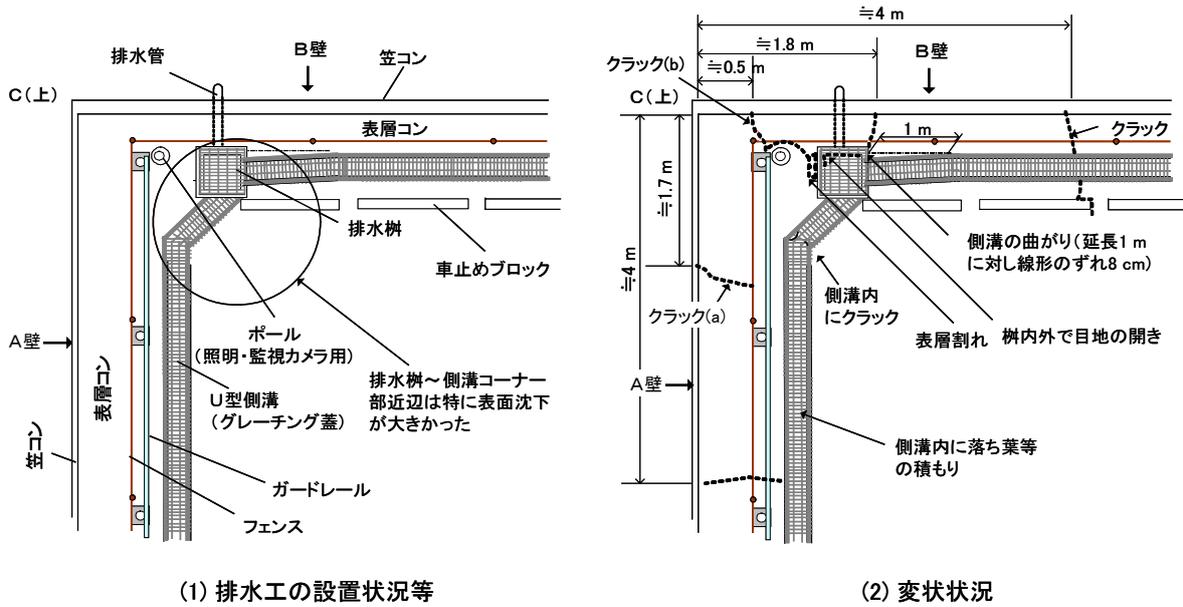
以上の調査結果から推定された主な変状要因は以下のとおりである。

- ① 過去の擁壁嵩上げによる裏込め土の土圧増加や、駐車車両による上乗荷重の増加。
- ② 樹根の成長による擁壁・笠コン部への侵入。
- ③ 裏込め部分への長期に渡る雨水浸透及び擁壁背面に溜まった水の排水不良。

(1) 石積擁壁の全体の安定性

擁壁 C 点は、擁壁高さが最も高く隅角部で構造的に不利なうえ、背面上部駐車場の排水勾配も C 点方向となっている。このことに加え樹根の成長が駐車場表層コンや排水柵にクラックを生じさせ、背面盛

図-21 駐車場C(上)付近の状況

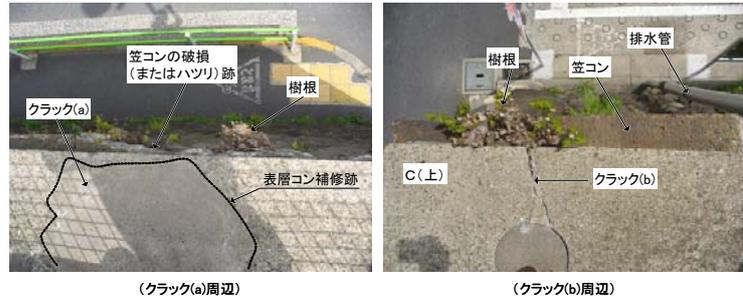


(1) 排水工の設置状況等

(2) 変状状況



写真-10 排水柵の状況



(クラック(a)周辺)

(クラック(b)周辺)

(1)

(2)

写真-11 表層コンのクラック

土内への雨水等の流入・浸透を誘発した可能性がある。これにより、C点背面で楔状の変形が生じたものと推察できる。したがって対策の基本的な考え方は起動力となる擁壁上部荷重の除去と、盛土内への排水対策が基本である。しかし、台帳の記載に昭和30年代以降に崩壊した記録はないこと、また現地調査時の目視確認でも直ちに崩壊するような兆候は見受けられないこと。また、昭和17年に当該擁壁が構築されて以降、震度5以上(大手町震度)の地震を1回経験(1992年)しているが、昭和30年代以降には大きな変状もなく安定を保っていたことなどを勘案し、応急的には、豪雨時等の巡回・点検、嵩上げ部からの落石対策や樹根の伐採、雨水排水対策が必要であるものと考えられる。

(2) 嵩上げ部以高の安全性について

嵩上げ擁壁部のクラック、笠コンの浮き上がり・

傾き等の変状は樹根の成長による押し出しが原因と推察される。したがって今後の樹根の成長も勘案すれば、豪雨や地震によって、笠コンの浮き上がり部・嵩上げ部擁壁の区道への落下等による事故の恐れもある。したがって擁壁天端の笠コンに対しては早急に応急対策が必要と考えられる。

3.5 対策案

ここで提案した対策案は駐車場の利用条件や工事費等に応じて選択可能なように以下のとおりとした。

(1) 応急対策案

擁壁天端付近の笠コン・表層コンの撤去と豪雨や地震時の巡回・点検(表-3 点検項目の事例¹⁾)の実施

(2) 暫定対策案

① 上部背面盛土部の撤去(図-22に例示)

② 上部背面盛土撤去部(図-21の部分)を軽量盛土

表-3 着眼すべき変状の項目とチェックリスト¹⁾

チェック内容	目安となる評価基準	チェック
背面地盤の亀裂	・新たな亀裂が発生していないか	Y/N
	・亀裂の状態に変化はないか	Y/N
	・亀裂が明らかに分離するようになったか	Y/N
	・亀裂が長く連続するようになったか	Y/N
背面地盤の段差・沈下	・新たな段差・沈下が発生していないか	Y/N
	・段差・沈下の状態に変化はないか	Y/N
	・段差・沈下が拡大していないか	Y/N
	・亀裂を伴うようになったか	Y/N
前面の隆起	・新たな隆起が発生していないか	Y/N
壁面のずれ、段差、傾斜、はらみ出し	・目地に新たなずれや段差が生じていないか	Y/N
	・部材に新たな変形・傾斜が生じていないか	Y/N
	・部材、壁体等に新たな亀裂が生じていないか	Y/N
	・壁面の新たなはらみ出しはないか	Y/N
前面地盤の洗掘	・亀裂から土砂が流出していないか	Y/N
	・洗掘の状態に変化はないか	Y/N
	・洗掘の延長、奥行、深さが進展していないか	Y/N
	・周辺に洗掘が発生していないか	Y/N
補修箇所	・新たな洗掘が発生していないか	Y/N
	・既設の補修、補強箇所に異常、破損が見られないか	Y/N
	・補修箇所の状態に変化はないか	Y/N
	・補修箇所周辺に変状が拡大していないか	Y/N
地下水、排水施設	・常時、湧水するようになったか	Y/N
	・降雨後の湧水が認められるようになったか	Y/N
	・亀裂沿いに浸出してくる水に変化はないか	Y/N
	・壁面排水工の機能が低下していないか	Y/N
	・排水時に土砂を流出していないか	Y/N
	・背面地表水の排水溝の機能が低下していないか	Y/N



写真-12 現場概況



写真-13 擁壁の変状状況



写真-14 擁壁前面側の状況

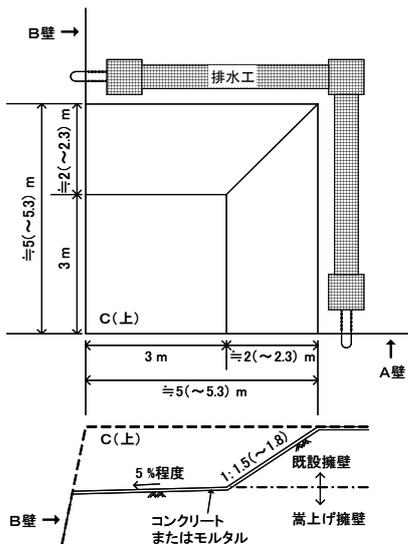


図-22 嵩上げ擁壁及び裏込め土の一部撤去

等で置換

なお、駐車場台数の確保などの理由で、上部駐車場面積を減少させないようEPS工法による上記②の工法で対策が実施された。

4. 公園用地内 RC 擁壁の変状事例

4.1 概要

最後の事例は、公園用地内(多摩部) 擁壁の変状に関し、変状原因と対策についての公園緑地事務所か



写真-15 擁壁下部の土砂流出状況



写真-16 隣接擁壁(健全部)の下部

ら当センターに調査依頼があったものである。

擁壁は公園用地と民地との用地境界線に設置された、高さ約80cmのRC製擁壁である。擁壁の前面側が官民境界となっており、延長約9mにわたって民地側(建売分譲住宅地)に最大約40cmはらみ出し、一部は分譲住宅の給湯器に接していた(写真-12, 13)。

当センターでは、平成18年6月5日に行った現地調査を踏まえ、変状の原因と対策について検討をおこなった。

4.2 経緯

擁壁が変状するまでの経緯は以下のとおりである

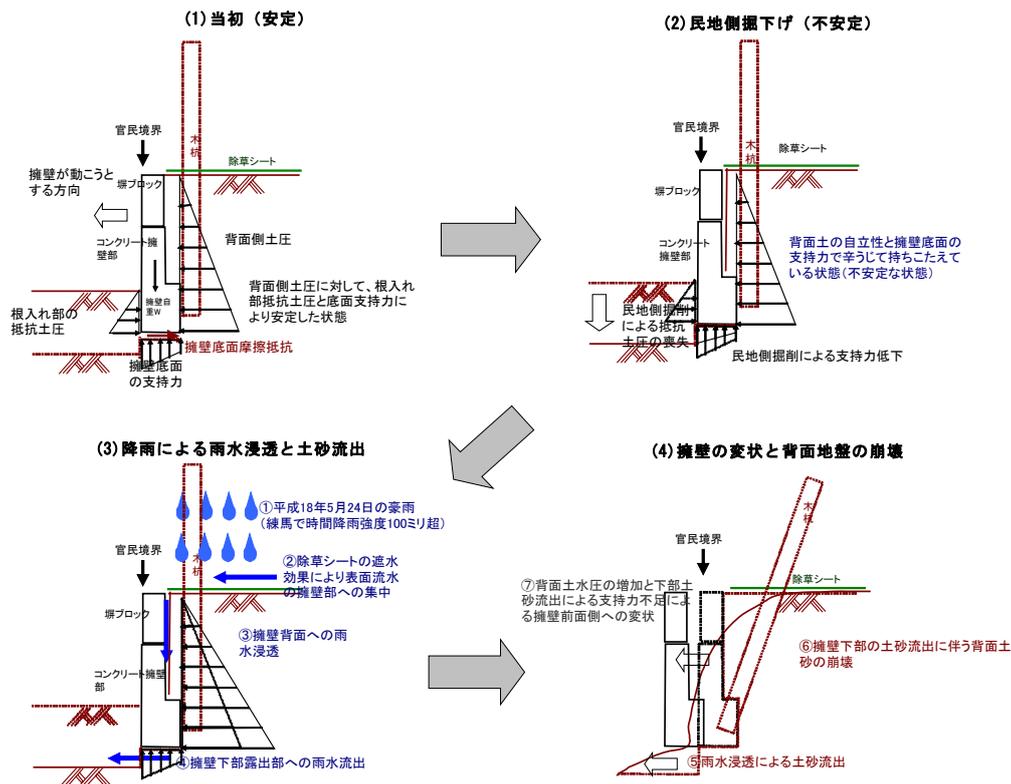


図-23 推定した擁壁変状過程

- ① 擁壁部分を含めた当該公園用地は、平成 17 年度に用地買収を行った。
- ② 用地買収当時は、民地側は空き地であり、擁壁の変状は無かった。
- ③ 用地買収後、擁壁上部のブロック塀の撤去、擁壁背面側の木杭による柵の設置、公園用地側の除草シート設置を行った（現況の形）。
- ④ 用地買収後、民地側で建売分譲住宅の造成および住宅建設が行われた。
- ⑤ 建売分譲住宅は、平成 18 年 5 月に完成し、販売を開始した。
- ⑥ 平成 18 年 5 月 24 日に、東京で豪雨があり（練馬で時間降雨強度 100 ミリ以上）、数日後に分譲住宅販売会社（民地側所有者）から、所管事務所に擁壁変状の報告と擁壁の補修の要望があった。

4.3 現地調査

平成 18 年 6 月 5 日に現地調査を実施した結果は以下のとおりである。

- ① 擁壁は、延長約 9m にわたり、そのほぼ中央部で最大約 40cm 民地側にはらみだしていた（写真-12, 13）。

擁壁の構造は、下部約 40cm の高さにコンクリート擁壁（壁厚 14cm）、その上部に高さ 30cm の塀ブロック（厚さ約 10cm）1 段が乗っている構造である（写真-14）。

- ② 擁壁が変状した区間は、擁壁躯体下の地盤が約 10～15cm 露出しており、露出部から民地側に土砂が流出していた（写真-14）。
- ③ はらみだした擁壁背面の土は、大きく沈下していた（写真-15）。
- ④ 隣接した擁壁は、基礎部分が根入れされており、はらみだしのような変状は認められなかった。また、隣接した擁壁の下部に現民地高さから約 30cm の高さまで、土に埋まっていた痕跡が認められた（写真-16）。

4.4 擁壁変状原因の推定

現場調査と過去の経緯から擁壁変状の過程を推察すると以下のとおりである（図-23）。

- ① 用地買収時の擁壁は、擁壁を背面土圧に対して、根入部の抵抗土圧と擁壁底面の支持力が確保された安定した状態であり、通常の擁壁として機能していた（図-23（1））。

② その後、民地側で宅地造成工事が行われ、写真-16に見られるように、約 30cm 掘下げられたものと推定できる。これにより、擁壁は根入れ部の抵抗土圧と底面支持力が期待できない状態になり、背面土の自立性にだけ期待した不安定な状態になった(図-23(2))。

③ 平成 18 年 5 月 24 日に、当該用地の近傍である練馬区で時間降雨強度 100 ミリ超の豪雨があった。また、公園用地側には除草のためのシートが全面に敷かれており、降雨が用地全体に浸透せず、用地端部の擁壁側に集中的に流出した。この雨水は擁壁背面の地盤と擁壁の間に浸透・流入し、擁壁下部の土の露出部から、土砂とともに流出した(図-23(3))。

④ 擁壁は、支持力を失うとともに、擁壁背面の土水圧の増加で前面側(民地側)に大きく変位した(図-23(4))。

4.5 対策案

当時は梅雨入りの時期でもあり、降雨等により更に民地側への土砂の流出することが懸念されたため、擁壁・背面土砂の除去、排水溝の設置、土砂流出防止のための土嚢積(図-24)を迅速に実施するよう提

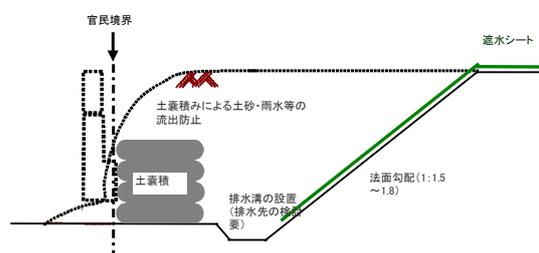


図-24 応急対策案

本報で紹介した検討事例は、いずれも擁壁の種類、形状、変状形態等が異なり、推定された原因に応じて提案した対策工も異なっている。

擁壁は、用地境界の段差などに設けられることが多いため、擁壁の変状が隣接地とのトラブルの原因や、崩壊による歩行者等への第三者被害に直結する。このため、変状原因の究明については可能な限り客観的におこなうこと、また、その原因に応じ適切かつ迅速な対策工を実施する必要がある。本報告で紹介した事例が今後の擁壁の維持管理あるいは設計する際の一助になれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) (社)日本道路協会(1998):「道路土工 擁壁工指針」平成 11 年 3 月
- 2) (社)日本道路協会(2001):「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」平成 14 年 3 月
- 3) (社)日本建築学会(2001):「建築基礎構造設計指針」平成 14 年 10 月 1 日
- 4) (社)地盤工学会(1997):「N 値と C と ϕ の活用法」平成 10 年 4 月 10 日
- 5) 石原研而(2000):「土質力学(第二版)」,丸善