

(116) 木曾川橋・揖斐川橋における柱頭部の設計

日本道路公団 名古屋建設局 構造技術課	非会員	水口 和之
鹿島・錢高・NKK 木曾川橋(PC・鋼複合上部工) 西工事共同企業体	正会員	山花 豊
鹿島・錢高・NKK 木曾川橋(PC・鋼複合上部工) 西工事共同企業体	正会員	○橋本 崇
住友・ド・ビル・三菱揖斐川橋(PC・鋼複合上部工) 東工事共同企業体	正会員	春日 昭夫
住友・ド・ビル・三菱揖斐川橋(PC・鋼複合上部工) 東工事共同企業体	正会員	永元 直樹

1. はじめに

木曾川橋・揖斐川橋は第二名神高速道路が一級河川木曾川・揖斐川の河口付近を横過する位置に架橋される5径間および6径間連続のPC・鋼複合エクストラードード橋である。橋長1kmを超える長大橋であり、側径間を除く中央径間に約100mの鋼桁を配置し、他の部分をPC箱桁としている。柱頭部を含むPC箱桁は大断面プレキャストセグメントで製作される。

本報告は、両橋の柱頭部の構造特性と詳細設計について述べる。

2. 構造特性および検討概要

両橋の柱頭部は以下の様な構造特性があり、詳細設計はこれらの特徴を反映させて行った。

- ①両橋の主桁断面は3室箱桁構造であり、上床版、下床版および厚さ・傾斜角度の異なるウェブの各部材からどの様にして柱頭部横桁・底版に断面力が伝達されるかを把握することが必要となる。また、大断面を有する長大橋であり、通常の桁橋に比べ主桁から高軸力が作用する。さらに、両橋の主塔は1本柱の1面吊り形式を採用しており、主塔と主桁を剛結している。そのため、柱頭部には主塔基部からの高軸力が作用する。
- ②両橋は中間橋脚上での2線支承構造を採用しており、1支承線あたり4基の支承を配置している。そのため、主桁、主塔からの鉛直反力を同一支承線上にある各支承で均等化するような横桁形状とする必要がある。
- ③直角方向地震時には大きな水平力が作用し、この水平力に対して下床版の耐力を確保することが必要である。

構造系全体の設計は梁部材にモデル化した骨組解析で行うが、以上の様な特徴から骨組解析や簡便法による横桁・底版の設計からでは推測出来ない応力の伝達機構および局部応力を明らかにし、合理的な柱頭部形状を選定するとともに構造物の安全性を確保することが必要となる。

詳細設計では柱頭部周辺の主桁を取り出し、8節点立体要素にモデル化しFEM解析を行った。境界条件は柱頭部下端支承位置を鉛直面ばね・水平面ばねで支持し、主桁断面縁端および主塔境界面に骨組解析より得た既知断面力を与えた。ここで、主塔境界面に載荷する材端力は3次元的に形状変化する主塔の荷重分担を考え、主塔の形状変化を考慮した平面FEM解析より得られた結果を基に設定した。検討ケースを表-1に示す。なお、解析モデルには使用限界状態では形状・荷重等の対称条件を考慮した半断面モデルを、地震時終局限界状態では境界条件が解析に及ぼす影響を考慮し全断面モデルを用いた。

表-1 荷重条件

	木曾川橋	揖斐川橋
使用限界状態	永久荷重作用時 変動荷重作用時	永久荷重作用時 (アンバランスメント最大時・最小時)
終局限界状態	保耐法レベル地震時	保耐法レベル地震時

3. 形状の選定

主要部材の形状選定について木曾川橋(図-1)を例に以下に示す。

①横桁(2枚壁部分) ウェブからのせん断力および主塔からの鉛直力を合理的に支承部に伝達するために支承部には横桁が必要と考えられる。このため、支承上には支承のプレートと同一幅の横桁を設けた。横桁には重量低減を図るため上側に開口部を設け、その形状は外ウェブおよび主塔から支承部への応力の流れを考慮した上で決定した。その結果、同一支承線上における支承反力のばらつきは1割以下とほぼ均一な支承反力となった。

②底版 横桁間の底版には使用限界状態では主桁から大きな軸圧縮力が作用する。一方、終局限界状態(橋軸直角方向地震時)にはストッパーから大きな水平力が作用する。このため、底版部はこれらに対する耐力を確保出来る厚さとした。

③縦桁 主塔からの大きな鉛直力に抵抗するため、主塔基部には主塔と同一幅の充実断面縦桁を設けた。縦桁幅を主塔幅と同一としたため、中ウェブが横桁間で連続しない構造となっている。しかし、縦桁の幅を厚くし中ウェブを連続させることは重量増に繋がるため、支承上に設けた横桁内で中ウェブから縦桁に応力の伝達が行われるものとして横桁間は2室箱桁構造とした。また、縦桁には主塔検査路への入孔を兼ねた開口部を設けた。

その取付け位置および形状は、主塔から支承部への応力の流れおよび主桁からの応力の流れを考慮して決定した。

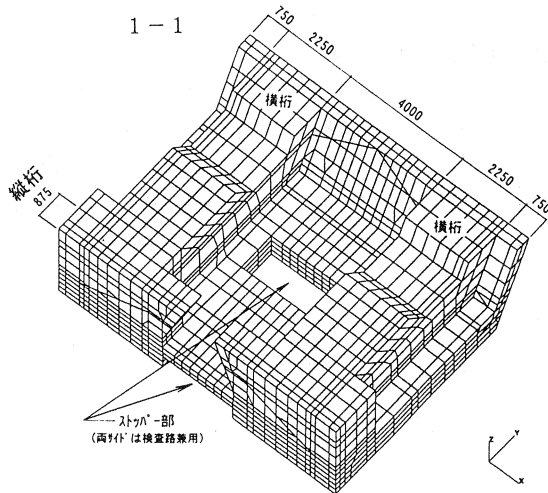
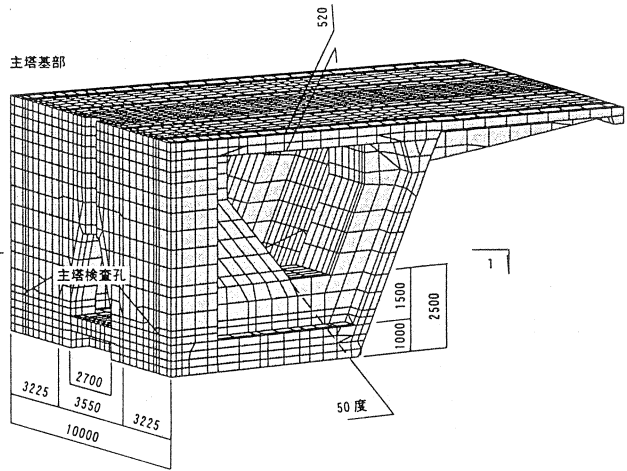


図-1 柱頭部概要図

4. 検討結果および補強検討

各限界状態での検討結果および補強方法について掛斐川橋を例に以下に示す。

4.1 使用限界状態

使用限界状態の設計条件は桁内部位についてはひび割れ幅の制限値を満足するように補強量を決定することとした。アンバランスモーメント最大(図-2)、最小(図-3)の双方の死荷重状態において、支承上の横桁前面に図-4のように引張応力が発生することがわかった。特に、中ウェブ間の横桁に引張応力が発生している。また、横桁箱抜き下部に

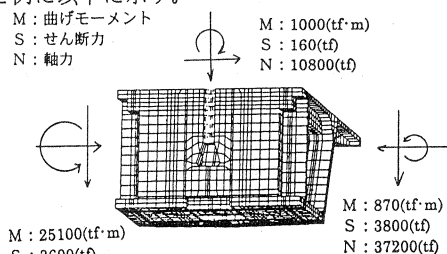


図-2 アンバランスモーメント最大時作用断面力

も最大 $4.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の引張応力が発生している。しかしながら、引張応力が発生している範囲に着目すると、その範囲は比較的表面的のみであることがわかった。すなわち、この引張応力の発生要因は主桁からの橋軸方向の軸圧縮力であり、その圧縮力によって剛性の高い横桁の表面に引張応力が発生しているものと思われる。

この発生応力はひび割れ幅限界を超えるものであるため、1壁あたり $1\text{S}28.6 \times 10$ 本による横桁横締め、および鉄筋補強によりひび割れ幅の制御を行うこととした。

<主塔下の縦桁>

次に主塔下の縦桁であるが、こちらも箱抜き周りに引張応力が発生していた(箱抜き側面、 $2.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、図-5)。この引張応力は、主桁からの軸圧縮力が箱抜きを回り込むために、その直行する方向に引張応力が発生しているものと考えられる。この応力については、鉄筋のみにより、ひび割れ幅が制限値内に抑えられるように補強を行うこととした。

<下床版>

下床版には大きな橋軸方向圧縮力が生じている。このような高軸圧縮部材にストッパーの箱抜きがあるため、箱抜き近傍に橋軸直角方向の引張応力が発生している(図-6)。この引張応力は最大 $5.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ と大きく、下床版の厚さ方向全体にわたって発生している。

下床版は外気と直接接触する部位であるため、ひび割れ発生限界内となるようにプレストレスによる補強を行うこととした。この引張応力に対してひび割れ発生限界内になるための補強量は $1\text{S}28.6 \times 2$ 本 \times 両面 = 4本であった。

4. 2 終局限界状態(橋軸直角方向地震時)

「木曾三川橋の耐震検討委員会(委員長: 京都大学 土岐憲三教授)」による動的応答解析より、保耐法レベル地震時には1橋脚あたり橋軸直角方向に 12000 (tf) の水平力が作用することが明らかとなっている。今回の設計においてもこの地震力を考慮し、死荷重状態の作用力に加え、1橋脚あたり3ヶ所あるストッパーの切り欠き位置にそれぞれ水平力 4000 (tf) を作用させた(図-7)。

地震時における解析結果において、下床版以外の部材に発生している応力は死荷重状態とほとんど変わらなかった。しかし下床版のストッパー周りに発生する引張応力は、最大 $26.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ と非常に大きいものであった(図-8)。この作用力に対しては、致命的な損傷を起こさないように設計する

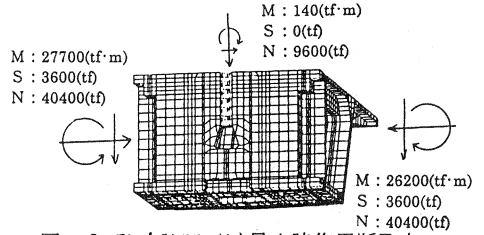


図-3 アンバランスメント最小時作用断面図

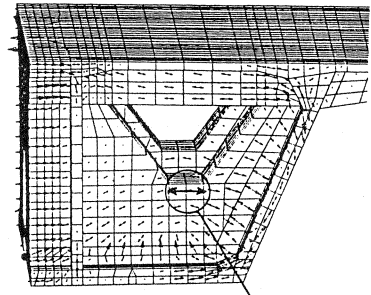


図-4 横桁の発生応力度 $4.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

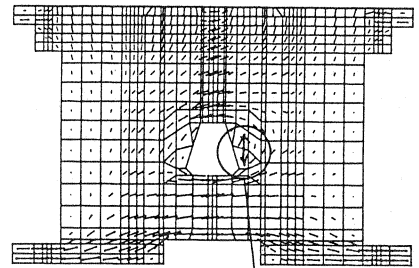


図-5 縦桁の発生応力度
引張応力: $2.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

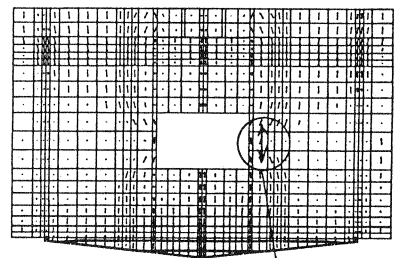


図-6 下床版の発生応力度
引張応力: $5.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

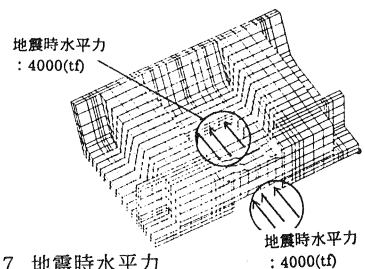
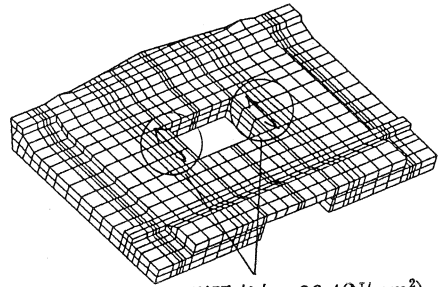


図-7 地震時水平力

ものとし、緊張材および鉄筋にて補強することとした。なお、補強量の算定に際して、コンクリートに発生している引張応力を全て補強材で受け持たせるものとし、それぞれの補強材は降伏点以下になるようにした。

その結果、1橋脚あたりの補強量は、片面あたり PC 鋼材 1S28.6×6 本+鉄筋 D32×24 本必要となった。この補強量は使用限界状態より多いため、下床版ストッパー周りの補強量としては、終局限界状態で決定していることになる。



引張応力：26.4(N/mm²)

図-8 下床版の発生応力度 (P3地震時)

4. 3架設時の検討

両橋の柱頭部長は木曾川橋で 10.0 (m)、揖斐川橋で 11.5 (m) である。一方、架設設備の施工能力よりセグメント重量は 1セグメントあたり 400 (tf) 以内に制限する必要があった。

横桁形状および施工性を考慮して分割数(両橋とも3分割)、分割位置を決定したものの 400 (tf) 以下とはならなかったため、支承上の横桁を架設後に後施工する必要があった。

本橋梁は幅員：33.0(m)と広幅員の大型セグメントである。さらに、柱頭部の横桁のあるセグメントにおいては、上記のように横桁を後施工するため仮置き時・吊上げ時・運搬時等の架設時には剛性不足となる危険性があった。そこで、分割した各セグメントにおいても架設時の各施工状態における検討を同様に 3次元 FEM 解析にて行い、その安全性を確認した。

架設後の横桁コンクリート打設においては、主桁断面内という閉空間にコンクリートを打設する逆打ち状態での施工となる。さらにこの部位は主塔からの軸力等の、大きな力の伝達を期待される箇所であるため一体化が必要となる。木曾川橋では横桁内の配筋状態、コンクリートの充填性および施工性を考慮して 2層に分けてコンクリート打設を行うものとした。ここで、1層目には低発熱、収縮低減タイプのコンクリートを 2層目には低発熱、収縮低減タイプの高流動コンクリートを使用して施工することとした。揖斐川橋では低発熱、収縮低減タイプの高流動コンクリートを使用して横桁を施工することとした。

5. おわりに

以上、木曾川橋、揖斐川橋の柱頭部の設計について述べたが、プレキャストセグメント工法において、横桁を含む柱頭部のセグメントは、構造的にも施工的にも工夫を要する部分である。特に本橋のような大型のセグメントでは、一部コンクリートの後施工や、あるいは複合構造とすること等で問題を解決していく必要がある。本報告が、今後のプレキャスト橋設計の参考になれば幸いである。

両橋の設計にあたり、貴重なご助言、ご協力をいただいた木曾三川橋の上部工設計施工委員会(委員長：横浜国立大学 池田尚治教授)の委員の方々に謝意を表する次第である。