

投稿論文(和文報告)

**TECHNICAL
REPORTS**

プレキャストSRC切ばりを用いた 大規模土留めの設計・施工

久保田信雄¹・石上佳肴²・柄川伸一³・谷 雅史⁴・山本正治⁵・清水 徹⁶・中村泰介⁷

- ¹正会員 工修 (財)首都高速道路技術センター技術部長 (〒105 東京都港区虎ノ門1-1-21)
- ²首都高速道路公団神奈川建設局工事課長 (〒231 横浜市中区真砂町2-25)
- ³正会員 首都高速道路公団工務部設計技術課課長補佐 (〒100 東京都千代田区霞が関1-4-1)
- ⁴正会員 工修 首都高速道路公団第一建設部工務課班長 (〒101 東京都千代田区岩本町3-2-4)
- ⁵正会員 工修 大成建設(株)九州支店営業部副部長 (〒810 福岡市中央区大手門1-1-7)
- ⁶正会員 大成建設(株)土木技術部技術推進室室長 (〒163-06 東京都新宿区西新宿1-25-1)
- ⁷正会員 工修 大成建設(株)土木設計第二部主任 (〒163-06 東京都新宿区西新宿1-25-1)

川崎航路トンネル浮島立坑において、工期短縮を目的としてプレキャストSRC切ばりを用いた大規模土留め工事が行われた。高耐力のプレキャストSRC切ばりを用いることにより、切ばり間隔が大きくなりスペースが広がり作業効率が向上した。また、切ばりを本体構造の一部として用いることにより、大幅な工期短縮が可能となった。本報告は、プレキャストSRC切ばりを用いた大規模土留め工事の概要、設計、施工および計測結果とその考察について述べるものである。

Key Words : precast SRC struts, deep excavation, creep, drying shrinkage

1. まえがき

東京湾岸道路は東京湾の外周に沿って横須賀から富津に到る延長約160km、総幅員が50~100m(10~14車線)の道路であり、一般部と自動車専用部とから構成される。自動車専用部のうち、横浜市金沢区並木から市川市高谷までは、首都高速道路公団が「高速湾岸線」として建設を進めており、横浜ベイブリッジから市川市高谷までが供用中である。

このうち、川崎市東扇島と浮島埋立地との間の川崎航路を横断する部分は沈埋トンネル(川崎航路トンネル)により結ばれている。図-1にその縦断面を示す。この地域は羽田空港に近接しており、空域制限および電波障害の関係から橋梁の建設が不可能であり、沈埋トンネル工法が採用された。トンネル延長は1953m(沈埋トンネル部は1187m)であり、陸上トンネルと沈埋トンネルの接続部には、東扇島側に発進用立坑、浮島側に到達用立坑が構築される。施工中にこれらの立坑は、沈埋トンネルの始点および終点として機能し、完成後にはトンネル区間の換気・排水などの施設を配置した換気塔が建設される。

浮島側立坑(以下浮島立坑と略す)は、掘削土量約80,000m³の大規模掘削であり、従来の鋼製切ばりを用いて土留めを行う場合、以下のような問題が生じた。

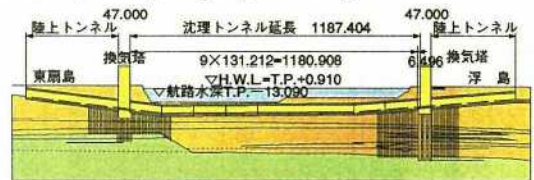


図-1 川崎航路トンネル縦断面図



写真-1 プレキャストSRC切ばり方式土留め工法

①切ばり1本当りの耐力には限度があり、大規模土留めであるため切ばり段数が増え、また、切ばり間隔が狭くなる。したがって、作業スペースが狭くなることにより能率が低下し、切ばりの設置に要する期間が長くなる。

②切ばり本数が多いため、撤去に要する期間が長くなり工事の完成が遅れる。

③浮島立坑の完成後でなければ、陸上側のトンネ

表-1 設計用地盤改良物性値

	弾性係数 E (kgf/cm ²)	粘着力 c (kgf/cm ²)	一軸圧縮強度 qu (kgf/cm ²)	単位体積重量 γ (t/m ³) 水中γ' (t/m ³)	
砕石	14	0.00	0.0	1.50	0.50
シルトモルタル	300	0.75	1.5	1.35	0.35
地盤改良土 (CJG +SWING)	544	2.00	4.0	1.50	0.50

地質層厚 (m)	単位体積重量 γ (t/m ³)	平均粘着力 N (t/m ²)	内部摩擦角 φ (°)	変形係数 E (t/m ²)	▽TP+2.91m			
Bc	10.5	1.4	0.4	0	0.3	0	30	▽TP-7.59m
Bg	3.1	1.9	0.9	18	0.0	31	1260	▽TP-10.69m
Bs	5.3	1.8	0.8	9	0.0	25	680	▽TP-15.99m
Ac-1	20.6	1.5	0.5	0	2.0	0	60	▽TP-36.59m
As-2	4.5	1.8	0.8	7	0.0	28	500	▽TP-41.09m
Dc-1	13.0	1.6	0.6	6	6.0	0	420	▽TP-54.09m
Ds-3	4.0	2.0	1.0	50	0.0	42	3500	▽TP-58.09m
Ds-3	2.0	1.6	0.6	6	6.0	0.0	420	▽TP-60.09m
Ds-4	2.5	2.0	1.0	50	0.0	42	3500	▽TP-62.59m
Dc-3	7.0	1.6	0.6	6	6.0	0.0	420	▽TP-69.59m
Dsg	-	2.0	1.0	50	0.0	42	3500	

(注) ボアソン比は砂質土0.35、粘性土0.45とする。

図-3 土質定数

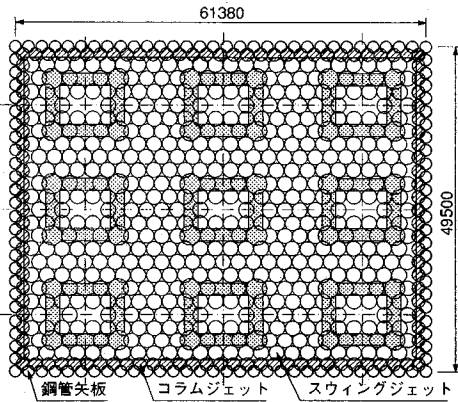


図-5 地盤改良平面図

ルの掘削が開始できないため、浮島立坑の工程は川崎航路トンネル全体の工程に大きな影響を及ぼす。

このような問題を解決し、一日も早く沈埋トンネルを完成させるために、従来の鋼製切ばりを用いた土留めに代わり、写真-1、図-2に示すようなプレキャストSRC切ばり（以下PCaSRC切ばりと略す）を用いた土留め工法を採用し、急速施工を行った。

PCaSRC切ばりは工場生産された鉄骨・鉄筋コンクリート製の切ばりで、高耐力であることから切ばり間隔を大きくでき、作業性が向上して迅速に設置できること、また、切ばりを躯体の一部として用いることにより撤去が不要となり、大幅に工期が短縮

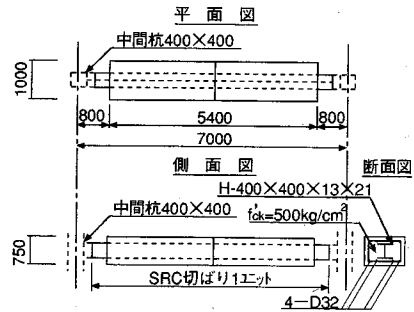


図-2 プレキャストSRC切ばり

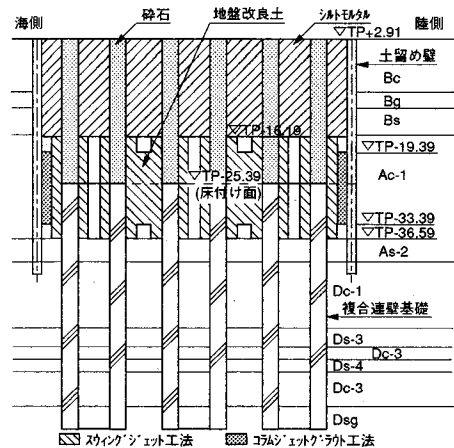


図-4 地盤改良断面図

される。これまでもSRC切ばりを用いた土留め工事は行われているが、大規模な土留め工事に工期短縮を目的としてプレキャスト部材としたものは初めてである。

本報はこの川崎航路トンネル浮島立坑工事において行われたPCaSRC切ばりを用いた大規模土留め工事の概要、設計、施工および計測結果について述べるものである。

2.土質条件

図-3に示すように、浮島地区は地表面から約39.5mの深さまでは極めて軟弱な地盤である。そこで、土留め壁の変形を抑制するため、掘削前に土留め壁の内側は床付け面上6m、下8mをセメント系の固化工法のスウィングジェット工法により、また、土留め壁際はコラムジェットグラウト工法（C.J.G）により地盤改良した。さらに、地表面から深度約19mまではシルトモルタルにより置換した。表-1に設計用地盤改良物性値を、図-4及び図-5に地盤改良範囲を示す。

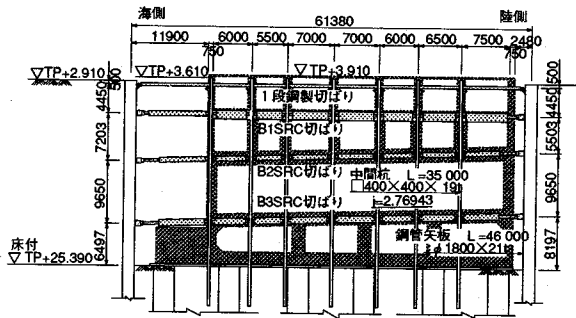


図-6 土留め支保工断面図

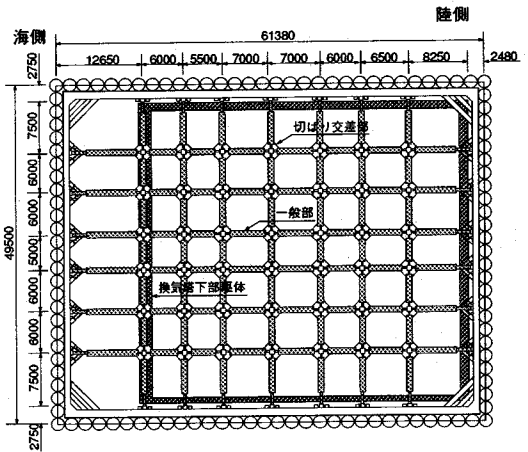


図-7 土留め支保工平面図

表-2 支保工仕様

	仕様	換算 断面積 A (m ² /m)	換算断面 2次モーメント I (m ⁴ /m)	換算 ヤング係数 E (tf/m ²)	鋼材降伏 応力度 f _{sy} (kgf/cm ²)	コンクリートの設計基準強度 f _{ck} (kgf/cm ²)	主鉄筋比 p _n (%)
鋼製切ばり	2H-400×400×13×21(SS400)	7.29×10 ⁻³	1.34×10 ⁻⁴	2.1×10 ⁷	2400	—	—
B1切ばり	1200 ^B ×1250 ^H H-400×200×8×13(SS400)	2.50×10 ⁻¹	5.62×10 ⁻²	2.8×10 ⁶	H型鋼 2400 鉄筋 3500	7'レヤスト部 交差部場所打部	300 300
B2切ばり	1000 ^B ×750 ^H H-400×400×13×21(SS400)	2.33×10 ⁻²	1.03×10 ⁻³	2.1×10 ⁷	H型鋼 2400 鉄筋 3500	7'レヤスト部 交差部場所打部	500 300
B3切ばり	1000 ^B ×1000 ^H H-428×407×20×35(SS400)	3.22×10 ⁻²	2.38×10 ⁻³	2.1×10 ⁷	H型鋼 2400 鉄筋 3500	7'レヤスト部 交差部場所打部	500 300
中間杭	□-400×400×19(SS400)	4.62×10 ⁻³	1.09×10 ⁻⁴	2.1×10 ⁷	3200	—	—
鋼管矢板	φ1800×21t	6.74×10 ⁻²	2.55×10 ⁻²	2.1×10 ⁷	2400	—	—
補強鋼管	φ1600×12(TP-10.5m~28.5m)	3.27×10 ⁻²	1.03×10 ⁻²	2.1×10 ⁷	2400	—	—
B1腹起し	□-800×800×22(SM490A)	7.48×10 ⁻²	1.07×10 ⁻²	2.1×10 ⁷	2850	400	—
	□-800×800×32(SM490B)	9.39×10 ⁻²	1.26×10 ⁻²				
B2腹起し	□-800×800×32(SM490B)	9.39×10 ⁻²	1.26×10 ⁻²	2.1×10 ⁷	2850	400	—
	□-1100×1100×32(SM490B)	3.27×10 ⁻²	4.02×10 ⁻²				
B3腹起し	□-800×800×36(SM570)	1.05×10 ⁻²	3.33×10 ⁻²	2.1×10 ⁷	3900	400	—
	□-1200×1200×36(SM490B)	3.27×10 ⁻²	5.78×10 ⁻²				

注) *: クリープの影響を考慮したケースも考える (クリープ係数φ=1.16)

3. 構造概要

(1) 土留め構造概要

図-6に土留め支保工断面図、図-7に平面図、表-2に土留め支保工の仕様を示す。

平面形状は61.4m×49.5m、深さ28.3mであり、土留め壁としては鋼管矢板φ1800、L=46.0mが用いられた。さらに、その中にφ1600の鋼管を挿入し、土留め壁の耐力の増加を図った。

切ばりは、1段目を鋼製切ばりとし、2~4段目にPCaSRC切ばりを配置した。躯体構築時には、B1PCaSRC切ばりは本体構造の梁として用いられ、B2~B3PCaSRC切ばりはスラブの中に埋め込まれる。PCaSRC切ばり交差部は現場打設とし、相対する切ばりの鉄筋をエンクローズ溶接でつなぎ、鋼材は中間杭と剛結した。腹越しと接続する切ばり端部には、切断して撤去を可能とするため極厚の鋼材を用い、腹起しとの間には軸力を解放するための特殊なくさびを設置した。また、腹起しには、角形鋼管にコンクリートを充填したものをを用いた。

(2) 換気塔下部躯体の構造概要¹⁾

換気塔下部躯体の構造は地下4階、深さ約29.0m、平面寸法55.5m×44.0mであり、1F及びB1Fは梁・柱構造、道路階の天井及び床となるB2F、B3Fはスラブ構造で、内部は仕切り壁が配置された複雑な形状となっている。

基礎は、φ3200の基準杭と呼ばれる4本の場所打杭と厚さ2mの地中連続壁により構成された10.0m×8.0mの井筒型複合連壁基礎（以下杭・連壁複合基礎と略す）9基が床付け面以深に構築されている。浮島立坑では、基礎に作用する荷重が大きく、また近くに原油配管橋があることから、完成後の換気塔の変位に伴う配管橋の変位を極力小さくするため、このように剛性および耐力が大きい特殊な大型基礎が用いられた。

4. 設計

(1) 土留め壁の設計

土留め壁の設計は、図-8に示す弾塑性法²⁾（山肩

表-3 SRC切ばりばね値

計算方法	結果 (tf/m/m)
$K_s = \frac{2E_s A_s}{l \cdot s} + \frac{2E_c A_c}{l \cdot s (1 + \phi)}$	B1切ばり 16000 (11600)
K_s : SRC切ばりばね値 E_c : コンクリートの弾性係数 A_c : コンクリートの断面積 E_s : 鋼材の弾性係数 A_s : 鋼材の断面積 l : 切ばり全長 s : 切ばりピッチ ϕ : コンクリートのクランプ係数	B2切ばり 14800 (8100)
	B3切ばり 20400 (11600)

注) 結果の上段はクランプ考慮しない場合
下段はクランプを考慮した場合 ($\phi=1.16$)

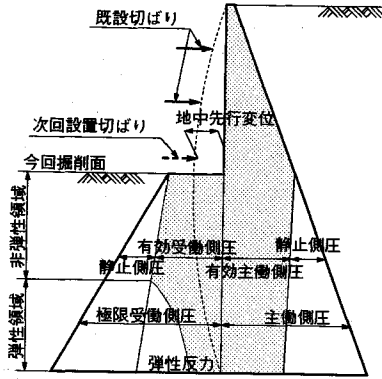


図-8 弾塑性性法概念図

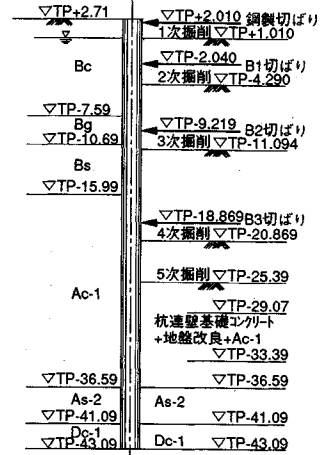


図-9 梁-ばね解析設計断面

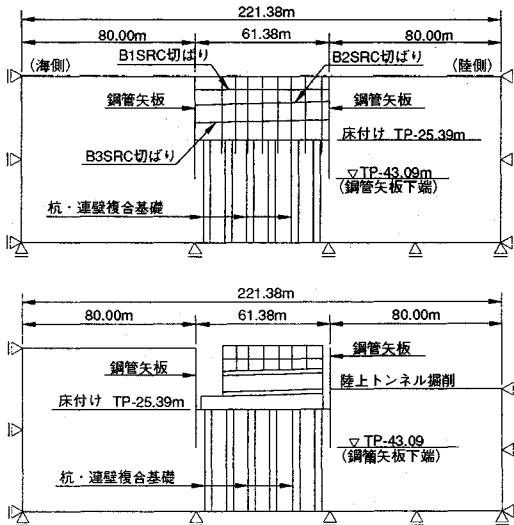


図-10 FEM解析モデル

の拡張法)による梁-ばね逐次掘削解析(以下梁-ばね解析と呼ぶ)および弾塑性FEM逐次掘削解析(以下FEM解析と呼ぶ)により行った。梁-ばね解析の設計断面を図-9に、FEM解析のモデル図を図-10に示す。

梁-ばね解析では基礎として杭・連壁複合基礎が用いられているため、掘削側面地盤の受働崩壊角が小さくなり、図-11に示すように地盤の受働土圧が増加すると考え、複合地盤としての見かけの粘着力によりこれを算定した。さらに、杭・連壁複合基礎は地盤に比べ剛性が非常に大きいため、図-12に示すような平面ひずみ要素を用いた2次元FEM解析を用いて単位荷重による単一地盤と複合地盤の変形量の比により地盤のばね値を算定した。

PCaSRC切ばりのばね値は、「コンクリート標準示方書」³⁾(土木学会)に基づきコンクリートのクリープを考慮した場合と考慮しない場合の2ケースを考え、表-3に示す有効弾性係数を用いて算定し

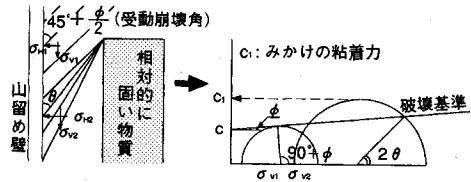


図-11 複合地盤の見かけの粘着力

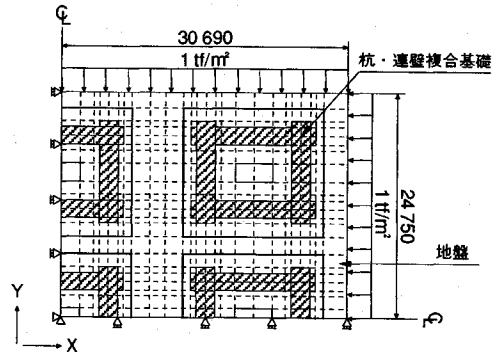


図-12 複合地盤のばね値算定用解析モデル

た。さらに、腹起しとの接続部、各切ばり間の接続部を考慮し、直列ばねとして検討した結果、この部分の剛性が大きいことから全体の剛性に及ぼす影響は小さく、モデルを簡単にするため、全体をSRC切ばりとして評価し、腹起しとの接続部及び各切ばり間の接続部は考慮しないものとした。尚、荷重は「共同溝設計指針」⁴⁾に基づき算定した。

次に、切ばりが傾斜しており施工中に海側と陸側で掘削レベルが異なること、海側は護岸築造のため砂により置換されており立坑周辺で地盤条件が異なること等の影響を考慮するために施工手順を考慮したFEM解析を行った。土留め壁、切ばり及び中間杭を弾性梁要素、地盤はモール・クーロンの破壊規準に従う弾塑性平面ひずみ要素とした。また、杭・連

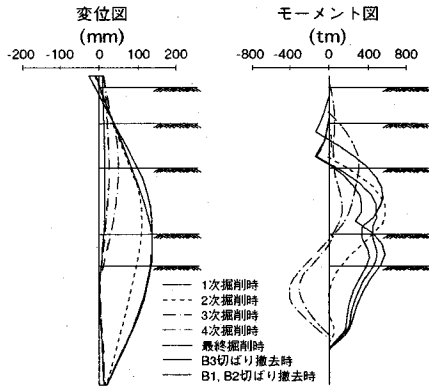


図-13 梁-ばね解析結果

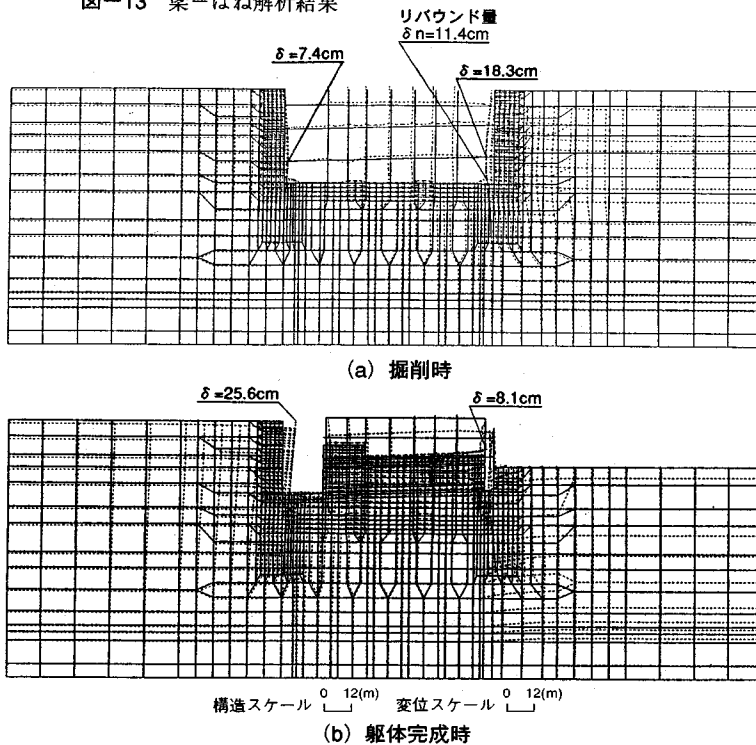


図-14 FEM解析結果

壁複合基礎は剛性の高い弾性平面ひずみ要素としてモデル化し、地盤と基礎のすべりは無いものと仮定した。

図-13に梁-ばね解析結果を、図-14, 15にFEM解析結果を示す。土留め壁、切ばりおよび腹起しの設計は、この2つの解析結果の大きい断面力に対して行った。また、PCaSRC切ばりには、1本当たり最大約2000tfの軸力が作用することになった。表-4に切ばり最大反力を示す。

(2) PCaSRC切ばりの設計

PCaSRC切ばり交差部は、剛結構造となっている。したがって、切ばりには軸力だけでなく曲げモー

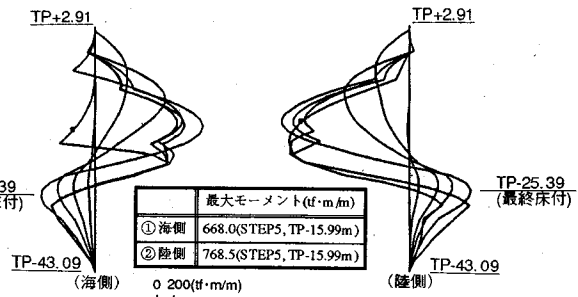


図-15 FEM解析結果 (曲げモーメント)

表-4 切ばり最大反力

B1 SRC切ばり	716	tf/本
B2 SRC切ばり	1420	tf/本
B3 SRC切ばり	2011	tf/本

*分担幅6.5mに換算する。

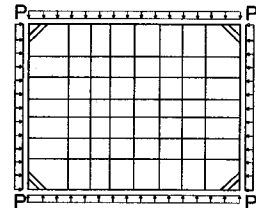


図-16 水平断面骨組解析モデル

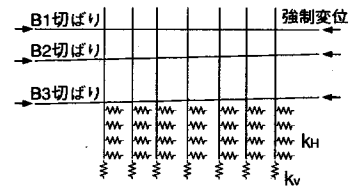


図-17 鉛直断面骨組解析モデル

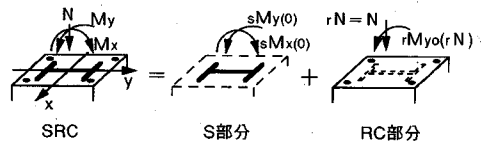


図-18 SRC切ばりの累加強度方式

ントが作用する。そこで、梁-ばね解析による検討では、(1)で得られた切ばり反力および切ばり位置での変形量を用いて、水平断面骨組み解析(切ばり-腹起こし系)および鉛直断面骨組み解析(切ばり-中間杭系)を行い、切ばりに発生する曲げモーメントを算定し、2軸曲げをうける部材として設計を行った。図-16および図-17にそれぞれの解析モデルを示す。

また、リバウンドの影響を考慮するため、図-10

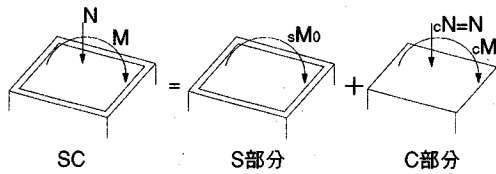
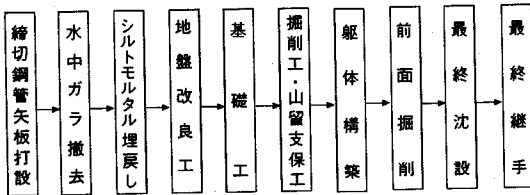


図-19 腹起こしの累加強度方式



築島工事（基礎造成）

図-20 施工フロー

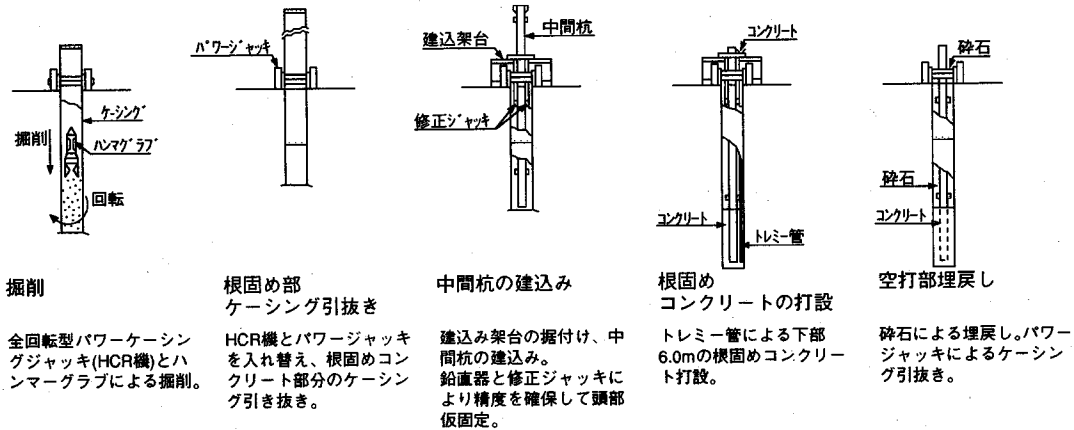


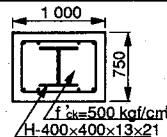
図-21 中間杭施工フロー

に示すFEM解析結果から得られる切ばりの断面力に対しても検討を行った。PCaSRC切ばりの耐力は累加強度方式⁹⁾ (図-18) により算定し、設計断面力を上回るように断面を決定した。累加強度方式では、鋼材部で強軸回りの曲げモーメントを全て分担させ、弱軸回りの曲げモーメントは鋼材の残りの許容耐力と、設計軸力を受ける鉄筋コンクリート部分の許容耐力の和で分担させる。なお、許容応力度は「コンクリート標準示方書」(土木学会)に基づき設定した。代表的な例として、表-5にB2PCaSRC切ばりの設計例を示す。

(3) 腹起こしの設計

PCaSRC切ばりを用いたことにより腹起こしにも大きな軸力および曲げモーメントが作用するため、前述のように腹起こしには角形鋼管にコンクリートを充填した構造を採用している。設計は、切ばりの設計と同様に累加強度方式 (図-19) により行った。

表-5 B2SRC切梁設計概要

設計断面力	軸力 $N = 1323 \text{ tf}$ 強軸回り曲げモーメント $M_x = 23.7 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 弱軸回り曲げモーメント $M_y = 63.1 \text{ tf}\cdot\text{m}$
鉄骨(S)部分	鉄筋コンクリート(RC)部分
(強軸回り曲げモーメント) $sM_x(0) = 23.7 \text{ tf}\cdot\text{m}$ $\frac{sM_x(0)}{sM_x(0)} + \frac{sM_y(0)}{sM_y(0)} = 1$ $sM_x(0)$ 、 $sM_y(0)$: 鉄骨が $N=0$ の場合に X 軸あるいは Y 軸回りの 1 軸曲げモーメントを受ける場合の許容曲げ許容耐力 $sM_x(0) = 69.9 \text{ tf}\cdot\text{m}$ $sM_y(0) = 23.5 \text{ tf}\cdot\text{m}$ より 弱軸回り曲げ許容耐力 $sM_y(0) = 15.5 \text{ tf}\cdot\text{m}$	設計軸力 N は RC 部分で負担する。 設計軸力 N を受ける鉄筋コンクリート部分の弱軸回りの曲げ許容耐力は RC 計算より $rM_y(0, N) = 105.0 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 
弱軸回りの曲げ許容耐力は鉄骨(S)部分と鉄筋コンクリート(RC)部分の許容耐力を加え合わせて $rM_y(0, N) + sM_y(0) = 105.0 + 15.5 = 120.5 \text{ tf}\cdot\text{m} > M_y = 63.1 \text{ tf}\cdot\text{m} \sim OK$	

5. 施工

(1) 施工フロー

立坑構築場所は、浮島の西端で埋立が完了していない部分であり、また、原油配管橋に隣接している。このため、本工事に先立ち比較的比重が小さくて適切な強度をもつシルトモルタルにより地表面から深度約19mまでを置換し、基礎工事終了後、土留め・掘削工事を開始した。施工フローを図-20に示す。

以下、施工のポイント⁹⁾について述べる。

(2) 中間杭の施工

中間杭の施工フローを図-21に示す。中間杭は、 $\square-400 \times 400 \times 19$ 、 $L=35.0\text{m}$ の角形鋼管で、PCaSRC切ばりと剛結される。中間杭にはあらかじめPCaSRC切ばりとの接続用のH型ピースが取付けられている。PCaSRC切ばりと中間杭との接続は後述のように

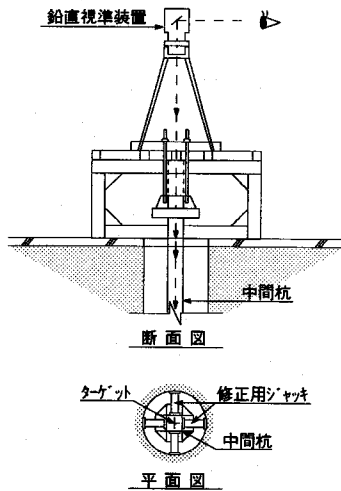


図-22 中間杭建込み装置

高い施工精度が必要となるため、中間杭の建込みも高精度なものが要求された。設置誤差として、水平±2.0cm、鉛直±0.5cmを管理値とした。

掘削は、全回転型パワーケーシングジャッキとハンマグラブを用い、地盤改良土に対しても精度よく行うことができた。さらに、建込み架台を正確な位置に据付け、そこに中間杭を建込んだ後、頭部を固定した。このとき、図-22に示すように鉛直器でターゲットを視準し、B3切ばりブラケット位置に設置した4方向の修正ができるジャッキにより正確に中間杭を設置した。

(3) 掘削

1次掘削（1段切ばり下1m）まではバックホウで行い、2次掘削以降は土留め内に小型バックホウを投入して掘削集土を行い、仮設栈橋上及び土留め壁外側にクラムシェルを配置し、揚土した。鋼管矢板回り及び床付け直上50cmは人力掘削により行った。掘削時の盤ぶくれの防止対策として、ディープウェルによりDs3、Ds4、Ds6層の被圧水の低減を行った。

(4) PCaSRC切ばりの架設

B1PCaSRC切ばりは、換気塔下部躯体本体の梁を兼用している。形状は、幅1.20m、高さ1.25mで長さは3.2m～5.2mである。梁下側は本体梁に必要な鉄筋が配置されている。梁上側の鉄筋は、躯体構築時にスラブと共に配置され、25cm厚のコンクリートが打設される。

海側は、将来撤去すべき幅0.7m、高さ0.8m、長さ8.5mのPCaSRC切ばりが配置されている。

PCaSRC切ばりは中間部と端部の大きく2種類に分

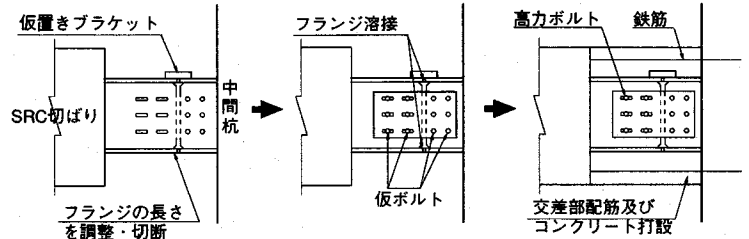


図-23 切ばり交差部施工法

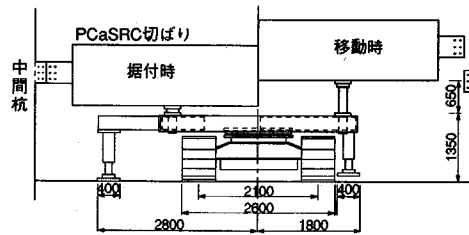


図-24 切ばり架設用台車

けられる。中間部は、H-400×200×8×13の鋼材が埋込まれており、SRC部分から両側共50cm突出して、中間杭に取りつけられたピースと接続した。また、鉄筋は交差部の鉄筋とエンクローズ溶接した。切ばり架設後、交差部は現場でコンクリートを打設した。

端部のPCaSRC切ばりの腹起こし側は鋼材のみで軸力に抵抗できる構造である。これは躯体構築時に盛替梁設置後、端部のPCaSRC切ばりを撤去するための切断箇所となる。

これらのPCaSRC切ばりは、プレハブ工場で作成し、トレーラーで運搬した。切ばりの架設前に、その切ばりが架設される中間杭間の距離を測定して、その長さに合わせてH鋼のフランジを切断した。H鋼のウェブのハイテンションボルト穴は図-23に示すようにだ円形にあげられており、長さの調整が行えるようになっている。

B1PCaSRC切ばりの重量は16t前後が多く、最大で23.5tである。そこで、PCaSRC切ばりの設置は以下の手順で行った。まず、切ばり下端より1.5m低い所まで掘削した状態で、図-24に示す切ばり架設台車上に、100tクローラークレーンで切ばりを吊り降し、所定の位置に自走させる。架設台車のジャッキ機構によりPCaSRC切ばりを前後、左右、上下に調整し、図-23に示すように中間杭のH型ピース位置に合わせて、ウェブのボルトを仮締めし、フランジの溶接を行った後、本締めを行う。尚、B2およびB3PCaSRC切ばりも同様に行った。

(5) 切ばり交差部の施工

切ばり交差部では、対面する切ばり間の鉄筋をエンクローズ溶接で接続した。B1PCaSRC切ばりの交差

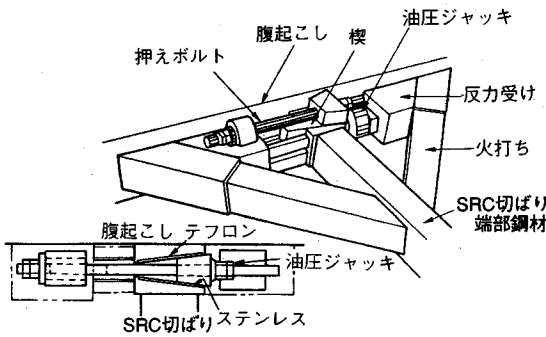


図-25 特殊くさび

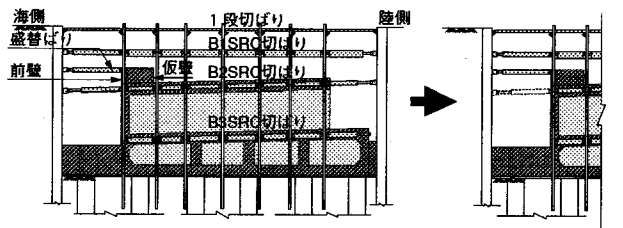


図-27 B2切ばりの盛替え手順

部は、下部躯体本体の柱部分となるため、柱鉄筋を上下に貫通するよう配置し、型枠を取付けコンクリートを打設した。

(6) 軸力解放装置

PCaSRC切ばりは、工期短縮のため下部躯体構築時に躯体の一部として用いる。切ばりは平面上で互いに剛結されており、1本当り軸力も大きいことから、軸力解放時に大きな断面力を発生させないように計画した。

解放力をコントロールするためには、油圧ジャッキを用いざるを得ないが、計画では、切ばりの軸力が2000tfにもなり、これに対応するジャッキを配置するのは現実的でない。そこで、図-25に示すように切ばりの軸力を楔を介して油圧ジャッキでコントロールする事を計画した。この楔効果により、500tf油圧ジャッキで制御可能となった。楔の表面はステンレスとテフロンを組合せて摩擦を減じ、切ばりの軸力で楔を押し出し、その押し出し量を油圧ジャッキでコントロールした。

この楔は全ての切ばり端部と腹起しの間に配置し、油圧ジャッキは土留め壁面4辺の内の1辺分(7基)を用意し、対面する楔を交互に動かして(ジャッキの配置替え)解放を行った。

7基のジャッキは、楔の変位を計算し最も速い楔と遅い楔のストロークの差が3mmになると、速い楔のストロークを当初設定の速さの1/2にし、5mmの差

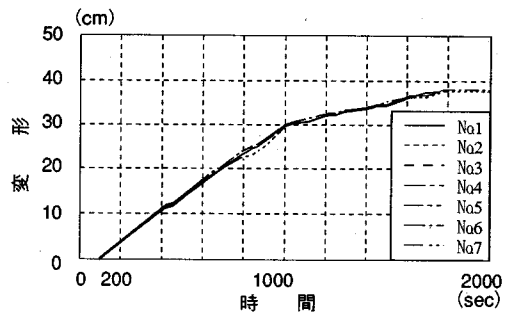


図-26 くさび制御結果

表-6 計測項目

計測対象	計測項目	計器名	測点数
土留め壁 (含補強部)	変形	固定式傾斜計	1
		挿入式傾斜計	7
B1SRC切ばり	鋼管応力	歪み計	90
	コンクリート応力	有効応力計	12
	H型鋼応力	歪み計	12
	鉄筋応力	鉄筋計	14
	温度	熱電対	4
B1SRC切ばり端部	H型鋼応力	歪み計	12
	コンクリート応力	有効応力計	18
B2SRC切ばり	H型鋼応力	歪み計	20
	鉄筋応力	鉄筋計	20
	温度	熱電対	4
	H型鋼応力	歪み計	24
B2SRC切ばり端部	コンクリート応力	有効応力計	12
	H型鋼応力	歪み計	12
	鉄筋応力	鉄筋計	14
	温度	熱電対	4
B3SRC切ばり	コンクリート応力	有効応力計	12
	H型鋼応力	歪み計	12
	鉄筋応力	鉄筋計	14
	温度	熱電対	4
B3SRC切ばり端部	H型鋼応力	歪み計	22
	コンクリート応力	有効応力計	24
腹起こし	角形鋼管応力	歪み計	24
	鉄筋応力	鉄筋計	32
切ばり交差部	鉄筋応力	鉄筋計	32
	角形鋼管応力	歪み計	24
中間柱	土圧	土圧計	8
	水圧	水圧計	12

が生じた場合には停止して待機するようにコンピューターで制御した。実際の制御の結果を図-26に示す。

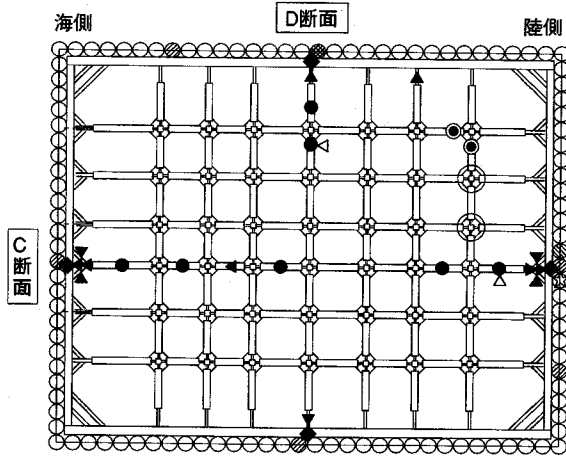
(7) トンネル軸方向B2PCaSRC切ばりの盛替え

最終沈埋函体はターミナルブロックと呼ばれる長さ4.5mの沈埋函体と同様な形状のブロックに接続される。このターミナルブロックはあらかじめ土留め内で構築される。したがって、この構築時には、大きな空間が必要となり、図-27に示すようにB2PCa切ばりに軸力が作用したままの状態ですラブに埋め込み、スラブが硬化した後、B2PCa切ばりより上方に盛替ばりを設置して、海側のB2PCaSRC切ばりの軸力を解放し、それらを撤去して空間の確保を図った。B2PCaSRC切ばりの軸力解放時には、スラブ内の切ばり自身の抜け出しとスラブに生じると考えられる引張応力に対する安全性が懸念された。そこで、模型実験によりその性状を把握し、その結果の数値シミュレーションを行い、さらに実構造物モデルによる挙動予測解析を行い、軸方向鉄筋及び割裂補強筋の設計を行った。

表一七 切ばり軸力計測結果

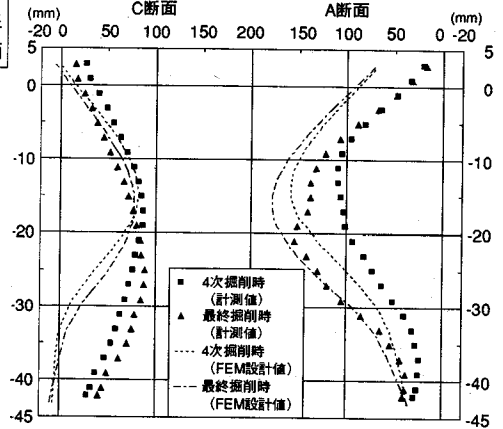
			設計軸力*(tf/本)	
			梁-ばね解析	FEM解析
B2SRC 切ばり	掘削時	軸方向	824	1162
		軸直角方向	544	1479
	切ばり 撤去時	軸方向	745	1202
		軸直角方向	428	1530
B3SRC 切ばり	掘削時	軸方向	953	1702
	掘削時	軸直角方向	1112	2166

* 分担幅は軸方向5.5m, 軸直角方向7mとして算出

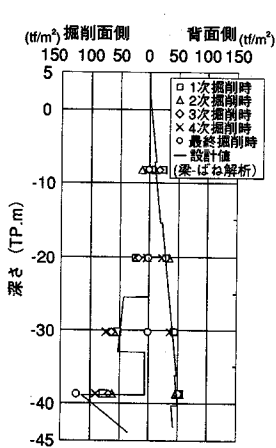


凡例		B断面	
●	鉄筋計…2点	◎	鉄筋計…3点
▲	歪計…2点	○	歪計…2点
◆	歪計…2点	△	歪計…2点
◇	有効応力計…2点	○	鉄筋計…8点
△	温度計…2点	⊗	挿入式傾斜計
☆	土圧計・水圧計	⊙	固定式傾斜計

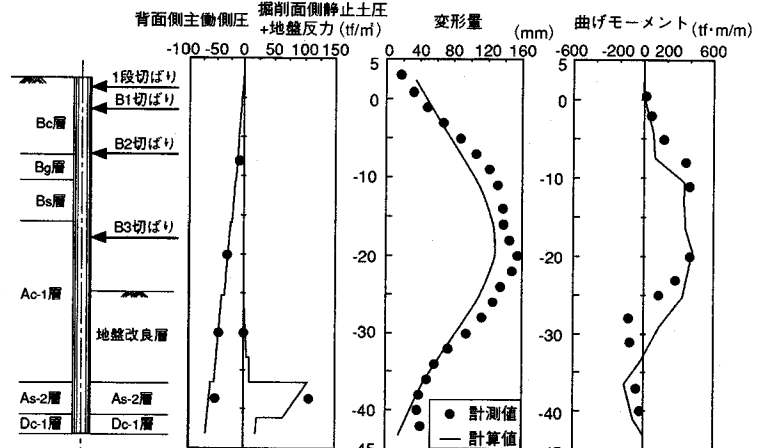
図一28 計測位置 (B2切ばり位置)



図一30 土留め壁の変形計測結果



図一29 側圧計測結果 (A断面)



図一31 梁-ばね解析による予測結果 (A断面)

6. 計測および土留めシミュレーション

(1) 計測計画

掘削に伴う土留め壁の挙動や切ばりの軸力等を迅速に把握し安全に施工を行うため、また、土留め支保工としてPCaSRC切ばりを用いた新しい大規模掘削工法であることから、今後の設計・施工に反映させるため、各種計器を配置しその性状を調査した。表一六に計測項目を、図一28にB2PCaSRC切ばり位置での計器配置を示す。

(2) 計測結果

図一29に作用側圧分布を示す。背面側作用側圧は、ばらつきはあるもののほぼ設計値に近い側圧が作用している。また、図一30に土留め壁の変形図を、表一七にPCaSRC切ばりの一般部の平均発生最大軸力を示す。

尚、温度による切ばり軸力の変化は、後述する外部ばねによる拘束下での変化を考慮し、平均9.8tf/℃であった。

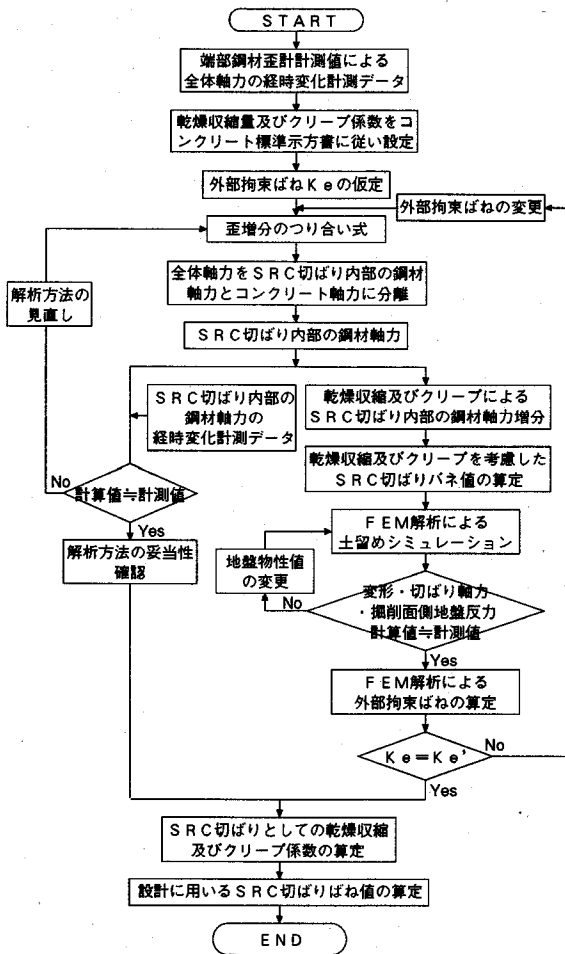


図-32 土留めシミュレーションフロー

(3) 梁-ばね解析による土留めシミュレーション

掘削中の安全性確認のため、土留め工の現状解析及び将来予測解析を設計と同様の梁-ばね解析により各掘削段階毎に行った。現状解析は、背面側作用側圧および切ばりばね値には実測値を用い、地盤物性値(c, φおよび変形係数)及び掘削面側静止側圧をパラメータとして、土留め壁の変形・曲げモーメントおよび掘削面側地盤反力の計測結果を模擬することによりパラメータを決定した。各種パラメータは、設計値を基準として感度分析を行い、影響の大きいパラメータから優先的に変化させてその値を順次決定した。感度分析の結果より、掘削面側静止側圧、地盤改良土の変形係数、粘着力、現地盤の物性値の順にその値を決定した。そして、決定された値を用いた将来予測解析結果をもとに、安全を確認して工事を進めた。図-31に4次掘削時の現状解析を元にした最終掘削時の予測解析結果を示す。

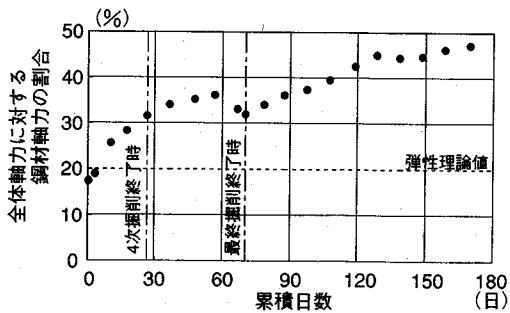


図-33 B2SRC切ばりの全体軸力に対する内部鋼材の軸力の割合

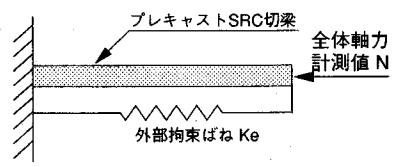


図-34 計算モデル

(4) FEM解析によるシミュレーション

梁-ばね解析によるシミュレーションでは、立坑周辺の地盤の差異、切ばりの傾斜に伴う非対称の掘削等が考慮されず、そのため立坑全体の動きも考慮されない。したがって、各断面毎のみかけのシミュレーションにしか過ぎず、立坑本来の挙動を表しているとはいえない。この問題を解決するには、周辺地盤をも含めた全体解析により行う必要がある。そこで、プレキャストSRC切ばり工法の特徴を把握することを目的として、設計と同様のFEM解析により最終掘削時までのシミュレーションを行った。シミュレーションは図-32に示すフローに従った。

以下に、シミュレーションのポイントとなる点についてその概要を述べる。なお、PCaSRC切ばりにはコンクリートの有効応力計が設置されており、コンクリートの応力を直接計測することを試みたが、適切に計測できなかったため、端部鋼材の歪計測値を全体軸力として軸力分担機構の分析を行う。

尚、端部鋼材の歪計測値は、温度計測結果を用いてコンクリートと鋼材の線膨張係数は等しいものと考え、外部拘束ばね下で全体として挙動するものと考えて補正を行った。この影響については、従来の鋼製切ばりと同様と考え、以下SRC切ばり特有の乾燥収縮及びクリープについて考察する。

a) PCaSRC切ばりの軸力分担機構

PCaSRC切ばりが軸力に抵抗する場合のコンクリート(C部分)と鋼材部分(S部分+R部分、ここでS部分は鉄骨、R部分はそれ以外の鋼材部つまり鉄筋を言う)の比率は通常軸剛性比に従う。今回の

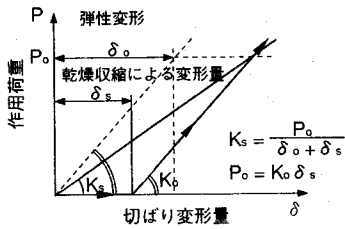


図-37 乾燥収縮による切ばりばね値の低下

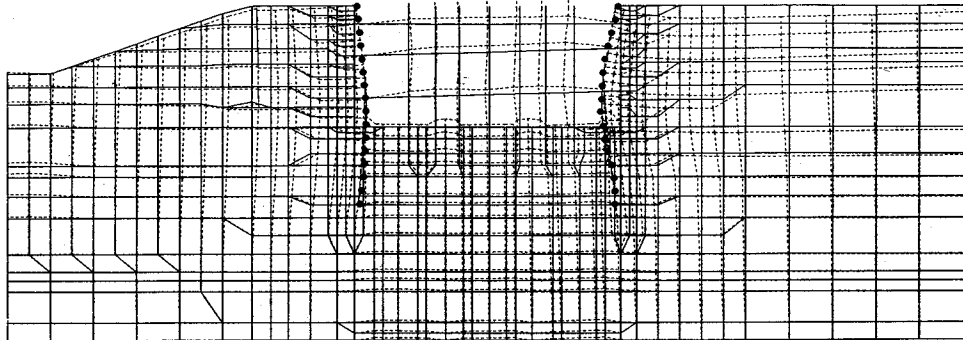


図-38 シミュレーション結果 (全体変形図, 最終掘削時)

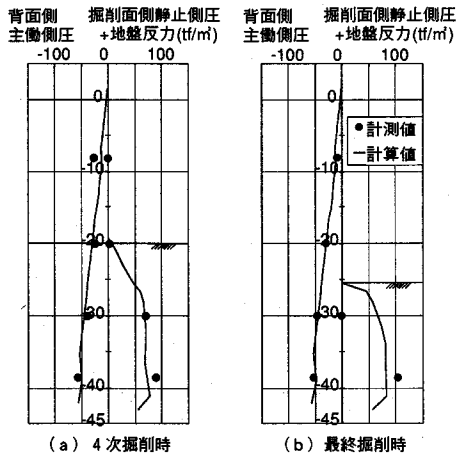


図-39 シミュレーション結果 (側圧)

$$\frac{1}{E_c} \frac{d\sigma_{cc}}{dt} - \frac{\sigma_c}{E_c} \frac{d\phi}{dt} + \frac{1}{E_s} \frac{d\sigma_{sc}}{dt} = \frac{d\epsilon_{oc}}{dt} \quad (8)$$

式(1)を連立させることにより、端部鋼材の全体軸力から切ばり内部の鋼材及びコンクリートの軸力を分離でき、クリープ及び乾燥収縮による切ばり内部の鋼材軸力増分が算定できる。

算定された切ばり内部の鋼材軸力と一般部の切ばり内部の鋼材軸力計測結果との比較を図-35に示す。図-35より、両者は良い相関を示しており、したがって、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮はほぼ示方書の値程度であったと考えられる。計算の結果、乾燥収縮及びクリープによる軸力増分と全体軸力の比較を図-36に示す。SRC切ばり内部の鋼材

表-9 シミュレーションに用いた切ばりばね値

	切ばりばね値 (tf/m)	低減率 (%)		
		乾燥収縮	クリープ	
4次掘削時	B2切ばり	14300	8.2	13.2
5次掘削時	B2切ばり	13400	13.7	12.6
	B3切ばり	20500	4.8	13.5

注) 切ばりピッチを5.5mとして算定
乾燥収縮及びクリープを考慮しない場合の切ばりばね値
B2切ばり: 18200 tf/m/m
B3切ばり: 25100 tf/m/m

表-10 シミュレーション結果

(切ばり軸力、最終掘削時)

	シミュレーション P _i (tf/本)	計測値 P _o (tf/本)	P _i /P _o
B2切ばり	743	824	0.90
B3切ばり	945	953	0.99

軸力のうち、クリープ及び乾燥収縮による増分軸力はそれぞれ約13%および24%を占めている。

b) シミュレーションに用いるSRC切ばりばね値の算定

SRC切ばりのばね値は、乾燥収縮及びクリープにより歪が増大するため、ばね値は低下する。そこで、前記の方法により各要因に分離された歪を用い、SRC切ばりのばね値を算定する。但し、SRC切ばりのばね値を算定する目的から、外部拘束の影響がない場合の内部拘束による影響のみのSRC切ばりとしてのクリープ及び乾燥収縮による歪を求め、各掘削段階毎のばね値を算定する。

内部拘束条件でのSRC切ばりとしての乾燥収縮量は切ばり内部の鋼材の収縮量に等しいと考えることができる。

$$\epsilon_{sn}' = \epsilon_{ssn} \quad (9)$$

同様に、SRC切ばりにクリープが生じた場合、SRC切ばりの収縮量は鋼材の収縮量に等しい。したがって、SRC切ばりとしてのクリープ係数は、SRC切ばり内部の鋼材に生ずる歪を用いて以下の様に表わされる。

$$\phi_{ln}' = \frac{\Delta \epsilon_{scn}}{\epsilon_{on}} \quad (10)$$

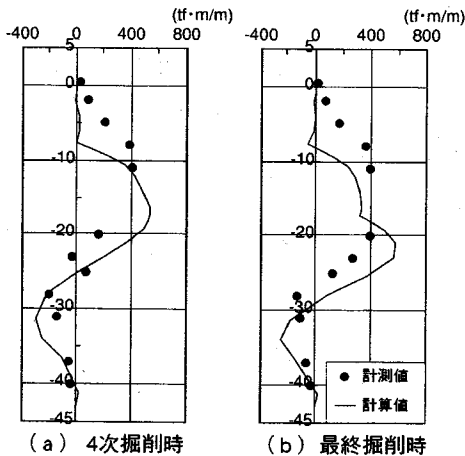


図-40 シミュレーション結果(曲げモーメント)

そこで、クリープ歪みは弾性歪みに依存し、乾燥収縮は初期の段階でゆるみを与えると考え(図-37)、掘削による荷重の変化を考慮¹³⁾して以下の式により各掘削時毎のSRC切ばりのばね値を算定する。

$$K_s = \frac{K_o}{1 + \frac{\epsilon_{on}}{\Delta\epsilon_{on}} \Delta\phi'_{in}} \cdot \frac{\Delta\delta_{on}}{\Delta\delta_{on} + \Delta\delta'_{sn}}$$

$$= \frac{K_o}{1 + \frac{\epsilon'_{scn}}{\Delta\epsilon_{on}}} \cdot \frac{\epsilon_{on}}{\Delta\epsilon_{on} + \Delta\epsilon'_{ssn}} \quad (11)$$

上式により求めた切ばりばね値を表-9に示す。

表-9より、最終掘削時にはB2切ばりばね値は乾燥収縮及びクリープにより25%近く低下している。特に、切ばり全体の変形が小さい段階では乾燥収縮の影響が大きい。

c) FEMによる土留めシミュレーション

b)で算定したSRC切ばりのばね値を用い、掘削面側の地盤物性値をパラメータとして、2次元弾塑性FEMによる全応力逐次解析により土留めシミュレーションを行った。図-38に全体変形の最終掘削時のシミュレーション結果を示す。また、最終掘削時の切ばり軸力のシミュレーション結果を表-10に、側圧、土留め壁の曲げモーメントのシミュレーション結果をそれぞれ図-39および図-40に示す。シミュレーションの結果、同定された地盤物性値は以下の特殊な項目を除き設計値と等しくなった。

①地盤改良土の膨張圧(噴射攪拌圧の残留)

②土留め壁際の地盤改良土の物性値

土留め壁際の地盤改良はC.J.Gで行われた。シミュレーションの結果からは、このC.J.Gによる膨張圧が大きくなっていると考えられ、地盤改良による膨張圧は平均的な深さで現地盤の側圧の約20%になるとした場合、計測結果と比較的一致した。また、土留め壁際の地盤改良土物性値が一般部より小さく、そのため土留め壁の下端が変形していると考え

表-11 地盤改良土物性値

	弾性係数 E (kgf/cm ²)	粘着力 c (kgf/cm ²)
原地盤	6	0.2
一般部	544	2.0
山留め壁際	12	1.0

表-12 切ばり軸力設計値

		設計軸力 (t/m)	
		低減なし	クリープ考慮
B2PCaSRC切梁	掘削時	136	116
	切梁撤去時	137	126
B3PCaSRC切梁	掘削時	161	148

られる。シミュレーションにより得られた地盤改良土の物性値を表-11に示す。最近は、土留め壁際の地盤改良に対し、より大きな改良径の新しい工法も提案されており、確実な改良を期待する方策として考えられる。

以上より、一部の特殊な項目を考慮することにより、設計値どおりの地盤物性値を用いたFEM解析により最終掘削時までの計測結果を表現することができた。したがって、今回用いたような2次元弾塑性FEMによる全応力逐次解析は、粘性土の卓越する軟弱地盤における複雑な土留めの設計に有効な手段であるといえる。

7. 今後の設計への適用

今回の浮島立坑における設計および計測結果とそのシミュレーション解析から、PCaSRC切ばりを用いた大規模土留めの設計として、切ばりの乾燥収縮及びクリープに対して以下に示す2つの設計方法が考えられる。

(1) 合理的な高精度の設計方法

(2) 簡易な設計方法

前述のように乾燥収縮及びクリープによりSRC切ばりではばね値が低下する。従って、この低下を適切に評価する必要がある。そのために、設計上必要となるのは、前述のSRC切ばりとしての乾燥収縮歪とコンクリート単体の乾燥収縮歪の比およびクリープ係数の比である。実際にはこの比はコンクリートを鋼材の軸剛性比、湿度、材令、断面の大きさ等により変化し、式(1)~式(10)を解くことにより算定でき、乾燥収縮及びクリープを考慮したSRCのばね値が式(11)より算定できる。しかし、設計時には弾性歪が未知数であり、これらを算定するためには土留め解析も含めて繰り返し計算を行う必要がある。従って、精度の高い設計は上記の方法により複雑ではあるが、合理的に行うことができる。

一方、今回の設計では、乾燥収縮の影響を考慮の上クリープ係数を1年間分と大きく設定したもの

と、全くこれらの影響を考慮しないものの2ケースを行い、包絡するようにしたため、結果的に安全な設計となっていた。ここで、今回の切ばりのうち最も長い期間高軸力をうけるB2切ばりは、架設から撤去までの9ヶ月である。設計で用いた1年間分のクリープ係数は1.16であり、切ばりばね値に換算すると約1/2となる。クリープを考慮しない場合と考慮した場合の両者の結果は図-30及び表-12から最大変形で7%、切ばり軸力で15%の差であった。従って、簡易に設計を行う場合には、今回の設計で行ったようなクリープを考慮しない場合と、大きめに考慮することにより切ばりばね値を大きく低減させた場合の検討を行うことにより、ある程度の精度は確保されるものと考えられる。

なお、施工時には情報化施工を取り入れたため、乾燥収縮及びクリープの影響を考慮した予測が可能となり、工事を無事に終了させることができた。

8.まとめ

本報告をまとめると以下のようになる。

(1) 川崎航路トンネル浮島立坑工事においてSRC切ばりを用いた大規模掘削の設計、施工および計測結果についてその概要を報告した。

(2) シミュレーション解析の結果、本報告で用いたような2次元弾塑性FEMによる全応力逐次解析が、粘性土の卓越する軟弱地盤における複雑な土留めの設計に有効な一つの方法であることがわかった。

(3) SRC切ばりの乾燥収縮およびクリープ特性を把握し、今後の設計への適用に対する考察を行った。

9.おわりに

平成4年7月に掘削を完了、換気塔下部躯体工事も平成5年9月に完了し、本換気塔部を含めた羽田空港

～横浜ベイブリッジ間の16.4kmの区間が平成6年12月21日に供用開始された。また、掘削工事から下部躯体工事までの期間は従来の土留め工法に比べておよそ30%短縮され、今後の適用に対する第一歩を踏み出すことができた。

SRC切ばりは耐力が大きく、クリープおよび乾燥収縮の影響も比較的小さく、工期短縮が見込めることから今後も大規模土留めにおいて用いられるケースが増えるものと思われる。従って、PCaSRC切ばり方式土留め工法がその特徴を生かした土留め工法として定着することが望まれ、その際に本報告が参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 新田興吉ほか：川崎航路トンネル浮島立坑複合連壁基礎の設計・施工、土木学会第46回年次学術講演会、1991.9.
- 2) 首都高速道路仮設構造物設計基準、(財)首都高速道路厚生会、1990.10.
- 3) コンクリート標準示方書(設計編)平成3年版、土木学会、1991.
- 4) 共同溝設計指針、(社)日本道路協会、1986.3.
- 5) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造規準・同解説、1987.
- 6) 久保田信雄ほか：埋立間もない地盤におけるSRC切ばりを用いた大規模土留め工事、基礎工、1992.8.
- 7) 小野絃一ほか：クリープ、乾燥収縮および温度変化を考慮したSRC切ばりの挙動：土木学会第35回年次学術講演会、1980.10.
- 8) 水野昭生ほか：大規模掘削におけるSRC切ばりの挙動、土木学会第36回年次学術講演会、1981.9.
- 9) 栗原安男ほか：プレストレスを導入した合成構造の乾燥収縮・クリープによる温度変化の研究、コンクリート工学論文集、第2巻第2号、1991.7.
- 10) 玉野富雄ほか：SRC切ばりの軸力算定についての一考察、土木学会第43回年次学術講演会、1988.10.
- 11) 村田二郎ほか著：最新コンクリート技術選書1巻、フレッシュコンクリートのレオロジー・コンクリートの弾性とクリープ、鹿島出版会、1976.11.

(1996.4.23受付)

LARGE EARTH RETAINING WALL USING PRECAST SRC STRUTS

Nobuo KUBOTA, Yoshihiro ISHIGAMI, Shinichi EGAWA, Masashi TANI,
Masaharu YAMAMOTO, Toru SHIMIZU and Taisuke NAKAMURA

This paper describes the design, construction and variable measurements of earth retaining wall methods using precast SRC struts that were used for the construction of the arriving shaft of the Kawasaki Fairway tunnel at Ukishima. Spacing of struts was made fairly wide and therefore it was necessary to use high loading capacity elements such as precast SRC struts. Also removal of them was not required as they were embedded in part of the structure. As such, the period of construction was shortened markedly.