

東京国際フォーラムガラス棟の鉄骨建方工事

Erection of Steel Frame for Glass Building of Tokyo International Forum

中野 一夫*¹
Kazuo NAKANO

内藤 章吾*²
Syogo NAITO

Summary

The Tokyo International Forum was designed by Raphael Viniolis, an American architect who was selected in Japan's first international competition (held with the official approval of Union Internationale des Architectes). The Forum was built on the 27,400m² site adjacent to JR Yurakucyo Station which had formerly been the location of Tokyo Metropolitan Government office.

Each building of the Forum has a new structure which reflects modern design philosophy. A typical example of this a glass building which has in plan the shape of a ship comparable in size to the Queen Elizabeth II with an overall length of 210m and a maximum width of 30m. All the 60m tall surrounding walls are made of glass.

This paper outlines the entire process of building the steel frame of the glass building, from planning to execution.

1. まえがき

東京国際フォーラムは、国内で初めて実施した国際建築家連合公認（UIA）の国際設計競技で選ばれた米国の建築家ラファエル・ヴィニオリ氏によって設計され、JR有楽町駅に隣接した旧都庁跡地27400m²に建設された。

シンポリックな建築デザイン思想を表現するために、その構造にさまざまな新しい試みが駆使されている。

この施設は大小四つのホールブロックがキューブ状に並んだ全長200mのホール棟群（大成建設他9社が施工している）と全長210m・最大幅30mの船形平面をした高さが地下一階より屋根の高さまで60m壁面は、すべてガラスで覆われた、世界で名高い豪華客船クイーンエリザベスII世号の大きさに匹敵するガラス棟（ガラスホールと会議棟の施設を大林組他8社JVが施工している）を、弊社はガラスホールの設計段階より建方検討に参画して、鋼構造物の詳細建方計画と共に現地建方および溶接工事を行ったが、今回は建方工事を報告する。

2. 構造概要

ガラス棟は、多目的ギャラリーとして利用される巨大なアトリウムガラスホールと、その側面に沿った7階建



写真-1 平成7年8月撮影

の会議棟（鉄骨建方等弊社施工外）とで構成（図-1参照）されている。

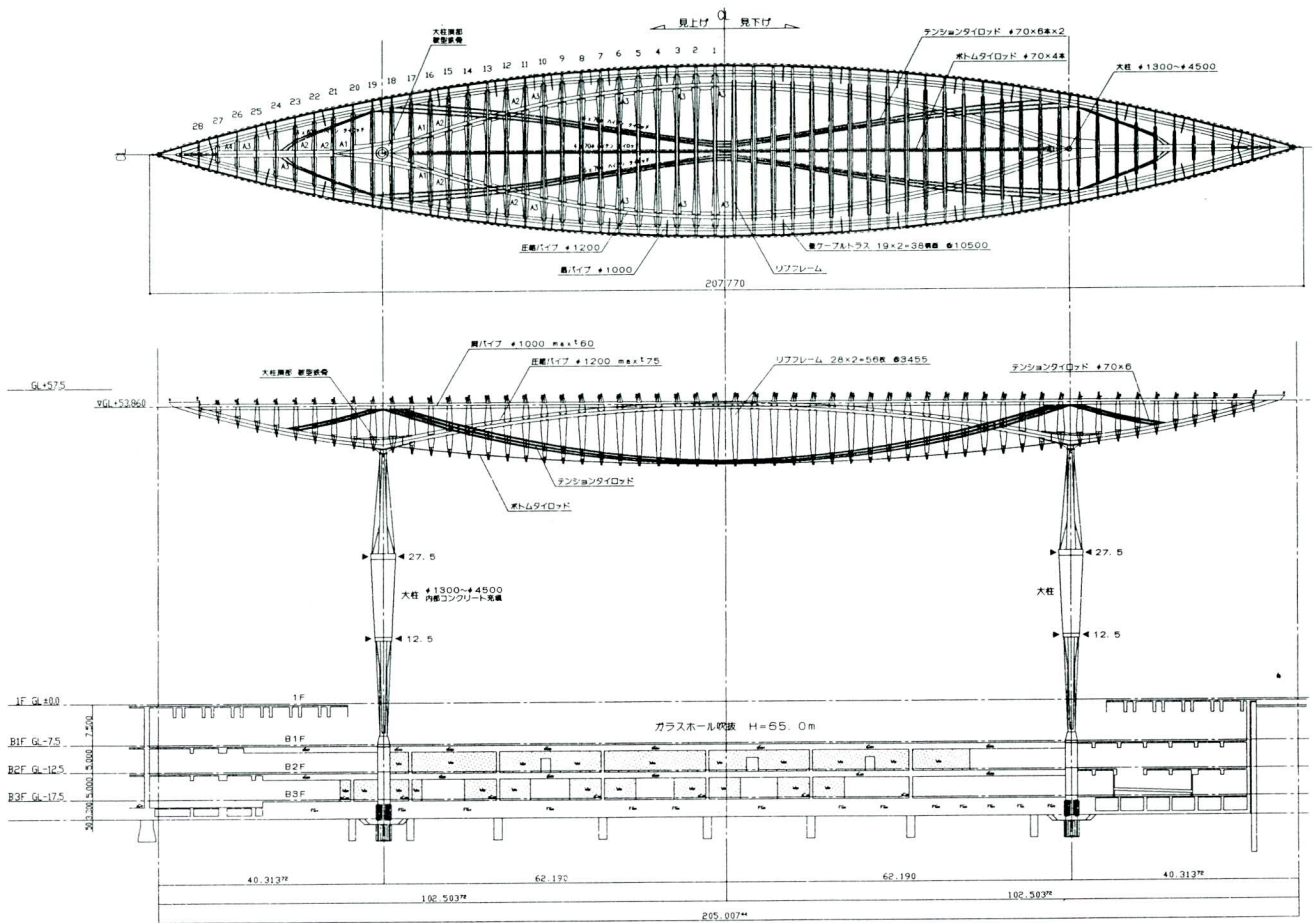
ガラスホールは次のような構造エレメントで成り立っている。

(1) 屋根

全長208m×最大幅31.7mの上面フラット、下面が船底の状態、その内部にアーチ状の圧縮パイプ（φ1200mm）およびカタナリー状のサスペンション材（テンショ

*¹宮地建設工業株式会社鉄構事業部東京工事部長

*²宮地建設工業株式会社鉄構事業部大阪工事部計画課長



ン HT ロット) が組み込まれ、それらを繋ぐ船の龍骨のようなリブフレームと肩パイプ (φ1000mm) で構成されている。

(2) 大柱

船底状屋根構造部を支持する南北に建つ2本 (スパン124m) の大柱は、中央が二重管その上下は鋼管に花卉がついたような状態で、応力レベルに応じて断面変化している。

なお、応力が集中する部分には鋳鋼が使われており、大柱内の剛性を高めるためにコンクリートが充填されている。また、風圧・地震力に対する安定性を確保するために会議棟の4F・7Fのレベルで緊結させて水平力に一体構造となっている。

(3) 壁面

ガラスホール外周のガラス壁面の主要構造は10.5mピッチに配列されている。方立 (図-2 参照) とケーブル

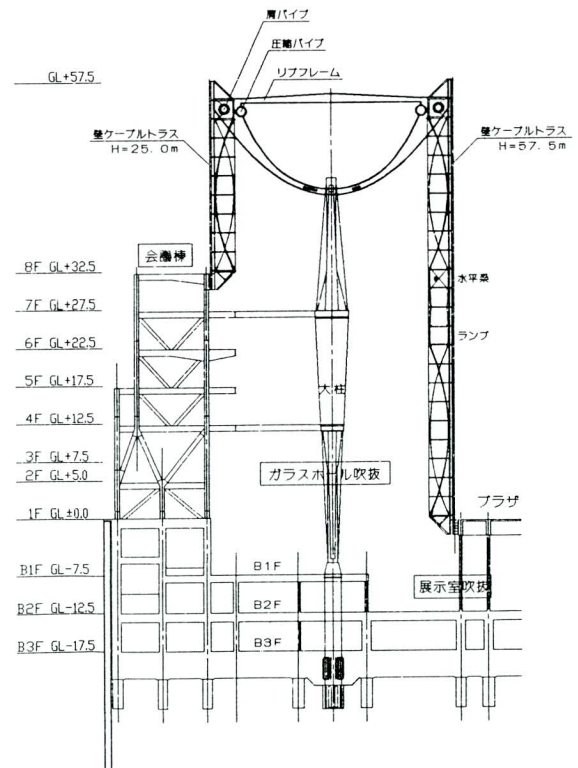


図-1 構造概要図

ルの複合構造であるケーブルトラスで、自重は下部三角フレームを支点に、風圧・地震力に対してはテンションケーブルで抵抗し、水平力に対する反力は下部支点と中間の水平梁および屋根で受ける。

屋根が短辺方向の横力を受けたとき起こす回転力を拘束する圧縮材としての構造も兼ねている。

また、プラザ側壁面は、高さが60mあるので面外変形を拘束するために二段の水平梁が組み込まれており、上段(32.5m)はメンテナンス用デッキとして使用を考慮して、下段はホールを回遊する斜路(27.5~12.5m)としての用途を有している。

(4) ブリッチ

プラザ側ガラス壁面へかかる水平力に対応する目的のため、上段は二本の軸力材(水平束)、下段は連絡通路

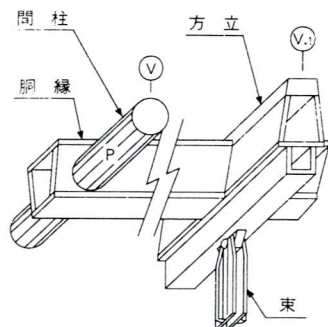


図-2 壁鉄骨基本構造図

(ブリッチ)の機能を合わせ持つて四カ所が会議棟と連結し拘束した構造となっている。

(5) 先端トラス

ガラス壁面胴縁により面内方向に作用する地震力を負担する目的で鋳鋼パイプトラス構造となっている。

3. 工事概要

船底状の立面をした屋根をガラス壁の上部へ如何に構築するか、さまざまな施工法を検討した結果構造物がフレキシブルなための補強を必要としない、また、壁面鉄骨を併行して組立可能であり、ガラスホール全体工事の整合性がはかれる、次のような施工手順で工事を進めることにした(図-3, 表-1参照)。

4. 大柱の建方

大柱脚部はGL-7.5mのレベルで構真柱と現場溶接接合されて、会議棟4・5・6・7階において繫梁によって連結し、頂部で屋根鉄骨の鞍型に接合される17節に分割された構造である。

建方は、1節から9節まで160t吊油圧クレーンを使用し施工した。

10節より17節については仮設バンド・ステージ上に設

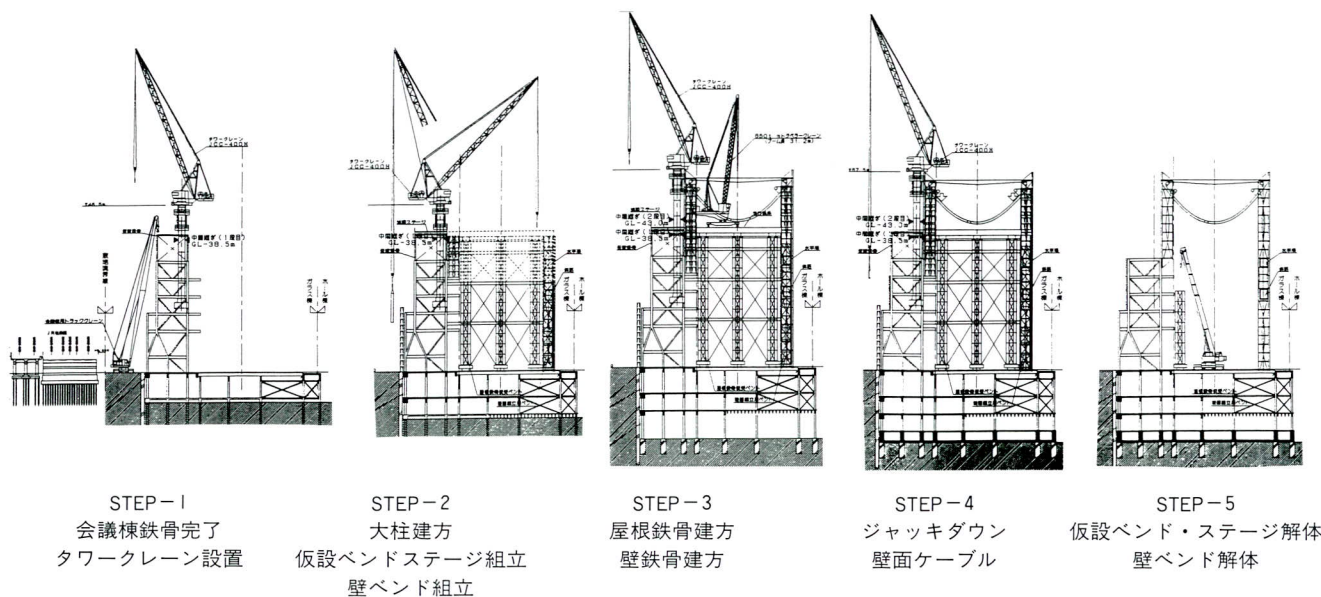
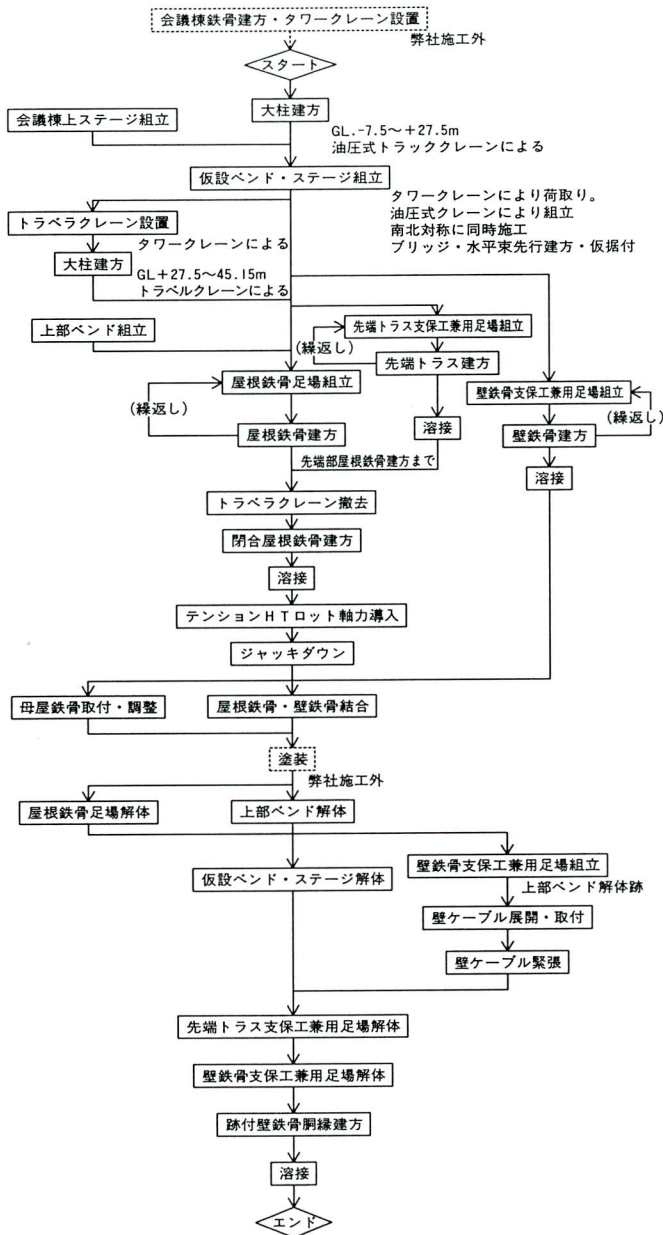


図-3 全体工事ステップ図

表-1 全体工事フローチャート



置したトラベラクレーン（能力650t・m）によって行った（図-4参照）。

建入精度の管理は、鉄骨精度測定指針（日本建築学会編）の $\delta e \leq H/2500 + 10\text{mm}$ 準じて、1～4節は控索で、5～11節は控索並びに継手部に金矢、または、特殊ジャッキを挿入して行い、12節以上については金矢と特殊ジャッキにて調整して精度を確保した。

会議棟と大柱の繫梁は、あらかじめ調整部材を準備し

光波で計測した数値にもとずき製作工場で作削して取付ける方法で施工した。

建方時のおよび溶接時の足場については、枠組足場をGL+0m仮設構台上から各節建方前に組立てる手順で設備した。

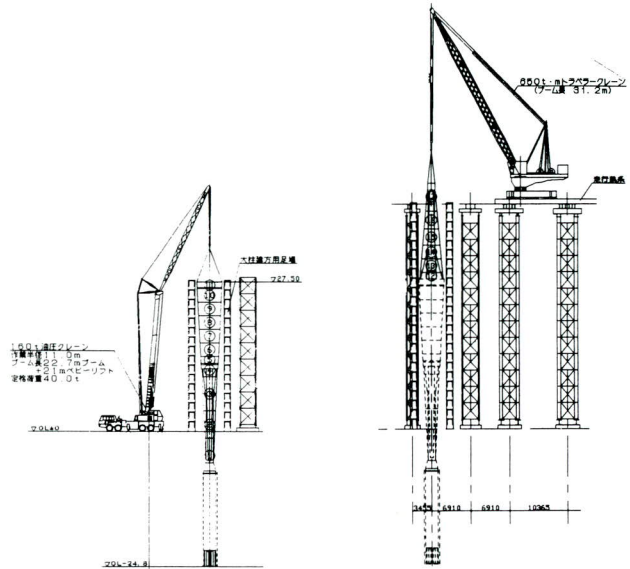


図-4 大柱建方要領

5. 仮設ベンド・ステージの組立

仮設ベンド・ステージの目的は、屋根鉄骨を受ける上部ベンドの基部、および、トラベラクレーンの受点、また、壁鉄骨支保工兼用足場の座屈防止等、並びに、鉄骨・機材の仮置き、地組の作業床（以下ステージとする）設備として使用した（図-5参照）。

仮設ベンド・ステージに負荷する水平力は、屋根鉄骨の重力、仮設ベンド・ステージの重力を加算して所定の地震層せん断係数（0.222）を乗じて水平力とした。

伝達方法は、短辺方向は会議棟（仮設フレーム）に、長辺方向はステージ桁を介して大柱へ荷重が集束するように集束材を配し大柱負荷点に集束装置で大柱のリブへ水平力が伝わる構造にした。

仮設ベントは、構台（GL±0m）に最下段梁をケミカルアンカーで固定し、無収縮モルタルグラウトを充填し、頂部には上段梁と最上段梁を組合せて、短辺方向に横桁を設けて上部ベンド・トラベラクレーン・ステージ桁を受ける構造とした。

軌条桁は、ステージ桁と同一断面を使用してトラベラ

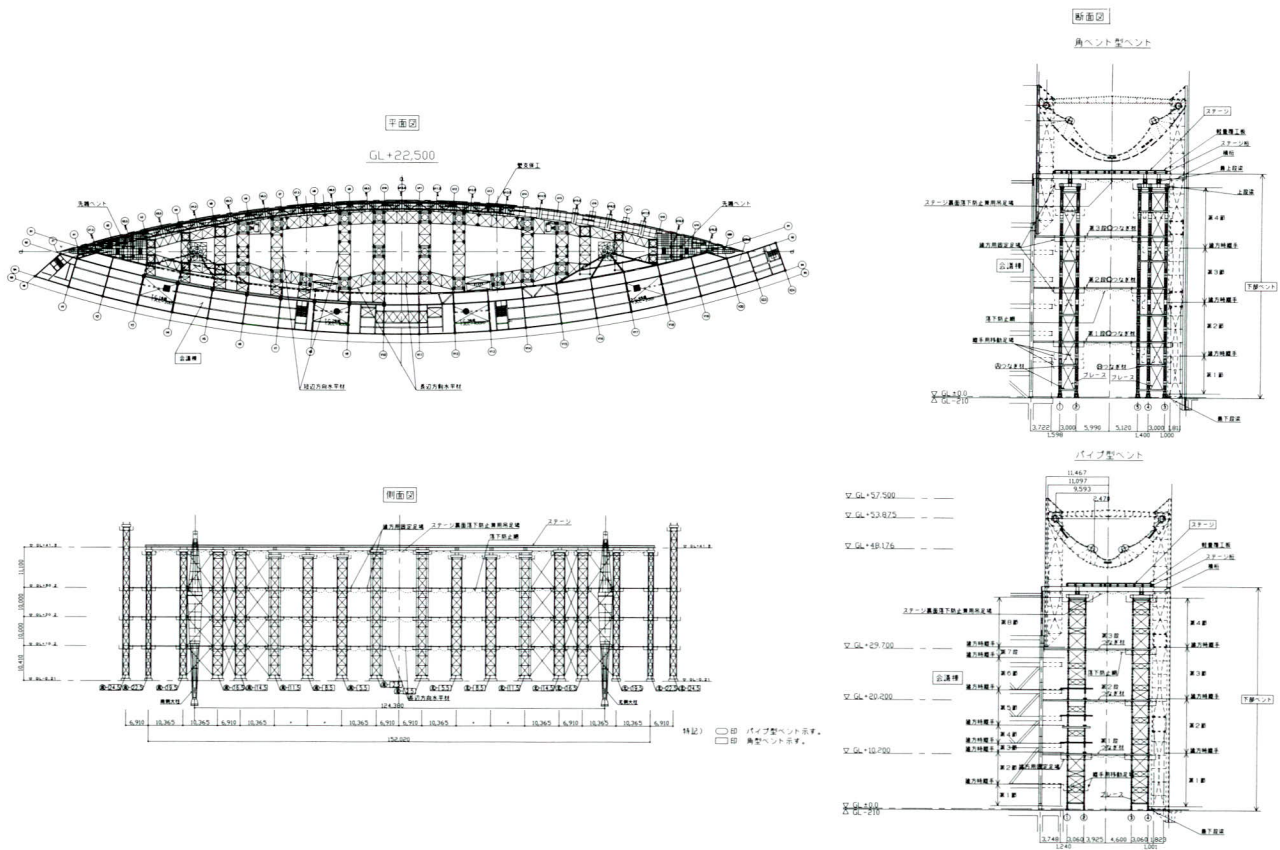


図-5 仮設ベント・ステージ概要図

クレーン載荷部で2段重ね梁構造で断面を確保し、ステージ桁と合わせて、フランジ天端へ軽量覆工板を敷設した。

仮設ベントの組立は、南北大柱近傍のトラベラクレーン設置位置ベントより着手し、長辺方向の中央へ駆次進めるとともに、大柱建方完了後先端にも併行して組立を行った。

搬入した角ベントは面組、パイプベントは箱組の形状に地組立を行った。

組立重量は、角ベント面組5t、パイプベント箱組4.8t、ステージ桁8tであり、地組立には50t吊ラフタークレーンを使用して、組立はタワークレーン35m×5t2基および、40m×10t2基で行った。

6. 屋根鉄骨の建方

建方は、大柱頂部と取合う鞍型部、大柱と大柱間部、大柱より先端部に分けられる。そのなかで鉄骨部材を受ける上部ベント・架台および足場等、架設設備も建方に

合わせて進めるとともに、壁鉄骨建方との調整も関連する輻輳した施工手順を求められた。

また、リブフレームとサスペンション材の部材接合が剛構造でなく、また、すべて溶接接合のためにエレクトロニクスによる仮取付構造等によって任意の変形を起こすことが予測され、高さ・縦横の寸法確保、さらに、60mの仮設ベント・ステージ上、鉄骨本体への風、太陽熱の影響等極力受けない形状管理システムを導入した。

鞍型部は、FR鋼（耐火性鋼材）鋳鋼製重量60tを輸送、並びに、建方吊荷重より13ブロックに分割した部材をトラベラクレーンによって、4基のベント上に据え付けた。

大柱と大柱間は、ブロック割が肩パイプ一本に対してリブ鉄骨が三枚取付く構造から、建方の基本的な順序は上部ベントを先行して組立、引継きリブ受け架台、リブ間の粹組足場をステージ上から立上げて、両肩パイプを上部ベントに据付け、つぎにリブ下弦アーチ材をリブ受け架台に組立、残りの下弦アーチ材を継ぐ順序で三枚の

下弦リブ材を建方した後に、圧縮パイプを組立てる。上弦リブ材は会議棟屋上に設けたステージで地組立をして建方する手順の繰返しにて建方を進めた（図-6、写真-2、写真-3参照）。

先端部については、当初タワークレーンによって建方を計画していたが、先端トラスとの取合いブロック重量増にともない不可能となった。そのためにホール棟との工区境へ200t吊ヘビーリフト油圧クレーンを据付けて建方をした。なお、先端トラスの柱および、一部の水平

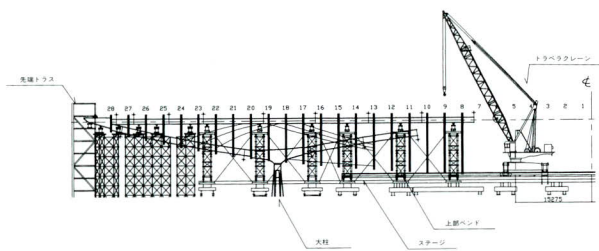


図-6 屋根鉄骨建方要領

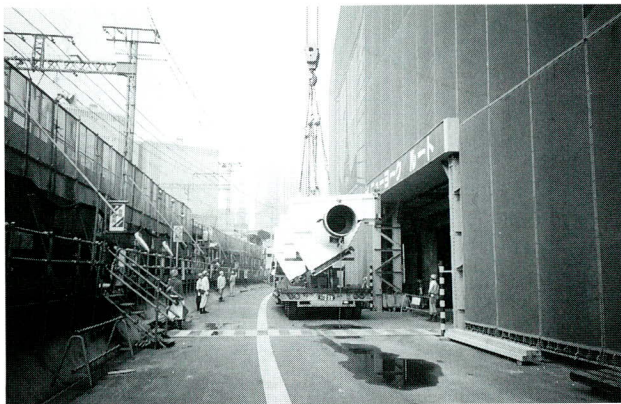


写真-2

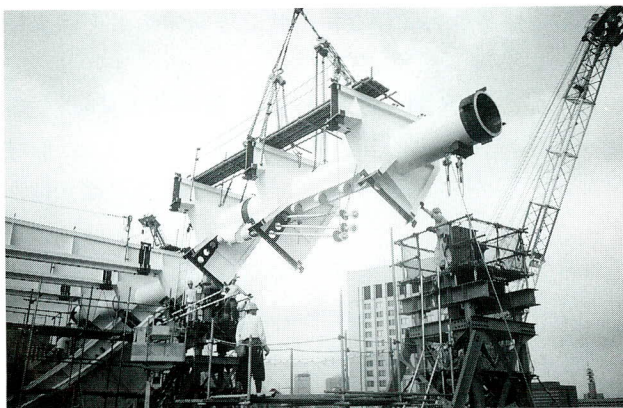


写真-3

材・斜材を本溶接しベンドとして使用した。

建方、調整、溶接、塗装等に使用する足場は、枠組足場をステージ上（先端トラスはGL+0 m）より建方に先行して組立を行った。なお、部材の曲線形状部については単管パイプと鋼製足場板を組みカバーした。

7. 屋根鉄骨の形状管理

形状管理は、ジャッキダウン後の仕上げ工事等設計値に抱束されるため、建方時の実測座標値と設計座標値との誤差および修正方向がリアルタイムにモニター可能なマンモス（三次元測定システム）とノート型パソコンの連動された方法を採用した。

また、測定の精度（斜距離・水平角・鉛直角）に大きく影響する測点を JR をはさんだ丸の内庁舎屋上通信鉄塔に設置して計測点とした（図-7 参照）。

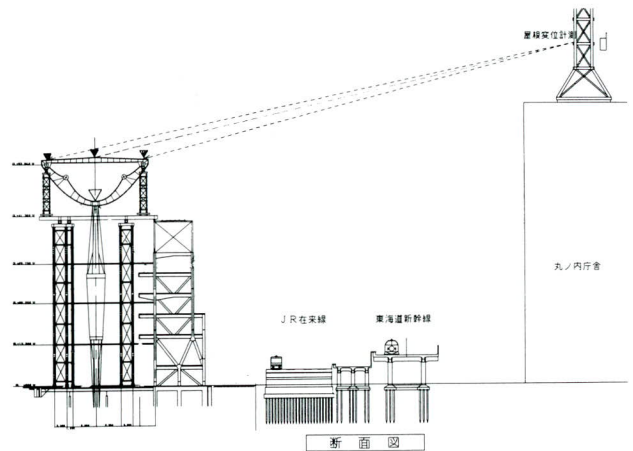


図-7 屋根鉄骨形状管理要領

管理項目は、実測・設計各座標値の差、実測距離・角度・温度、座標比較、計測記録簿等リアルタイムでモニターするとともに、印刷、テキスト方式で保存するようにした。なお、使用した機器は表-3の通りである。

屋根鉄骨建方の手前、大柱頂部の建方・溶接が完了した時点で大柱据付位置・建方等の誤差を調整した屋根鉄骨の基準点を設定して、屋根鉄骨各計測予定点と当初設計座標値との修正をソフトに変換させて建方管理値、並びに、ジャッキダウン時の管理値にも使用した。

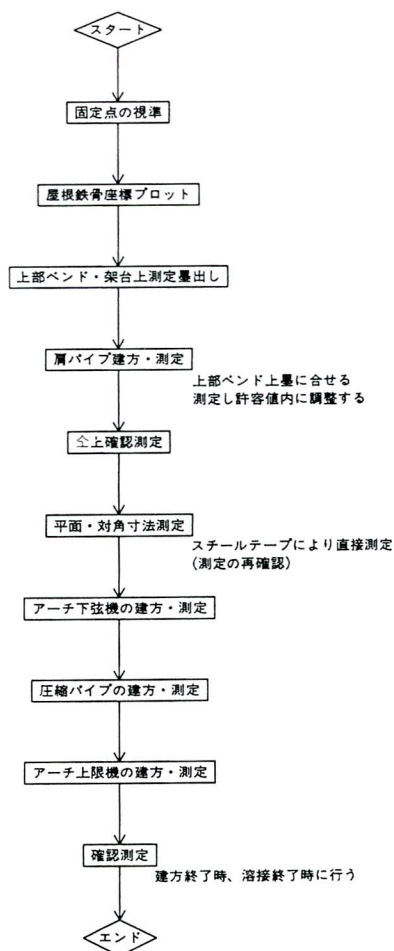
建方時日々の形状管理は、通信鉄塔より固定点（会議棟 JR 側工事用道路に設置）を視準して建方鉄骨部材の

表-3 使用機器一覧表

| | | |
|----------------|----------------|------------|
| a. コンピューター | NEC PC-9821 Ne | (日本電気株式会社) |
| b. ハードディスク(内蔵) | 20MB 以上 | |
| c. メモリー | 640KB 以上 | |
| d. プリンター | PC-PR201 II | |
| e. トータルステーション | MONMOS NE12 | (株式会社 ソキア) |
| f. 反射ターゲット | MONMOS | (株式会社 ソキア) |

座標を測量器にプロットし、部材に据付けたミラーを計測し修正方向を無線機で X・Y・Z で数値を指示するシステムで行った。

表-4 屋根鉄骨の計測管理フローチャート



8. テンション HT ロットの張力導入

テンション HT ロットは、先端部サスペンションロット ($\phi 55\text{mm}$)、中央部サスペンションロット ($\phi 70\text{mm}$)、中央部ボトムタイロット ($\phi 70\text{mm}$) から構成されている (図-8 参照)。

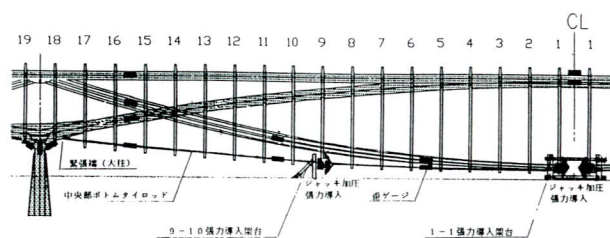
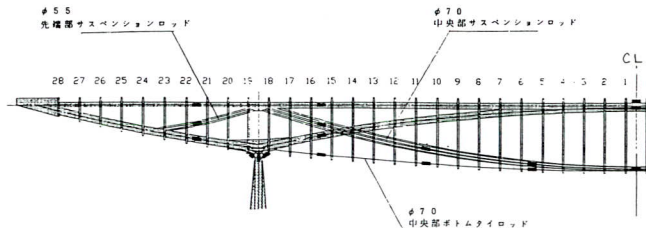


図-8 テンション HT ロット概要図

これらは、ジャッキダウン時に屋根中央部の降下・先端部のはねあがりにより張力が導入されて、屋根を水平に保つ部材である。このために設計ジャッキダウン量へ影響しないよう各ロット継手の遊び、並びに、ジャッキダウン時の導入張力とひずみ曲線の線形となるよう、事前に初期張力(実験値から 1t~3t 以上目標値)を導入した。

導入方法は、ボトムタイロット取付後中央部リブ 1~1 間とリブ 9~10 間に反力架台を設置して、油圧ジャッキによりロットに張力を与えた。緊張端で張力の減少については、9~10 間の油圧ジャッキを加圧して張力を与えた。次に、中間部サスペンションロットについては、リブ 1~1 間の油圧ジャッキにて張力を与えた、緊張端の張力減少はロット緊張金物を締付治具で回転させて張力を与えた。

先端部サスペンションロットは、ロット緊張金具を回転させて張力導入をした。

なお、張力導入確認方法はひずみケージにてハイディデジタル静ひずみ測定器によって確認をした。

9. 壁鉄骨の建方

壁鉄骨のうち鉛直方向を構成する部材は、台形の方立および、間柱（パイプ）であり10.48mピッチに立柱配置されている。水平方向は、胴縁・束が2.5mピッチにホール棟25段、会議棟12段配置されている。ホール棟側は中間に水平梁、並びにランプがある。完成時にケーブルを展開、張力導入して安定する構造である。

建方時の安定性については、長辺方向に全体を3ブロックに分けて各ブロック間に調整スパンを設けて、ワイヤブレスを取付けて長辺方向の水平力に対処した。短辺方向は、つなぎ材で壁面ベンド、仮設ベンド・ステージのベンド会議棟の柱と伝える方法で行った(図-9参照)。

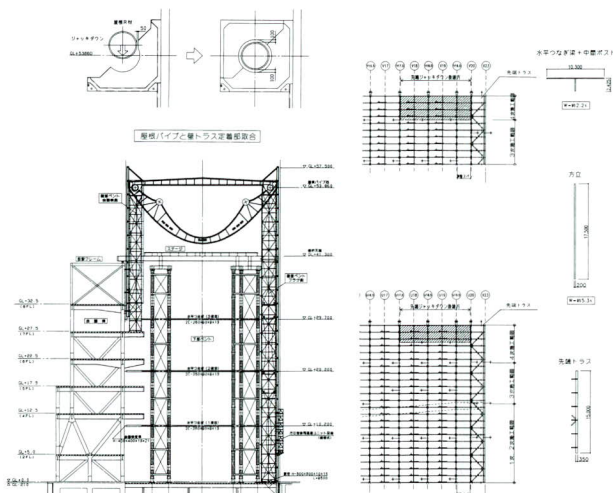


図-9 壁鉄骨・先端トラス概要図

建方は、壁面ベンド（TSサポートシステム）を先行して組立を行って方立の水平方向をつなぎ材で支持するとともに、建方・調整に使用した。また、その後の溶接並びに、塗装・ガラス等仕上げ工事にも足場として兼用された。

タワークレーン4基で荷卸し・建方を行ったが、仮設ベンド・ステージ、トラベラクレーン等の組立および、大柱・屋根鉄筋建方と工程上輻輳したため、タワークレーンの使用がネックとなり、日々タイムスケジュールで調整して管理した。

なお、壁面骨外側の溶接作業に「方立溶接連層ユニット足場」を設けて、逐次盛替式で行った。

10. 先端トラスの建方

先端トラスは、柱・斜材が極厚パイプで短辺方向がフレンデルの面材である。

当初は、4節に分割された構造であったが屋根鉄骨先端部の組立上から5節に変更になるとともに部材重量増大ともなっており、タワークレーンによる建方が不可能となり200t吊ヘビーリフト油圧クレーンを使用した。

足場は、枠組足場を先端トラス両外面に組立て建方直後に単管パイプおよび、鋼製足場板を組み渡して作業床を設ける方法で行った。

11. ジャッキダウン

(1) 概要

屋根鉄骨は、GL+42mの仮設ベンドステージ上で44基のベンドで支持されて大柱との接合部を初めとする全接合部を現場溶接後、テンションHTロットには、P- δ 曲線が線形になるまで初期張力が導入された状態である。

その屋根構造物をスパン約125mの大柱2本に荷重を移行する作業がジャッキダウンであり、その際、壁鉄骨ケーブルシステムとは接合されてなく、①各部材の変形状態が複雑、②屋根鉄骨の剛性が小さく、水平外力に対する抵抗が小さい、③ジャッキダウン時に大柱短辺方向の回転拘束がない、④大柱柱頭の変形と応力状態が屋根変形と密接な関係にある等の特異性を有するものである。

解析により、ジャッキダウンにともなう変形は中央が35cm下がり、先端部が15cm跳ね上がる(図-10参照)。

そのために、キャンバーを製作に反映すると共に建方時に上げ越し据付けた。今回、弊社として初めて変位コントロールでジャッキダウンを施工するため、この値を基準値として行った。

ジャッキダウンは、複雑な構造形態の屋根に付加的な応力を作用させないように、計測システムでモニターしながら大柱間の20点のジャッキを最小1mm単位に同調させて、解析降下量を均等に10分割した10ステップをストローク150mmの200t油圧ジャッキで施工した。

鞍型部と16.5の受点は降下量が殆ど無く、ジャッキ扛上時の反力時の反力集中が大きいので、ジャッキダウンに先行して荷重を開放した。また、先端部ロロ支保工箇所においては、ジャッキアップして受材を除去する時に

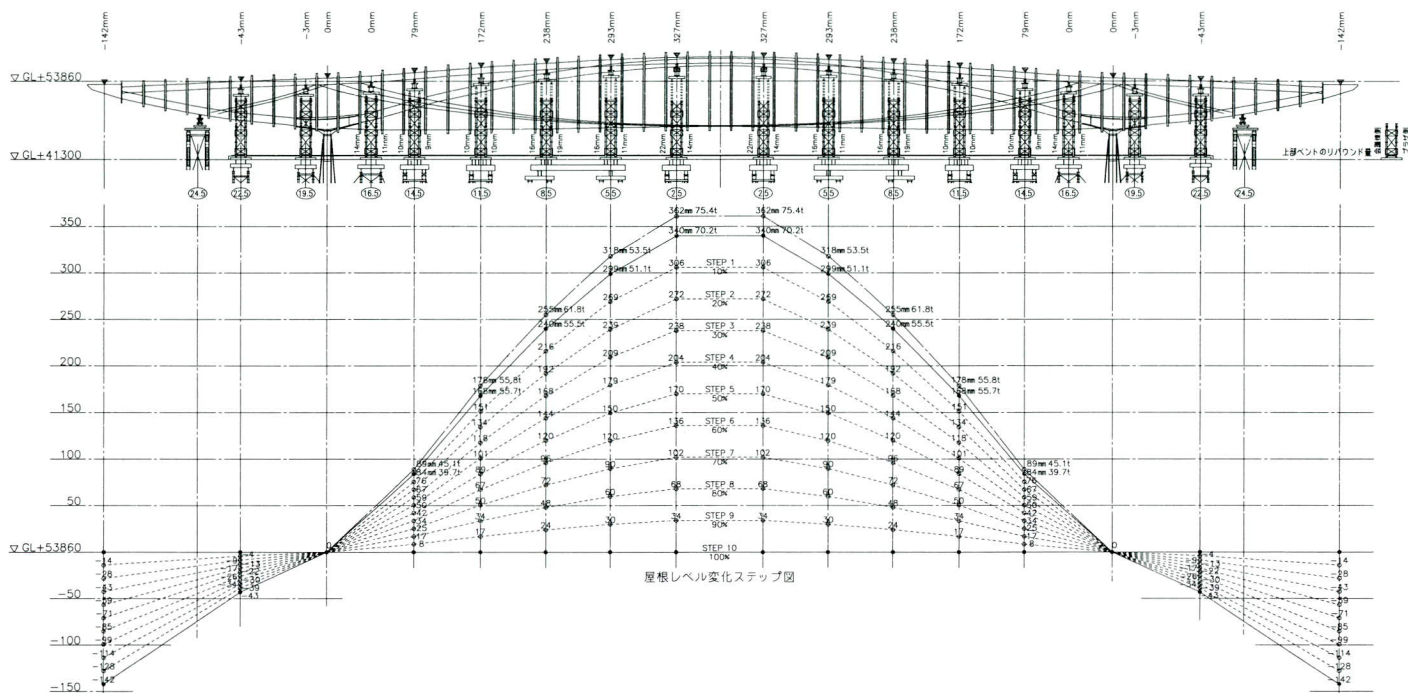


図-10 ジャッキダウンステップ図

- ③大柱水平変位と、屋根構造降下量の推移管理
- ④屋根構造降下量と、大柱部材応力の推移管理

12. 壁面ケーブル

全長約210m・高さ60mにおよぶ壁面を支持する重要構造物としての使用は国内初めての例であるケーブルトラスを構成するケーブルの緊張は、2.5mピッチに4本のケーブルと束受金物でケーブル折点が多く、特にホール棟側は途中にランプ・水平梁と角変化の大きい部分がある構造を下部三角フレームを介して一括に緊張して張力導入方法も実例がない中で、会議棟ケーブルトラスにより実大確認実験（大林組技術研究所・平成5年9月）が行われた結果、可能と確認されたが、①ケーブルの正確なび量予測困難、②下部固定フレームと三角フレームの荷重損失が発生、③ケーブル折点の摩擦ロス率の変動が大きい等、解決するためにホール棟側（U10.5）・会議棟側（V10.5）で試験緊張して結果をもとに緊張作業する方法で施工した（図-9、図-11、表-6、表-7参照）。

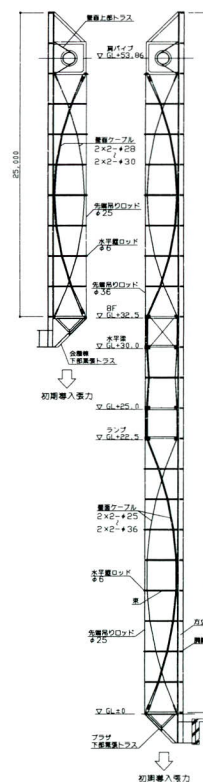


図-11 壁面ケーブル断面図

表-6 壁面ケーブルの施工

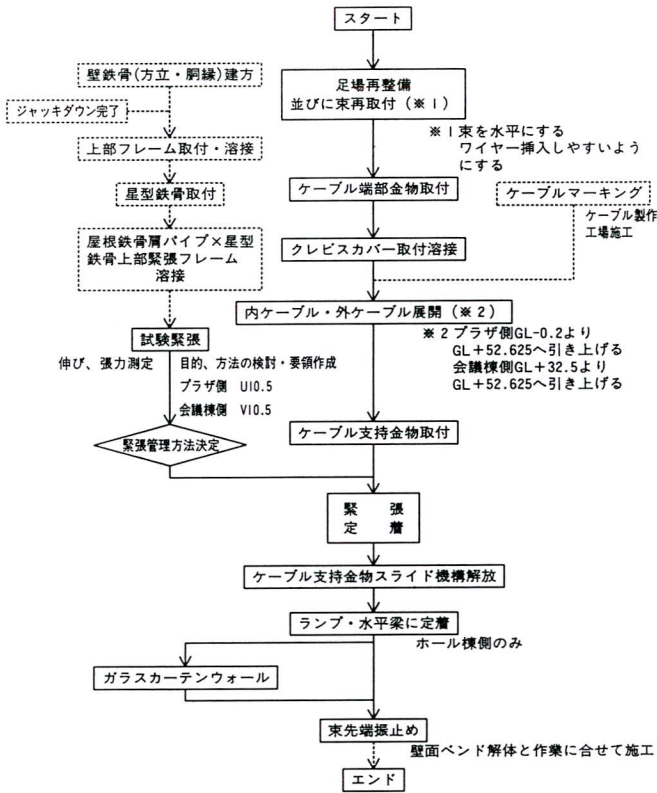


表-7 壁面ケーブル緊張フロチャート

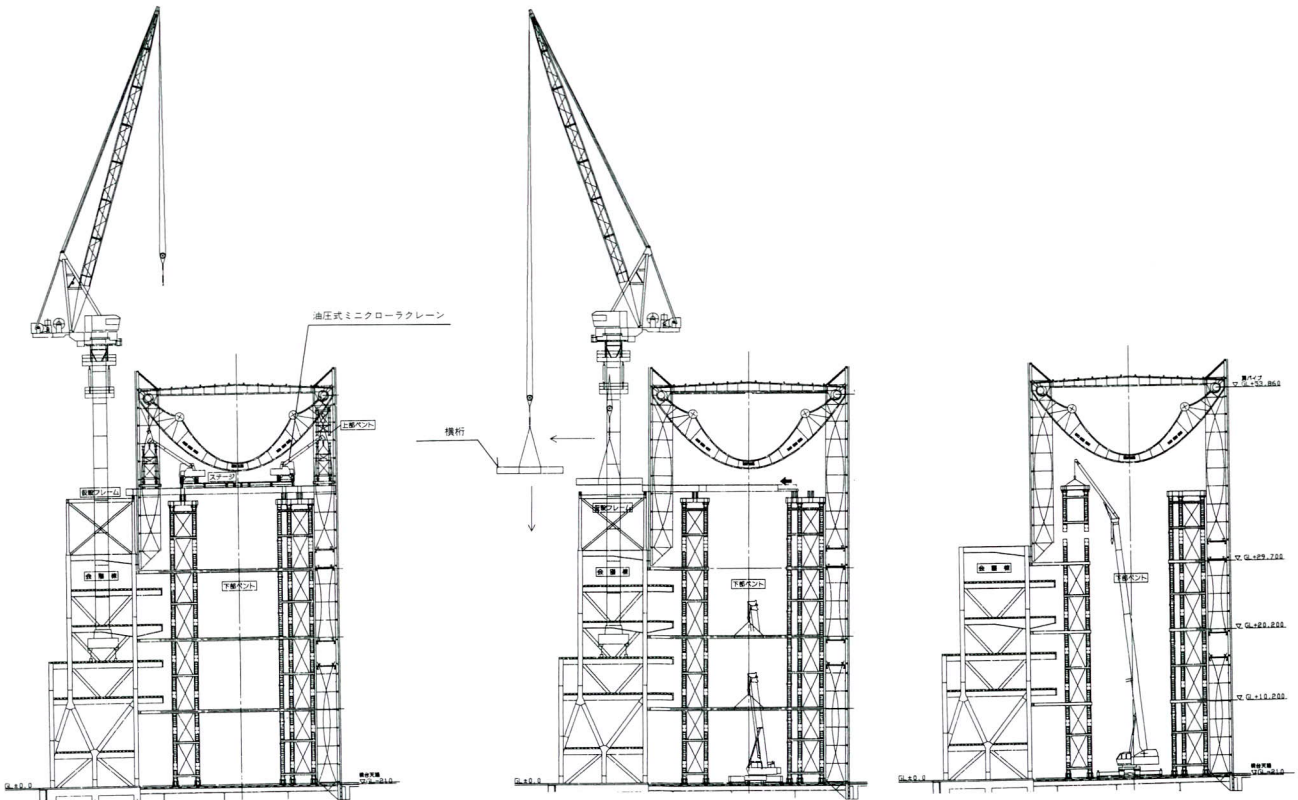
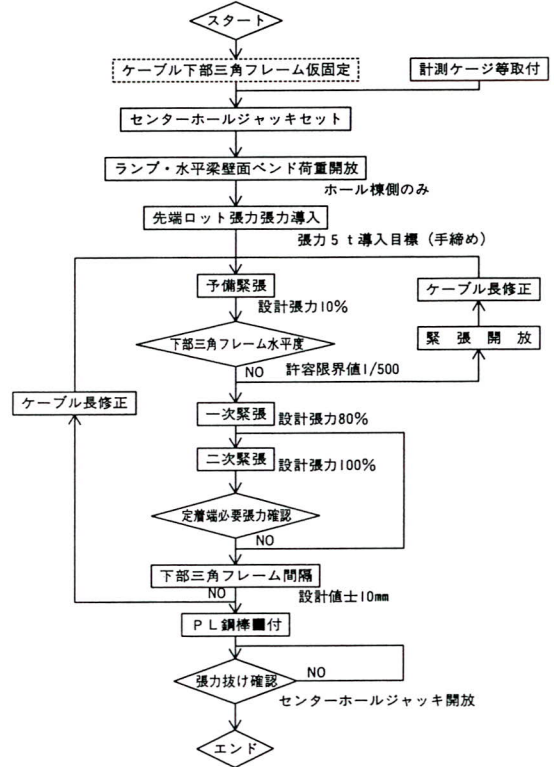


図-12 仮設バンド・ステージ解体要領

13. 仮設バンド・ステージの解体

当初は、屋根ガラス部分に開口部を設け、タワークレーンで解体・搬出を基本計画にしていたが、ダメ工事が長期間に渡り残り、仕上げに大きく影響するとともに、全体工程上からも問題となった。このため、上部バンド・仮設ステージ・横桁・バンドに分けられる解体方法について、二つ課題を解決する方法で行った。

上部バンドは、ケーブル緊張完了後にステージと会議棟屋上ステージへの搬出口を設けて、油圧式ミニクローラクレーンにて解体、フォークリフト等でステージ上横持ちしてタワークレーンにて荷卸しを行った。

仮設ステージは、軽量覆工板を人力で撤去後ステージ桁をGL+0mに据付けたラフタークレーンによって撤去した。

バンド頂部の横桁は、チルトタンクを挿入して会議棟屋上ステージに逐次引き出し、小解体の繰返して撤去した。なお、一部の横桁は引出し時の重心位置から簡易逆手のべ機を取付け引出しを行った。

バンドは、GL+0mにラフタークレーンを据付けて組立と反対の手順で解体を行った（図-12参照）。

14. まとめ

東京の新たなシンボルとなる「東京国際フォーラムの世界最大級であるガラス製吹き抜けガラスホールの鉄骨・溶接工事を、最盛期に毎日平均職員18名・蔦工95名・鍛冶工60名・溶接工40名・雑工8名が従事するなかで、技量の高い橋梁特殊工の投入ができ、無事引き渡すことができました。

なお、今回はトラベラクレーン組立及び撤去を省略した建方を主体に報告しましたが、部材接合についても、高力ボルト接合がない、すべて溶接接合で極厚パイプ・FR鋼等他に見られない特殊性があった工事であり、後日、何らかのかたちで報告するつもりである。

おわりに、東京国際フォーラムガラス棟建設工事企業体の皆様にお礼を申し上げる次第である。

1995.9.5受付

グラビア写真説明

白鳥大橋

昭和30年、室蘭民報社の元旦版で「初夢」と題する特集に、港口横断橋として、当時、室蘭開発建設部の部長をされていた猪瀬寧雄さんが寄稿されましたが、当時としてはまさに夢のような構想でした。

ところが、その「初夢」が市民に大反響を呼び、是非とも実現に向けて欲しいと、運動が起きました。その後、ルート、トンネル案との比較、調査、研究がなされ、盛り上がる期成会と共に昭和60年着工を迎えました。

白鳥大橋は、室蘭港港口部を連結し、一般国道36号・37号と、北海道縦貫自動車道を結び、幹線道路網の機能強化を目的として計画され、中央径間720m、橋長1380mの側塔を有する3径間2ヒンジ補剛吊橋です。架設工法も直下吊工法であり、当社の技術力を大いに発揮できました。平成7年度で架設工事は完了致しましたが、残工事を含めて平成10年完成予定であります。

この橋が完成すると、関東以北最大の吊橋になり、新しい観光名所としても大きな期待がよせられています。

猪瀬部長さんの初夢以来40年、壮大な夢が完成に近づいております。

今、室蘭に技術の花が咲こうとしております。

(後藤)