

オスマン・ガーズィー橋の架橋地点の地盤・地震

(株) IHI インフラシステム 正会員 ○CETINKAYA OSMAN TUNC
(株) IHI インフラシステム 社浦 潤一

1. はじめに

オスマン・ガーズィー橋(イズミット湾横断橋)は、中央径間 1550m を有する 3 径間連続吊橋であり、世界第 4 位の長さを誇る。主塔は海中、アンカレッジは陸上、サイドスパン脚の基礎は陸上に設置される。サイドスパン脚はアンカレッジをコンパクトな設計にするため、メインケーブルをサイドスパン脚上で偏向させる構造とした。吊橋全体図を図 1 に示す。

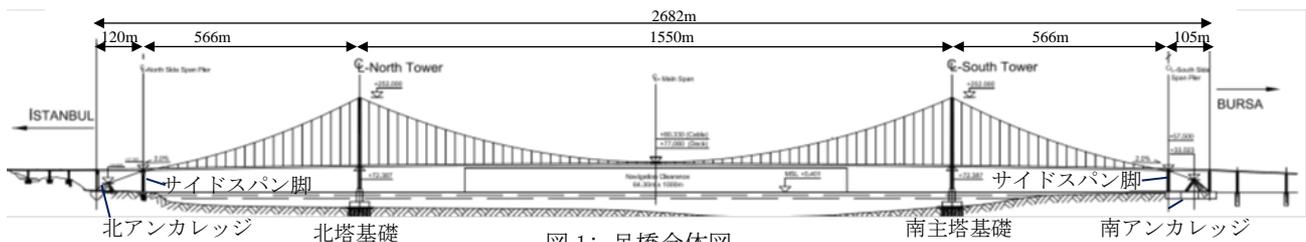


図 1: 吊橋全体図

2. 大地震地帯

イズミット湾はマルマラ海の東端に位置し、北アナトリア断層に沿った地殻変動によって生まれた。北アナトリア断層帯は、マルマラ海周辺で 3 つの断層線として広がり、そのうち最も北側の断層線がイズミット湾を横切っている。この断層線は、架橋地点の南側約 2km に位置している。架橋地点の南側地区にこの断層による過去の地震における 2 次断層の跡が発見された(図 2)。2 次断層の跡が初期設計段階で想定していた南アンカレッジ位置の直下で発見されたために、中央径間長さは変えず、吊橋全体を北へ約 150m 移動させた。しかしながら、2 次断層がアンカレッジ下で永久に発生しないと結論付けることは不可能であり、この可能性を考慮した設計を南側アンカレッジで行なった。

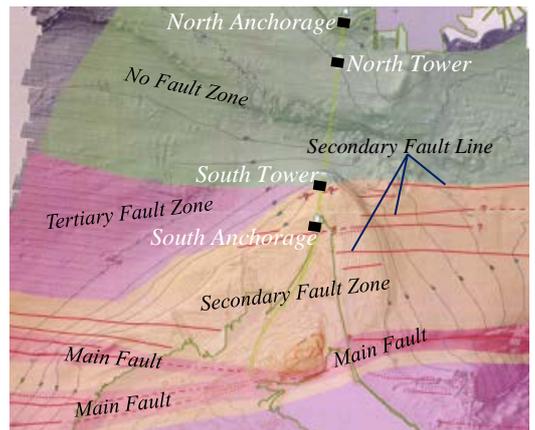


図 2: 架設時点周辺の断層

3. 地盤条件と構造設計概要

(1) 北側アンカレッジ

北側アンカレッジは、比較的状态の良い均質な石灰岩の地盤に位置する。アンカレッジ前縁から湾側に約 25m のあたりから、この石灰岩は地下にもぐり込み、その上には砂層・礫層が堆積している(図 3)。これら砂層・礫層は、大地震時に液状化する可能性がある。

詳細設計中に、追加ボーリングや専門家による複数の調査を実施したが、せん断帯の存在と石灰岩近接に沿った弱点となりうる滑り面の可能性を完全に否定できないことから、設計は想定されるパラメーターの下限値を用いた安全側で行うこととした。岩盤間の結合力が十分あるとも考えられたが、大規模重要構造物であることなどを

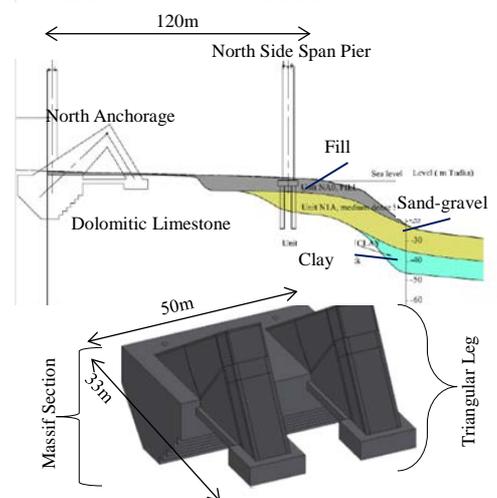


図 3: 北側アンカレッジ部の地盤と採

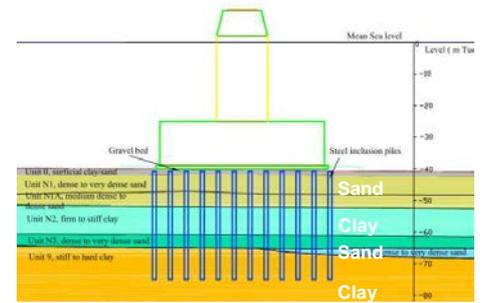
キーワード オスマン・ガーズィー橋 下部工設計, 耐震設計, 吊橋基礎

連絡先 〒108-0023 東京都港区芝浦 3 丁目 17 番 12 号 吾妻ビル (株) IHI インフラシステム TEL 03-3769-8661

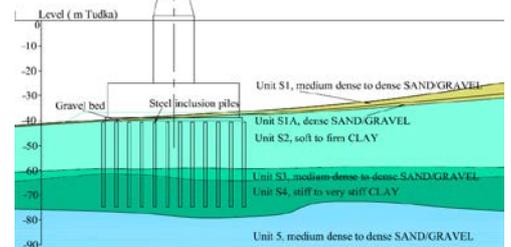
考慮した上での判断である。このような地盤条件の中でアンカレッジ構造として、岩盤部に一部が埋め込まれた重力式アンカレッジを採用した。

(2) 北側主塔基礎

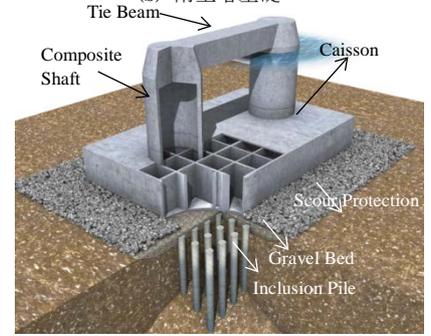
北側主塔基礎位置の地盤は、比較的均質な層が、ほぼ水平に積み重なっている(図 4a)。上層は、シルトを若干含む中位から非常に密な細砂からなる。その下の層は、締まった粘土層が続く。北側アンカレッジ位置の地表で見られた岩盤は、海底下 190m 程度に位置する。非排水せん断強度は、表層近くで約 50KPa, 10m 深さで約 80KPa, 25m 深さで約 250KPa である。上層の 2~4m 厚さの砂は液状化の可能性があるため、施工時にはこれを取り除き、碎石層を敷設した。主塔基礎構造として改良地盤上に直接基礎形式の RC ケーソン構造物を採用した(図 4c)。軟弱地盤対策として、鋼管杭打ち込み(インクルージョン・パイル)による地盤改良を用いた。大地震への対策としては、補強した地盤とコンクリート・ケーソンの間の碎石層に塑性ヒンジと基礎免震の役割を期待した。コンクリート・ケーソンは碎石層の上に載っているだけであり、主塔基礎と地盤の間の水平荷重に対するフューズ・システムとして機能する。この機構により、大地震時には、すべりを含む非線形挙動をさせることで、橋への入力地震エネルギーの低減を図り、スレンダーな上部工設計を可能とした。



(a) 北主塔基礎



(b) 南主塔基礎



(c) 主塔基礎構造

図 4: 主塔基礎部の地盤と採用構造

(3) 南側主塔基礎

南側主塔基礎位置の地盤は、層厚や境界の変化がある不均質な層で構成される(図 4b)。砂層・礫層・粘土層が混在し、岩盤層は数 km 下にあると推測される。非排水せん断強度は、表層近くで 50KPa 程度, 25m 深さで 115KPa 程度, 60m 深さで 250KPa 程度である。主塔基礎背面に斜面があるが、安定性照査を実施し、大地震時でも不安定現象を生じさせるリスクがないことを確認した。構造形式は北側塔と同様のものにした(図 4c)。

(4) 南側アンカレッジ

南側アンカレッジ位置は、施工前は水深約 2m の浅瀬地帯であったため、埋め立てをし、アンカレッジを構築した。上層部はシルト等を若干含む砂であり、厚さは約 30m ある。このうち、上部約 8m 程度は液状化の可能性がある。この下の層は密な粘土が続いている。非排水せん断強度は、25m 深さで約 95KPa, 40m 深さで約 140KPa である。構造形式として深さ約 15m でのシルト層に直接基礎として乗る重力式アンカレッジを採用した。地震時に、2 次断層によりアンカレッジとサイドスパン脚間に相対変形・回転が発生すると、橋としての機能を満足できなくなるばかりか、非常に大きな付加断面力により橋の崩壊を招きかねない。そのため、アンカレッジとサイドスパン脚を厚さ 16m の堅固なスラブを通して一体化した。

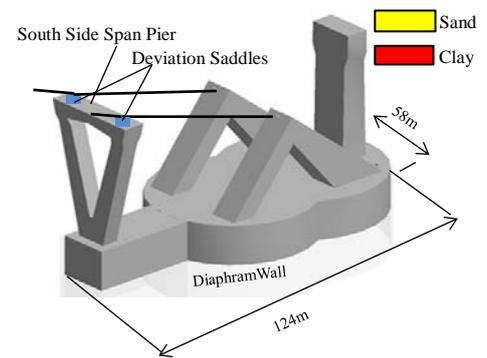
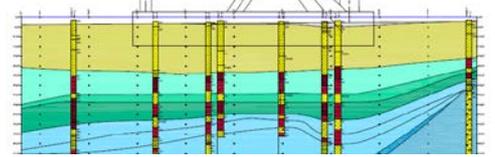


図 5: 南側アンカレッジ部の地盤と採用構造

4. おわりに

オスマン・ガズビー橋の下部工は北アンカレッジ以外、岩盤層に直接支持されておらず大規模吊橋の中では革新的な事例である。本報告が類似案件の参考になれば幸いである。