

# 講 座

## 鉄道建設技術講座 (X)

正 員 桑 原 彌 寿 雄

### 第5章 線路建造物の設計 (II)

#### 2. 道水路の付替及び譲渡

##### (1) 道路の付替及び交叉

i) 線路建設の障害物 線路の経過地が何等障害のない平坦地であつて直線水平に進み得ることはまれで、一般に天然の地形には凹凸があり、線路の規格で許された範囲内の勾配と曲線を用いてこれに順応しようとしても、ある程度の切取盛土等の土工やときには隧道、橋梁等を用いる必要のあることはすでに述べたとおりであるが、天然の地形の一部でも、小さな河川や人工の用排水路や道路等の支障があつて、万止むを得ずこれを横断すなわち交叉する必要がある、なおかつその上に現位置を多少変更付替したり、場合によれば道水路を一方に移設付替えて2回の交叉横断を避けることが利益の場合もある。

ii) 道路の移設 片側に付替える場合、特に溪谷に沿う線路など川岸の洗掘される恐れのある場合には、道路を川側に平行せしめて護岸工の節約と線路の安全を計り、また山手の切取が大きかつたり落石、雪崩の恐れのある場合には道路を山手において、道路に勾配を用いて土工と擁壁類を節約し線路の安全を計ることが得策の場合が多い。

道路の交叉が交通上どうしても必要な場合には、必ずしも現位置に踏切りを作らないで、最少限度の付替工事量ですむような位置に移転し、また近接して2ヶ所に踏切りができるような場合には、でき得る限り、1ヶ所にまとめるようにすべきである。

iii) 道路付替工事の規格と規模 道路の付替と踏切は水路の交叉、伏樋とともに地元民の利害関係が大きくてうるさいが、あまり勝手に云わず、しかし現状より悪くならないでかつ工費が少なくなるよう、技術的に解決するよう工夫設計せねばならない。

水路でも道路でも現状ではたとえ貧弱なものであつても、将来計画(例えば都市計画、用水改修計画等)のある場合はこれをいぢくると、その将来の形の立派なものを特に法的には県道に指定されている山道などと、本格的県道並みにすることを原因者負担の原則に

よつて、強硬に要求されることが多いが、これは法律적으로는やむを得ないことであれば、将来上級のものに改良するのに手戻りにならない範囲で最少限度のものを作つておく(例えば本線の下に函渠のみは大きく作り、前後の水路はいつでも広くできるから、全体の工事の時期にあわせてやるとか、県道ならば土工区間は一応三級並みにしておき、跨線道路橋——少なくとも橋台橋脚——のみは最終の形としておくとか)程度で協議をまとめないで、無駄な投資をねかすこととなり国家的に不経済である。

iv) 踏切の設計 踏切りを作る場合に最も少ない工費ですむのは、その位置を切取盛土の境目に持つてくることである。切取または盛土の区間でやむを得ず踏切の場合は、その土工高さが低ければ在来位置に近くなるだけ直角に交叉するのがよいが、土工高さが大きいと法沿いに上り下りして横断することになる。この場合踏切りの前後取付はきわめて小さい半径を必要とするので、道路構造令でしぼられた果道などではやむを得ず立体交叉とせざるを得ないことがある。小さい道(作場道、山道あるいは狭い町村道)では、ときには高い盛土の反対側の山に登るような場合には、その間の落込みをやめて、直角一直線(鉄砲)に山手まで取付けた方が安くて便利なおことがある。この法沿いの部分の道路の勾配は徒歩道ないしは駄馬道(巾:2.0m)では1/5程度、馬車、トラック道(巾:3~4m)では1/10程度以下、府県道、国道では1/15を最急とする。

なお踏切りは相互の通過支障時間を最少とするため直角に横断するのを原則とし、ときには県道などで最小曲線半径や前後の取付の関係で斜角を用いることもあるが、道路構造令ではこの角度は45°以上としている。なお道路路面は鉄道路盤よりも高く軌条面に取付けなければならない。

踏切りには交通量と遮断回数と見通しの安全さによつて遮断機1種(踏切看守付き——一般に3交代)、2種(電気警報器付き)と3種(無監視)と監視設備の程度が異なつている。設備の必要がある場合には、割合に電気警報器の方が、通行者の方で自己で注意するので安全で、かつ設備費も1ヶ所60万円程度で安

い。1種はを人件費を食うので経常費が高く、3交代ともなれば立体交叉にした場合の金利と十分比較して見る必要がある。

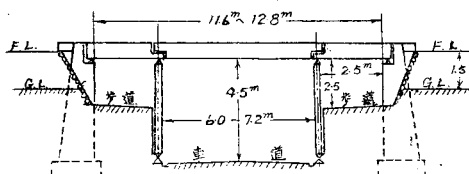
v) 立体交叉 立体交叉にする場合は、前後の取付と地形によつて異なるが、広い支障の少ない場所では、一般に道路を切下げるのが一番安く、道路をもち上げるのがこれに次ぎ、線路を切下げることは最も高く、線路をもち上げることが第3位となるようである。これはその建設の規格の最低において、最急勾配が鉄道は道路よりもはるかに緩く規定されているからである。またこのことは、鉄道と道路との交通量、従つて各この路盤の中によつても異なるが、一般に鉄道の運転費の経済と保安上から考えても上の比較は正しいようである。

立体交叉の場合、上になる方に橋梁ができるが、その型は、径間の小さいものでは、コンクリート版桁及びT桁方柱型古軌条桁、工形桁等が用いられ、径間の大きいものでは鋼桁、鋼構橋、拱橋（鋼及びコンクリート）等が用いられる。

(1) 立体交叉の特殊工夫の例 特殊の地形で例えば隧道口で交叉する場合には抗口を延長してその上に道路を通したり、また深い切取で道路が上を通る場合にはこの部分の地山を残して小さな隧道として、両坑門の面壁を加減したり（これを路下隧道という）する。また大橋梁の前後あるいは堤防上で交叉する場合には堤防の足下に道路を置いて、ここに1径間作することは避溢橋を兼ねて便利である（逆に鉄道が堤防沿いに道路の下を通る場合もある）。

道路と鉄道の交叉で最も厄介なのはその道路が繁華街の場合である。この場合道路は持ち上げても切下げても前後の現在の店舗が残つては、商売はもちろん出入もできなくなるのであるが、さりとて線路は前後の地形や勾配の関係で桁下の規定高（県国道は4.5m—縮少限界4.0m）が取れるだけに持ち上げられない場合がある。この場合道路はたいてい広くて（少なくとも将来計画では）車道歩道の区別があるのが普通であるから、図-4の例のように、歩道を1mくらい下げて線路を1.5mくらい持ち上げれば（やむを得なければ歩道だけ2.5mくらい下げて）、歩道は勾配1/8

図-4 繁華街の立体交叉



で、約8m(20m)くらい離れた所で、また、車道は1/15の勾配で45m(68m)くらい離れた所で地盤高に取付くので、実用上前後の商店街には差支えないこととなる（車道は一車線でも、また歩道も狭くその径間は框構型橋台としてもよい）。

道路が水路を渡っている付近で、線路がこの両者と交叉する場合は、線路の盛土が低い場合には、水路の溝橋の真上で、斜角の踏切(45°以上)を作り、道路を水路のそれぞれの側から取付ければ、道路付替の橋梁が不要となる場合がある。この場合線路の盛土が高ければ、一般に開梁となるが、水路の上にコンクリート版桁を架して、つまり2階の溝橋として道路と立体交叉をして、しかも工費を節約することができる（必ずしも道路と水路が交叉しなくても、各片側にある場合でもよい）。

(2) 川溝付替 用水や天然の小川が線路の建設を支障する場合は、必要が無ければ片側に付替え、ときには蛇行して線路に近接している川をくびれている場所で短絡（切取または疏水隧道）して遠ざけることもある。またこれらの用水あるいは小川が本線を横断する際でも、ときには地形地質のよい場所に位置を変更して横断をし、もちろんその取付部分も付替えることもある。

水路の本線横断には、後述のように伏樋（径間1m以下）、溝橋（径間5m以下）、橋梁（5m以上）等が用いられる。この横断の際も2つの水路をあわせて1本にする方が有利な場合がある。また横断の角度はなるべく直角がよいが、そのために前後に急屈曲や遠まわりをさせないように、前後の取付の付替は注意を要する。

川溝付替の設計としては、その流量に十分な断面を取ること（すなわち天然の小川ではその流域の面積と最大降雨量及びその強度から流量を概算して検する必要がある）と、急屈曲を作らないことと、また流水勾配を十分に考え、特に急激な変化——それも凹形の急変化——を作らないようにすることが必要である。線路の下を横断するために急激な凹勾配がどうしても必要な場合には、横断箇所より少し余裕を取つて、そこに小さな石またはコンクリート張りのエプロンと床固めを付けて土砂が溜つた場合の排除と、水の落下による流掘の防止とをせねばならない。護岸工については後述するが、線路築堤の根元にあまり近接して水路を作らぬことに注意を要する。

(3) 護岸及び制水工 護岸工はその表面を保護するだけの場合と、後からの土圧に対抗して擁壁として働らく場合とがあるが、その最も簡単なのは張芝だけの

場合(法が緩いとき)であり、これに次ぐものが粗朶柵である。粗朶柵は約1m間隔ごとに径10cm程度の杭を打ち、これに雑木の柴を互い違いにからませ、後には粘土質のものを入れて、一般にこれに川柳の小枝を挿しておく。この柳が生長すると、柵(しがら)は腐つても永く護岸の役目をするものである。この粗朶柵は流水抵抗が大きいため、流量が少ない水路で断面に余裕のある場合に用いられる。なお洪水のときのみ浸水するような築堤の裾には、これに沿って水が流れて洗掘されるおそれのある場合に、この粗朶柵を作ることもある。単に浸水する程度のときには築堤の根元のある巾に川柳の小枝を挿して茂らせれば工事が非常に簡単にしかも有効である。

石垣またはコンクリート擁壁を用いる護岸は、ある程度土圧にも対抗し、かつ表面の抵抗を減じて、水路断面を節約し得る利点がある。この擁壁の頂面の高さは、計画最高水位より、用水等の流量の確実なもので50cm程度、荒れ川または大河の岸では1mないしはそれ以上高くしておかねばならない。また水面の高さに変化があるので、急激に水位が下つた場合に、背面の土砂内に飽和した水のために摩擦角が減じて倒壊するおそれがあるから、適当な間隔にこの石垣または擁壁に径5~6cm程度の竹を入れて水抜の孔を造り排水が可能となるようにしておかねばならない。

大きな川に沿う本線の築堤の護岸擁壁は、流心がぶつかつたりすると基礎を洗掘されるおそれがあるから、次の制水工とともに、基礎コンクリートを入れて、長手の方向の桁作用を可能ならしめておくことと安全であり、またこれが地下水位以下の場合には施工にもはなはだ便利である。またこの排水及び土圧の減少に役立つように裏栗は十分な量をしかも自立し得る形で築堤の盛土に先行することがぜひ必要である(石垣のみならずコンクリート擁壁の場合でも護岸の目的のものには必要である)。またその代り擁壁の肩一杯に本線がある場合は別として、本線の肩までに余裕すなわち法の部分があれば、動荷重の影響すなわち土圧は大きくないから、表面の保護が主体となり、従つて裏栗さえ十分にしておけば石垣の頂厚は45cmでなくとも30cmで十分であり、コンクリート擁壁の場合も同様に薄くして差支えない。

護岸は消極的に水を防ぐ(表面の保護)のであるが、洗掘に対して基礎コンクリートだけでは不十分のように流水がぶつかる(おそれのある)場合には、この根元に最も簡単には捨石または捨ブロックをしたり、木工沈床を2列以上必要なだけ入れたりする。またさらに積極的に水のぶつかるのを防ぎあるいは流心を他

にそらすためには、手杵(列)または辨慶島ときには石積またはコンクリートの水制等の制水工を河心に向つて出すことがあるが、その長さ、方向、配列等治水工事の非常に熟練した現場技術を必要とするものであるから専門書につき研究されたい。

なお洪水位が施工基面に一杯一杯の場合や、海岸で波の当る場合などは、波止擁壁の上に延しておき、ときには浪返しとなるように水面側に反らせておくことがある。波止めには捨石、捨ブロック等水際で浪力を殺すとともに、上のはね返しを付け、さらに砕けた波のしぶきを防ぐために軌条柵(古レール柱に古枕木)を設けることもある。

### 3. 伏樋

#### (1) 管類

i) 伏樋の種類 伏樋は水路が本線(ときには付替道路の下)を横断するときに径間1m以下のものをいうのであるが、水位が本線のF.L.よりも十分下で管を伏設して上に必要な土被りのある場合と、水位がF.L.に近くて上を開いて下水渠としたり、前後の水位がF.L.より半端に高くて(主として用水の場合)、サイフォンとしてF.L.の下を土管で通す場合と、前後の水位が十分高くて架樋(水量の多いものは水路橋)とする場合もある。

ii) 土管 管類の最も普通なものは土管であるが、これには強度の大きい特厚土管と並土管とがある。その内径は15cm, 25cm, 30cm, 45cm等で長さは普通60cmで一方に受け口がついている。これは普通15~30cmの粘土巻をするが土被りが80cmに満たない場合にはコンクリート巻として補強し、並土管は普通荷重の小さい道路の本線側溝横断等に用いるが、これをコンクリート巻して本線土管とすることもあつた。ときには流量の関係上手持が余つている場合同一の径の管を2本(径30~45cm)同一箇所に並列することがある。

iii) コンクリート管 径がこれより大きい場合または入手の関係が便利なときはコンクリート管を用いるが、普通コンクリート管は内径1mくらいまでで継手にはモルタルをつめる。ときには既成の2mくらいのものであることがある。コンクリート管はところどころで作つてはいるが、土管よりは厚く鉄筋があるので強く、特に薄くて強いのは回転遠心力を利用したヒューム管である。また内径45~60cm以上(内型枠の関係上)のコンクリート管は現場打で生コンクリートでやることもあるが、このときに肉厚が、最小10~15cm以上となるのと、外型枠を普通は用いないのできわめて堅練りで厚くする。なお被りがほとんどない場

合の用水や水道に鑄鉄管を用いることがある。

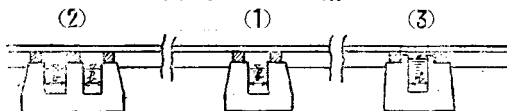
iv) 管路の位置 管類の伏設の位置は用水の場合地元民の要求が多く、単に流量だけでは決定できず、古い慣習ないしは権利でなかなか在来水掛けの変化ができなくて、ほとんど日ごとに要求されることがあるが、後の保守も完全な施工も非常にむづかしいから、なるべく数を少なくするように話しを進めなければならぬ。

また天然の小沢の排水は、山地で沢の勾配が急な場合、築堤が山手は低くとも川手の法尻が長くて、在来の位置に置くとき非常に長くかつ傾斜の急なものとなる。また山手の凹みの管の入口は、土砂、枯葉で湿りがちで口がつまり、急な豪雨のときなど水が溜つて築堤を決壊されることがよくあるから、少なくともここに相当大きな溜槽と鉄棒のスクリーンを置いてよく保守するようにせねばならぬ。しかし山手の凹みの体積が大きくなかつたら、これをほぼ平に埋めて元の沢の下に溜槽を置きこれからどちらかの地山沿いに切つて水路を付け替え、本線は切盛の境目の近くで管で横断し、尻は地山に沿って放流するのが一番よいのである。本線横断の角度はなるべく直角に近くするのは云うまでもない。

v) 管類の伏設法 山沢の排水用の場合にはあまり心配ないが、平地の特に出田圃ではとかく長い管路の中央部が築堤からの荷重を受けて沈下しがちなものである。この対策としては、普通松丸太の梯子胴木を入れるが、それでも十分でないので、管路の上下に高低差の無い場合は、上口は最大水位で一杯になるくらいにしておいて、下口は在来地盤ないしは水位より少し下げ、かりに沈下した場合でも、管路は下口の水平切線以上であり、中たるみ(泥がたまつてつまるおそれがある)が絶対にできないように設計しておかねばならない。しかしこの場合は、豪雨などで上口の水位と水量が上つた場合には、下口は、サイフォン状に強い水流となるから、真直ぐな水路でなく田の畔などがあつたら、そこにコンクリートの水勢止めを作つておく必要がある。この土管の位置の選定と伏設と、それから小さい道付替の設計がうまくやれるようになったら、現場建設技術者として一人前であるといわれている。

(2) 下水渠 下水渠は築堤の高さがきわめて低くて水位が F.L. に近く、管類では必要な土被りが取れない場合、またはその極端な場合で、切取中での水

図-5 下水渠



路の本線横断に用いられる。その設計は図-5(1)のごとく枕木を直接コンクリートで受けるものであつて、径間は普通 30 cm 及び 45 cm の 2 種類であるが、必要のある場合は (2) のごとく 2 個並列することもある。またきわめて浅い切取で、水位が F.L. よりかすかながらも高いような場合には、(3) のようにすることもできる。これには径間に限度があるが、逆に用水量がきわめて少ない場合には U 字型の木製またはコンクリートの箱樋で枕木の間を通すこともある。

下水渠は図のごとく、枕木の位置を限定するので保守上困りもので、ここに停車場構内などでは厄介で、ポイントの附近などにあつたら始末におえない。そこでこれはたとえ切取の中でも、尻口の水位が下げられる場所である限り、位置を低くして蓋付下水コンクリート(取りあけて掃除ができる利点がある)とし、あるいはさらに水位が下げられれば径のやや大きな土管とする方がよい。

(3) 吸放管(Siphon)及び架樋 切取の中で水路と交叉すると、下手の水位が下げられない限り、水位と F.L. との高低差によりサイフォンとするか、架樋または水路橋を設けなければならない。サイフォンは上口、下口ともに溜槽を作り、管路で切取法面に沿って下り、F.L. のある深さの下で本線を横断するのであるが、管路の構造は土管またはコンクリート管をコンクリート巻きとし、よく底に泥が詰まるので、ときどき断水修理するために、本線側溝附近に小さな溜槽と水密鉄蓋を設ける。しかしよく割目から水が吹いたりして困るものであるから、なるべく少なく作ることとし、できればまとめて大きくして、線路の両側をべつべつに灌漑するようにした方がよい。

架樋は木製またはコンクリート製の函樋を柱の上に桁をのせて、その上を通すのであるが、これはある程度の勾配を持たせて、ゴミなどがよく流れるようにすることと、断面に十分の余裕を取つておかないと、豪雨のときに線路の直上から滝が降つて砂利道床を破壊されるおそれがある。また水路橋は架樋の大きくなつたもので注意は同様である。

#### 4. 溝橋

(1) 溝橋の種類と型 溝橋とは支間 5 m 以下の橋梁をさすが、主として水路の横断に用いられ、ときには道路の上部横断にも用いられる。これには普通の橋梁のような開渠と、F.L. との間に土被りを残した暗渠との 2 種類がある。またその桁の種類には工型桁、槽状桁(以上開渠のみ)、コンクリート版桁、框構(函型及び門型)及び拱等の種類がある。

(2) 開渠 築堤の高さが高いと法が長くなつて、

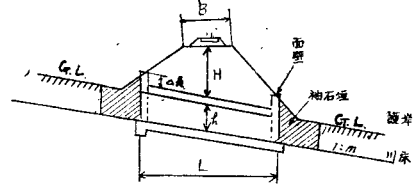
暗渠は支間と軀体(橋台)との高さにいちじるしい差が無いので暗渠の長さがいちじるしく長くなり、ときには数 10 m に達するのであるが、開渠は橋名の軀体が高くなつてその体積が非常に大きくなるとともに翼壁がいちじるしく高く大きくなってくるからその優劣はなかなか決しにくい。横断すべき川にいちじるしい傾斜のある場合など暗渠の設計施工に困難することもあるが、また洪水の場合など根付の大木が流れてきたり、大岩塊や土砂が流れてきたりすると開渠の方が安全である。しかし軀体コンクリートの容積が高さの2乗に比例して大きくなるのと、前後の築堤の土砂を巻き出してくると揮み安い欠点もある(このためにはあらかじめ丸太で張りがかつたり、コンクリート桁にして先に施工しておいたりする)。

築堤の高さが低くなつて最後には水面が F.L. といくらも差が無くなると、コンクリートT桁や工型桁は用いられず高さの最も低い槽状桁(片側工型桁2本づつ組合せてその間に軌条を置いたもの)を用いねばならなくなる。しかしこの場合コンクリート版桁を用いるとき、巾を狭くしてバラス止めを作るよりも、外力の働かぬ外側の鉄筋を減らして路盤巾一杯とした方が、大して高くもならず、保守上便利であるが、橋台の巾が広くなり全く暗渠(函渠)と変りなくなる。

(3) 暗渠 暗渠は図-6 のような単版桁の函渠(Box Culvert)が普通であるが、基礎のあまりよくない所や流掘のおそれのある所では点線のように下をつなぐこともある。基礎のよい所では生コンクリートで拱渠とすることもある。また基礎が沈下する(特に長手の方向に築堤の中央でたるむ)おそれのある場合は、函型框構(Box Rahmen)として長手の桁作用をせしめることもある。

函渠の設計では国鉄の標準図は図-6 のようになっているが、上の版桁に「張り」(Strutt)の役目をさせているので、斜線のような止めをつけているが、これは継ぎ鉄筋を入れない限り、施工上どうしても軀体と縁が切れがちであるので、下の点線のようにスラブを5 cm 前後下げて打つことすれば、手間もかからず安全である。また函渠の模範図では径間と桁下高(基礎上)が同一となつてはいるが、これは前述のごとく山地の荒れ水の出るような場所では、特に桁下の方を大きくせねばならない。またその上に経済的に見て、図-7 のように面壁をある程度高くした方が全体の長さが

図-7 函渠と築堤



短くなつて安全である。この高さは土圧計算からして面壁頂部の巾を 30 cm として、約 2 m までは安全であり、またもし面壁の前面に勾配をつければ 3 m くらいないしそれ以上高くできる。

径間の大きさが必要な場合、ことに平地の用水の場合には、これを2径間に分割して、この場合もちろん基礎床版はつないであるから、なかに薄い橋脚(土圧が無く、上からの支圧だけだから)を立てて、2径間とした方が、版桁の容積及び鉄筋量とともに軀体のコンクリートも減つて経済的である。函型框構の場合も2径間連続の模範図がある。

(4) 斜角の扱い方 開渠もそうであるが、特に全長が長くなるので、暗渠は本線に直角に作つた方が有利であるが(前に土管の項で述べたように山沢で築堤高が高い場合に、切盛の境目にもつてゆく場合を除く)、やむを得ず斜角を用いるときは、まづ上の版桁は、斜角の角度の激しいときは主鉄筋を本線の方向に平行にすると、支間が長くなるから、中央部は函渠の中心線に直角とし、力のあまりかからない両端は扇形にだんだんと開いて配置すると経済的である。次に軀体や翼壁の表側の自由端の鋭角な部分は、無駄であると同時に、何かぶつかつてこわれやすいから、面を実用上支障ない限りできるだけ大きく、少なくとも 10~20 cm 以上取つておかねばならぬが、この程度は設計図に現わす必要がある。このことは橋梁の橋台、橋脚、の面及び翼壁の方向についても同様である。

翼壁については、橋台の場合も同様であるが、線路方向より約 15° くらい緩く引いた方が、その後の土工量とともに工事費の合計が少なくなる。

(5) 疏水隧道 山地の屈曲した溪谷を横断するときは、水路を必要な断面の隧道で短絡して、線路は旧河川敷の上に盛土して(もちろん少なくとも上流方には護岸が要る)通過すると、非常に経済的であることが多い。この場合隧道断面はあまり大きくなくとも、勾配があるので流量が十分である。この水路隧道を疏水隧道というが、特に大隧道の入口などでズリ捨場のような場合は有効に利用されることがある。

## 5. 橋梁

(1) 橋梁の種類と橋型 橋梁と云うのは、下に空

間を残してその上を通つて先に到達する目的の建造物であるが、その上を通すものによつて、鉄道橋、人道橋、水路橋等の種類があり、その下の空間の目的によつて、河川横断橋、架道橋、跨線道路橋、陸橋あるいは高架橋（盛土の量または用地面積の節約と下部空間の利用）等の種類がある。

橋は要するにある支点によつて中間の支持点をとばし上のある長さを支えて上の荷重を受ける構造物であるが、その型は力学的にみて釣橋（張力のみ）、桁橋（彎曲力率により上縁圧力及び下縁張力）、拱橋（主として圧力のみ）、框構橋（桁橋と拱橋との中間）及びこれ等の組合せよりなるものである。鉄道橋としては釣橋は用いられず、道路付替、架樋（水道管）等に利用されるだけであつて、一般に架設、修理の簡易さと大量生産のために桁橋が用いられ、特殊の地形で地質がよく特に必要と利点のある場合に限つて拱橋が用いられ、また框構橋は特殊の場合を除き、主として陸橋の連続するものすなわち、高架橋に用いられる。

詳細はすべて専門書に譲るが、まづ釣橋は鉄道橋には用いられず、また框構（ラーメン）橋は主として市街地の高架線であるからともに省略する。なお以下いずれも鋼製とコンクリート製とあり、後者は一部の単桁を除き現場打ちである。

拱橋は鋼製の場合には、無鉸橋、二鉸橋、まれに三鉸橋と、釣合型拱（Ballanced arch）及び繫拱（Tied arch）等があるが、その架設に足場をほとんど要せず突桁式架設のできるバランスト・アーチを除き、いずれも足場ないしは架設用仮設、構桁が必要である。コンクリート拱の場合はほとんど無鉸拱であつて、径間の小さい場合を除き鉄筋を入れるが、取付径間とか、市街地の高架線には連続拱が用いられる。大径間の拱の架設には足場（ステーディング）では大変であるから架設用の仮設構桁あるいは架設用仮拱（いずれも鋼

製）または釣橋足場が用いられる。拱の型式の選定はその地形と架設法によつてきまると云える。

## （2）桁 橋

i) 鋼橋 桁橋は最も多く用いられるが、その橋型には単桁橋、突桁橋（ゲルバー型）連続桁橋等がある。桁にはその材料に鋼の場合と鉄筋コンクリートとあるが最も普通なのは単桁で、鋼の場合支間の小さいときは工桁形（国鉄の規定では 1.3~6.7 m であるが、外地には支間 11 m、桁高 1.0 m のものがある）が用いられ、これより大きくなると鋼板を山形鋼とで合成した鋼板桁（支間 8.2~31.5 m、特殊のものは 36.0~42.0 m）が用いられる。

しかし支間が大きくなると、桁の有効高を大きくして上縁応圧力及び下縁張力を少なくして、有効に部材を用いかつ自重を減らすために構桁（国鉄の規定では支間 46.8 m, 62.4 m, 77.5 m, 93.0 m、特殊のものに約 120 m まで）が用いられる。

ii) コンクリート桁 コンクリートの場合は支間が 6.0 m 以下は単版桁が、それ以上の場合は単 T 桁が用いられるが、自重の重いために支間に限度があつて 16.0 m が最大である。もしこれを中空の函型断面（単 T 桁）2 列の足の下をつないで主鉄筋の入る部分を大きくした型の断面——大糸線第八下姫川橋梁にゲルバー型の例あり）を用いれば、単 T 桁で 19.0~20.0 m 程度、ゲルバー型ならば 25.0 m 程度、連続桁ならば 30.0 m 程度（以上単線の場合）が、鉄筋の径を最大 23 mm（冷却曲げの限度）で 2 段重ねとしての限度である。

iii) 桁の高さ——上路桁と下路桁 橋梁で一番問題となるのは、支間とともに桁下の高さであり、従つて桁高、少なくとも軌条面下桁最下端までの高さが小さくなることを要求される場合がある。このために普通の、上路桁では具合が悪く（表-2 の例参照）、下

表-2 K.S.15 上路 鋼板桁 総覽

支 間 (mm)	高 さ (mm)		鉸頭(径22 mm)ペイント		総 重 量 (t)	主 桁 中 心 間 (mm)
	山 形 背 面 間	桁最下端より施 工基面まで (h)	現場鉸 α	塗 面 積 (m <sup>2</sup> )		
8 200	950	846	226	75	4 656	1 700
9 800	1 060	972	270	92	6 011	"
12 900	1 270	1 200	368	131	8 955	"
16 000	1 440	1 388	1 248	180	13 218	"
19 200	1 610	1 566	1 724	245	18 846	1 800
22 300	1 780	1 732	1 948	319	25 926	"
25 400	1 970	1 950	2 204	388	32 370	"
31 500	2 290	2 286	4 296	526	51 321	"

（備考）橋上枕木厚 200 mm、並枕木厚 150 mm とし枕木下面より施工基面までは 200 mm とし計算したものの。

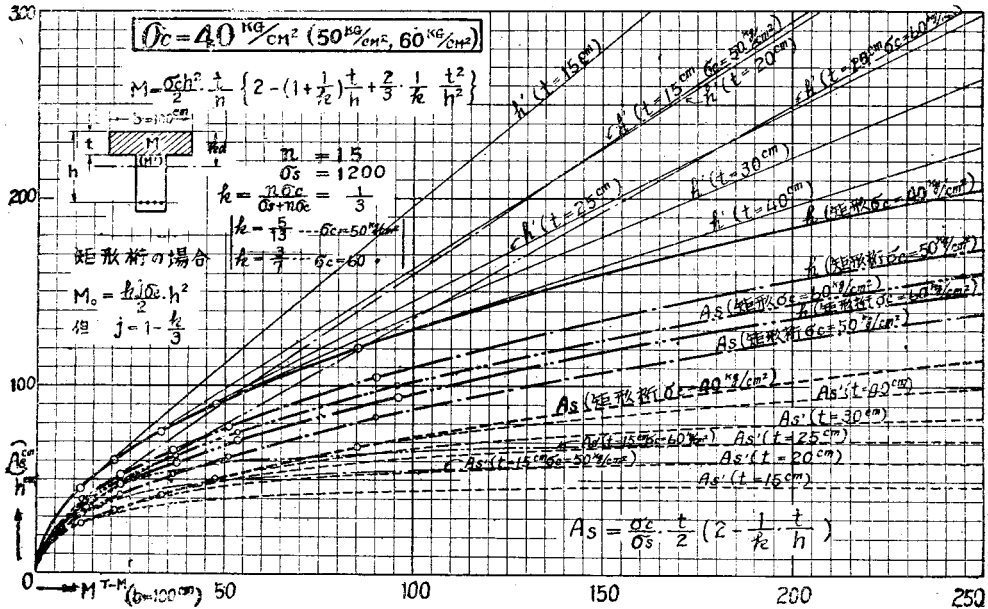
路桁が用いられるが、その場合、施工基面から桁下端までの高さは、下路版桁で 30~50 cm 程度で、下路構桁でも大差がない。昔の構桁で支間の小さいもの(31.5m 前後—ずつと古いものには 64.2m くらいまで)には、下路版桁と全く同様な形の半下路構桁 (Pony Truss) があつた。工形桁の特殊なものとしての槽状桁は一種の下路桁で、軌条底面より桁底面まで 21.0~51.0 cm で、桁下端はほとんど F.L. ないしはそれ以上である。

iv) コンクリート桁の設計 コンクリート T 桁の設計については、国鉄には標準図があるが、これは鉄\*

\*桁と同じ高さにするのを目標として設計をしたもので普通 T 桁は  $\sigma_c = 30 \text{ kg/cm}^2$  前後が理論的には最も経済的断面となるのであるが、実際には比較設計をした結果として  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  前後がよいようである。従つて特別の必要のない限り、 $\sigma_c = 50 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$  と云うような T 桁を用いてはならないのであつて、 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  見当で設計をしてみるべきものである。

その便宜上筆者は T 桁のこれが断面を支配する彎曲率に対する有効高さ及び鉄筋量を一つの図表に現わしたものを作つているから参考までに 図-3 に  $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$  のものを示す。T 桁の  $t = kh$  となつたもの

図-3 平衡鉄筋コンクリート T 桁及び矩形桁の有効高さ及び鉄筋断面積表



- (註) 1. 腹抵抗率  $M' = 0$  とする  
 2.  $M$  の式の第 3 項  $\left( \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{k} \cdot \frac{t^2}{h^2} \right)$  は省略するも大差なし (誤差  $\frac{t}{h} = 0.2$  のとき 0.8%,  $\frac{t}{h} = \frac{1}{3}$  のとき 3.5%程度)

は矩形桁に等しいので、これをこの図に太線で示してあるからコンクリート版桁の場合にも用いられる。なお  $\sigma_c = 50, 60 \text{ kg/cm}^2$  のものも矩形桁(版桁)の場合役立つと、比較がしよいから示したが、T 桁としては実用にならぬ(桁高は少なくなるが、鉄筋量がいちじるしく大きくなって、脚の中に通常の方法では収容し切れなくなる)から必要はないが、その程度を示すために、図で最外側の  $t = 15 \text{ cm}$  の場合のみを表わした。

(3) 設計荷重 鉄道橋の設計荷重は、動荷重としては、当然列車荷重をとる。これは K.S. 荷重と称し

荷重 K-N とは D 型テンダー機関車 2 両(一軌条当り最大一働輪  $N^t$ ) を重連して(集中荷重)、後に客貨車の等布荷重 ( $N/3 \text{ t/m}$ ) を引いたものであつて N は 10, (11), 12, (13) (14), 15, 16, (17), 18 のものがある。S 荷重というのは起重車の荷重であつて、荷重 S-N は大軸重  $N^t$  が 2 m 間隔に並んだもので、小さい径間に対して剪力の影響が多い。N-N' の間隔は、10-12.2, 12-14.5, 15-18.3, 16-19.5, 18-22.0 となる。

この K.S. 荷重による単桁の彎曲力率は、一例として K.S. 18 の場合をあげれば表-3 のごとくなる。

表-3 K.S.18 (一軌条当り) 単桁最大彎曲率

支間 m	8.0	10.0	13.0	16.0	20.0	25.0	30.0
彎曲率 t-M	45.63	65.53	101.8	143.4	212.9	316.0	439.1

これで見ると例えば支間 20 m の場合、桁巾 4 m として片側 2 m であるから、 $\approx 106 \text{ t-m/m}$  となるが、死荷重は大体支間に応じ動荷重の 1.5~2.0 倍程度であるから、その彎曲力率を動荷重の 2 倍とすれば合計約  $300 \text{ t-m/m}$  となる。いま  $t=30(40) \text{ cm}$  とすれば有効桁高約 3.0 (2.6) m となり、鉄筋量は約 80 (105)  $\text{cm}^2/\text{m}$  となるが、これを最小間隔で排列したとして設計すると桁の断面は  $3.3(3.0) \text{ m}^2/2 \text{ m}$  となり死荷重の彎曲力率は  $400(360) \text{ t-m}/2 \text{ m}$  くらいとなるので、ちょうどよいこととなり、大体 20 m が T 桁の支間の限度である。

設計活荷重は K.S.10 (簡易数), 12 (丙線), 15 (乙線), 18 (甲線) 等が用いられるが、K.S.10 は大型貨車の入線も制限されるから絶対用いず、また K.S.15 になれば大体どの大きさの機関車でもは入れるから、取換えのほとんどできないコンクリート桁は K.S.15 以上に設計しておかねばならない。

橋脚の設計では、水平荷重には風荷重もあるが、列車荷重として制動荷重 (K.S. 荷重の総合計一橋脚反力一の 1/5) のほか、地震荷重 (死荷重のみに対して) が重力の加速度  $g$  すなわち自重の 1/5 を取るようになってくる。この地震荷重は沖積層の軟弱な所を標準としているから、山の中の地質のよい古生層の岩盤などでは 1/10 程度で十分であり、またその中間の第 3 紀層や洪積層 (関東ローム) の天然盤などでは中間の適当な値を取ればよい。

(4) 橋巾と斜角及び曲線 上路の場合鋼板桁では主桁の中心間隔は支間に従って 1.70~1.80 m であるがこの主桁間隔は、桁自体の安定度 (線路直角方向の地震力に対し) に関係するから、例えば上路構桁などではずつと大きくなる。斜角で横断する場合 50° までは繋材を変更するだけでよいが、それ以上のものが必要な場合は特殊設計をせねばならない。曲線に対しては、鋼桁の場合曲線用定規桁が設計されているが、線路中心を割りふるので、支間によつて曲線半径が制限されている (例 31.50 m 鋼桁のとき最小半径 400 m)。この曲線用鋼桁は直線用と寸法重量ともに大差が無いので、最近では皆曲線用を用うることになっている。上路構桁の場合はこれより巾が広いが、支間が大きければ同じような結果となる。

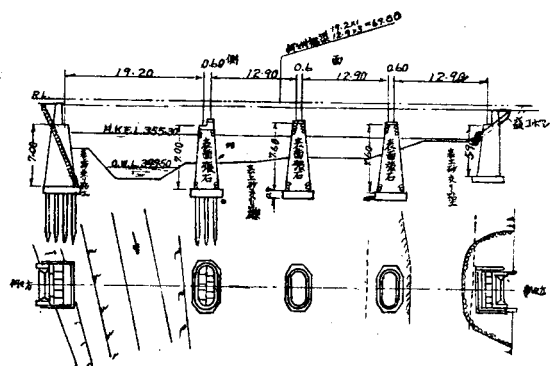
下路鋼桁では、建築限界の関係上、支間従つて桁高により、主桁中心間隔 3.40~4.40 m となっている。単線下路構造の主桁中心間隔は 5.0 m 程度である。

コンクリート桁は単版桁も T 桁も拱も、いずれも上に床版があるので、砂利道床が置かれるのが、運転保守上の特長であるが、その巾は短径間のものでは 2.80 m からだんだん大きく設計されている。これは西側にバラス止めがついていて、枕木交換用の取はずし板が入れているが、交換作業に不便であり、また監視通行の際に危険であるから、既述のようにバラス止めを横に倒した設計にして、できれば路盤の巾一杯に、少なくとも 3.40~3.60 m くらいにして、軌条をジャッキでふかし上げなくても枕木の抜けるようにすべきである。またこのことは曲線に対しても有効であるが、コンクリート拱の場合は主拱が広がるので、床面以上のみを広くするのも一法である。コンクリート桁の場合の斜角は扱いよいが、その取扱い方についてはすでに溝橋の項で述べた。

50 m 以上の橋梁には、50 m ごとに退避所をつけることになっているので、たいてい古軌条で外に張出して作る。少し延長の長い、桁下の大きい橋梁では、保守監視上全長にわたつて橋側歩道が要求されるが、コンクリート桁の場合で路巾一杯の巾があれば、片側全長に鋼製すりすりをつけておけばよい。

(5) 径間割 最も普通な単桁橋の場合について述べるが、まづ橋梁の位置については、既述のようになるべく安定した (底部及び側方侵蝕や堆積の起らないで、流心の変らぬ) 地点を選び、桁下の必要高を保持するように (洪水に対してはその量により 0.5~2.0 m くらいの余裕を含む) 施工基面高を定める。次に径間割は基礎の深さ及び橋脚の高さと考えあわせて支間を

図-9 橋梁一般図





定めるが、この支間については安全さと同時に経済的に下部構造と桁とが釣合つたものでなければならぬ。この経済的支間については、昔から云われているように大体正方形になることを目安として定めるが、しかしこれでは基礎地質により基礎工の工費/m が異なると困るので、要するに上部構造と下部構造の工費がほぼ等しいときが最も経済的であるとされている(東大平井教授「鋼橋」にある程度の証明がしてある)。

(図-9 参照)

次に個々の支間の選定については、鋼桁では小さな桁が連続する場合には、もちろん工形桁がよいが、鋳桁では、12.9m以下は操重車で簡単に吊上げてかけられるので便利で安く、それより大きくなると最も手頃なのは19.2mの桁で、また22.4mまでは手延の小型の方で架けられる。25.2mの鋳桁は材料品の寸法上やや不経済で、31.5mないしは35.4mの鋳桁も大型手延機で架けられる。

コンクリート桁の場合は6.0m以下は版桁で、単T桁では10m以下が最も経済的で、12.5mがほぼ経済的の限度であるが、函型T桁では16.0mくらいまでがよい。長径間のコンクリート桁では限度はすでに述べたが、ゲルバー桁と連続桁とは前者はゲルバーの絞の絞沓及びこの附近の鉄筋が設計施工ともむつかしく不経済であるから基礎の不等沈下のおそれさえ無ければ連続桁とすべきである。\*

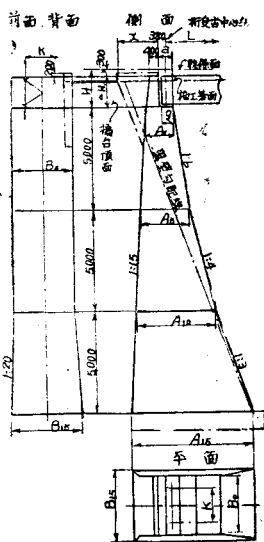
\*拱特にバランスト・アーチの選定は全地形により、拱が適する地形地質で、かつ前後が余裕のある谷の断面をしている所でなければバランスト型は用いられぬ。平地では水平反力の外に出ない繫拱、バランスト・タイド・アーチまたはランガー桁(構)でなければならぬ(従つて一般に鋼拱橋となる)。

(6) 橋台 橋台は築堤と橋梁の境目をなすものであるから橋桁の橋脚であるとともに、盛土に対して擁壁の作用をなすものである。従つてその型には直型(翼壁または盛コボシ用耳付または沓の側壁)、へつつい型(コの字型)及びこのコの字の開いた翼壁型、T型等の平面形の型があり、また垂直的に見て重力型とL型とがある。擁壁としての安定度(支持力及び滑り出し)と入道などに利用するための框構型(中が入道)や、その特殊な(後の壁が柱となつて抜けた)框構柱式盛こぼし型のような特殊なものもある。

翼壁については、これが橋台に密接する側は、特に丈が高くなると重量が莫大となつて基礎の十分な支持力を必要とする場合は、橋台と同じ深さに入れ、側方を逐次洗掘のおそれのない深さまで上げてゆくべきである。この翼壁があまり高い場合には径間を増して盛コボシとし、もしその裾が浸水する場合は、護岸石垣または粗朶柵や川柳挿木等が必要となり、この橋台は橋脚型橋台(Pier abutment)となり前面の土砂で受働土圧の作用をさせ安定度を補強するのである。

図-10 K.S.15 上路鋳桁用甲型橋台

表-4 上路鋳桁用橋台主要寸法及び躯体容積(K.S.15)



(7) 橋脚 橋脚は頂部に桁を受けて、垂直なその死荷重及び活荷重反力と、桁の自重の地震力及び列車制動荷重との水平力を受け、これに自体の重力と地震力及び流水圧等の水平力を加えて、基礎下の地盤に伝

番号	支間 L	橋台頂面より 胸壁頂面 までの高さ ΔH	桁懸り 長さ		頂面及断面厚さ A及B橋台頂面		橋台頂面よりの深さにお ける断面上の躯体容積		
			g	a	A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	V 5 m	V 10 m	V 15 m
3	8.20	1 067	550	700	1 200	3 500	32.89	88.17	—
4	9.80	1 195	"	"	1 300	"	35.05	92.08	—
5	12.90	1 424	"	"	1 400	"	37.45	96.23	—
6	16.00	1 594	600	750	1 580	"	39.67	100.19	199.05
7	19.20	1 777	"	"	1 600	3 700	44.50	110.34	216.42
8	22.30	1 953	650	800	1 700	"	46.94	114.62	222.68
9	25.40	2 156	"	"	1 800	4 000	53.71	128.88	247.23
10	31.50	2 502	700	850	2 000	"	59.43	138.60	261.20

えるものである。従つてその途中の断面内の合力の位置によつて内部応力を生ずるので、生コンクリート造ならば合力が中央 1/3 を出ないようにせねばならず、もしこれが外に出て躯体の外側に張力を生ずる場合は鉄筋を入れて補強せねばならない。また基礎の部分は全体としてのみならず偏心荷重に対しても十分な支持力がなければならず、かつ洗掘に対して十分な深さも必要とする(このために万一掘られても、一時持つよ

うに杭打とすることが多い)。自重が多いと地震力のため水平力が多くなるので、中空断面を用いることもあるが、これは重心部より上だけを中空とし下は芯の部に雑石コンクリートを入れてもよい(工費及び安定度上)。

橋脚の形は、施工の容易さから円形橋脚とすること\*

\*が多いが、これは特に斜角橋梁の場合、桁の扱い上便利である(図-11参照)。

しかし特に生コンクリートであると流水断面を小さくするので(表-5参照)、円形鉄筋橋脚か、楕円形または矩形橋脚が用いられることがある(図-12及び図-13参照)。

図-11 上路鉄桁用円形橋脚

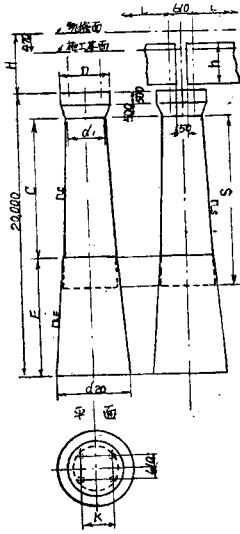
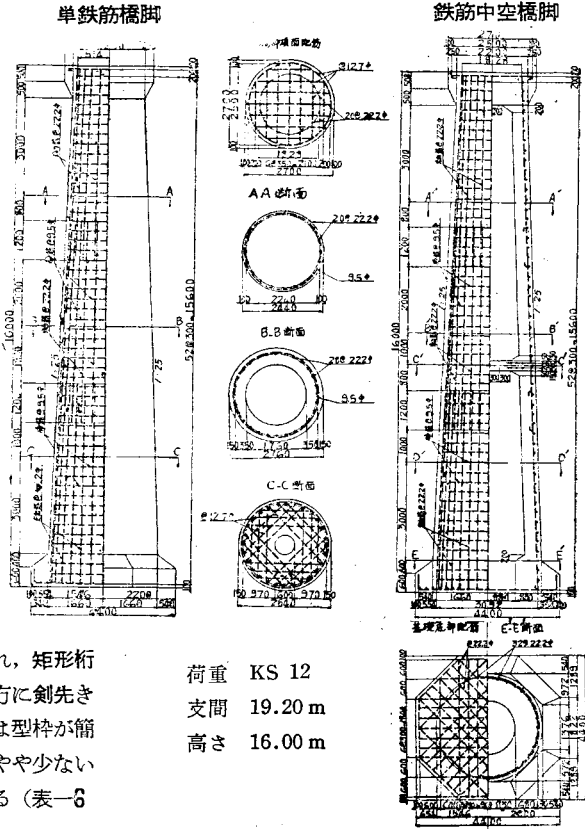


図-12 特殊鉄筋円形橋脚



荷重 KS 12  
支間 19.20 m  
高さ 16.00 m

楕円形橋脚は流水断面が小さいので喜ばれ、矩形桁も同様であるが、流量の多い所では上流方に剣先(ときには保護金具も)をつける。矩形桁は型枠が簡単であるのと、高さの低い場合には体積もやや少ないので、山地の小径間の橋梁でよく用いられる(表-5楕円形橋脚参照)。

斜角橋梁の際に流心に平行に作つて楕円形及び矩形

表-5 K.S.15 上路鉄桁用円形橋脚主要寸法及び躯体容積

番号	支間 L	橋脚頂面の直径 D	首の直径 d <sub>1</sub>	d <sub>1</sub> 部以下同勾配間の高さ C	C間同勾配間の高さ n <sub>C</sub>	E間同勾配間の高さ E	E間同勾配間の高さ n <sub>E</sub>	d <sub>1</sub> 部以下同勾配にて最大の勾配なる高さ S	S間同勾配間の高さ n <sub>S</sub>	体積(頂面までの高さ別)			
										V 5 m	V 10 m	V 15 m	V 20 m
3	8.20 <sup>m</sup>	2600	2200	9.00	1/25	10.00	1/12	11.00	1/24	22.45 <sup>m<sup>3</sup></sup>	51.55 <sup>m<sup>3</sup></sup>	95.49 <sup>m<sup>3</sup></sup>	164.02 <sup>m<sup>3</sup></sup>
4	9.80	"	"	"	1/20	"	"	"	1/20	23.06	55.04	103.82	178.38
5	12.90	2700	"	14.00	1/16	5.00	"	16.00	1/16	24.15	59.92	112.01	187.11
6	16.00	"	2300	"	"	"	"	"	"	25.82	63.99	118.97	197.54
7	19.20	2800	2200	19.00	1/12	—	—	—	—	25.83	68.39	135.15	281.63
8	22.30	2900	2300	"	"	—	—	—	—	27.87	73.05	143.09	243.50
9	25.40	"	2400	"	"	—	—	—	—	29.66	77.53	150.92	255.34
10	31.50	3000	2600	"	"	—	—	—	—	33.77	87.27	167.59	280.26

表-3 K.S.15 上路鉸桁用楕円形橋脚主要寸法及び躯体容積

番号	支間 L	断面の巾A及び厚さB		頂面以下同勾配間の高さ		C間C以下の勾配間の高さ		E間の勾配間の高さ		頂面以下同勾配にて可能な最大高さ		体積 (頂面までの高さ別)			
		A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	C	n <sub>C</sub>	E	n <sub>S</sub>	S	n <sub>S</sub>	V 5 m	V 10 m	V 15 m	V 20 m		
3	8.20	2700	1100	15.00	1/15	5.00	1/12	17.00	1/15	19.69	53.93	106.28	183.19		
4	9.80	—	1200	"	"	"	"	"	"	20.88	56.52	110.45	189.16		
5	12.90	2800	1400	"	"	"	"	"	"	24.07	63.63	122.19	206.33		
6	16.00	3000	1500	"	"	"	"	"	"	27.10	70.53	133.82	223.66		
7	19.20	3200	1700	"	"	"	"	"	"	31.64	80.65	150.56	248.21		
8	22.30	—	1800	10.00	"	10.00	"	12.00	"	32.96	83.47	158.04	264.39		
9	25.40	3400	—	"	"	"	"	"	"	35.08	88.40	166.52	277.25		
10	31.50	3600	2000	"	"	"	"	"	"	40.20	99.67	185.12	304.50		

桁を、流水断面の阻害を少なくするのはよいが、この際は上の桁が斜角桁となり、特に曲線橋梁の場合は桁1連ごとに斜角の角度が変り大変厄介なことになる。そこでこれを簡便に対処する手段として

図-15のように橋脚頂部(通称ベト段という)だけを斜にひねる手もある。この際下路桁で巾の広い場合は、頂面の張出しの激しい部分を鉄筋または古軌条等で補強する。

なお、洪水時に橋脚の流水断面 支障による、背水面上昇(Back water)はあらかじめ計算してみねばならないが、たいてい大きくて30~50 cm くらいのものである。これに対しても、また洪水時の流木(ときには根付大木)のために桁下の余裕の最少限度(0.5~2.0 m 等)が示されているのである。

(8) 基礎工 橋脚橋脚の基礎は支持力と洗掘に対して考えねばならないが、支持力の大きい場合は洗掘に十分な深さまで基礎を直接下げる(施工法には素掘り、矢板掘り、箱枠工等あり、工費、予算単価のためあらかじめ設計を要する)が、洗掘は大玉石の荒川原でも洪水時には2~3 m 下まで緩漫に動いており、粒子の細かい砂地などでは数 m ないし10数 m 一時的に掘れることがある。

支持力不足の場合はもちろん、それが十分でも、洗

図-13 上路鉸桁用矩形楕円形橋脚

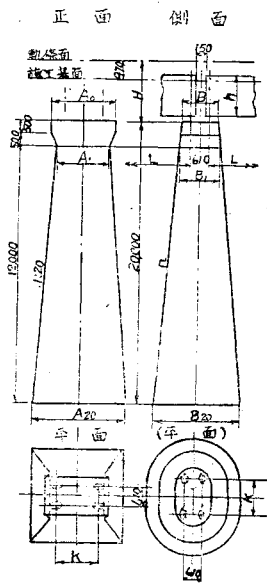
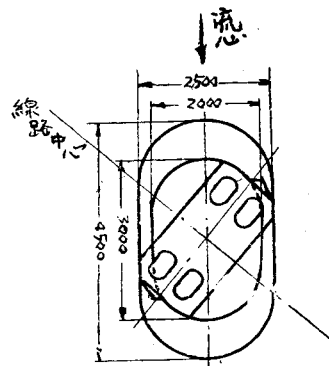


図-14 特殊斜角橋脚



掘のおそれのある場合はある程度基礎を下げてから杭打をすることが多い。杭の支持力は地質によつて机上計算で見当つけるのもよいが、試験杭を現地に打つて見ることが案外手取り早くかつ確實である。

支持力の少ない沖積層が深い場合には、井筒基礎を設計して基礎沈下工法を取ることがある。井筒はこの場合多くの表面の摩擦力による(杭と同様)支持力の方が底面より多い(Friction well)。これを確実にやるためには、圧縮空気工法による潜硯で十分支持力のある地層まで下げることもある(ただし水面下40 m まで—人間の入つて作業し得る最大の気圧)。

支持力は十分であるが荒川原で洗掘のおそれのある場合、杭は打てず、矢板根掘は下から水が吹いて駄目なときなど全く困るが、こんなときよく箱枠が用いられる。しかし大玉石が齧んでいるような場合は、施工の必要上井筒を用いて水をかえて、または潜水夫を入れて下げる(下り)ことがあるが、大玉石で迫り(下り)になかなか下らぬのが普通である。こんな支持力十分な井筒(Bearing well)は、側傾1/8~1/10 くらいの傾きをつけて減摩擦力井筒(Friction less well)とすると下り方がよい(大東線の例)。

なお井筒の刃口の鋼沓(Curve Shoe)は、大玉石の地質でも鉄筋で補強しておけば必要ないようである。また砂地の場合など外径5 m、内径3 m くらいの生コンクリートの井筒が用いられて支障なかつたことがある(白新線信濃川及び阿賀川の場合)。