

投稿論文 (報告)

**TECHNICAL
REPORT**

明石海峡大橋1Aアンカレイジにおける 大壁厚土留め連壁の設計と施工

加島 聰*・佐野幸洋**・古屋信明***・
山岡禮三****

明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎は、直径85m、深さ64.5mに及ぶ世界最大級の円筒形基礎で、厚さ2.2m、深さ75.5mの大壁厚地下連続壁を気中掘削のための土留め工として採用し、地下連続壁工事は1990年9月に完了した。超大型地下連続壁掘削機3台を使用し、パネル間継手はコンクリートカッティング方式としたが、地下連続壁土留めの採用にあたっては、基礎地盤の安定、円形土留めの応力と変形などに関して多岐にわたる解析・検討を行った。本報告では、地下連続壁工について、検討の概要と施工について行うものである。

Keywords : underground wall, slurry wall method, anchorage, cylindrical foundation

1. はじめに

神戸と淡路島を結ぶ中央支間長1,990m、橋長3,910mの世界最長の吊橋・明石海峡大橋(図-1)は、現在4つの基礎の施工が行われている。このうち、神戸側のアンカレイジ(以下1A)は、図-2に示すように地中部を含め全高約115m、橋軸方向長さ84.5m、幅63mの寸法で、コンクリート体積が基礎部約38万 m^3 、躯体部約15万 m^3 ・計53万 m^3 の世界最大級の橋梁基礎である。外径85mの円筒形基礎は、壁厚2.2mの地下連続壁による土留め内の気中掘削で築造する計画であり、その地下連続壁工事は、1989年に完成した埋立て地内で1990年3月から同年9月まで施工した。本報告は、この超大型円筒形基礎工事のうち、地下連続壁工の設計と施工について紹介するものである。

2. 1A基礎の概要

1A基礎は、直径85mの円筒形で、地表面からの深さは64.5mであり、支持地盤を砂岩泥岩の互層である神戸層にしている。支持地盤が深いこと、中間層の地質条件が良くないこと等から、大型の一体基礎を地上から沈設する工法ではなく、地下連続壁をまず施工し、これを土留めとして気中掘削を行う施工法とした。その施工順序は、

① 作業基地の埋立て

- ② 地下連続壁準備工
- ③ 地下連続壁工
- ④ 内部掘削および側壁コンクリート工
- ⑤ 岩盤面処理および底板工
- ⑥ 中詰めRCC(Roller Compacted Concrete, 超硬練りコンクリート)打設工
- ⑦ 頂版工

である。本基礎に用いられた地下連続壁には次の特徴がある。

- ① 壁厚2.2m、掘削深度75.5mの大壁厚地下連続壁であり、内部掘削時の土圧・水圧に効率よく抵抗するために円形とした。
- ② 地下連続壁をアンカレイジ基礎本体構造物の一部として安定計算上考えている。
- ③ 内部掘削中の連壁の補強として内側に現場打ちの側壁を打ちたすことにし、そのジョイントは図-3に示す構造とした。
- ④ 地下連続壁の平面形状をできるだけ真円に近づけるため、92多角形とし、圧縮応力を確実に伝達するためパネル間の継手は、後行パネル施工時に先行パネルのコンクリートを斜めにカッティングする方式とした。
- ⑤ コンクリートを低発熱セメントを使用した高強度流動化コンクリートとした。

3. 地下連続壁および側壁の設計

(1) 概要

地下連続壁工については、掘削深度と施工面積などで前例のない工事であることから

- ① 地下連続壁の壁厚と側壁ステップの関係
- ② 地下連続壁の根入れ長さ地盤の安定
- ③ 設計モデルと検討荷重
- ④ パネル間の鉛直継手の構造と施工法

*正会員 本州四国連絡橋公団 第一建設局建設部次長
(〒651 兵庫県神戸市中央区浜辺通り5-1-14 神戸商工貿易センタービル)

**正会員 東京湾横断道路(株)川崎事務所 工事第二課課長
(前一本州四国連絡橋公団 垂水工事事務所 第一工事長)

***正会員 本州四国連絡橋公団 垂水工事事務所 第一工事長

****正会員 大林・清水・飛鳥・東亜・不動産共同企業体明石海峡大橋1A下部工事事務所所長

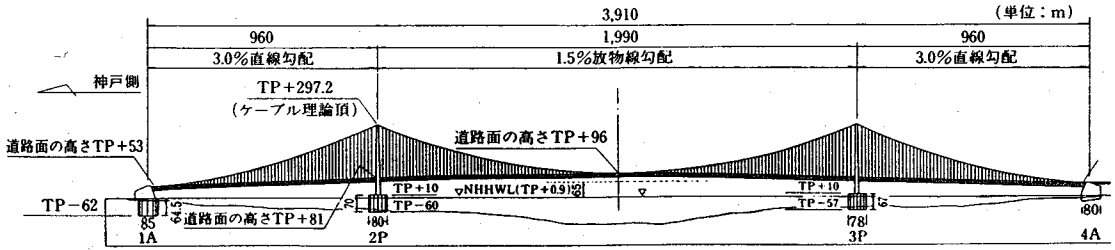


図-1 明石海峡大橋一般図

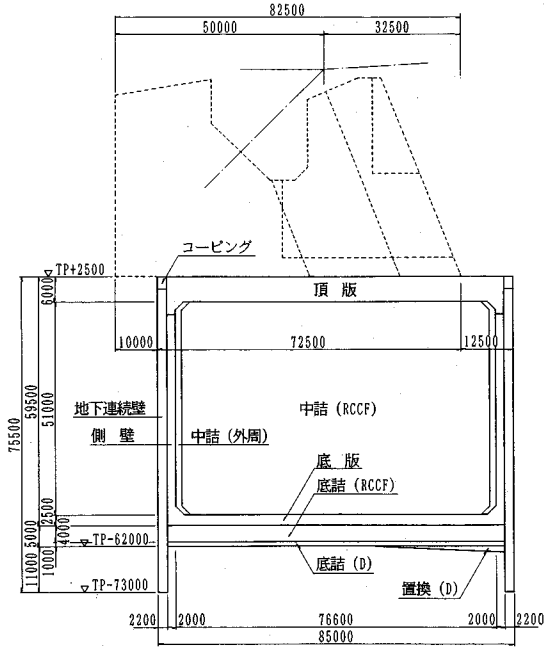


図-2 1A アンカレイジ断面図

⑤ 内部の掘削段階を考慮した側壁施工ステップなど、設計、施工の両面から膨大な量の検討および研究などを行い、最終計画案を作成したが、本報告では、紙面の制約から検討内容の主要なものとして最終結論などの概要について紹介する。

(2) 検討内容

a) 解析モデルと解析方法

地下連続壁および側壁は、図-4に示すように2次元骨組構造モデルによる方法と、軸対称FEMモデルによる方法との2種類により解析し、断面力を重ね合わせて検討した。すなわち：

- ① 等圧 (軸対称荷重=土・水圧) に対する変位、断面力解析：地盤の弾塑性性を考慮した2次元骨組構造における施工ステップごとの解析で、円形であることをリングバネとして評価した。図-5に解析モデルの概念図を、図-6に各解析ステップにおける掘削深度と土留め (地下連続壁+側壁) の関係を示す。

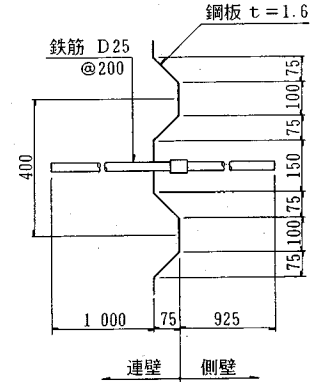


図-3 連壁と側壁のジョイント構造

解析手法	解析モデル	備考
等圧	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の弾塑性性を考慮した山留めステップ解析。 連壁+並壁型 リングバネ 地盤反力 変位土圧 	<ul style="list-style-type: none"> 側圧
偏圧	<ul style="list-style-type: none"> 軸対称FEM解析 地盤反力 変位土圧 地盤のバネ (引張は考慮されない) 	<ul style="list-style-type: none"> 等圧解析結果における最大断面力が発生するステップをモデル化する。(円周方向軸圧縮力最大→11ステップ 縦方向曲げモーメント最大→8ステップ)

図-4 山留め解析のモデル

す。

- ② 偏圧 (偏土圧, 偏水圧, 地震時土圧の増分) に対する変位、断面力解析：地盤は Non-tension バネ (引張領域はバネを考慮しない)、土留め (地下連続壁+側壁) はソリッド要素で構成され、①において、各施工ステップを対称とした非軸対称モデル (図-7) における FEM 解析結果を、①に重ね合わせた。

山留めのステップ解析モデル

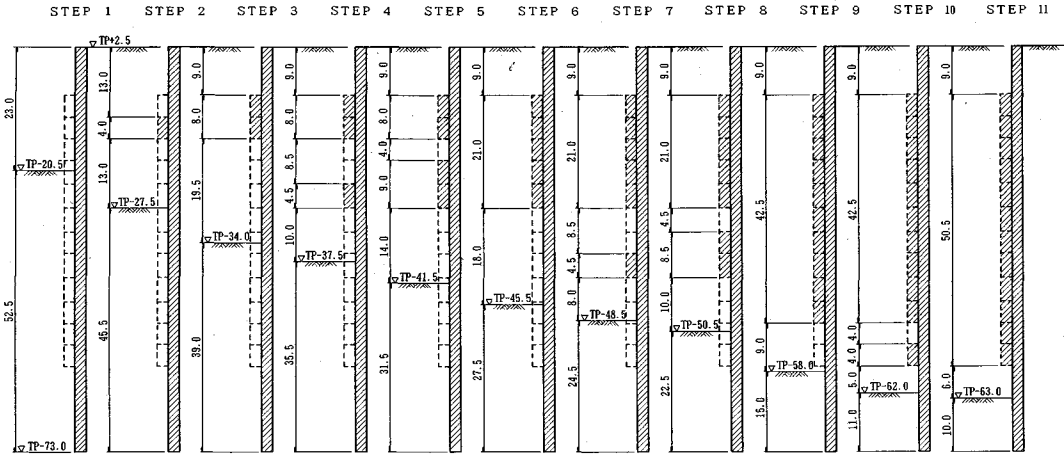


図-6 解析ステップと土留めの関係

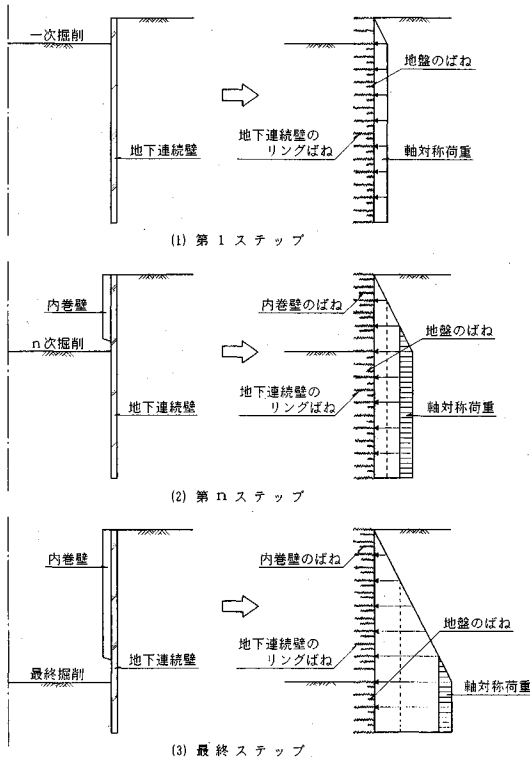


図-5 等圧に対する解析モデル

b) 土質条件

1A 建設地点の地質は図-8 に示すように、上位より沖積～洪積層、明石層、神戸層により構成されている。支持地盤となる神戸層 (K_1) は、砂質岩 (砂岩、泥質砂岩) と泥質岩 (泥岩、砂質泥岩) との互層であり、クリープ破壊、スレーキング、吸水膨張を起こしやすい性状を呈している。種々の調査結果と過去の実績から判断

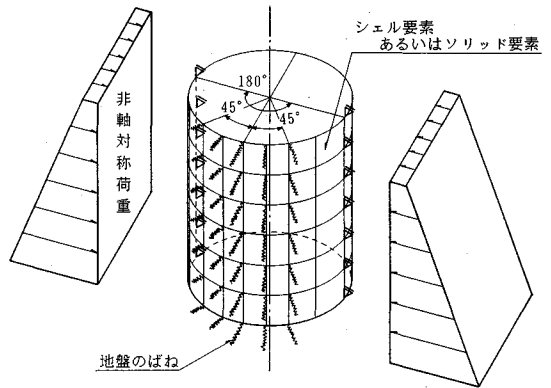


図-7 偏圧に対する非軸対称モデル

して、掘削時の土留め解析用地盤定数を図-9 のように設定した。

c) 荷重

土留め壁の設計に際して考慮した荷重は、

- ① 等圧 (静止土圧、主動土圧、静水圧)
- ② 偏圧 (偏土圧; 静止土圧の 20%, 偏水圧; 静水圧の 20%, 地震時土圧の常時土圧に対する増分) 偏圧の係数である 20% は、LNG 地下タンク的设计事例を参考に決定した。
- ③ 多角形効果 (解析モデルは真円であるが、実際には多角形であることによる円周方向モーメントの増分)
- ④ 施工誤差 (隣接する地下連続壁パネル間の施工誤差を 5 cm とした時に、軸芯のズレにより付加されるモーメント)

等である。これらの荷重に対して今回検討を行った組合せを表-1 に示す。解析の結果から、壁厚は「静止土圧

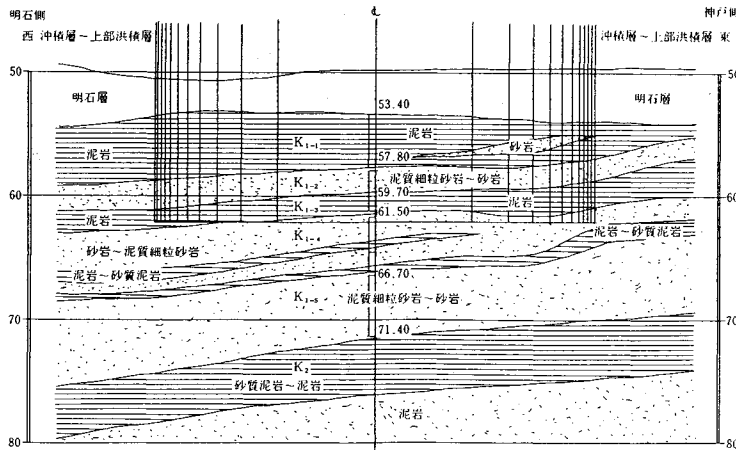


図-8 支持層の地質状況(橋軸直角方向の断面)

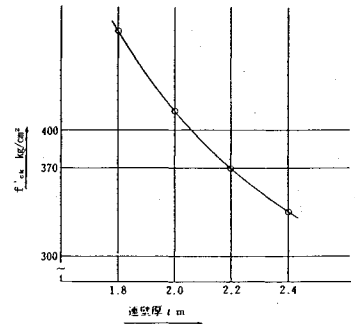
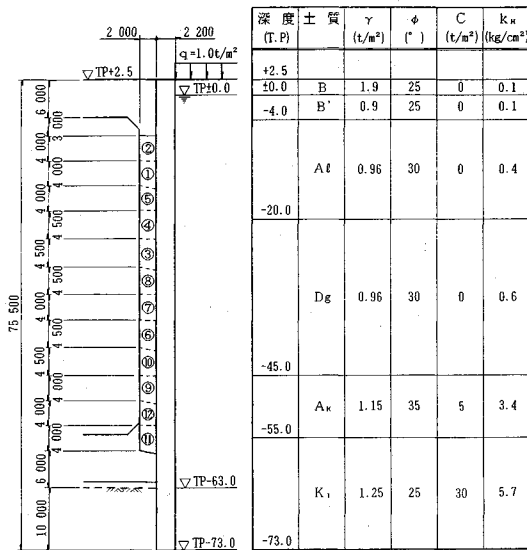


図-10 地下連続壁厚とコンクリート強度 (ロット長24mの場合)



○内の数値は側壁打設順序を示す。

図-9 土留め解析用地盤定数

表-1 荷重組み合わせ

荷重		Case-1	Case-2	Case-3
等圧	静止土圧 K ₀	○		○ 0.8K ₀
	主動土圧 K _a		○	
	水圧 P _w	○	○	○ 0.8P _w
偏圧	0.2 × 土圧	○ 0.2K ₀		○ 0.2K ₀
	(地震, 常時) 土圧		○	
	0.2 × 水圧			○ 0.2P _w

+静水圧+偏土圧」のCase-1で決まった。また、地震時に付加される断面力が許容される値以内であることを軸対称FEMモデルにより確認した。さらに本基礎は、従来の地下連続壁円形土留め(LNGタンクのうち最大

クラスのもの)に比べて、径が約20%大きいので、座屈荷重は半径の3乗に逆比例することなどの理由から、円環座屈に対する検討も実施したが、周辺の地盤が地下連続壁の変形を拘束する(地盤のゆるみ等を考慮し、バネ値を1/3に低減しても)ため、座屈に対して安全であることを確認した。

(3) 検討結果

a) 地下連続壁厚とコンクリートの必要強度

地下連続壁の壁厚とコンクリート強度は図-10に示す関係となるが、 $f'_{ck} = 370 \text{ kgf/cm}^2$ とし、壁厚2.2mと決定した。その配合条件を表-2に示す。表-3に設計に使用したコンクリートの材料定数を示す。

b) 側壁のロット割と地下連続壁の設計

側壁のロット割の検討において、1回当りの側壁打設高が地下連続壁に及ぼす影響について検討した結果、

- ① ロット割と地下連続壁コンクリート所要強度の関係は、表-4に示すとおりであり、ロット長さが地下連続壁応力に与える影響は比較的小さい。
- ② 地下連続壁の縦方向曲げモーメントは、ロット長さが4倍になってもその増加割合は約15%であり、鉄筋を増加することにより対応可能である。

等が判った。これらの結果を踏まえて、詳細検討を行った結果、図-6に示すロット割、施工順序を採用した。図-6において、側壁の施工順序がランダムに見えるのは、全体の施工の流れとして逆巻きとしながら、側壁コンクリートをなるべく順巻きに打設して、工期短縮とコンクリートの品質向上に資するためである。なお、側壁を設けずに全高を地下連続壁にのみ頼って掘削してゆき、掘削後に側壁を打設するという構造(順巻工法)あるいは、側壁を打設しないで直接RCCを打設する構造も設計上は可能であるが、以下の理由により採用しないこととした。

表一 地下連続壁コンクリート配合条件

強度 (kgf/cm ²)			粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)		空気量 (%)	ブリージング率 (%)	断熱温度上昇	
設計基準強度 f'_{ck} (91)	水中強度低下を考慮 した圧縮強度 (91)	配合強度 f'_{ck} (91)		ベース	流動化			k	α
370	465	560	20	8±2.5	24±1.5	4 ± 1	3以下	50以下	0.4~0.8

表二 地下連続壁コンクリートの材料定数

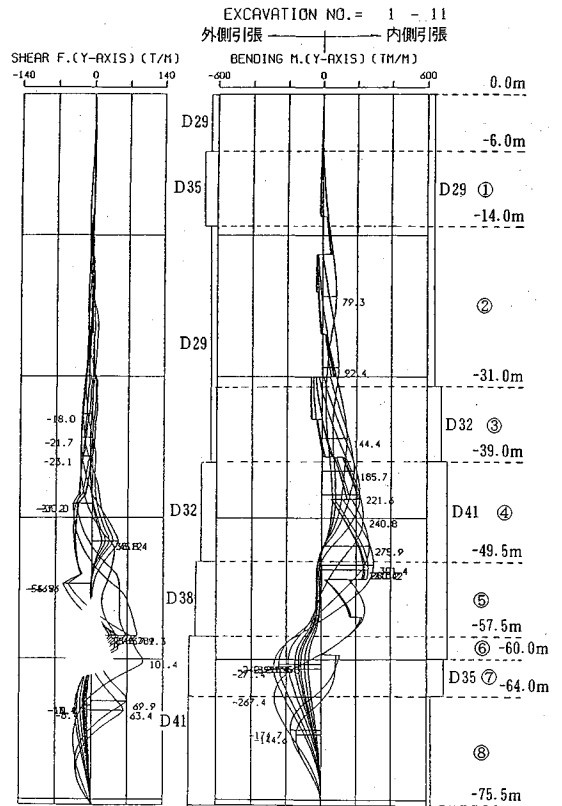
	地下連続壁	側壁
設計基準強度 f'_{ck} kgf/cm ²	370	300
ヤング係数 E_c kgf/cm ²	300000	280000
ポアソン比 ν	0.2	0.2

表三 側壁ロット長と地下連続壁コンクリート所要強度

ロット長 (m)	所要強度 f'_{ck} kgf/cm ²	比率
6.0	344	1.00
18.0	358	1.04
24.0	371	1.08

- ① 側壁が底板・頂版と一体となって基礎全体の剛性を高めることができる。すなわち無筋のRCCを鉄筋コンクリート部材で囲む構造となる。
- ② 今回の掘削の外径は既存例の範囲であるが、掘削の深さが過去の実績を大幅に超える。
- ③ 順巻工法（側壁を設けない）で施工された地下タンク類は、近隣地点において逆巻工法で施工され、地質等が熟知されているとともに計測データも整っている時のみ採用されてきている。しかし、今回はぶつつけ本番の順巻工法にするには、上記②と初めての経験となる高強度コンクリートのテーパーガッティングを考える時不安が残る。
- ④ 順巻工法では、円形の地下連続壁を水平方向曲げモーメントにも抵抗させるため、パネル間の継手は剛結構造としているが、今回の地下連続壁が前例のない大規模であることから、確実な継手工法が望ましく、施工管理面で不安が残る剛結継手構造は避けなかった。
- ⑤ 逆巻工法は、順巻工法に比べて工期短縮の点で不利であるが、側壁の構築に順巻・逆巻を併用することにより、工期の差を縮めることが可能である。次に地下連続壁の設計について述べる。

図一11に各ステップでの縦方向曲げモーメント分布と地下連続壁配筋計画を示す。縦方向曲げモーメントの最大値が発生するのは8ステップであり、この等圧による断面力に、この時の偏圧载荷に対するFEM解析結果を重ね合わせ、それにより配筋計画を行った。地下連続壁の自重による軸力は、背面土と地下連続壁間に作用すると考えられる摩擦により低減されるが、その値を定



図一11 各ステップにおける縦方向断面力

量的に評価するのは困難であるので、配筋計算時には軸力は無視して曲げ部材として設計した。縦方向曲げモーメントは掘削底面付近で最大となり、上方は比較的小さく計算上の必要鉄筋量は少なくなるが、最小鉄筋量として断面の0.15%以上 (D29@200) を配筋した。最大せん断力も掘削底面付近に発生するが、局所的であり、他の部分では小さい。スターラップはせん断力の大きい下半分に配置した。

等圧・偏圧による軸力 N と偏圧による曲げモーメント M_1 に多角形効果による曲げモーメント M_2 ($M_2 = N \cdot l / 8 \cdot R$)、施工誤差による曲げモーメント M_3 ($M_3 = N \cdot \delta$) を重ね合わせ、連壁の応力度の検討を行った。その結果、地下連続壁の頭部付近を除いて全圧縮となるため、連壁の主筋は縦方向として配筋した。

円周方向軸圧縮力が小さい地下連続壁頭部では、曲げ引張応力度が卓越する範囲があり、また、今回は地下連続壁の円周方向鉄筋は各パネル間ではつながっていない

い。従って、ここは円周方向鉄筋をつないで一体構造としなければならないが、この範囲は、地表面より 2.5 m となり、後打ちのコーピングとすることとした。

c) 地下連続壁の根入れ長さ地盤の安定

支持層である神戸層まで 64.5 m の大深度の掘削となり、支持地盤が軟岩に相当する砂岩～砂質泥岩であることから、盤ぶくれの検討、浸透流量、ハイドロフラクチャリングの検討など地盤内の水理・応力に着目したさまざまな検討を行い、地盤の安定と地下連続壁の根入れ長さの検討を行った。

① 盤ぶくれに対する検討

図-8に示すように 1A の支持地盤となる神戸層は泥岩層と砂岩層が互層をなしており、その層序の連続性は比較的よい。この層序に不透水層が存在し、なおかつ内部掘削に際してディーブウェルで地下水位を下げたため不透水層の下面に作用する揚水圧および掘削に伴う除荷のために盤ぶくれが懸念される。ここで、盤ぶくれに対する検討は、地下水圧と地盤重量の関係からは TP-110 m 以浅について行う必要がある。まずボーリング孔内湧水圧試験より確認した TP-85 m～TP-105 m 間の不透水層での盤ぶくれに対する安全率は、0.92 になるが、地盤厚が大きく、地盤の鉛直方向のせん断抵抗力が期待できると考えられ、この地盤での盤ぶくれに対する安全性は確保できると判断した。その一つ上の不透水層である TP-71 m～TP-75 m 付近の泥岩層では、安全率は 0.68 となり何らかの対策が必要と判断した。そこで、3 次元モデルによる内部掘削に伴う地盤応力解放、水の流れによる浸透力および間隙水圧の変化を同時に考慮した応力浸透流連成解析を行った。この結果、地下連続壁の根入れを増しても底面地盤の安定に及ぼす効果は比較的小さいことがわかり、地下連続壁の内側にディーブウェルを設置して対処することとした。

② ハイドロフラクチャリングに対する検討

盤ぶくれ対策として計画したディーブウェルの計画に基づいて、基礎地盤のハイドロフラクチャリングに対する検討を行った。ハイドロフラクチャリングとは地盤内の水圧が地盤のせん断強度以上になり、地盤が破壊する現象であるが、ハイドロフラクチャリングに対して、掘削に伴う応力解放後の変形応力に、掘削によって生じる間隙水圧の変化の影響を考慮した場合の応力を有限要素法により求め、モールの応力の破壊線 $\tau = \sigma \tan \phi + C$ に対する接近度（局所安全率）によりハイドロフラクチャリングに対する安全性を評価した。地盤条件から、解析対象を TP-58 m～TP-85 m とし、ディーブウェルの数、能力、配置等による効果について検討した結果、円形連壁の内側に内径 600 mm のディーブウェル 4 本で地盤の安定ははかれることとなった。

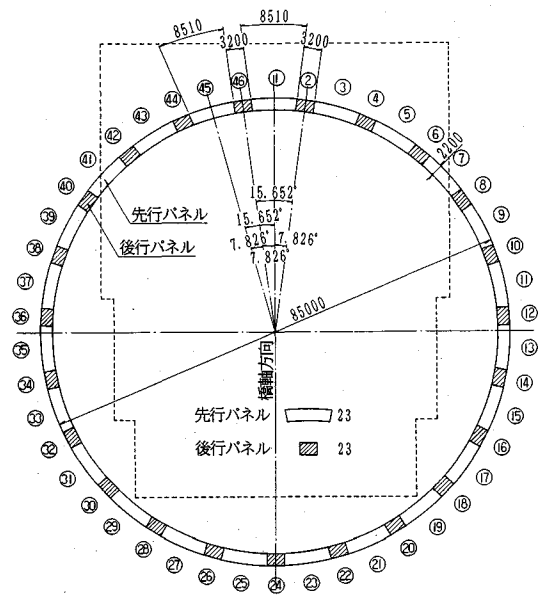


図-12 地下連続壁のパネル割付け

4. 地下連続壁工の施工

(1) 概要

図-12に示すように、外径 85 m、掘削深度 75.5 m、壁厚 2.2 m の円筒形地下連続壁土留を先行・後行それぞれ 23 パネルで行った。先行パネルは 3 ガット掘削であり、後行パネルは単ガット掘削で、両側の先行パネルをカッティングする方式を採用し、ハイドロフレーズ 10 000 型 2 台とエレクトロミル 320 型 1 台を使って、1990 年 3 月～1990 年 9 月の 6 ヶ月間で施工した。地下連続壁施工に先だって、作業基地の埋立て完了後にコンクリートプラント、濁水処理プラント、受電設備、場内道路、土砂積出設備、地下連続壁工用仮設備等を設置した。各設備配置を図-13に示す。

(2) 地下連続壁工仮設備と主要使用機械

主な地下連続壁工仮設備を表-5 に、使用機械を表-6 に示す。

(3) 掘削工

a) 工程

世界最大級の地下連続壁掘削機 3 台を使用して 24 時間作業を行い、先行 23 パネルを完了後、後行 23 パネルを施工した。設計数量で約 44,200 m³ を述べ 18 ヶ月で掘削したことになり、平均 2,450 m³/台・月の掘削となった。地下連続壁工の工程を図-14に示す。

b) 掘削機械

掘削機械は、ハイドロフレーズ 10000 N (HF 10000 N) 型 2 台とエレクトロミル 320 N (EM 320 N) 型 1 台を使用した。HF 10000 N は、1979 年に実用化された HF 4000 型をベースにしており、カッターモーター、

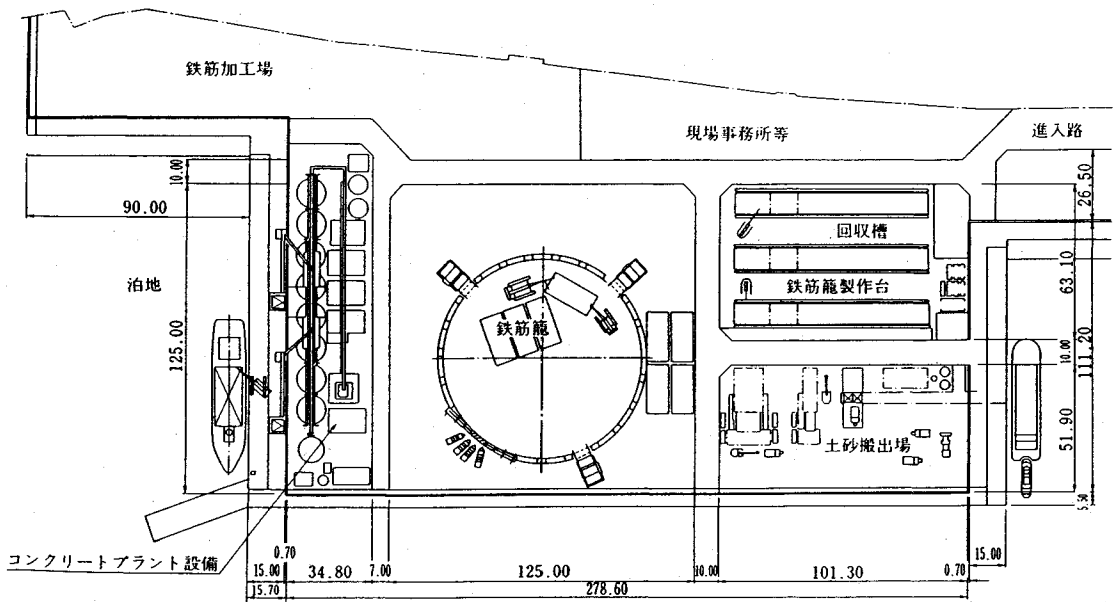


図-13 地下連続壁工事設備配置図

項目		1990年						
		3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月
連壁掘削工	H.F. 1	① 14B	② 8B	③ 1.5B	④ 7B	⑤ 5B	⑥ 3B	⑦ 4.5B
	H.F. 2	⑧ 10B	⑨ 1.5B	⑩ 8B	⑪ 15.5B	⑫ 5B	⑬ 4.5B	⑭ 3.5B
	EM	⑮ 20B	⑯ 13.5B	⑰ 12.5B	⑱ 10B	⑲ 7B	⑳ 4B	㉑ 4.5B
鉄筋籠製作設置工	鉄筋籠製作							
コンクリート工	打設	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 ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿	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 ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿	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 ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿	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 ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿	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 ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿	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 ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿	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 ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿

備考 H. F. 1 ハイドロプレス1号機 ○ エレメント番号
 H. F. 2 ハイドロプレス2号機 □ 先行エレメント
 EM エレクトロミル ▨ 後行エレメント
 日数は実働日数

図-14 地下連続壁工事工程表

表-5 地下連続壁工事主要使用機械

名称	仕様	台数
クローラクレーン	270 T吊	1
クローラクレーン	150 T吊	1
クローラクレーン	50~55 T吊	1
連壁掘削機	ハイドロプレス 10000N型	2
連壁掘削機	エレクトロミル 320N型	1
ブースターポンプ	H.F用	2
ブースターポンプ	EM用	1
土砂分離設備	サンドマスター 12 m³	3
土砂分離設備	サンドマスター 1.5 m³	2
土砂分離設備	サンドマスター 3 m³	1
スクリュデカンタ		6
水中サンドポンプ類	φ50 mm ~ φ100 mm	約 50
バントナイトミキサプラント	3 m³/バッチ	2
連続作泥設備	20 m³/Hr	1

表-6 地下連続壁工事仮設備

名称	仕様・性能
コンクリートプラント	480 m³/hr
土砂積出設備	1500 t/hr
電気設備	3相3線式 6600 V
給水設備	24 m³/hr
安定液製作設備	6060 m³, 地下式
安定液貯蔵設備	20 m³/hr, 連続混練式
鉄筋籠製作架台	先行パネル用 3基 後行パネル用 4基 (先行パネルを改造)

表-7 使用地下連続壁掘削機

	HF10000N	EM320N
最大掘削深度	170 m	150 m
掘削壁厚	1,500 ~ 3,200 m/m	1,500 ~ 3,200 m/m
掘削壁幅	3,200 m/m	3,200 m/m
カッター回転数	16.5/11 r.p.m	ウイングビット 20.4r.p.m リングカッター 14.4r.p.m ドラムカッター 9.1r.p.m
揚泥ポンプ	吐出量 10 m ³ /min 全揚程 55 m	吐出量 10 m ³ /min 全揚程 10 m
重量	掘削機本体 48 ton	掘削機本体 48 ton
	橋 102 ton	橋 64.7 ton
	装置 46 ton	装置 40.3 ton
使用台数	2台	1台



写真-2 ハイドロフレーズ10000N



写真-1 掘削風景



写真-3 エレクトロミル320N

揚泥ポンプ等の能力をアップしたもので、EM 320 N は1988年開発実用化された国産の機械である。両機とも水平多軸回転切削式掘削機で、硬質土、砂質土に適している。1ガットの掘削断面はいずれも3.2m×2.2mである。両機の概要を表-7に、掘削風景、HF 10000 N、EM 320 Nを写真-1~3に示す。両者とも末尾のNは防音対策を施してあることを示す。

c) パネル間継手とパネル割

先行パネルは、3ガット掘削でφ85mの円形に合わせて、ガットごとに折れ曲がっている。後行パネルは1ガットで同じく円形に合わせるため、先行パネルの端部を斜めにテーパカッティングしてあり水平多軸回転式掘削機の最大の特徴であるコンクリートカッティング方式のパネル間継手を使用した(図-15)。

d) 安定液

安定液の標準配合は、練り上げ1m³当たりポリマー(OP-18)5kg、ベントナイト(300#)7kg、分散剤(トリポリリン酸ソーダ)7kgを基本に逸泥防止材、変質防止材を適宜使用した。施工の進展に伴い、泥岩層の掘削で比重の上昇傾向がみられ、途中からベントナイトの使用を中止し、ポリマーおよび分散剤の使用量を適宜に増減させた。安定液の品質管理は、手動計測と2種類の

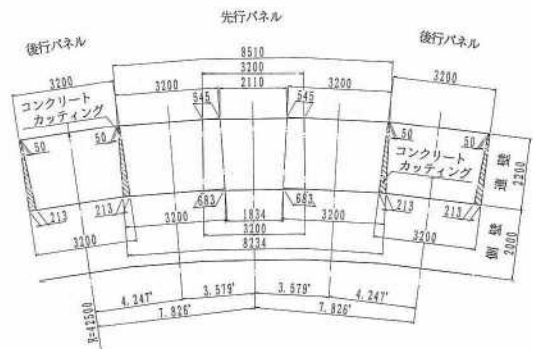


図-15 先行・後行パネルの形状寸法

自動計測により行った。手動計測の頻度と管理基準を表-8に示す。自動計測装置による管理は、循環安定液沈砂槽と回収槽安定液について行った。

e) 精度管理

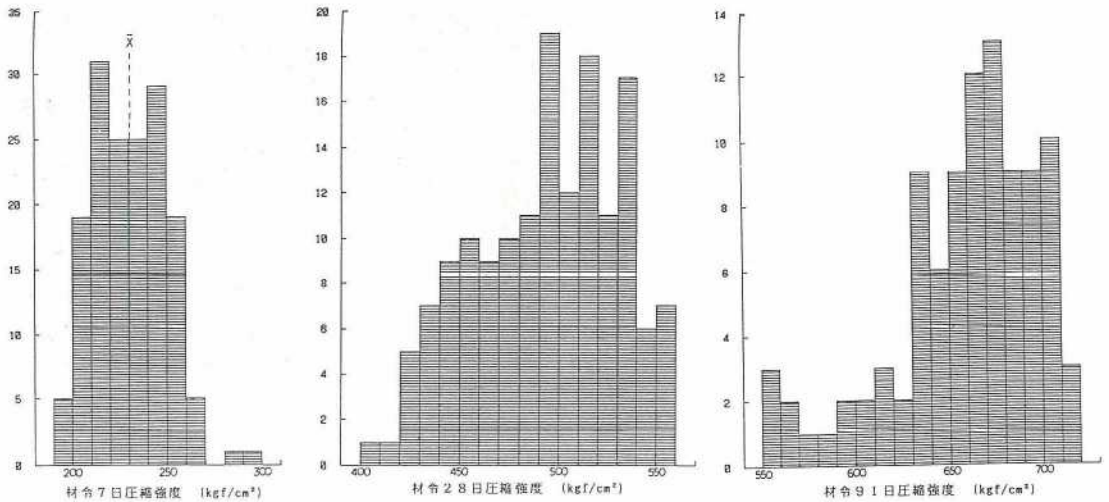


図-16 コンクリート圧縮強度の分布

表-8 手動計測項目と頻度・管理基準

	調整性 (mm)		粘 度		比 重		砂 分		p 値	
	頻 度	管理値	頻 度	管理値	頻 度	管理値	頻 度	管理値	頻 度	管理値
作成員数			1回/日	12-35sec						
標準安定値 〔沈砂槽〕	2回/日	5cm以下	2回/日	14-35sec	2回/日	1.01	1回/日	1回/日		
粗骨種安定値	適 宜	5cm以下	適 宜	21-35sec	適 宜	1.02	適 宜	0.52以下	適 宜	7~12.5
溝内安定値 〔段差量前後〕							1回/ 1パネル	1.0m以下		
溝内安定値 〔行跡の幅〕	適 宜	5cm以下			適 宜				適 宜	7~12.5
サンドスター 出入口							適 宜			
デカント出入口			適 宜		適 宜		適 宜			

(管理基準値無記入項目は参考値)



写真-4 鉄筋籠建て込み

掘削機械に装備したコンピュータによる管理システムを使って掘削機の位置、姿勢の制御を行った。掘削完了後、あるいは掘削途中にも必要に応じて超音波溝壁測定器によって溝壁の形状を測定し、計画軸線に対する誤差を50 mmの管理基準値で管理した。円の内外でカッティング厚さの異なるテーパークッティングは、初めての経験であり、精度管理上困難が伴うことも当初想定したが、掘削機自体の掘削能力の余裕と、精度管理システムによって、特段のトラブルもなく、カッティングを伴わない先行パネルと同様の精度を確保することができた。

(4) 鉄筋工

海上運搬した鉄筋材料を現場内で加工し、鉄筋籠製作架台上で製作した。内部掘削時の計測用計器や側壁との取り付け用鉄筋などもこの段階で取り付けた。製作された鉄筋籠は、先行パネル(重量102 ton)は250 t吊りと150 t吊りクレーン、後行パネル(重量39 ton)は150 t吊りと50 t吊りクレーンの相吊りによって建て起こし、掘削溝内に建て込んだ。クレーンで吊り下げた時の鉛直精度は、2方向からのトランシットで測定し、吊り金具と取り付けたモータブロックで修正した。

(5) コンクリート打設工

地下連続壁コンクリートは配合条件を表-2に示す。中庸熟ポルトランドセメント40%、高炉スラグ40%、フライアッシュ20%を混合した3成分系の低発熱セメントを使用し、混和剤として高性能AE減水剤と流動化剤を使用した。コンクリートの流動性の向上を画するため目標スランプを24 cmとした。

コンクリートはφ250 mmトレミーを用いて打設した。トレミー本数は先行パネルで4本、後行パネルで2本を使用した。コンクリート天端自動計測装置により、天端高さ、トレミーの貫入長をディスプレイに表示し、トレミー引き上げの管理を行った。先行パネルで1回約1,400 m³、後行パネルは約510 m³であり、先行パネルで10~12時間で打設を完了した。材令7日、28日、91日圧縮強度分布を図-17に示す。管理装置のディスプレイの一部を写真-5に示す。

地下連続壁に囲まれた内部掘削を行った後、地下連続壁コンクリートに水平コアポーリングを実施し、圧縮強

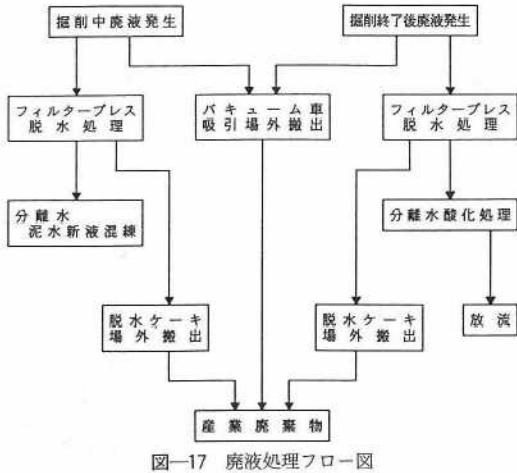


図-17 廃液処理フロー図

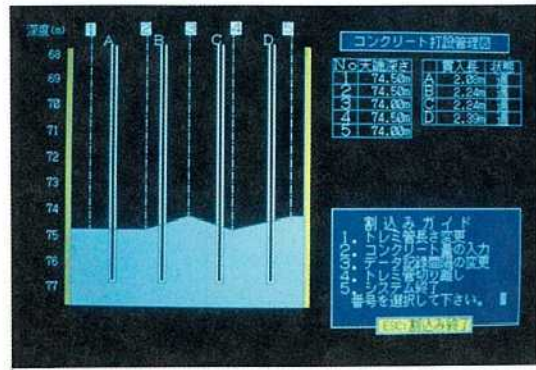


写真-5 コンクリート打設管理のディスプレイ (部分)

表-9 廃液処理使用機械

項目	数量	仕様
フィルタープレス	2セット	フィルタープレス: 540m ² ・8.6m ² スラリー機、PAC槽、スラリーポンプ、ラインミキサー その他関連設備共
酸化処理装置	1セット	酸化処理槽: 200m ³ ×3基 薬品槽、注入ポンプ、エアコンプレッサー その他関連設備共

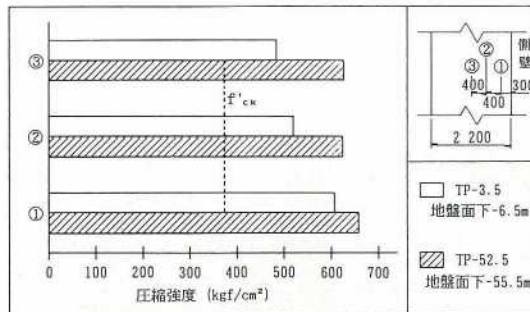


図-18 コア圧縮強度の部位別比較

度を調査した結果を図-18に示す。

(6) 廃液処理工

掘削およびコンクリート打設に伴い劣化した安定液は、廃液として図-16に示すシステムで処理した。使用した機械設備を表-9に示す。

参考文献

- 1) 佐野幸洋：報文 明石海峡大橋1A止水壁，基礎工，pp.70~77，1990年11月。

(1990.12.12 受付)

DESIGN AND CONSTRUCTION OF ULTRA THICK UNDERGROUND WALL FOR AN ANCHORAGE OF AKASHI-KAIKYO BRIDGE

Satoshi KASHIMA, Yukihiro SANO, Nobuaki FURUYA and Reizo YAMAOKA

Construction of underground wall with 2.2 m thickness and 75.5 m depth for 1A Anchorage of Akashi-Kaikyo Bridge was finished in September 1990. The wall was placed with the slurry trench method, in which powerful slurry trench excavating machines named Super Hydrofraise 10000' and Electro Mill 320 had been used since March 1990. The foundation of 1A anchorage is cylindrical, shape with 85 m outer diameter and 64.5 m depth. The wall having a circumference length 267 meter consists of in 46 panels which are divided into two types : 8.9 m long panels and 3.2 m ones. The former (preceeding panels) are bowed-shape, and the latter (following panels) are straight shape excavated between adjacent two preceeding panels, whose excavation was associated with cutting the concrete of the preceeding panels in order to assure continuity and watertightness of the wall. This paper describes various simulations and final design based on the construction process, and also it deals with construction process of the underground wall.