

途中定着PC鋼材を用いたアンボンドPCaPC部材の構造性能評価に関する研究

(その12 最大耐力点の評価法の提案及び検証)

アンボンドPCaPC構造 途中定着PC鋼材 最大耐力点 正会員 太田 陸*1 同 晋 沂雄*2
マクロモデル コンクリートの軟化領域 PC鋼材の材料特性 同 立花 弘*3 同 北山 和宏*4

1. はじめに

引き続き本報では、ト形骨組に取り付く途中定着アンボンドPCaPC梁の最大耐力点の評価法を提案する。

2. 最大耐力点の評価式の提案

2.1 マクロモデルにおけるコンクリートの軸縮み量

アンボンドPCaPC部材では材軸の任意断面におけるコンクリート圧縮合力 (C_c) の大きさが常に等しい。前報その11 (以下、前報) の図4のように梁材軸方向の任意断面にて、圧縮縁からコンクリートひずみが ϵ_0 (コンクリート圧縮強度時ひずみ) になる位置までの距離を γ とすると、 γ は同図より式(1)となり、梁圧着面と任意断面での C_c が等しいので式(2)が成り立つ。この際、前報の式(1)の ϵ_c を ϵ_{ex} (任意断面での圧縮縁ひずみ) へ置き換えることで σ_{ex} (任意断面での圧縮縁応力度) が式(3)の形となり、式(1)及び式(3)を式(2)に代入し ϵ_{ex} について整理すると式(4)が得られる。また、前報の図4にて $\epsilon_{ex} = \epsilon_0$ となると、即ち圧縮縁応力度 σ_{ex} が丁度 σ_B (コンクリート圧縮強度) になるときの中立軸深さ (x_{nL1}) は、式(4)の ϵ_{ex} に ϵ_0 を代入して式(5)となる。なお、式中の記号の詳細は前報を参考されたい。

$$\gamma = \frac{\epsilon_{ex} - \epsilon_0}{\epsilon_{ex}} x_{nx} \tag{1}$$

$$\frac{1}{2} b(x_n - d_c) \sigma_B + \frac{1}{2} b d_c (\sigma_B + \sigma_e) = \frac{1}{2} b(x_{nx} - \gamma) \sigma_B + \frac{1}{2} b \gamma (\sigma_B + \sigma_{ex}) \tag{2}$$

$$\sigma_{ex} = \frac{5\alpha - 1}{5(\alpha - 1)} \sigma_B - \frac{4\sigma_B}{5(\alpha - 1)\epsilon_0} \epsilon_{ex} \tag{3}$$

$$\frac{4x_{nx}\sigma_B}{\epsilon_0} \epsilon_{ex}^2 + 5(\alpha - 1)(x_n\sigma_B - d_c\sigma_e)\epsilon_{ex} - (10\alpha - 2)x_{nx}\sigma_B\epsilon_{ex} = -(5\alpha - 1)\epsilon_0 x_{nx}\sigma_B \tag{4}$$

$$x_{nL1} = x_n + d_c \frac{\sigma_e}{\sigma_B} \tag{5}$$

次に、PC鋼材の引張合力 ($T_{lt} + T_{lc}$) に対する圧縮側PC鋼材の引張力 (T_{lc}) の比を β とすると、引張側PC鋼材位置からPC鋼材の引張合力位置までの距離 (βd) は式(6)となる。PC鋼材を梁せい中央部へ集約配置した中心並列配置の場合は、以後の式においてPC鋼材間距離 (d) はゼロとする。図1のようにト形アンボンドPCaPC骨組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、梁部材の任意断面における圧縮縁から圧縮合力までの距離 (C_{cx}) も線形に変動する。よって、梁圧着面及び任意断面に作用する曲げモーメントの関係は式(7)となり、 C_{cx} は式(8)から計算できる。また、コンクリート応力度分布が三角形となる範囲 (図1の L_2 区間) では、 x_{nx} は C_{cx} の3倍となるため式(9)を得る。このとき、梁

圧着面での圧縮縁から圧縮合力までの距離 (C_{c0}) は、コンクリートの応力度分布を台形と三角形に分けて図心を求めることで式(10)から算出できる。また、式(9)において $X=L_1$, $x_{nx}=x_{nL1}$ の位置、つまり梁圧着面から圧縮縁コンクリートひずみが ϵ_0 となる位置までの距離 (L_1) は式(11)となる。

$$\beta d = \frac{T_{lc}}{T_{lt} + T_{lc}} d \left(\beta = \frac{T_{lc}}{T_{lt} + T_{lc}} \right) \tag{6}$$

$$(T_{lt} + T_{lc}) [(d_p - \beta d) - C_{c0}] : (T_{lt} + T_{lc}) [(d_p - \beta d) - C_{cx}] = P_b l : P_b (l - X) \tag{7}$$

$$C_{cx} = \frac{(d_p - \beta d) - C_{c0}}{l} X + C_{c0} \tag{8}$$

$$x_{nx} = \frac{3(d_p - \beta d) - 3C_{c0}}{l} X + 3C_{c0} \quad (L_1 \leq X \leq l) \tag{9}$$

$$C_{c0} = \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_B x_n^2}{x_n \sigma_B + d_c \sigma_e} + d_c \right) \tag{10}$$

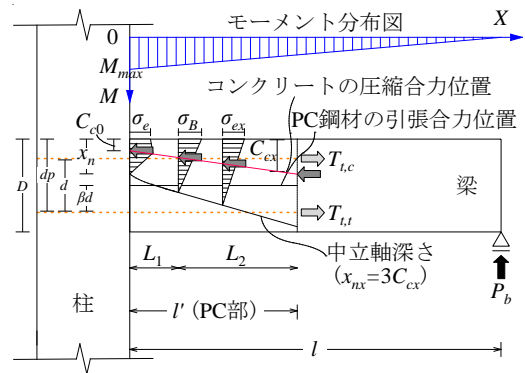


図1 梁材軸の任意断面での圧縮合力位置と中立軸位置

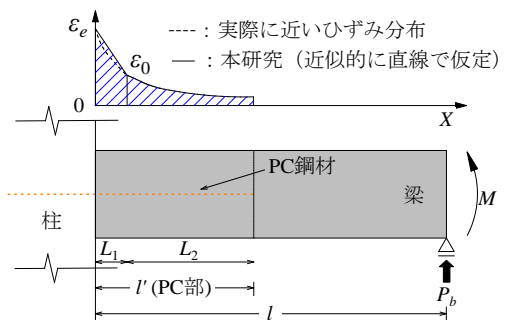


図2 曲げ終局時の圧縮縁コンクリートのひずみ分布 (梁圧着面での $\epsilon_e > \epsilon_0$ の場合)

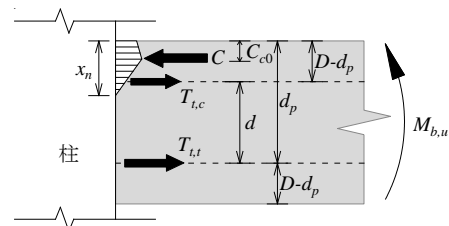


図3 梁圧着面での応力状態

$$L_1 = \frac{x_{nL_1} - 3C_{c0}}{3(d_p - \beta d) - 3C_{c0}} l \quad (11)$$

前述の通り、 C_c の大きさは部材全長に渡り一定であるため、 L_1 と L_2 の境界面に作用する圧縮力は L_2 区間の任意断面に生じる圧縮力と同じになり(式(12)),これらの関係により L_2 区間の任意断面での圧縮縁ひずみ(ε_{ex})が式(13)のように導かれる。次に、式(14)のように L_2 区間における梁材軸方向の ε_{ex} 分布を積分すると、 L_2 区間における圧縮縁コンクリートの縮み量($\Delta_{c,L2}$)が計算できる。また、 L_1 区間における ε_{ex} 分布を積分することで L_1 区間での圧縮縁コンクリートの縮み量($\Delta_{c,L1}$)が算出でき、 $\Delta_{c,L1}$ と $\Delta_{c,L2}$ を合計して梁圧着面における圧縮縁コンクリートの全縮み量($\Delta_{c,ex}$)が求まる。しかし、 L_1 区間の任意断面での ε_{ex} は式(4)の通り2次関数であり(図2の破線)、更に L_1 区間の x_{nx} も非線形的に変化するため、 L_1 区間の ε_{ex} 分布を積分することはかなり煩雑な計算となる。そこで本研究では、 L_1 区間での ε_{ex} 分布を近似的に線形と見なすこととした。よって、 L_1 区間における $\Delta_{c,L1}$ は式(15)から簡便に算出でき、梁圧着面での $\Delta_{c,ex}$ は式(16)となる。

$$\frac{1}{2}(x_{nL_1}\varepsilon_0 E_c b) = \frac{1}{2} \left[\frac{3(d_p - \beta d) - 3C_{c0}}{l} X + 3C_{c0} \right] \varepsilon_{ex} E_c b \quad (12)$$

$$(L_1 \leq X \leq l')$$

$$\varepsilon_{ex} = x_{nL_1} \varepsilon_0 / \left(\frac{3(d_p - \beta d) - 3C_{c0}}{l} X + 3C_{c0} \right) \quad (13)$$

$$\Delta_{c,L2} = \int_{L_1}^{l'} \varepsilon_{ex} dX \quad (14)$$

$$= \frac{\varepsilon_0 l x_{nL_1}}{3(d_p - \beta d) - 3C_{c0}} \ln \left| \frac{3(d_p - \beta d) - 3C_{c0} l'}{x_{nL_1} l} + \frac{3C_{c0}}{x_{nL_1}} \right| \quad (14)$$

$$\Delta_{c,L1} = \frac{1}{2} L_1 (\varepsilon_e + \varepsilon_0) \quad (15)$$

$$\Delta_{c,ex} = \Delta_{c,L1} + \Delta_{c,L2} \quad (16)$$

$$= \frac{1}{2} L_1 (\varepsilon_e + \varepsilon_0) + \frac{\varepsilon_0 l x_{nL_1}}{3(d_p - \beta d) - 3C_{c0}} \ln \left| \frac{3(d_p - \beta d) - 3C_{c0} l'}{x_{nL_1} l} + \frac{3C_{c0}}{x_{nL_1}} \right| \quad (16)$$

2.2 最大耐力及び変形角

前報でも述べた通り、本研究では曲げ終局時の梁圧着面での圧縮縁コンクリートひずみ(ε_e)がコンクリート圧縮強度時ひずみ(ε_0)を超える場合も検討に取り入れる。曲げ終局時の ε_0 の発生位置はかぶりコンクリートの範囲内と想定されるが、その位置を特定するのは困難である。そこで本研究では、 ε_0 の発生位置までの距離(d_c)を梁圧着面での圧縮縁から被り厚内へ5mmごとに変化させて計算を行った。即ち、本研究の対象試験体の場合はかぶり厚が33.5mmなので、梁圧着面での圧縮縁から $d_c=0, 5, 10, 15, 20, 25, 30$ mm, また33.5mmとなるケース全てについて曲げ終局時の梁曲げモーメント($M_{b,u}$)を計算し、その最大値を $M_{b,u}$ として採用することとした。一方、梁圧着面での中立軸深さ及び圧縮縁ひずみ(x_n 及び ε_e)、圧縮側及び引張側PC鋼材の引張力($T_{t,c}$ 及び $T_{t,t}$)が未知数であるため、それぞれの d_c に対する $M_{b,u}$ の算出はStep(1)~(4)の収束計算法に従う。

Step (1) : 圧縮側及び引張側PC鋼材の引張力($T_{t,c}$ 及び $T_{t,t}$)の初期値を仮定し、前報の式(6)により x_n を求める。この

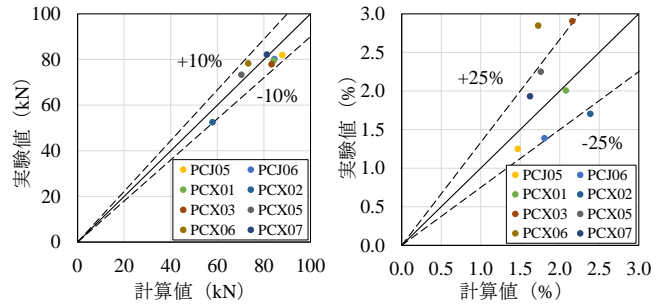


図4 最大耐力時の梁せん断力及び梁変形角の評価結果

際、 $T_{t,c}$ 及び $T_{t,t}$ は便宜上初期緊張力及び降伏力と仮定する。なお、今回の検討では α を4としたが、 α が小さくなるほど耐力と変形が小さめに評価され、コンクリート圧縮強度に応じて適切な α を設定する必要があることに注意されたい。

Step (2) : Step (1)の x_n , また前報の式(3)と(4), 本報の式(5), (6), (10)及び(16)により $\Delta_{c,ex}$ を求める。この際、式(16)中の ε_0 は既往研究^{1)~3)}を参考に0.003とした。

Step (3) : Step (1)の x_n 及びStep (2)で求めた $\Delta_{c,ex}$ を用い、前報の式(11)及び(12)により新たな $\varepsilon_{t,c}$ 及び $\varepsilon_{t,t}$ をそれぞれ算出し、前報の式(2)を用いて $T_{t,c}$ 及び $T_{t,t}$ を再計算する。

Step (4) : Step (3)から再計算された $T_{t,c}$ 及び $T_{t,t}$ が前ステップの $T_{t,c}$ 及び $T_{t,t}$ と等しくなるまで繰り返し計算を行い、最終的に得られた $T_{t,c}$, $T_{t,t}$ 及び x_n を用いて式(17)から $M_{b,u}$ を、式(18)から曲げ終局時の梁せん断力($P_{b,u}$)を求める(図3参照)。最後に曲げ終局時の梁変形角($R_{b,u}$)について、RC部でも梁変形が生じるが、PC部の剛体回転変形に比べると小さい弾性変形の範囲と判断されるため、 $R_{b,u}$ はPC部での剛体回転変形に等しいと見なし、式(19)から計算する。

$$M_{b,u} = (D - d_p - C_{c0})T_{t,c} + (d_p - C_{c0})T_{t,t} \quad (17)$$

$$P_{b,u} = \frac{M_{b,u}}{l} \quad (18)$$

$$R_{b,u} = \Delta_{c,ex} / x_n \quad (19)$$

3. 提案マクロモデルによる計算値の検証

計算値と既往研究による実験値^{1),3),5)}との比較を図4に示す。曲げ終局時の耐力計算値は実験値の0.94~1.1倍となり、両者はほぼ一致した。梁変形角については1~2ケース程度で若干ばらつきが見られたが、他ケースでは全て±25%程度の誤差を示し、良好な範囲で変形角が評価できることが確認できた。

4. まとめ

本研究提案のマクロモデルによる最大耐力時の梁せん断力計算値は実験値の0.94~1.1倍とほぼ一致し、梁変形角計算値は±25%程度の誤差範囲で実験値と良好に対応した。

参考文献

- 1) 晋沂雄, 上野彩葉, 馬場龍太郎, 井上大河, 関口珠央, 北山和宏, 崔號: 途中定着PC鋼材で圧着接合したアンボンドPCaPC梁の構造性能評価(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.713-718, 2020.9
- 2) 晋沂雄, 上野彩葉, 北山和宏, 崔號: 途中定着PC鋼材を用いたアンボンドPCaPC部材の構造性能評価に関する研究(その4~5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.695-698, 2021.7
- 3) 晋沂雄, 上野彩葉, 太田陸, 大仁徳之, 立花弘, 金庭史弥: 途中定着PC鋼材を用いたアンボンドPCaPC部材の構造性能評価に関する研究(その6~8), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.637-640, 2022.7
- 4) 晋沂雄, 太田陸, 根岸真子, 大仁徳之, 立花弘: 途中定着PC鋼材を用いたアンボンドPCaPC部材の構造性能評価に関する研究(その9~10), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.593-596, 2023.7
- 5) 宋性勲, 栗本健多, 晋沂雄, 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

*1 オリエンタル白石(株)(元明治大学大学院生)
*2 明治大学 理工学部建築学科 准教授 博士(工学)
*3 オリエンタル白石(株)
*4 東京都立大学 都市環境科学研究科建築学域 教授 工博

*1 Oriental Shiraishi Corporation, Former Graduate Student, Meiji University
*2 Associate Professor, Meiji University, Dr. Eng.
*3 Oriental Shiraishi Corporation
*4 Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.