

アイランド工法による開削時の土留壁の挙動

Behavior of Retaining Wall Supported with Soil Berm (Island Cut Method)

| | |
|----------------------------|-----------------------------|
| 細井 武* Takeshi Hosoi | 門 義英** Yoshihide Kado |
| 石井 敬明*** Takaaki Ishii | 上野 富夫**** Tomio Ueno |
| 菅原 春***** Shun Sugawara | 斎藤 滋***** Shigeru Saitoh |

要 約

大規模なアイランド工法がサンテック・シティ・プロジェクトの地下工事に採用された。本プロジェクトの周囲に設置された地中連続壁が掘削中に予想以上に大きく変位した。この大変形の主要な原因は、海成粘土の吸水膨張による非排水せん断強度の低下、海成粘土中に生ずるクリープ、地中連続壁の前面の残置地山の斜面安定性の低下であることが判明した。

目 次

- §1. はじめに
- §2. アイランド工法による開削工事の施工手順
- §3. 工質概要
- §4. 残置地山および切梁支保工の設計
- §5. 開削中の地中連続壁の挙動
- §6. 残置地山の有効性に対する評価
- §7. 地中連続壁の大変形の原因に対する考察
- §8. 結論

を採用した。

本論文では、アイランド工法による開削工事の地下連続壁の挙動について述べる。

本プロジェクトは、8階・会議場・展示場、18階・オフィス・タワー、45階・オフィス・タワー×4棟、これらのタワーを接続する5階・ポデウムを有する3200台収容可能な地下2階駐車場より成っている。Fig. 1に当プロジェクトの平面図を示す。

§1. はじめに

サンテック・シティ・プロジェクトは現在シンガポール南部の埋立地において建設中である。本プロジェクトの地下構造物の施工法として、大規模なアイランド工法

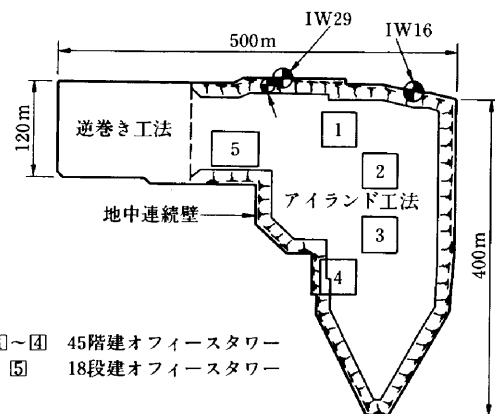


Fig.1 サンテック・シティ・プロジェクト平面

*土木設計部副部長
 **香港(支)シンガポール(営)MRT南工事事務所課長
 ***香港(支)シンガポール(営)課長
 ****香港(支)シンガポール(営)副課長
 *****香港(支)ブギス・シティー(出)副所長
 *****札幌(支)苫東(出)工事主任

地下工事の規模は次のとおりである。

- 開削平面積；110,000 m²
- 掘削土量 ；1,000,000 m³
- 掘削深さ ；8.3m～10.0m

掘削に先立ち、土留壁として地中連続壁を地中構造物の周囲に打設した。会議場・展示場の地下工事には逆巻工法を採用し、他の部分の地下工事には、地中連続壁前面に斜面を残し中央部を掘削し、先行して打設された中央部構造物底版より斜め切梁を設置する大規模なアイランド工法を採用した。アイランド工法は、一般に掘削面積が大きく切梁支保工が設置しにくく、かつ比較的掘削深さが大きくない掘削に採用される。本プロジェクトの掘削は前述のように正にアイランド工法の採用に適した条件を有していた。しかしながら、土留壁前面に残置する斜面（以下残置地山と称する）の効果を正しく評価する指針はなく、シンガポールのブギイ駅、ラベンダー駅あるいはUOBプロジェクト建設時の実績を参考にして残置地山の形状・開削中の地中連続壁の挙動等を検討した。種々の検討にもかかわらず、海成粘土厚が40mに及ぶ軟弱地盤層の掘削中に地中連続壁が計算値を大きく上まわり変形した。

本論文は開削中に発生した地中連続壁の大変形およびその原因について述べるものである。

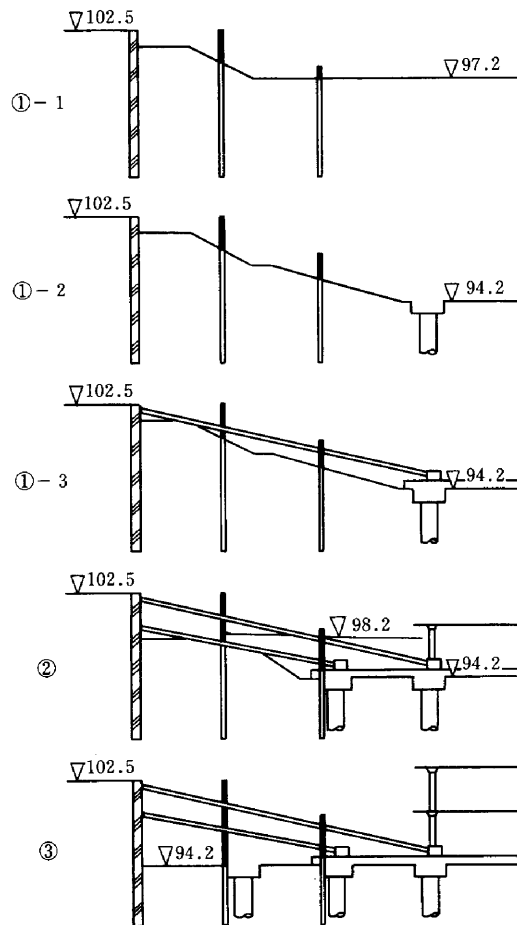


Fig.2 施工手順

§ 2. アイランド工法による開削工事の施工手順

アイランド工法による開削工事の施工手順は次のとおりである (Fig. 2 参照)。

- ①地中連続壁前面に地山斜面（残置地山）を残して GL-5.3m (EL+97.2m) まで掘削 (ステージ①-1)。
- ②GL-8.3m (EL+94.2m) まで掘削 (ステージ①-2)。
- ③残置地山前面に底版を打設し第1段切梁を設置 (ステージ①-3)。
- ④GL-4.3m (+98.2m) まで残置地山を掘削、第2段切梁設置 (ステージ②)。
- ⑤GL-8.3m (EL+94.2m) まで残置地山を掘削、構造物構築。

§ 3. 土質概要

北側地中連続壁に沿った土質縦断面図を Fig. 3 に示す。現地の土質は地表面から埋土、沖積層のカラン・フォー

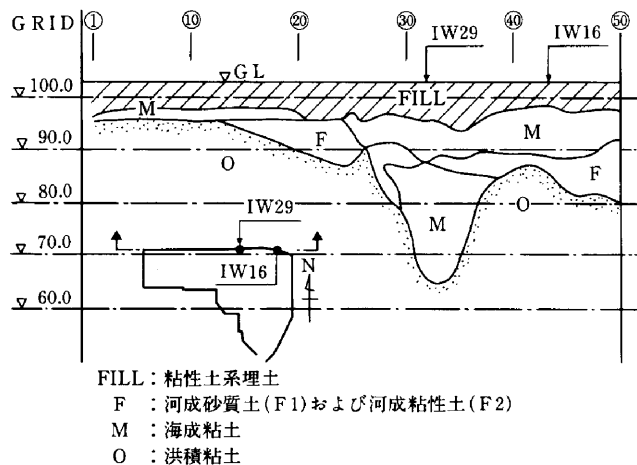


Fig.3 土質断面図

メーション、基盤のオールド・アルビウム (OA) と続く。OA 層の表面は地表から10mから40mと変化している。厚さ5mから7mの埋土層の下部には、カラン・フォーメーションの代表的な地層である上部海成粘土および下部海成粘土があり、河成砂質土 (F1) および河成粘性土 (F2) により分断されている。これらの上下

海成粘土は Table 1 に示すとおりその特性を異にしている。Fig. 4 は海成粘土を対象にして実施した現場ベーン試験の結果を示す。

Table 1 シンガポールの海成粘土の特徴

| | 上部海成粘土 | 下部海成粘土 |
|-------------------------------|--------|--------|
| 含水比 (%) | 60~80 | 50~60 |
| 液性限界 (%) | 80~95 | 60~80 |
| 塑性限界 (%) | 50~65 | 35~50 |
| 非排水せん断強度 (tf/m ²) | 1~3 | 4~7 |

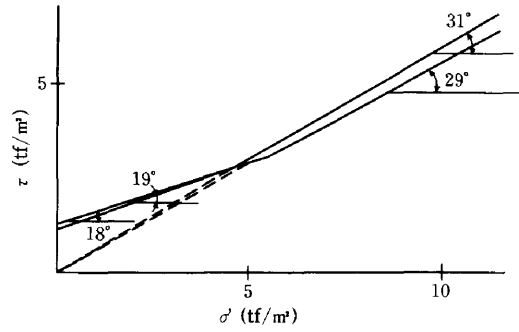


Fig.5 CIUC試験(海成粘土)

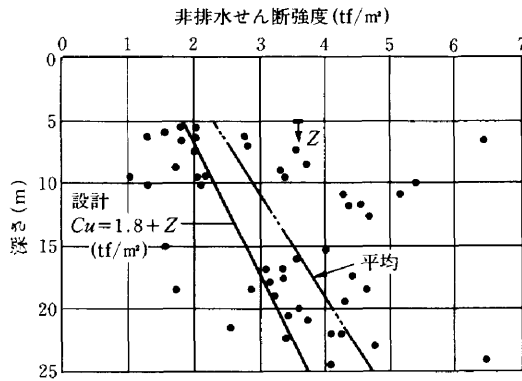


Fig.4 海成粘土に対する現場ベーン試験

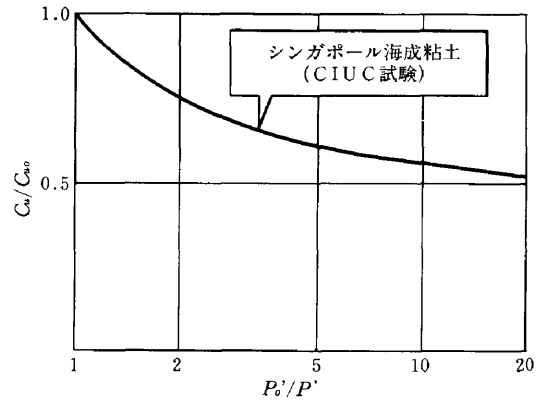


Fig.6 P_o'/P' と C_u/C_{u0} の関係

§ 4. 残置地山および切梁支保工の設計

4-1 海成粘土の吸水膨張による非排水せん断強度 C_u の減少

土被り圧の減少により海成粘土中に吸水膨張が生じ、非排水せん断強度 C_u が減少することが一般的に知られている²⁾。ブギイ駅の開削工事においても時間とともに海成粘土の C_u が減少することが観測されている³⁾。

土被り圧の減少により海成粘土の非排水せん断強度 C_u の減少を確認するため CIUC 試験(等方圧密非排水三軸試験-間隙水圧計測-)を実施した。Fig. 5 は試験結果を示し、有効土被り圧 σ' に対するせん断強度 τ の関係を表している。

Fig. 5 によると海成粘土の正規圧密領域に対する ϕ' (みかけの有効摩擦角度) は 29° から 31° である。また、過圧密領域に対する ϕ' は 18° から 19° 、および c' (みかけの有効粘着力) は 1.16 tf/m^2 (11.4 kPa) から 1.26 tf/m^2 (12.4 kPa) である。非排水せん断強度比 C_u/C_{u0} と P_o'/P' の関係を Fig. 6 に示す。ここに、 C_{u0} および C_u は掘削前後の海成粘土の非排水せん断強度、 P_o' および P' は掘削前後の有効土被り圧を示す。

アイランド工法においては残置地山内の過圧密比を正

確に定義することは困難であるが、解析を単純化するため P_o'/P' を通常の開削時と同様にアイランド工法における過圧密比と定義する。

4-2 残置地山の設計

地中連続壁前面の残置地山の形状は次の条件を満足するように設計した。

- ①海成粘土の現地盤そのままの非排水強度を採用して求めた残置地山斜面の安定に関する安全率 FOS は 1.05 以上であること。
- ②海成粘土の吸水膨張による非排水せん断強度の減少を考慮して求めた残置地山の安定に関する安全率 FOS は 1.05 以上であること。
- ③排水条件における残置地山斜面の安定に関する安全率 FOS は 1.05 以上であること。
- ④掘削側の地中連続壁に作用する受働抵抗が残置地山天端位置を仮想地表面と考えた場合の受働抵抗にほぼ等しいような残置地山の形状であること。

Table 2 に設計に用いた土質定数を示す。

海成粘土厚が最も深い断面 IW 29 において、残置地山の所要の形状を検討した。

入札時の現設計における残置地山の斜面勾配は Fig. 7 の斜面 1 に示すように 1 : 2 であった。斜面安定解析

の結果、斜面1は上記条件のうち①および②を満足しないことが判明したため、斜面1の斜面下部の勾配を1:2から1:45に変更した (Fig. 7の斜面2)。Table 3にケース1, 2および3の斜面安定解析の結果を示す(ケース1, 2および3は上記残置地山の条件①, ②および③に対応している)。

Fig. 8はケース1, 2, 3および4に対する滑り面を表している。ただし、ケース4の滑り面は地中連続壁を

切るものとしている (後述)。

4-3 切梁支保工の設計

原設計では断面IW29において、3段の切梁支保工(設置位置EL+101.5, EL+98.0およびEL+96.0)が計画されていた。

切梁支保工の水平反力は弾塑性法により算定した。Table 4に切梁の算定反力を示す。また、Table 5に切梁の設計軸力および部材を示す。なお、実施工時には1および2段切梁軸力の計測結果より3段切梁を省略した。

Table 2 設計土質定数

| | 単位重量 | | C_u (tf/m ²) | ϕ (°) | K_H (tf/m ²) | ポアソン比 ν | 変形係数 E (tf/m ²) |
|------|----------|-----------|-------------------------------|---------------------------|-------------------------------|----------------|----------------------------------|
| | γ | γ' | | | | | |
| FILL | 1.8 | 1.0 | 0 | 30 | 750 | 0.30 | 500 |
| M | 1.5 | 0.5 | $1.8+Z^0$ | 0 (22) ²⁾ | $120C_u$ | 0.45 | $200C_u$ |
| F1 | 1.8 | 1.0 | 0 | 30 | 1500 | 0.30 | 1000 |
| F2 | 1.9 | 0.9 | 5 | 0 | $120C_u$ | 0.30 | 1500 |
| OA | 2.0 | 1.0 | 20 | 0 | 1500 | 0.30 | 14000 |

- 1) Z : +97.5からの深さ (m) (Fig. 4 参照)
- 2) 排水条件

Table 3 残置地山の斜面安定に対する安全率

| | ケース1 原地盤 C_u (条件1) | ケース2 膨張による低下 C_u (条件2) | ケース3 排水条件 (条件3) |
|-----|----------------------------|--------------------------------|-----------------------|
| 斜面1 | 1.04 | 0.83 | — |
| 斜面2 | 1.32 | 1.07 | 1.07 |

- ケース1: 所要FOS ≥ 1.20
- ケース2: 所要FOS ≥ 1.05

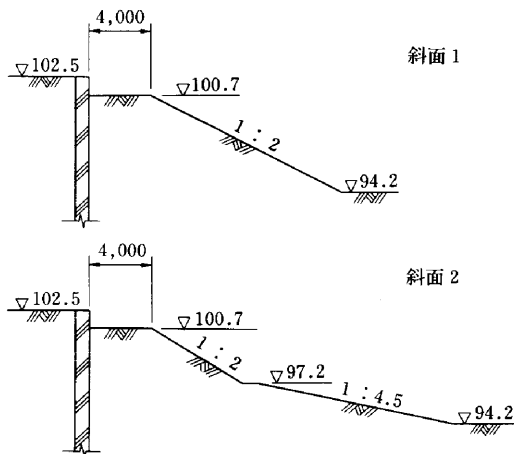


Fig.7 残置地山の形状 (IW29)

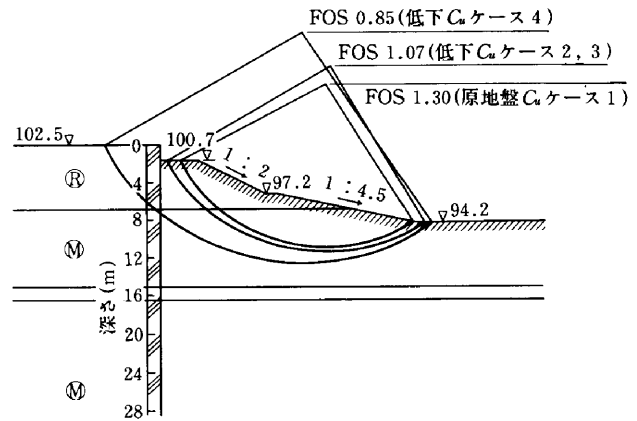


Fig.8 残置地山の斜面安定

Table 4 切梁の水平反力 (tf/m)

| | ステージ1 第1段 切梁設置 | ステージ2 第2段 切梁設置 | ステージ3 第3段 切梁設置 | ステージ4 床付け盤 まで掘削 | ステージ5 B ₂ スラブ 打設第3段 切梁撤去 | 設計 荷重 q |
|-------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|--|-----------------|
| 第1段切梁 (+101.5) | — | 12.7 | 6.9 | 0 | 0 | 12.7 |
| 第2段切梁 (+98.0) | — | — | 42.2 | 55.9 | 65.7 | 65.7 |
| 第3段切梁 (+96.0) | — | — | — | 53.0 | — | 53.0 |

Table 5 切梁の軸力および部材

| | 切梁の垂 直角度 θ_v | 切梁の ピッチ P (m) | 温度荷重 N_t (tf) | 軸 力 N^{11} (tf/No) | 切梁の部材 |
|-------------------|---------------------------|-----------------------|--------------------|-------------------------------|-------------------|
| 第1段切梁 (+101.5) | 10.8° | 4.9 | 29.5 | 95 | HR-350×350×12×19 |
| 第2段切梁 (+98.0) | 5.0° | 4.9 | 42.2 | 372 | 2HR-400×400×13×21 |
| 第3段切梁 (+96.0) | 1.7° | 4.9 | 29.5 | 295 | 2HR-350×350×12×19 |

$$1) N = \frac{q \cdot d}{\cos \theta_v} + N_t$$

§ 5 . 開削中の地中連続壁の挙動

断面 IW 29において、地中連続壁は掘削に伴い推定値よりはるかに大きい変位をした。Fig. 9 は断面 IW 29における地中連続壁の変位を示している。ここで、Fig. 9 における①-1, ①-2 等の数字は Fig. 2 における掘削手順に対応している。

Fig. 10 は断面 IW 29における地中連続壁の天端および EL+94.2における水平変位を時間(H)との関係においてプロットしたものである。Fig. 10 より次のことが分かる。

- ①地中連続壁天端はステージ①-2において220mm変形した(1段切梁設置前、掘削面 EL+94.2)。
- ②EL+94.2mまでの掘削完了時から1段切梁設置時の5ヶ月間に地中連続壁は時間経過とともに次第に変形している(ステージ①-2から①-3の期間)。
- ③1段切梁設置後の地中連続壁の変形は比較的小さい。

§ 6 . 残置地山の有効性に対する評価

Table 6 に IW 29における切梁水平反力の計算値と計測値の比較を示す。切梁の水平反力は、残置地山を掘削しながら段階的に切梁を設置していくため残置地山が発揮する受働抵抗にはほぼ等価であると考えられる。

切梁水平反力の計測値 F_m と計算値 F_p の比 F_m/F_p は、残置地山の地中連続壁の変形を抑止する効果を表示する1つの指標である。ここに、 F_p は残置地山の完全に発揮された全受働抵抗である。

断面 IW 29における残置地山の水平抵抗に対する有効性は Table 6 より次式にて表される。

$$F_m/F_p = 591/1089 = 0.5$$

すなわち、IW 29における残置地山の水平抵抗に対する有効性は約50%程度であることが分かる。

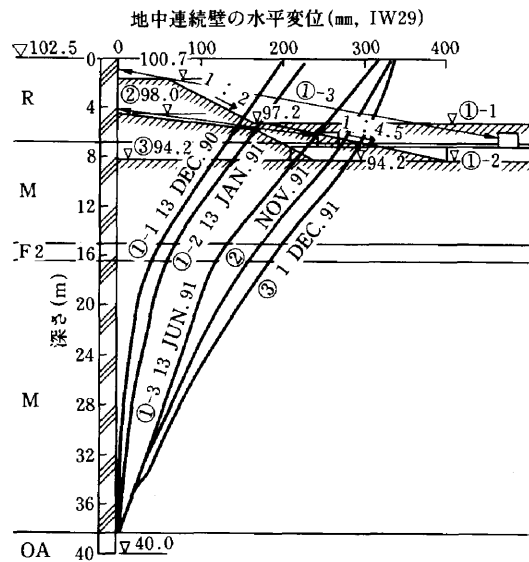


Fig.9 地中連続壁の変位 (IW29)

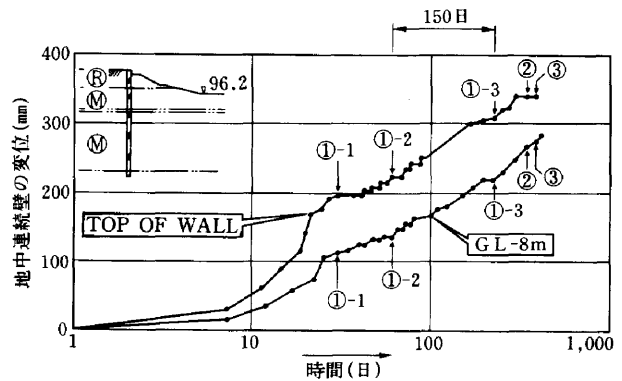


Fig.10 地中連続壁の時間～変位の関係 (IW29)

§ 7 . 地中連続壁の大変形の原因に対する考察

地中連続壁の計算値以上の大変形に対して考え得る原因は次のとおりである。

Table 6 切梁軸力の計算値と計測値の比較 (E.L.+94.2まで掘削時)

| | 切梁軸力の 計算値 ¹⁾ (tf/m) | 切梁軸力の計測値 | | | 軸力 ⁵⁾ (tf/m) |
|-------|--------------------------------------|---------------------|----------------------|-----------------|----------------------------|
| | | $N^{2)}$ (tf/No) | $\theta^{3)}$ (°) | $P^{4)}$ (m) | |
| 第1段切梁 | 0 | 92 | 10.8 | 4.9 | 18.4 |
| 第2段切梁 | 55.9 | 200 | 5.0 | 4.9 | 40.7 |
| 第3段切梁 | 53.0 | | 1.7 | 4.9 | — |
| | $F_p=108.9$ | | | | $F_m=59.1$ |

- 1) 切梁軸力の計算値は Table 4 より求めた
- 2) N : 切梁の軸力の計測値
- 3) θ_v : 切梁の垂直角度 (°)
- 4) P : 切梁のピッチ (m)
- 5) 切梁の軸力 : $N \cos \theta_v / P$ (tf/m)

- ①土被り圧減少に伴う海成粘土の吸水膨張による非排水せん断強度 C_u の低下。
- ②海成粘土中に発生したクリープ。
- ③残置地山の斜面安定性の低下。

7-1 吸水膨張による C_u の低下

Fig. 6 は土被り圧の減少とそれに伴う吸水膨張により海成粘土の C_u が低下することを表している。

土被り圧の減少による C_u の低下を考慮すると残置地山の斜面安定の安全率は、考慮しない場合の安全率1.30から1.07に低下する。

また Fig. 11 から明らかなように土被り圧の減少による C_u 値の低下により地中連続壁の変位は曲線 A から C に増加している。

Fig. 11 における変位曲線 B は FEM 解析 (弾性解) によるものである。

7-2 海成粘土のクリープ

ステージ①-2 からステージ①-3 の5カ月には掘削作業は行っていないにもかかわらず地中連続壁の変位は徐々に増加している。Fig. 12 は、海成粘土厚が断面 IW 29 に比べてはるかに小さい断面 IW 16 の地中連続壁天端および EL+94.2 m における地中連続壁の変位を表している。

これらの図からステージ①-2 からステージ①-3 の5カ月間の地中連続壁の変位は時間 (日) を対数表示すると直線的に増加していること、かつ海成粘土厚が大きい断面 IW 29 の変位は IW 16 に比べてはるかに大きいことが分かる。

これらの計測結果から判断して、ステージ①-2 からステージ①-3 の期間に生じた変位の主な原因は海成粘土のクリープであると考えられる。

7-3 残置地山の斜面安定

Fig. 13 より残置地山の上部海成粘土層中央のせん断変形が徐々に進行していることが分かる。せん断変形が最も顕著に進行している地点は、Fig. 8 に示すケース4に対応する滑り面の位置より深い位置にあることが分かる。

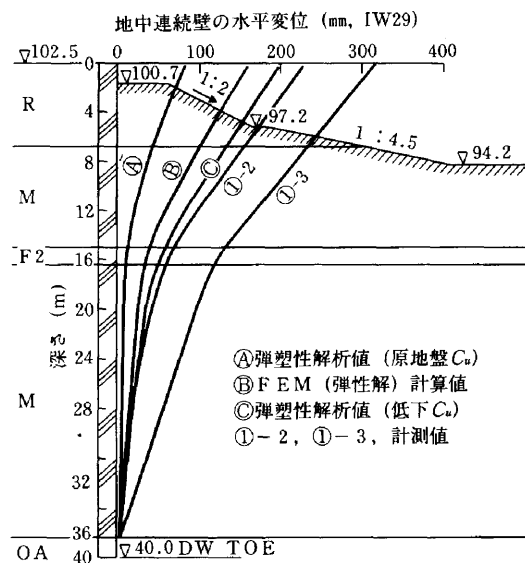


Fig.11 地中連続壁の変位の計算値と計測値の比較

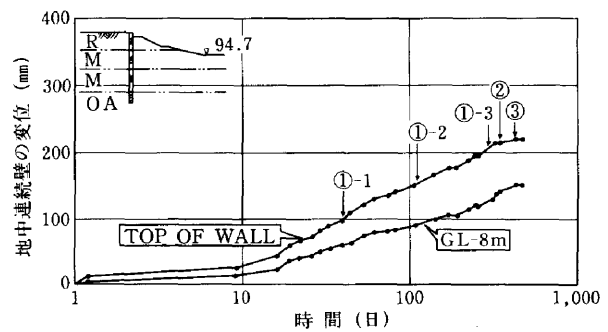


Fig. 12 地中連続壁の時間～変位の関係 (IW16)

ケース4に対応する滑り面は地中連続壁を切ることになるが、次のような手順が考えられる。

- ①地中連続壁背面の土圧が壁に作用し壁を背面より押す。
- ②壁は土圧に押され変形する。
- ③地中連続壁前面の残置地山は壁の変位により圧縮され、ケース4のような滑り面が進行する。

ケース4の安全率は0.85と小さく斜面安定の条件を

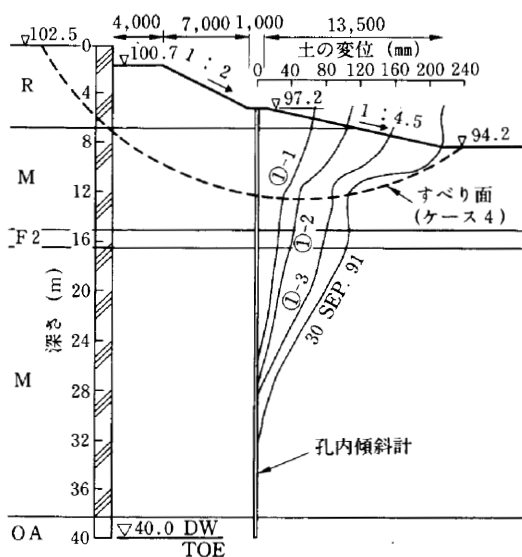


Fig.13 残置地山内の土の動き

満足していない。

以上の検討結果より残置地山の設計においては、残置地山の斜面安定解析だけでなく土留壁を含めた開削全体システムに対する安定解析を行う必要があることが分かる。

§ 8 . 結論

アイランド工法の残置地山や切梁工法の設計をとおして、また開削中の計測結果により次のような知見が得られた。

- ①土被り圧の減少によるシンガポール海成粘土の非排水強度の低下はC I U C試験により確認された。
- ②アイランド工法においては、床付け盤まで掘削した後に第1段目の切梁を設置するまでに長時間を有するのが通常である。その期間の粘性土の非排水せん断強度 C_u の低下、クリープ等により土留壁の変形が進行することに留意すべきである。
- ③アイランド工法における残置地山の設計では、残置地山の斜面安定だけでなく土留壁を含めた全体系の安定に対する検討が必要である。

参考文献

- 1) Hosoi, T., Ishii, T., Isshiki, M., Saitoh, S. and Kado, S : (1992). Study on Deflection of Retaining Wall during Bulk Excavation by Island Cut Method, Proc. 27th Japan National Conference on SWFE, pp. 1795-1796.
- 2) Nakase, A., Kobayashi, M. and Katuno, M. (1987): Undrained Shear Strength of Saturated Clays through Consolidation and Rebound, Report of Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japan, Vol. 26, No.1.
- 3) Lim, K., Hosoi, T., Ishii, T. (1991): Behavior of Diaphragm Wall and Settlements from Deep Excavation in Marine Clay, Proc. 9ARC on SMFE, pp. 331-334.