

# Παραδείγματα Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6 (EN1996)

---

## Συντακτική Ομάδα

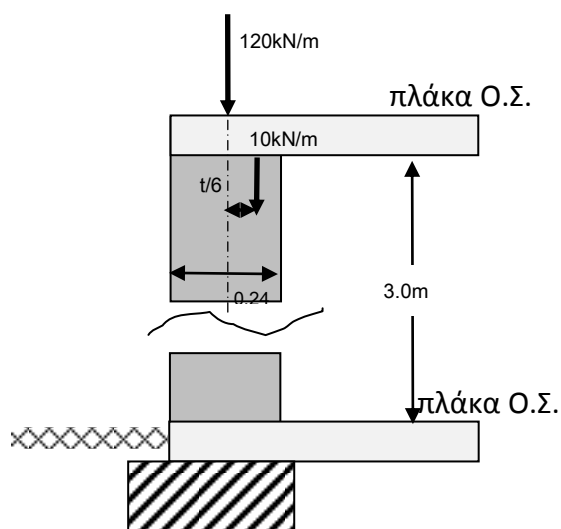
Ελισάβετ Βιντζηλαίου  
Φυλλίτσα Καραντώνη  
Κοσμάς Στυλιανίδης

## Περιεχόμενα

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 1.....	3
Έλεγχος τοίχου σε θλίψη .....	3
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 2.....	5
Έλεγχος τοίχου σε θλίψη και κάμψη .....	5
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 3.....	7
Έλεγχος τοίχου σε θλίψη υπό συγκεντρωμένα φορτία .....	7
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 4.....	9
Σχεδιασμός τοίχου για ανεμοφόρτιση .....	9
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 5.....	12
Υπολογισμός διατμητικής αντίστασης τοίχων από άοπλη .....	12
και οπλισμένη τοιχοποιία.....	12
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 6.....	14
Έλεγχος σε κάμψη εκτός επιπέδου τοίχων από άοπλη, διαζωματική.....	14
και οπλισμένη τοιχοποιία.....	14
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 7.....	17
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 8.....	21
Έλεγχος πυραντίστασης τοίχου .....	21

# ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 1

## Έλεγχος τοίχου σε θλίψη



Ο τοίχος του Σχήματος έχει μήκος  $\ell=8\text{m}$ , πάχος  $0.24\text{m}$  και μεταφέρει κεντρικά ένα φορτίο  $N_d=120\text{KN/m}$  και έκκεντρα από την πλάκα  $P_d=10\text{KN/m}$  με εκκεντρότητα  $t/6$ . Για την κατασκευή του τοίχου θα χρησιμοποιηθούν τσιμεντόλιθοι Ομάδας 1, Κατηγορίας I και προδιαγεγραμμένο κονίαμα γενικής εφαρμογής M4. Κατά την κατασκευή του έργου εξασφαλίζεται στάθμη ποιοτικού ελέγχου 2. Να υπολογισθεί:

Σχήμα 1: Κατακόρυφη τομή

α) η απαιτούμενη αντοχή των τσιμεντολίθων και β) η αξονική δύναμη αντοχής που θα εξασφαλίσουν οι επιλεγέντες τσιμεντόλιθοι. Το ειδικό βάρος του τοίχου λαμβάνεται  $\gamma=20\text{KN/m}^3$ .

α) Για το μήκος του τοίχου ισχύει:

$\ell=8.00>30\cdot 0.24=7.2\text{m}$ , επομένως αγνοούνται οι πλευρικές συνθήκες στήριξης οπότε:

$t_e=h_{ef}=\rho_2 h=0.75\cdot 3.0=2.25\text{m}=2250\text{mm}$

$t_{ef}=t=0.24\text{m}$

• Στην κορυφή του τοίχου:

$N_{Ed}=130\text{KN/m}$ ,

$M_{Ed}=10\cdot 240/6=400\text{KNmm/m}$

$e_{init}=h_{ef}/450$  (αθέλητη εκκεντρότητα)

$e_{h1}=0$  (εκκεντρότητα λόγω οριζοντίων φορτίων)

$e_1 = e_{1m} + e_{h1} \pm e_{init}=400/130 + 0+2250/450=8.07\text{mm}<0.05t=12.0\text{mm}$

οπότε λαμβάνεται ως  $e_1=12.0\text{mm}$

• Στη βάση του τοίχου:

$N_{Ed}=130+1.35(3.0\cdot 0.24\cdot 20) =149.44\text{KN/m}$  (προστίθεται το ίδιο βάρος)

$$M_{Ed}=10*240/6=400\text{KNmm/m}$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{n2} \pm e_{init}=400/149.44 + 0+2250/450=7.69\text{mm}<0.05t=12.0\text{mm}$$

οπότε πάλι λαμβάνεται ως  $e_2=12.0\text{mm}$

$$\text{Στην κορυφή και στη βάση του τοίχου: } \Phi_i = 1 - \frac{2e_i}{t} = 1 - 2(12.0/240.0) = 0.90$$

- Στο μέσον του τοίχου:

$$N_{Ed}=130+1.35(1.5*0.24*20)=139.7\text{KN/m (προστίθεται το ίδιο βάρος)}$$

$$M_{Ed}\approx 0 \text{ (το σημείο μηδενισμού των ροπών βρίσκεται στο μέσον του τοίχου)}$$

$$e_{mk} = e_m + e_k$$

$$e_k = 0 \text{ (λόγω ερπυσμού)}$$

$$e_m = 0 + 0 + 2250/450 = 5.0\text{mm}$$

$$\text{οπότε } e_{mk} = 5.0\text{mm} < 0.05t = 12.0\text{mm}$$

Για λυγηρότητα  $h_{ef} / t_{ef} = 2250 / 240 = 9.37$  και για  $E=1000f_k$  από τις εξισώσεις ή το διάγραμμα του Παραρτήματος Η, προκύπτει  $\Phi_m=0.85$

Συντελεστής ασφαλείας τοίχου  $\gamma_M = 2.2$  (βλέπε Εθνικό Προσάρτημα)

$$\text{απαιτείται: } N_{Rd} = \Phi_{\min} t f_d = 0.85 * 240 * f_k / 2.2 \geq 139.7\text{KN/m} \rightarrow f_k \geq 1.50 \text{ N/mm}^2$$

Για τον τοίχο του παραδείγματος είναι  $K=0.55$ ,  $f_m=4 \text{ N/mm}^2$  οπότε:

$$f_k = 0.55 * f_b^{0.7} * 4.0^{0.3} \geq 1.50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_b^{0.70} \geq 1.80 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_b = \delta f_{bc} \geq 2.32\text{N/mm}^2$$

Επιλέγονταιτσιμεντόλιθοι ύψους 200mm, πλάτους 240mm και μήκους 300mm, οπότε  $\delta=1.11$ . Επομένως πρέπει  $f_{bc} \geq 2.09 \text{ N/mm}^2$

**β)** Τελικώς επιλέγονταιτσιμεντόλιθοι με μέση θλιπτική αντοχή  $f_{bc}=8.3 \text{ N/mm}^2$  και η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας προκύπτει:

$$f_k = 0.55 * (1.1 * 8.3)^{0.7} * 4^{0.3} = 3.91 \text{ N/mm}^2$$

οπότε:

$$N_{Rd} = 0.85 * 240 * 3.91 / 2.2 = 362.6\text{KN/m στο μέσον}$$

$$N_{Rd} = 0.90 * 240 * 3.91 / 2.2 = 383.9\text{KN/m στα άκρα}$$

Άρα ο τοίχος επαρκεί

## ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 2

### Έλεγχος τοίχου σε θλίψη και κάμψη

Ο τοίχος του Παραδείγματος 1 πρέπει να μεταφέρει μία οριζόντια υποπίεση ανέμου  $w_{Ed}=1.0 \text{ KN/m}^2$  εκτός από τα φορτία που αναφέρονται στο ίδιο Παράδειγμα. Να υπολογισθεί η αξονική δύναμη αντοχής του τοίχου αν κατασκευαστεί με τους επιλεγμένους τσιμεντόλιθους του Παραδείγματος 1, με  $f_{bc}=8.3 \text{ N/mm}^2$ .

Από το Παράδειγμα 1 έχουμε:

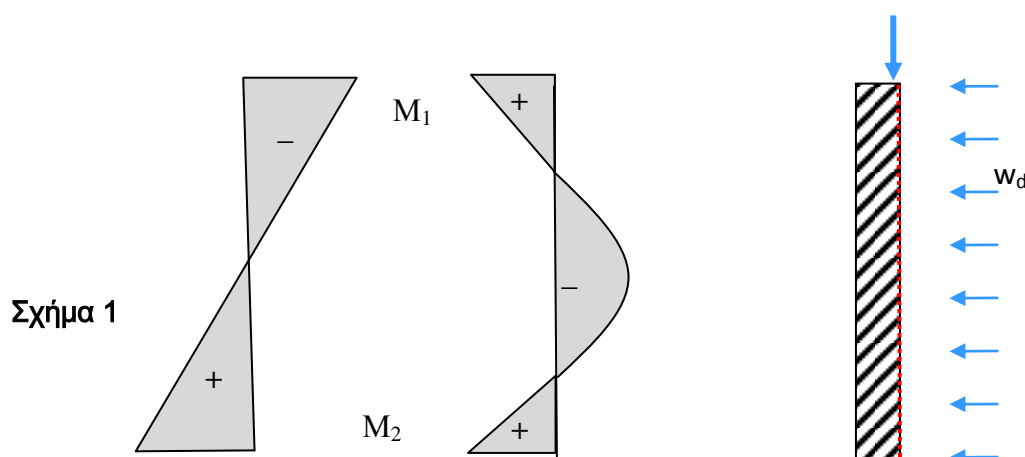
$$t_{ef} = 240\text{mm}$$

$$h_{ef} = 2250\text{mm}$$

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 9.37$$

Λόγω του οριζοντίου φορτίου, στα άκρα του συγκεκριμένου τοίχου θεωρούμενου ως αμφίπακτου άνω και κάτω, αναπτύσσεται ροπή  $-\frac{\omega \ell^2}{12}$  και στο μέσον  $\frac{\omega \ell^2}{24}$

Επειδή οι ροπές είναι ετερόσημες, στο συγκεκριμένο παράδειγμα θα γίνει θεώρηση και του προσήμου της εκκεντρότητας. Έτσι, η εκκεντρότητα που υπολογίσθηκε στο Παράδειγμα 1 είναι στην κορυφή αρνητική και στη βάση θετική με βάση το Σχήμα 1



Στα άκρα:

$$e_i = \mp \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{hc} \pm e_{init} \geq 0,05t$$

$$e_{hc} = \frac{M_w}{N_{id}} = \frac{1.0 \times 3^2 / 12}{130} = 0.00576\text{m} = 5.76\text{mm}$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2250}{450} = \pm 5.00\text{mm}$$

Ειδικότερα:

- Στην κορυφή του τοίχου:

$$e_1 = -\frac{400}{130} + 5.76 - 5.00 = -2.38\text{mm} \leq 0.05t = 12.0\text{mm}$$

- Στη βάση του τοίχου:

$$e_2 = +\frac{400}{149.44} + 5.76 + 5.00 = 13.45\text{mm} > 0.05t = 12.0\text{mm}$$

για τη μέγιστη εκκεντρότητα που παρατηρείται στη βάση:

$$\Phi_i = 1 - 2\left(\frac{e_i}{t}\right) = 1 - 2\left(\frac{13.45}{240}\right) = 0.89$$

- Στο μέσον του τοίχου:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} \geq 0.05t$$

$$\frac{M_{md}}{N_{md}} = 0, \quad e_{init} = \pm 5.00\text{mm}, \quad e_k = 0 \quad (\text{από Παράδειγμα 1})$$

$$e_{hm} = \frac{M_{mw}}{N_{md}} = \frac{1.0 \times 3^2 / 24}{139.7} = 2.68\text{mm}$$

$$e_{mk} = e_m + e_k = 0 + 2.68 + 5.0 + 0 = 7.68\text{mm} < 0.05t = 12.0\text{mm}$$

Για  $E = 1000f_{\kappa}$  οι εξισώσεις και το διάγραμμα δίδουν  $\Phi_m = 0.85$

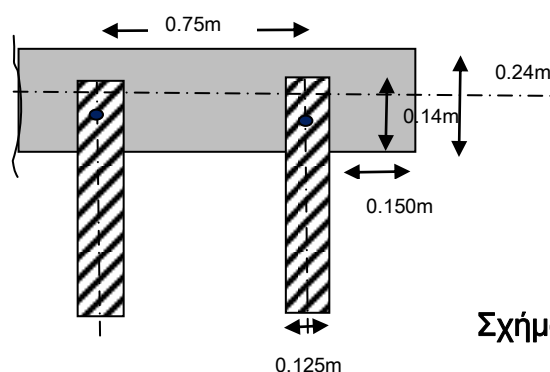
$$\text{Άρα } N_{Rd} = 0.85 \times \frac{3.91}{2.2} \times 240 = 362 \text{ KN / m}$$

Ο τοίχος επαρκεί

### ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 3

#### Έλεγχος τοίχου σε θλίψη υπό συγκεντρωμένα φορτία

Ένας τοίχος ύψους 2.90m θα κατασκευαστεί από τσιμεντόλιθους ομάδας 1, διαστάσεων 440x215x140 με  $f_b=6.6 \text{ N/mm}^2$  κατηγορίας II. Στον τοίχο θα εδραστούν δοκοί ανά 0,75m, που εδράζονται όπως στο σχήμα. Το κονίαμα είναι M4 και το επίπεδο ελέγχου της κατασκευής θα είναι 3. Να ελεγχθεί ο τοίχος αν οι δοκοί μεταφέρουν 5,5kN μόνιμα φορτία και 4 kN κινητά φορτία.



Σχήμα 1

Το φορτίο σχεδιασμού που μεταφέρει στον τοίχο κάθε δοκός είναι:

$$N_{Ed} = 1.35 \times 5.5 + 1.5 \times 4.0 = 13.43 \text{ kN}$$

Το φορτίο εφαρμόζεται με εκκεντρότητα:

$$\frac{240}{2} - \frac{140}{2} = 50 \text{ mm} < 0,25t = 60 \text{ mm}$$

Για λιθοσώματα Ομάδας 1, όταν εφαρμόζονται συγκεντρωμένα φορτία το αξονικό φορτίο αντοχής δίδεται από τη σχέση:

$$N_{Rd} = \beta A_b f_d$$

όπου  $A_b$  είναι η φορτιζόμενη επιφάνεια,  $f_d$  είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας, και

$$\beta = \left( 1 + 0.3 \frac{\alpha_1}{h_c} \right) \left( 1.5 - 1.1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right)$$

όχι μικρότερο από 1,0 και όχι μεγαλύτερο από το μικρότερο των  $(1.25 + \frac{\alpha_1}{2h_c})$  ή 1.5).

$\alpha_1$  είναι η απόσταση της φορτιζόμενης επιφάνειας από το άκρο του τοίχου.

$$\text{Πρέπει } \frac{A_b}{A_{ef}} \leq 0.45$$

- **Ακραία έδραση**

Από το Σχήμα 2:

$$\ell_{ef} = \frac{h_c}{2} \tan 30^\circ + 125 + 150 = \frac{2900}{2} \tan 30^\circ + 125 + 150 = 1112 \text{ mm}$$

$$\frac{A_b}{A_{ef}} = \frac{125 \times 140}{1112 \times 240} = 0.066 < 0.45$$

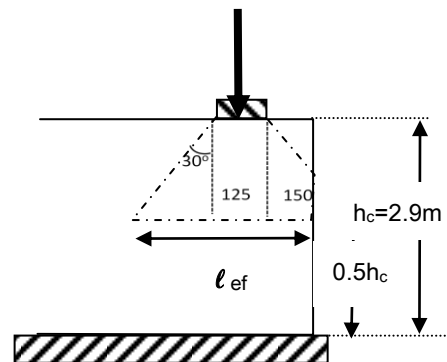
$$\beta = \left( 1 + \frac{0.30 \times 150}{2900} \right) \left( 1.5 - 1.1 \left( \frac{125 \times 140}{1112 \times 240} \right) \right) = 1.45$$

Οριακή τιμή:  $1.25 + \frac{150}{2 \times 2900} = 1.28$  ή 1.50 λαμβάνεται η μικρότερη δηλαδή  $\beta = 1.28$ .

ναται η μικρότερη δηλαδή  $\beta = 1.28$ .

$$f_k = K f_b^{0.70} f_m^{0.30} = 0.55 \times 6.6^{0.7} \times 4^{0.3} = 3.12 \text{ N / mm}^2$$

$$\text{Άρα } N_{Rd} = \beta A_b f_d = 1.28 \times 125 \times 140 \times \frac{3.12 \times 10^{-3}}{2.7} = 25.88 \text{ kN} > N_{ed}$$



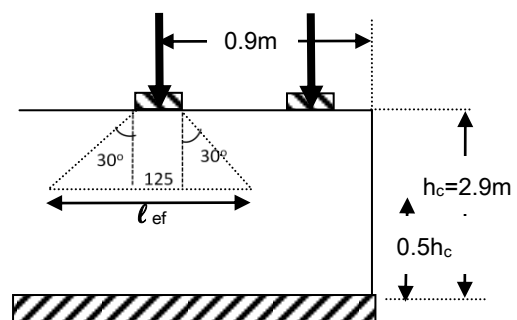
Σχήμα 2

- **Ενδιάμεση έδραση**

Θα ελεγχθεί η πρώτη ενδιάμεση έδραση που απέχει από τα άκρα του τοίχου 900mm

$$\ell_{ef} = 2 \left( \frac{2900}{2} \right) \tan 30^\circ + 125 = 1799 \text{ mm}$$

$$\frac{A_b}{A_{ef}} = \frac{140 \times 125}{1799 \times 240} = 0.04 < 0.45$$



Σχήμα 3

$$\beta = \left( 1 + \frac{0.3 \times 900}{2900} \right) \left( 1.5 - 1.1 \left( \frac{125 \times 100}{1799 \times 140} \right) \right) = 1.58$$



οριακή τιμή:  $1.25 + \frac{900}{2 \times 2900} = 1.41$  ή 1.50 λαμβάνεται  $\beta=1.41$ .

$$\text{Άρα } N_{Rd} = 1.41 \times 125 \times 140 \times \frac{3.12}{2.7} \times 10^{-3} = 28.51 \text{ kN}$$

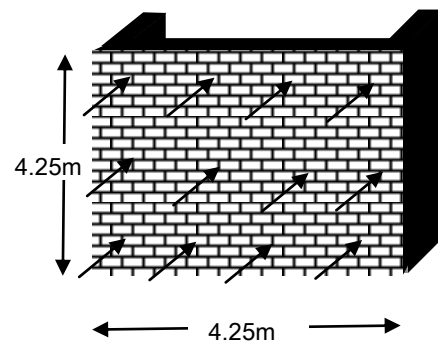
Αποδείχθηκε ότι η αντοχή του τοίχου είναι μεγαλύτερη από το φορτίο σχεδιασμού 13.44 kN και στην ακραία και στις μεσαίες θέσεις έδρασης των δοκών.

*Σημείωση: Εφόσον ικανοποιείται ο έλεγχος στην ακραία έδραση, είναι εύλογο να ικανοποιείται και στην ενδιάμεση. Εδώ επανελήφθη η διαδικασία για εκπαιδευτικούς λόγους.*

## ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 4

### Σχεδιασμός τοίχου για ανεμοφόρτιση

Να υπολογισθεί το απαιτούμενο πάχος του τοίχου του Σχήματος 1. Δεδομένα: Χαρακτηριστική τιμή φορτίου ανέμου  $w_k = 0.405 \text{ kN/m}^2$ , λιθοσώματα αργιλικά ομάδας 2, κατηγορίας I με  $f_{bc} = 7.3 \text{ N/mm}^2$ , στάθμη ποιοτικού ελέγχου 3, κονίαμα M6 γενικής εφαρμογής.



Σχήμα 1

- Έλεγχος κάμψης

Η ροπή σχεδιασμού για κάμψη εκτός επιπέδου δίδεται από τη σχέση:

$$M_{Ed1} = \alpha_1 w_{Ed} \ell^2 \quad \text{ανά μονάδα μήκους του τοίχου}$$

$$M_{Ed2} = \alpha_2 w_{Ed} \ell^2 \quad \text{ανά μονάδα υψους του τοίχου}$$

απαιτείται η εύρεση του συντελεστή  $\mu = \frac{f_{xk1}}{f_{xk2}}$

$$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2, \quad f_{xk2} = 0.40 \text{ N/mm}^2 \quad \mu = \frac{0.10}{0.40} = 0.25$$

$$\frac{h}{\ell} = \frac{4.25}{4.25} = 1.0$$

Συνθήκες στήριξης A (Σχήμα 2), οπότε από τους Πίνακες του Παραρτήματος E προκύπτει:  $\alpha_2 = 0,094$

$$\alpha_1 = \mu\alpha_2 = 0.25 \times 0.094 = 0.0235$$

$$w_{Ed} = 1.5 \times 0.405 = 0.607 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{Ed1} = 0.0235 \times 0.607 \times 4.25^2 = 0.26 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$M_{Ed2} = 0.094 \times 0.607 \times 4.25^2 = 1.03 \text{ KNm} / \text{m}$$

Η ροπή αντίστασης (σχεδιασμού) είναι:

$$M_{Rd} = f_{xd}Z$$

Για το συγκεκριμένο τοίχο είναι

$$M_{Rd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_m} \cdot Z = \frac{0.10}{2.7} Z$$

$$M_{Rd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_m} \cdot Z = \frac{0.40}{2.7} Z$$

Έλεγχος για το ελάχιστο πάχος του τοίχου (από EN 1988-1-1) που είναι 0,24m

$$\mu\epsilon \quad Z = \frac{240^2}{6} = 9600 \text{ mm}^2 / \text{m} \quad \text{μήκους ή ύψους ροπή αντίστασης}$$

Προκύπτει:

$$M_{Rd1} = 0.355 \text{ KN/m} \text{ μήκους του τοίχου} > 0.26 \text{ KN/m} = M_{Ed1}$$

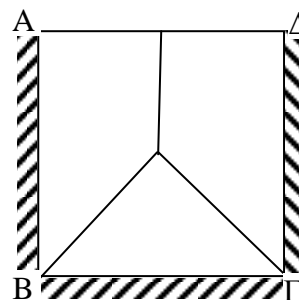
$$M_{Rd2} = 1.422 \text{ KN/m} \text{ ύψους του τοίχου} > 1.03 \text{ KN/m} = M_{Ed2}$$

Άρα ο τοίχος επαρκεί

- Έλεγχος λυγηρότητας, παράρτημα ΣΤ

$$\frac{h}{t} = \frac{4.25}{0,24} = 17.70, \quad \frac{\ell}{t} = \frac{4.25}{0,24} = 17.70$$

μέσα στα όρια του γραφήματος



Σχήμα 2

Θα θεωρηθεί ότι η ανεμοπίεση κατανέμεται στον τοίχο όπως στο σχήμα 2:

Το φορτίο σχεδιασμού σε κάθε παρειά είναι:  $1.5w_k$  x φορτιζόμενη επιφάνεια

- Κατά μήκος της στήριξης ΒΓ (βάση του τοίχου) είναι:

$$V_{Ed} = 1.50 \times 0.405 \times \frac{4.25 \times 2.125}{2} = 2.74 \text{ kN}$$

Η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή είναι:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d$$

Αγνοώντας το ίδιο βάρος (επί το δυσμενέστερο)  $f_{vk} = f_{vko} = 0.20 \text{ N / mm}^2$

$$f_{vd} = \frac{0.20}{2.7} = 0.07 \text{ N / mm}^2$$

$$V_{Rd} = 0.07 \times 10^{-3} \times 240 \times 4250 = 71.4 \text{ kN} > 2.74 \text{ kN}$$

Άρα ο τοίχος επαρκεί στη βάση

- Στις κατακόρυφες παρειές του τοίχου AB και ΔΓ:

$$V_{Ed} = 1.50 \times 0.405 \times 2.125 \times \frac{4.25 + 2.125}{2} = 4.11 \text{ kN}$$

Διατμητική αντοχή ως άνω  $71.4 \text{ kN} > 4.11 \text{ kN}$

Αν για εκπαιδευτικούς λόγους επιθυμούμε να παραλάβουμε την τέμνουσα αποκλειστικά και μόνον με συνδέσμους προκύπτει:

$$\text{Διατμητική δύναμη ανά μέτρο τοίχου: } \frac{4.11}{4.25} = 0.970 \text{ kN / m}$$

Αν τοποθετηθούν σύνδεσμοι πάχους 3mm ανά 0,90m πρέπει να παραλάβουν  $0.9 \times 0.970 = 0.873 \text{ kN}$  ο καθένας.

Στην επιλογή τους πρέπει να συνυπολογισθεί ότι αν δίδεται το χαρακτηριστικό φορτίο, αυτό πρέπει να διαιρεθεί με  $\gamma_s$  για δευτερεύοντα στοιχεία που για στάθμη ποιοτικού ελέγχου 3 ισούται με 2.5.

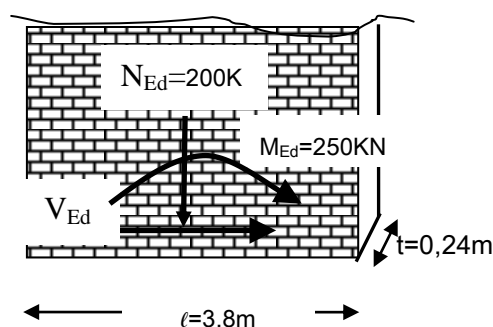
Άρα πρέπει να έχουν ικανότητα ανάληψης  $2,5 \times 0.873 = 2,18 \text{ kN}$  χαρακτηριστικό φορτίο.

## ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 5

### Υπολογισμός διατμητικής αντίστασης τοίχων από άοπλη και οπλισμένη τοιχοποιία

Δίδεται τοίχος τετραγωνικής όψης από τοιχοποιία με μήκος  $l=3.8$  m και πάχος  $t=0.24$ m (Σχήμα 1). Στην βάση του, ασκείται αξονικό φορτίο ίσο με  $N_{Ed}=200$  KN και ροπή κάμψης  $M_{Ed}=250$  KNm. Ζητείται να βρεθεί η μέγιστη τέμνουσα  $V_{Rd}=V_{Ed}$  την οποία μπορεί να παραλάβει ο τοίχος στην περίπτωση που η τοιχοποιία είναι: α) άοπλη και β) οπλισμένη με διαμήκη οπλισμό και οπλισμό διάτμησης β1) λιγότερο και β2) ίσο με τον ελάχιστο.

Θεωρείται ότι για την κατασκευή της τοιχοποιίας έχουν χρησιμοποιηθεί αργιλικές οπτόπλινθοι Ομάδας 2, Κατηγορίας I, με ανηγμένη θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων  $f_b=15$  MPa. Το συνδετήριο κονίαμα είναι M10 γενικής εφαρμογής με μελέτη σύνθεσης. Το σκυρόδεμα πλήρωσης είναι κατηγορίας C12/15 και ο χάλυβας S400. Για την κατασκευή του τοίχου εξασφαλίζεται στάθμη ποιοτικού ελέγχου 3.



Σχήμα 1

#### α) Άοπλη Τοιχοποιία

Η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4\sigma_d \leq 0.065f_b = 0.065 \times 15 = 0.975 \text{ MPa} = 975 \text{ kPa},$$

όπου  $f_{vko} = 300$  kPa και  $\sigma_d$  η τιμή σχεδιασμού της ορθής τάσης στο αρηγμάτωτο τμήμα του τοίχου.

Η εκκεντρότητα των φορτίων στην βάση του τοίχου είναι ίση με:

$$e = M_{Ed} / N_{Ed} = 250 / 200 = 1.25 \text{ m} > l/6 = 3.8/6 = 0.633 \text{ m}.$$

Συνεπώς, ο τοίχος είναι ρηγματωμένος και το τμήμα του υπό θλίψη έχει μήκος

$$l_c = 3(l/2 - e) = 3(3.8/2 - 1.25) = 1.95 \text{ m}.$$

Άρα,

$$\sigma_d = N_{Ed} / t \ell_c = 200 / (0.24 \times 1.95) = 427 \text{ kPa}$$

$$\text{και } f_{vk} = f_{vko} + 0.4\sigma_d = 300 + 0.4 \times 427 = 471 \text{ kPa} \leq 0.065f_b = 975 \text{ kPa.}$$

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής σε αυτήν την περίπτωση προκύπτει ίση με  $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m = 471 / 2.2 = 214 \text{ kPa}$ .

Στην περίπτωση της άοπλης τοιχοποιίας, η μέγιστη τέμνουσα που παραλαμβάνει ο τοίχος στην βάση του είναι ίση με  $V_{Ed} = V_{Rd} = V_{Rd1} = f_{vd} t \ell_c = 100.2 \text{ kN}$ .

### **β) Οπλισμένη Τοιχοποιία**

**β1).** Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται οπλισμός διάτμησης λιγότερος από τον ελάχιστο, η διατμητική αντοχή της οπλισμένης τοιχοποιίας λαμβάνεται ίση με την μικρότερη τιμή από: 1) την διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, υπολογιζόμενη ως η τοιχοποιία να ήταν άοπλη και 2) την διατμητική αντοχή του σκυροδέματος πληρώσεως:

- διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4\sigma_d = 300 + 0.4 \times 219 = 388 \text{ kPa}$$

$$\text{όπου } \sigma_d = N_{Ed} / t \ell = 200 / (0.24 \times 3.8) = 219 \text{ kPa.}$$

$$\text{Τότε, } f_{vd} = 388 / 2.2 = 176 \text{ kPa}$$

- διατμητική αντοχή σκυροδέματος

$$f_{cvd} = f_{cvk} / \gamma_c = 270 / 1.5 = 180 \text{ kPa}$$

Άρα η διατμητική αντοχή της οπλισμένης τοιχοποιίας θα είναι ίση με  $f_{vk} = \min\{f_{vko} + 0.4\sigma_d, f_{cvk}, 0.065f_b\} = \min\{176, 180, 975\} = 176 \text{ kPa}$ .

Τότε, η μέγιστη τέμνουσα που παραλαμβάνει ο τοίχος στην βάση του είναι ίση με  $V_{Ed} = V_{Rd} = V_{Rd1} = f_{vd} t \ell = 176 \times 0.24 \times 3.8 = 160.7 \text{ kN}$ .

**β2).** Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται οπλισμός διάτμησης ίσος με τον ελάχιστο, η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να αναλάβει ο τοίχος είναι ίση με το άθροισμα της τέμνουσας που αναλαμβάνει η οπλισμένη τοιχοποιία ( $V_{Rd1}$ ) και της τέμνουσας που αναλαμβάνει ο οπλισμός διάτμησης ( $V_{Rd2}$ ):  $V_{Ed} = V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2}$

Η τέμνουσα που παραλαμβάνει η οπλισμένη τοιχοποιία,  $V_{Rd1}$ , υπολογίστηκε στο ερώτημα β1.

Ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης  $A_{sw}^{MIN}=0.05\%A$ , αναλαμβάνει τέμνουσα ίση με:

$$V_{Rd2}=0.9A_{sw}f_{yd}=0.9 \times 0.05\% \times 0.24 \times 3.8 \times 400 / 1.15 = 142.7 \text{ kN}.$$

$$\text{Τότε, } V_{Ed}=V_{Rd}=V_{Rd1}+V_{Rd2}=160.7+142.7=303.4 \text{ kN}.$$

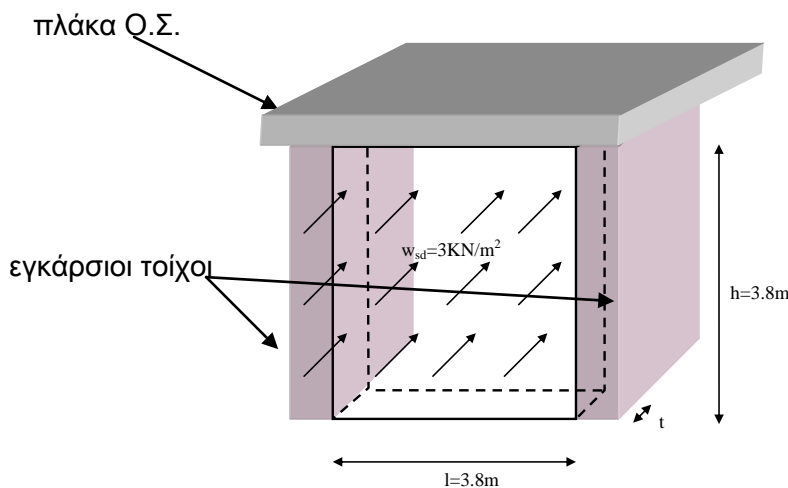
Τέλος, ελέγχεται αν ικανοποιείται ο περιορισμός για τον λοξό θλιπτήρα, ήτοι:

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{tl} = 0.33 \text{ MPa} \leq 2.0 \text{ N / mm}^2$$

## ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 6

### Έλεγχος σε κάμψη εκτός επιπέδου τοίχων από άοπλη, διαζωματική και οπλισμένη τοιχοποιία

Ο τοίχος του παραδείγματος 5 εδράζεται κατά μήκος των τεσσάρων πλευρών του, όπως στο Σχήμα 1. Κάθετα στο επίπεδο του τοίχου ασκείται, επιπροσθέτως, ομοιόμορφο φορτίο  $w_{Ed}=3 \text{ kN/m}^2$ . Ζητείται να ελεγχθεί ο τοίχος έναντι κάμψεως εκτός επιπέδου, στην περίπτωση που η τοιχοποιία είναι: α) άοπλη, β) διαζωματική και γ) οπλισμένη με τον ελάχιστο οπλισμό κατακορύφως και οριζοντίως. Για τον έλεγχο κάμψης εκτός επιπέδου του τοίχου, να αγνοηθεί η θετική επίδραση του αξονικού φορτίου στην καμπτική τάση αντοχής της τοιχοποιίας.

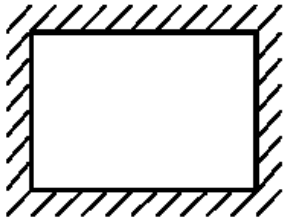


Σχήμα 1

*Δράσεις σχεδιασμού:*

Οι δρώσες ροπές κάμψης,  $M_{Ed1}$  και  $M_{Ed2}$ , υπολογίζονται από τις σχέσεις:

- $M_{Ed1} = \mu \alpha_2 w_{Ed} l^2$ , για επίπεδο αστοχίας παράλληλο προς τους οριζόντιους αρμούς
- $M_{Ed2} = \alpha_2 w_{Ed} l^2$ , για επίπεδο αστοχίας κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς



Σχήμα 2

Η τιμή του συντελεστή  $\alpha_2$ , λαμβάνεται από Πίνακες του Παραρτήματος Ε του Ευρωκώδικα. Πιο συγκεκριμένα:

α) Αν οι συνθήκες στη βάση του τοίχου μπορούν να θεωρηθούν έδραση και όχι πάκτωση και αν οι παράπλευροι τοίχοι έχουν μικρό μήκος ή έχουν άνοιγμα κοντά στη γωνία, μπορούν να θεωρούνται ότι δεν εξασφαλίζουν συνθήκες «πάκτωσης» στον τοίχο και έτσι για το προ-

σομοίωμα επίλυσης θεωρούνται οι συνθήκες στήριξης του Σχήματος 2. Επομένως χρησιμοποιείται ο Πίνακας Ε του Παραρτήματος Ε.

- Επί πλέον, από τα δεδομένα του προβλήματος, οι χαρακτηριστικές αντοχές για κάμψη εκτός επιπέδου του τοίχου παράλληλα και κάθετα προς τους οριζόντιους αρμούς, είναι ίσες με  $f_{xk1}=0.10\text{MPa}$  και  $f_{xk2}=0.40\text{MPa}$  αντιστοίχως. Συνεπώς, ο συντελεστής  $\mu$  είναι ίσος με  $\mu = f_{xk1}/f_{xk2}=0.25$ .

-Τέλος, ο λόγος  $h/\ell=1.0$ .

Επομένως, η τιμή του συντελεστή  $\alpha_2$ , λαμβάνεται ίση με 0.071 και άρα οι δρώσες ροπές προκύπτουν ίσες με:

$$-M_{Ed1} = \mu \alpha_2 w_{Ed} \ell^2 = 0.25 \times 0.071 \times 3 \times 3.8^2 = 0.76 \text{ KNm/m}$$

$$-M_{Ed2} = \alpha_2 w_{Ed} \ell^2 = 0.071 \times 3 \times 3.8^2 = 3.08 \text{ KNm/m}$$

*Αντοχές κάμψης εκτός επιπέδου:*

α) άοπλη τοιχοποιία

Οι αντοχές σε κάμψη εκτός του επιπέδου του τοίχου προκύπτουν ίσες με:

$$M_{Rd1} = f_{xd1} Z = [0.10/2.2] \times [0.24^2/6] = 0.44 \text{ KNm/m} < M_{Ed1} = 0.76 \text{ KNm/m}$$

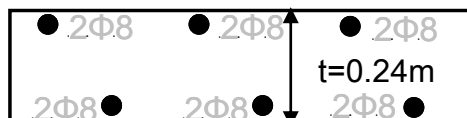
(ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται για κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς)

$$M_{Rd2} = f_{xd2} Z = [0.40/2.2] \times [0.24^2/6] = 1.76 \text{ KNm/m} < M_{Ed2} = 3.08 \text{ KNm/m}$$

(ο έλεγχος ΔΕΝ ικανοποιείται για κάμψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς)

β) διαζωματική τοιχοποιία: ισχύει ό,τι και για την άοπλη τοιχοποιία

γ) οπλισμένη τοιχοποιία



Σχηματική διάταξη κατακόρυφου οπλισμού

Σχήμα 3: Κάτωση τοίχου

Ο ελάχιστος κατακόρυφος και οριζόντιος οπλισμός,  $A_s=0.05\%A$ , θεωρείται ότι υλοποιείται με 12 ράβδους Φ8 (Σχήμα 3).

Επομένως, οι αντοχές σε κάμψη εκτός του επιπέδου του τοίχου της οπλισμένης τοιχοποιίας θα είναι

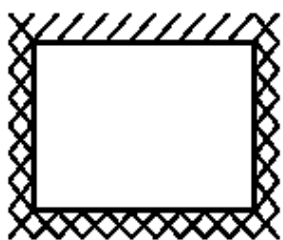
ίσες με :

$M_{Rd1} = M_{Rd2} = z A_s f_{yd} / \ell = (0.9 \times 0.24)(6 \times 0.50)(40 / 1.15) / 3.8 = 5.93 \text{ KNm/m}$ ,  
για τον μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων  $z = 0.9\ell$ .

Ο έλεγχος ικανοποιείται και για τις δύο περιπτώσεις:

$$M_{Rd1} = 5.93 \text{ KNm/m} > M_{Ed1} = 0.76 \text{ KNm/m}$$

$$M_{Rd2} = 5.93 \text{ KNm/m} > M_{Ed2} = 3.08 \text{ KNm/m}$$



Σχήμα 4

β) Αν η έδραση του τοίχου μπορεί να θεωρηθεί πάκτωση και οι πλευρικοί τοίχοι έχουν επαρκές μήκος και είναι καλά συνδεδεμένοι με τον υπόψη τοίχο, μέσω συνδέσμων ή εμπλοκής των λιθωμάτων τότε για το προσομοίωμα επίλυσης θεωρούνται οι συνθήκες στήριξης του Σχήματος 4. Επομένως χρησιμοποιείται ο Πίνακας Η του Παραρτήματος Ε.

- Επομένως, η τιμή του συντελεστή  $\alpha_2$ , λαμβάνεται ίση με 0.039 και άρα οι δρώσες ροπές προκύπτουν ίσες με:

$$-M_{Ed1} = \mu \alpha_2 w_{Ed} \ell^2 = 0.25 \times 0.039 \times 3 \times 3.8^2 = 0.42 \text{ KNm/m}$$

$$-M_{Ed2} = \alpha_2 w_{Ed} \ell^2 = 0.039 \times 3 \times 3.8^2 = 1.69 \text{ KNm/m}$$

*Αντοχές κάμψης εκτός επιπέδου:*

α) άοπλη τοιχοποιία

Οι αντοχές σε κάμψη εκτός του επιπέδου του τοίχου προκύπτουν ίσες με:

$$M_{Rd1} = f_{xd1} Z = [0.10 / 2.2] \times [0.24^2 / 6] = 0.44 \text{ KNm/m} > M_{Ed1} = 0.42 \text{ KNm/m}$$

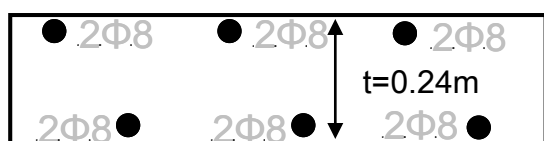
(ο έλεγχος ικανοποιείται για κάμψη παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς)

$$M_{Rd2} = f_{xd2} Z = [0.40 / 2.2] \times [0.24^2 / 6] = 1.76 \text{ KNm/m} > M_{Ed2} = 1.69 \text{ KNm/m}$$

(ο έλεγχος ικανοποιείται για κάμψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς)

β) διαζωματική τοιχοποιία: ισχύει ό,τι και για την άοπλη τοιχοποιία

γ) οπλισμένη τοιχοποιία



Σχηματική διάταξη κατακόρυφου οπλισμού

Ο ελάχιστος κατακόρυφος και οριζόντιος οπλισμός,  $A_s = 0.05\% A$ , θεωρείται ότι υλοποιείται με 12 ράβδους Φ8 (Σχήμα 5).

Επομένως, οι αντοχές σε κάμψη εκτός του επιπέδου του τοίχου της

Σχήμα 5: Κάτοψη τοίχου



οπλισμένης τοιχοποιίας θα είναι ίσες με :

$$M_{Rd1} = M_{Rd2} = z A_s f_{yd} / \ell = (0.9 \times 0.24) (6 \times 0.50) (40 / 1.15) / 3.8 = 5.93 \text{ KNm/m},$$

για τον μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων  $z = 0.9\ell$ .

Ο έλεγχος ικανοποιείται και για τις δύο περιπτώσεις:

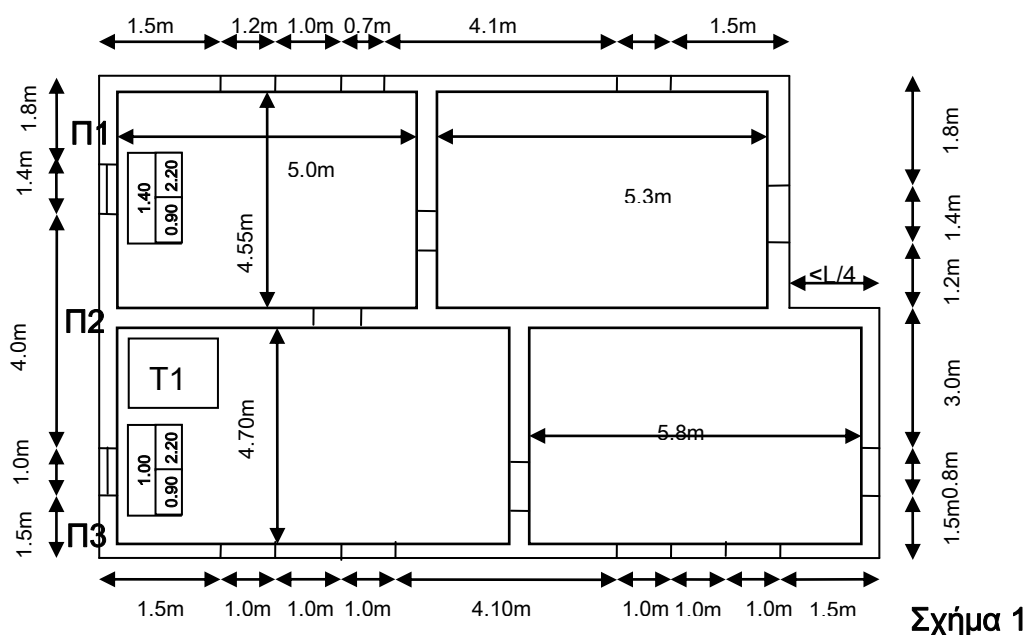
$$M_{Rd1} = 5.93 \text{ KNm/m} > M_{Ed1} = 0.42 \text{ KNm/m}$$

$$M_{Rd2} = 5.93 \text{ KNm/m} > M_{Ed2} = 1.69 \text{ KNm/m}$$

## ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 7

Δίδεται δώροφο κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία με κάτοψη ορόφου, όπως αυτή του Σχήματος 1. Ζητείται να ελεγχθεί έναντι θλίψης ο τοίχος T1 του 1<sup>ου</sup> ορόφου.

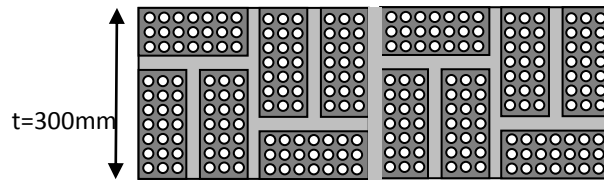
Για την κατασκευή της τοιχοποιίας έχουν χρησιμοποιηθεί αργιλικές οπτόπλινθοι ομάδας 2 με  $f_{bc} = 18 \text{ MPa}$ , διαστάσεων  $190 \times 90 \times 60 \text{ (mm)}$ , κατηγορίας I. Το συνδετήριο κονίαμα είναι προδιαγεγραμμένο κονίαμα θλιπτικής αντοχής  $10 \text{ KN/mm}^2$  (M10). Για την εκτέλεση του έργου θεωρείται ότι έχει εξασφαλιστεί στάθμη ποιοτικού ελέγχου 3. Δίδονται το πάχος των τοίχων και της πλάκας ίσο με  $30 \text{ cm}$  και  $15 \text{ cm}$ , αντιστοίχως.



- **Μηχανικά Χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας**

- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας  $f_k$

Για τις ιδιότητες των οπτόπλινθων και του κονιάματος, η σταθερά  $K$  είναι ίση με 0.45. Από τα δεδομένα του προβλήματος φαίνεται ότι το πάχος της τοιχοποιίας δεν ισούται με το μήκος ή το πλάτος της δομικής μονάδας. Για τον τρόπο διάταξης των οπτοπλινθών, κατά την έννοια του πάχους των τοίχων, που απεικονίζεται στο Σχήμα 2, προκύπτει ύπαρξη κατακόρυφου αρμού κονιάματος που εκτείνεται μερικώς παράλληλα με τις όψεις των τοίχων. Επομένως, η σταθερά  $K$  πρέπει να πολλαπλασιαστεί με τον μειωτικό συντελεστή 0.8. Για τις διαστάσεις της οπτοπλινθού προκύπτει  $\delta=0.84$ .



Σχήμα 2

Έτσι, η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας είναι ίση με:

$$f_k=0.80 \times 0.45 \times (0.84 \times 18)^{0.7} \times 10^{0.3} = 4.81 \text{ N/mm}^2$$

- Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού  $f_d$

Για τα δεδομένα του προβλήματος, ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία είναι ίσος με  $\gamma_m=2.5$ .

Άρα,  $f_d=f_k/\gamma_m=4.81/2.5=1.92 \text{ N/mm}^2$

- Μέτρο ελαστικότητας  $E$

$$E=1000f_k=4.81 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

- **Φορτία:**

- Μόνιμα

Πλάκες: ίδιο βάρος =  $0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Φορτίο επικάλυψης =  $1 \text{ KN/m}^2$

Τοίχοι: ίδιο βάρος =  $18 \text{ KN/m}^3$

- Κινητά

Πλάκες:  $2 \text{ KN/m}^2$

Συνολικό φορτίο  $(3.75+1.00) \times 1.35 + 2.00 \times 1.5 = 9.41 \text{ KN/m}^2$

- **Φορτία διατομής**

Καθώς ο τοίχος T1 έχει ανοίγματα με ύψος που υπερβαίνει το 25% του ύψους του ορόφου (Σχήμα 1), ο έλεγχος πραγματοποιείται για κάθε πεσσό χωριστά. Στο παράδειγμα ελέγχεται ο γωνιακός πεσσός (Π1) μήκους 1.8m (Σχήμα 3).

Για τον συνδυασμό δράσεων  $1.35G+1.5Q$  και για κατανομή των φορτίων της πλάκας οροφής σύμφωνα με το Σχήμα 3, το αξονικό φορτίο στην στέψη του πεσσού Π1 είναι ίσο με  $N_{1d}=26.54 \text{ KN}$ .

Οπότε:

- Στην κορυφή του πεσσού

$$N_{1d}=26.54 \text{ KN}$$

Για κατασκευαστικούς λόγους, θεωρείται ότι η κατανομή των τάσεων στην στέψη του πεσσού Π1 είναι τριγωνική (Σχήμα 4). Συνεπώς, η εκκενρότητα του ανωτέρω φορτίου είναι ίση με:

$$e_1=0.30/2-0.30/3=0.05 \text{ m}$$

$$\text{και επομένως } M_{1d}=e_1 N_{1d}=1.33 \text{ KNm}$$

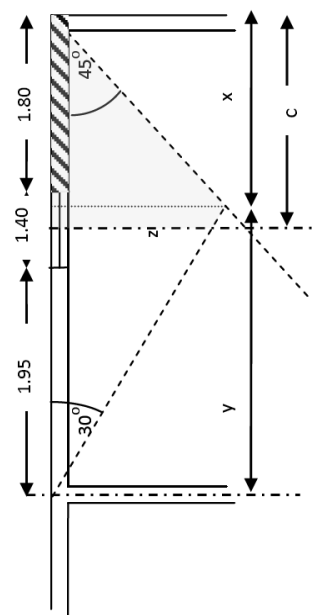
- Στη βάση του πεσσού

Εκτός από το φορτίο του πεσσού συμμετέχει και το μισό μήκος του ανωφλίου

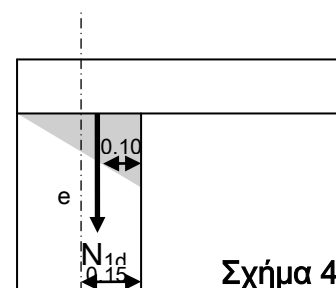
$$N_{2d}=26.54+1.35 \times 18 \times 0.30(1.8 \times 3.2+0.7 \times 1.0) = 73.6 \text{ KN}$$

Για τον υπολογισμό της εκκενρότητας στη βάση του πεσσού οφειλόμενη στα φορτία, χρησιμοποιείται το Παράρτημα

C του Ευρωκώδικα 6. Έτσι, για το προσομοίωμα των Σχημάτων 5 και 6 και για εγκάρσια διάσταση 1.8m, η ροπή στην βάση του πεσσού Π1 προκύπτει από τη σχέση:



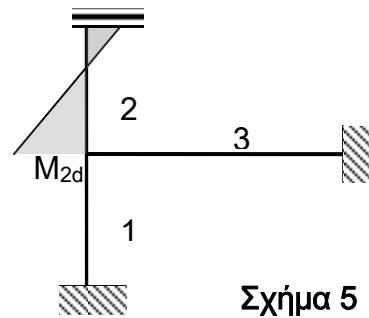
Σχήμα 3



Σχήμα 4

$$M_{2d} = \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3}} \left[ \frac{w_{3x} l_3^2}{4(n_3 - 1)} \right]$$

Καθώς η πλάκα που μεταφέρει τα φορτία στον τοίχο είναι τετραέριστη, τμήμα μόνον του επιφανειακού φορτίου μεταφέρεται στον πεσσό Π1. Συντελεστής μεταφοράς κατά Markus  $\kappa = 0.4068$



Σχήμα 5

Για:

$$h_1 = h_2 = 3.2\text{m}, \ell_3 = 5.0\text{m}$$

$$w_3 = 9.41 \times 1.80 = 16.94 \text{ kN/m}$$

$$w_{3x} = 16.94 \times 0.4068 = 6.89 \text{ kN/m}$$

$$I_1 = I_2 = 1.8 \times 0.30^3 / 12 = 0.00405 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 1.8 \times 0.15^3 / 12 = 0.000506 \text{ m}^4$$

$$E_1 = E_2 = 4.81 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$E_3 = 27.5 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

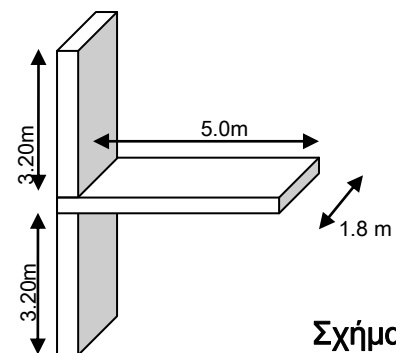
$$n_2 = 3, n_1 = n_3 = 4$$

$$\text{προκύπτει } M_{2d} = 4.88 \text{ m}$$

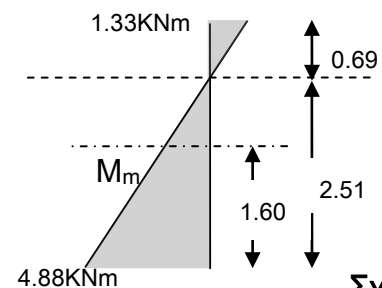
- Στο μέσον του πεσσού:

$$N_{md} = 26.54 + 1.35 \times 18 \times 0.3 \times (1.8 \times 1.6 + 0.7 \times 1) = 52.4 \text{ kN}$$

$$\text{Από το Σχ. 7 προκύπτει ροπή } M_{md} = 1.78 \text{ kNm}$$



Σχήμα 6



Σχήμα 7

- **Έλεγχος αντοχής**

Ενεργό πάχος για τοίχο με μία μόνο στρώση  $t_{ef} = t$

Ενεργό ύψος (μήκος λυγισμού) :  $h_{ef} = \rho h$

Ο πεσσός Π1 έχει δύσκαμπτα στοιχεία στις 3 πλευρές του, άρα:  $\rho = \rho_3$

$$\text{Είναι: } \rho_2 = 0.75 \quad \rho_3 = \rho_2 / [1 + (\rho_2 \cdot h / 3\ell)] = 0.622$$

$$\text{επομένως είναι } h_{ef} = 0.622 \cdot 3.20 = 1.99 \text{ m}$$

- Κορυφή

$$\text{Συνολική εκκεντρότητα: } e_1 = e_{1d} + e_{he} + e_{init} = 1.33 / 26.54 + 0 + 1.99 / 450 =$$

$$0.054 \text{ m} > 0.05t$$

Μειωτικός συντελεστής:  $\Phi_1 = 1 - 2 e_1 / t = 0.640$

$$N_{Rd1} = \Phi_1 \times \ell \times f_d \times t = 0.640 \times 1.8 \times 1920 \times 0.30 = 663.6 \text{ KN} > 26.54 \text{ KN}$$

Άρα η αντοχή υπερβαίνει την δράση σχεδιασμού.

- Βάση:

$$\text{Συνολική εκκεντρότητα: } e_2 = e_{2d} + e_{he} + e_{init} = 4.88/73.63 + 0 + 1.99/450 = 0.070 \text{ m} < t/2$$

Μειωτικός συντελεστής:  $\Phi_2 = 1 - 2 e_2 / t = 0.533$

$$N_{Rd1} = \Phi_2 \times \ell \times f_d \times t = 0.533 \times 1.8 \times 1920 \times 0.30 = 552.6 \text{ KN} > 73.63 \text{ KN}$$

Άρα η αντοχή υπερβαίνει την δράση σχεδιασμού.

- Μέσον:

$$e_m = e_{md} + e_{hm} \pm e_{init} = 1.78/52.4 + 0 + 1.99/450 = 0.038 \text{ m}$$

$$e_k = 0.002 \varphi_\infty h_{ef}/t (t e_m)^{0.5} = 0.00141 \text{ m}, \text{ με } \varphi_\infty = 1,0$$

$$\text{Συνολική εκκεντρότητα: } e_{mk} = e_m + e_k = 0.038 + 0.001 = 0.039 \text{ m} > 0.05t$$

$$A = 1 - 2 e_{mk} / t = 0.74 \text{ και } u = [h_{ef}/t - 2] / [23 - 37 e_{mk}/t] = 0.255$$

Μειωτικός Συντελεστής:  $\Phi_m = A e^{-\frac{u^2}{2}} = 0.716$

$$N_{Rdm} = \Phi_m \times \ell \times f_d \times t = 0.716 \times 1.8 \times 1920 \times 0.30 = 742.3 \text{ KN} > 52.4 \text{ KN}$$

Άρα η αντοχή υπερβαίνει την δράση σχεδιασμού.

## ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 8

### Έλεγχος πυραντίστασης τοίχου

Έστω φέρων μόνος τοίχος από οπτοπλινθοδομή μήκους 3 m με λιθοσώματα ομάδας 1 ανηγμένης θλιπτικής αντοχής  $f_b = 10 \text{ MPa}$  μικτής πυκνότητας  $\rho = 1200 \text{ (Kg/m}^3\text{)}$  και κονίαμα γενικής εφαρμογής M5. Κατηγορία λιθοσωμάτων II και στάθμη ποιοτικού ελέγχου της κατασκευής 2. Η αναλογία φορτίου στον τοίχο δίδεται  $\alpha = 1.0$ . Ο τοίχος να υπολογιστεί ως μη επιχρισμένος εκατέρωθεν. Ο τοίχος περιβάλλεται από πυρκαγιά.

Ζητείται (α) να βρεθεί το ελάχιστο πάχος του τοίχου για πυραντίσταση σε χρόνο 90 min και (β) για το ελάχιστο αυτό πάχος να βρεθεί η θλιπτική αντοχή

του τοίχου σε κατάσταση πυρκαγιάς (πυραντίσταση σε χρόνο 90 min) και να συγκριθεί με τη θλιπτική αντοχή του τοίχου υπό κανονικές συνθήκες.

(α) Από πίνακα N.B.1.3 του παραρτήματος Β του EN1996-1-2 (για μονούς φέροντες τοίχους μήκους >1.0 m):

για λιθοσώματα ομάδας 1 αντοχής 10 MPa ,

κονίαμα γενικής χρήσης ,

$\rho=1200$  και

$\alpha=1.0$

οδηγούμαστε στη γραμμή 1.1.1 του πίνακα και με βάση τη στήλη για  $t_{fi,d}=90$  min λαμβάνουμε:

$t_F=240$  mm

*Σημείωση:(δεν ελήφθη η τιμή της παρενθέσεως γιατί αυτή αναφέρεται σε τοίχους με επίχρισμα 10 mm)*

(β) Θα χρησιμοποιήσουμε το παράρτημα Γ του EN1996-1-2:

οι προδιαγραφές του Γ.1 (2) για να ισχύσει η απλοποιημένη μέθοδος πληρούνται στο παράδειγμα μας (οπτόπλινθοι ομάδας 1, αντοχή λιθοσώματος 10MPa , μικτή πυκνότητα 1500Kg/m<sup>3</sup> και κονίαμα γενικής εφαρμογής).

Από Γ.2 (3):

$N_{Rd,fi(\theta_i)}=\Phi(f_{d\theta 1}A_{\theta 1}+f_{d\theta 2}A_{\theta 2})$  εξίσωση Γ.2

Όπου:

$\Phi =1$  μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την εκκεντρότητα  $e_{\Delta\theta}$  όπου στην περίπτωση μας  $e_{\Delta\theta} = 0$  με βάση την εξίσωση Γ3β (το στοιχείο περιβάλλεται από φωτιά).

$f_{d\theta 1}$  η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας μέχρι τη θερμοκρασία  $\theta_1$  όπου η θερμοκρασία  $\theta_1$  είναι εκείνη η θερμοκρασία μέχρι την οποία μπορεί να χρησιμοποιείται η αντοχή της τοιχοποιίας υπό κανονική θερμοκρασία άρα:

$$f_{d\theta 1} = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} / \gamma_M = (0.50 \cdot 0.80) \cdot 10^{0.7} \cdot 5^{0.30} / 2.5 = 1.30 \text{ MPa}$$

διότι  $K = 0.5$  και υπάρχει κατακόρυφος αρμός σε τμήμα του πάχους της τοιχοποιίας,

$f_{d\theta 2}$  η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας μεταξύ της θερμοκρασίας  $\theta_1$  και  $\theta_2$  και λαμβάνεται ίση με  $c \cdot f_{d\theta 1}$

όπου η  $c$  λαμβάνεται από σχήμα Δ.2(β) του παραρτήματος Δ για θερμοκρασία  $\theta_2$  που λαμβάνεται από πίνακα του παραρτήματος Γ .

Έτσι από πίνακα του παραρτήματος Γ για οπτόπλινθους με κονίαμα γενικής εφαρμογής  $\theta_2 = 600^\circ \text{C}$  και  $\theta_1 = 100^\circ \text{C}$

και από σχήμα Δ.2(β) για  $\theta = 600^\circ \text{C}$   $c = 0.78$

$$\text{άρα } f_{d\theta 2} = 0.78 \cdot 1.30 = 1.01 \text{ MPa}$$

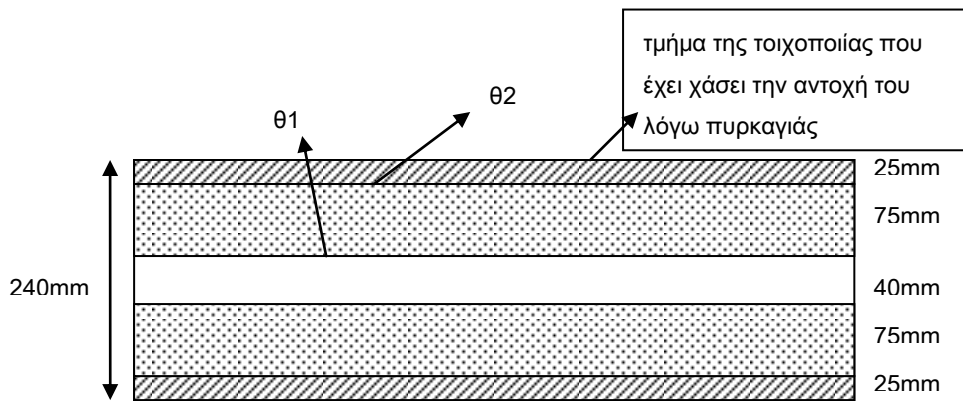
$A_{\theta 1}$  η επιφάνεια της τοιχοποιίας μέχρι θερμοκρασία  $\theta_1$

$A_{\theta 2}$  η επιφάνεια της τοιχοποιίας μεταξύ θερμοκρασίας  $\theta_1$  και  $\theta_2$

από σχήμα Γ.3(α) για  $t = 90 \text{ min}$  και

για  $T = 100^\circ \text{C} \rightarrow t = 100 \text{ mm}$  (δηλαδή η θερμοκρασία  $100^\circ \text{C}$  έχει φτάσει σε βάθος  $100 \text{ mm}$  από την εξωτερική επιφάνεια της τοιχοποιίας)

για  $T = 600^\circ \text{C} \rightarrow t = 25 \text{ mm}$  (δηλαδή η θερμοκρασία  $600^\circ \text{C}$  έχει φτάσει σε βάθος  $25 \text{ mm}$  από την εξωτερική επιφάνεια της τοιχοποιίας)



άρα με βάση το σχήμα

$$A_{\theta_1} = 0.04\text{m} \cdot 3\text{m} = 0.12\text{m}^2$$

$$A_{\theta_2} = 2 \cdot (0.075\text{m} \cdot 3\text{m}) = 0.45\text{m}^2$$

$$\text{APA } N_{Rd,fi(\theta_i)} = 1.0(1.30 \cdot 10^6 \cdot 0.12 + 1.01 \cdot 10^6 \cdot 0.45) = 610500 \text{ N} = 610.5 \text{ KN}$$

Το αξονικό φορτίο αντοχής του τοίχου υπό κανονικές συνθήκες είναι:

$$N_{Rd} = 1.30 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 \cdot (3\text{m} \cdot 0.24\text{m}) = 936000 \text{ N} = 936.0 \text{ KN}$$

APA έχουμε μείωση της θλιπτικής αντοχής  $(936.0 - 610.5) / 936 = 0.347 = 34.7\%$  !