

## Die Stahlkonstruktion der Neckarbrücke Untertürkheim (鉄道橋に斜張形式を採用した Neckar 橋)

著者	誌名							ページ	回数	表数	抄録		査読
A. Heeb, W. Gerold, W. Dreher	Der Stahlbau, 1967, 2.							33 38	5		三品吉彦 奥 哲夫 川田工業 三菱重工業		
分類	1	2	3	④	⑤	6	7	8	⑨	10	11	12	備考
	一般	計画	設計	解析	構造	製作	材料	ケーブル	架設	実験	耐風	その他	
関連ある番号に○印を, 特に詳細なものに◎印を付けた。													

斜張ガーダーとの接合点に向かって, わずかずつ高さが増すようにしている。

### 1. 一般的説明

運河としての Neckar 河拡張計画の進行に伴い, Untertürkheim 地方の鉄道網が断絶されるため, 鉄道橋架設の必要が生じた。スパン割は, 4 径間(1 スパン約 3.5m, 船舶通行不可の部分と沿岸道路をまたぐ。)と 1 径間(約 7.9m, 船舶通行可の部分。)である。形式は, 小径間はプレストレストコンクリート, 大径間は鋼構造とし, 景観上の理由から, 桁高を等しくするために斜張形式とすることが, Stuttgart 市により決められた。

### 2. 構造形式

#### 2.1 主桁形式とその特徴

斜吊材は, 1 本, 復列式で, 大径間の中間で弾性支持となっている。この簡潔な形式は, 塔と合せ景観を良くしている(図 1.8.1)

鉄道の走行性からは, 主桁の接続点において, 線路勾配に折れ角が生じないという条件が重要である(西ドイツ国鉄 D. B. 公式では  $\varphi = 0.008$  と規定されている)。

この規定を満足させるため, 道路橋に用いるケーブルでは伸びが大きいことから, ケーブルのかわりに, 溶接斜張ガーダー(I 形断面を持ち, ST 37, 格点付近では ST 52 よりなる。)を用いる。主橋脚部においては, コンクリート橋の主桁に塔が埋め込まれ, 強固な連結が成り立っている。鋼桁は, コンクリート桁の張り出しに拘束なしで載っている(図 1.8.1)。橋の断面形を図 1.8.2 に示す。主桁間隔は, 操車作業も考えて 61.0m と広く取っている。I 形断面をもった主桁(ST 52 よりなる)は, 経済的にするため,

#### 2.2 斜張ガーダーの格点

鋼桁と斜張ガーダーは, 鋼桁上フランジと斜張ガーダーのフランジをおのおののスリットを設けて貫通した板厚 3.2mm のガゼットを通し, 溶接により連結されている。腹板も溶接で, これらは工場溶接である。またガゼットには局部応力を避けるため, 開口部が設けられている。幅 450mm のガーダーが通る塔頂部は, 直径 920mm で最大圧縮力は約  $130 \text{ kP/cm}^2$  となる。ガーダーは塔頂部で円形に曲げられ, 下フランジは塔頂直径幅と同じになるように広げられている。また, ガーダーには, 3 つの中空箱形リブが取り付けられている。水平力は, 塔頂において, 斜張ガーダーの下フランジに溶接された短い鋼パイプによって塔に伝達される。鋼パイプと塔との間は, 約 5cm のすきまを設け, モルタルが注入されている。

斜張ガーダーとコンクリート桁とは, おのおのが独立の機能をもつよう接合される。8 個の締結ボルト BBRV. Typ, K116B によって, 斜張ガーダー端がコンクリート主桁にアンカーされている。コンクリート側のグリップは, ガーダー軸に直角な平面が主桁上面に設けられ, そこに 8 個のボルトを締め込み, ガーダーの足とナットで連結される。ナットの下にはうすい銅リングを入れ, 偏心をさけ, また, すきまを生じないため, ボルトに所要最大応力をかける。ガーダーの足付近には, 2m 位前から中空箱形リブを配置する。

#### 2.3 支 承

塔によって堅固な支持を受けている主桁は  $200 \text{ MP}$  の垂直

力および900Mpの水平力を受ける。垂直力に対しては、Corroweld-Linenkipp 支承、水平力には、Neoprentopf 支承を用い、それらは変動荷重によって $\varphi=0.01$ のねじりを受ける。ねじりによって水平および垂直変化が約8mm生じる。この場合、テフロンすべり層の設置が必要となる。河岸側支承にはCorroweld Rollen 支承が用いられる。スパン中央において、プレストレストされているため、初期応力が分散されていて、橋端において浮上がりに対する安定性への保証がない。それゆえ、27Mpの力で下への固定が必要となる。また3.2cmの水平変位を、この支承は許さなければならない。両主桁の外側に、上下ボルトを用いた締結板を設置する。その締結板には、過大力に対するため、皿ばねが組込まれている。

#### 2.4 床組および横構

床組の構造高さは95cm(図18.2)。高さと同横桁上フランジ維持のための空間を差し引いて、横桁に対し、76.5cmの構造高がある。主桁下フランジと同じ高さにある横桁下フランジは、端で曲げられ、しっかりと主桁下フランジ上に導かれ、そこで張出しがセットと連結される。主桁下フランジが圧縮を受ける領域では、リベットにて連結する。引張を受ける領域では、これはできない。縦桁は、スパン5.67cm、高さ50cmで横桁にカバプレートと溶接し、その上でリベット連結される。横桁は工場において所要長さに溶接され、主桁にK溶接、横リブにはすみ肉で溶接される。横構は、対角線上、縦桁を横切って配置される。

#### 3. 静的解析

静的システムは図18.3に示される。荷重は、西ドイツ国鉄S1950の列車荷重を用い、電子計算機によって解析される。

①部材ABの断面力は、斜張ガーダーの断面力と同様、格点C、D、Eにおいて計算される。②コンクリート部の荷重の鋼構造の断面力への影響は無視する。③針張ガーダーのたるみのC、D、Eの曲げ剛度への影響は無視する。

以上から、サブシステム図18.3の(d)が生れる。すなわち、C、D、E点において、弾性支持と仮定し、これによって塔は、図18.3(c)の変位をする。また、塔のクリープや沈下によっても、鋼構造に断面力を作用させ、垂直変位 $\delta$ を生じさせる。(図18.4および図18.5参照)このサブシステムに対し、電子計算機では次のことが調べられる。

- ① 等分布荷重  $g = 1.0 \text{ Mp/m}$  と塔の沈下  $\delta = 100 \text{ mm}$  による、曲げモーメント、せん断力、軸力の算出。
- ② S1950 荷重による、曲げモーメント軸力の極値。
- ③ 支承にかかる力の極値

計算の場合は、自重および車両荷重の他に次の荷重条件を考慮する。①斜張ガーダー連結前の河上仮橋脚の支持による初期応力。②塔およびコンクリート部のクリープ。③部材間の温度変化。±15°C。④主桁の上端と下端の温度変化±10°C。

#### 4. 架 設

主桁部材の溶接またはリベットによる連結等多くの組立作業は、陸に足場を置いた所で行うのが最も有利な方法である。この足場は30mの長さで、それと並んで、軌道およびクレーンがあり、共同で一連の架設を行う。すなわち、一つのブロックができたらそれが押し出され、次の橋ブロックが足場で組立てられる。1ブロックは25mまでで、約20tの重さがある。

溶接には、フランジ溶接、ウェブ溶接、隅の溶接等があり、良否をX線撮影で判定する。溶接作業は、同時に二人の溶接工で行い、主桁、横桁、縦桁、横構の順に行う。ブロックの押し出しにおいて、その先端が河上仮橋脚に到達するまで、陸側のブロック上にバラストを使わなければならない。

また、主桁下フランジ上に直接ローラーを作り、35mの斜張ガーダーは、このローラーによって橋中央まで運ばれる。また、360mの塔頂部分も運び込まれる。鋼橋上での斜張ガーダーはHubmastを使って、コンクリート橋上では2台のオートクレーンを使って張られる。斜張ガーダーの突合せ溶接は、フランジ厚65mm以下の場合、特別の注意をもって施された。塔との継目は良質モルタルを注入する。斜張ガーダーはコンクリート橋と基部でBBPVボルトで、連結される。

#### 5. あとがき

主径間に3台の機関車を置き、主桁の曲げ、斜張ガーダーの軸力を測定したところ、たわみは計算値の80%であった。鋼構造の自重は、軌道構造および支承を除くと275tで、主桁121t斜張ガーダー85tで単位長さ当り3.6t/mと換算される。

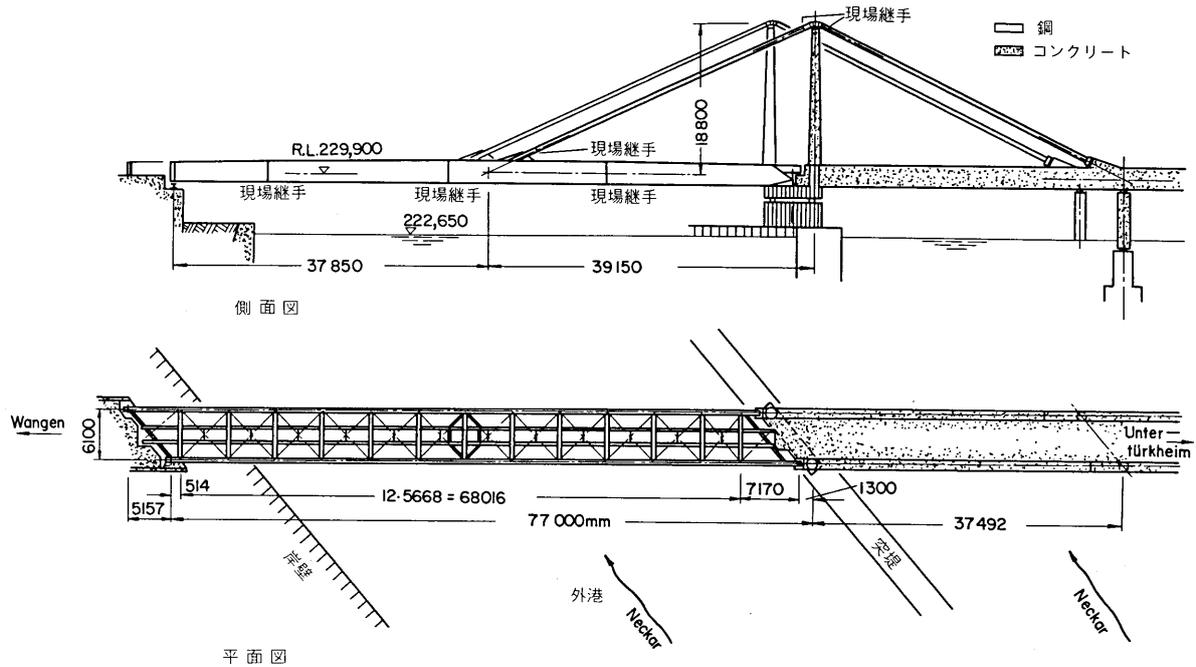


図 1.8.1 一般図

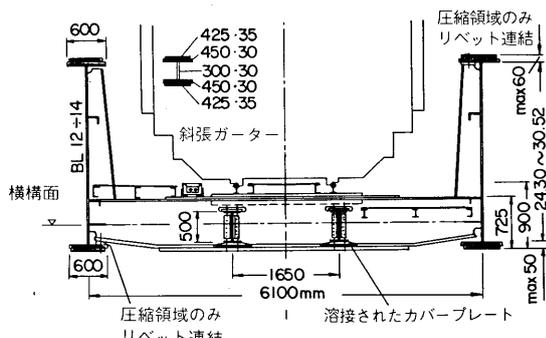


図 1.8.2

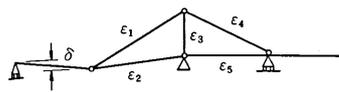


図 1.8.4 クリープおよび温度変化による変位

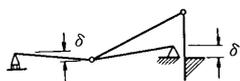


図 1.8.5 塔の沈下

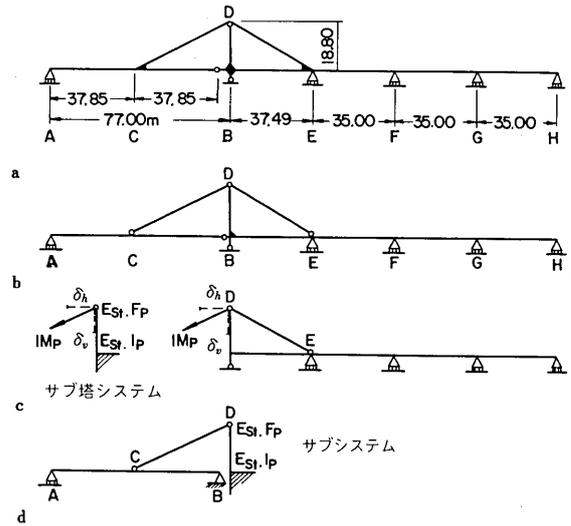


図 1.8.3 静的システムと単純化

図中 a b c dサブシステム  
順の次の展開