

(19) 斜張橋のサドル定着部の設計

東日本旅客鉄道(株) 建設工事業部 ○大庭光商
 東日本旅客鉄道(株) 建設工事業部 岩田道敏
 東日本旅客鉄道(株) 建設工事業部 正会員 石橋忠良

1. はじめに

斜張橋の斜材ケーブルの定着は、主桁側と主塔側にそれぞれ設けられるのが一般的であり、主桁～主塔～主桁へと連続したケーブルを用いて主桁側だけに定着する構造（以下サドル構造と記す）例は少ない。

サドル構造は定着具の減少とスレンダーな主塔形状による景観の向上等、多くのメリットを有するものの、斜材ケーブルを主塔部で小さな曲げ半径で配置するため、ケーブルの半径方向に作用する腹圧力によるコンクリートの割裂力に対する設計法に未解明な部分が残されている。

本報告は、主塔サドル部に着目し、支圧面積、試験体形状、多段ダクトの影響について鋼棒を用いた基本モデルによる支圧試験を行い、サドル部の支圧性状を明らかにし、その補強方法等について検討したものである。

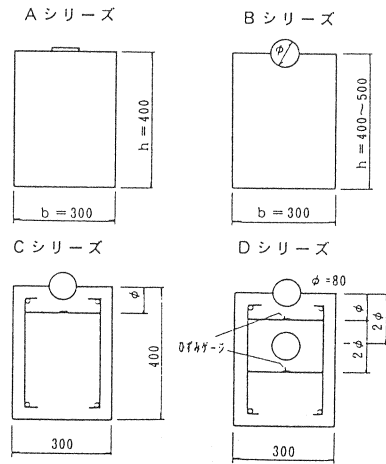


図-1 試験体配筋

2. 実験概要

実験は補強鉄筋量、支圧面積の大きさ、試験体形状 (b/h, b/φ)、空きダクトの有無等に着眼した基本的なモデルにて行った。試験体の種類と諸元を表-1に、試験体の配筋を図-1に示す。

A、Bシリーズはコンクリートのみの支圧強度に着目した無補強の試験体で、A-1は支圧板に8cm × 30cm × 2cm の鋼板を使用した。

Bシリーズは円形のダクトを想定し、支圧板としてφ=40~100mmの丸鋼棒を使用したもので、この時の支圧面積Aは0.008~0.035 m²、b/h = 0.50~1.00、b/φ = 2.50~10.00である。Cシリーズは載荷鋼棒の下に補強筋を配置した試験体で、As = 3.801 ~ 15.201 cm²、b/h = 0.75、b/φ = 3.75、7.50としたもので、C-6は補強筋を鋼棒の下2cmの位置（その他は4cm）、C-7は鉄筋を2段に分けて配置したものである。Dシリーズは実橋を想定し、鋼棒の下に空きダクトを設けた試験体である。

EシリーズはR = 1 mで曲線配置したPC

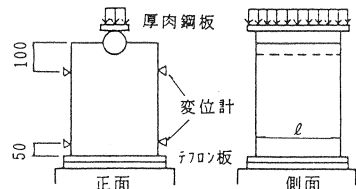


図-2 荷重載荷

シリーズ	試験体番号	試験体諸元 (cm)	b/h	b/φ	A (m ²)	補強鉄筋 (cm ²)	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	記 事	
A	A-1	30×40×30	0.75	—	0.024	—	350	鋼板 b=80mm	
	B-1	30×40×30	0.75	7.69	0.012	—	292	鋼棒 φ=40mm	
B	B-2	30×40×30	0.75	5.00	0.018	—	344	φ=60mm	
	B-3	30×40×30	0.75	3.75	0.024	—	350	φ=80mm	
	B-4	20×40×30	0.50	5.00	0.012	—	—	φ=40mm	
	B-5	20×40×30	0.50	2.50	0.024	—	471	φ=80mm	
	B-6	40×40×30	1.00	10.00	0.012	—	—	φ=40mm	
	B-7	20×40×20	0.50	5.00	0.008	—	—	φ=40mm	
	B-8	30×40×20	0.75	7.50	0.008	—	402	φ=40mm	
	B-9	30×40×35	0.75	3.00	0.035	—	—	φ=100mm	
	B-10	30×50×30	0.60	3.75	0.024	—	402	φ=80mm	
	C	C-1	30×40×30	0.75	3.75	0.024	3.801(3D13)	350	補強鉄筋量 φ=80mm
C-2		8.595(3D19)					292		
C-3		11.613(3D22)					—		
C-4		15.201(3D25)					—		
C-5		—					471		
C-6		—					344	φ=40mm	
C-7		—					350	補強筋位置 2段配筋	
D	D-1	30×50×30	0.60	3.75	0.024	8.595(3D19)	344	2段分付	
E	E-1	40×70×62	0.57	4.44	0.558	—	232	R = 1 m	

ケーブルを用いて破壊までに至った試験体である。

荷重載荷は静的載荷とし、載荷時の荷重が試験体に均等に作用するように厚肉の載荷治具を用いるとともに、試験体の底面には摩擦により変形が拘束されないようにテフロン板を2枚敷設した(図-2)。

計測項目は、横方向変位置(計測位置は試験体上端から10cm、下端から5cmの位置とし、多段にダクトを配置したものはその他にダクト下4cmの位置で変位を測定)、補強鉄筋のひずみである。

セメントは早強ポルトランドセメントを使用し、コンクリート打設後に60°Cで6時間の蒸気養生を行った。なお、載荷試験は、コンクリート打設後30日を目標とした。

補強鉄筋はSD295で降伏強度は、3520kgf/cm²(D13)、3490kgf/cm²(D19)、3531kgf/cm²(D22)、3359kgf/cm²(D25)である。

表-2 試験結果

グループ	試験体番号	降伏荷重 P _y (tf)	破壊荷重 P _{max} (tf)	P _{cal} (tf)	P / P _{cal}	P _{max} / P _{cal}
A	A-1	—	103.8	—	—	—
B	B-1	—	58.8	44.2	—	1.33
	B-2	—	72.1	60.9	—	1.18
	B-3	—	73.0	71.0	—	1.03
	B-4	—	84.5	71.3	—	1.19
	B-5	—	109.0	95.5	—	1.14
	B-6	—	68.6	71.3	—	0.96
	B-7	—	47.2	54.0	—	0.87
	B-8	—	36.7	54.0	—	0.70
	B-9	—	110.0	100.4	—	1.10
	B-10	—	59.0	81.5	—	0.72
C	C-1	81.2	90.5	71.3	1.14	—
	C-2	71.0	102.4	59.2	1.20	—
	C-3	80.5	107.7	59.2	1.36	—
	C-4	119.9	163.6	95.5	1.26	—
	C-5	65.1	107.0	71.3	0.91	—
	C-6	75.2	103.2	69.7	1.08	—
	C-7	85.1	102.7	71.0	1.20	—
D	D-1	67.6	103.8	81.4	0.83	—
E	E-1	—	74.0	76.4	—	0.97

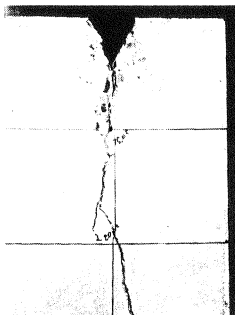


写真1 B-4

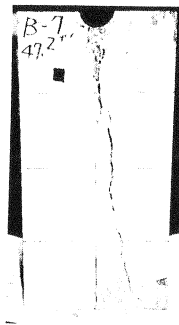


写真2 B-7

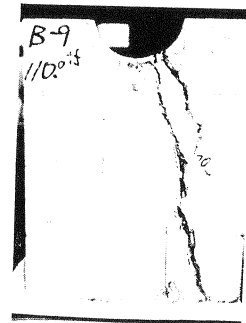


写真3 B-9

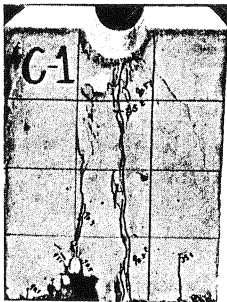


写真4 C-1

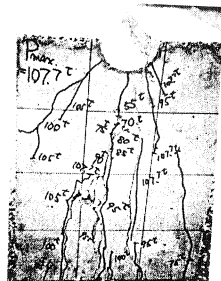


写真5 C-3

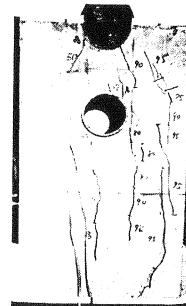


写真6 D-1

3. 実験結果

実験結果を表-2、主な試験体の破壊状況を写真1~6に示す。

(1) 破壊状況

無補強の試験体(Bシリーズ)は、いずれも載荷鋼棒の直下に表面ひび割れが発生し、ほぼ同時に鋼棒の長手方向に2つに分断される破壊となった。また、補強筋を配置したCシリーズは、ひび割れが比較的放射状に分散するものの、破壊にいたるひび割れは無補強の試験体と同様に鋼棒直下のひび割れが上下に貫通するものとなった。

載荷鋼棒の直下に空きダクトが存在する試験体(D-1)は、ダクトから放射状に進展したひび割れが、側方の鉄筋に沿ったひび割れとなり、最終的に耐力を失った。

4. 支圧強度の算定

(1) 無補強の支圧強度

無補強の試験体(Bシリーズ、E-1)において、各パラメータに着目して相関関係を検討した結果、支圧強度は支圧面積との相関が最も高く、ほぼ直線回帰で示されることがわかった。

図-3に支圧面積と支圧強度/コンクリート強度との関係を示す。回帰式を式(1)に示す。

$$P_{cal} = (0.428 \cdot A + 0.01) \cdot f'c \quad \dots\dots\dots (1)$$

- ここに; P_{cal} : 支圧強度
- A : 支圧面積 ($=\phi \times l$)
- $f'c$: コンクリートの圧縮強度

実験値と式(1)による計算値を比較すると、(P_{test} / P_{cal})の平均値は1.02、変動係数は19.4%となった。

(2) 補強鉄筋を配置した場合の支圧強度

鋼棒の下に補強鉄筋を配置した試験体について、各試験体の破壊荷重から式(1)で求めたコンクリートが負担する分を差し引いて、その残分を鉄筋が負担するものとする。なお、実験値は鉄筋ひずみから算定したもので、破壊時にはいずれの試験体もダクト下の鉄筋は降伏していた。

補強鉄筋は割裂力(水平方向)を直接負担しているが、鉛直力(V_{cal} := 載荷荷重 - コンクリート負担分)と水平力(H_{cal} := 鉄筋応力度からの割裂力の計算値)についての関係を図-4に示す。

図より実験値と載荷荷重とは直線回帰で表すことができ、補強鉄筋を配置した場合の支圧強度は、コンクリー

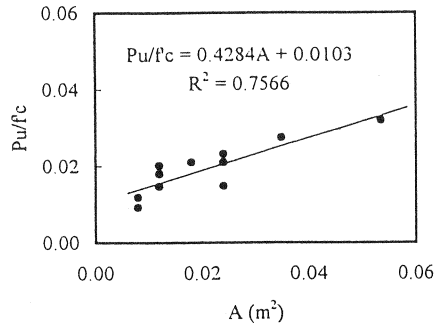


図-3 支圧面積と支圧強度の関係

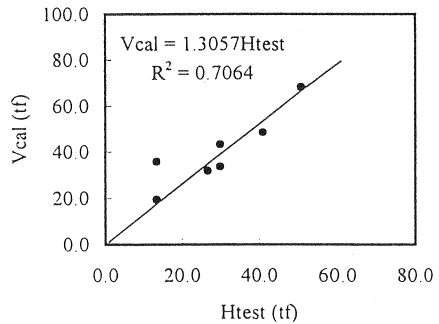


図-4 鉄筋負担分の鉛直力への換算

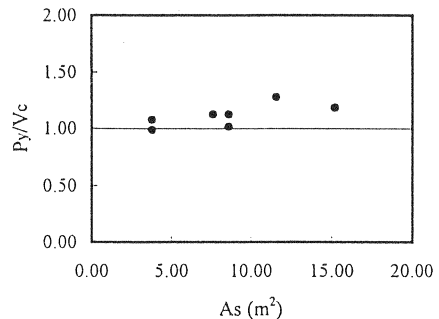


図-5 無補強の支圧強度と降伏強度の関係

トと鉄筋とで負担するものと考え式(2)で示すことができる。

$$P_u = (0.428 \cdot A + 0.01) f'_c + 1.31 \cdot H_s \quad \dots\dots (2)$$

ここに; H_s : 鉄筋の引張力 ($f_s \cdot A_s$)

f_s : 鉄筋の降伏強度

実験値と式(2)による計算値を比較すると、(実験値/計算値)の平均値は1.02、変動係数は8.4%となった。

(3) 補強鉄筋を配置した場合の降伏強度

補強鉄筋を配置した試験体の降伏強度と式(1)で求めたコンクリートの支圧強度との比較を行った。なお、ここでの降伏強度とは、試験体の軸直角方向の変形が急増時の荷重と定義した。図-5に試験時の降伏強度を式(1)で求めた計算値で除した結果を示す。

検討の結果、(P_y / P_c)の平均値は1.11、変動係数10.2%となり、幾分実験値の方が大きいものの、補強鉄筋を配置した場合の降伏強度は、補強鉄筋量の多少にかかわらず無補強の支圧強度で評価できるものと思われる。

5. 多段にダクトを配置する時の支圧強度の考え方

(1) FEM解析

実橋では、P C鋼材が多段に配置され、順次緊張される。この場合、上段ダクトからの荷重が累積され、下段のダクトに影響を及ぼすことが考えられる。このため、応力性状を把握するために2次元弾性FEM解析を行った。

図-6に上段鋼材から順次緊張した場合の各ダクト下における水平方向の引張力(σ_x)の変化を示す。仮に2段目の鋼材を緊張した場合の引張力に着目すると、当該緊張ダクト下の引張力はほとんど増加しないが、その1段下の3段目のダクト下に大きな引張力が発生している。

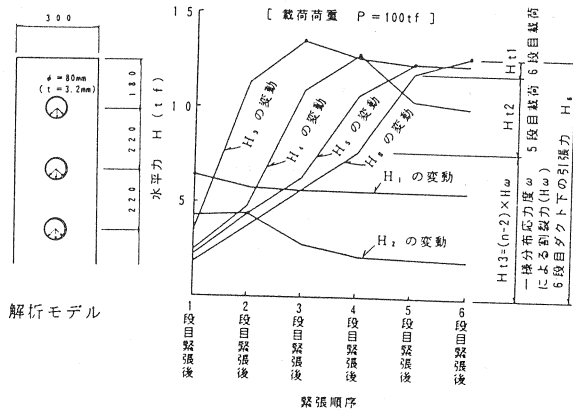


図-6 順次緊張時のダクト下の引張力の変動

同様に3段目の鋼材を緊張すると4段目のダクト下の方が3段目のダクト下よりも大きな引張力が発生し、5段目以降はほぼ等しい引張力が発

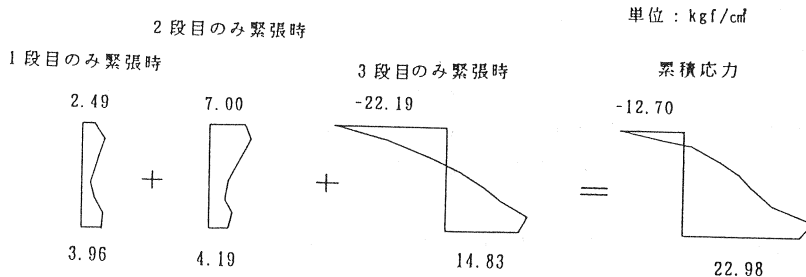


図-7 3段ダクト下の応力の増分と累積

生している。この理由として、鋼材緊張時には、当該ダクトの直下は一部圧縮領域となるため、割裂応力の増加は少ないためと考えられる(図-7)。また、下段のダクトになるにしたがって載荷荷重は一様分布応力度 ($\omega = P/bd$) になり、それによる引張力が順次累積されることがわかる(例えば6段目のダクト下の引張力は5段目緊張前までは直線的に増加している)。また、下段のダクト程当該ダクト緊張による引張力の増加は小さくなり、各ダクト下の引張力の最大値は大きく変化せず、引張力の最大値は3段目のダクト下に発生し、1段目のダクト下の引張力の2倍程度となっている。

(2) 実験結果との対応

丸鋼棒の下に空きダクトが存在するD-1試験体の鉄筋ひずみと荷重との関係を図-8に示す。載荷鋼棒直下の鉄筋1のひずみが、空きダクト下の鉄筋2のひずみよりも大きく、両者とも60tf付近からひずみが急

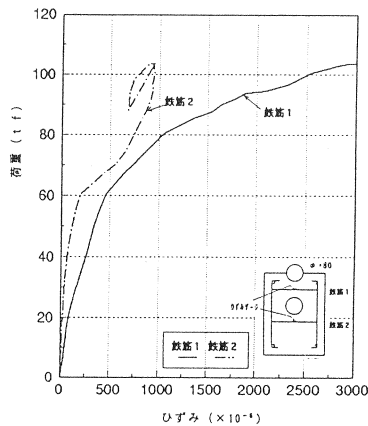


図-8 荷重～鉄筋ひずみ曲線 (D-1)

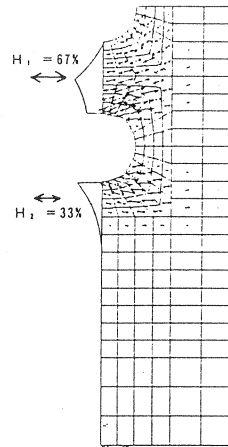


図-9 FEM解析 (引張力)

激に増加している。最終的に試験体の破壊は、鉄筋1の降伏により破壊に至り、破壊時にも鉄筋2への応力の急激な移行はみられない。また、鉄筋ひずみの測定結果より全引張力の約70%は鉄筋1が、残りの30%程度を鉄筋2が負担しているのがわかる。この割合は、ひび割れ発生前後においてもほぼ同様の傾向にある。図-9にD-1試験体をモデル化したFEM解析の結果を示す。

FEM解析から得られた各ダクト下の引張力は、実験結果とはほぼ同様の割合となっており、また破壊時にも鉄筋2への応力の移行もみられないことから、多段に配置されたダクトを有する場合の引張力は、前述のFEM解析で評価できるものと思われる。

したがって、6段程度までの荷重の累積載荷では、最上段の載荷荷重の2倍程度に対して設計することにより支圧に対する安全性は確保できるものと思われる。

単位: kgf/cm²
()内は鋼管時の応力

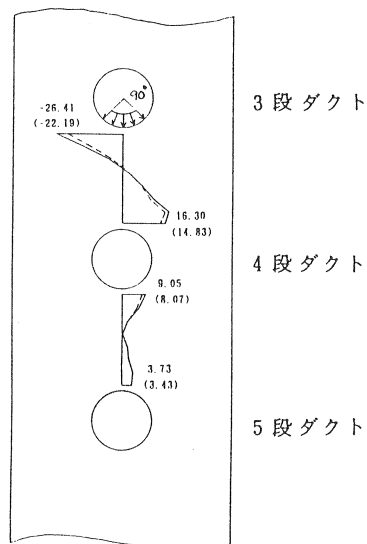


図-10 ダクト種別による応力の比較

6. ダクト種別の影響

ダクト種別が支圧強度に及ぼす影響を把握するために、スパイラルシースを想定したモデルのFEM解析を行った。なお、解析に用いたモデルは、鋼管との比較を容易にするために図-6に示すモデルを用いた。

FEM解析により得られたダクト下の応力(水平方向の引張応力)を図-10に示す。なお、図は3段目のダクトのみを緊張した場合の3段目と4段目の応力状態を示したものである。

ダクトにスパイラルシースを用いた場合は、鋼管と応力の分布形状は同様の傾向にあるものの、応力の大きさは鋼管に比べて10%程度大きくなることがわかる。

7. まとめ

斜張橋の主塔サドル部に着目した支圧試験の結果、以下のことがわかった。

- (1) 無補強の支圧強度は、支圧面積に比例して増加し、(1)式にて評価できる。
- (2) 補強鉄筋を配置した場合の支圧強度は、コンクリートと鉄筋の負担分の和として(2)式にて評価できる。
- (3) 補強鉄筋を配置した場合の降伏強度を変形が急増時の荷重と定義すると、降伏強度は補強鉄筋量の多少とは無関係で、無補強の支圧強度で評価できる。
- (4) FEM解析の結果、6段程度まで荷重を累積載荷した場合の最大引張力は3段目のダクト下に発生しその値は最上段に発生する引張力の2倍程度となることから、この荷重に対して支圧強度を算定すれば良い。

【参考文献】

- 1) 大庭光商・大槻茂雄・石橋忠良：斜張橋のケーブル定着方法の研究、土木学会第48会年次学術講演会講演概要集、1993、pp768-769
- 2) 築島大輔・大庭光商・大槻茂雄：斜材ケーブルサドル配置部の支圧性状に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.2 pp991-996、1994
- 3) 大庭光商・築島大輔・石橋忠良：斜材ケーブルサドル配置部の研究、コンクリート工学年次論文報告集 Vol.17、No.2 pp685-690、1995