

レインボーブリッジ（12号線東京港連絡橋吊橋） 補剛桁の設計と施工

横浜製作所 渡 辺 保 之*¹ 河 合 良 彦*²
神 宮 敏 樹*²

Rainbow Bridge

Rainbow Bridge is a two-hinged suspension bridge building over Tokyo Port with a center span of 570 m and a length of 798 m. It has a truss type stiffening girder and three different traffic systems.

The most outstanding points of this Bridge are : it is built to keep the floor deck of the expressway at each part continuous in order to allow the smooth passage of cars and the member sections are designed according to the results of seismological analysis considering any influence of soft ground around the foundations of the Bridge.

1. ま え が き

レインボーブリッジ（首都高速道路12号線東京港連絡橋）は船舶の航行が頻繁な東京港第一航路を横断し、芝浦ふ頭と台場13号埋立地を結ぶ中央径間570 m、橋長798 mの3径間2ヒンジ吊橋であり、首都圏交通緩和の一翼を担う重要度の高い構造物である（図1）。補剛桁（けた）は二層ダブルデッキトラス構造形式であり、上路には首都高速道路、下路には東京都臨港道路（上下線とも歩道付き）及び臨海新交通システムを中空ラーメン構造（断面）の中にコンパクトに配置した構造となっている。本橋の構造諸元及び、概算数量を表1、2に、一般図、補剛トラス部材断面を図2、3に示す。

本橋で特記すべき事項は、上路の床組は走行性を向上させるために各径間ごとにノージョイント連続構造を採用し、特に中央径間部については56径間連続構造化を図ったこと、また、架橋地点の地質状況は支持層となる土丹層上面に約30 mの軟弱な沖積粘土層がたい積しており、このような基礎条件は従来の強固な岩盤上に基礎を持つ吊橋とは異なるものであり、十分な耐震設計が要求されたことにある。

以上のような特徴を有する本橋に関し、本報ではそれらの設計概要について述べるとともに、施工の概要について記す。

2. 設 計 概 要

本橋の設計は、新交通併用橋に関する疲労設計条項に特徴をも

表1 構造諸元
Structural specifications

項 目	内 容
橋 梁 形 式	3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋（ダブルデッキ）
支 間 割	補剛トラス 107.5 m + 562.0 m + 107.5 m
	ケーブル 147.5 m + 570.0 m + 147.0 m
塔 形 式	橋軸方向 基部固定塔頂ヒンジのフレキシブル系
	橋軸直角方向 3層ラーメン系（路面上1層）
主ケーブル形式	平行線ケーブル
吊 ハンガーロープ	CFRC φ68 mm
材 本 数	1径点4本
吊 構 造 部	補剛トラス 形式 主構：平行弦ワーレントラス、横構：Kトラス
	吊 形式 上弦材定着
	主 構 高 8.9 m
	主 構 幅 29.0 m
	上 橋 面 工 アスファルト舗装 舗装厚：80 mm
	床組形式 鋼床版縦桁
路 部	下 橋 面 工 道路部：アスファルト舗装 舗装厚：80 mm
	新交通部：RC走行路
	床組形式 鋼床版縦桁 歩道 60 mm
上下路高低差	8.2 m

表2 概算数量
Approximate weight

項 目	鋼 重 (t)
本 体	鋼 高 速 道 路 4 980
	臨 港 道 路 4 600
	新 交 通 2 260
	小 計 11 840
	主 構 5 420
	横 構 4 060
付 属 物	小 計 10 750
	合 計 22 590
付 属 物 合 計	880
総 計	23 470

付属物は、タワーリンク、エンドリンク、ウィンドサ、ローリングリーフ式道路伸縮装置、展望フロアなどである。

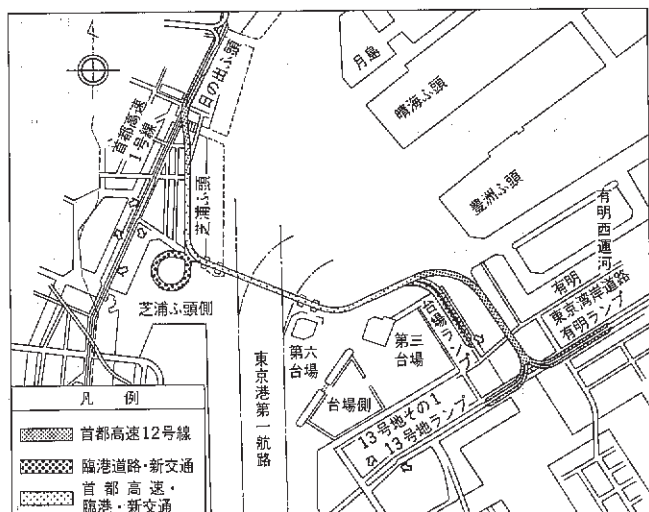


図1 位置図 架橋地点を示す。
Location of Rainbow Bridge

*1 鉄構技術部次長

*2 鉄構技術部橋梁設計課

首都高速12号線吊橋一般図 3径間2ヒンジ吊橋、ダブルデッキ補剛トラス構造

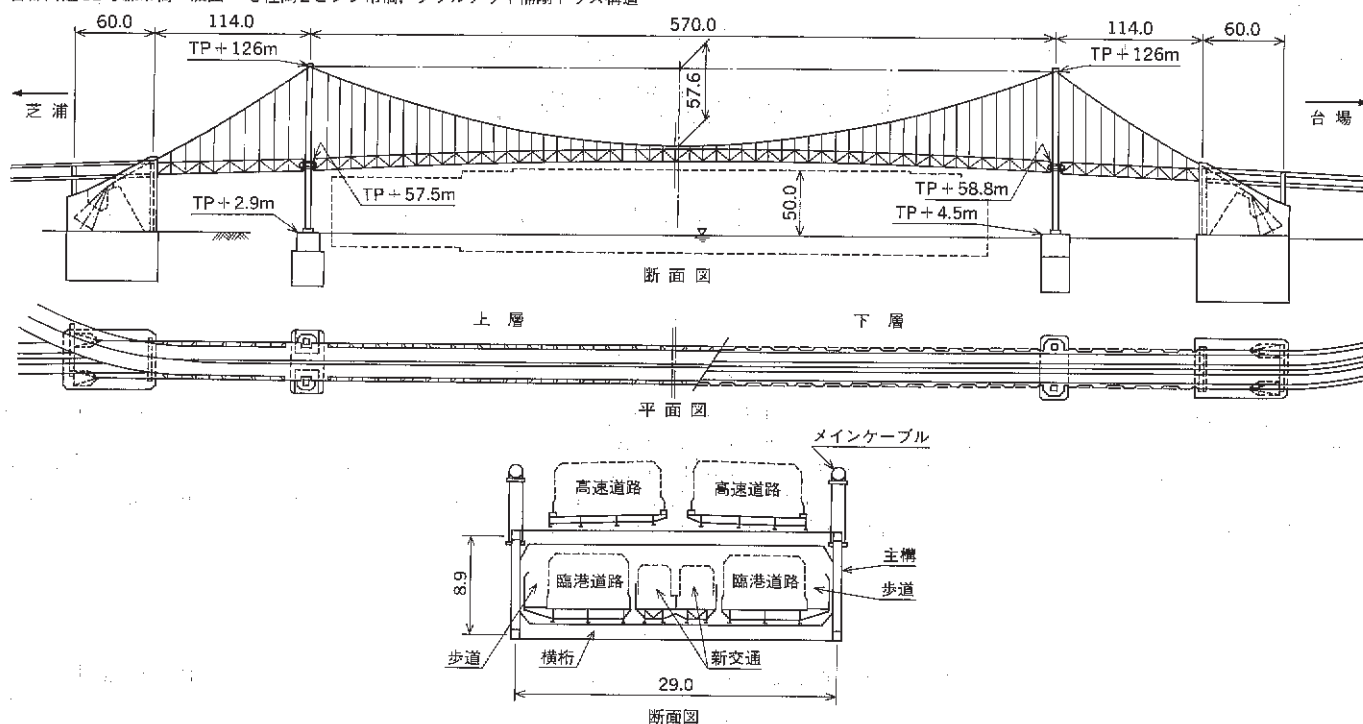


図2 一般図 本橋の構造概要を示す。
General view of Rainbow Bridge

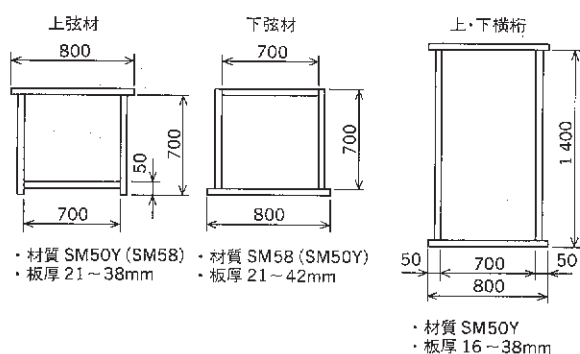


図3 補剛トラス部材断面図 補剛トラス主要部材断面構成を示す。
Section of truss chords

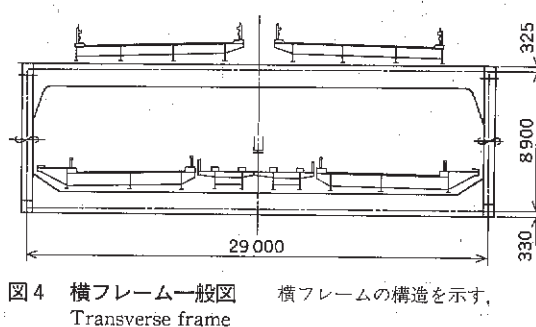


図4 横フレーム一般図 横フレームの構造を示す。
Transverse frame

つ首都高速道路公団12号線設計基準によった。

疲労設計対象部材は新交通桁、新交通桁荷重の影響が大きい補剛トラス弦材、斜材、下横桁である。

耐風設計では、基本設計時に完成系全体風洞試験を行い、上路床組分離構造の採用による開口の設置、新交通桁床組のグレーチング化等の構造改善を図り、設計風速(67.2 m/s)の1.2倍の風速に対し十分な耐風安定性(振れフラッタ)を確保するとともに、静的な抗力係数2.08を導いている。

2.1 補剛トラス横フレームの構造

本橋は補剛トラス断面内を下層空間として最大限に利用しているため、補剛トラス断面は“横フレーム”と称するラーメン構造となっている。横フレームは床組支承からの反力のほか、架設時のトラベラクレーン反力を支える構造として設計を行った。構造上の特徴としては、垂直材の継手位置を板厚、断面力ともに大きい上下のラーメン隅角部近傍を避け、垂直材の中央にのみ設けたことであり、製作時に従来のトラス構造以上の高い部材精度管理が要求された(図4)。

また、補剛桁と上下路床組部材とは死荷重状態が異なり一体仮

組立はできないため、別固に仮組立を行った。床組部材との取合い精度の確認は各々の寸法計測値を基に数値管理して行い、床組支承調整プレート厚の決定等に反映した。

2.2 上路床組の連続化

上路の床組(中央支間56径間連続構造)は補剛トラス横フレーム上に支承を介して上乗せされるが、固定支承では床組に大きな軸力が発生するため、全支承を可動支承とし両端で鋼床版と補剛トラス弦材を剛結し、両部で補剛トラスと剛結した“重ね梁”構造を採用した。

重ね梁構造モデルでは、床組を支承位置で橋軸方向自由、鉛直方向、橋軸直角方向に固定とし全体構造モデルにとり入れた。このため床組には補剛トラス主構上弦材として最大1200 tf/BRの軸力が発生し、床組腹板に関しても水平補剛材追加による補剛設計を実施した。

剛結部に関してはFEM解析による応力照査を行い、鋼床版厚を一般部より厚い19 mmに、すりつけ部フィレット半径を1 mmとした(図5)。

支承部での境界条件を満足させるため上沓(うわしゅー)とピンプレート間を含む支承上下面に滑動面(鉛直方向固定、橋軸方向自由に対応)、上沓とサイドブロック間の支承側面に滑動面(水平方向固定、橋軸方向自由に対応)をそれぞれ設け、活荷重

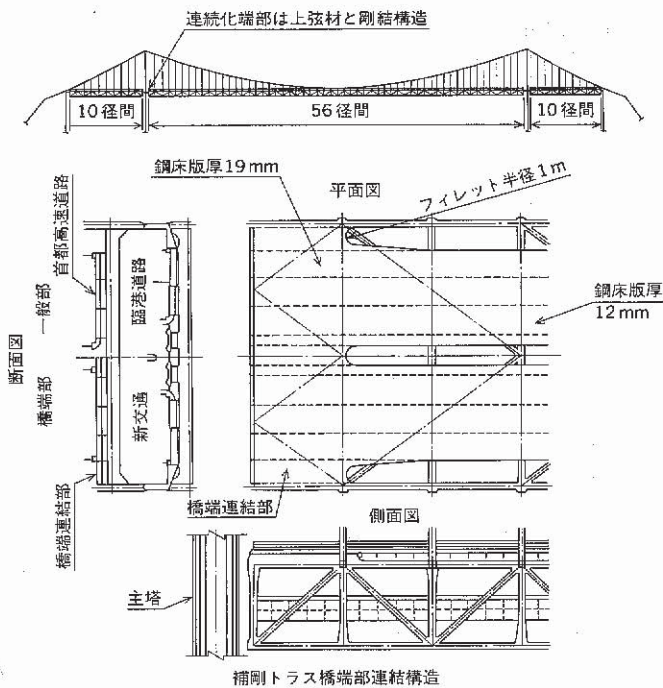


図5 上路床組構造図 端部で鋼床版厚が19mmに増厚されフィレットを設け、一般部鋼床版にすりつけていることが分かる。
Upper floor system

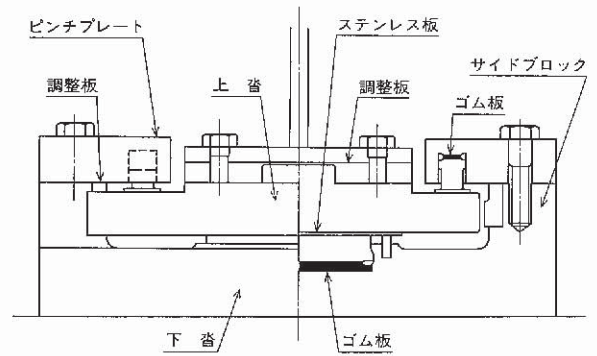


図6 中央径間支承(上路床組用) 上路構造連続化により新規に開発した支承を示す。
Bearing for upper floor system

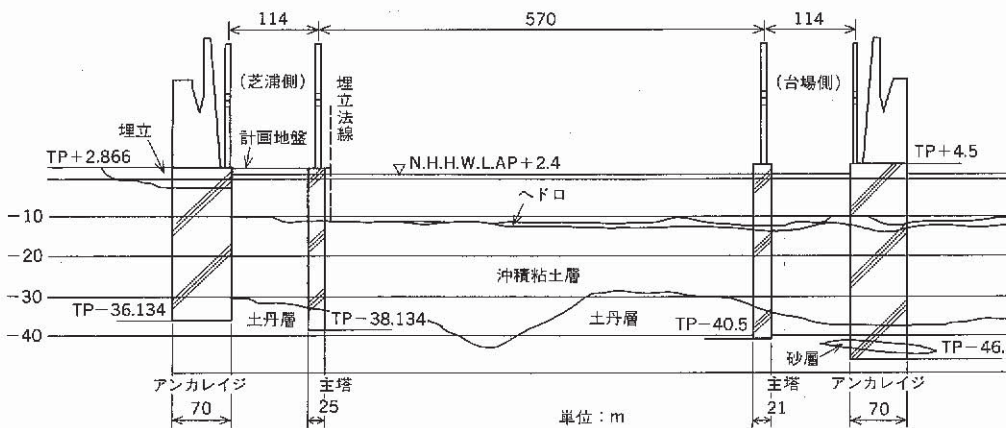
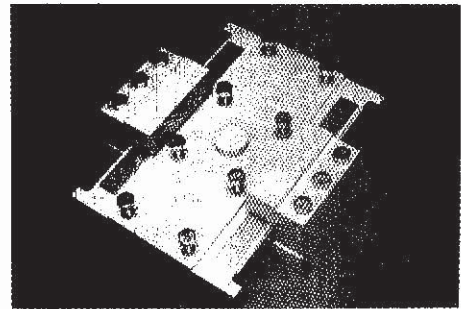


図7 地盤断面図 地盤地層の構成を示す。
Section of soil

偏心載荷時等で発生する最大300mm(支間の1/4点近傍)の補剛トラスとの橋軸方向相対ずれ量に対応した(図6)。

本支承の採用に当たっては施工実績がないことから、ゴム板の材質特性や滑動面の摩擦係数を主眼においた機能試験を行い構造特性を確認した。

施工では、多径間連続化による誤差調整のため、支間中央部に誤差調整用間詰めパネル(架設最終段階で実長計測後仕上げ加工し現地搬入するパネル)を設けて対応した。

2.3 耐震設計

架橋地点の地盤は、上部から沖積層、土丹層(洪積世初期の固結シルト層で軟岩状のもの)となっている。沖積層は海上部ではほとんど粘土であり、場所によって底部に薄層の砂れきが多い。陸上部ではこの粘性土層の上位に埋土層がある(図7)。

こうした軟岩上で、沖積層中に基礎を有しなおかつ近距離大規模地震が予想される場所での吊橋の建設は世界でもほとんど例がない。耐震設計では周辺地盤の地震挙動を考慮した動的解析を行い、その結果を部材設計に反映させた。

2.3.1 解析方針

(1) 動的解析手法と入力地震動

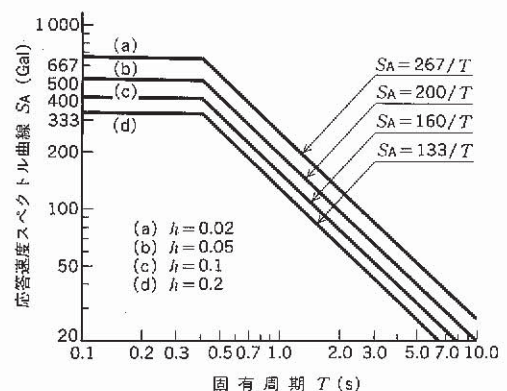


図8 応答加速度スペクトル曲線 動的解析に関する入力地震動の応答加速度スペクトル曲線を示す。
Response acceleration spectrums

動的解析は“東京港連絡橋の耐震設計基準”に従い応答スペクトル法(CQC法)とした。CQC法は、近接する振動モード間の相互影響を精度良く評価する解析手法であり、時刻歴応答解析と同等の解析精度が得られると判断し採用した。入力した

表3 面内固有振動解析結果 ($E=480 \text{ kgf/cm}^2$)
Free vibration analysis result ($E=480 \text{ kgf/cm}^2$)

Mode	振動数 (s^{-1})	周 期 (s)	刺激係数		エネルギー分担率 (%)			減衰定数 (%)	備 考
			X 方向	Y 方向	上部工	地 盤	下部工		
1	0.15394	6.4961	4.413 E+01	1.376 E-01	100.0	0.0	0.0	2.00	逆対称1次+遊動円木1次
2	0.20224	4.9447	-2.687 E+01	-3.651 E-01	100.0	0.0	0.0	2.00	逆対称1次+遊動円木1次
3	0.23175	4.3150	2.403 E+00	3.819 E+01	99.5	0.0	0.5	2.09	対称1次
4	0.27794	3.5979	-2.759 E+01	2.721 E+00	99.9	0.0	0.1	2.01	芝浦側側径間遊動円木1次
5	0.28154	3.5519	2.882 E+01	2.107 E+00	99.8	0.0	0.2	2.03	台場側側径間遊動円木1次
6	0.35245	2.8372	1.743 E+00	2.581 E+01	99.7	0.0	0.3	2.06	対称2次
7	0.43525	2.2976	6.666 E-06	1.912 E-05	100.0	0.0	0.0	2.00	
8	0.51618	1.9373	-3.222 E+00	1.744 E-02	100.0	0.0	0.0	2.00	逆対称2次
9	0.56153	1.7808	-1.820 E-05	-5.680 E-06	100.0	0.0	0.0	2.00	
10	0.70275	1.4230	2.918 E+03	1.302 E-01	0.0	99.9	0.1	8.01	芝浦主塔基礎地盤1次
11	0.71377	1.4010	-1.746 E+02	-8.652 E-00	20.1	0.1	79.9	16.38	台場アンカレイジ
12	0.74554	1.3413	2.822 E+03	-1.604 E+00	0.5	99.2	0.3	8.00	芝浦アンカレイジ地盤1次
13	0.75459	1.3252	-1.612 E+02	-6.513 E+00	99.2	0.3	0.5	2.11	側径間1次
14	0.76748	1.3030	-1.880 E+01	-3.980 E+00	98.1	0.0	1.9	2.34	対称3次
15	0.77959	1.2827	4.244 E+01	2.958 E+01	85.0	0.2	14.8	4.68	対称3次
16	0.88139	1.1346	3.391 E-04	9.286 E-06	100.0	0.0	0.0	2.00	
17	0.95865	1.0431	1.686 E+01	-7.130 E+00	13.5	0.2	86.3	17.54	芝浦アンカレイジ
18	0.98183	1.0185	-1.533 E+02	1.141 E+00	57.2	0.4	42.4	9.66	台場主塔1次 (主塔基礎)
19	1.00740	0.9926	2.438 E+03	1.533 E-01	0.0	99.9	0.1	8.01	台場アンカレイジ地盤1次
20	1.03930	0.9621	1.780 E+01	-3.732 E-02	99.9	0.0	0.1	2.03	逆対称3次
21	1.12390	0.8897	3.309 E-03	5.114 E-06	100.0	0.0	0.0	2.00	
22	1.14700	0.8718	-2.273 E+03	-3.374 E-02	0.8	99.2	0.0	7.96	台場主塔基礎地盤1次
23	1.15320	0.8672	-8.656 E+01	6.952 E-01	95.4	0.4	4.2	2.79	主塔ねじり
24	1.28240	0.7798	1.137 E-03	6.672 E-06	100.0	0.0	0.0	2.00	
25	1.29580	0.7717	4.541 E-04	2.167 E-06	1.00	0.0	0.0	2.00	
26	1.39120	0.7188	-9.283 E+00	-6.650 E+00	96.9	0.0	3.1	2.56	ケーブル
27	1.42430	0.7021	2.731 E-04	-1.666 E-05	100.0	0.0	0.0	2.00	ケーブル
28	1.43670	0.6960	3.026 E+01	-1.685 E+00	45.3	0.1	54.6	11.83	台場アンカレイジ・ケーブル
29	1.65970	0.6025	1.499 E-04	4.538 E-06	100.0	0.0	0.0	2.00	
30	1.70190	0.5876	1.918 E-04	3.282 E-06	100.0	0.0	0.0	2.00	
31	1.73260	0.5772	-2.035 E+00	3.043 E-03	99.9	0.0	0.1	2.01	ケーブル
32	1.91750	0.5215	1.676 E+01	-7.292 E-01	100.0	0.0	0.0	2.00	ケーブル水平振動
33	1.91870	0.5212	-9.382 E-02	4.602 E-05	100.0	0.0	0.0	2.00	芝浦主塔
34	1.91930	0.5210	-7.802 E+02	-2.361 E-02	0.2	99.8	0.0	7.99	芝浦主塔基礎地盤2次
35	1.94200	0.5149	-5.366 E+01	3.363 E-01	93.9	0.2	6.0	3.08	ケーブル
36	1.95610	0.5112	2.173 E-04	-3.166 E-06	100.0	0.0	0.0	2.00	
37	1.97820	0.5055	1.064 E-04	5.970 E-05	100.0	0.0	0.0	2.00	
38	1.98390	0.5041	7.920 E-05	1.605 E-05	100.0	0.0	0.0	2.00	
39	2.00280	0.4993	2.937 E+01	3.341 E+00	98.4	0.0	1.6	2.29	主塔ねじり・ケーブル
40	2.01200	0.4970	9.969 E+01	-2.525 E+00	56.0	0.0	44.0	9.92	主塔ねじり・ケーブル
41	2.03550	0.4913	7.589 E+02	-2.179 E-02	0.0	100.0	0.0	8.00	芝浦アンカレイジ地盤2次
42	2.04500	0.4890	-1.065 E+02	-2.135 E+00	46.3	0.0	53.7	11.67	台場アンカレイジ
43	2.17650	0.4594	2.486 E-01	5.136 E-02	100.0	0.0	0.0	2.00	対称4次
44	2.20390	0.4537	-3.173 E-01	5.509 E+00	100.0	0.0	0.0	2.00	対称4次
45	2.23290	0.4479	1.985 E-06	-2.097 E-05	100.0	0.0	0.0	2.00	
46	2.24860	0.4447	-1.278 E+02	2.156 E-01	1.7	0.0	98.3	19.69	芝浦アンカレイジ
47	2.33080	0.4290	-1.790 E-03	-6.149 E-04	100.0	0.0	0.0	2.00	
48	2.37540	0.4291	-7.876 E-03	-2.242 E-03	100.0	0.0	0.0	2.00	
49	2.41110	0.4148	1.417 E-02	3.662 E-03	100.0	0.0	0.0	2.00	
50	2.49110	0.4014	-1.071 E+01	-7.399 E-01	99.1	0.0	0.9	2.15	

加速度応答スペクトルは近距離大規模地震想定のものであり
(図8), 地震動入力には基盤面となる土丹層上面である。

(2) 吊橋構造モデル

解析モデルは地盤, アンカレイジ, 主塔基礎及び主塔, 側塔,
ケーブル, 補剛トラス, 中央径間高速床組の吊橋全体系モデル

とした(図9)。

(3) 地盤モデル

地盤と構造物間の相互作用をなくし, 地盤振動が直接構造物
に入力されるように, 地盤質量は構造物質量の約100倍(1
km 四方)の質量を与えた, また地盤振動を精度良く評価する

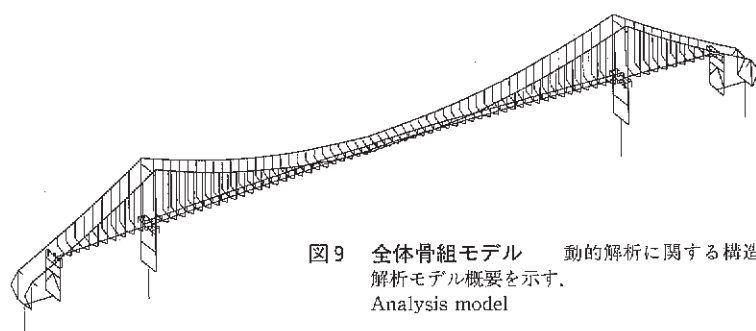


図9 全体骨組モデル 動的解析に関する構造解析モデル概要を示す。
Analysis model

図10 地盤モデル 動的解析に関する地盤構造解析モデルを示す。
Soil models for analysis

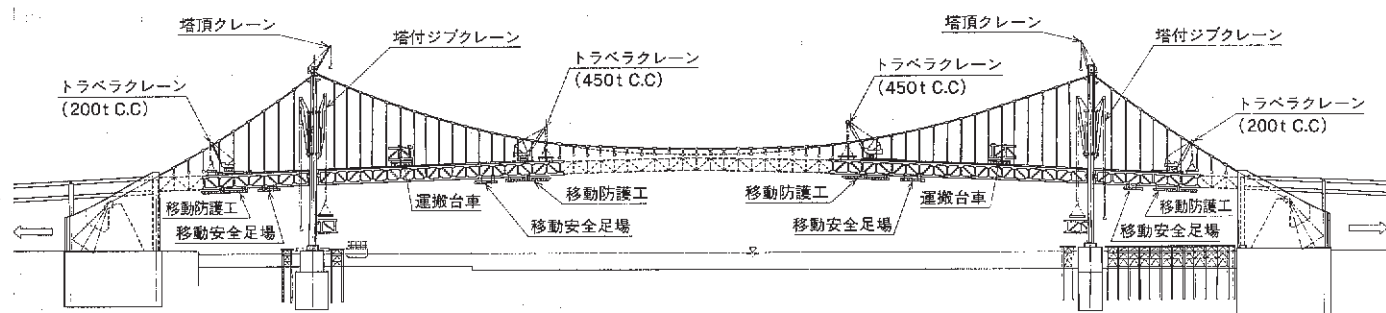
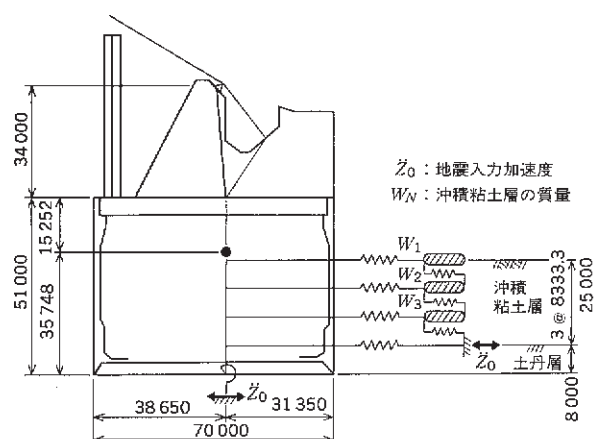


図11 架設一般図 逐次剛結工法を採用した本橋の架設一般図を示す。
General view at erection stage

ため各地層地盤間をせん断ばねで結び、基礎～地盤間は道路橋示方書Ⅳ“下部構造編”で示される水平ばねを与えた1列モデルとして評価した(図10)。ばね定数を算出するための地盤変形係数 E は、事前に行われた地質調査及び耐震検討により

沖積粘土層: $160 \sim 560 \text{ kgf/cm}^2$

土丹層: 600 kgf/cm^2

を得たが、沖積粘土層に関しては、場所によるばらつきが大きく一義的に決定されていない。

そこで沖積粘土層の地震時の地盤変形係数を上記範囲内で小刻みに変化させたパラメトリックな解析を行い、後述する評価法により構造各部材ごとの照査を実施した。

(4) 減衰定数

減衰定数 h は補剛桁、ケーブル、主塔及び側塔で0.02、下部構造で0.20、地盤で0.08である。地盤の減衰定数に関しては、地盤単独の地震応答解析結果によっている。

2. 3. 2 解析結果と評価方法

一般に地盤を解析モデルに組込んで動的解析を進める場合、構造物と地盤とが共振して異常に大きな応答値を示すことがある。しかしながら、

- ① 地盤の変形係数は振幅が大きくなるに従って低減すると考えられる。
- ② 地盤振動の地下逸散効果減衰を考慮すると、大振幅中の地盤の減衰は解析条件によりかなり大きくなると考えられる。
- ③ 解析上は地盤が正確な周期で構造物を起振するとしているが、現実には地盤の不均一性や振動性状の振幅依存性を考慮すると応答は減少すると考えられる。

動的解析結果を表3に示すが、上記①～③を考慮し、構造的に地盤が共振する状況を工学的判断から除去し、その結果を部材設計に反映させた。

地震時の断面力が支配的となった部材は、横構以外に、側径間補剛トラス弦材、斜材及びウィンド杓(シュー)である。さらに耐震解析で求めた加速度及び変位は、それぞれ上下路床組支承の設計水平震度、主塔部道路伸縮装置遊間量に反映させている。

3. 補剛桁の架設

架橋地点は海上交通が頻繁な航路上であることから架設工法は中央径間、側径間ともに主塔からの“逐次剛結張り出し工法”を採用し、航路への影響を最小限とした(図11)。

工場で地組立された補剛トラス面材パネルは、現地まで海上輸送後、主塔付きジブクレーンで水切りされ主塔部から張り出し架設した。架設ブロックは中央径間は2パネル面材、側径間は1パネル面材とし、ハンガーロープの引込みは“多格点調整引込み(最大3格点)工法”により行った。

架設期間中は中央径間4パネル架設ごとに実施する形状計測結果とハンガー張力計測結果と解析結果とを照合しながら精度管理を実施した。架設時での耐震検討では、各架設ステップごとに二次元部分模型風洞試験を行い、安全性を確認した。

4. あとがき

レインボーブリッジ補剛桁工事は平成5年3月にしゅん工した。本橋の最大の特徴は、上路床組の超多径間連続化と地盤を含めた動的解析応答結果による構造設計である。今後の工事の参考となれば幸いである。最後に、着工以来終始ご指導頂いた首都高速道路公団第三建設部設計課及び東京港連絡道路工事事務所、都道関連で東京都並びに新交通関連の東京臨海新交通(株)、芝浦側区川崎重工業(株)、三井造船(株)、(株)東京鉄骨橋梁製作所JV、当工区構成会社である川田工業(株)、日本車輛製造(株)の関係各位に感謝の意を表します。