

Brücke Jülicher Strasse in Düsseldorf (DüsseldorfのJülicher Strasse 橋)

著者	誌名							ページ	図数	表数	抄録	査読	
E. Beyer, H.J. Ernst	Der Bauingenieur, 1964, 12.							469 477	12	0	春日井 露 三菱重工業	大宮克巳 川崎重工業	
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。													

1. 概 括

デュセルドルフの中心部をドイツ連邦鉄道が南北に走っており市を2地域に分離している。鉄道は市の北部中心部で広くなっており、デーレンドルフ地区のグッター停車場附近では200mの幅にもなっている。この2地域を結ぶうちの1つが、Jülicher通りで、必然的に鉄道を跨いでいた。この橋は、1945年に戦争で完全に破壊され、再建計画が始められたのは1962年であった。再建にあたって考慮されねばならなかったことは、旧橋の時代に比べて道路交通量が増大したこと、鉄道が電化されたため高い建築限界が必要なことであった。このような理由から、上下おのおの7mの幅員を有する斜張橋が選定された。このほかに、現存の路面への取り付け、鉄道交通を妨害しないような架設方法を採用する必要があった。この基本条件により市当局で実施設計がなされ、Hein Lehman社の施工用の構造詳細図で補足された。以下、これについて述べる。

2. 実施設計

2.1 側 面

新橋と旧橋を比較してみると、旧橋では桁高が0.9mから1.10mで、支間は9.0m～16.0mであるのに対して、新橋では高さが1.25m～1.65mで支間割は3.180-9.870-3.180mである。

鉄道が電化されたので建築限界はレール面上5.27mであったものが、最低5.70mは要求された。縦断勾配は、両端橋台をR=3000mの円弧で結んだもので、橋台の所では約0.7m高くなった。系としては、単純に斜めケーブルで吊った中央桁方式の橋梁となった(図8.1)。

2.2 断 面

この新しい橋梁の断面を図8.2に示す。これは両側に長い張出し部をもつ中央箱桁断面で、車道および歩道の鋼床版が箱の上部を形成している。手すりの外側に1.5m突き出した板は鉄道架線の接触防護のためで、やはり鋼製である。桁の中央箱桁は4枚の腹板をもち、箱を4.0-1.8-4.0mの3室に分割している。中央の2枚の腹板はケーブルの定着を構造上容易に、かつ、明解にしておき、塔もまたこの腹板の間に固定されている。横桁は箱の内部および張出し部に約2m間隔で配置され、箱桁内部の横桁は3つ目ごとにフルウェブのダイヤフラムとなっており、また、その位置の張出し部の横桁は大きな片持梁となっている。縦リブにはバルブプレートを使用しており、その間隔は約30cmである。縦リブは横桁貫通方式となっているが、ダイヤフラムとはバルブプレートの片側のみを溶接し、嫌な収縮応力を避けている。しかし横桁は高さが低く、縦リブのためのスリットを切ると残り僅かの腹板でせん断力を受持たなければならないので、バルブプレートの両側を溶接している。しかしそのうち片側は1枚の板を介して間接的な溶接を行っている。歩道、接触防護板および中央分離帯の縦リブは平鋼で、横桁あるいは片持梁の間に溶接で取付けられている。

箱桁は気密になっており、端横桁の所では昇降可能で、各ダイヤフラムにはマンホールが設けられている。中央分離帯の箱は梯子で上から点検ができるようになっており、この部分は箱の他の部分とは気密になっている。

2.3 ケーブル

(a) ケーブル形状

ケーブルは、 $\phi 74\text{mm}$ のロックドコイル6本が3列2段に配列され短形にまとめられている。塔上での支持や、桁部での定着には別に特色はない。サドルはケーブル形状に合わせた鋳物でできており、各ケーブルの空間には成形した鉛が充填されていて、サドルにケーブルの力を均等に分布させるよう配慮されている。定着部においてケーブルの張力調整のため $\pm 30\text{mm}$ が見込まれており、このためおのおのアンカー部で2つのケーブル端部が同時にジャッキで引き込み可能になっている。

(b) 公告条件(仕様)

橋梁に使用するケーブルについてはまだ何んの規定もないので、公告条件を以下に簡単に述べる。

ケーブルのすべてのワイヤーは一樣な公称強度を有すること。この値は $\sigma_N = 150\text{kg/mm}^2$ とする。またケーブルの断面を決定するのに使用する許容応力度は以下とする。

$$\sigma_a = 0.42 \cdot \sigma_N \text{ あるいは } \sigma_o - \sigma_u = 2500\text{kg/cm}^2$$

σ_o, σ_u は、死荷重と100%活荷重による最大および最小応力である。側面圧は線荷重として 2.5t/cm とする。このほかに破断試験で保証切断荷重が主荷重および従荷重に対して2.2の安全率を示さなければならない。ケーブルに関連する備品(サドル、定着部)は降伏に対し、あるいは悪くても破断に対して、おのおのケーブルと同じ安全率をもたなければならない。ワイヤーの降伏点は $\sigma_s = 0.63\sigma_N$ とする。ワイヤーの強度に対する影響を考慮してソケットの鋳込み金属の温度は 450°C を越えてはならない。

(c) 実験

1945年以降、橋梁用のロックドコイルについて多くの実験が実施され、コイルの応力-ひずみ挙動は本質的によく確認されていた。一般にコイルの弾性係数は、その構成様式と応力の大きさによって、 $1600\text{t/cm}^2 \sim 1700\text{t/cm}^2$ と変化する。計算には 1650t/cm^2 と考えて十分であろう。経験からいって予想される誤差は $\pm 50\text{t/cm}^2$ (約3%)で、力のゆとりに対して本質的な意味はない。実際にはコイルのアンカー部あるいはサドル位置で調整が可能ならば、その誤差分だけ調整できるのである。しかし一般にはサドルおよびアンカー部の空間が狭いことや、架設工期を大幅に遅らせる原因にもなるため、使用するコイルの応力-ひずみ挙動を実験することによって処理している。今回の実験では2回の実験が行われ、相互の誤差は2%以内であった。活荷重のかかる応力レベルでは、50%と100%活荷重を含んだ10ケースの実験が行われ、コイルは完全な弾性性状を示した。死荷重状態

の応力ではひずみ量は $\epsilon_A = 2.4\text{mm/m}$ であったが、コイルの長さによる補正を行い $\epsilon_A = 2.6\text{mm/m}$ を採用した。保証引張強度 515t (応力では、 3.7t/cm^2)は実験の結果完全に保証された。ソケットは円筒の傾斜が1:8であり、円筒部の長さは径の4.5倍である。コイルの端部はコイルの応力調整が可能になっている。

2.4 設計計算

公告において構造物の計算の基本が決められており、許容応力は連邦鉄道の規定、BEおよびDV 848を適応した。ジグザグバーを点溶接した鋼床板の疲労試験はStuttgartの工業試験所で行い、疲労の不安を除去した。片側載荷による横傾斜はねじれおよび片持梁のたわみの両者を考慮して1.5%に限定した。鋼床板のデッキは両方向に多支点上の連続構造体であるが、精密計算は困難なので4辺固定の周辺条件の板で計算し、等価桁による比較計算により後でチェックした。主桁は対称な6次不静定系で計算には何ら特別な困難はない。基本系としては中央部のケーブル定着点をヒンジとした桁を用いた。架設の方法および順序とは無関係に最終の形に関連する条件および架設後の応力の余裕は常に満す必要があり、これは総ての継手を決められた形に結合するということにつぎ

3. 架設

3.1 概要, 前提条件

架設条件としては、橋体下の連邦鉄道の運行を妨げないことである。したがって、架設方法としては路線を跨いで橋全体を押し出す方法が選ばれた。この方法は、別に新しいものではないが、斜張橋でしかもテフロン支承上で行われた点に特色がある。

3.2 架設経過

橋全体がおのおの約16mのブロックから成っており、各ブロックは6分割されて工場から供給される。各16mのブロックは西側橋台後方の路面上の現地組立場で溶接により組み立てられ、そこで滑り支承上に置かれ、後で押出された。その架設経過を図8.3に示す。

この方法では、作業が1か所に集中でき、また、固い地盤上で作業が行われるので、組み立ておよび溶接作業が工場内と同一の条件下ででき、また橋軸方向、直角方向共に正確な寸法が保証できた。ケーブルの架設は、まず塔の横に置かれた

サドル上にケーブルを置き、クレーンと一緒に塔先端に吊り上げた。架設途中では、桁はステージング上の滑り支承上で支持されているから、ケーブルには全張力を導入しなくてよい。したがって、架設中は塔上でサドルの扛上余裕が17 cm 残っていた。この扛上は橋梁が最終の支承上にセットされたときに行った。架設ペント間隔は約30 m で高さ調整が可能な構造になっている。図8.3にあるペントⅦとⅧの間の移動経過に沿って説明する。

架設途中、Ⅶ点上での反力を軽減するため、橋の先端がペントⅦに到達する時その点の支承を計画通り約10 cm扛上した。さらに橋体を移動させるとペントⅦの反力が増大する。その許容限界は、橋先端がペントⅧの手前7.5 mに達した時である。したがって、その時点でⅦ点ペント上の支承を10 cm扛下させた。このような方法を各ペント径間ごとに繰返し行った。橋体が東側橋台に到達した後に橋体を計画高さ迄約1.17 m降した。このような架設上の操作によって架設のための断面補強は特に必要としなかった(図8.3)。

4. テフロン滑り支承を利用した構造物の移動

この架設には丁度新しく開発されたばかりのEsslingen社のテフロン滑り支承が用いられた。これまではこのような架設方法には重くて、大きな空間が必要なローラーを使用していたが、これは当然高価であった。今回使用された滑り支承は、ゴムの支承と組合せて滑り一回転支承としても理想的な経済的な支承構造を可能にする。

この支承は構造的には単純なもので、4 mmのテフロン板を2 mmの高さだけ浮き上げて鉄板に固定したものである。相対する板は下フランジに取付けた冷間引抜き板を磨いたも

ので、防蝕のためモリコート塗った。押し出しは最初の2個の16 mのブロックが橋台の後方の組立場で組まれた時に開始された。7.5 tの牽引力のある2個の電動巻き上げ機が、φ22mmワイヤー9回掛けしたものをを用いて、約1 m/minの速度で縦方向に移動させられた。最後に1200 tの橋全体が東側橋台に到達前の牽引力は略60 tで、この作業は夜間作業で行った。以上、この架設方法は、摩擦の小さな滑り一回転支承に負うこと大であり、今後もこのような鉄道軌道を跨ぐ架設工事には疑いなくこのような方法が採られるものと思う。

5. 載荷試験

1963年10月12日橋梁の載荷試験が行われた。荷重は幅2.5 m、長さ18 mの16台のトレーラー総重512 tが用意された。車軸間隔は略5 mで4軸であった。変形量の計算では全荷重が車輛群の長さ等に等分布するとして計算した。測定した載荷状態の種類は、中央径間の満載と偏載、側径間の満載と偏載、計4種類であった。中央径間満載のものは、等分布荷重が $p=5.79 \text{ t/m}$ で、設計荷重の76%であった。DIN1072によれば、最大たわみ規定は250 mmであるが、今回の実験荷重に対して計算上では155 mmであった。測定の結果たわみは147 mmで、計算値より5%少なかった。弾性たわみ量を知るため、却荷後のたわみを測定したら8 mmのたわみが残った。

6. 結 語

この橋梁は1963年10月20日に開通した。鉄道運転に何の支障も、制限もなく行い、安全予防に要した費用は非常に少なく、総工費の1%以下であった。

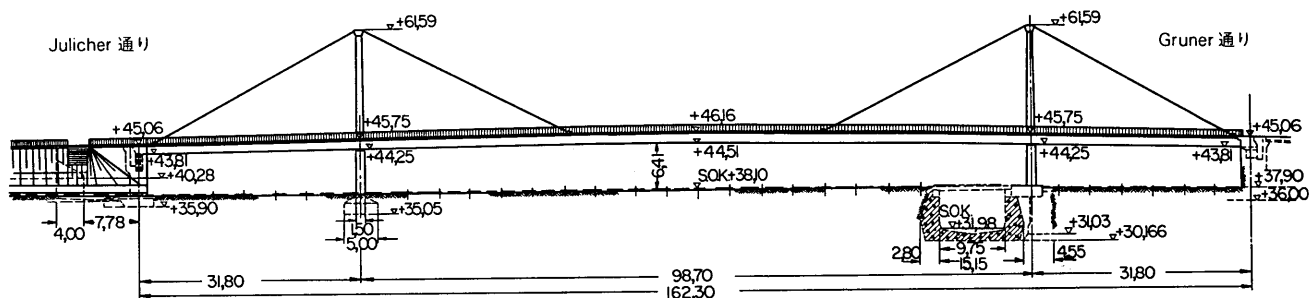


図8.1 側面図

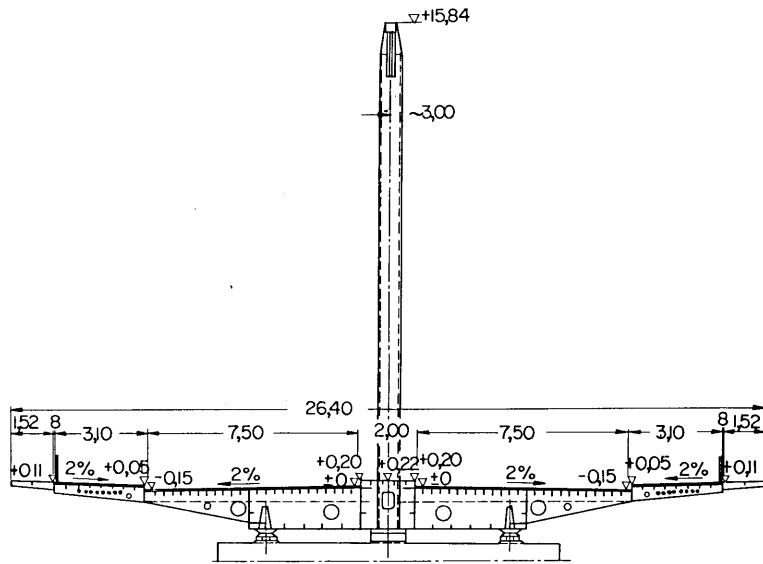


图 8.2 断面图

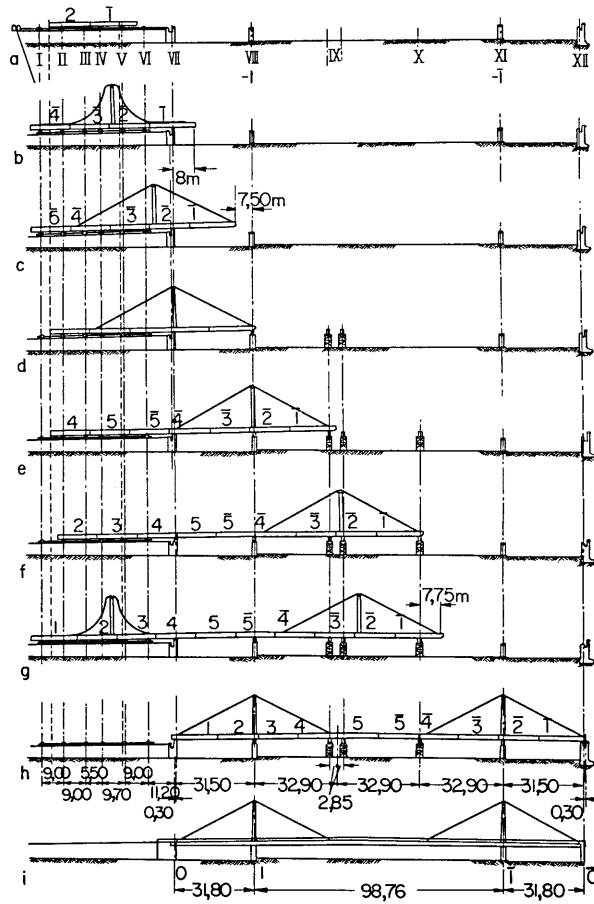


图 8.3 架設經過