論文 ト形アンボンド PCaPC 架構の梁部材における骨格曲線の評価手法

晉 沂雄*1·北山 和宏*2

要旨:本研究では、ト形アンボンド PCaPC 架構における梁部材の荷重 - 変形関係を骨格曲線の形で評価する手法を提案した。本骨格曲線上の特徴点(折れ点)を、梁圧着面での離間(ひび割れ)発生点、PC 鋼材の弾性限界点及び梁曲げ終局点と設定し、各特徴点における耐力及び変形を既往研究及び梁部材の剛体回転を仮定したマクロモデルに基づき評価した。その結果、本研究で設定した骨格曲線により既往の実験結果から得られた荷重 - 変形関係が精度良く再現でき、各特徴点における耐力及び変形がほぼ評価可能であった。また、PC 鋼材のひずみの推定結果も実験結果と良好に対応することが確認された。

キーワード: ト形 PCaPC 架構, アンボンド PC 鋼材, マクロモデル, 骨格曲線, PC 鋼材のひずみ

1. はじめに

付着の無いアンボンド PC 鋼材をプレキャスト柱及び 梁部材に貫通して配筋し、この PC 鋼材に緊張力を導入 して両者を圧着接合するプレキャスト・プレストレスト・ コンクリート (以下、アンボンド PCaPC) 構造は、現場 での施工作業の省力化を始め、緊張力による高復元性、 圧着接合面付近に部材損傷を集中させる損傷制御効果、 損傷・劣化した部材を比較的簡易に交換できる等の様々 な利点を有している。このように耐震構造として高い優 位性を有する本構造形式を普及・活用するためには、ア ンボンド PCaPC 部材 (主に梁部材)の保有耐力及び変形 能力を精度よく把握する必要がある。

そこで、十字形及びト形のアンボンド PCaPC 架構を対 象とした実験及び解析的研究が行われ、アンボンド梁部 材の耐力及び変形の評価手法が幾つか提案された 1)~4)。 一方, 特にト形架構におけるアンボンド PCaPC 梁部材に ついては、梁圧着面からある一定区間までをコンクリー トの圧壊範囲と仮定した方法 1)或いは断面解析を用いた 方法 2)、3)が殆どで、このような圧壊範囲はコンクリート や PC 鋼材の材料特性によって変動する可能性があり、 断面解析を用いた方法は複雑な数値計算を必要とする。 よって本研究では、より簡易な計算法を用いてト形架構 におけるアンボンド PCaPC 梁部材の耐力及び変形を骨 格曲線の形で評価する方法を提案する。なお、本研究で 提案する骨格曲線上の特徴点(折れ点)とは、筆者らの 既往実験結果 5/~7)に基づき剛性の急変点と判断される, 梁圧着面での離間(ひび割れ)発生点, PC 鋼材の弾性限 界点及び梁曲げ終局点である。次章より, 各特徴点での 耐力及び変形の評価法について詳細に説明する。

2. 梁圧着面での離間発生点の評価

梁圧着面での離間発生時におけるアンボンド PCaPC

梁部材の梁せん断力 ($P_{b(e)}$) 及び梁部材角 ($R_{b(e)}$) は、初期緊張力の影響を考慮した式(1)と式(2)で算定する 80 。

$$P_{b(e)} = \frac{(\sigma_{tb} + \sigma_{c0})Z}{l} \tag{1}$$

$$R_{b(e)} = \frac{P_{(e)}l^2}{3E.I.} \tag{2}$$

ここで、 σ_{tb} 及び σ_{B} : コンクリートの曲げ引張強度 (=0.24 $\sqrt{\sigma_{tb}}$) 及び圧縮強度、 σ_{c0} : 初期緊張力による梁断面でのコンクリートの圧縮応力度、l: 梁圧着面から反曲点までの距離、Z 及び I_{b} : 梁の断面係数及び断面二次モーメント、 E_{c} : コンクリートのヤング係数、である。

3. PC 鋼材の弾性限界点及び梁曲げ終局点の評価

PC 鋼材の弾性限界点と梁曲げ終局点における耐力と変形は、以下に提案するマクロモデルを用いて評価する。

3.1 マクロモデルの概要

本研究で提案するマクロモデルを図-1 に示す。ここでは、梁断面上下に PC 鋼材を有するト形架構のアンボンド PCaPC 梁部材を対象とし、既往の研究及び実験結果に基づき、本マクロモデルでは以下を仮定する ⁴⁾⁻⁷⁾。なお、以下に示す仮定は十字形架構のアンボンド PCaPC 梁部材を対象とした、文献 4)のものと殆ど同様である。

ト形アンボンド PCaPC 架構に水平荷重が作用すると柱と梁圧着面に離間が生じ、アンボンド梁部材は剛体的に回転して変形する。この際、コンクリートの縮みによる梁材軸方向への軸変形(例えば $\Delta_{c,ex}$ 及び $\Delta_{c,tp}$)は、梁圧着面に集中する。また、梁圧着面の圧縮側及び引張側 PC 鋼材位置に発生するコンクリート縮み量($\Delta_{c,tp}$)及び離間距離($\delta_{t,tp}$)は、それぞれの PC 鋼材の引張力($T_{t,t}$)は圧縮側 PC 鋼材のそれ($T_{t,c}$)より大きく、PC 鋼材の引張合力($T_{t,t}$)はコンクリートの圧縮力(C_{c})と等しい。

^{*1} 明治大学 理工学部建築学科専任講師 博士(工)(正会員)

^{*2} 首都大学東京 都市環境学部建築学科教授 工博 (フェロー会員)

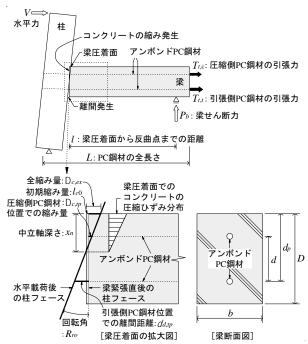


図-1 ト形アンボンド PCaPC 部分架構の変形状況

3.2 コンクリート及び PC 鋼材の材料特性のモデル化

アンボンド PCaPC 梁部材では一般的に高強度コンクリートが使用される。このような高強度コンクリートの場合,図-2 のように圧縮強度 (σ) に至るまで圧縮応力度 (σ) がほぼ線形的に増加し, σ 8以降には σ 6 が急激に低下する特徴を有する σ 9。そこで本研究では,高強度コンクリートの材料特性に基づき,かつ後述する評価式を容易に導くため,コンクリートの応力度一ひずみ関係を近似的に線形の形で仮定する(図 σ 3(a))。

一方、PC 鋼材の引張応力度 (σ_l) 一引張ひずみ (ε_l) 関係は、図-3(b)のように弾性限界以降の非線形区間が比較的適切に表現できるトリリニア形とする (σ_l) 、よって、PC 鋼材の引張応力度 (σ_l) 、接線剛性 (E_l) 、引張力 (T_l) は、それぞれ式(3)~(5)のように定義される。

$$\sigma_{t} = \begin{cases} E_{t1}\varepsilon_{t} & \varepsilon_{t} < \varepsilon_{te} \\ E_{t2}(\varepsilon_{t} - \varepsilon_{te}) + \sigma_{te} & \varepsilon_{te} \leq \varepsilon_{t} < \varepsilon_{ty} \\ \sigma_{ty} & \varepsilon_{t} \geq \varepsilon_{ty} \end{cases}$$
(3)

$$E_{t} = \begin{cases} E_{t1} & \varepsilon_{t} < \varepsilon_{te} \\ E_{t2} & \varepsilon_{te} \le \varepsilon_{t} < \varepsilon_{ty} \\ E_{t3} = 0 & \varepsilon_{t} \ge \varepsilon_{ty} \end{cases}$$

$$(4)$$

$$T_{t} = \begin{cases} A_{t}\sigma_{t} = A_{t}E_{t1}\varepsilon_{t} & \varepsilon_{t} < \varepsilon_{te} \\ A_{t}\sigma_{t} = A_{t}(E_{t2}(\varepsilon_{t} - \varepsilon_{te}) + \sigma_{te}) & \varepsilon_{te} \leq \varepsilon_{t} < \varepsilon_{ty} \\ T_{ty} & \varepsilon_{t} \geq \varepsilon_{ty} \end{cases}$$
(5)

ここで、 ε_{le} 及び σ_{re} : PC 鋼材弾性限界時のひずみ及び応力度(0.01%オフセット法)、 ε_{ly} 及び σ_{ry} : PC 鋼材降伏時のひずみ及び応力度(0.2%オフセット法)、 ε_{l1} : PC 鋼材のヤング係数、 ε_{l2} : PC 鋼材の 2 次接線剛性 ($\varepsilon_{le} \le \varepsilon_{l} < \varepsilon_{ry}$)、 ε_{l3} : PC 鋼材の 3 次接線剛性($\varepsilon_{ly} \le \varepsilon_{l}$)、である。

なお、アンボンド PCaPC 梁断面の四隅に配筋される主

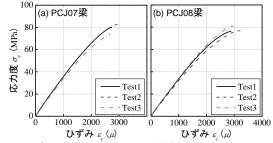
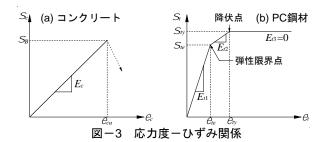


図-2 高強度コンクリートの材料試験結果 $(\alpha - \varepsilon)$



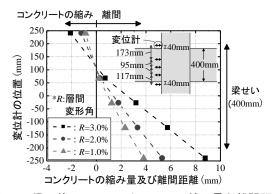


図-4 梁圧着面でのコンクリートの縮み量と離間距離

筋は主に肋筋を保持するための組立筋として存在するため,通常 RC 梁に比べその主筋量が少ない。更に、梁圧着面を除き梁部材には曲げひび割れの発生が非常に少なく、梁危険断面近傍では組立筋が切断されていることを勘案し、組立筋の影響は考慮しないで良いとした4。

3.3 梁圧着面における回転角

図-1 のように梁圧着面での平面保持を仮定し、梁圧着面における回転角 (R_m) を式(6)より算定する。図-4 に、5 つの変位計を用い筆者らの既往実験 $^{5)}$ から得られた、梁圧着面でのコンクリートの縮み量(負値)及び離間距離(正値)の関係を示す。同図は、層間変形角 (R) の 1%, 2%及び 3%の結果であり、梁圧着面において概ね平面保持の仮定が成り立つことが確認できる。

$$R_{ro} = \Delta_{c.ex} / x_n \tag{6}$$

ここで、 $\Delta_{c,ex}$:梁圧着面における圧縮縁コンクリートの全縮み量、 x_n :梁圧着面における中立軸深さ、である。

3.4 梁材軸に沿った任意断面に生じる圧縮縁ひずみ

本節より、アンボンド PCaPC 梁部材の任意断面に生じる圧縮縁ひずみ(ε_{nx1} 及び ε_{nx2})及び中立軸深さ(x_{nx})等を誘導し、式(6)の $\Delta_{c,ex}$ を求める。そして、引張側及び圧縮側 PC 鋼材位置に生じる離間距離($\delta_{d,p}$)及びコンクリ

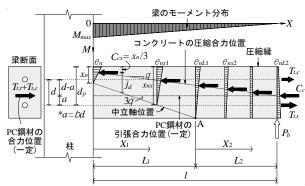


図-5 梁材軸の任意断面での圧縮合力と中立軸位置

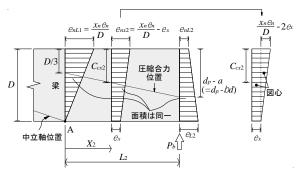


図-6 L2区間における任意断面での圧縮ひずみ分布

ート縮み量 $(\Delta_{c,tp})$, また引張側及び圧縮側 PC 鋼材のひずみ $(s_{t,t}$ 及び $s_{t,c})$ の関係式等より, x_n の計算法を示す。

(1) 中立軸が梁断面内に存在する区間

図-5 のように、梁部材の任意断面における中立軸深さ (x_{nx}) は梁材軸に沿って変動し、後述する通り、同図の A 点では x_{nx} が梁せい (D) と丁度等しくなる。本節では、先ず x_{nx} が梁面内に存在する区間(梁圧着面 $\sim A$ 点)の任意断面に生じる圧縮縁ひずみ (x_{nx}) について述べる。

アンボンド梁部材における PC 鋼材の引張合力は、材軸に沿って常に同じ位置に作用する。よって、引張側 PC 鋼材位置から PC 鋼材の引張合力 ($T_{t,t}+T_{t,c}$) までの距離をaとすると、aは式(7) により得られる($\mathbf{図-5}$ 参照)。

$$a = \frac{T_{t,c}}{T_{t,t} + T_{t,c}} d = \beta d \tag{7}$$

ここで、d: 引張側と圧縮側の PC 鋼材間距離、 β : PC 鋼材の引張合力に対する圧縮側 PC 鋼材の引張力の比(= $T_{t,c}$ / $(T_{t,r}+T_{t,c})$)、である。

また、図-5のようにト形アンボンド PCaPC 架構に水平力が作用すると、梁断面に作用する曲げモーメント (M) は梁圧着面から梁材軸に沿って線形に減少するため、コンクリート圧縮合力 (C_c) と PC 鋼材引張合力 ($T_{t,r}+T_{t,c}$) 間の応力中心間距離 (j_d) も線形的に減少し、反曲点では C_c と ($T_{t,r}+T_{t,c}$) の作用位置が等しくなる。従って、梁材軸に沿った任意断面での圧縮縁から圧縮合力 (C_c) までの距離 (C_c) は、式(S)で表わせる。また、前述した通りコンクリートの圧縮応力度分布を三角形と仮定すれば、 $T_{t,r}$ には $T_{t,r}$ になり、式($T_{t,r}$) を得る。更に、中立軸深さ

が梁せいと丁度等しくなる A 点までの距離 (L_1) は、式 (9)の x_{nx} に D を代入して式(10)から算定される。

$$C_{cx} = \frac{3(d_p - \beta d) - x_n}{3l} X_1 + \frac{x_n}{3}$$
 (8)

$$x_{nx} = \frac{3(d_p - \beta d) - x_n}{I} X_1 + x_n \tag{9}$$

$$L_{1} = (D - x_{n}) / \left(\frac{3(d_{p} - \beta d) - x_{n}}{l} \right)$$
 (10)

ここで、 x_n : 梁圧着面での中立軸深さ、 d_p : 圧縮縁から引張側 PC 鋼材位置までの距離、l: 梁圧着面から反曲点までの距離、である。

アンボンド梁部材では、コンクリート圧縮合力(C_c)の大きさが部材全長に渡り一定であるため、梁圧着面に作用する圧縮力は L_1 区間の任意断面に生じる圧縮力と同じになり(式(11))、これらの関係により L_1 区間の任意断面での圧縮縁ひずみ (\mathcal{E}_{tot} 1) が式(12)のように導かれる。

$$\frac{1}{2}x_n\varepsilon_nE_cb = \frac{1}{2}\left(\frac{3(d_p - \beta d) - x_n}{l}X_1 + x_n\right)\varepsilon_{nxl}E_cb$$
 (11)

$$\varepsilon_{nx1} = x_n \varepsilon_n / \left(\frac{3(d_p - \beta d) - x_n}{l} X_1 + x_n \right)$$
 (12)

ここで、 ϵ_n : 梁圧着面での圧縮縁ひずみ、 E_c : コンクリートのヤング係数、b: 梁幅、である。

(2) 中立軸が梁断面外に存在する区間

図-5 と図-6 のように、 L_2 区間ではコンクリートの圧縮ひずみと圧縮応力度の分布が三角形から台形に変動し、中立軸位置が梁断面の外側に存在する。ここで、前述の式(10)の L_1 を式(12)の X_1 に代入すると、A 点における圧縮縁ひずみ (s_{nL1}) は式(13)となる。 L_2 区間の任意断面においてもコンクリート圧縮合力 (C_c) の大きさは一定であるため、各断面における圧縮ひずみ分布の面積は変わらずその形のみが変化することとなり、圧縮縁及び引張縁でのひずみの変化量 (以下、縁ひずみの変化量 s) は等しくなる (図-6)。この際、A 点及び反曲点位置での圧縮縁から圧縮合力までの距離は、それぞれ D/3 及び $(d_p-\beta d)$ であり、 L_2 区間の任意断面での圧縮縁から圧縮合力までの距離 (C_{C2}) は、式(14) により得られる。

$$\mathcal{E}_{n,l1} = x_n \mathcal{E}_n / D \tag{13}$$

$$C_{cx2} = \frac{(d_p - \beta d) - D/3}{L_2} X_2 + \frac{D}{3}$$
 (14)

次に、図-6に示す通り、台形の図心位置を式(15)のように四角形と三角形の図心位置に分けて考えることによって、縁ひずみの変化量 ϵ_x 及び L_2 区間の任意断面での圧縮縁ひずみ (ϵ_{nx2}) は、それぞれ式(16)及び式(17)となる。

$$\varepsilon_{x}D\frac{D}{2} + \frac{1}{2} \left(\frac{x_{n}\varepsilon_{n}}{D} - 2\varepsilon_{x} \right) D\frac{D}{3} = \frac{1}{2} \frac{x_{n}\varepsilon_{n}}{D} DC_{cx2}$$
 (15)

$$\varepsilon_x = \frac{3x_n \varepsilon_n (d_p - \beta d - D/3)}{D^2 L_2} X_2$$
 (16)

$$\varepsilon_{nx2} = \frac{x_n \varepsilon_n}{D} - \frac{3x_n \varepsilon_n (d_p - \beta d - D/3)}{D^2 L_2} X_2$$
 (17)

3.5 梁圧着面における圧縮縁コンクリートの全縮み量

 L_1 及び L_2 区間における梁材軸方向の圧縮縁ひずみ(式(12)の ϵ_{nx1} と式(17)の ϵ_{nx2})を梁全長($l=L_1+L_2$)に渡って積分すると、式(18)により梁圧着面における圧縮縁コンクリートの全縮み量($\Delta_{c,ex}$)が求められる。

$$\Delta_{c,ex} = \int_{0}^{L_{1}} (\varepsilon_{nx1}) dX_{1} + \int_{0}^{L_{2}} (\varepsilon_{nx2}) dX_{2}$$

$$= \frac{x_{n} \varepsilon_{n} l}{3(d_{p} - \beta d) - x_{n}} \ln \left| \frac{D}{x_{n}} \right| +$$

$$\left(\frac{x_{n} \varepsilon_{n}}{D} - \frac{3x_{n} \varepsilon_{n} (d_{p} - \beta d - D/3)}{2D^{2}} \right) \left(l - \frac{(D - x_{n}) l}{3(d_{p} - \beta d) - x_{n}} \right)$$
(18)

3.6 PC 鋼材位置でのコンクリート縮み量及び離間距離

梁圧着面における平面保持の仮定に基づき, 圧縮側 PC 鋼材位置でのコンクリート縮み量 $(\Delta_{c,p})$ と引張側 PC 鋼材位置での離間距離 $(\delta_{d,p})$ を梁圧着面での中立軸深さ (x_n) で表わすと, それぞれ式(19)と式(20)となる (図ー1 参照)。

$$\Delta_{c,tp} = \frac{x_n - (D - d_p)}{x_n} \Delta_{c,ex} - l_0$$
 (19)

$$\delta_{d,p} = \frac{d_p - x_n}{x_n} \Delta_{c,ex} + l_0 \tag{20}$$

$$l_0 = \varepsilon_{a0}l \tag{21}$$

ここで, b: 初期緊張力によるコンクリートの縮み量, ε ₀: 初期緊張力によるコンクリートの圧縮ひずみ, である。

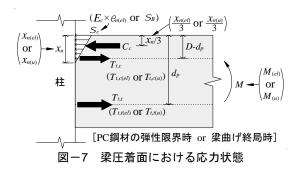
3.7 圧縮側 PC 鋼材及び引張側 PC 鋼材のひずみ

次に、変形の適合条件により、圧縮側 PC 鋼材位置での材軸方向へのコンクリート縮み量($\Delta_{c,p}$)は圧縮側 PC 鋼材の全縮み量($(\epsilon_{0}$ - $\epsilon_{c,c}$)L)と等しいので、式(22) で表すことができる。また、引張側 PC 鋼材位置における離間距離 ($\delta_{d,p}$) は引張側 PC 鋼材の全伸び量($(\epsilon_{c,r}$ - ϵ_{0})L)と等しいので式(23)が成り立ち、圧縮側及び引張側 PC 鋼材のひずみ ($\epsilon_{c,c}$ 及び $\epsilon_{c,t}$)は、それぞれ式(24)及び式(25)となる。

$$(\varepsilon_{t0} - \varepsilon_{t,c})L = \Delta_{c,tp} = \frac{x_n - (D - d_p)}{x_n} \Delta_{c,ex} - l_0$$
(22)

$$(\varepsilon_{t,t} - \varepsilon_{t0})L = \delta_{d,p} = \frac{d_p - x_n}{x_n} \Delta_{c,ex} + l_0$$
 (23)

$$\varepsilon_{t,c} = -\frac{x_n - (D - d_p)}{x L} \Delta_{c,ex} + \varepsilon_0 l / L + \varepsilon_{t0}$$
(24)



$$\varepsilon_{t,t} = \frac{d_p - x_n}{x \cdot L} \Delta_{c,ex} + \varepsilon_{c0} l / L + \varepsilon_{t0}$$
(25)

ここで、L: ト形部分架構に通し配筋される PC 鋼材の全長、 ε_0 : 初期緊張力による PC 鋼材のひずみ、である。

3.8 PC 鋼材の引張力及び梁圧着面での中立軸深さ

(1) PC 鋼材の弾性限界時

先ず、引張側 PC 鋼材の弾性限界時における梁圧着面での中立軸深さ $(x_{n(el)})$ 及び圧縮側 PC 鋼材の引張力 $(T_{t,c(el)})$ を、以下に示す繰返し計算を用いて算出する。なお、引張側 PC 鋼材の弾性限界時の引張力 $(T_{t,t(el)})$ は材料試験結果から得ることができ、既知数である。

本論文では、**図-7** に示す応力状態において、便宜上 圧縮側 PC 鋼材の引張力($T_{t,c(el)}$)を初期緊張力(T_{t0})と 仮定し、梁圧着面での $x_{n(el)}$ を D/3 と仮定する。その後、 既知数 $T_{t,t(el)}$,仮定値 $T_{t,c(el)}$ 及び $x_{n(el)}$ を用い、式(26)より引 張側 PC 鋼材の弾性限界時の $\beta_{(el)}$ を求める。また、力の釣 合い条件(式(27))に基づき($x_{n(el)} \times \varepsilon_{n(el)}$)の値を式(28)よ り計算し、式(18)より $\Delta_{c,ex}$ を算出する。この際、式(18)の β , x_n 及び ε_n には $\beta_{(el)}$, $x_{n(el)}$ 及び ε_n (ε_n)の値を用いる。ここ で、 ε_n (ε_n)は引張側 PC 鋼材の弾性限界時の ε_n を意味する。

$$\beta_{(el)} = T_{t,c(el)} / (T_{t,t(el)} + T_{t,c(el)})$$
(26)

$$\frac{x_{n(el)}\mathcal{E}_{n(el)}E_{cb}}{2} = T_{t,t(el)} + T_{t,c(el)}$$
(27)

$$x_{n(el)}\varepsilon_{n(el)} = \frac{2(T_{t,t(el)} + T_{t,c(el)})}{E_c b}$$
(28)

以上により得られた $\Delta_{c,ex}$ の値を用いて式(24)より $\epsilon_{l,c}$ を求め、式(3)より新たな $T_{l,c}$ (= $T_{l,c(el)}$) を、また式(23)を変換した式(29)より新たな $X_{n(el)}$ を再計算する。

$$x_{n(el)} = \frac{d_p \Delta_{c,ex}}{(\varepsilon_{t,t} - \varepsilon_{t0})L + \Delta_{c,ex} - l_0}$$
 (29)

このように再計算された $T_{t.c(el)}$ 及び $x_{n(el)}$ を初期の仮定値と比較する。この際に両者が異なる場合は、式(26)、式(28)及び式(18)より $\beta_{(el)}$ 、 $(x_{n(el)})$ × $\epsilon_{n(el)}$)及び $\Delta_{c,ex}$ を再計算し、その後、式(24)、式(3)及び式(29)から再計算される $T_{t.c(el)}$ 及び $x_{n(el)}$ が前ステップのそれらと等しくなるまで繰返し計算を行う。なお、本収束計算は Excel 等のプログラムにより比較的簡単に求められる。

(2) 梁曲げ終局時

本研究では、梁圧着面での圧縮縁コンクリートひずみ (ϵ_n) がコンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} (=0.003) に達する時を梁曲げ終局状態と定義し、この時梁圧着面での中立軸深さ $(x_{n(u)})$,圧縮側及び引張側 PC 鋼材の引張力 $(T_{t,c(u)})$ 及び $T_{t,t(u)}$ を、以下に示す繰返し計算を用いて算出する。

先ず、 $T_{t,c(u)}$ 及び $T_{t,t(u)}$ の初期値を仮定する。本論文では、 図**-7**に示す応力状態において、便宜上 $T_{t,c(u)}$ を初期緊張力 (T_{t0}) , $T_{t,t(u)}$ を引張降伏力 (T_{ty}) と仮定する。次に、式 (30)及び式(31)より、梁曲げ終局時の $\beta_{(u)}$ 及び梁圧着面での中立軸深さ $(x_{n(u)})$ を計算する。

$$\beta_{(u)} = T_{t,c(u)} / (T_{t,t(u)} + T_{t,c(u)})$$
(30)

$$x_{n(u)} = \frac{2(T_{t,t(u)} + T_{t,c(u)})}{b\sigma_R}$$
(31)

また、計算された $\beta_{(u)}$ 及び $x_{n(u)}$ を用いて式(18)の $\Delta_{c,ex}$ を算出し、式(24)及び式(25)より圧縮側及び引張側 PC 鋼材のひずみ $(\varepsilon_{t,c}$ 及び $\varepsilon_{t,t}$)を計算する。この際、式(18)、式(24)及び式(25)において、 β 及び x_n に $\beta_{(u)}$ 及び $x_{n(u)}$ の値を、 ε_n に 0.003 を用いる。次に、式(3)より新たな $T_{t,c}$ 及び $T_{t,t}$ 、即ち $T_{t,c}$ (u)及び $T_{t,t}$ (u)を再計算し、これらの値を初期の仮定値と比較する。ここで両者が異なる場合は、式(30)、式(31)及び式(18)より $\beta_{(u)}$ 、 $x_{n(u)}$ 及び $\Delta_{c,ex}$ を再計算し、その後、式(24)、式(25)及び式(3)から再計算される $T_{t,c}$ (u)及び $T_{t,t}$ (u)が前ステップのそれらと等しくなるまで繰返し計算を行う。

3.9 梁せん断力及び梁部材角

以上により、図-7の応力状態を想定して引張側 PC 鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時の梁せん断力($P_{b(e)}$ 及び $P_{b(u)}$)を,式(32)及び式(33)から計算する。引張側 PC 鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時における梁部材角 ($R_{b(e)}$, $R_{b(u)}$) は,前述した梁圧着面での回転角(式(6)の R_{ro}) から算出する。なお,実験で得られた梁部材角 (R_b) には梁部材のたわみによる変形も含まれるが,本研究では梁部材のたわみが梁圧着面での回転角に比べ非常に少ないとみなし, R_{ro} から R_b を評価することとした。なお,式(32),式(33)及び式(6)における x_n , $T_{t,t}$, $T_{t,c}$ 及び $\Delta_{c,ex}$ には,引張側 PC 鋼材の弾性限界時若しくは梁曲げ終局時に得られたそれぞれの値を代入する。

$$M_{(el)} \text{ or } M_{(u)} = \left(D - d_p - \frac{x_n}{3}\right) T_{t,c} + \left(d_p - \frac{x_n}{3}\right) T_{t,t}$$
 (32)

表-1 試験体の重要諸元

4=	梁断面		コンクリ	PC 鋼材						
試 験	幅	せい	一ト圧縮	弾性限界時 降伏時		断面積	総長さ	初期		
体	b	D	強度 σ _Β	σ_{el}	\mathcal{E}_{el}	σ_{y}	\mathcal{E}_{y}	A_{t}^{*1}	L	緊張力*1)
144	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)	(mm ²)	(mm)	(kN)
PCJ04	250	400	85.7	901	0.46	1,006	0.71	698.2	2,050	546
PCJ11	250	400	77.5	901	0.46	1,009	0.70	1061.8	2,050	835
PCJ12	250	400	81.2	901	0.46	1,009	0.70	1061.8	2,050	835

^{*1)} 全 PC 鋼材 (2 本) の総断面積及び初期緊張力

 $P_{b(el)} = M_{(el)}/l, \quad P_{b(u)} = M_{(u)}/l$ (33)

4. 提案手法による計算結果の検証

本提案手法によって計算した骨格曲線と筆者らの既往実験結果 ^{6,7)}との比較を行い、提案式の妥当性を検証する。図-8 に検証対象となる試験体詳細を、表-1 にその重要諸元をそれぞれ示す。本論文で対象とする試験体は全てト形アンボンド PCaPC 架構であり、梁断面のPC 鋼材が上下等量・対称配置され、かつ全試験体の最大耐力は梁曲げ破壊により決定されたものである。なお、全試験体の梁圧着面には厚さ 20mm の目地モルタルが存在するが、その圧縮強度は柱及び梁コンクリートより高く、梁コンクリートの損傷・圧壊で最大耐力が決まった。

骨格曲線の計算値と実験結果による梁せん断力 (P_b) 一梁部材角 (R_b) 関係を比較して図一9 及び表-2 (引張側 PC 鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時のみ)に示す。 実験時では梁圧着面での離間発生点は正確に記録できなかったが,離間発生による剛性の急変点が概ね再現できていると考える。次に、引張側 PC 鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時の梁せん断力計算値 (正負載荷平均値)は、その実験値の約 0.96~1.05 倍となり、両者はほぼ一致した。計算結果による引張側 PC 鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時の梁部材角の推定精度は、梁せん断力のそれより若干落ちるものの、実験値(正負載荷平均値)の

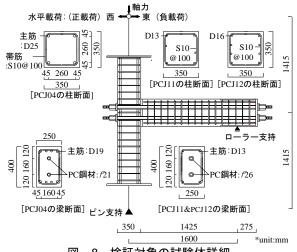


図-8 検証対象の試験体詳細

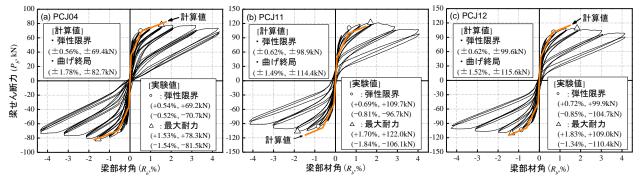


図-9 実験結果及び計算結果の比較(荷重-変形関係)

試験体				実験値 計算値		計算値/ 実験値	計算値/実験値 (正負平均)	
弾性 限界時	PCJ04	P _{b(el)} (kN)	正負	+69.2 -70.7	69.4	1.00 0.98	0.99	
	I CJ04	$R_{b(el)}$ (%)	正負	+0.54 -0.52	0.56	1.04 1.08	1.06	
	PCJ11	P _{b(el)} (kN)	正負	+109.7 -96.7	98.9	0.90 1.02	0.96	
		$R_{b(el)}$ (%)	正負	+0.69 -0.81	0.62	0.90 0.77	0.83	
	PCJ12	$P_{b(el)}$ (kN)	正負	+99.9 -104.7	99.6	1.00 0.95	0.97	
		$R_{b(el)}$ (%)	正負	+0.72 -0.85	0.62	0.86 0.73	0.80	
		n	正	⊥78 3		1.06		

82.7

1.78

1144

1.49

115.6

1.01

1.16

1.16

0.94

1.08

0.88

0.81

1.05

0.83

1.13

(kN) 負

負

Æ

正

負

 $R_{\kappa\omega}$

(%)

 $P_{b(u)}$

(kN) 負

 $R_{b(u)}$

(%) 負

PCJ12 (kN)

 $R_{b(u)}$ \mathbb{E}

 P_{h}

PCI04

PCJ1

梁曲け

終局時

-81.5

+1.53

-1.54

+122.0

-106.1

+1.70

-1.84

+109.0

-110.4

+1.83

-1.34

表-2 実験値と計算値における耐力及び変形の比較

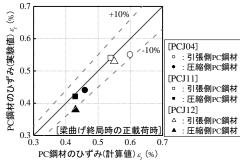


図-10 実験値及び計算値の比較 (PC 鋼材ひずみ)

約 0.80~1.16 倍に留まり両者は良好に対応した。最後に PC 鋼材ひずみの推定結果として,梁曲げ終局(最大耐力) 時に得られた計算値及び実験値(PC 鋼材の梁圧着面位置 に貼付したひずみゲージの出力)を図-10 に比較する。ここでは,正載荷時の引張側及び圧縮側 PC 鋼材のひずみを代表的に示しており,同図より約±10%範囲内で実験 結果が評価でき,本提案手法は PC 鋼材ひずみの推定にも有効であった。 なお,本計算では梁圧着面の目地モルタルを考慮していないが,その厚さは梁長さに比べ十分小さいため,計算結果に殆ど影響しないと考えられる。

以上により、本研究で設定した特徴点を結んだ骨格曲線は、実験結果の最大耐力時までの梁せん断力-梁部材角関係の包絡線を概ね再現していると考えられる。なお、本研究の提案手法は繰返し計算を要するため、より簡易な形の提案式への展開が今後の課題である。

5. まとめ

本研究では、ト形アンボンド PCaPC 架構における梁部材の荷重-変形関係を骨格曲線の形で評価する手法を提案した。本研究で得られた知見を、以下に示す。

- (1) 梁圧着面での離間発生点は初期緊張力を考慮した弾性理論に基づき計算した。一方、PC 鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時の耐力及び変形については、梁部材が剛体回転するマクロモデルを構築し、変形の適合条件及び力の釣合い条件に基づき評価した。
- (2) PC 鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時における耐力 及び変形は,実験値の約 0.96~1.05 倍及び 0.80~1.16 倍程度の範囲となり,両者は良好に対応した。また, PC 鋼材のひずみの推定値も実験値とほぼ一致した。
- (3) 梁圧着面での離間発生点、PC 鋼材弾性限界点及び梁 曲げ終局点を特徴点とする骨格曲線により、実験結 果による荷重-変形関係の包絡線がほぼ再現できた。

謝辞

1.04

1.16

1.01

0.84

1.05

0.98

本研究は JSPS 科学研究費補助金・基盤研究 C (研究代表者:北山和宏) 及び JCI 研究助成金 (研究代表者: 晉沂雄) により行った。ここに記して御礼申し上げる。

参考文献

- 津田和明:アンボンド型プレストレストコンクリート造梁の曲げ挙動算定法に関する研究,日本建築学会構造系論文集,Vol.80, No.710, pp.659-668, 2015.4
- 2) 前田博司, 岸本一蔵, 西山峰広: PC 鋼材の付着すべりを考慮したプレキャスト PC 部材の履歴挙動解析法, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.709-714, 2004
- 3) 松茂良諒,越川武晃,菊池優:アンボンドPCaPC梁 部材を対象とした断面解析モデルの適用性に関す る一検証,構造工学論文集, Vol.59B, pp.73-80, 2013.3
- 4) 宋性勲,晉沂雄,北山和宏:アンボンドPCaPC十字 形架構の梁部材における曲げ終局時の耐力および 変形評価用マクロモデル,日本建築学会構造系論文 集,Vol.81, No.725, pp.1121-1131, 2016.7
- 5) 鈴木大貴, 宋 性勲, 晉 沂雄, 北山和宏: アンボンド PC 鋼材で圧着接合したプレストレストコンクリート十字形部分架構の力学特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.511-516, 2016.7
- 6) 宋性勲, 栗本健多, 晉沂雄, 北山和宏, 金本清臣, 田島祐之: PC 鋼材の長さが異なるアンボンド PCaPC 圧着接合骨組の耐震性能, 日本建築学会大会学術講 演梗概集, 構造 IV, pp.745-746, 2014.9
- 7) 鈴木大貴, 宋性勳, 晉沂雄, 北山和宏他: 柱梁曲げ 強度比を実験変数としたアンボンド PCaPC 圧着接 合骨組の耐震性能に関する研究(その1), 日本建築 学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.711-712, 2015.9
- 8) 日本建築学会: プレストレストコンクリート造建築 物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説, 2015