ウェブ構造及び断面構造が異なる主桁が接合する PRC 箱桁橋の柱頭部横桁の設計

大成建設(株)	正会員	細谷 学	正会員	長尾賢二
西日本高速道路(株)	正会員	福田雅人		黒川秀樹
大成・ピーエス三菱 J V	正会員	水谷正樹	正会員	利波宗典

1. はじめに

新名神高速道路生野大橋は,橋長 606m の PRC7 径間連続波形鋼板ウェブエクストラドーズド橋である (図-1)。 P4 柱頭部を境に、起点側4径間(A1~P4)はコンクリートウェブ2室箱桁構造、終点側3径間(P4-A2)は波形鋼 板ウェブ3室箱桁構造となっており、ウェブ構造(コンクリートー波形鋼板)と断面構造(2室箱桁-3室箱桁)が 同時に変化する。ウェブ構造あるいは断面構造のどちらかが変化する事例はあるが、本橋のように2種類の異種の 主桁構造が接合する事例は少なく、P4 柱頭部は複雑な応力状態になることが予想された。そこで、一般的な設計方 法¹⁾に加えて、3次元 FEM 解析を実施し、横桁に発生する応力度を詳細に把握した。





張出を有する連続梁モデルとした。横桁の有効幅内に作用する 荷重は梁モデルに直接載荷し、それ以外の荷重は支点反力を集 中荷重としてウェブ位置に載荷する場合(Case1)と、ウェブを 支点として反力を分布幅で除した分布荷重として載荷する場 合(Case2)の2ケースとして、両者を組み合わせた。暫定供用 時よりも作用する断面力が大きい将来拡幅時を対象としたが、 ストラットは考慮できていない。図-2は設計荷重時における曲 げ応力度であり(横桁部のみ表示)、横桁の断面剛性はマンホー ルを考慮している。これに、床版および横桁横締めのプレ

			起点側 (2室Conウェブ)	終点側 (3室波板ウェブ)	
様なならの御井玉三里	床版横締め		1S28.6-6本		
無柵のPC 鋼材配直	横桁横締め		1S28.6-22本		
配置鉄筋	上床版側		(上)D19@125 (下)D19@125		
	下床版側		(上)D16@125 (下)D16@125		
曲げ応力度 (N/mm ²)	死荷重時	上縁	0.46	0.77	
			0.00 < σc < 16.0 (方法C)		
		下縁	-0.80	-0.52	
			-1.28 < σc < 16.0 (方法B)		
	設計荷重時	上縁	-1.04	-0.58	
			-1.28 < σc < 16.0 (方法B)		
		下縁	-1.27	-0.75	
			-1.28 < σc < 16.0 (方法B)		
必要鉄筋量(方法B)	上側	設計荷重時	173.5	89.4	
(cm ²)	下側	死荷重時	184.7	94.0	

表-1 一般的な設計方法による曲げの検討結果

キーワード エクストラドーズド橋,波形鋼板ウェブ,コンクリートウェブ、柱頭部,異種構造

連絡先 〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1 大成建設(株)土木技術部橋梁設計・技術室 TEL 03-5381-5297 ストレス力を考慮した結果が、**表-1** である。起点側と終点 側の曲げ応力度分布がほぼ同じであるため、横締め PC 鋼材 は同じ配置で検討した。結果的には起点側の主桁構造で、 PC 鋼材配置(床版横締め:6本-1S28.6、横桁横締め22本 -1S28.6)と鉄筋量(上床版上下筋:D19@125、下床版上下筋: D16@125)が決まっている。

3. FEM 解析による横桁の検討

上記では確認できない局所応力などの発生状況を把握し、かつ横締 PC 鋼材配置の妥当性を確認するために3次元 FEM 解析を実施した。将 来拡幅断面を対象としてストラット等もモデル化し、対称性より橋軸直 角方向に1/2 モデルとした。荷重は、死荷重時、死荷重+活荷重の2ケ ースとし、図-3のように、骨組み解析から得られた断面力をモデル端

部に載荷し、モデル範囲内の自重、橋面荷重、 活荷重およびこの範囲内の主方向と横方向 PC 鋼材の緊張力はモデルに直接載荷した。 横桁に定着する外ケーブルは、これとは別に 載荷して、局部的に補強筋を追加した。図-4 より、横桁上面において橋軸直角方向の引張 応力が最大となる位置は梁モデルと比べて少し外側(マンホール

外側)に分布しており、最大値は約 3.5N/mm²である。これは、
図-2の Case1 と Case2(赤色の実線と破線)の間となっており、
引張応力度およびその分布状況は全体的に梁モデルと近く、表-1

に示す横綿 PC 鋼材を配置することが妥 当であることを確認した。

活荷重時の横桁表面に発生する最大主 応力度の分布は、図-5より、起終点側で 少し異なっており、ウェブ位置が影響し ていることが確認できる。ウェブの接合 部には、局所的に 4N/mm²を超える比較 的大きな引張応力が発生している部分も

あるが、横桁表面に発生している応力度は全体的に 1~2N/mm² である。これに横綿 PC 鋼材を考慮すると、結果として、別途考慮した外ケーブルの定着によって発生する引張応力度の方が大きく、補強鉄筋はこれで決まっている。

(a) 裏打ちコンクリート無し

図-6、図-7 は横綿 PC 鋼材を考慮した結果であるが、波形鋼板ウェブ側が折れるように変形しており、図-7(a) のように上床版上面に橋軸方向に卓越する約 3.5N/mm²の最大主応力が発生している(Case2)。これは、ウェブのせん断変形に起因する局部的な曲げモーメントが作用しているためと思われる。これについては、裏打ちコンクリートを設置して発生応力を緩和し、さらに補強鉄筋を配置して対応した(図-7(b))。

4. まとめ

異種主桁構造が接合する横桁について、一般的な設計方法と3次元 FEM 解析を用いて設計を行った。本橋においては、ウェブ構造の違いによる影響としては、波形鋼板ウェブ構造の主桁に、せん断変形に起因する局部的な曲 げモーメントが作用する影響は確認できたが、断面構造の違いによる影響としては、横桁表面に発生する応力分布 に違いはあるものの横桁の設計に考慮するほどの大きな影響は確認できなかった。

参考文献1)日本道路協会:コンクリート道路橋設計便覧,平成6年2月

-38-



図-7 橋軸方向引張応力度(横締 PC 鋼材考慮)※引張応力度が1.0N/mm²以上を着色

(b) 裏打ちコンクリート有り