

共同溝とそれをまたぐ杭基礎の相互影響

首都高速道路公団 正会員 田 中 充 夫

1. はじめに

高速川崎縦貫線は、川崎市川崎区の国道15号を起点とし同区浮島町地先を終点とする延長約8kmの路線である。当該路線はほぼ全線国道409号に沿って計画されており、そのうち浮島側の約4kmはラケット型橋脚によるダブルデッキ高架構造である。

この計画と併せて国道409号では川崎縦貫共同溝が計画されており、上記高架部ではほぼ全線高架橋基礎直下に共同溝が敷設される。(図-1参照)

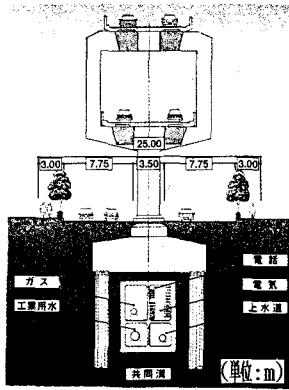


図-1 高架部断面図

このため、杭は共同溝の両側に沿って1列ずつ配置され、この2列の杭をフーチングがつなぎ共同溝をまたぐ構造を採る。そこでこの構造で懸念される①2列の杭とフーチングから構成される当高架部基礎構造設計法の妥当性②基礎部分で2列の杭にまたがれた共同溝の地震時挙動の2点について検討し、ここにその検討結果の概要を報告する。

2. 基礎設計法の検討

フーチング下全面に杭が配置されていないことから、通常の設計法を適用するために①フーチングの応力状態に対して、必要な鉄筋量を満足しているか②フーチングは剛体として扱える厚さを有するかを確認する。

1) 解析モデル及び荷重

解析は図-2に示す基礎構造を、フーチングはシェル要素、杭は梁要素、地盤をバネ要素とした3次元FEMモデルにより行なった。外力は基礎設計用の各種の組合せ荷重を用いた。またフーチングの剛性評価は、同モデルのフーチング剛性を厚さが4～10mにあたるものに変化させて行なった。

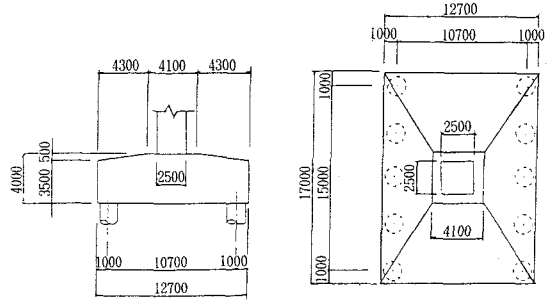


図-2 解析対象

2) 解析結果及び考察

FEM解析結果は『コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン』に準拠して必要鉄筋量を算出することにより整理した。その結果、橋軸方向で約5割、橋軸直角方向で約2割、脚柱付近で通常の設計法により決定されるものよりも多く鉄筋量が必要であるという結果となった。

これに対し、通常の設計法で用いられる『曲げモーメントに対する有効幅』内の総鉄筋量で比較すると、通常の設計法による鉄筋量はFEM解析結果を上回っている。ただし有効幅の概念は、フーチングを剛体であると仮定したものである。さらに脚柱基部での終局耐力の照査を行なった結果、アンカーフレーム幅でのFEM解析平均断面力に対し、当該部分では通常の設計法による配筋で充分であるという結果となった。

一方フーチングを剛体として扱えるものかについての評価は、次式で表される杭反力分散度が一般に20%以下になることを目安としている。

$$\bar{P} = \frac{P_{\max} - P_{\text{mean}}}{P_{\text{mean}}} \times 100\% \dots \dots \dots (\text{式}-1)$$

ここに、 $\bar{P}$: 杭反力分散度

$P_{\max}$: 杭反力最大値

P_{mean} : 杭反力平均値 である。

フーチング剛性を厚さ10m相当にすると、鉛直力による杭鉛直反力で杭反力分散度は0.5%と低く、今回計画している厚さ4mにおいても7.9%と20%に対して充分低い値であると判断できるため剛体と評価できる。

3. 共同溝の地震時挙動

まず動的2次元FEM解析により①基礎と共同溝を含む断面②共同溝のみの断面③基礎のみの断面について共同溝直角方向の検討を行なう。ここで①と②を比較することにより共同溝が受ける基礎の影響を、また①と③の比較により基礎が受ける共同溝の影響を見る。

さらに動的3次元FEM解析により、共同溝が基礎により影響を受ける範囲について検討をする。

1) 解析モデル

2次元3次元モデルとも、橋脚及び共同溝は梁要素（共同溝は3次元モデルではソリッド要素）、地盤、フーチング、杭はソリッド要素とした。ここにおける杭は、フーチングと同じ奥行きで壁としてモデル化した。また3次元モデルは、パネマモデルによる地盤応答解析及び静的2次元FEMによりメッシュ分割の妥当性を確認し、2次元モデルに対しメッシュ分割を粗くした。

2) 入力地震波

1978年宮城県沖地震の開北橋周辺地盤上での記録波形を、減衰定数10%のときのスペクトルを共同溝設計指針のスペクトルに適合させた波形を基盤入力地震波とした。

3) 2次元FEM解析結果及び考察

(a) 共同溝の断面力

図-3に橋梁基礎の有無による比較を共同溝の曲げモーメント分布で示す。共同溝上端部では基礎の存在により断面力が減じているが、下端部の断面力は図のように、曲げモーメントで2.2倍、またせん断力で2.9倍の増加となっている。

これは共同溝上部の地盤 図-3 曲げモーメント図による影響が、基礎の存在によって小さくなったことが原因と考えられる。

なお共同溝の応答断面力が大きいためにその原因をパネマモデルで検討した。その結果、対象地盤が非常に軟弱なため2次、3次モードまでの振動が応答に寄与し、通常設計で考慮する1次モードのみの応答に対して大きな応答を示すことが明らかとなった。

(b) 橋梁の断面力

共同溝の存在により橋梁の応答は1割程度増加しており、橋脚の断面力は設計値よりも1～2割程度大きくなる。しかしながら基盤入力地震動が共同溝の検討のためのものであり、橋梁の検討に用いるものに対し約1.7倍と大きいことを考慮すれば、特に問題は無いと判断できる。また共同溝の存在により共同溝位置の杭変位がやや小さくなるが、顕著な影響は見られない。

4) 3次元FEM解析結果及び考察

共同溝はソリッド要素でモデル化されているため、要素中心位置の断面力しか得られない。したがって側壁下端で急激に大きくなっている曲げモーメントを評価することはできないが、2次元解析の分布形状と比較的良く一致している。

また、共同溝側壁下端及び上端における曲げモーメントの共同溝軸方向分布は図-4に示すような結果となった。

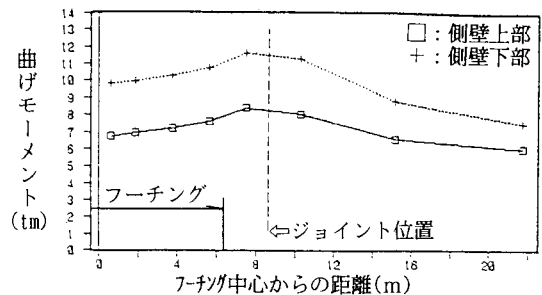


図-4 側壁曲げモーメントの軸方向分布

この図より側壁下端曲げモーメントは、橋梁スパン中央の値に対して、橋梁基礎部で約1.3～1.4倍、基礎から2m程度離れた所で約1.5倍となる。ここでは、共同溝設計指針で行なう軸方向の耐震設計と同様の応答変位法で軸直角方向の地震時断面力を求め、橋梁スパン中央の値に対する前述の曲げモーメント比を乗じ、常時荷重と組合せ必要鉄筋量を算出した。

この結果共同溝設計指針で求めた鉄筋量に対し、最大で1割程度多く鉄筋が必要となる。しかし許容応力にも多少余裕もあることから軽微な超過と考え、特に問題は無いものと判断した。

4. おわりに

以上の検討結果をうけ、共同溝をまたぐフーチング厚を4mとし通常の基礎と考え設計し、共同溝も共同溝設計指針に基づき通常の設計を行なうこととした。