

小断面連壁基礎の安定解析と施工 (阪神高速湾岸線魚崎浜高架橋基礎の施工)

Construction & Stability Analysis
of Small Section Diaphragm Wall Foundations
(Construction of Uozakihama High Bridge's Foundations-Hanshin Express-
way Osaka Bay Route)

長野 敏郎*
Toshirō Nagano

西田 隆治**
Ryūji Nishida

鈴木 睦***
Mutsumi Suzuki

細井 武****
Takeshi Hosoi

岩永 克也*****
Katsuya Iwanaga

平野 孝行*****
Takayuki Hirano

要 約

平面形状の小さい連壁基礎を施工する場合、その内側土塊の安定が重要な問題になる。本報文では、阪神高速湾岸線魚崎浜高架橋基礎に採用された連壁基礎の施工を通じて検討した連壁内側土塊の掘削時の安定解析手法、その検討結果に基づき採用した内側土塊安定性向上のための対策工及びその実績について報告する。

バケットによる掘削時に生ずる内側土塊の間隙水圧の急激な上昇を防ぐために設けた緩衝孔は予想以上の効果を発揮し、内側土塊の安定性を向上させるための有効な方法であることが判明した。内側土塊断面積が8 m²という我国最小の連壁基礎の施工が慎重な安定液管理、掘削管理のもとに、順調に達成できた。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 概要
- §3. 内側土塊の安定解析
- §4. 内側土塊安定向上のための対策
- §5. 連壁基礎の施工
- §6. 今後の課題
- §7. おわりに

§1. はじめに

地中連続壁基礎（以下、連壁基礎と略記する）工法と

は連壁を基礎本体として利用する工法であり、近接施工が可能なこと、適用地盤が広いこと、低公害工法であること、剛性が大きくかつ支持力が大きいこと、任意の形状が選択できること等の長所を生かして着実にその施工実績が増加している。

連壁基礎はその利用形態により、5種類に分類されるが、実績によると大部分は矩形の合成体形式である（Table 1, Fig. 1）。

合成体形式とは連壁のエレメント間の継手を構造継手により一体化して矩形・多角形などの形状に閉合させて上部に頂版を設ける形式である。

当社においても約10年前（昭和53年10月～昭和54年10月）首都高速道路公団横羽線 Y125工区高架橋基礎工事において、矩形合成体形式の連壁基礎7基の施工実績があり²⁾、今回阪神高速湾岸線魚崎浜第3工区において、同じく矩形合成体形式の連壁基礎23基の施工を行っている³⁾。

*関西(支)阪高東神戸(出)所長
**関西(支)阪高東神戸(出)工事係長
***関西(支)阪高東神戸(出)
****土木設計部課長
*****土木設計部

Table 1 我国の連壁基礎施工実績(土木関係のみ)¹⁾

着工年	工 事 名	連壁基礎形式	基 礎 数	西松建設施工分
昭和46	首都高速道路5号線(II期)(北池袋)アンダーパス兼高架橋	合成体直線型	—*	7
53	首都高速道路横羽線Y124, Y125工区高架橋	合成体矩型	21	
54	東北新幹線 飯坂街道架道橋	〃	3	23
56	四国電力 西条火力発電所 石灰サイロ	単体,複合体円形	3	
57	関西電力 御坊火力発電所	単体	—*	
58	阪神高速道路公団 荒本ジャンクション	合成体矩型	4	
	東北新幹線 王子南部高架橋	〃	6	
	〃 第一中仙道架橋	〃	4	
	〃 新河岸川橋梁	〃	2	
〃 笹目川橋梁	〃	7		
59	東大阪生駒電鉄 東大阪線10, 11工区	〃	5	
60	本四公団 北浦港橋梁	〃	4	
61	首都高速道路公団 大黒線	〃	31	
	阪神高速道路公団 港工区	〃	1	
	青森港改修事業臨港道路2号線 青森大橋	〃	2(施工中)	
62	建設省関東地建 幸魂大橋	〃	1	
	63 横浜市下水道局 戸塚第一下水道処理場調圧水槽	〃	1	
63	建設省関東地建 綾瀬川橋梁	〃	1	
	阪神高速道路公団 湾岸線魚崎浜第3工区	〃	23(施工中)	
		計 119基 (*は含まず)		30

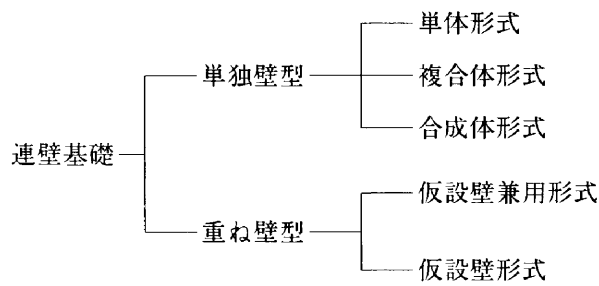


Fig.1 連壁基礎の種類¹⁾

また、シンガポールにおいて UOB (United Overseas Bank) 建物基礎に採用されている連壁12基は、その用途こそ異なるが多角形合成体形式の連壁基礎の施工法と同一である。

従って、当社の実績としては、シンガポールの UOB 建物基礎を含めると42基に及ぶ。現在までの我国の土木構造物における連壁基礎の実績が119基あまりであることを考えると、業界屈指の施工実績を有するようになる。

現在、施工中の連壁基礎には、連壁内側断面積が約 8 m² (3.4m×2.4m) という、我国では施工例の極めて少ない小断面連壁基礎が数多く含まれており、掘削時の内側土塊の安定上次のような極めてむずかしい問題が生じた。その問題とは、バケット掘削による連壁内側土塊の断面欠損(地中障害物及び連壁掘削断面内の隅角部の地

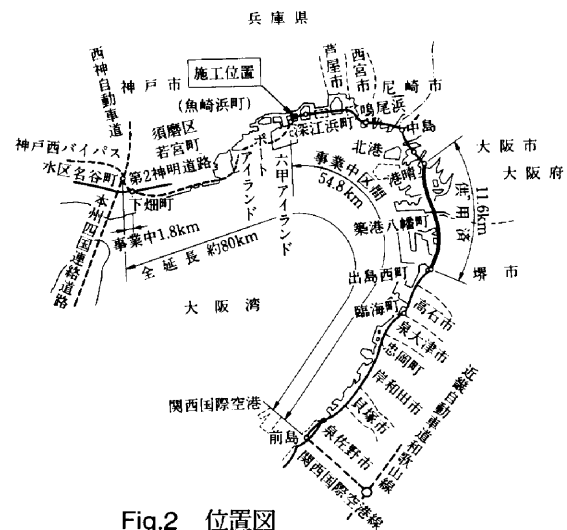


Fig.2 位置図

盤強度差によるバケットの水平回転等に起因して生じる)及び間隙水圧の急激な上昇による溝壁崩壊である。

今回この問題に起因するとみられ、実際に生じた内側土塊の沈下(約2.4m)を通じて合成体形式の連壁基礎掘削時の内側土塊の安定解析について検討し、その結果に基づき内側土塊の安定性を向上させるための対策工を実施した。

その後の施工は順調に進捗し、現在 (S.63.12) 約45%の進捗率である。

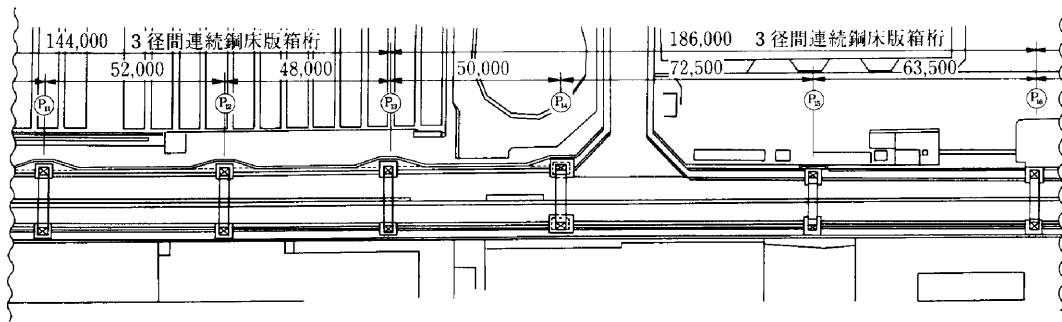


Fig.3 平面図

この報文では、連壁基礎の内側土塊の安定解析、安定性向上のための対策及び対策工を施した連壁基礎の施工について報告する。

§ 2. 概要

2-1 工事概要

阪神高速湾岸線は、大阪府泉南沖で建設中の関西国際空港と本四連絡橋明石～鳴門ルートとを、大阪湾岸沿いに結ぶ総延長約80kmの路線である。現在は、このうちの56.6kmが都市計画決定され、11.6kmが供用済みで、残りの区間で事業が進められている。

魚崎浜第3工区下部工事は、神戸市東灘区魚崎浜埋立地内に位置する高架橋の基礎工事である (Fig. 2)。

本工区 (一部) の平面図・側面図を (Fig. 3, Fig. 4) に示す。

次に、基礎の主要諸元は次のとおりである (Fig. 5)。

基礎形式 連壁基礎 (P₈～P₁₉)

- 4 m×5 m×深さ40m (壁厚 80cm) 12基
- 4 m×6 m× " (") 2基
- 5 m×5 m× " (") 4基
- 5 m×7 m× " (") 4基
- 8 m×8 m× " (壁厚100cm) 1基
- (計) (23基)

オープンケーソン基礎

- 5 m×4 m×深さ40m (壁厚 80cm) 2基

現在、以下のような厳しい施工条件のもとで、いくつかの補助工法を併用して施工中である。

- ① 埋立層 (GL±0 m～GL-13m) 内に多種多量の障害物が含まれている。
- ② その下に軟弱な粘土層 (N 値 2～3) が 7 m～8 m 存在する (一部 N 値 0 も存在する)。
- ③ 自然地下水位が非常に高く被圧水も存在する。
- ④ 潮の干満によって地下水位が変動する。
- ⑤ 施工ヤードの占有幅が仮歩道 (幅員1.5m) を含め

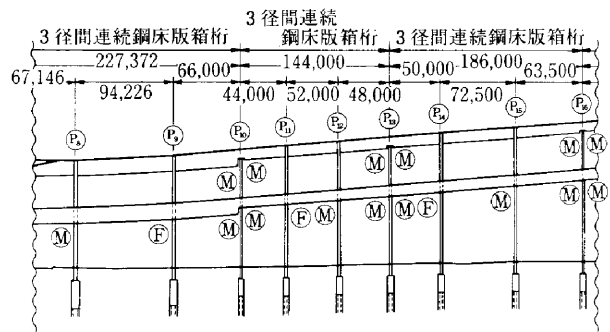


Fig.4 側面図

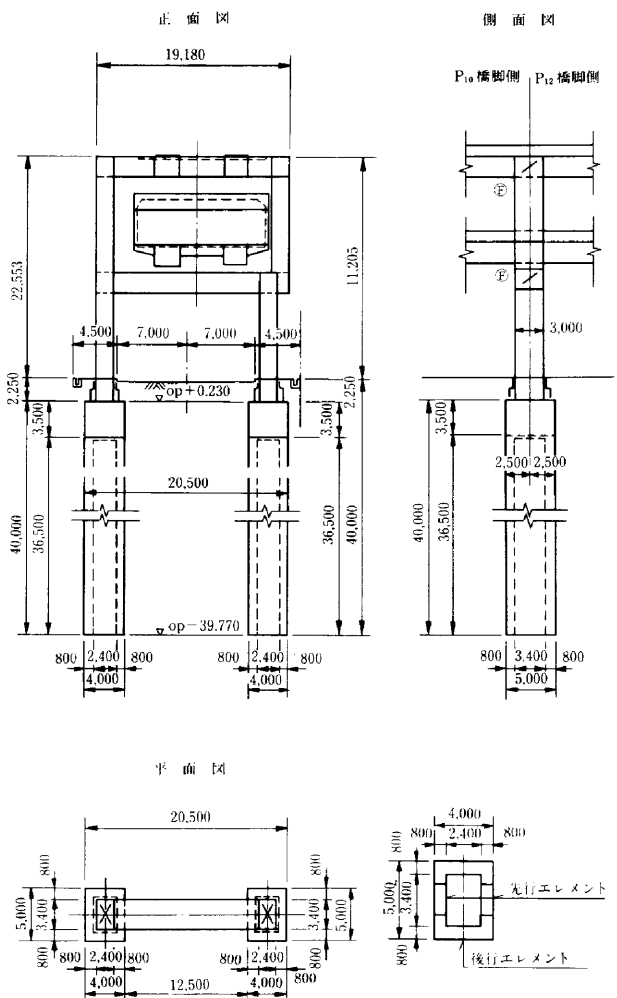


Fig.5 橋脚基礎一般構造図

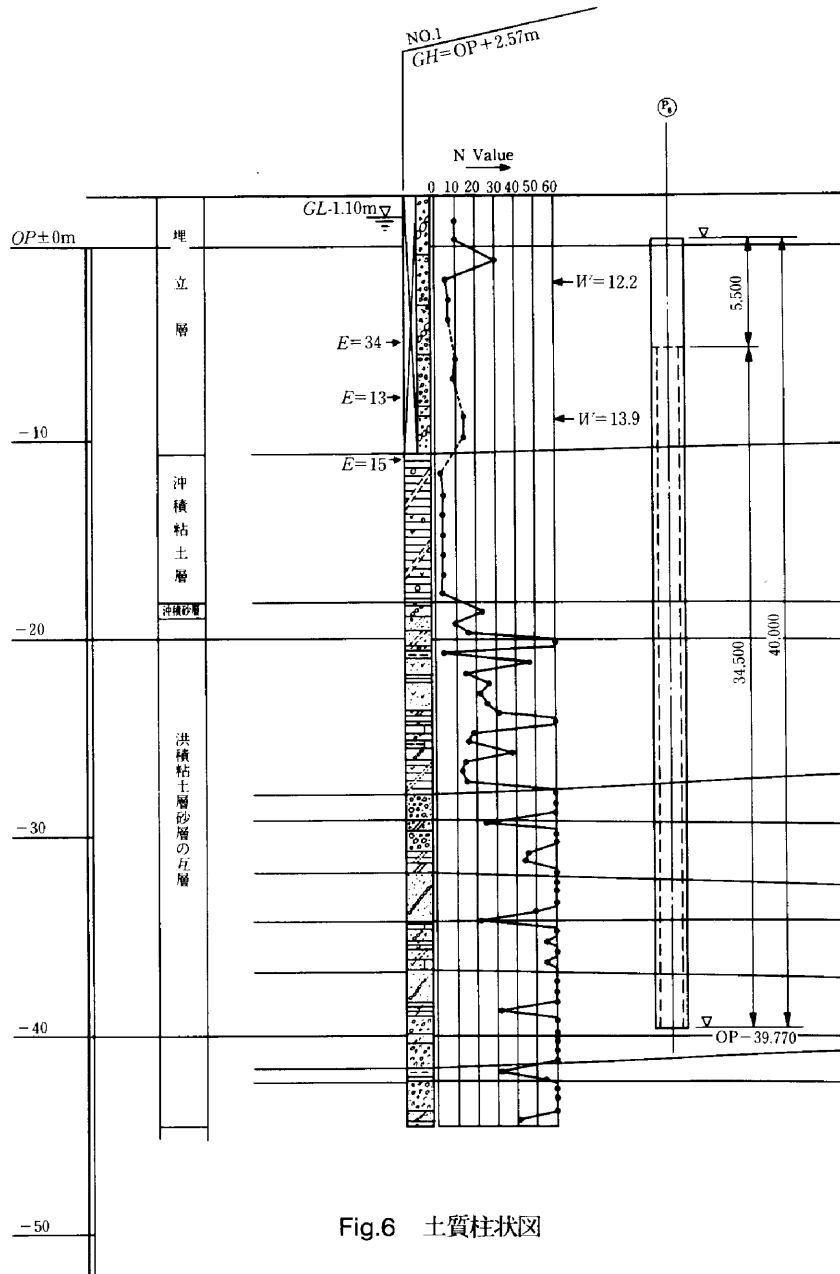


Fig.6 土質柱状図

て11mと非常に限られている。

2-2 地質概要

魚崎浜地区は、表層部に平均13m前後の埋立層があり、その下に N 値=0~3、一軸圧縮強度 $q_u=3 \text{ tf/m}^2 \sim 6 \text{ tf/m}^2$ の沖積粘土層が7 m~8 mあり、それ以深は洪積砂礫層と洪積粘土層の互層となっている。基礎の支持層は、深度40m付近にある比較的厚い洪積砂礫層とした (Fig. 6)。

特に表層部の埋立層中には、埋立時に混入したコンクリートガラ、鉄塊、転石、木材、アスファルト塊などが多く、その下層の軟弱粘土層の安定対策とあわせて、適切な対策が必要である。

§ 3 . 内側土塊の安定解析

3-1 安定解析手法

連壁基礎の内側土塊の安定に焦点を絞った研究は今まで行われていないが、連壁の掘削溝面の安定について数多くの研究がなされている。

従って連壁基礎の施工時の内側土塊の安定を論ずるにあたり、既応の溝面の安定解析手法を拡張する方法と新しく安定解析手法を導入する方法とがある。

ここでは、まず既応の溝面安定の研究を紹介し、その中から施工時の内側土塊の安定解析として適当と思われる手法を選定するとともに、新しく施工時の内側土塊の

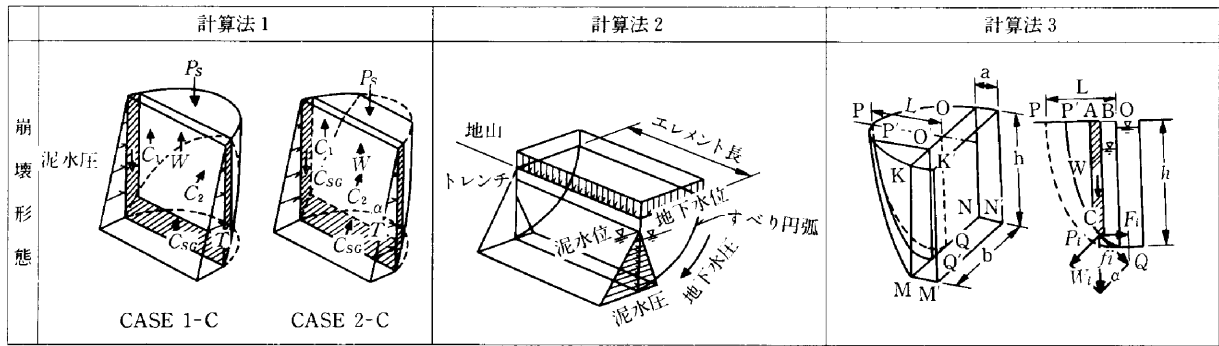


Fig.7 溝壁安定計算法

安定解析手法を提案する。

(1) 既応の掘削溝面の安定研究

既応の諸研究は、溝面の安定を2次元的に解析している研究と、3次元的に解析している研究とに大別される。

2次元的に解析している研究には、Nash et al. (1963)⁴⁾, Veder (1963)⁵⁾, Morgenstren (1965)⁶⁾, 浅川ら (1967)⁷⁾, Elson (1968)⁸⁾等がある。

3次元的に解析している研究には、Schneebeli (1964)⁹⁾, A. Piaskowski et al. (1965)¹⁰⁾, 内田ら (1968, 1969)¹¹⁾¹²⁾, 大塚ら (1971)¹³⁾, 金谷ら (1984)¹⁴⁾等がある。

以下3次元的な研究についてのみ、その概略を述べる。

Schneebeli (1964) は、Coquot のサイロ面壁に作用する側圧の理論を応用した考えを示した。A. Piaskowski ら (1965) は、Protodyakonov のトンネルの上部に作用する土圧理論を応用した理論を提案している。

内田ら (1968, 1969) は、斜面安定計算の2次元的な円弧すべり理論を有限長の円筒すべりにすることにより、溝壁安定にも適用し、3次元的な安定機構を考慮するため、この円筒すべり面の側面抵抗を考慮して安定計算式を求めている。

大塚ら (1971) は、A. Piaskowski らの理論に準拠し、これに地盤の粘着力も考慮し、釣合い条件から安全率を求める方法を示した。

金谷ら (1984) は、実物大実験により、壁面崩壊は半円筒状土楔のすべり破壊であり、底面傾斜角はランキンの2次元主動状態のすべり面の傾斜角以上であることを実証している。

上記の、内田ら、大塚ら、金谷らの方法は、現在連壁基礎協会の溝面の安定計算手法として採用されている (Fig. 7)。

ここで、計算法1は金谷らの方法、計算法2は内田らの方法、計算法3は大塚らの方法である¹⁴⁾。

このように、種々の研究提案がなされているが、現段

階において、十分なデータの蓄積が少なく、適正な評価がなされていないのが現状である。

(2) 施工時の内側土塊の安定解析手法

既応の溝面安定の研究から、連壁基礎の施工時の内側土塊の安定解析に適した手法を選定するとすれば、施工中の平面の幾何形状や SMW による矩形の改良形状より、推定されるすべり線を考慮して、現在、地中連続壁基礎協会において、溝壁の安定解析手法として提案されている3次元円筒すべり理論による方法 (計算法2…内田らの方法) であろう。

また、内側土塊の安定解析手法として、新しく次の2方法を提案する。

- ① せん断過程における応力経路による方法
- ② 塑性論の上界定理に従った極限解析法

i) 三次元円筒すべり理論による方法 (地中連続壁基礎協会 計算法2)

崩壊時のすべり土塊の形状を横型円筒状の土塊と考え、この土塊の両側面のせん断抵抗も計算に入れ、円筒に沿うせん断抵抗、泥水圧等と、土塊重量、地下水静水圧、及び上載荷重との釣合を検討する方法である。

側面抵抗は、次の仮定に基づいている。“円筒体側面の回転変位は、原点からの距離に比例して大きくなり、また土のせん断抵抗とひずみにはほぼ比例する” (Fig. 8)。

従って、原点から r の距離にある側面が発するせん断抵抗 τ_R は、 $r \cdot \tau_{RS} / R$ となる。

ここに、 R : すべり面半径

τ_{RS} : すべり面でのせん断抵抗

安全率の考え方は次のとおりである。

ii) 応力経路による方法

本法は、三軸圧縮試験の整理に用いられる方法であり、せん断過程における応力経路を追うことによって、地盤の破壊包絡線との比を求め、

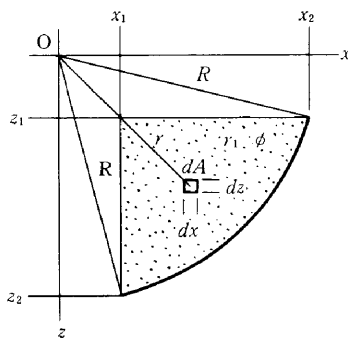


Fig.8 側面抵抗

安定性を評価しようとするものである。

具体的には、Fig.9 に示すすべり面形状を仮定し、モールの応力円によって、地山の安全率を計算する。

$$F_s = \frac{\tau}{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}$$

ここに、 τ_a, τ_b : 応力変化前後のせん断強度

σ_1 : 最大主応力

τ_{3b}, σ_{3a} : 応力変化前後の最小主応力

iii) 極限解析法 (可容速度場法) による方法

本法は「境界の速度条件を満たし、可容な速度場が見だされれば、そこから導かれる外力による仕事と内部の塑性仕事 (内部消散) を等値して得られる解は、正解値を下まわらずに上界値を与える」という塑性論の上界定理に従い、これを円柱体の安定に適用したものである。

本法による解析解は日下部 (未発表) によって1次近似的に求められており、その結果得られた滑り面形状と極限支持力は次のようになる。

$$q_{uf} = \gamma_t \cdot D_{ult} = N \cdot C_u \quad (\text{Fig. 10})$$

ここに、 q_{uf} : 極限支持力

N : D/γ_0 によって決まる安定数

$$N = \frac{1 + 2 \frac{D\gamma_0}{GD} + \frac{4HD}{3D\gamma_0} (1 - 2\alpha + 2\alpha^2)}{\frac{P}{\gamma_t D} + \left(1 - \frac{H}{2D}\right) - \frac{\gamma_s}{2\gamma_t} \left(\frac{2H}{D} - \frac{H}{D}\right)}$$

ここに、 γ_t, γ_s : 粘土、泥水の単位体積重量

Z : 粘土層下端深度

C_u : 非排水せん断強度

γ_0 : 角柱の場合、等価円半径

3-2 内側土塊の沈下原因検討

(1) 当初計画に基づく掘削方法

連壁掘削機には、大きく分けて、バケット式と回転式

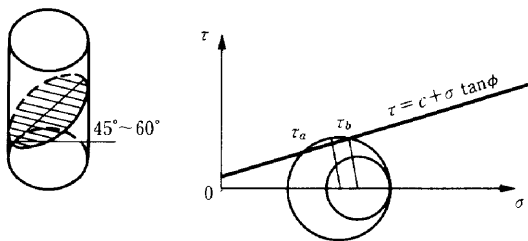


Fig.9 応力経路による方法

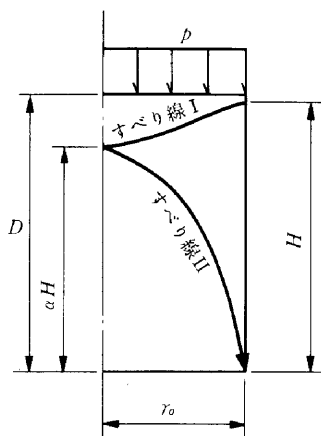


Fig.10 極限解析法による方法

Table 2 MHL-80120 旧型と改良型の比較

項目	(旧) MHL-80120	(新) MHL-80120AY	備考
シエル開口寸法	2200mm	2700mm	
製造	昭和55年製造中止	製造している	
バケット回転装置	無	有	(旧) では南側掘削時の道路占有に問題有
精度調整ガイド	前後	前後左右	(旧) では左右の調整が不可、掘削精度が悪い
シエル同調装置	閉同調	開閉同調	(旧) では左右が同じように開かないため掘削精度が悪い
刃先力	45.2t	65.6t	

がある。

当工事の場合、

- ① 作業敷が非常に狭く制限されている（占用幅10 m）。
- ② 埋立層内に転石，コンクリートガラ，鉄塊などが混入している。

などの理由により，バケット式掘削機を採用した。

原設計においては，1バケット長2.2mのMHL掘削機を使用する計画であったが，実施工にあたり，入手不可能（製造中止）となったため，現在，製造販売されている改良型の1バケット長2.7mの掘削機を使用した（Table 2）。

連壁の掘削方式は，シェルの左右に均等に荷重をかけ

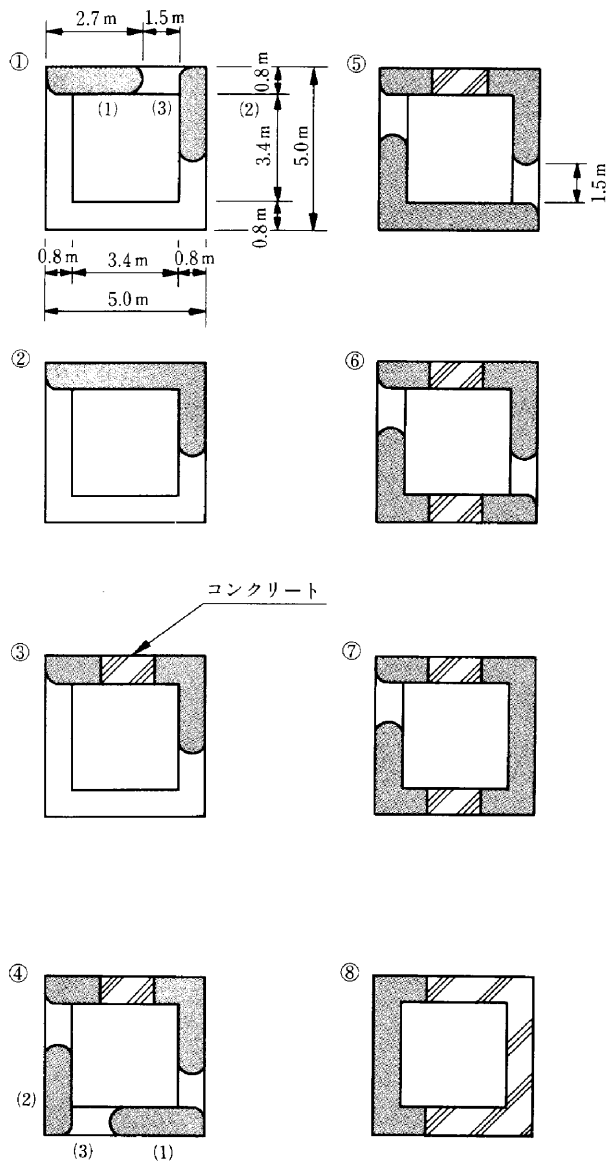


Fig.11 ガット割掘削順序図

なければ掘削精度を確保出来ないので Fig. 11 に示すようなガット割を採用した。

(2) 沈下状況

P19の連壁基礎の第1先行エレメント施工完了後，第2先行エレメントのカバープレート建込み時（Fig. 11-⑤）に，内側ガイドウォール及び内側土塊の沈下が発生し，沈下量は最終的に2.4mに及んだ。沈下状況測定結果から判断すると，隅角部を除けば，溝壁崩壊箇所の大部分は，軟弱粘土層である（Fig. 12）。

(3) 採用安定解析法

3-1(2)に示す各手法（三次元すべり理論，応力経路法，極限解析法）により崩壊時の安全率計算を行った結果，いずれも安全率が1.0程度であり，今回の内側土塊の沈下状況をよく表現している。また，計算手法による3者の相違もほとんどないと考えられる（Table 3参照）。

三次元円筒すべり理論による方法は，若干そのすべり破壊の形態が実際と異なる。しかし，安全率という観点からは，現実の現象をよく表現していると判断し，以下の対策工の検討には当方法を採用した。

(4) 沈下原因の検討

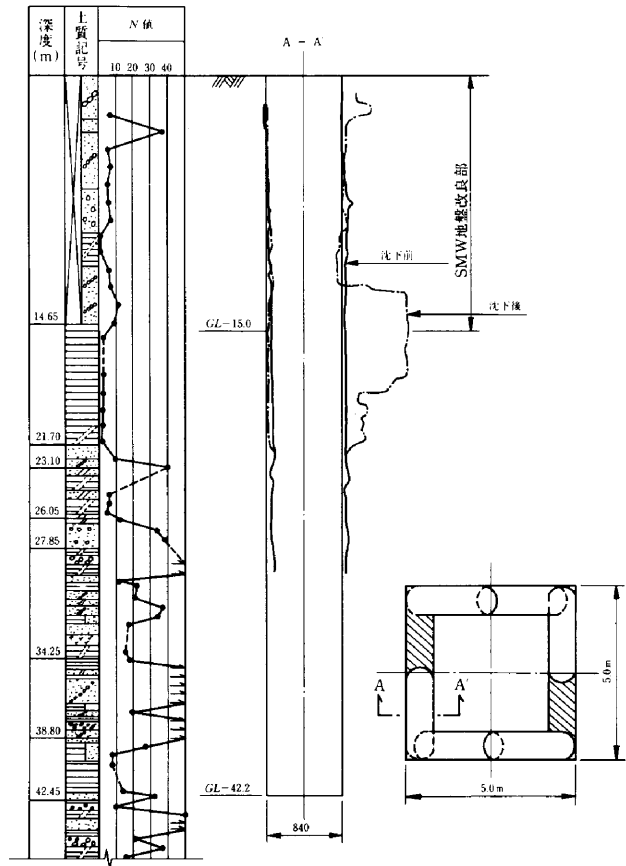
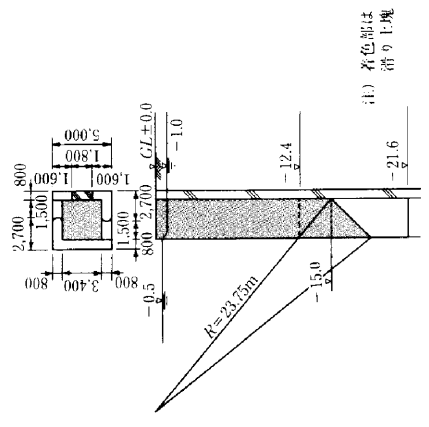
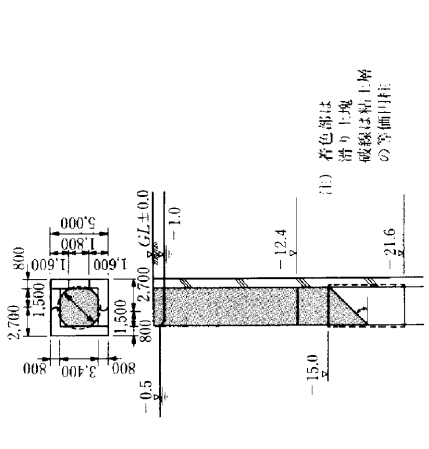
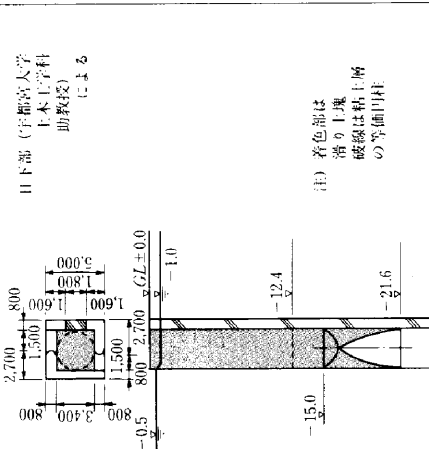


Fig.12 沈下状況測定図

Table 3 安定計算手法の違いによる崩壊時安全率

	三次元円筒すべり理論による方法	応力経路による方法	極限解析方法(可容速度場法)による方法
崩壊モデル	 <p>注) 着色部は 滑り土塊</p>	 <p>注) 着色部は 滑り土塊 破線は粘土層 の寄面円柱</p>	 <p>注) 着色部は 滑り土塊 破線は粘土層 の寄面円柱</p>
土塊自重 : $M_0 = 6004$ tf-m	土塊(粘土部)自重 $q_u = 9.90$ tf/m ²		
起動モーメント (tf-m)	土塊重量 $\delta_v + \delta_v = 29.6$ tf/m ²		
起動力 (tf)	内部摩擦角による低減応力 $\delta\phi = 2.74$ tf/m ²		
せん断力 (tf/m ²)	粘着力による低減力 $\delta c = 1.94$ tf/m ² 最大主応力 $\delta_1 = 24.9$ tf/m ² 泥水による拘束圧 $\rho = 17.0$ tf/m ² 最小主応力 $\delta_3 = 17.0$ tf/m ² せん断力 $(\delta_1 - \delta_3)/2 = 3.95$ tf/m ²		
抵抗モーメント (tf-m)	起動モーメント $M_0 = 9806$ tf-m 内部摩擦角による側面抵抗 $M_1 = 483$ tf-m 粘着力による側面抵抗 $M_2 = 818$ tf-m 粘着力による滑り面抵抗 $M_4 = 1267$ tf-m 泥水圧抵抗 $M_5 = 7112$ tf-m	非排水せん断強度 $C_u = 3.27$ tf/m ²	極限支持力 $q_{ult} = 9.92$ tf/m ² 但し $N = 2.85$ $C_u = 3.48$ tf/m ²
抵抗モーメント (tf-m)	抵抗モーメント $M_R = 9680$ tf-m		
崩壊時安全率	1.0	0.8	1.0

沈下時の諸条件から以下の事項が推察される。

- ① 沈下後の溝壁状況から判断して、SMW 改良範囲下部の Ac 層の崩壊が顕著であり、かつ内側土塊の断面欠損（隅角部の削り取り）が大きい。
- ② 安定液は実測値から判断して劣化は認められない。
- ③ 上載荷重については、資機材配置より判断して設計値以上の荷重は作用していない。

上記状況から判断して、沈下原因として次の各要因の影響が大きいと考えられる。

- ① L型ガット割りにより、側面抵抗が低下し、かつ拘束圧の減少による Ac 層の強度低下により先行エレメント掘削時の内側土塊の安定性が低下した。
- ② 埋立層内に存在する転石、産廃等の障害物により

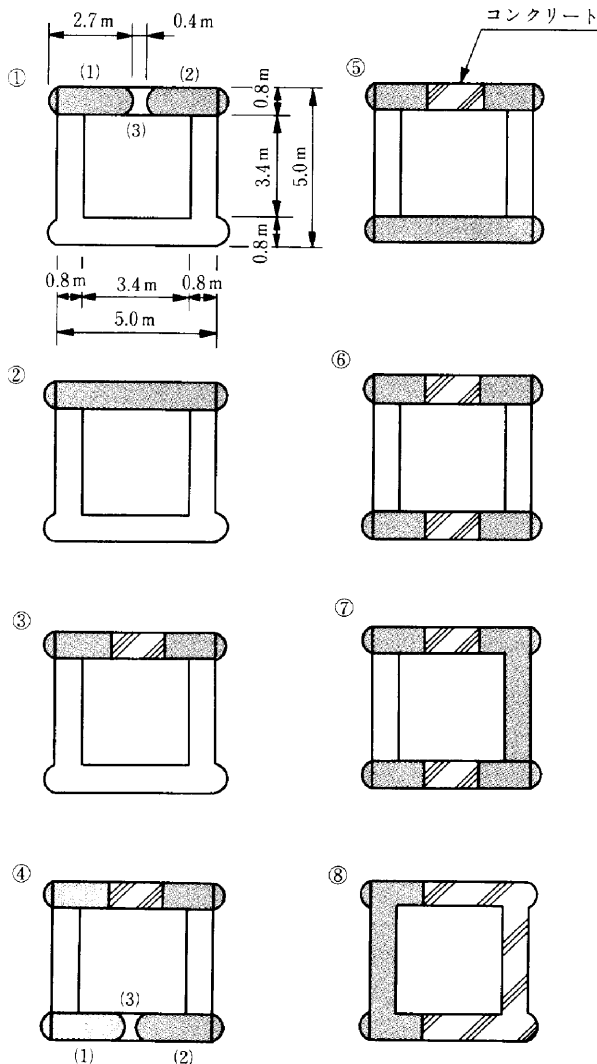


Fig.13 変更ガット割掘削順序図

SMW 改良部に肥大、曲がりが生じた。その結果、連壁の掘削精度が低下し、内側土塊の断面欠損が大きくなり安定性が低下した。

- ③ 埋立層の障害物により連壁の掘削速度が低下し、内側土塊を不安定な状態で長期間放置する結果となった。

§ 4 . 内側土塊安定性向上のための対策

4-1 対策工の選定

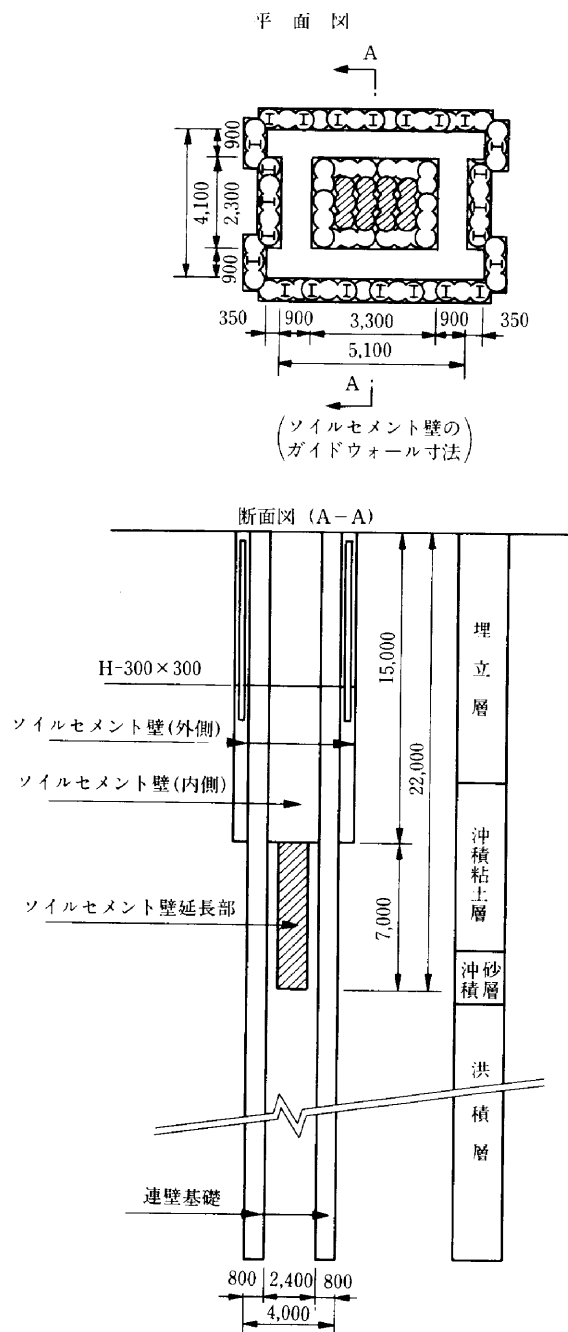


Fig.14 ソイルセメント壁工 (SMW)

一般に内側土塊の安定性を向上させるためには、次のような対策が考えられる。

- ① 内側土塊の土質条件, 地下水位の条件の改良
 - a. せん断抵抗を増加させる方法……地盤改良

b. 地下水位を低下させる方法……地下水位低下工法

- ② 内側土塊の重量, 上載荷重の低減
 - a. 内側土塊の重量を低減させる方法……杭等によ

Table 4 地盤改良範囲変更後の内部土塊の安定計算

橋脚基礎タイプ		4m×5m	5m×5m
検討ケース		先行エレメント掘削時	後行エレメント掘削時
モデル図 () は滑り円弧中心座標 Rは円弧半径			
転倒 モー メント	土塊重量		
	GL-21.6 以浅 M6-1	10368	10369
	GL-21.6 以深 M6-2	614	848
	背面部 M6-3	—	2487
	計	10982	13704
	上 載 荷 重 M7	186	270
	地下水(泥水) M8	16538	9457
転倒モーメント合計	27706	23431	
抵 抗 モー メント	側面抵抗モーメント		
	SMW～砂 (GL-21.6 以浅) M1-1	1484	—
	地山(砂)と地山(砂) (GL-21.6 以深) M1-2	928	—
	SMW～粘土 (GL-21.6 以浅) M2	3746	—
	SMWとコンクリート (GL-21.6 以浅) M2-3	—	6498
	地山とコンクリート (GL-21.6 以深) M2-4	—	805
	計	6158	7303
	滑り面に沿うせん断抵抗モーメント M3+M4	5218	5746
	泥水による抵抗モーメント M5	23458	18012
	背面抵抗モーメント Mf	無 視	無 視
抵抗モーメント合計	34834	31061	
安 全 率		1.26	1.33

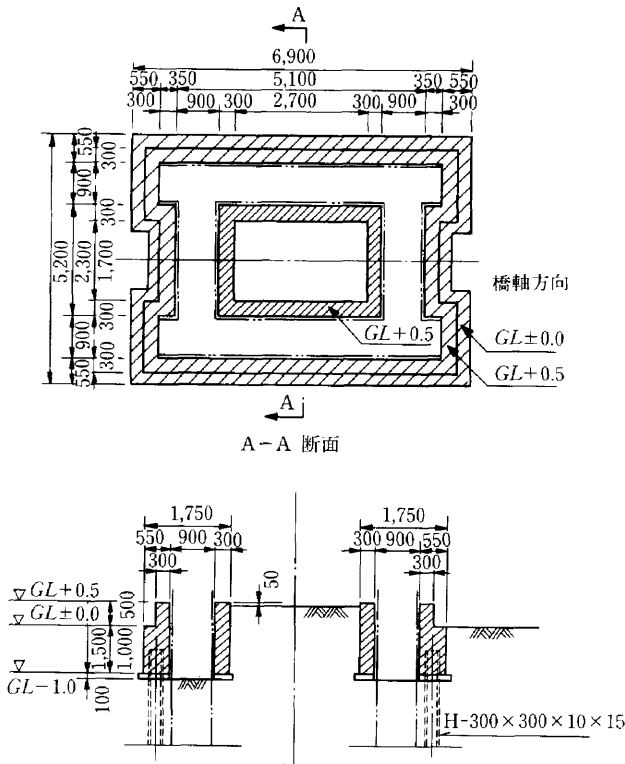


Fig.15 ガイドウォール形状(5m×4m×0.8m)

る支持、内側土塊の一部除去

b. 上載荷重を低減させる方法……上載荷重を直接内側に作用させないよう、作業床あるいは受桁を設置

③ 安定液の改良

a. 安定液の品質を改良する方法

b. 安定液による押えを増加させる方法……比重増加、安定液々位上昇

④ 掘削方法の改良

a. 内側土塊の掘削による開放面をなるべく少なくする方法……ガット割の変更

b. 掘削をすばやく行い、応力開放状態での放置期間を極力短くする方法……最適掘削法の採用

c. 掘削による溝面の乱れ、余掘りを極力少なくする方法……掘削機によるスムーズな掘削

d. バケット掘削時、内側土塊の間隙水圧上昇を極力押える……緩衝孔の設置、バケット移動速度の制御

上記対策工のうち、当該工事に適した以下の対策工を採用する。

掘削方法の変更 (④, a.)

地盤改良 (①, a.)

安定液の改良 (③, b.)

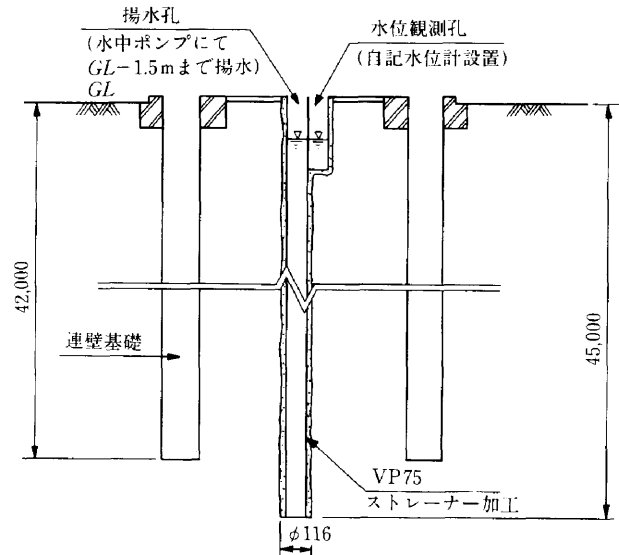


Fig.16 緩衝孔設置図

緩衝孔の設置 (④, d.)

作用荷重の低減 (②, b.)

4-2 対策工

(1) 掘削方法

内側土塊の安定性を考え、開放面を少なくするようガット割りを変更する。新しいガット割りにより、隅角部の掘削も断面欠損を生じることなく精度のよい施工が可能となる (Fig. 13)。

(2) 地盤改良

Ac層の強度増加を図るため、SMWを7m延長し全長L=22mとする(内側土塊のみ実施)。またSMWの精度を向上させるため、ロックオーガの先行掘りにより障害物を破砕する (Fig. 14)。

地盤改良範囲を変更した場合の内側土塊の安全率の計算結果を Table 4 に示す。

(3) 安定液

安定液の管理項目のうち、掘削時の比重に関しては、目標値を1.06~1.07に設定して管理する。安定液管理基準は、5-2, (2), ⑤に示す。

また、安定液と地下水の水位差を確保するため、ガイドウォールの天端高を50cm嵩上げする (Fig. 15)。

(4) 緩衝孔

掘削作業に伴う内側土塊間隙水圧の上昇を緩和するため、内側土塊中央に緩衝孔を設け揚水を行う (Fig. 16)。

(5) 作用荷重の低減

内側土塊には荷重を作用させない。ガイドウォールの嵩上げにより、内側土塊への作業車輛の進入は事実上不可能となる。

§ 5 . 連壁基礎の施工

5-1 施工順序

Fig. 17 に概略の施工順序図を示す。

5-2 施工内容

(1) 準備工

① 準備改良工 (ソイルセメント壁工)

掘削中の溝壁を安定させる補助工法として、SMW工法を採用した。施工詳細図は Fig.14 参照。

ソイルセメント壁の施工精度は後工程の連壁基礎掘削に非常に大きな影響を及ぼすので、その施工は慎重に行わなければならない。従って、当工区のような多種多量の障害物がある埋立層においては、障害物対策は必須である。

当工区では、ソイルセメント壁施工に先行して、ロックオーガーで地中障害物の破碎、排除作業を実施した。これは、ソイルセメント壁の施工精度を向上させ、連壁基礎の掘削作業に大いに貢献した。

② ガイドウォール工

施工時の地下水位は、潮の干満・被圧水等の影響

により、GL-0.2m~0.5m まで上昇してきたもので、4-2, (3)で検討した対策としてガイドウォールを50cm嵩上げし所要の水頭差の確保に努めた。施工詳細図は Fig.15 を参照。

③ 緩衝孔の設置

各連壁の内側土塊中央に、4-2, (4)で検討した緩衝孔を1箇所設置し、水位上昇には、揚水ポンプ(サクシオンポンプ、1吋)を使用して対処した。水位観測は自記水位計で行った (Photo 1)。

(2) 掘削工

① 掘削機種の選定

現地の施工条件 (作業空間・環境)・地質条件 (地中障害物)・設計条件 (掘削深度・精度)などを勘案して、懸垂式油圧クラムシェル掘削機 (MHL-80120AY) を採用した (Photo 2)。

本掘削機の特長は、クラムシェル部と重機との相対位置関係を自由に選べること、すなわち、本工区のように作業敷が狭い場合には最適であること、クラムシェル部の回転、X-Y 方向の傾きの制御が可能であることなどがあげられる。

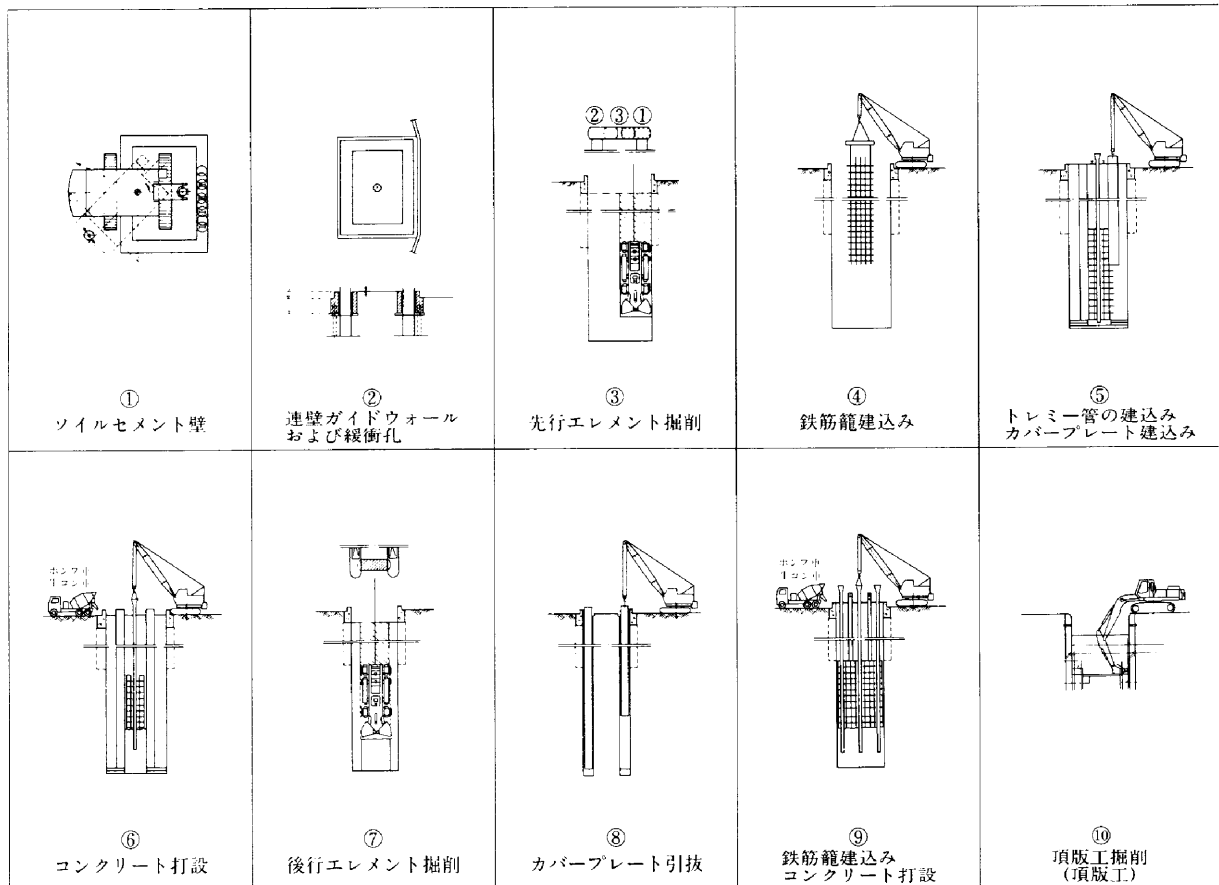


Fig.17 施工順序図

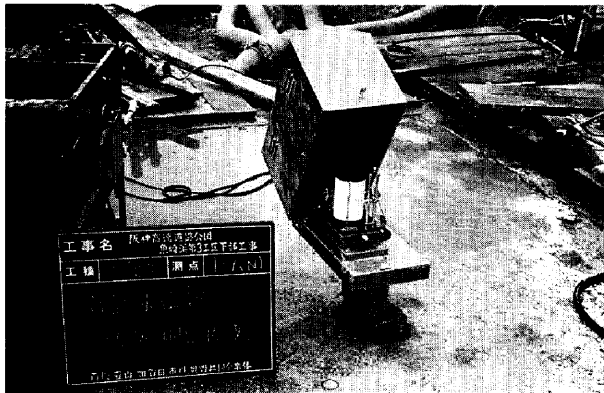


Photo 1 緩衝孔設置状況



Photo 2 連壁掘削工(MHL)

なお、本掘削機の掘削幅は80~120cm、開時シェル幅は2.7m、掘削可能深度は55mである。

② 掘削形状

本連壁基礎の設計平面形状は、Fig. 18 に示すものであるが、以下のような理由で、Fig. 19 に示す形状に変更して掘削した。

- i) 隅角部掘削時に、地盤改良部(SMW)と連壁部(VWD)の地盤の強度差があるため、凸隅角側へバケットの回転が起こり内側土塊の断面が欠損し、当連壁基礎のような断面が極めて小さい場合、溝壁の安定に大きな影響を及ぼすので凹隅角側へ突起を設けてバケットの回転を拘束する必要がある (Fig. 20)。
- ii) 突起部には、阪神高速道路公団の設計基準に従って補強筋を配置し、後行エレメントと同時にコ

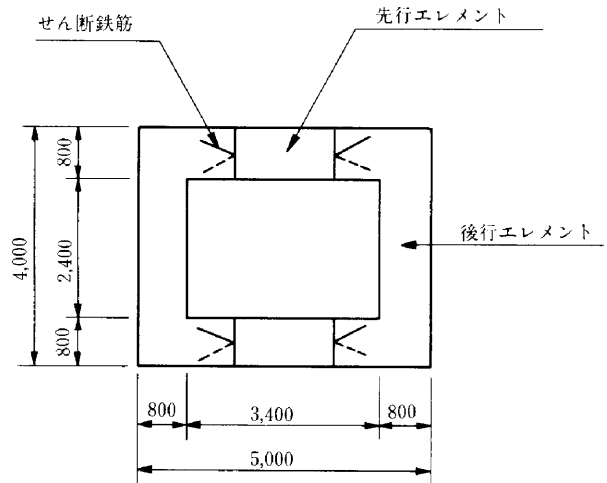


Fig.18 連壁基礎設計平面形状

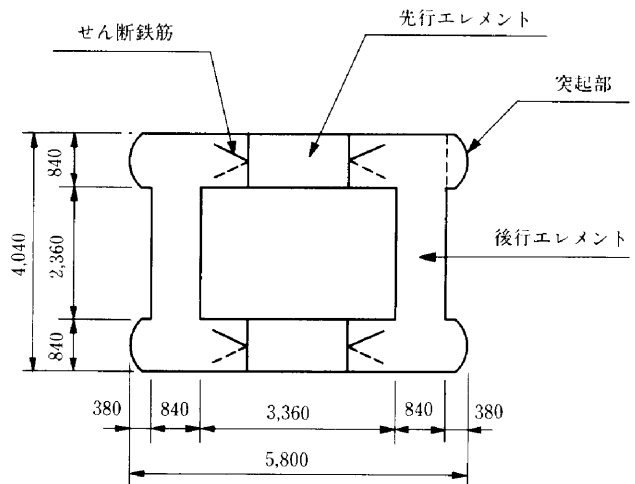


Fig.19 連壁基礎施工平面形状

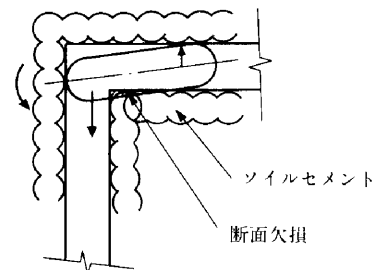


Fig.20 バケットの回転

ンクリートを打設した。

③ 掘削方法・掘削精度

初期の掘削は、掘削精度に大きく影響を及ぼすので、特に慎重な施工を要する。本工区ではMHL機の傾斜計でバケットの傾斜を確認し、深度5~10mごとに超音波溝壁測定器によって掘削精度確認し、

修正を必要とするときは、そのつど MHL 機に装備されている精度調整ガイドで X-Y 方向の修正をした。反力のとれない場合は、鉄板、矢板等を併用した。

また、地中障害物などで、上記の方法で修正できない場合は、チゼルを使用し、地山のけずりとりをを行った (Fig. 21)。

掘削精度の管理目標値を Table 5 に示す。特に埋立層掘削時には、修正を多く必要としたので、掘削速度は低下したが、現在、掘削精度の管理目標値は厳守して、施工している。

④ スライム処理

1 エレメント掘削完了後、MHL 機にて溝底に堆積したスライムを除去した (1 次スライム処理)。

1 次スライム除去後、溝壁内に浮遊しているスライムの沈降を待って、サクシオンポンプを用いて吸い上げ、良液と入れ換えた (2 次スライム処理)。

コンクリート打設前、スライムが沈澱していれば、再度スライム処理をサクシオンポンプを用いて行った (3 次スライム処理)。

⑤ 安定液

溝壁の安定は、安定液の性状に影響されるので、安定液の管理を十分行う必要がある。

本工事では、地下水に含まれている塩分、SMW に含まれているセメント成分による安定液の劣化に対処するため、耐腐蝕性、耐塩基性に優れ、セメント成分や土粒子などで劣化しにくい高分子ポリマー

Table 5 掘削精度管理基準

測定項目	位置	測定回数	許容範囲	測定方法	
掘削中	掘削溝の傾斜	X-X	1回/5 m	1/500 以下	超音波溝壁測定器
	及びねじれ	Y-Y	1回/5 m	1/500 以下	- " -
	設計中心線から壁面までの距離	X-X	1回/5 m	設計幅以上	- " -
掘削完了	掘削溝の傾斜	X-X	1パネルごと	1/500 以下	- " -
		Y-Y	1ガットごと	1/500 以下	- " -
	設計中心線から壁面までの距離	X-X	1パネルごと	設計幅以上	- " -
		Y-Y	1ガットごと	1/500 以下	- " -

※その他地層の変化する位置で必要に応じて行う。

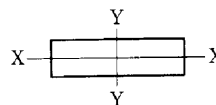


Table 6 ポリマー安定液標準配合

標準配合

材料名	濃度 (%)	混練量 (kg/m ³)
ポリマー	0.4	4.0
ベントナイト	2.5	25.0
分散剤	0.15	1.5
加重剤	7.0	70.0

添加剤

材料名	濃度 (%)	混練量 (kg/m ³)
変質防止剤	0.03	0.3
逸泥防止剤	0.1	1.0

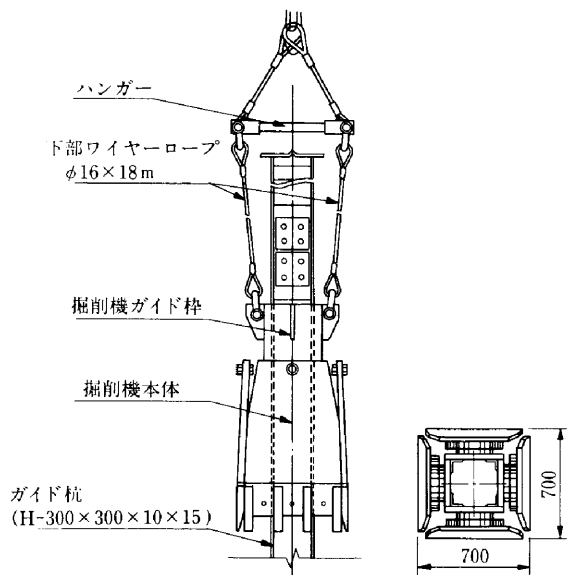


Fig.21 チゼル (掘削修正装置)

Table 7 安定液管理基準

管理項目	掘削時	コンクリート打設前	試験頻度・採取場所
粘度	22~35秒	20~30秒	新液:1回/50m ³ 再使用液:1回/日 溝内液:2回/日 (午前:午後) 採取場所:GL-2.0m付近, 掘削底面より 2.0m付近
比重	1.05~1.15	1.05~1.12	
砂分率	5%以下	1%以下	
造壁性 (ろ水量)	30mmℓ以下	30mmℓ以下	
マッドフィルム	3mm以下	3mm以下	
PH	8~11	8~11	

Table 8 溝壁内安定液性状 P-18(N) 管理表

施工月日	昭和63年																															
	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
エレメントNo.	P18(N)																															
	先-北							先-南							後-西							後-東										
粘度 (sec)	[Graph showing viscosity management values fluctuating around a target range of 24-30]																															
比重 管理値 (1.05~1.07)	[Graph showing specific gravity management values fluctuating around a target range of 1.05-1.07]																															
砂分 (%) 管理値 (≤1.0%)	[Graph showing sand content management values fluctuating around a target range of ≤1.0%]																															
造壁性 ろ水量 (mmℓ) 管理値 (≤20mmℓ)	[Graph showing seepage water management values fluctuating around a target range of ≤20mmℓ]																															
マッドフィルム (mm) 管理値 (≤2.0mm)	[Graph showing mud film management values fluctuating around a target range of ≤2.0mm]																															
PH 管理値 (10~11)	[Graph showing pH management values fluctuating around a target range of 10-11]																															
備考								鉄筋籠建込 コンクリート打設							鉄筋籠建込 コンクリート打設							鉄筋籠建込 コンクリート打設										

安定液を使用した。

ポリマー安定液標準配合を Table 6 に、管理基準を Table 7 に、管理実績表を Table 8 に示す。

(3) 鉄筋工

鉄筋かごの組立、建込精度は基礎本体に大きな影響を及ぼすので次のような点に留意した。

- ① 鉄筋かご組立用架台は、H型鋼等を用い、精密に製作し、水平・垂直に設置した。
- ② 鉄筋かごや仕切鋼板の変形防止のための補強枠と仕切鋼板は工場製作による。
- ③ 鉄筋かごは4分割して組立て、各ロッドは、なまし鉄線、溶接で連結し、順次建込んでいった。
- ④ 建込に際しては、鉄筋かごに変形を与えず、垂直に吊り込むことが肝要で、そのために吊り込み用治具、吊り込み方法などに工夫を要した (Photo 3)。
- ⑤ 先行エレメントの鉄筋かごには、コンクリートの

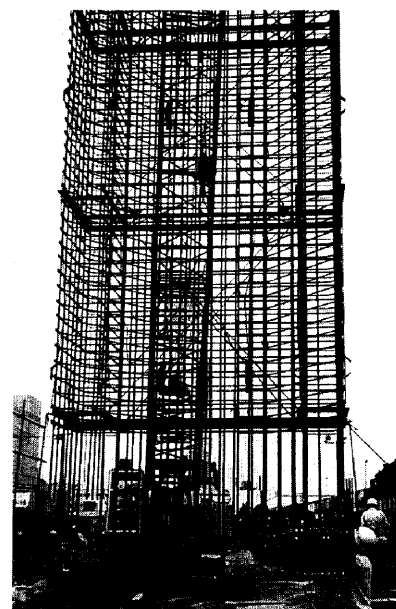


Photo 3 鉄筋かご建込み

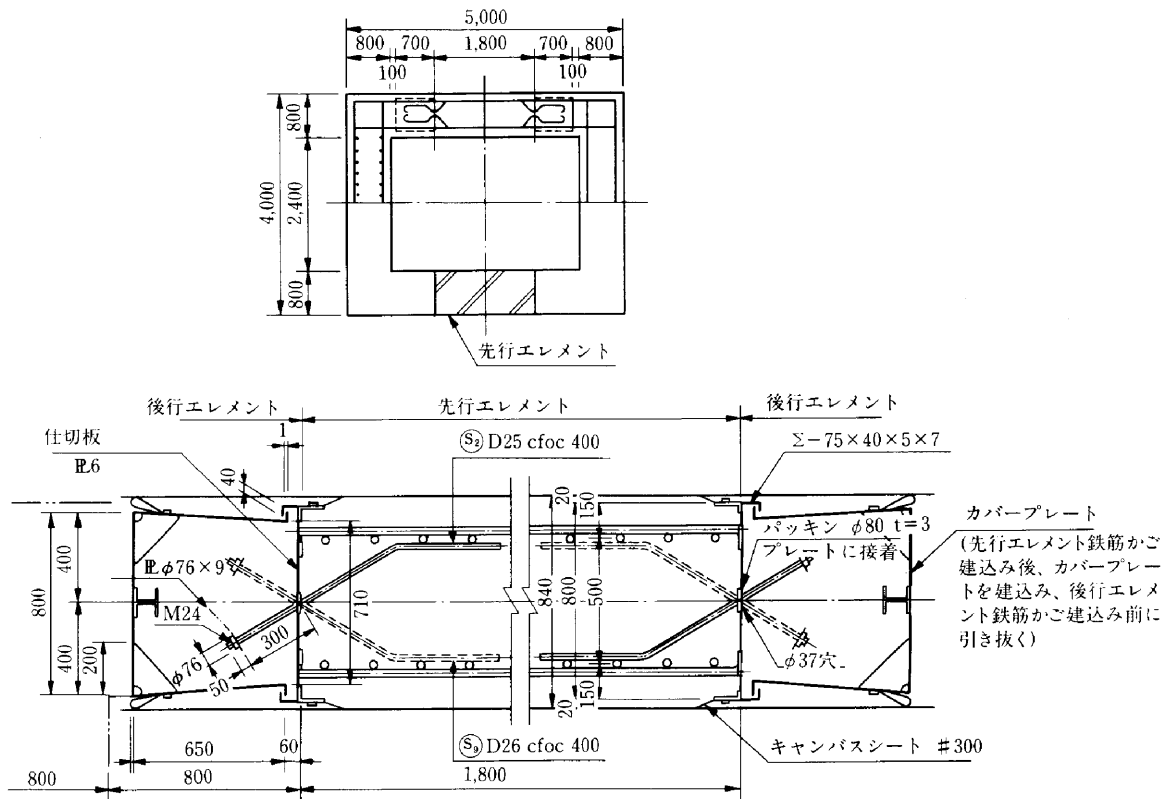


Fig.22 継手構造図

回り込み防止のためにキャンバスシート#300を取付けた (Fig. 22).

(4) 継手工

本連壁基礎では、各エレメントの結合は、ビンジ継手工を採用している (Fig. 22).

継手部は、先行エレメントの鉄筋かご建込時から、後行エレメントのコンクリート打設時まで、長時間にわたって放置されるので、せん断鉄筋の防護のため、カバープレートを建込む。後行エレメント掘削完了後、継手清掃器 (ブラシ式) (Photo 4) で付着物を除去しカバープレートを引き抜く。カバープレートも4分割して工場製作によった (Photo 5).

(5) コンクリート工

コンクリートは、トレミー管による打込み工法であるためワーカビリティの良い、分離しにくいコンクリートでなければならない。

コンクリートの配合条件および示方配合は Table 9 のとおりである。

コンクリート打設中におけるトレミー管の先端は、常にコンクリート内に2 m以上入れておくよう、コンクリートの打込み高さを常時測定し、根入れ長を確認する。トレミー管を2箇所以上設置した場合は同時打設を原則とした。



Photo 4 継手清掃器



Photo 5 継手工

Table 9 コンクリート配合表(1m³当り)

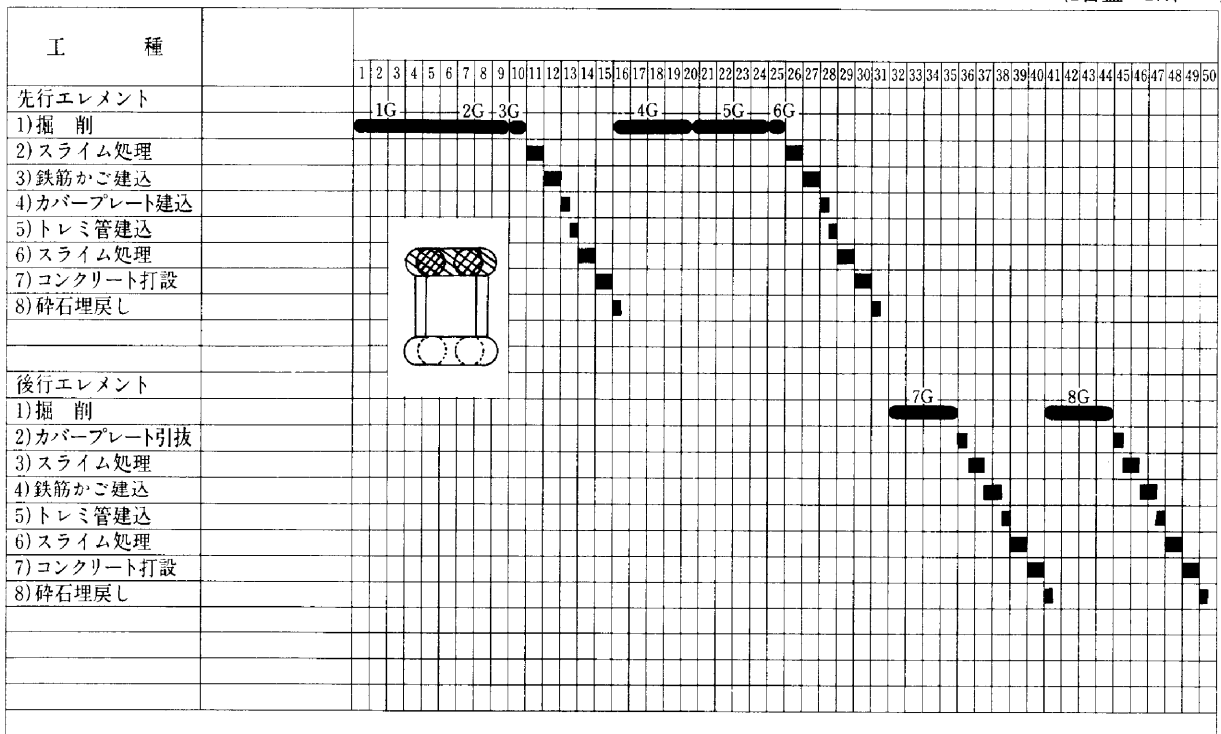
設計基準強度 (kgf/cm ²)	呼び強度 (kgf/cm ²)	セメントの種類	骨材の最大寸法 (mm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	C (kg)
240	300	高炉セメント	普通	40	15±2.5	4±1	>370

セメント (kg)	水 (kg)	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	混和剤 (ℓ)
376	173	672	1105	46	36.7	0.940

Table 10 地中連続壁基礎施工サイクルタイム表 (実働ベース) L=42m

4×5×0.8

(1目盛=1日トスル)



仕切鋼板への生コンの側圧など考慮して、打設速度は約5 m/時間とした。

5-3 施工実績

(1) サイクルタイム

4 m×5 mタイプのサイクルタイムの実績の一例を

Table 10 に示す。

(2) 掘削精度

超音波測定結果の一例を Fig. 23 に示す。

(3) 間隙水圧上昇対策

内側土塊中央に設けた緩衝孔による地下水位の観測結果の一例を Fig. 24 に示す。

§ 6. 今後の課題

(1) 安定解析プログラムの開発

溝壁の安定計算法として、次の3計算法が提案されている。

計算法1……半円形すべり理論

計算法2……三次元円筒すべり理論

計算法3……プロトジャコノフ (Photodyakonov) の理論

今回の安定解析は計算法2 (三次元円筒すべり理論) を採用した。

現在、土木設計部で、今回の経験に基づき、計算法1, 2, 3のプログラムと計算法2をもとにした内側土塊の

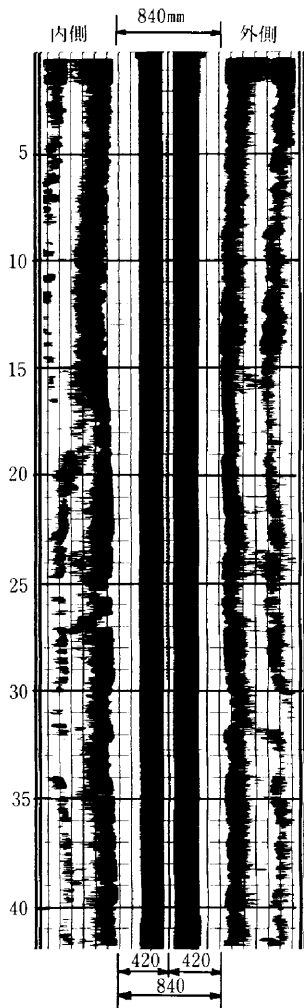


Fig.23 超音波測定結果

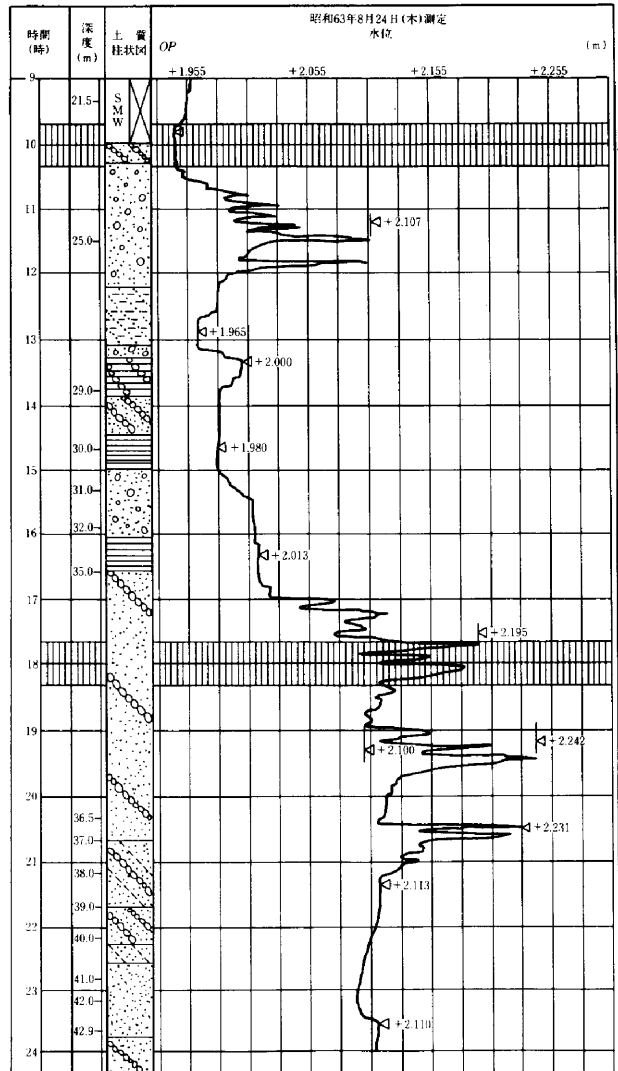


Fig.24 緩衝孔による地下水位観測結果

安定計算プログラムの開発をしている。

(2) 連壁基礎内側土塊中の間隙水圧の上昇について

最終エレメントの掘削進行に伴い間隙水圧が上昇している (Fig. 24)。

特に今回のような小断面連壁基礎を施工する場合、間隙水圧の上昇は溝壁の安定に大きな影響を及ぼすことが判明した。

その要因として、溝壁内の安定液圧、コンクリートの側圧、潮の干満による地下水位の変動、バケットの上下動の影響など (浸透流、衝撃等) が考えられる。

その機構について、理論的にはいまだ不明な点が多い。今後南側の連壁基礎において現場計測を行い、この問題を究明したいと考えている。

(3) 掘削精度について

鉄筋かごを精度良く建込むためには、掘削精度の確保が特に重要であり、当工事では、掘削時の偏位量が50mm以内になるように管理してきた。

現在のバケット式掘削機には位置制御装置 (XY 方向

の傾斜修正装置) が装備されているが、人力操作であるため、土質の急激な変化に即応することが困難な場合が多く、その修正に多くの時間と労力を要した。

効率よく連壁掘削を行うには、掘削機の完全自動制御化が望まれる。

今後は、ファジィ理論 (ファジィ制御) の応用などにより、位置制御及び掘削荷重制御の完全自由化が飛躍的に進展していくと考えられる¹⁵⁾。

(4) バケットによる連壁基礎掘削の施工実績について

今回の連壁基礎の施工記録をタイムラプスビデオカメラ [モード: 2, 6, ...120時間: 画像に時刻 (秒) も記録] を用いて収録している。

〔例: モード: 120で撮ればテープ1巻に12日分 (10時間/日) 収録可, モード: 2で再生すれば12日分を2時間で再現可〕

この記録を再生、統計処理して

掘削能力の算定式の誘導 → 連壁掘削工程のシュミレーション

(パソコン・シュミレーションプログラムの作成)
などを試みたいと考えている。

§7. おわりに

当工事は、現在(平成元年2月)、施工中で、今後約半分(12基)の連壁基礎工事を残している段階である。本報文では、今回採用された小断面連壁基礎の施工概要と安定解析について報告したが、このような基礎構造物では、施工時に内側土塊の安定が非常に重要であることが判明した。

今後、当工区のような狭い用地に支持力の大きな基礎を低公害工法で築造しなければならない場合が増え、当工事で採用されたような小断面連壁基礎の本体利用がますます多くなると思われるが、この報告がその一助となれば幸いである。

最後に、この工事の施工に際し、種々ご教示、ご協力を頂いた関係者に深い謝意を表す次第である。

参考文献

- 1) 矢作 柁：土木構造物における連壁基礎の現状と動向，基礎工，1989年1月
- 2) 桃崎，細井，前田：連壁地中壁基礎の設計と施工，西松建設技報，Vol. 4
- 3) 中島裕之，岡本巧，長野敏郎：阪神高速湾岸線魚崎浜高架橋下部工事の施工—小断面地中連続壁基礎の施工—，基礎工，Vol. 17, No. 1, pp. 91-98, 1989
- 4) Nash, J.K.T.L. and Jones, G.K. (1963) : The support of trenches using fluid mud, Proc. Symposium Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, Butter worths, pp. 177-180
- 5) Vedem, C. (1963) : Excavation of trenches in the Presence of bentonite suspensions for the construction of impermeable and load-bearing diaphragms, Proc. Symposium Grout and Drilling Muds in Engineering Practice, pp. 181-188
- 6) Morgenstern, N. and Amir-Tahmasseb, I. (1965) : The stability of a slurry trench in cohesionless soils, Geotechnique, Vol. 15, No. 4, pp. 387-395
- 7) 浅川美利・吉田泰治 (1973) : 安定液による壁面安定の機構，「土と基礎」，Vol. 21, No. 1, pp. 31-37
- 8) Eison, W.K. (1968) : An experimental investigation of the stability of slurry trenches, Geotechnique 18, p. 37-49
- 9) Schneebeli, G. (1964) : La Stabilité Des Tranchées Profondes Forées En Présence De Boue, LA HOUILLE BLANCHE/N° 7, pp. 815-850
- 10) Piaskowski, A. and Kowalewski, Z. (1965) : Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting, Proc. 6th International Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Vol. 2, pp. 526-529
- 11) 内田博・水谷仁 (1968) : ベントナイト泥水による掘削壁面の安定性について(その1)，鹿島建設技術研究所年報，第17号，pp. 165-180
- 12) 内田博・田中邦照・水谷仁 (1969) : ベントナイト泥水による掘削壁面の安定性について(その2)，鹿島建設技術研究所年報，第18号，pp. 95-105
- 13) 大塚義之・小林幸男 (1971) : SSS工法に関する実験的研究(その1)，清水建設研究所報，第18号，pp. 207-213
- 14) 地中連続壁基礎協会：地中連続壁基礎工法，技術資料，昭和62年1月
- 15) 山川烈：FUZZY コンピュータの発想，講談社
- 16) 堀井陽三，今野昭三，大津正良，塩多堂太郎：地下連続壁工法，鹿島出版会
- 17) 吉田正吾：地中連続壁基礎の施工技術の現状と動向，基礎工，1989年1月
- 18) 金谷裕二，秋野矩之：泥水掘削における溝壁安定の実大実験，土質工学会論文報告集，Vol. 24, No. 4, pp. 171-182, Dec. 1984
- 19) 佐藤寛，秋野矩之：泥水掘削壁面の安定計算法，大林組技術研究所報，No. 10, 1975
- 20) 金谷裕二，秋野矩之：泥水掘削における溝壁安定の実大実験，大林組技術研究所報，No. 10, 1985
- 21) 大志万和也：阪神高速道路公団における連壁基礎，基礎工，Vol. 17, No. 1, pp. 28-31, 1989
- 22) 岡原美知夫：地下連続壁の本体利用に関する現状と動向—土木構造物，基礎工，Vol. 15, No. 11, pp. 12-15, 1987
- 23) 芳賀孝成：地下連続壁のコンクリートに関する新技術—土木学会コンクリート標準示方書の改訂—，基礎工，Vol. 15, No. 11, pp. 28-35, 1987