

コンクリート橋のカンチレバー架設における設計施工上の問題点

鹿島建設 正会員 百島祐信

I まえがき

橋のカンチレバー架設は、鋼橋においては早くから行われてきたが、コンクリートでは、材料の特質上の制約から、1950年代にこの施工例が見られるほかは、永らく実施されることはなかった。戦後、プレストレスコンクリート技術の著しい発達と共に、再びコンクリート橋のカンチレバー架設が実用化され、我が国においても、この工法が地形、社会的条件など国情に適する要素を数多くもっている中で、最近10年間に非常に勢で増加し、既に百数十橋がこの方法で架設され、コンクリート桁橋で世界最大のスパンをもつ（支間長240m）浜名大橋が現在施工されている。

カンチレバー架設は、一般の方法で架設された橋の場合に比して、施工手順の組合せが工学的にみて複雑であるばかりでなく、従来のコンクリート橋に比して、規模が飛躍的に増大しているので、種々検討すべき問題が多い。

従来、わが国でカンチレバー架設されたコンクリート橋の構造型式は、概ね次の通りである。

- (1) 支間中央にヒンジを有する片持連続桁、 (2) 連続桁
- (3) 橋端に斜引張材を有するラーメン、 (4) アーチ

中でも(1)および(2)の型式が、圧倒的に多数用いられている。従って、ここでは、主として(1)、(2)の場合について論ずることとする。

II. 構造型式および支間標準上の問題点

(1) 支間中央に橋軸方向に可動なヒンジを有する片持桁

この型式は、カンチレバー架設されたコンクリート橋の $\frac{2}{3}$ を占め、特に道路橋の大多数はこの型式が選ばれている。その理由は次りとおりである。

a) この構造は負の曲げモーメントが支配的な構造であるので、設計荷重に対して必要なプレストレスのほか、施工中の荷重状態に対して特別なプレストレスを与える必要はない。

b) 荷重による曲げモーメントの最大となる支点上には、最も多くのPC鋼材を配置し、曲げモーメントが0に近い先端には僅少の量のPC鋼材を配置することが出来る。単純桁、連続桁あるいは、ラーメンなどでは、曲げモーメントの小さい断面にもPC鋼材の配置技術上から相当量のPC鋼材が必要である。更に、支点上の桁高を大きくし、先端の桁高を小さくすれば、自重による曲げモーメントを軽減し、桁の各断面の剛性は活荷重モーメントに対応した、きわめて理想的なものとなる。

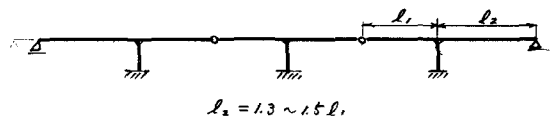
c) 水平に可動なヒンジが各支間に設けられてあるので、長大支間の連続的な構造の場合にも、温度伸縮に対する拘束がなく、又伸縮目地も或程度分散出来る。又、地震力についても各橋脚毎にその水平力を分散出来るので、1ヶ所に集中してこれようする必要がない。従って、コンクリートという

重量の大きい構造であるに拘らず、余り大きな基礎構造を必要としない。

d) 桁と橋脚の結合において、省を用いる場合、省は長大支間のコンクリート橋では非常に大きな寸法となり、力学的に合理的な省の構造を得るためには要する費用を要するばかりでなく、耐震的に考えてもコンクリート構造を鋼製の省で結合する場合大きな弱点となつてゐることは、幾多の震害調査の結果明らかである。この構造型式では、ヒンジがあるので桁と橋脚との相対変位がないので、桁と橋脚とを剛結することが出来る。しかも、剛結構造はコンクリート構造では、最も確実な結合構造である。更に、せん断力の支間中央に設けられたヒンジ支承は、殆ど自重を受けない。しかも、長大橋の場合でも活荷重によつて生ずる極めて小さいせん断力を受けるだけである。従つて省の形状も簡單で、寸法も比較的小さくてよい。このことは支承の経済性が極めて大きいことを示している。

以上の如く、この構造型式は多くの利点を有するのであるが、この構造は、他の構造に比してたわみが大きい。この特徴は、万一の不等次下に対しても余り大きな二次応力を発生しないという利点もある反面、橋面計画高の保持に対し細心の注意を拂はなければならぬことを意味する。従つて、設計に當つては、桁高、断面形状の選定について十分な配慮が必要であり、施工にあつてはコンクリートの質的、量的な管理、プレストレストレングの管理を充分に行ひ、設計において考慮された施工の順序、速度などを厳しく守ることが必要である。

又、この構造では、桁と橋脚が剛結される場合が多いので、静荷重が作用してゐる状態で橋脚に大きな曲げモーメントを生ずるような支間割はなるべく避けるのがよい。特に地震の水平力を橋脚によつて抵抗するような剛接橋脚の場合には、側径間の支間長は片持張出し長さの1.5~1.3の範囲にするのがよい。この範囲外でも桁の断面、プレストレスの二次モーメント、カウンターウェイトの利用などにより橋脚に生ずる曲げモーメントを小さく出来るが、一般的に不経済である。相隣接する中央支間の支間長がいちじろしく異なる



場合には、ヒンジの位置、桁の剛性を変えることにより、コンクリートのクリープによつて生ずる中央ヒンジに作用する不静定力を小さくし、橋脚に大きな曲げモーメントが生じないようにすることが大切である。このことは基礎地盤が軟弱な場合には特に留意する必要がある。

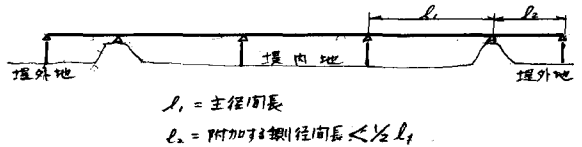
(2) 連続桁

連続桁は、前述の片持桁に比してたわみが小さいので、道路橋にも用いられるが、鉄道橋の大部分がこの型式でカンテレバ架設されてゐる。道路橋においても支間が60m前後、あるいはそれ以下の場合には、桁自重と活荷重の断面力の比率は余り大きくないので、この型式を用いる方が伸縮継手の数を減少させ走行上の平坦性が得られるので有利ではないかと考えられる。

連続桁では、従来、固定支承の配置された橋脚で橋軸方向の水平地震力を集中的にうけもたせていたのであるが、最近では地震力を各橋脚に分散するため、ストッパーと称する一種のダンパーにより桁と各橋脚とを結合する方法が広く行われ、8径間あるいは600m以上の桁長の橋に用いられる例になり、カンテレバ架設の施工中の不均衡モーメントに抵抗するために、特に橋脚を補強する必要がなくなり、経済的となつてゐる。しかしながら、支間の長大化に伴ひコンクリートという重量の大きい構造を支える省の寸法は著しく大きくなり、又、ストッパーの寸法も非常に巨大となつてゐる。現在

建設中の東北新幹線、河武隈川橋梁は、 105m 径間および 96m 径間の二連の連続橋であるが、
 桁の工事費は約8億円、橋脚および基礎工事費6億円に対し、省、ストッパーの費用は5億円の巨
 額に達している。これから考えると、これ以上の支間の橋梁には、耐震的な配慮から主桁と橋脚を剛
 結した中央ヒンジ型式、あるいはゲルバー型式を考えざるを得ないのではないかと思われる。

河川を通過する橋梁の場合、河川管理上の要求から等径間の支間割が選ばれることが多い。この場
 合、側径間は正の曲げモーメントが大きく、断面の決定、プレストレスの与え方が非常に難しいばか
 りでなく、支間の半分は、支保工なしでカンテラバー出来ず、施工時期の制限を受け、更に不経済と
 なる。特に桁高が変化をしている場合には美的に見て余り感心しない形状となることが多い。従つて
 出来るならば、堤外地に主径間長の $\frac{1}{2}$ 以上の長さの短い側径間を設けるのが経済的であると同時に、
 堤内地に支保工、あるいは支柱を設けることなくカンテラ架設出来るので、施工時期を自由に選べ
 る利点がある。特に、連続桁の両側に高架、或は短スパンの単線橋などが計画されている場合には
 これを連続桁の側径間に変えることは、等径間
 の場合の側径間のコンクリート量、 Pc 鋼材量
 の減少および堤内地作業の種々な制約を除去す
 ることが出来るので寧ろ経済的な場合が多い。



Ⅲ. コンクリートの性質の時間的変化から生ずる問題点

コンクリート橋をカンテラバー架設する場合、一般の架設の方法の場合に比して問題を複雑にし
 ている点は、次の二点である。

- (a) 桁自重、プレストレス、作業車の荷重が、桁の完成の途次において逐次に変化すること。
- (b) 材令が逐次に異なるコンクリートの部分によって構造部材が形成されていること。

これ等は、コンクリートの強度、弾性係数、フリー係数、乾燥収縮度などが時間の経過と共に
 変化するために、断面力、挙動に影響を与えるものである。この問題を明らかにするために多数の実橋
 の長期に亘る測定結果から次のことが出来る。

(1) コンクリートの弾性係数は、一般にコンクリートの材令と共に増加するといわれているが、カ
 ンテラバー架設されるような規模の橋の断面寸法の場合、セメントの水和熱によって生ずるコンク
 リートの温度上昇により、材令の小さいとき常に 40°C 以上の温度となるので、この影響によって材令
 の小さいときに弾性係数は急激に増大し、以後の増進は少い、従って時間経過に拘らず弾性係数は一
 定であるとして実行と差支えない。

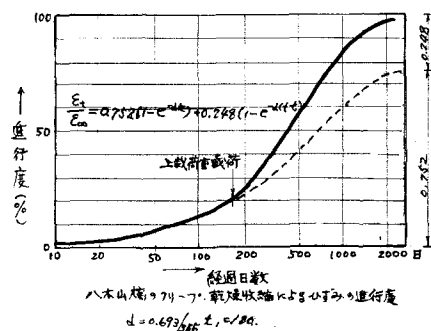
(2) フリー係数、乾燥収縮度は、従来、測定期間が高々2年程度以内の値から、その終極値を推
 定して用いていた。この値はRBSが提案した値、あるいはFIP-CEBが1970年に提案した指針など
 の値に等しいが、実橋から得た結果は、更に大きな値を示している。これについては別に発表する予
 定である。

(3) フリーブ、乾燥収縮の進行度については諸説があるが、わが国では、フリーブ、乾燥収縮は比
 較的早期に進行し1年乃至2年で最終極値に達するものと考えられていたが、これは比較的断面寸法
 の小さい場合には適合するが、カンテラバー架設されるような規模の橋の断面寸法は比較的大きいので

従来考えられている程初期の進行は大きくなく、4~5年間進行するものと考えられる。実橋の荷のむきおよびたわみの実測値からその進行度を推定すると、一般に提案されている $(1-e^{-kt})$ の函数とよく一致している。 $1-e^{-kt}$ 式は主として一時に荷重が作用する橋の実測から得られたものであるが、カンテレー架設では、桁自重、プレストレスなどが矢の異なる材令で逐次に作用する。又一般に大規模でスパンも大きいので、カンテレー架設の施工期間は数ヶ月に亘り、更には載荷重の大部分は、その後で載荷され、甚しき場合は1年以上を経てから載荷されることもある。従って、載荷材令の相異を考慮して、クリープ、乾燥収縮による桁のたわみを考えなければならない。実用上は、カンテレー架設中に作用する桁自重、プレストレスなどによるたわみの進行度に、カンテレー架設中の逐次載荷の状態を考慮したものを適用し、更には載荷重を考慮した式を適用すれば、実際に近いたわみの進行度が得られる。これを式で表わすと次の通りとなる。

$$S_t = S_A (1 - e^{-kt}) + S_B (1 - e^{-k(t-t_1)})$$

$t > t_1$ のとき $t - t_1 = 0$ とする



S_A : カンテレー架設中の逐次載荷の状態を考慮した桁自重
 プレストレスなどによるクリープたわみ

S_B : 時間 t_1 (年) 後に作用する上載荷重

k は 0.693 (または年) Finsterwalder の提案による

Ⅶ. 施工上の問題点—特に断面寸法とプレストレンシング力

(1) 断面寸法は、コンクリートの部材厚さや配筋程度大きいので誤差は一般的に小さい。然しながらここで注意を要する点には、普通の場合見かけの安全率配慮から厚さを厚くするものであるが、区分施工をするのでその誤差は小さく、一般に5mm程度は常に厚く付いている。このため断面積、断面二次モーメントは共に増大するが、桁自重を含む載荷重による応力度の誤差は僅少である。しかしプレストレスは、僅かではあるが減少する。これは応力的見地からすると安全度に影響を及ぼす程のものではないが、中央ヒンジ型式の如くたわみの大きい構造のときは、取程度考慮する必要がある。

(2) プレストレンシングについては、カンテレー架設の場合、テンダンの選択は重要である。1単位の余り小さいテンダンでは、配置が困難であり、又余り大きい力の単位のテンダンでは、区分的に減する場合に不経済なことが多く、従って、1単位が50~100 位のプレストレンシング力を与えるテンダンが適当ではないかと考えられる。

中央ヒンジ型式の片持桁はたわみが大きいので、プレストレンシング力の精度は、応力的に見た安全度よりも更に厳しくしなければならない。橋面の計面高の保持に影響を与えるので、これも又、テンダン特に張着具の選択に留意し、正確なプレストレスが与えられるものを用いることが極めて重要である。

Ⅷ. おまけ

カンテレー架設によるコンクリート橋の建設の需要は益々増大の傾向にあるので、上記の問題については更に研究を進めることが必要である。又、これの支向は長大化しているので、軽量コンクリートの利用などが今後の重要な検討課題ではないかと考える。