

浜松町駅旅客ホーム上家調査における柱部材の載荷実験

その2 実験結果

Loading test of the column member of passenger platform roof at Hamamatsucho station

Part.2 experimental results

齊木はな<sup>1</sup>, 古川雄一朗<sup>1</sup>, 田原拓実<sup>1</sup>, 福井剛<sup>2</sup>

Hana Saiki<sup>1</sup>, Yuichiro Furukawa<sup>1</sup>, \* Takumi Tahara<sup>1</sup>, Tsuyoshi Fukui<sup>2</sup>

Abstract: A loading test was conducted on the column member of the platform at Hamamatsucho Station. The fracture mode was bending failure with failure of the tendon. The cracks concentrated on two cracks. From the relationship between load and crack width, crack separation load was defined macroscopically. The remaining prestress calculated using this crack re-separation loads agreed well with the value by design document.

1. はじめに

本報告では前項(その1)で述べた実験結果を示し、設計当時に対象建物に要求された、耐力および有効プレストレスについて検証する。

2. 実験結果

2.1 破壊経過

図1に荷重と鉛直変位の関係を、図2に最終破壊状況をそれぞれ示す。同図中の点線は後述する(2)式による曲げ終局荷重の計算値を示している。荷重 210.0kNで鉛直変位 1.17mm時にパイ型ゲージが初期曲げひび割れを検知した。ここで除荷し、その後、支点間距離Lに対する変位δの比δ/Lを0.05%ずつ、0.3%以降は0.1%ずつ漸増させた。実験時の最大荷重は最大荷重の計算値を上回り 457.4kNとなった。その後の載荷サイクルで鉛直変位が 50mmを超えたときに鋼材の破断音が聞こえ、これと同時に急激な耐力低下を生じた。最大荷重以前のひび割れはあまり分散せず、先行して生じた2本のひび割れ大きく口を開いた。

2.2 諸限界値

表1に曲げひび割れ発生荷重  $P_{cr}$  および最大荷重  $P_u$  を示す。曲げひび割れ発生荷重は梁底に設置したパイ型ゲージの変位急増時とし、計算値は(1)式により算出した。最大荷重の計算値は PC 技術基準式による曲げ終局耐力の(2)式により算出した。

$$P_{cr} = \frac{4}{L} \cdot (\sigma_g + \sigma_{tb}) \cdot Z_t \quad \text{----- (1)}$$

$\sigma_g$ : 有効プレストレス = 4.26N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_{tb}$ : コンクリートの曲げ引張強度 = 0.56√ $F_c$  = 3.31N/mm<sup>2</sup>

$Z_t$ : 引張縁に関する断面係数 = 14.6 × 10<sup>6</sup>mm<sup>3</sup>

$$P_{mu} = \frac{4}{L} \cdot \left\{ T_{py} \left( d_2 - \frac{x_n}{2} \right) \right\} + \left\{ T_p \left( d_1 - \frac{x_n}{2} \right) \right\} \quad \text{----- (2)}$$

$T_{py}$ : 引張側鋼材の降伏強度 = 715kN

$T_p$ : 圧縮側鋼材の有効引張力 = 392kN

$d_1$ : 圧縮縁から圧縮鉄筋までの距離 = 75mm

$d_2$ : 圧縮縁から引張鉄筋までの距離 = 380mm

L: 支点間距離 = 2925mm

$x_n$ : 中立軸  $\left( = \frac{T_{py} + T_p}{b \cdot F_c} \right)$

b: 柱幅 = 450mm

$F_c$ : コンクリート強度 = 35N/mm<sup>2</sup>

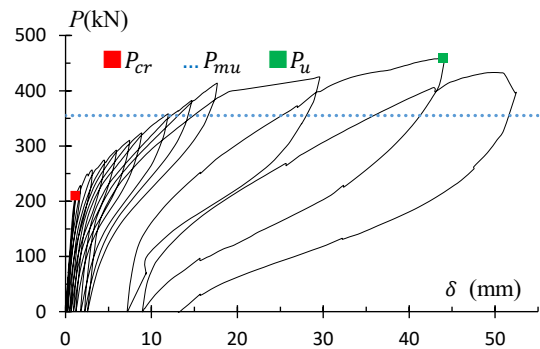


図1 荷重-鉛直変位関係

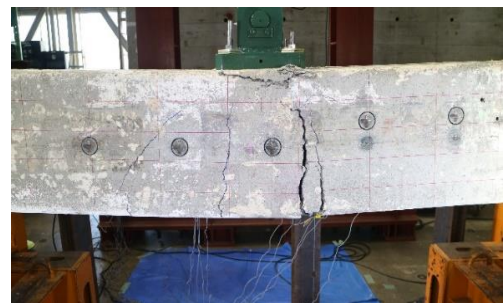


図2 最終破壊状況

1: 日大理工・学部・海建 2: 日大理工・教員・海建

表1 諸限界値の実験値および計算値

曲げひび割れ荷重: $P_{cr}$ (kN)			最大荷重: $P_u$ (kN)		
実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計
210.0	151.1	1.39	457.4	355.0	1.29

2.3 残存プレストレス

ここでは前報その1に述べた、既発生ひび割れの除荷後載荷による再離間時荷重によって残存プレストレスを算出した。残存プレストレスはひび割れの発生位置と再離間荷重を用いて理論上は(3)式で表すことができる。

$$\sigma_g = \frac{P_{de}}{2 \cdot Z_t} \left( \frac{L}{2} - x \right) \quad \text{-----}(3)$$

ここに、

$\sigma_g$ : 残存プレストレス

$P_{de}$ : 再離間荷重

$L$ : 支点間距離 = 2925mm

$Z_t$ : 引張側の断面係数 =  $14.6 \times 10^6 \text{mm}^3$

$x$ : センターからひび割れの距離

上述の方法により残存プレストレスを算出したが、これによる計算値は設計で設定されていた有効プレストレスをかなり過小評価した。パイ型ゲージがひび割れの再離間を検知した時のひび割れ状況を見ると、必ずしもひび割れが全梁幅に発生していない状況も観察された。そこで、再離間荷重を巨視的に、荷重-ひび割れ幅関係を用いて定義することとした。

図3に荷重-梁縁変位関係(パイゲージNo1)を示す。同図は初期曲げひび割れ発生後に除荷し、再載荷したときのステップを抜き出したものである。梁縁変位は荷重とともに増加しているが、横軸の1目盛りに当たる0.01mmの変位はひずみに換算(検長100mm)すると $100\mu$ であることから、第1勾配の直線はコンクリートの引張ひずみに依存するものであると言える。第2勾配の直線は荷重と変位が比例関係にあることから、荷重と完全に離間したひび割れの幅の挙動を表していると考え、両直線の交点をひび割れ再離間点と定義した。

上記の方法により残存プレストレスを再評価した結果を表2に示す。前述した通り設計図書をもとに計算した残存プレストレスは $4.26\text{N/mm}^2$ 対して、パイ型ゲージ1の離間荷重は98.11kNで残存プレストレスは $4.38\text{N/mm}^2$ であった。隣接するひび割れを検知したパイ型ゲージ5の離間荷重は90.50kNで残存プレストレスは $4.17\text{N/mm}^2$ であった。実験値/計算値はそれぞれ

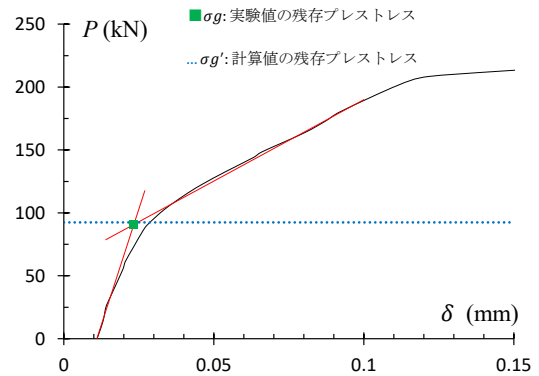


図3 荷重-梁縁(ひび割れ幅)変位関係

表2 残存プレストレスの実験値と計算値の比較

計測番号	$\sigma_{g1}$ ( $\text{N/mm}^2$ ) 実験値	$\sigma_g$ ( $\text{N/mm}^2$ ) 計算値	$\sigma_{g1}/\sigma_g$
パイ型ゲージ1	4.38	4.26	1.03
パイ型ゲージ5	4.17		0.98

1.03, 0.98 となった。これより設計当時に想定していたプレストレス有効率 $\eta=0.85$ は妥当であったことが分かった。

3. まとめ

1) 柱部材の曲げ終局耐力は、設計図書を基に現行基準により算出した柱部材の曲げ耐力は推定した計算値よりも大きかった。また、耐力低下はPC鋼材の破断によって生じた可能性が高い。

2) 載荷荷重と梁縁変位の関係から推定した、既発生曲げひび割れが再離間するときの載荷荷重を用いて推定した残存プレストレスは、設計図書に示されているそれとほぼ等しく、プレストレス有効率0.85は妥当であった。

参考文献

[1]社団法人 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, pp32-204, 1961年  
 [2]日本国有鉄道 東京工事事務所：「東工」90年のあゆみ, 第6巻, 第4号, pp147-163, 1987年  
 [3]東京第一工事局：「東工」90年のあゆみ, 第37号 特集号, 394-397, 1987年  
 [4]鉄道建築協会：PC 建築設計施工例-国鉄における10年の歩み, pp29-35, 220-225, 1964年  
 [5]建築技術：建築後術. (49), pp20-31, 1955年  
 [6]井原道継：「P.S.コンクリートの浜松町駅乗降場上家」, pp10-15