

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 地方の鉄道網がシャ断されるため, 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 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 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、Neoprenopf 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 δ 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。

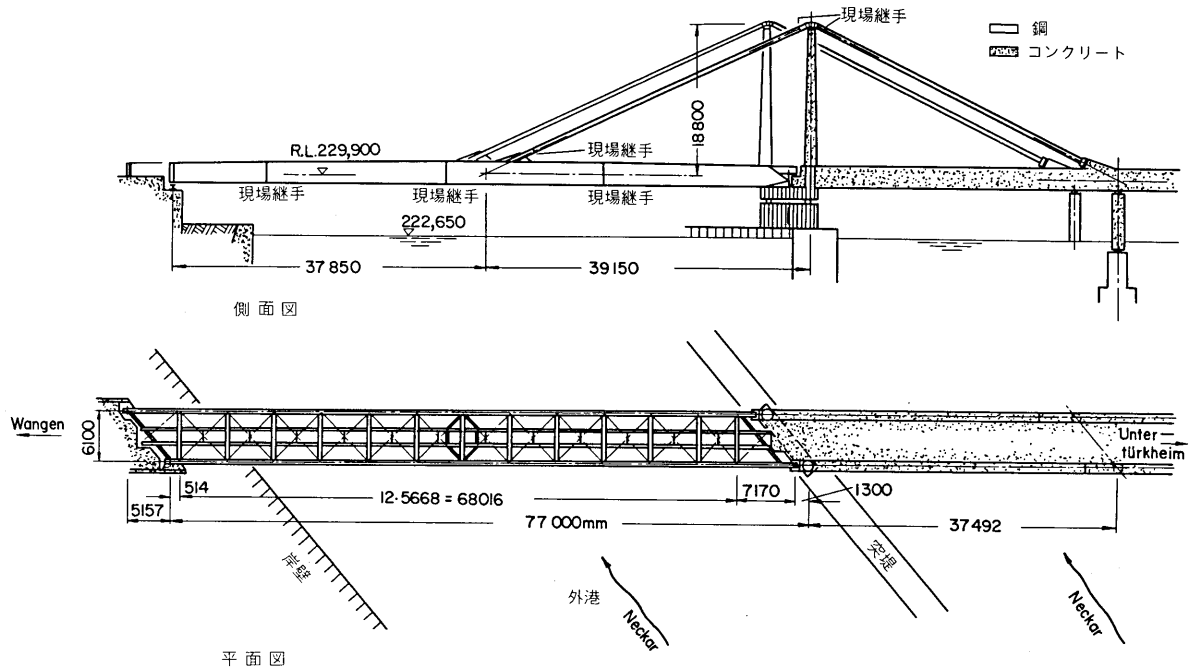


図1.8.1 一般図

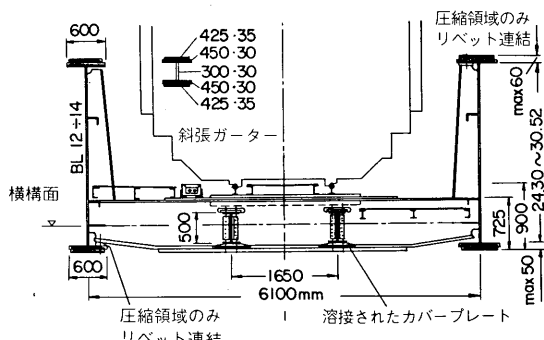


図1.8.2

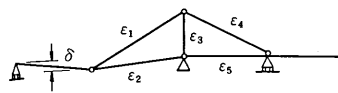


図1.8.4 クリープおよび温度変化による変位

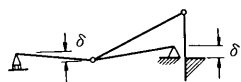


図1.8.5 塔の沈下

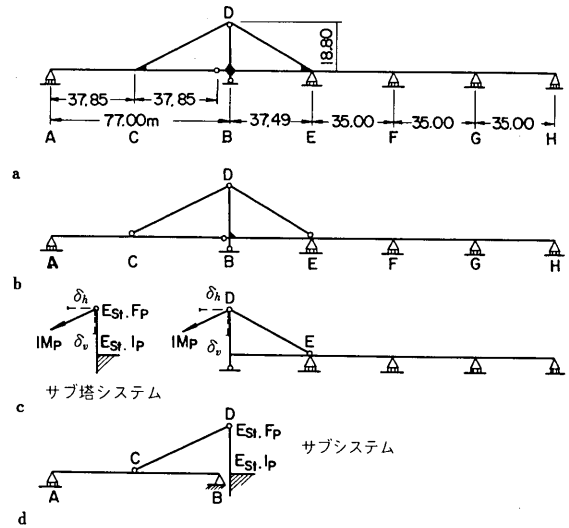


図1.8.3 静的システムと単純化

図中 a b c dサブシステム
順の次の展開