

I-142

跨座型モノレールの鋼製軌道桁の横桁連結部の応力解析

三井造船株式会社
大阪大学工学部正員 福岡哲二
正員 大倉一郎近畿大学理工学部
大阪府正員 前田幸雄
正員 磯崎弘治

1. まえがき 大阪モノレール鋼製軌道桁は幅60~65cm高さ2.4~3.3mの幅の狭い箱断面の2つの軌道桁がI断面の横桁で連結されている。片側軌道桁をモノレール車輛が走行した時の軌道桁と横桁に生じる変形を図1に模式的に示す。連結部では軌道桁のウェブとダイヤフラム、横桁のフランジとウェブが交差しており、溶接が集中している。横桁高さを横桁全長にわたり一定とした構造では連結部に応力集中が生じ、模型実験の結果早期に亀裂が生じることが示された¹⁾。そこで応力集中を緩和させる構造として、図2に示すような連結部付近でテーパさせた構造を提案し、模型疲労実験²⁾と3次元FEM解析を実施した。本報では応力解析の結果を報告する。

2. 連結部に生じる応力と疲労強度 模型疲労実験の結果によれば連結部の疲労寿命は軌道桁ウェブと横桁上フランジの交差部に生じる局所的な最大応力($\Delta\sigma_{l,max}$)と関係づけられる。

すなわち、
$$\Delta\sigma_{l,max} = C \cdot N^{-k} \cdots (1)$$

ここで、 N は亀裂発生寿命、 $\Delta\sigma_{l,max}$ は、模型実験で溶接部の局所的な形状の影響を受けない範囲で計測された歪より、外挿された溶接止端における応力の変動幅である。本解析で求める応力はこの $\Delta\sigma_{l,max}$ に対応し、連結部の疲労強度と関係づけられるものである。

3. 実橋の応力解析 解析の対象とした実橋の断面を図2に、解析モデルを図3に示す。軌道桁は横桁との連結部中央より1225mm離れた垂直補剛材位置まで、横桁は支間中央まで採っている。軌道桁ウェブと横桁フランジの交差部におけるメッシュの大きさは約10mmで軌道桁ウェブの板厚と同程度である。立体骨組解析により求めた本解析モデル端に作用する部材力を表1に示す。モノレール車輛が片側の桁全体に乗った状態を想定している。解析結果を図4に示す。軌道桁ウェブと横桁上フランジの交差部中央に大きな応力が生じている。その値は梁理論より求まる横桁上フランジの応力の約3倍である。なおモノレール車輛が乗っていない側の連結部には符号が逆の応力が生じることになり、上下線交互にモノレール車輛が走行する場合連結部には引張り・圧縮の応力が繰返されることになる。

4. 局部応力の算定式 軌道桁と横桁の連結部において横桁の高さとテーパの角度、ウェブの板厚、フランジの板厚及び軌道桁ウェブの板厚が変化した時の局部応力への影響について、パラメトリック解析により検討し、局部応力の算定式を求めた。解析の結果を図5に示す。同図は図2に示した基準構造における応力に対する比を示している。横桁フランジ側に生じる局部応力 σ_{fls} 及び、軌道桁ウェブ側に生じる応力 σ_{web} は次式により算定できる。

$$\sigma_{fls} = 2.46 \alpha_{f\theta} \beta_{f1} \gamma_{fH} \cdot F_0 / Z \cdots (2)$$

$$\alpha_{f\theta} = 1.18 - 0.56 \tan \theta \quad (0 \leq \tan \theta \leq 0.65), \quad \beta_{f1} = 0.784 + 32.9 / l \quad (100 \leq l \leq 350 \text{ cm})$$

$$\gamma_{fH} = 0.72 + 0.0036H \quad (60 \leq H \leq 165 \text{ cm})$$

$$\sigma_{web} = 0.000524 \alpha_{w\theta} \beta_{w1} \gamma_{wH} \delta_{wt} \cdot F_0 / \cdots (3)$$

$$\alpha_{w\theta} = 1.12 - 0.392 \tan \theta \quad (0 \leq \tan \theta \leq 0.65), \quad \beta_{w1} = 0.756 + 37.1 / l \quad (100 \leq l \leq 350 \text{ cm})$$

$$\gamma_{wH} = 0.262 + 57.6 / H \quad (60 \leq H \leq 165 \text{ cm}), \quad \delta_{wt} = 1.455 - 0.455 t \quad (1.0 \leq t \leq 1.2 \text{ cm})$$

ここで、 θ ；テーパ角， H, Z ；交差部における横桁の高さ及び断面係数， t ；軌道桁ウェブの板厚
 l ；横桁において曲げモーメントが0になる点から軌道桁内側ウェブまでの距離

(2)，(3)式より算定した応力とFEM計算結果との比較を図6に示す。両式により局部応力は精度よく推定可能なことがわかる。なお、以上のFEM計算結果は実験による計測値²⁾よりも約20%高い値となっている。

5. 参考文献 1) 跨座型モノレールの鋼製軌道桁の横桁連結部の疲労試験；第41回年講I-268、2) 同(第2報)当年講

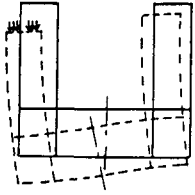


図1 軌道桁と横桁の変形

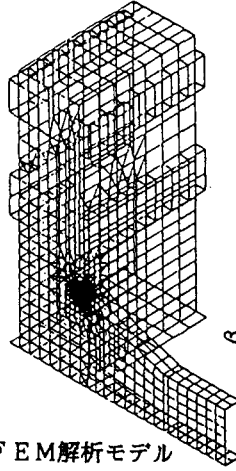


図3 FEM解析モデル

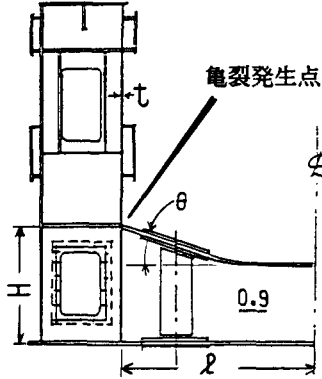
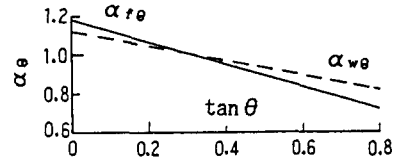
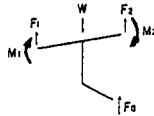


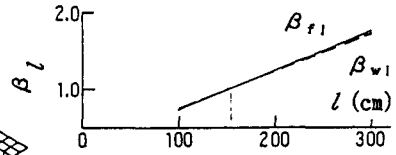
図2 解析対象構造（基準構造）

表1 解析モデル端における部材力

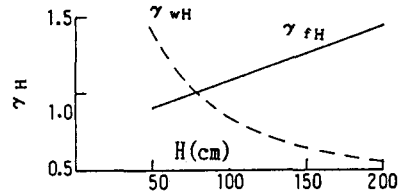
部 材	荷重の種類	荷 重
走行路面	輪 荷 重	$W = 14.278 \text{ ton}$
横 桁	せん断力	$F_0 = 8.679 \text{ ton}$
主 桁(後)	せん断力	$F_1 = -8.484 \text{ ton}$
	曲げモーメント	$M_1 = 345.613 \text{ ton-m}$
主 桁(前)	せん断力	$F_2 = -2.885 \text{ ton}$
	曲げモーメント	$M_2 = -360.923 \text{ ton-m}$



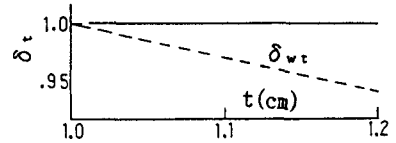
(a) テーパー角の影響



(b) 横桁長さの影響



(c) 横桁高さの影響



(d) 軌道桁ウェブ厚さの影響

図5 連結部諸寸法の影響

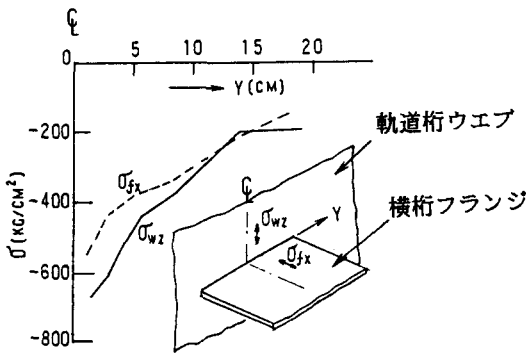


図4 実橋の応力解析結果

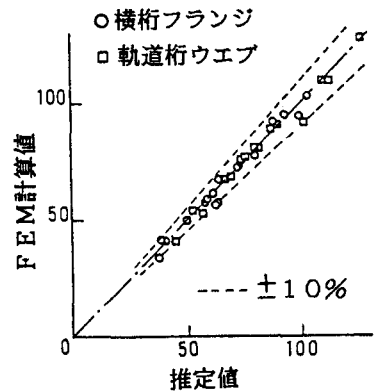


図6 推定値とFEM計算値の比較