

RC 梁の引張突縁が曲げ性能へ及ぼす影響に関する一考察

A study on effects that tensile flanges of a reinforced concrete affects a bending performance

北武コンサルタント株式会社
北武コンサルタント株式会社
財団法人鉄道総合技術研究所
財団法人鉄道総合技術研究所

正会員
正会員
正会員
正会員

○藤田 郁美
渡辺 忠朋
佐藤 勉
谷村 幸裕

1. はじめに

鉄道 RC ラーメン高架橋等では梁はスラブと単体的に構築されるため T 型断面となり、死荷重等の作用によりフランジが引張を受ける状態となる。この場合、引張フランジ内の鉄筋を無視して矩形断面として設計しているのが実状である。特に限界状態設計法の部材断面耐力を評価する場合においては、耐力を過小評価することになると思われる。そこで、引張フランジ内の軸方向鉄筋が曲げ性能に与える影響に関する基礎資料を得ることを目的として実験的¹⁾および解析的検討を行った。以下にその概要を示す。

2. 実験的検討

2.1 供試体の形状および諸元

実験に用いた供試体の形状および諸元を図 2-1 および表 2-1 に示す。供試体は全 11 体製作した。供試体の断面形状は長方形断面と逆 T 型断面で、引張鉄筋は D10-10 本（供試体 No.4-3 のみ D10-18 本）を均等の間隔で配置した。上縁幅は 20cm で、下縁幅 b_f をパラメータとし、20cm、60cm、100cm、140cm と変化させた。また、せん断スパン比 a/d は 3.0、6.0 の 2 種類を設定した。

2.2 荷重方法および測定項目

荷重方法は 2 点対称荷重とし、静的な単調荷重を行った。測定は、鉄筋およびコンクリートのひずみ、変位および荷重について行うとともに、ひび割れ性状の観察を行った。

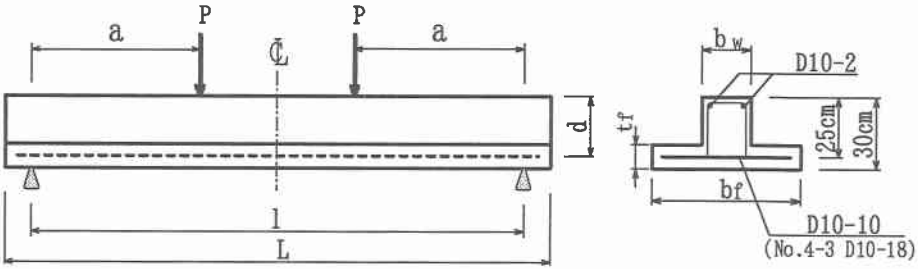


図 2-1 供試体の形状

表 2-1 供試体の諸元

No.	断面形状	上縁幅 b_w (cm)	下縁幅 b_f (cm)	フランジ厚 t_f (cm)	せん断スパン比 a (cm)	桁長 L (cm)	スパン l (cm)	f'_c	P_{ctest}	P_{ytest}	P_{utest}	δ_{1test}	δ_{ytest}
1-1	矩形	20	20	-	150	410	350	24.3	11.0	35.6	43.2	0.75	1.25
1-2	矩形	20	20	-	75	260	200	28.4	22.1	76.0	90.7	0.26	0.45
2-1	逆 T 型	20	60	10	150	410	350	24.3	8.6	33.1	43.2	0.59	1.12
3-1	逆 T 型	20	100	10	150	410	350	28.4	17.2	38.0	42.2	0.49	1.21
3-2	逆 T 型	20	100	10	75	260	200	25.3	34.3	80.9	97.6	0.18	0.42
3-3	逆 T 型	20	100	10	150	410	350	25.3	15.9	36.8	41.2	0.49	1.12
4-1	逆 T 型	20	140	10	150	410	350	28.4	13.5	35.6	40.2	0.50	0.81
4-2	逆 T 型	20	140	10	75	260	200	27.7	44.1	80.9	107.9	0.18	0.36
4-3	逆 T 型	20	140	10	150	410	350	27.7	23.3	62.5	66.7	0.83	1.85

f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²), P_{ctest} : ひび割れ発生荷重(kN), P_{ytest} : 降伏荷重(kN), P_{utest} : 破壊荷重(kN), δ_{1test} : 2/3 P_y 時の変位量(cm), δ_{ytest} : 降伏時の変位量(cm)

2.3 実験結果

ひび割れ図を図 2-2 に示す。スパン中央付近を中心として曲げひび割れが多数発生し、全て曲げ破壊した。平均ひび割れ間隔は、矩形の場合で約 7cm, T 型の場合で約 15cm となった。ひび割れ発生荷重, 降伏荷重, 最大荷重および変位量の測定値を表 2-1 に示す。

2.4 曲げ剛性

既往の変位量算定手法を使用して実験結果の評価を試みた。なお、引張フランジ内の鉄筋の有効な範囲を特定するために降伏荷重時と降伏荷重の 2/3 倍時の変位量に着目した。降伏荷重の 2/3 倍時は、RC 部材の使用される状態であることと、ひび割れが定常化する状態であることから、検討対象とした。

変位量の算定は式(1)に示した断面 2 次モーメント I_c を用いた。断面 2 次モーメントの算定においては、部材全長に渡り剛性が一定として算定した。ここで、 I_g , I_c 各断面 2 次モーメントの算定において、断面形状を 2 タイプ設定し、断面形状は、T 型および矩形断面とした。

$$I_e = \left(\frac{M_{\alpha d}}{M_{dmax}} \right)^m \cdot I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{\alpha d}}{M_{dmax}} \right)^m \right\} \cdot I_{\alpha} \leq I_g \quad (1)$$

ここに、

- I_e : 曲げひび割れ部材の断面 2 次モーメント
- I_g : 全断面有効の断面 2 次モーメント
- I_{α} : 中立軸以下のコンクリート部分を除いた断面 2 次モーメント
- $M_{\alpha d}$: 曲げひび割れが発生する限界の曲げモーメント
- M_{dmax} : 変位・変形量計算時の設計曲げモーメントのスパン最大値

降伏時の変位量を δ_{ycal} とし、 $2/3P_y$ 時の変位量を δ_{1cal} とした。 b_f/b_w と $\delta_{ytest}/\delta_{ycal}$ の関係を図 2-3 に、 b_f/b_w と $\delta_{1test}/\delta_{1cal}$ の関係を図 2-4 に示す。図 2-3~4 の δ 算出時に用いた断面 2 次モーメント I_g 、 I_{α} の断面形状は T 型、 M_{α} 算定時の断面 2 次モーメントの断面形状は矩形とした。図 2-3 の $a/d=3.0$ 、および 6.0 のいずれの場合も、 b_f/b_w に関わらず計算値と実験値は概ね一致する結果となった。図 2-4 の $b_f/b_w=7.0$ の場合のみ $a/d=3.0$ および 6.0 のいずれの場合も、実験値は計算値を若干上回る結果となった。

これより、荷重レベルによって計算値の算定精度は若干異なるが、荷重レベルに関わらず引張フランジ内の軸方向鉄筋は部材の曲げ剛性に寄与していると考えられる。

2.5 曲げ降伏耐力および曲げ耐力

引張フランジ内の軸方向鉄筋を全て有効として既往の手法²⁾で曲げ降伏耐力(P_{ycal})と曲げ耐力(P_{ucal})と実験値(P_{ytest} 、 P_{utest})の関係を図 2-5、および図 2-6 に示す。これによると、曲げ耐力の計算値は実験結果を過小評価する傾向があるものの、曲げ降伏耐力および曲げ耐力には引張フランジの軸方向鉄筋は、有効に抵抗していると考えられる。

3. 解析的検討

実験による検討では、引張フランジ内の軸方向鉄筋は有効に抵抗していた。引張フランジ内の軸方向鉄筋が有効に抵抗している範囲を明らかにすることを目的として 3 次元の FEM 解析を行った。以下にその概要を示す。

3.1 解析概要

検討対象構造物は、2 柱式複線鉄道 RC ラーメン高架橋とした。構造図を図 3-1 に示す。パラメータは載荷荷重状態とした。

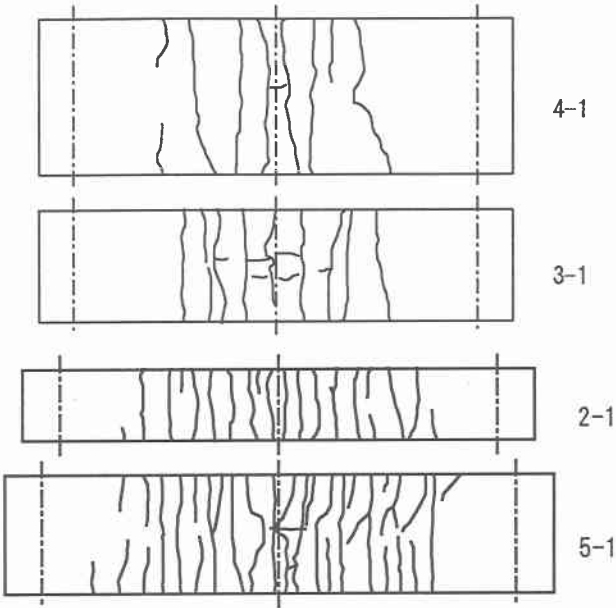


図 2-2 ひび割れ図

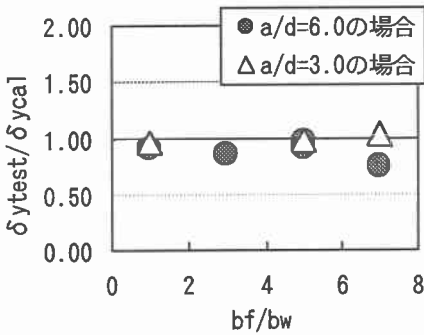


図 2-3 b_f/b_w と $\delta_{ytest}/\delta_{ycal}$ の関係

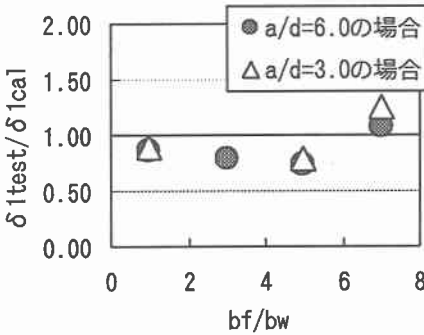


図 2-4 b_f/b_w と $\delta_{1test}/\delta_{1cal}$ の関係

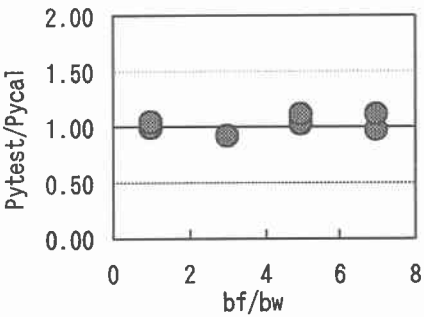


図 2-5 b_f/b_w と P_{ytest}/P_{ycal} の関係

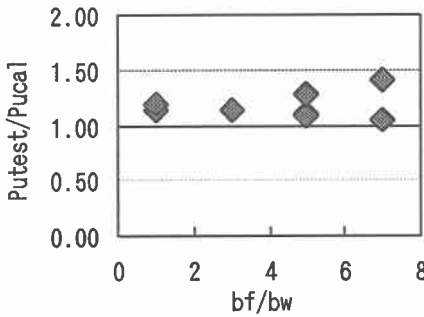


図 2-6 b_f/b_w と P_{utest}/P_{ucal} の関係

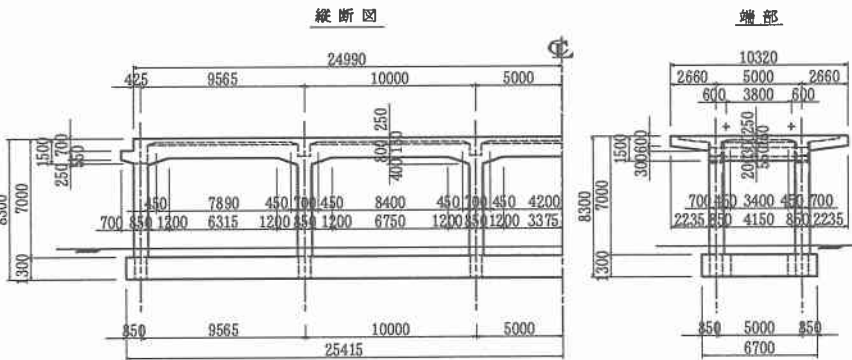


図 3-1 2 柱式複線鉄道 RC ラーメン高架橋構造図

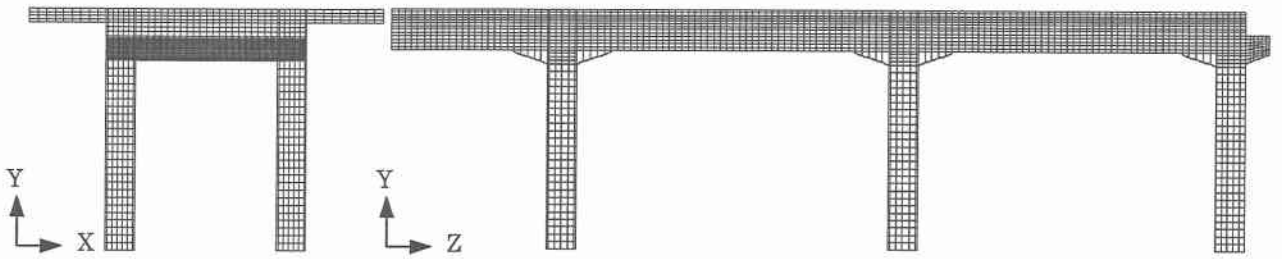


図 3-2 解析モデル（縦断および横断面図）

載荷荷重状態は死荷重状態および列車荷重単線載荷状態とし、列車荷重は標準列車荷重 EA-17 の牽引等分布荷重に対する 70% の 35kN/m を単線載荷した。

3.2 材料および測定項目

コンクリートは弾性要素とし、ポアソン比は 0.2、単位重量は 24.5kN/m^3 およびヤング係数は 26.5kN/mm^2 とした。測定項目は X および Z 軸応力度とした。

3.3 解析モデル

解析モデルを図 3-2 に示す。要素にはソリッド要素を用いた。スラブおよび上層梁のメッシュ間隔は、約 0.200m 、柱のメッシュ間隔は、 0.300m とした。なお、要素剛性は弾性とした。

3.4 解析結果

死荷重載荷状態および列車荷重単線載荷状態のスラブ上面の応力分布を図 3-3 および 3-4 に示す。引張応力を斜線部で示した。なお、列車荷重は高架橋の線路方向に直線な等分布荷重とした。

3.5 考察

死荷重載荷状態および列車荷重単線載荷状態の線路方向の応力度をそれぞれ図 3-6 および 3-7 に示す。柱前面とハンチ始点付近で全長にわたって引張応力となった。死荷重載荷状態および列車荷重単線載荷状態の線路直角方向の応力度をそれぞれ図 3-8 および 3-9 に示す。柱前面の全幅において引張応力となった。

柱前面の Z 軸応力に対する引張応力の有効幅を想定することとし、引張応力の有効幅の想定方法を図 3-10 に示す。斜線部分の応力度の面積がそれぞれ等しくなる時の幅として定義した。

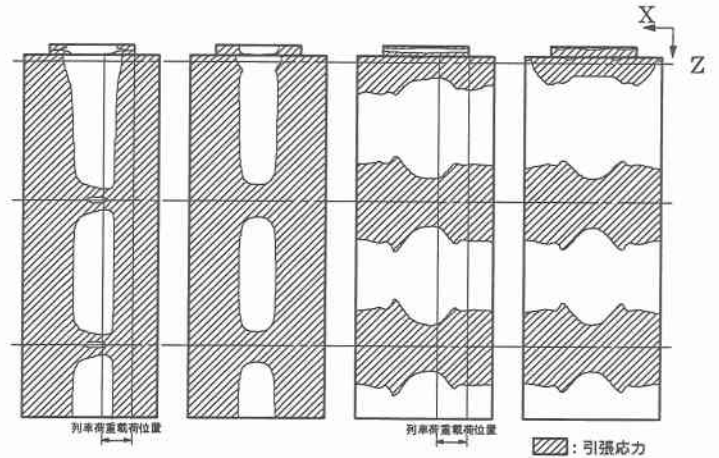
また、既往の算定式³⁾を用いて、現行の設計に用いる有効幅を算定した。算定式を式(2)に示す。

$$b_{e2} = b_w + 2 \{ b_s + (0.6 \times L / 8) \} \quad (2)$$

ここに、 b_w : 腹部の幅

b_s : ハンチ高さ

L : スパン長



(a) 列車荷重有り (b) 列車荷重無し (a) 列車荷重有り (b) 列車荷重無し

図 3-3 X 軸方向応力

図 3-4 Z 軸方向応力

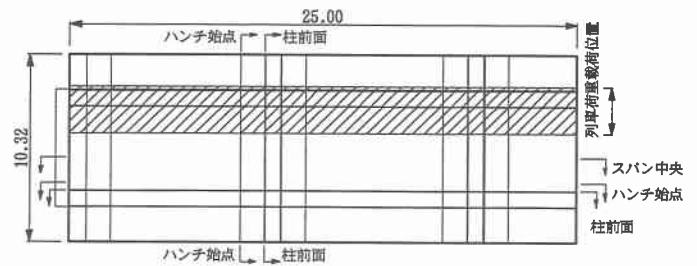


図 3-5 応力度の検討位置

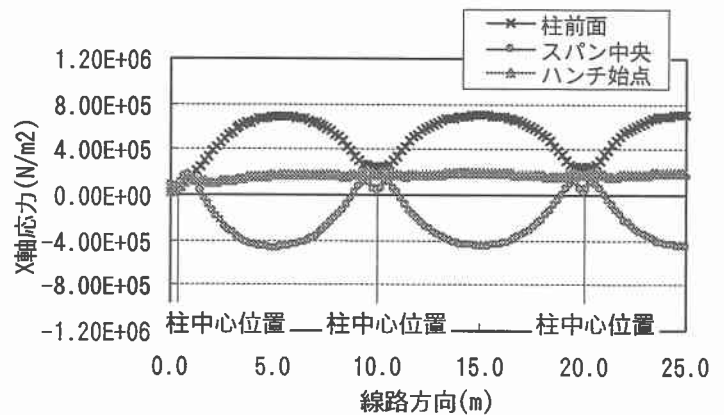


図 3-6 線路方向の応力分布（死荷重載荷状態）

解析結果および既往の算定手法による有効幅の算定結果を表 3-1 に示す。解析結果の有効幅を b_{e1} 、既往の算定手法による有効幅を b_{e2} とし、 b_{e1}/b_{e2} の関係を図 3-11 に示す。線路直角方向の柱位置を横軸に示した。死荷重載荷状態、列車荷重単線載荷状態ともに b_{e1} が b_{e2} を上回る結果を示した。

4. 結論

実験的検討および解析的検討により、以下の結論が得られた。

- (1) 引張突縁内の軸方向鉄筋は、部材の曲げ剛性に寄与している。部材の曲げ剛性は、既往の剛性評価法を適用することにより、概ね評価できる。
- (2) 引張突縁内の軸方向鉄筋は部材の曲げ耐力に有効に抵抗している。
- (3) Z 軸方向の柱前面における引張応力の有効幅は、既往の圧縮突縁の有効幅の算定結果と同様かそれ以上の幅である。

参考文献

- 1) 渡辺忠朋, 佐藤勉, 斎藤啓一：引張突縁を有する RC はりの曲げ耐力および破壊性状について, コンクリート工学年次論文報告集 12-2, 1990
- 2) 土木学会:コンクリート標準示方書(設計編), 平成 8 年
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 平成 11 年 10 月
- 4) 藤田郁美, 渡辺忠朋, 佐藤勉, 谷村幸裕：RC 梁の引張突縁が曲げ性能へ及ぼす影響に関する実験的研究,土木学会第 57 回年次学術講演会, V, 2002

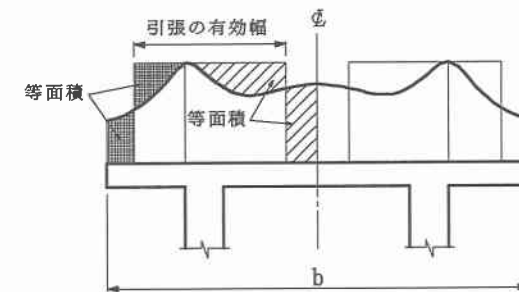


図 3-10 引張の有効幅の想定方法

表 3-1 柱前面の有効幅 (Z 軸応力)

位 置		解析結果 $b_{e1}(m)$	既往の 算定結果 $b_{e2}(m)$	備考
死荷重載荷状態	左側	3.367	2.485	
	右側	3.400	2.485	
列車荷重 単線載荷状態	左側	3.769	2.485	
	右側	3.970	2.485	列車載荷側

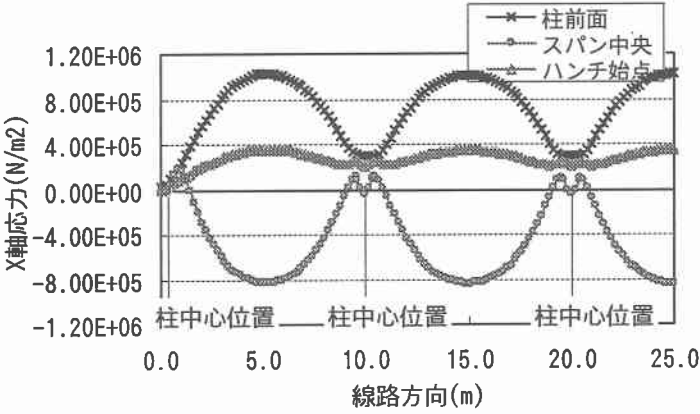


図 3-7 線路方向の応力分布 (列車荷重載荷状態)

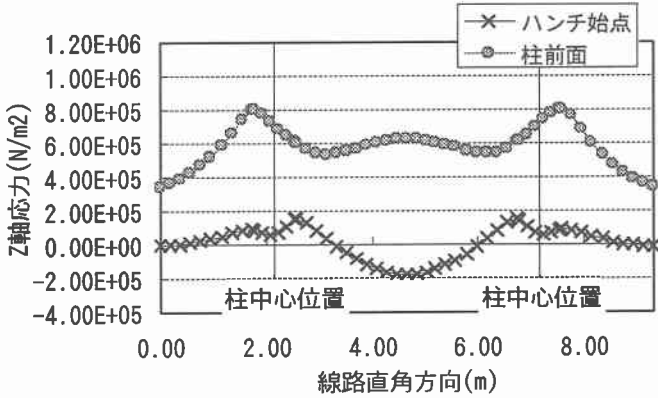


図 3-8 線路直角方向の応力分布 (死荷重載荷状態)

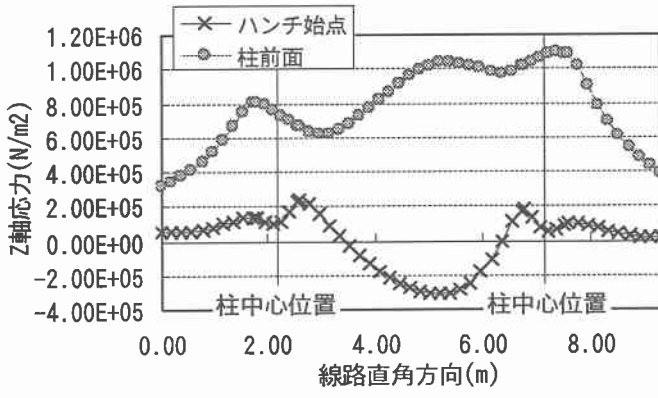


図 3-9 線路直角方向の応力分布 (列車荷重載荷状態)

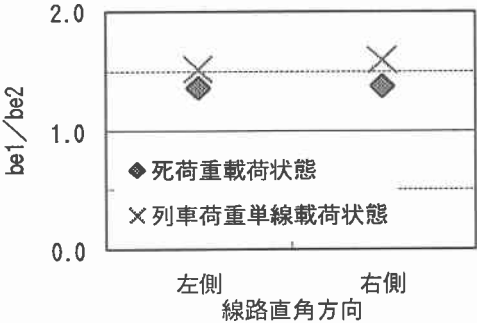


図 3-11 b_{e1}/b_{e2} の関係