

東京港連絡橋（レインボーブリッジ）の設計と施工

Design and Construction of "Rainbow Bridge"

吉田 明 (よしだ あきら)

東京都港湾局 部長

南川 浩輝 (みなみかわ ひろき)

東京都港湾局

高木 千太郎 (たかぎ せんたろう)

東京都建設局 主査

川村 信一 (かわむら しんいち)

東京都港湾局

1. はじめに

現在、東京都は21世紀の未来に向けて、都市の均衡ある発展を目標に一極集中型都市から多心型都市への転換を行っている。なかでも、青海・有明・台場地区にひろがる臨海埋立地には、近未来都市を目指す臨海副都心（東京レポートタウン）の建設が着々と進められている（図-1参照）。

レインボーブリッジは、臨海副都心整備事業の中で副都心への公共アクセスを担うものと位置づけられるとともに、都市高速道路拡充を図るものである。これらの大規模計画の中で、レインボーブリッジ架橋目的の第1は、既存市街地と副都心を結ぶ機能と周辺の交通混雑緩和および港湾機能の強化があげられる。あわせて、臨海部に計画しているシンボルゾーンや都民の憩いの場となるスポーツ・レクリエーションゾーン等埋立地の開発を誘発させる

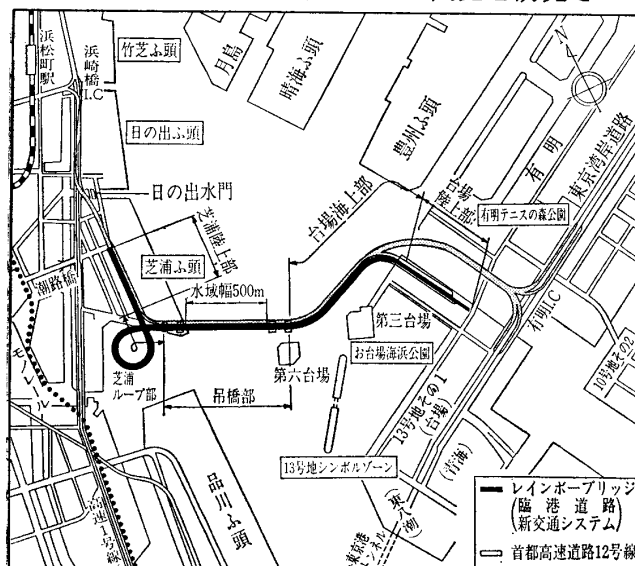


図-1 レインボーブリッジ一般図

効果があげられる。第2は首都圏の道路混雑緩和があげられる。特にレインボーブリッジ上層の都市高速道路12号線は、千葉や神奈川と都心をつなぐ新たなルートとなるとともに、箱崎、江戸川橋インター付近の慢性的渋滞緩和を図るものである。第3は、新交通システム併設による副都心への公共輸送手段の確保である。新交通システムは、JR新橋駅東口と副都心を結ぶ高架軌道型の中量輸送システムである。

本論では、下部を中心としたレインボーブリッジの設計と施工の概要について述べる。

2. 地質調査と地盤定数の決定

レインボーブリッジ架橋地点は、武蔵野台地から続くA.P.-10m以浅の埋没波食台の東端にあたり、上部から埋土、沖積層、洪積層の順で構成されている（図-2参照）。

最上層は、埋土(U)が6mの厚さで分布し、土質は粘性土・砂質土からなる浚渫土で、N値は0~13と軟弱である。中間の沖積層は、全域に有楽町層(Y)が20~30mの厚さで分布し、大部分は軟弱な粘性土で、N値は0~1である。

下層の洪積層は、東京層・東京礫層(T)、江戸川層(E)の順に成り立っている。東京層(Ts, Tc)は砂質土と粘性土からなり、土相の変化が大きくN値は1~45とばらついている。また東京礫層(Tg)は砂礫でN値は50以上と良く締まっており、江戸川層(Eds, Edc, Edg)は、主として砂質土および砂礫からなり、全体としてN値50程度である。

最下層は厚さ数100mの土丹(Kc)とよばれる軟岩である。

吊橋部は、土丹層、取付部は東京礫層もしくは江

工事報告

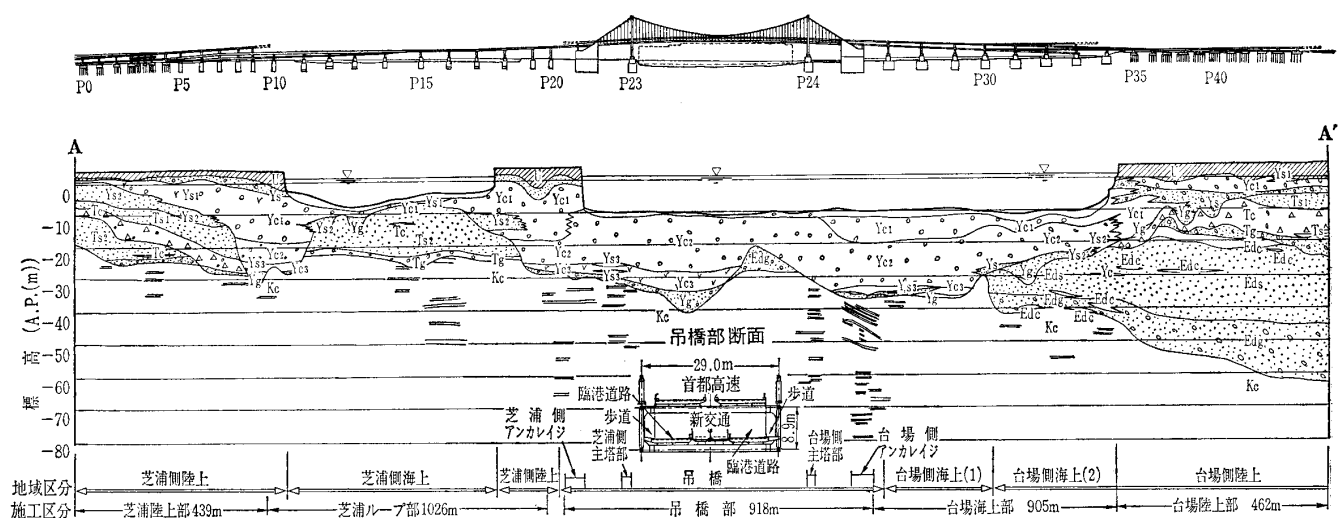


図-2 レインボーブリッジ地質断面図

戸川層を支持層とした。なかでも、土丹を大規模な吊橋の支持層とすることは、過去に実例がないため、土丹の物性値把握や長期変位についての詳細な調査、検討を行った。

大深度の土丹性状把握として、深さ100m、コア径200mmの大孔径ボーリング調査により不攪乱資料の採集を行った。調査の結果、土丹は一様でなく、多くの砂の薄層が挟在していることが判明した。

そこで、砂層の透水係数を求めるために多孔式揚水試験を行い、帯水層の透水性と貯留性を調査した。

その結果、地下水位が変動し、砂層の連続性は良好であることが確認された。沖積砂層・砂礫層の透水係数は $k=0.0011$ cm/sec, 土丹層中の砂層は $k=0.0024$ cm/secであった。よって、下部施工時に併用するディープウェル工法の効果が期待でき、圧密沈下は早期に収束する地盤であることが判明した。また、土丹層の支持力算定のため、大深度の原位置載荷試験として深層載荷試験を行った。

各層の変形係数は、原位置試験結果を重視して、横方向載荷試験から算定したが、砂層や砂礫層における値は、 N 値からの換算値も参考とした。なお、安定検討の値は、道路橋示方書による補正もあわせて行った。土丹の長期変位検討の値は、繰返し圧密試験および三軸圧縮試験によって算定した。土丹の極限鉛直支持力 Q_a は、ケーソン基礎においては、 600 tf/m², その他の基礎は 750 tf/m²とした。しかし、アンカレイジに使用する値は常に偏心傾斜荷重を受けるため、偏心を考慮し、 Q_a だけではなく、地盤の粘着力および内部摩擦角の値も使用した。ま

た、基礎底面と土丹境界面の強度定数は、吊橋部における原位置せん断試験結果より、 $c=0$, $\phi=23^\circ$ とした。

3. 下部および上部構造の形式選定

各地区における橋梁形式選定は、架橋位置、地質状況、施工環境、構造、景観、経済性および工期を検討して決定した。

芝浦陸上部は既成市街地であるため、施工にあたっては、低騒音、低振動工法が要求され、支持地盤は $-25 \sim -30$ m程度である。そこで基礎形式として、場所打ち杭、地中連続壁基礎の2案を選定した。

特に、変形係数の大きな中間砂層の出現深度が深く、隣接構造物の制限により基礎幅に制限を受ける箇所は、剛性の高い地中連続壁基礎とした。

芝浦ループ部は、水深7m程度の海上施工となり、支持地盤は、A.P. $-20 \sim -30$ m程度である。そこで施工条件から鋼管杭、鋼管矢板基礎、ニューマチックケーソンの中から選定することとした。

ループ部は、上部工が曲線の9径間連続桁であるため、基礎構造には高い安定性が要求される。そこで、支持地盤の確認が可能で港湾施設に影響の少ないニューマチックケーソンとした。

吊橋部は、ケーブルから大きな水平荷重を受け、基礎構造に長期安定性が要求される。

あわせて支持層は、A.P. -40 mであり、既設護岸および第六台場史跡に近いので、周辺地盤に影響の少ない工法が要求される。主塔およびアンカレイジはループ部と同様に支持地盤への確実な着底と大

表一 基礎選定表

○：該当設計条件

		芝浦地区 その1	芝浦地区 その2	ループ部 吊橋部	台場地区 海上部
地形および 地質条件	上層軟弱、下層良好 中間層が軟弱	○	○	○	○
	中間層に硬い層 2m以上の被圧地下水 地下水水位が地表に近い	○	○	○	○
構造物の特性	鉛直水平荷重が大きい	○	○	○	○
施工条件	海上部水深5m以上 作業空間が狭い	○	○	○	○
環境条件	低騒音、低振動 近接構造物への影響	○	○	○	
採用基礎形式		場所打ち杭	地中連続壁 基礎	ニュー マチック ケーソン	鋼管矢板 基礎

きな外力に対し安定性が優れているニューマチックケーソンとした。

台場海上部は、水深約10mの海上施工で、支持地盤は、A.P.-30~-40m程度と深い。そこで、上部工の条件や施工性と経済性の面から鋼管矢板基礎とした(表一参照)。

上部の制約条件は、航路条件から中央径間長が570m以上、桁下クリアランス50m以上であり、羽田空港の航空制限から構造物高さT.P.+150m以下、および街路の縦断勾配から芝浦側の取付部がループとなることである。検討結果としては、設計、施工および景観の面から一番優位な吊橋を最終案とした。

4. 下部および基礎の設計

4.1 芝浦地区地中連続壁の設計

芝浦地区の下部工は、吊橋への取付け条件から橋脚高さは約40mの3層構造となった。地中連続壁の設計法としては、多くの実績から「国鉄建造物設計標準解説(土木学会)」を基本としたが、連続壁後面側地盤の引張りを無視し、壁面外側せん断抵抗を低減した。さらに、連続壁内面中込め土の内部抵抗を無視することで、より安全性の高い設計を行った。

耐震検討にあたり、上部構造が3層で不静定次数の高い構造のため、応答スペクトル法により照査を行った。モデルは、全区間一体とした立体モデルで地盤は集中質量とばねモデルとし、減衰定数は基礎のRC構造物10%、鋼橋脚2%とした。その結果、地震時変位はP10'の天端で約40mm(橋直方向)および30mm(橋方向)となっている。橋脚基部断

面のうち、一部で静的解析値を上回ったものもあったが($P4=12.884\text{tm} > 12.651\text{tm}$)、微小であるので修正震度法の断面力検討で処理することとした。

4.2 アンカレイジの設計

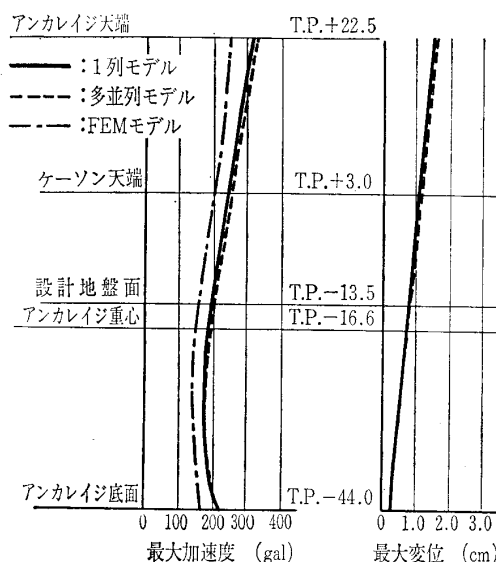
アンカレイジは吊橋ケーブルからの作用荷重に対して、本体の死荷重と底面摩擦力の抵抗で支持することとなる。そこで、道路橋示方書を基本とし、常時の滑動に対しては直接基礎とし、さらに、偏心荷重を考慮した鉛直支持力についても照査した。

アンカレイジ支持力は、掘削時の応力開放や、一般的な底面地盤反力を考慮し、理論式と深層載荷試験による低減値を採用した。

アンカレイジおよび沖積層の耐震検討における時刻歴応答解析は、周辺地盤をばねモデルに置換した基礎地盤系モデルを用い、使用する入力地震波は、鳥海近海地震の芝浦埠頭記録を採用した(図一3参照)。

吊橋部は、大型基礎のため、中間の軟弱層による本体、地盤への影響を考慮し、動的解析結果より求めた修正震度によって、土丹上面の構造物に慣性力を作用させたモデルを設定した。このモデルによって得られた静的解析結果と動的解析結果を比較すると、水平力、曲げモーメント、土丹層前面の反力、底面せん断力とも一致し、モデルの妥当性が確認できた。次に、静的モデルを用いて、地震時の土丹層局部破壊に対する本体の安定性照査を行った。安定性については、全応力に対する局部安全率で評価を行った(図一4参照)。

この結果より、アンカレイジ前面の土丹層上部に



図一3 アンカレイジ応答加速度および最大変位結果

工事報告

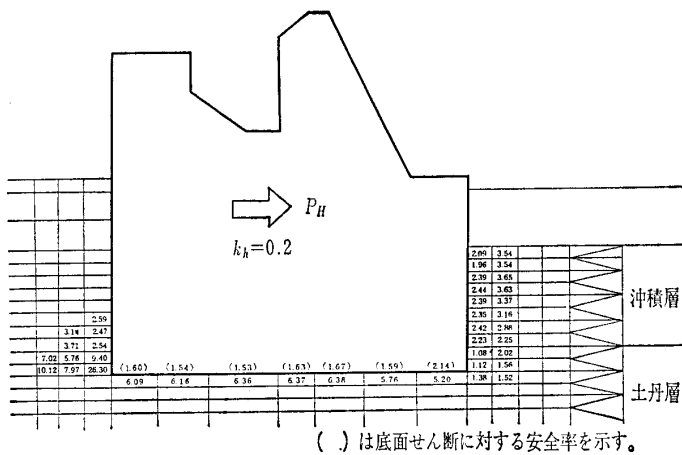


図-4 アンカレイジ耐震検討結果

において前面支持力について最小安全率となったが、底面支持、滑動は十分な安全率を確保していることがわかる。更に土丹層は軟岩で、長期的に圧密、クリープによる変位を生じる可能性があることから長期変位量の検討を行った。検討には有限要素法による応力-浸透連成解析を用いた。予測変位結果は、鉛直方向に11 mm、水平方向9 mmと小さく、長期的にみても十分安全であることがわかる。

4.3 台場地区鋼管矢板基礎および橋脚の設計

台場地区は、ほかに比べてランプ部および歩道が併設されるため、下部の規模は大型となった。

採用した鋼管矢板基礎は、東洋一（長矩54×短矩36×深さ27m）の大規模である。より安全性を高めるため、設計は、基礎を弾性床土上の有限長梁として行うとともに、基礎の変形特性を考慮して薄肉断面の仮想井筒三次元解析による設計を行った。さらに施工時の安全性確保のため、仮締切り時の土中における弾塑性解析による照査もあわせて行った。

下部は構造的に複雑であることから、時刻歴応答解析法によって基本的振動特性の把握や変位断面力等の応答値の把握を実施した。固有周期は1.2~1.5秒となり、比較的長周期を示した。変位応答値は、橋脚上端と下端の最大相対変位が300~400 mmとなった。

また、鋼橋脚の断面力は、一部において応力超過となったが、部材断面を大きくし、断面剛性を高めることによって対処した。

5. 各地区における施工状況

芝浦地区は周辺環境を考慮した地中連続壁の施工

について詳細に述べることにする。地中連続壁施工上の注意点として、掘削溝壁崩壊防止と各エレメント接続部の確実な施工があげられる。溝壁崩壊防止対策としては、地山の強度、中間層の砂礫層有無、軟弱層の厚さおよび地下水・伏流水等の事前調査を行った。調査結果により、溝壁の安定として、一部固化壁の先行打設および十分な安定液の確保を行いながら、施工を行った。その後、溝壁の一部が崩壊したため、壁面の安定計算より求めた固化壁を軟弱な有楽町粘土層で止めず、上総層まで延ばすことで安定性をより高くした。さらに、固化壁内にH鋼抑止杭を打ち込むことで剛性を高め、掘削時の溝壁崩壊を防止した。

吊橋部の施工については、“橋梁と基礎”“開発往来”等の文献で紹介されているのでここでは省略することとする。

台場地区は、鋼管矢板基礎の施工について述べる。

施工は、鋼管矢板打設後に支保工を設置しながら底盤付近まで掘削し、内面水を抜いてドライにした状態でコンクリートを打設する順序とした。しかし、水抜き段階で、鋼管に計算値以上のひずみが生じたため、地盤定数の評価とボーリングおよび盤ぶくれ等の地盤改良と水中コンクリートによる底盤コンクリートの先行打設等の補助施工を行った。

6. おわりに

レインボーブリッジの設計は、主として道路橋示方書で行い、補完的に首都公団、本四公団や国鉄標準設計等を参照することで、最新の設計となったと考えている。また、施工においても、軟弱地盤内の工事であるため多くの地盤改良や現場計測を行い、リアルタイムで設計上にフィードバックしながら工事を進めた。その結果、工事全体が短期間で安全性の高い施工となったものと思う。今後は、レインボーブリッジの形式選定、構造設計、現場計測や施工で得た資料を参考とし、同様な構造物の計画・施工に活かして行きたいと考えている。

最後に、大きな事故や遅れが無く工事竣工までに至ったことは、レインボーブリッジに関係した多くの人々のたゆまぬ努力と協力によるものであり、誌面を借りてここに深く感謝の意を表すものである。

(原稿受理 1993.3.9)