

Lidia Fedorowicz\*, Jan Fedorowicz\*\*

## WPŁYW PREKONSOLIDACJI NA ZJAWISKA ZACHODZĄCE W OBCIĄŻONYCH KONSTRUKCJĄ PODŁOŻACH GRUNTOWYCH

---

### 1. Wprowadzenie

Stan naprężenia *in situ* definiowany jest na ogół w analizach numerycznych przez współczynnik prekonsolidacji  $OCR = \sigma_{vc}/\sigma_{vo}$  (lub  $R_o = p_c/p_o$ ) oraz współczynnik parcia geostatycznego gruntu — w stanie normalnej konsolidacji  $K_o^{(NC)}$  i prekonsolidacji  $K_o^{(OC)}$ . Wprowadzone oznaczenia to kolejno:  $s_{vc}$  i  $s_{vo}$  — wartości największych składowych pionowych naprężenia w przeszłości i bieżąco,  $p_{co}$  i  $p_o$  — średnie ciśnienie prekonsolidacji oraz ciśnienie bieżące. Próby określenia na podstawie badań *in situ* współczynników prekonsolidacji oraz współczynników parcia czyniono wielokrotnie. Duża złożoność problemu powoduje, że w praktyce obliczeniowej funkcjonuje wiele formuł o charakterze empirycznym, które pozwalają na określenie współczynników parcia przy określonej wartości  $OCR$ . Poniżej przedstawiono wybrane przykłady sposobów oceny wartości  $K_o^{(OC)}$ , współczynnika parcia geostatycznego dla gruntów prekonsolidowanych [2]:

1)  $K_o^{(OC)} = OCR \cdot K_o^{(NC)} - \frac{v}{1-v}(OCR - 1)$ , dla  $OCR \leq 4$  — Wroth (1985 r.),

2)  $K_o^{(OC)} = (1 - \sin \phi)OCR^{\sin \phi}$  — Mayne i Kulhawy (1982 r.),

3)  $K_o^{(OC)} = K_o^{(NC)}OCR^\alpha$ , dla  $\alpha = 1,2 \sin \phi_{cr}$  — Schmidt (1966 r.).

Zmiany w wartościach współczynnika prekonsolidacji  $OCR$  są ogólnie wynikiem geologicznych uwarunkowań uwidaczniających się w analizowanym profilu i związane są z historią zmian stanu naprężenia w gruncie [6, 7]. Zastosowanie w badaniach nowoczesnych technik *in situ*, sondowania statycznego CPTU i badania dylatometrem płaskim

---

\* Katedra Budownictwa Ogólnego i Fizyki Budowli, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, Gliwice

\*\* Katedra Teorii Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, Gliwice

(DMT) umożliwiają obecnie niemal ciągłą identyfikację wartości  $OCR$  wzdłuż analizowanych profili [8].

Możliwości te stanowią wyraźne wskazanie do powszechniejszego, aniżeli dotychczas, stosowania modeli stanu krytycznego w opisie zachowania gruntu w podstawowych analizach inżynierskich. Charakterystyczną, wymagającą podkreślenia cechą modeli stanu krytycznego jest wiarygodna symulacja odkształceniowej odpowiedzi obciążanego podłoża gruntowego, wynikająca z bezpośredniego sprzęgnięcia bieżącego stanu *in situ* z obszarem zmian wskaźnika porowatości gruntu  $e$  oraz wartościami aktualnego ciśnienia prekonsolidacji  $p_{co}$ .

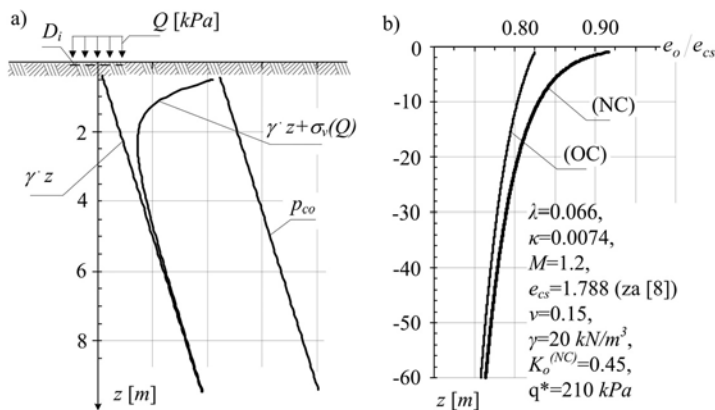
Celem przykładów, przedstawionych i omówionych w kolejnym rozdziale, jest pokazanie, jak znaczące dla wyników numerycznych analiz podstawowych zagadnień kontaktowych fundament — podłoże gruntowe ma właściwe ujęcie prekonsolidacji gruntu.

## 2. Zjawiska rejestrowane na powierzchni oraz wewnątrz obciążonego podłoża gruntowego opisanego modelem Modified Cam-Clay (MCC)

W modelach stanu krytycznego wskaźnik porowatości gruntu  $e$  jest sprzęgnięty bezpośrednio z naprężeniem  $p$  (lub  $\sigma_v$ ). Zatem dla dowolnego punktu podłoża rozważać można dwa stany, symbolicznie zapisane w postaci par wielkości jak poniżej:

- stan (1) —  $\{(p), (e)\}$  lub  $\{(\sigma_v(\gamma \cdot z), (e))\}$  — stan *in situ*, naturalnego zalegania gruntu,
- stan (2) —  $\{(\sigma_v + d\sigma_v(dQ)), (e + de)\}$  — stan powstający po przyłożeniu obciążenia zewnętrznego.

Rozważmy grunt (OC), prekonsolidowany w przedziale całej wartości obciążenia zewnętrznego  $Q$  — rysunek 1a.



**Rys. 1.** a) Grunt prekonsolidowany, b) stan (1) dla gruntów (NC) i (OC) w modelu MCC

Zapiszmy zmianę wskaźnika porowatości  $\Delta e$  wywołaną przejściem ze stanu (1) do (2) w sposób ogólny, zakładając, że realizacja przyrostów obciążenia zewnętrznego zachodzi na umownej głębokości  $z$  po liniach konsolidacji anizotropowej:

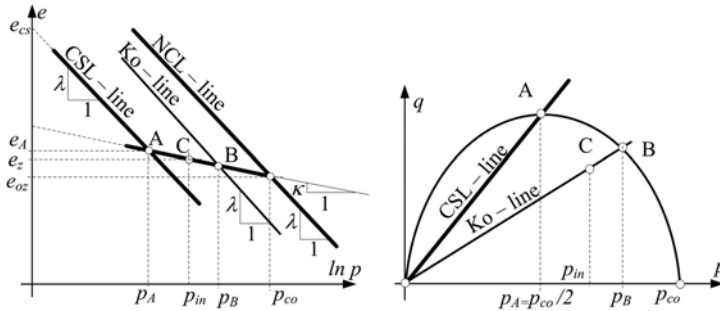
$$\Delta e = e_z^{(1)} - e_z^{(2)} = C_s \log\left(\frac{\sigma_{(2)}}{\sigma_{(1)}}\right) \quad (1)$$

gdzie:

- $\sigma_{(1)} = \gamma \cdot z$  — składowa pionowa naprężenia w stanie (1) na głębokości  $z$ ,
- $\sigma_{(2)} = \gamma \cdot z + Q_z$  — suma naprężeń *in situ* i odpowiedniej wartości przewidywanego obciążenia zewnętrznego  $Q$ ,
- $e_z^{(1)}$  — początkowa wartość wskaźnika porowatości odpowiadająca naprężeniu  $\sigma_{(1)}$ ,
- $e_z^{(2)}$  — wartość wskaźnika porowatości odpowiadająca naprężeniu  $\sigma_{(2)}$ .

Przez powyżej określony przyrost  $\Delta e$  wyrazić można zmianę wysokości dowolnie położonej warstwy gruntu o umownej wysokości  $h$ :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_z^{(1)}} \quad (2)$$



Rys. 2. Podstawowe związki zachodzące w modelu MCC i opisane w przestrzeni  $(p, q, e)$

Zapiszmy teraz początkową wartość wskaźnika porowatości (w stanie (1)) w modelu stanu krytycznego Modified Cam-Clay, wykorzystując związki przedstawione na rysunku 2 [3]:

$$e_z^{(1)} = e_{cs} - (\lambda - \kappa) \ln\left(\frac{p_{co}}{2}\right) - \kappa \ln(p_{in}) \quad (3)$$

gdzie dla  $q^*$  — obciążenia erozyjnego działającego w przeszłości na rozważanej powierzchni terenu mamy:

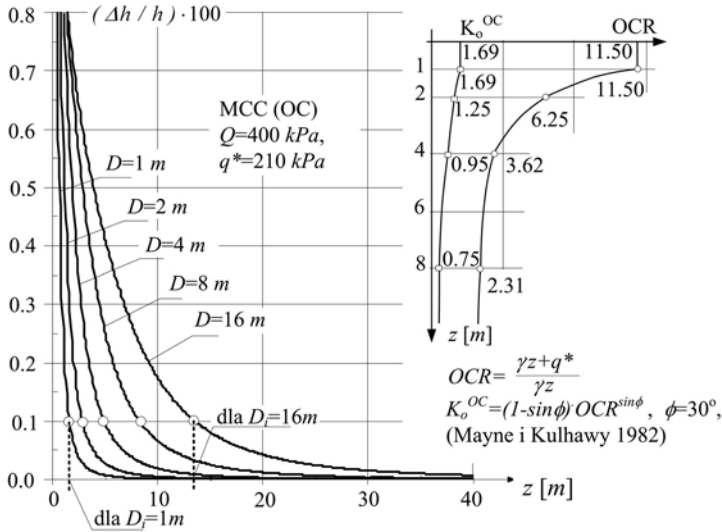
$$p_{co} = \frac{9(1 - K_o^{(NC)})^2 + M^2(1 + 2K_o^{(NC)})^2}{3M^2(1 + 2K_o^{(NC)})}(\gamma z + q^*)$$

$$p_{in} = \frac{\gamma z}{3}(1 + 2K_o^{(OC)})$$

Rozkład wskaźnika porowatości  $e$  w stanie (1), czyli w stanie *in situ*, tworzy „matrycę” stanu normalnej konsolidacji (NC) lub prekonsolidacji (OC), zgodnie z rys. 1b.

Zapiszmy teraz zmianę wysokości umownej warstwy prekonsolidowanego podłoża gruntowego o grubości  $h$  (przy przejściu w wyniku obciążenia podłoża ze stanu (1) do stanu (2)) wykorzystując opis modelu MCC:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_z^{(1)}} = \frac{\Delta e}{1 + e_z^{(1)}} \kappa \ln\left(\frac{\sigma_{(2)}}{\sigma_{(1)}}\right) = \frac{\Delta e}{1 + e_z^{(1)}} \kappa \ln\left(\frac{\gamma z + Q_z}{\gamma z}\right) \quad (4)$$



Rys. 3. Zasięg penetracji obciążenia w głąb podłoża; parametry modelu wg rys. 1b

Jeżeli funkcje rozkładu składowych pionowych naprężenia w osi przewidywanego obciążenia rozłożonego na kole o średnicy  $D_i$  (rys. 1a) oznaczymy jako  $\Phi_i(z)$ , to jednostkowe skrócenie warstwy na umownej głębokości  $z$  możemy wyrazić w poniższej postaci:

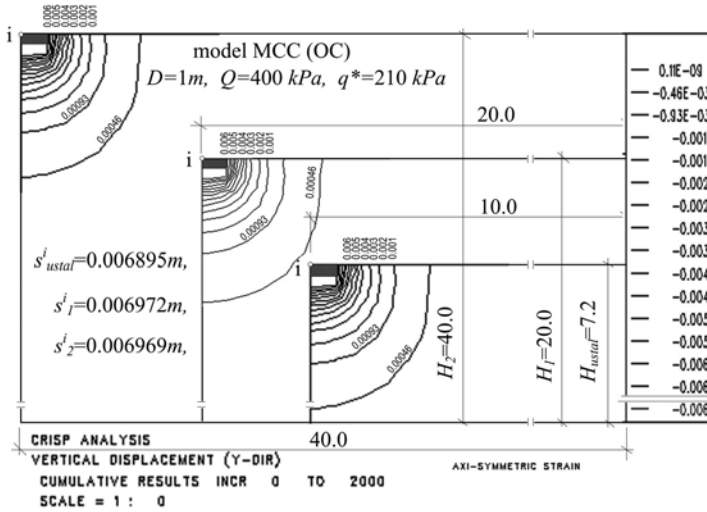
$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\kappa}{1 + e_z^{(1)}} \ln\left(\frac{\gamma z + Q}{\gamma z}\right) \Phi_i(z) = \frac{\kappa}{1 + e_z^{(1)}} \ln\left(\frac{\gamma z + Q}{\gamma z}\right) \left[1 - \frac{8\eta_i^3}{\sqrt{(1 + 4\eta_i^2)^3}}\right] \quad (5)$$

gdzie przyjęta tu a priori funkcja  $\Phi_i(z)$  ma postać zgodną z propozycją podaną w [5] przy  $\eta_i = z/D_i$ .

Prekonsolidowane podłoża gruntowe, opisane modelem MCC, poddamy obciążeniu równomiernie rozłożonemu na powierzchni koła o  $D_i = 1-16$  m.

Funkcje (5), wyznaczone dla powyższych warunków — rysunek 3 — pokazują niezwykle istotną cechę modeli stanu krytycznego, odzwierciedlającą w zadowalający sposób rzeczywiste zachowanie podłoża gruntowego pod obciążeniem [2, 4]. Przyjmując „pomijalną” dla oceny osiadań wartość skrócenia warstwy równą np.  $(\Delta h/h) = 0,001$ , otrzymujemy z dokładnością opisu modelu MCC zasięg „penetracji” obciążenia w głąb podłoża [1].

Inaczej, wpływ obciążenia zewnętrznego wywołujący zachodzące nieliniowo zmiany wskaźnika porowatości  $e$ , zależne od powierzchni kontaktu obciążenia  $Q$  z podłożem, zanika w modelu MCC z głębokością.



**Rys. 4.** Powtarzalność rozwiązania w obszarach obliczeniowych podłoża jednorodnego o różnych wysokościach  $H$  modelu MCC;  $Q = 280$  kPa

W wyniku zjawiska pokazanego na rysunku 3 otrzymujemy niezwykle istotny z punktu widzenia obliczeń numerycznych efekt stałych wartości osiadań fundamentu (z odpowiednim oczywiście wpływem gęstości zastosowanych siatek MES) w modelach obliczeniowych MCC o różnych wysokościach  $H$  modelu — rysunek 4. Rzeczywista przemieszczeniowa odpowiedź podłoża jednorodnego pod rozważanym fundamentem jest bowiem ustalona.

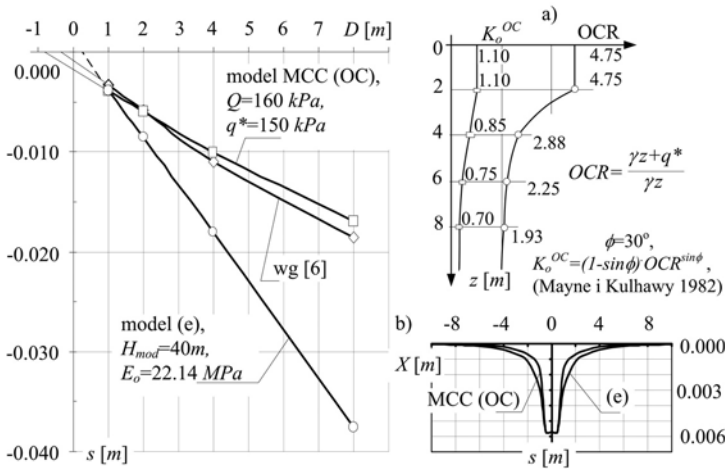
Na rysunku 5 — dla serii fundamentów o rzeczywistej sztywności — pokazano z kolei możliwe różnice w ocenie osiadań podłoża jednorodnego określonych kolejno:

- 1) w półprzestrzeni modelu MCC (tu w zakresie prekonsolidacji gruntu),
- 2) w numerycznie odwzorowanej półprzestrzeni sprężystej, oraz
- 3) zgodnie z normą [5].

O półprzestrzeni w obliczeniach numerycznych możemy mówić:

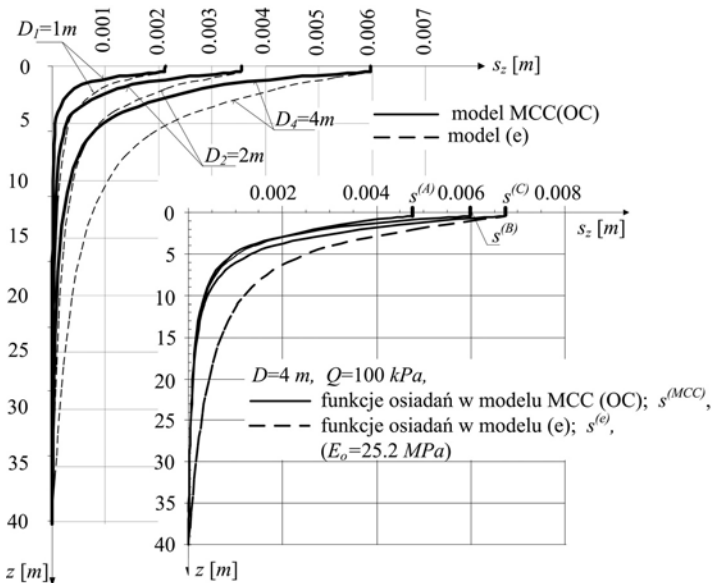
- w przypadku modelu sprężystego, gdy rozwiązanie numeryczne jest zadowalająco bliskie rozwiązaniu ściślemu, co wiąże się z przyjęciem modelu o odpowiedniej wysokości  $H$ ,
- w przypadku modelu MCC, gdy  $H \geq H_{ust}$ , czyli większe od najmniejszej wysokości nie zaburzającej rozwiązania wpływami warunków brzegowych [2].

Odpowiedź układów fundament — podłoża gruntowe, rejestrowana w postaci wartości osiadań  $s$  na powierzchni jest związana z charakterystycznym rozkładem funkcji osiadań otrzymywanych po głębokości (w osiach kolejnych fundamentów) w półprzestrzeni modelu MCC — rysunek 6a. Rozkłady funkcji osiadań otrzymywanych w modelu MCC różnią się



**Rys. 5.** a) Wartości osiadań fundamentów  $D_i$  wg różnych kryteriów oceny, b) dopasowanie osiadań dla  $D_i = 1$  m dla modelu sprężystego (e) oraz modelu MCC(OC)

w sposób znaczący od rozkładów uzyskiwanych w półprzestrzeni sprężystej (e), przy czym zasięg „penetracji” podłoża przez obciążenie przyłożone na powierzchni jest w obu zastosowanych modelach konstytutywnych zdecydowanie różny.



**Rys. 6.** a) Rozkłady osiadań wzdłuż głębokości w modelach MCC i (e), b) rozkłady osiadań dla różnych profili  $K_o^{(OC)}$

W kolejnym kroku przeprowadzono numeryczne badania wrażliwości funkcji odpowiedzi (tu funkcji opisujących osiadania na powierzchni oraz po głębokości modelu MCC) na

stopień prekonsolidacji podłoża gruntowego. Rozważane profile zmian współczynnika  $OCR$  ( $OCR^A$ ,  $OCR^B$  i  $OCR^C$ ) przyjęto następująco:  $OCR^A = 3,0$  do głębokości  $z = 1,5$  m,  $OCR^B = 1,5$  do głębokości  $z = 6,0$  m, oraz  $OCR^C = 1,5$  do głębokości  $z = 1,5$  m. Współczynnik parcia bocznego  $K_o^{(OC)}$  określono z kolei zgodnie z podaną wcześniej zależnością  $K_o^{(OC)} = (1 - \sin\phi) OCR^{\sin\phi}$  (wg Mayna i Kulawy, 1982 r.), otrzymując poszukiwane przemieszczeniowe funkcje odpowiedzi — rysunek 6b. Widać, że na wartości osiadań obciążonego podłoża gruntowego zdecydowany wpływ ma stopień prekonsolidacji warstwy przypowierzchniowej.

### 3. Wnioski ogólne

Modele stanu krytycznego (tu Modified Cam-Clay) odtwarzają w sposób zadowalający naturalne zjawisko „ograniczonego obszaru” odpowiedzi gruntu obciążonego konstrukcją. Zjawisko to, obserwowane jest w modelu MCC w postaci stabilizacji osiadań fundamentu współpracującego z kolejno powiększonymi obszarami obliczeniowymi podłoża, uwidocznia się także wewnątrz obszaru modelowanego podłoża charakterystycznymi rozkładami funkcji przemieszczeń, zdecydowanie różnymi od odpowiedzi sprężystej.

Widać, że na wartości osiadań obciążonego podłoża gruntowego zdecydowany wpływ ma stopień prekonsolidacji podłoża gruntowego, a szczególnie warstwy przypowierzchniowej.

Ogólnie, pomimo, że model MCC nie uwzględniają odkształceń trwałych w zakresie prekonsolidacji gruntu można uznać go, m.in. ze względu na cechy uwidocznione w analizach numerycznych, za model właściwy dla adekwatnego opisu rzeczywistych zachowań układów konstrukcja — podłoże gruntowe. Dotyczy to głównie obciążenia układów konstrukcja — podłoże, ale może także dotyczyć przypadków, gdy ścieżka odciążenia nie wykazuje zbyt dużych odkształceń nieodwracalnych w przedziale prekonsolidacji gruntu.

#### LITERATURA

- [1] *Bzówka J., Gryczmański M., Jastrzębska M., Sternik K.*: Wpływ plastycznych deformacji gruntu na osiadania i siły wewnętrzne w fundamencie pasmowym. Materiały XLI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1995, t. 8, Geotechnika, s. 5–12
- [2] *Fedorowicz L.*: Zagadnienia kontaktowe budowla — podłoże gruntowe. Część I. Kryteria modelowania i analiz podstawowych zagadnień kontaktowych konstrukcja budowlana – podłoże gruntowe. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwa, nr 1729, z. 107, Gliwice 2006
- [3] *Gryczmański M.*: Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntu. Wydawnictwo PAN KILiW IPPT, Warszawa 1995
- [4] *Larsson R.*: Investigations and Load Tests in Clay Till. Swedish Geotechnical Institute. Report No. SGI-R-01/59-SE, Linköping 2001, <http://www.swedgeo.se>
- [5] PN-81/B-03020, Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [6] *Sikora Z.*: Sondowanie statyczne. Metody i zastosowanie w geoinżynierii. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2006
- [7] *Whitlow R.*: Basic Soil Mechanics. Longman Group Limited, Edinburgh Gate, 1995
- [8] *Wierzbicki J.*: Analysis of Changes in Overconsolidation Ratio in Selected Profiles of Non-lithified Deposits. Architecture Civil Engineering Environment, vol. 2, No. 3, 2009, p. 77–84