

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ
Δ.Ε.Υ.Α. ΝΕΣΤΟΥ

«ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ ΥΔΡΕΥΣΗΣ ΑΒΡΑΜΗΛΙΑΣ»

03. ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΑΝΤΑΙΟΣΤΑΣΙΟΥ

ΜΕΛΕΤΗΤΗΣ
ΜΑΥΡΙΔΗΣ ΘΩΜΑΣ
Πολιτικός μηχανικός
ΕΡΥΘΡΟΥ ΣΤΑΥΡΟΥ 34
τηλ 2510 226618
ΚΑΒΑΛΑ ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2022

Μεθοδολογία επίλυσης και διαστασιολόγησης.

Η επίλυση του κτιρίου βασίζεται στο ότι το μέγιστο των κατακορύφων φορτίων, καθώς και οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις εξ ολοκλήρου, φέρονται από τους τοίχους. Τα υποστυλώματα δεν συμμετέχουν στην ανάληψη δυνάμεων σεισμού. Η επίλυση των δαπέδων σε κατακόρυφα φορτία γίνεται ανεξάρτητα, θεωρώντας το δάπεδο σαν εσχάρα δοκών και μετακινώντας τα κινητά φορτία ώστε να επιτευχθούν οι δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης για κάθε δοκό. Οι πλάκες επιλύονται με τη μέθοδο των λωρίδων, κατά Marcus. Οι οριζόντιες δυνάμεις σεισμού υπολογίζονται με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο κατά ΕΑΚ. Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους γίνεται αφού υπολογισθούν οι ακριβείς ακαμψίες των τοίχων μέσω ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία. Οι τοίχοι επιλύονται με πεπερασμένα στοιχεία για τον ακριβή υπολογισμό των εντατικών μεγεθών τους στα κατακόρυφα φορτία και στα φορτία σεισμού. Η διαστασιολόγηση των στοιχείων από μπετόν, πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα γίνεται βάσει του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος, η δε διαστασιολόγηση και έλεγχος τοίχων βάσει του Ευρωκώδικα 6. Τέλος γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται επί πλέον από το Εθνικό Κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6 και οι έλεγχοι για απλά κτίρια τοιχοποιίας.

Πλάκες

Η επίλυση και ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των πλακών γίνεται με τη μέθοδο Marcus. Η μέθοδος αυτή, ως γνωστόν, βασίζεται στην επίλυση διασταυρούμενων λωρίδων με κοινό βέλος κάμψης στο μέσον της πλάκας και κατανομή του φορτίου της πλάκας στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η ευνοϊκή επίδραση της συστροφής στις ροπές ανοιγμάτων δεν λαμβάνεται υπόψη, υπέρ της ασφαλείας. Εν συνεχεία οι πλάκες επιλύονται σαν συνεχείς ανεξάρτητοι δοκοί η κάθε λωρίδα. Σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (18.1) πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.050 και 2.00 επιλύονται σαν τετραέρειςτες, άλλως ως διέρειςτες. Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού. Σε περίπτωση διερείστων πλακών στους δοκούς που δεν παίρνουν φορτία μεταβιβάζεται ελάχιστο φορτίο από πλάκα ίσο με $qL/4$ όπου q το φορτίο ($1.35g+1.50q$) της πλάκας και L το άνοιγμα της δοκού. Οι υπολογισμοί αντοχής (οριακή κατάσταση αστοχίας) γίνονται σύμφωνα με τον Ελλην. Κανον. Οπλισμ. Σκυροδέματος 10.1 και 10.4. Ο έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας απο παραμόρφωση, βασίζεται στον έλεγχο λυγηρότητας σύμφωνα με (Καν. 16.2), οπότε ο έλεγχος βελών κάμψης μπορεί να παραλειφθεί. Γίνονται επίσης όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστους οπλισμούς και αποστάσεις σύμφωνα με (Κανον. 18.1). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 20mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανον 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό.

Δοκοί

Το σύστημα δοκών του πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δύο στροφές με άξονες τους άξονες της εσχάρας $x-x$ και $y-y$ και μία βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση $z-z$. Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και τα υποστυλώματα., όπου η βύθιση είναι 0. Στις εδράσεις στους τοίχους επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζ, η στρόφη περι τον άξονα των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο λαμβάνεται ίση με 0. Για τις ακαμψίες των στοιχείων της εσχάρας λαμβάνεται συνεργαζόμενο πλάτος $0.70L/10$ στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς. Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών της εσχάρας δοκών γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδιασμοί φορτίσεων στα ανοίγματα με $1.35g$ (μόνιμα) και $1.50q$ (κινητά) φορτία. Η επίλυση γίνεται με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς banded πίνακες, αφού προηγηθεί βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση κόμβων. Η διαστασιολόγηση των δοκών γίνεται βάσει του Ελληνικού κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος. Οι ροπές παρειάς στις στηρίξεις λαμβάνονται σε απόσταση 10 cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος. Οι τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d (cm) από την παρειά (κανον. 5.1)

όπου δ το ύψος της δοκού. Το συνεργαζόμενο πλάτος λαμβάνεται $0.70L/10$ στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και $0.70L/5$ στις συμμετρικές πλακοδοκούς (κανον. 8.4). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 50 mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανον 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό. Οι δοκοί οπλίζονται με ίσα σίδερα και η τέμνουσα παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από κατακόρυφους συνδετήρες. Γίνονται όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστα ποσοστά οπλισμών (κανον. 18.3.2, 18.3.4). Γίνεται έλεγχος ρηγμάτωσης (κανον 15.3) και μεγέθους παραμορφώσεων κανον.16.1).

Τοίχοι

Οι τοίχοι παραλαμβάνουν το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων και όλα τα οριζόντια φορτία λόγω σεισμού. Ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων ανά όροφο γίνεται βάσει ΕΑΚ (3.3.3) με ισοδύναμα στατικά φορτία. Η βάση για την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους κάθε ορόφου είναι η ακαμψία κάθε τοίχου. Η ακαμψία αυτή εξαρτάται από τις διαστάσεις του τοίχου καθώς και από το είδος και θέση των ανοιγμάτων. Η ακαμψία του κάθε τοίχου υπολογίζεται με ακρίβεια από το πρόγραμμα αφού γίνει επίλυση του κάθε τοίχου με πεπερασμένα στοιχεία, για μοναδιαίες σχετικές μετατοπίσεις του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Ο κάθε τοίχος χωρίζεται αυτόματα σε πεπερασμένα στοιχεία επίπεδα επιφανειακά (plane stress) ορθογώνια τεσσάρων κόμβων. Ο υπολογισμός και η κατανομή σεισμικών δυνάμεων φαίνεται αναλυτικά στο τεύχος υπολογισμών. Στους υπολογισμούς ακαμψιών στο τεύχος δείχνεται και η προσεγγιστική τιμή της ακαμψίας κάθε τοίχου χωρίς ανοίγματα. Εν συνεχεία γίνεται πάλι επίλυση των τοίχων με πεπερασμένα στοιχεία για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών, στους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων. Οι τρεις βασικές τάσεις κάθε στοιχείου τοίχου ορθές τάσεις σ_x , σ_y και διάτμηση τ_{xy} εκτυπώνονται στο τεύχος υπολογισμών και μπορείτε επίσης να έχετε έγχρωμη εικόνα πατώντας το αντίστοιχο πλήκτρο στο σχεδιαστικό πρόγραμμα. Οι τάσεις αυτές δείχνονται για δύο φορτίσεις μόνο κατακόρυφα φορτία ($1.35g+1.50q$) και κατακόρυφα φορτία +σεισμό ($1.00g+0.30q+\text{σεισμός}$). Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ. 4. Γίνονται έλεγχοι σε αξονικό φορτίο για κατακόρυφη φόρτιση $1.35g+1.50q$, και $1.00g+0.30q+\text{σεισμός}$, καθώς και έλεγχος διάτμησης για φόρτιση με σεισμό. Γίνονται επίσης έλεγχοι λυγνρότητας και συγκεντρωμένων φορτίων, σύμφωνα πάντα με τον Ευρωκώδικα 6. Οι βασικοί έλεγχοι σε κατακόρυφα φορτία βάσει του Ευρωκώδικα 6 είναι : $N_{sd} < N_{rd}$, όπου $N_{rd} = (\text{τιμή σχεδιασμού κατακόρυφου φορτίου})$. N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού, το οποίο προσδιορίζεται σαν κατακόρυφη δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες θλιπτικές κατακόρυφες τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών). $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M$, ϕ_i, m , είναι ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις συνέπειες της λυγνρότητας και της εκκεντρότητας του φορτίου. Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών υπολογίζονται με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκώδικα (4.4.3) και (παράρτ. Γ) t είναι το πάχος του τοίχου. f_k είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας που προκύπτει βάσει του κεφ.3 του Ευρωκώδικα ανάλογα με τα συστατικά (λιθοσώματα, κονίαμα) της τοιχοποιίας. γ_M είναι ο επι μέρους συντελεστής για το υλικό που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα πίνακα 2.3.

Ο έλεγχος λυγνρότητας γίνεται βάσει της 4.4.4.3 του Ευρωκώδικα. Το μήκος λυγισμού λαμβάνεται $h_{ef} = \rho h$. Οι συντελεστές ρ υπολογίζονται για μερική ή ολική πίκωση (ανάλογα με την περίπτωση) στην κορυφή και βάση του τοίχου, και επι το δυσμενέστερον λαμβάνονται $\rho_3 = \rho_4 = 1$ για τις κατακόρυφες παρειές.

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται βάσει του 4.5.3 του Ευρωκώδικα.6. $V_{sd} < V_{rd}$ V_{sd} είναι η τιμή σχεδιασμού τέμνουσας η οποία προσδιορίζεται σαν οριζόντια δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες διατμητικές τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

Οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση

με πεπερασμένα στοιχεία στις περιοχές στήριξης των δοκών των δαπέδων ελέγχονται βάσει του (4.4.8) του Ευρωκώδικα να μην υπερβαίνουν την τάση f_k/γ_M .

ΕΑΚ

Εφαρμόζεται η απλοποιημένη φασματική ανάλυση (ΕΑΚ 3.3). Γίνεται ανάλυση για οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού αγνοείται. Τα ισοδύναμα στατικά φορτία υπολογίζονται με προσεγγιστική θεώρηση των δύο πρώτων ιδιομορφιών, μία κατά x και μία κατά y διεύθυνση. Οι ιδιομορφίες αυτές είναι τριγωνικής μορφής. Οι κύριοι άξονες αδρανείας των φερόντων στοιχείων θεωρούνται κατά το πλείστον παράλληλες προς τις διευθύνσεις x και y (ΕΑΚ 3.3.3[4]). Θεωρείται επίσης ότι το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ 3.3.3 [5]). Οι μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις λόγω σεισμού προκύπτουν σαν οι μέγιστες τιμές που δίνουν αμφότερες οι σχέσεις (ΕΑΚ 3.5.3 [1]) και (ΕΑΚ 3.5.3 [4]).

Θεμελίωση

Η θεμελίωση των τοίχων και των υποστυλωμάτων βασίζεται στον έλεγχο αστοχίας λόγω υπέρβασης φέρουσας ικανότητας έδρασης, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 και ΕΑΚ 5.2.3

ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ ΑΒΡΑΜΗΛΙΑΣ

Όνομασία Έργου-Μελέτης ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟ ΑΒΡΑΜΗΛΙΑΣ - ΟΙΚΙΣΚΟΣ

Διεύθυνση έργου

Μηχανικός Μελετητής ΜΑΥΡΙΔΗΣ ΘΩΜΑΣ

Δ.Ε.Υ.Α. ΝΕΣΤΟΥ

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Όροφοι Όροφοι : 1 Υπόγειο: 0

Τοιχοποιία Άοπλη τοιχοποιία

Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 1

Υψη ορόφων [m] Δάπεδα

Ισόγειο ύψος ορόφου 3.80 [m] οροφή=Πλάκα d=0.15[m]

Φορτία Κατασκευής (Ευρωκώδικας 1)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 0.80 [kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00 [kN/m²]

Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 2.00 [kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 3.50 [kN/m²]
Κινητά σε Εξώστες= 5.00 [kN/m²]

Μόνιμα Στέγης Κολυμβητά κεραμίδια+σανίδωμα+ζευκτά Ιδιο βάρος= 0.80 [kN/m²]
Οροφή= 0.50 [kN/m²]

Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.65 [kN/m²], Άνεμος= 1.25 [kN/m²]
Άνεμος (κατακόρυφα) 1.25xημ² (25°)= 0.18 [kN/m²]

Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (Ευρωκ.0, Π.Α1.2) γg=1.35, γq=1.50

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Ευρωκ.0 Π.Α1.1) Ψ0=0.60, Ψ1=0.60, Ψ2=0.30

Υλικά Τοιχοποιίας Οπτ/μή μπατική-M5 30 cm

Σκυρόδεμα - Εδαφος C25/30-B500C γu=0.12 [N/mm²,MPa]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

Σεισμική Ζώνη (Ευρωκ.8 §3.2.1) Ζώνη: I, α=0.160g=1.57 m/s²

Κατηγορία Εδάφους (Ευρωκ.8 §3.1.2) B, S=1.20 T1=0.15sec T2=0.50sec

Σπουδαιότητα Κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.5) Σ2 γI=1.00

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 (EC6): EN1996-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.

Ευρωκώδικας 2 (EC2): EN1992-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από Σκυρόδεμα

Ευρωκώδικας 8 (EC8): EN1998-1-1:2004, Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών

Ευρωκώδικας 1 (EC1): EN1991-1-1:2003, Δράσεις επί κατασκευών

Ευρωκώδικας 0 (EC0): EN1990-1-1:2002, Βάσεις σχεδιασμού κατασκευών

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Οπτ/μή υπερυπατική-M5 30 cm

Ειδικό βάρος : 15.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 4.50 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.30 [m]

Διαμήκης Αρμός ΟΧΙ



Ιδιότητες Λιθοσσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσσωμάτων: Οπτόπλινθοι EN 771-1

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων : 190 x 90 x 90 [mm]

Θλιπτική αντοχή : 5.00 [N/mm²]

Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : $f_b = 4.90$ [N/mm²]

Οπτόπλινθοι διάτρητοι 9x9x19

Κατηγορία: : II

Ομάδα : 2

Συντελεστής $\delta = 0.98$

$f_b = 0.98 \times 5.00 = 4.90$ [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_k : 5.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα-M5

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή f_k [N/mm²] (EC6, §3.6.1)

$$f_k = K f_b^{0.7} = 2.46 (K=0.50)$$

Διατμ/κή Αντοχή f_{vko} [N/mm²] (EC6, §3.6.2)

$f_{vko} = 0.20$ [N/mm²]

Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2)

$E = 2.46$ [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης $G=40\%E$

$G = 0.99$ [GPa=KN/mm²]

Δομικά Στοιχεία

Οροφος	Δομ. Στ .	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m] , y [m] , θ °)
Ισόγειο	T1	Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm	3.00x 3.80x0.30	1.15, 1.00, 0.00
Ισόγειο	T2	Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm	3.00x 3.80x0.30	3.15, 1.00, 0.00
Ισόγειο	T3	Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm	2.30x 3.80x0.30	1.00, 1.15, 0.00
Ισόγειο	T4	Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm	2.25x 3.80x0.30	1.00, 3.85, 0.00

Στοιχεία Πλακών

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Φορτία [kN/m ²]			Εμβαδό [m ²]	Ly/Lx	Ειδο	Συντ. φορτ.		Περιβάλλοντα στοιχεία
			ιδ. βάρ	επικάλ	κινητά				kx	ky	
Ισόγειο	Π1	15	3.75	0.80	0.82	5.40	1.35	<input type="checkbox"/>	0.77	0.23	T1B-T3B-T2A-T4A

Στατική Επίλυση πλακών (Ευρωκ.2 §6.1, §9.3.1).

Πλάκες με λόγο πλευρών 0.5 μέχρι 2, επιλύονται ως τετραέρειστες αλλιώς ως αμφιέρειστες. Η επίλυση πλακών βασίζεται στην μέθοδο των λωρίδων Marcus, με κοινό μέγιστο βέλος κάμψης. Τα φορτία κατανέμονται στις δύο διευθύνσεις x , y βάσει συντελεστών κατανομής k_x , k_y και κάθε διεύθυνση επιλύεται χωριστά θεωρώντας ισοδύναμα ανοίγματα πλακών. Αν το φορτίο πλάκας σε μία διεύθυνση είναι $<10\%$ ολικού φορτίου, η πλάκα θεωρείται αμφιέρειστη. Μείωση ροπών ανοιγμάτων λόγω συστροφής δεν γίνεται. Συνθήκες στήριξης και συνέχεια λαμβάνονται υπόψη μέσω συντελεστών συνεχών δοκών ισοδύναμων ανοιγμάτων. Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται οι δυσμενέστεροι σε κάθε περίπτωση. Οι ελάχιστες και μέγιστες ροπές στήριξης προκύπτουν χρησιμοποιώντας τη δυσμενέστερη ή ευμενέστερη θέση κινητών φορτίων αντίστοιχα σε ισοδύναμη συνεχή δοκό με τη λωρίδα επίλυσης της πλάκας. Η μέγιστη ροπή ανοίγματος προκύπτει από τη δυσμενέστερη θέση κινητών φορτίων στο άνοιγμα. Οι ροπές στηρίξεων μειώνονται κατά 20% με ανακατανομή (Ευρωκ.2 §5.5). Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά φορτία στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού. Σε περίπτωση αμφιέρειστων πλακών στους δοκούς που δεν φορτίζονται, λαμβάνεται ελάχιστο φορτίο από πλάκα $=qL/4$, (q φορτίο πλάκας, L άνοιγμα δοκού). Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη χρησιμοποιούνται για υπολογισμό οπλισμών και φορτίων δοκών. Υπολογισμοί αντοχής σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Ευρωκ.2 §6.1). Ελεγχος λυγρότητας (Ευρωκ.2 §7.4.2), και ελάχιστων οπλισμών (EC2 §9.3.1). Έλεγχος βελών παραλείπεται αφού ικανοποιείται η λυγρότητα (Ευρωκ.2 §7.4.2). Ελάχιστη επικάλυψη οπλισμού πλακών λαμβάνεται 20mm (Ευρωκ.2 §4.4.1).

Ισόγειο

Πλάκα: **Π1**



$L_y/L_x = 1.35$, C25/30-B500C, $h = 15$ cm

Φορτία: μόνιμο $g = 4.55$ kN/m², κινητό $q = 0.82$ kN/m²

Διεύθυνση x-x



$L_x = 2.00$ m, $g_x = 0.77 \times 4.55 = 3.50$, $q_x = 0.77 \times 0.82 = 0.63$ kN/m²

Ροπή στη στήριξη $M_{sdsupA} = M_{sdsupB} = 0$ [kNm/m]

Ροπή στο άνοιγμα $M_{sds} = (1.35 \times 3.50 + 1.50 \times 0.63) \times 2.00^2 / 8 = 2.84$ kNm/m

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A = g_B = 3.50 \times 2.00 / 2 = 3.50$ kN/m

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A = q_B = 0.63 \times 2.00 / 2 = 0.63$ kN/m

οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 2.84$ kNm/m, $d = 130$ mm, $x/d = 0.04$, $e_c/e_s = 0.9/20.0$, $A_s = 0.51$ cm²/m

Διεύθυνση y-y



$L_y = 2.70$ m, $g_y = 0.23 \times 4.55 = 1.05$, $q_y = 0.23 \times 0.82 = 0.19$ kN/m²

Ροπή στη στήριξη $M_{sdsupA} = M_{sdsupB} = 0$ [kNm/m]

Ροπή στο άνοιγμα $M_{sds} = (1.35 \times 1.05 + 1.50 \times 0.19) \times 2.70^2 / 8 = 1.56$ kNm/m

Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, μόνιμα $g_A = g_B = 1.05 \times 2.70 / 2 = 1.42$ kN/m





Φορτία σε δοκούς ή τοίχους, κινητά $q_A = q_B = 0.19 \times 2.70 / 2 = 0.26$ kN/m

οπλισμός άνοιγμα: $M_{sd} = 1.56$ kNm/m, $d = 120$ mm, $x/d = 0.03$, $e_c/e_s = 0.7/20.0$, $A_s = 0.30$ cm²/m

$K = 1.0$, $L/d(\min) = 708.1$, $L/d = 2.00/0.130 = 15.4 < 708.1$ (EC2 Eq.7.16a), ελάχ. οπλισμός $A_{sx} = 2.0$ $A_{sy} = 2.0$ cm²/m

Οπλισμοί ανοίγματος x-x: $\phi 10/20$ (3.95 cm²/m), y-y : $\phi 10/20$ (3.95 cm²/m) (κάτω στρώση x-x)

Οπλισμοί Πλακών

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Lx [m]	Ly [m]	Οπλισμοί Ανοίγματος		Οπλισμοί στηρίξεων			
					x-x	y-y				
Ισόγειο	Π1	15	2.00	2.70	Ø 10/20κ	Ø 10/20				

Φορτία τοίχων

Σε κάθε πάτωμα μεταφέρονται τα κατανεμημένα φορτία των πλακών στους αντίστοιχους τοίχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκών.

Ισόγειο	T1	Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.80m, πάχος=0.30m Θέση x=1.15m, y=1.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=10.00m ² Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδίο βάρος τοίχου Gw= 10.00x 4.5= 45.0 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	---



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 3.5kN/m, κινητό q= 0.6kN/m, (0.10m- 2.80m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 9.4 kN, κινητό Qf= 1.7 kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 54.4 kN, κινητό Qb= 1.7 kN

Ισόγειο	T2	Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m Θέση x=3.15m, y=1.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=10.43m ² Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδίο βάρος τοίχου Gw= 10.43x 4.5= 46.9 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.5kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	---



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 3.5kN/m, κινητό q= 0.6kN/m, (0.10m- 2.80m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 9.4 kN, κινητό Qf= 1.7 kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 56.3 kN, κινητό Qb= 1.7 kN

Ισόγειο	T3	Διαστάσεις μήκος=2.30m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m Θέση x=1.00m, y=1.15m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=7.99m ² Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδίο βάρος τοίχου Gw= 7.99x 4.5= 36.0 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.5kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	--



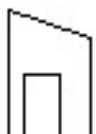
Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 1.4kN/m, κινητό q= 0.3kN/m, (0.10m- 2.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 3.0 kN, κινητό Qf= 0.6 kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 39.0 kN, κινητό Qb= 0.6 kN

Ισόγειο	T4	Διαστάσεις μήκος=2.25m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m Θέση x=1.00m, y=3.85m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=5.62m ² Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm Ιδίο βάρος τοίχου Gw= 5.62x 4.5= 25.3 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.5kN/m κινητό=0.0kN/m
----------------	-----------	--



Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο g= 1.4kN/m, κινητό q= 0.3kN/m, (0.10m- 2.20m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 3.0 kN, κινητό Qf= 0.6 kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 28.3 kN, κινητό Qb= 0.6 kN

Ισόγειο	Συνολικά φορτία ορόφου		
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα G1=	101 kN, κινητά Q1=	5 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα G2=	0 kN, κινητά Q2=	0 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα Go=	101 kN, κινητά Qo=	5 kN
Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.35xGo+1.50xQo)=			144 kN
Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xGo+0.30xQo)=			103 kN
Ολική μάζα ορόφου Mo=(1.00xGo+0.30xQo)/9.81=103/9.81=			10 kNsec ² /m

Φορτία Τοίχων

<u>Ισόγειο</u>		<u>Κέντρο Μάζας ορόφου</u>				
Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M	
T1	5.6	1.15	2.50	6.44	13.99	
T2	5.8	3.15	2.50	18.24	14.48	
T3	4.0	2.15	1.15	8.59	4.59	
T4	2.9	2.13	3.85	6.17	11.18	
Σύνολα		18.3		39.43	44.24	
Κέντρο μάζας ορόφου $x_m=39.43/18.29=2.16m$, $y_m=44.24/18.29=2.42m$						
Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοιχών φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.						

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα) $= 1/(h^3/12EI + 1.2h/GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

Σεισμική Ζώνη	Ζώνη: I, $\alpha=0.160g=1.57 \text{ m/s}^2$	(Ευρωκ.8 §3.2.1)
Κατηγορία Εδάφους	B, $S=1.20$ $T1=0.15\text{sec}$ $T2=0.50\text{sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ2 $\gamma I=1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
Δομικό σύστημα	Αοπλη τοιχοποιία $q=1.5$	(Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)
Συντελεστής Θεμελίωσης	$S = 1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου $T=0.050 (H)^{0.75}=0.14\text{sec}$ (Ευρωκ.8 eq.4.6)

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T)=a_g \cdot g \cdot I \cdot n \cdot S \cdot 2.5/q$ (EC8 eq.3.15)

$$R_d(T)=0.160 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 \times g / 1.50 = 0.320g$$

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(10) = 10 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάσης $V_o=10 \times 0.320 \times 9.81 = 31 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)

Οροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	z _i [m]	m _i ·z _i	οριζόντια δύναμη F _i [kN]	e _i =M _i /W _i [m]
Ισόγειο	10.00 (18.00)	3.80	38	31x 38/ 38=	31.0 1.14
σύνολα	10.00		38		31.0

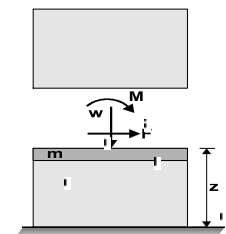


(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα Ισόγειο

Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=2.54\text{m}$, $y=1.81\text{m}$

Ακολουθως δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα.



Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.

Έλεγχος ανατροπής

$$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 117.8 \text{ kNm} \leq 1.00 \times W_t \times x = 1.00 \times 176.6 \times 1.15 = 203.1 \text{ kNm}$$

$$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 117.8 \text{ kNm} \leq 1.00 \times W_t \times y = 1.00 \times 176.6 \times 1.50 = 264.9 \text{ kNm}$$

Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.80m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

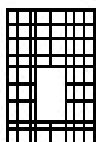
Ο τοίχος χωρίζεται σε 80 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 11x9 κόμβων, συνολικά 99 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.080 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 0.127 \text{ GN/m}$

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 0.080 \text{ GN/m}$



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.39$ m, $e_y=0.69$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= $31.00 \times 0.000 / 0.016 + 21 \times 0.69 \times 0.000 / 0.431 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 0.016 + 33 \times 0.69 \times 0.000 / 0.431 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.029 / 0.093 + 21 \times 1.39 \times 0.080 / 0.431 = 5.47$ kN

Σεισμόςy-y= $31.00 \times 0.029 / 0.093 + 33 \times 1.39 \times 0.080 / 0.431 = 17.97$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00$ kN

$(\exp F_y)^2 = 5.47^2 + 17.97^2$, $\exp F_y = 18.79$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$\max F_y = 17.97 + 0.30 \times 5.47 = 19.61$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=19.61$ kN

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

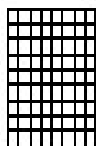
Ο τοίχος χωρίζεται σε 100 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x11 κόμβων, συνολικά 121 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.181$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.172 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.000$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.181$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.61$ m, $e_y=0.69$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= $31.00 \times 0.000 / 0.016 + 21 \times 0.69 \times 0.000 / 0.431 = 0.00$ kN

Σεισμόςy-y= $0.00 \times 0.000 / 0.016 + 33 \times 0.69 \times 0.000 / 0.431 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= $0.00 \times 0.064 / 0.093 + 21 \times 0.61 \times 0.181 / 0.431 = 5.47$ kN

Σεισμόςy-y= $31.00 \times 0.064 / 0.093 + 33 \times 0.61 \times 0.181 / 0.431 = 29.97$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00$ kN

$(\exp F_y)^2 = 5.47^2 + 29.97^2$, $\exp F_y = 30.46$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$\max F_y = 29.97 + 0.30 \times 5.47 = 31.61$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=31.61$ kN

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=2.30m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

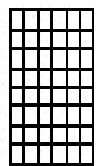
Ο τοίχος χωρίζεται σε 70 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x8 κόμβων, συνολικά 88 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.117$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.111 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.117$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.000$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.39$ m, $e_y=0.66$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= 31.00x 0.012/ 0.015+ 21x 0.66x 0.117/ 0.431= 27.22 kN

Σεισμόςy-y= 0.00x 0.012/ 0.015+ 33x 0.66x 0.117/ 0.431= 5.91 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= 0.00x 0.000/ 0.093+ 21x 0.39x 0.000/ 0.431= 0.00 kN

Σεισμόςy-y= 31.00x 0.000/ 0.093+ 33x 0.39x 0.000/ 0.431= 0.00 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 27.22^2 + 5.91^2$, $expF_x = 27.85$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 27.22 + 0.30x 5.91 = 28.99$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=28.99$ kN

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=2.25m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

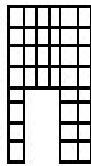
Ο τοίχος χωρίζεται σε 70 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x8 κόμβων, συνολικά 88 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.038$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.106 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 0.038$ GN/m, κατά y-y $K_y = 0.000$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.41$ m, $e_y=2.04$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμόςx-x= 31.00x 0.004/ 0.016+ 21x 2.04x 0.038/ 0.431= 11.55 kN

Σεισμόςy-y= 0.00x 0.004/ 0.016+ 33x 2.04x 0.038/ 0.431= 5.91 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμόςx-x= 0.00x 0.000/ 0.093+ 21x 0.41x 0.000/ 0.431= 0.00 kN

Σεισμόςy-y= 31.00x 0.000/ 0.093+ 33x 0.41x 0.000/ 0.431= 0.00 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 11.55^2 + 5.91^2$, $expF_x = 12.97$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 11.55 + 0.30x 5.91 = 13.32$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30x 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=13.32$ kN

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	K_x [GN/m]	K_y [GN/m]	x [m]	y [m]	x.Ky	y.Kx	$x^2.Ky$	$y^2.Kx$
T1	0.000	0.080	1.15	2.50	0.092	0.000	0.106	0.000
T2	0.000	0.181	3.15	2.50	0.570	0.000	1.796	0.000
T3	0.117	0.000	2.15	1.15	0.000	0.135	0.000	0.155
T4	0.038	0.000	2.13	3.85	0.000	0.146	0.000	0.563
Σύνολα	0.155 GN/m	0.261 GN/m			0.662	0.281	1.902	0.718

Κέντρο διάτμησης $x = 0.662/0.261 = 2.54$ m , $y = 0.281/0.155 = 1.81$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p = 1.902 + 0.718 - 2.54^2 \times 0.261 - 1.81^2 \times 0.155 = 0.431$ GNm

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=2.16-2.54=-0.38$ m, $e_{oy}=2.42-1.81=0.61$ m
Τυχνηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 2.30=0.11$ m, $e_{ay}=0.05 \times 3.00=0.15$ m (EC8 §4.3.2)
Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y.
Τυχνηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχνηματικές εκκεντρότητες.
Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))
 $e_{fi}=1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}=0.50 \times e_{ai}$
 $e_{fx}=1.50 \times -0.38=-0.57$ m, $e_{rx}=0.50 \times -0.38=-0.19$ m, $e_{fy}=1.50 \times 0.61=0.91$ m, $e_{ry}=0.50 \times 0.61=0.30$ m
Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)
 $\max e_x = -0.19 + 0.11 = -0.08$ m, $\min e_x = -0.57 - 0.11 = -0.69$ m
 $\max e_y = 0.91 + 0.15 = 1.06$ m, $\min e_y = 0.30 - 0.15 = 0.15$ m
Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e$ και $\min e$
φόρτιση κατά x-x $\max M_{zx} = 0.69 \times 31 = 21$ kNm
φόρτιση κατά y-y $\max M_{zy} = 1.06 \times 31 = 33$ kNm
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 31.0 / 0.078 = 0.400$ mm (EC8 §9.4.2)
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 31.0 / 0.130 = 0.238$ mm (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Έλεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 1.00$ m, $\max X = 3.30$ m, $\min Y = 1.00$ m, $\max Y = 4.00$ m

Πλευρές κτιρίου $L_x = 2.30$ m, $L_y = 3.00$ m

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 3.00/2.30 = 1.30 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

Πρόσθετη απαίτηση για κανονικότητα κτιρίου, τα κενά της κάτοψης $< 35\%$

β,γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου Ευρωκ.8 §4.2.3

Ελεγχοι αντοχής τοίχων (Ευρωκώδικας 6, EN1996-1-1:2002, EC6)

Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων σε γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 §6).

Οι έλεγχοι αντοχής και οι συνδυασμοί φορτίσεων είναι:

- α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $V_{sd} \leq V_{rd}$ (EC6 §6.2)
- δ) Έλεγχος λυγνρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ (EC6 §5.5.1.4)
- ε) Έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών (EC6 §6.1.3)

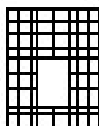
Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος τοίχου, λυγνρότητα λ=ύψος προς πάχος, σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Τα φορτία σχεδιασμού N_{sd} , ή V_{sd} προσδιορίζονται σαν φορτία ανά μονάδα πλάτους από τις τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών Φ_i και Φ_m προκύπτουν από τις φορτίσεις των πατωμάτων της κατασκευής (EC6 §6.1.2.2). Οι ροπές M_{id} στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πατωμάτων (EC6, Παράρτ.Γ).

Οι εκκεντρότητες e_h υπολογίζονται από την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού. Για τον προσδιορισμό του μήκους λυγισμού λαμβάνεται υπόψη η μερική ή ολική πάκτωση στην κορυφή και βάση του τοίχου. Στις κατακόρυφες παρειές ανοιγμάτων και πεσσών οι συντελεστές ρ_3 , και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3=\rho_4=1$ (EC6 §5.5.1.2).

Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται $e_s=hef/450$ (EC6, §5.5.1.1)

Ισόγειο**T1**

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.80m, πάχος=0.30m

Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : I (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.00$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.00 (\geq 1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=\rho xh=0.75 \times 3.80=2.85 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγνρότητα $\lambda=hef/tef=2.85/0.30=9.50 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda=9.50 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.00/1.40=0.71 > 0.50$, $1.00/1.40=0.71 > 0.50$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 9.4+1.50 \times 1.7)/3.00=5.08 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 5.08/0.30=0.017 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.50$ (EC6 Παράρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=0.24 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=0.24/5.08=0.04781 \text{ m}=0.16 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παράρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=2.85/450=0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.04781+0.00000+0.00633=0.05415 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.05415/0.30=0.64$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.64 \times 0.30 \times 2.46/2.00=236.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=5.1 \leq 236.6=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 27.4 + 1.50 \times 1.7) / 2.00 = 19.77 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 19.77 / 0.30 = 0.066 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.04781 \times 5.1 / 19.8 = 0.00246 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00246 + 0.00000 + 0.00633 = 0.00879 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $9.50 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00879 + 0.00000 = 0.00879 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.85$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46 / 2.00 = 312.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 19.8 \leq 312.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 54.4 + 1.50 \times 1.7) / 3.00 = 25.33 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 25.33 / 0.30 = 0.084 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.04781 \times 5.1 / 25.3 = 0.00959 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00959 + 0.00000 + 0.00633 = 0.01592 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.01592 / 0.30 = 0.89$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.30 \times 2.46 / 2.00 = 329.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.117 \text{ N/mm}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.30 \times 0.117 = 35.1 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 35.1 \leq 329.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 9.4 + 0.30 \times 1.7) / 3.00 = 3.30 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 3.30 / 0.30 = 0.011 \text{ N/mm}^2$
Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.50$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 0.16 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 0.16 / 3.30 = 0.04784 \text{ m} = 0.16x$ (πάχος τοίχου) (EC6 Παραρτ. Γ.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00040 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04784 + 0.00040 + 0.00633 = 0.05457 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.05457 / 0.30 = 0.64$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.64 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 315.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 3.3 \leq 315.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 27.4 + 0.30 \times 1.7) / 2.00 = 13.95 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 13.95 / 0.30 = 0.047 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.04784 \times 3.3 / 14.0 = 0.00226 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00020 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00226 + 0.00020 + 0.00633 = 0.00880 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $9.50 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00880 + 0.00000 = 0.00880 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.85$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 416.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 14.0 \leq 416.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 54.4 + 0.30 \times 1.7) / 3.00 = 18.30 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 18.30 / 0.30 = 0.061 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.04784 \times 3.3 / 18.3 = 0.00863 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00040 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00863 + 0.00040 + 0.00633 = 0.01537 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01537 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.159 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.30 \times 0.159 = 47.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 47.8 \leq 443.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 19.6 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.092 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.130 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 0.71 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.130 = 0.252 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.252 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.252 \times 0.30 \times 0.71 / 1.50 = 35.9 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 19.6 \text{ kN} \leq 35.9 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

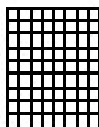
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.400 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.400 \times 2.46 \times 0.300^3 / (4 \times 3.80^2) = 0.46 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.00 = 0.050 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 54.4 / (0.30 \times 3.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 2.46 / 2.00$, $\sigma_d = 0.060 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (0.050 + 0.060) \times 0.300^2 / 6 = 1.65 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 0.46 \text{ kN} \leq 1.65 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.80 / 3.00 = 1.27$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.059$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.059 \times 1.50 \times 3.00^2 = 0.80 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.80 \text{ kN} \leq 1.65 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο**T2**

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m

Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : I (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.00$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.00 (\geq 1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r_x h=0.75 \times 3.80=2.85 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.85/0.30=9.50 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=9.50 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $3.00/3.15=0.95 > 0.50$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xq+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 9.4 + 1.50 \times 1.7)/3.00=5.08 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 5.08/0.30=0.017 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.50$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=0.28 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=0.28/5.08=0.05477 \text{ m}=0.18 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.85/450=0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.05477+0.00000+0.00633=0.06111 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.06111/0.30=0.59$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.59 \times 0.30 \times 2.46/2.00=218.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=5.1 \leq 218.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 28.2 + 1.50 \times 1.7)/3.00=13.52 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 13.52/0.30=0.045 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.05477 \times 5.1/13.5=0.00412 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.85/450=0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00412+0.00000+0.00633=0.01045 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $9.50 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01045+0.00000=0.01045 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2)=0.85$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46/2.00=312.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=13.5 \leq 312.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 56.3 + 1.50 \times 1.7)/3.00=26.19 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 26.19/0.30=0.087 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.05477 \times 5.1/26.2=0.01063 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.85/450=0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.01063+0.00000+0.00633=0.01696 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.01696/0.30=0.89$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.30 \times 2.46/2.00=329.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.088 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.30 \times 0.088=26.5 \text{ kN/m}$

$N_{sd}=26.5 \leq 329.1=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 9.4 + 0.30 \times 1.7) / 3.00 = 3.30 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 3.30 / 0.30 = 0.011 \text{ N/mm}^2$ Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.50$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 0.18 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 0.18/3.30 = 0.05480 \text{ m} = 0.18 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00040 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.85/450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.05480 + 0.00040 + 0.00633 = 0.06154 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.06154/0.30 = 0.59$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.59 \times 0.30 \times 2.46/1.50 = 290.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2) $N_{sd} = 3.3 \leq 290.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 28.2 + 0.30 \times 1.7) / 3.00 = 9.56 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 9.56 / 0.30 = 0.032 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.05480 \times 3.3/9.6 = 0.00379 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00020 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.85/450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00379 + 0.00020 + 0.00633 = 0.01032 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)Η λυγηρότητα είναι $9.50 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01032 + 0.00000 = 0.01032 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.85$ (EC 6 Παραρτ. Γ)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46/1.50 = 416.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2) $N_{sd} = 9.6 \leq 416.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 56.3 + 0.30 \times 1.7) / 3.00 = 18.94 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 18.94 / 0.30 = 0.063 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.05480 \times 3.3/18.9 = 0.00956 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00040 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.85/450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00956 + 0.00040 + 0.00633 = 0.01629 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01629/0.30 = 0.89$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.30 \times 2.46/1.50 = 438.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.196 \text{ N/mm}^2$ Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.30 \times 0.196 = 58.9 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 58.9 \leq 438.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)**Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)** $V_{sd} = 31.6 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.099 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.068 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 1.07 \text{ m}$ Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2) $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.068 = 0.227 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.227 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13) $V_{rd} = 1000 \times 0.227 \times 0.30 \times 1.07/1.50 = 48.5 \text{ kN}$ $V_{sd} = 31.6 \text{ kN} \leq 48.5 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάξ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.097 \text{ N/mm}^2$ Η μέγιστη αυτή τάση 0.097 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 2.465/2.0 = 1.232 \text{ N/mm}^2$

άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3) .

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

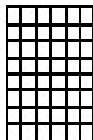
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.400 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.400 \times 2.46 \times 0.300^3 / (4 \times 3.15^2) = 0.67 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.00 = 0.050 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 56.3 / (0.30 \times 3.00) \leq 0.2 f_{cd} = 0.2 \times 2.46 / 2.00$, $\sigma_d = 0.063 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.050 + 0.063) \times 0.300^2 / 6 = 1.70 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 0.67 \text{ kN} \leq 1.70 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.15 / 3.00 = 1.05$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.051$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.051 \times 1.50 \times 3.00^2 = 0.69 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.69 \text{ kN} \leq 1.70 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T3



Διαστάσεις μήκος=2.30m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m
 Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm
 Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής :1 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{tk} = 2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.00$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.00 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = r x h = 0.75 \times 3.80 = 2.85 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.85 / 0.30 = 9.50 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.
 Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 9.50 \leq 12$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $2.30 / 3.15 = 0.73 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 3.0 + 1.50 \times 0.6) / 2.30 = 2.15 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.15 / 0.30 = 0.007 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.56$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 0.21 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 0.21 / 2.15 = 0.09676 \text{ m} = 0.32 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.09676 + 0.00000 + 0.00633 = 0.10310 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2 e_e / t = 1 - 2 \times 0.10310 / 0.30 = 0.31$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 0.31 \times 0.30 \times 2.46 / 2.00 = 114.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 2.2 \leq 114.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 17.4 + 1.50 \times 0.6) / 2.30 = 10.60 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 10.60 / 0.30 = 0.035 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.09676 \times 2.2 / 10.6 = 0.00393 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00393 + 0.00000 + 0.00633 = 0.01026 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $9.50 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01026 + 0.00000 = 0.01026 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.85$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46 / 2.00 = 312.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 10.6 \leq 312.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 39.0 + 1.50 \times 0.6) / 2.30 = 23.28 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 23.28 / 0.30 = 0.078 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.09676 \times 2.2 / 23.3 = 0.00894 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00894 + 0.00000 + 0.00633 = 0.01528 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.01528 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 2.00 = 332.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.077 \text{ N/mm}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.30 \times 0.078 = 23.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 23.3 \leq 332.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 3.0 + 0.30 \times 0.6) / 2.30 = 1.38 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 1.38 / 0.30 = 0.005 \text{ N/mm}^2$
Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.56$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 0.13 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 0.13 / 1.38 = 0.09764 \text{ m} = 0.33 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00040 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.09764 + 0.00040 + 0.00633 = 0.10437 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.10437 / 0.30 = 0.30$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 147.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 1.4 \leq 147.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 17.4 + 0.30 \times 0.6) / 2.30 = 7.64 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.64 / 0.30 = 0.025 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.09764 \times 1.4 / 7.6 = 0.00353 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00020 \text{ m}$
Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00353 + 0.00020 + 0.00633 = 0.01007 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $9.50 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01007 + 0.00000 = 0.01007 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.85$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 416.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 7.6 \leq 416.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 39.0 + 0.30 \times 0.6) / 2.30 = 17.03 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 17.03 / 0.30 = 0.057 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.09764 \times 1.4 / 17.0 = 0.00792 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00040 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.85 / 450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00792 + 0.00040 + 0.00633 = 0.01466 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500 / 0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.220 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.30 \times 0.220 = 66.1 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 66.1 \leq 443.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 11.0 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.387 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.066 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 0.25 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.066 = 0.226 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.226 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.226 \times 0.30 \times 0.25 / 1.50 = 11.3 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 11.0 \text{ kN} < 11.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.083 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.083 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 2.465 / 2.0 = 1.232 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

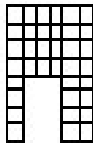
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.238 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.238 \times 2.46 \times 0.300^3 / (4 \times 3.15^2) = 0.40 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.00 = 0.050 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 39.0 / (0.30 \times 2.30) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 2.46 / 2.00$, $\sigma_d = 0.057 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.050 + 0.057) \times 0.300^2 / 6 = 1.61 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 0.40 \text{ kN} \leq 1.61 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.15 / 2.30 = 1.37$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.059$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.059 \times 1.50 \times 2.30^2 = 0.47 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 0.47 \text{ kN} \leq 1.61 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο**T4**

Διαστάσεις μήκος=2.25m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m

Οπτ/μή υπερμπατική-M5 30 cm

Δομικό σύστημα : Άοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3,Τ.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : I (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=2.46 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.00$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.00 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r_x h=0.75 \times 3.80=2.85 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.85/0.30=9.50 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Άοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.300 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=9.50 \leq 12$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xq+1.50xq (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 3.0 + 1.50 \times 0.6)/2.25=2.20 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 2.20/0.30=0.007 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4)=0.56$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id}=0.21 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id}=0.21/2.20=0.09466 \text{ m}=0.32 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.85/450=0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.09466+0.00000+0.00633=0.10099 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.10099/0.30=0.33$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.33 \times 0.30 \times 2.46/2.00=122.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=2.2 \leq 122.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 13.1 + 1.50 \times 0.6)/1.25=14.89 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 14.89/0.30=0.050 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.09466 \times 2.2/14.9=0.00280 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=2.85/450=0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00280+0.00000+0.00633=0.00913 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $9.50 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00913+0.00000=0.00913 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2)=0.85$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46/2.00=312.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=14.9 \leq 312.5=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 28.3 + 1.50 \times 0.6)/1.25=31.28 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 31.28/0.30=0.104 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.09466 \times 2.2/31.3=0.00666 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=2.85/450=0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00666+0.00000+0.00633=0.01299 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.30=0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.01299/0.30=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46/2.00=332.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.096 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.30 \times 0.104=31.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd}=31.3 \leq 332.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 3.0 + 0.30 \times 0.6) / 2.25 = 1.41 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 1.41 / 0.30 = 0.005 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.56$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 0.13 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 0.13/1.41 = 0.09552 \text{ m} = 0.32 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00040 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.85/450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.09552 + 0.00040 + 0.00633 = 0.10225 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.10225/0.30 = 0.32$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.32 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 157.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{sd} = 1.4 \leq 157.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 13.1 + 0.30 \times 0.6) / 1.25 = 10.64 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 10.64 / 0.30 = 0.035 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.09552 \times 1.4 / 10.6 = 0.00254 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00020 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.85/450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00254 + 0.00020 + 0.00633 = 0.00907 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $9.50 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00907 + 0.00000 = 0.00907 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.85$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 416.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{sd} = 10.6 \leq 416.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 28.3 + 0.30 \times 0.6) / 1.25 = 22.78 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 22.78 / 0.30 = 0.076 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.09552 \times 1.4 / 22.8 = 0.00593 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00040 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.85/450 = 0.00633 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00593 + 0.00040 + 0.00633 = 0.01266 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01500/0.30 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.30 \times 2.46 / 1.50 = 443.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.163 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.30 \times 0.163 = 49.0 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 49.0 \leq 443.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 13.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.178 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.187 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 0.25 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.187 = 0.275 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.275 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.275 \times 0.30 \times 0.25 / 1.50 = 13.7 \text{ kN}$

$V_{sd} = 13.3 \text{ kN} \leq 13.7 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάξ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.117 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.117 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 2.465 / 2.0 = 1.232 \text{ N/mm}^2$

άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμεν. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3) .

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.238 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.238 \times 2.46 \times 0.300^3 / (4 \times 3.15^2) = 0.40 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.00 = 0.050 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 28.3 / (0.30 \times 2.25) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 2.46 / 2.00$, $\sigma_d = 0.042 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.050 + 0.042) \times 0.300^2 / 6 = 1.38 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed} = 0.40 \text{ kN} \leq 1.38 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 x 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 x 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.15 / 2.25 = 1.40$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.059$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.059 \times 1.50 \times 2.25^2 = 0.45 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 0.45 \text{ kN} \leq 1.38 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος για απλά κτίρια τοιχοποιίας (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα 6)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 1, και η σεισμικότητα I , $\alpha = 0.160 g = 1.57 \text{ m/s}^2$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
 β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $2.30 / 3.00 = 0.77 > 0.25$
 γ) Οι εξοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.
- (3) α) Η ακαμψία του κτιρίου εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών τοίχων που διατάσσονται περιμετρικά στις δύο κύριες κάθετες διευθύνσεις x-x και y-y του κτιρίου.
 β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.
 γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75% του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.
 δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους διατμητικούς τοίχους.
- (5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- (6) Σε κάθε όροφο το εμβαδόν διατομής των διατμητικών τοίχων σε κάθε μία από τις κάθετες διευθύνσεις ως ποσοστό του συνολικού εμβαδού του ορόφου είναι μικρότερο από τα ποσοστά του πίνακα 4 που στην περίπτωσή μας είναι
 Αοπλη τοιχοποιία, σεισμός : I , $\alpha = 0.160 g = 1.57 \text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%
 x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $1.365 / 5.400 = 0.253 > 0.05$
 y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $1.800 / 5.400 = 0.333 > 0.05$

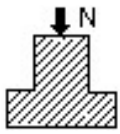
Θεμελίωση τοίχων

Θλιπτική αντοχή εδάφους $q_u = 0.12$ [MPa=N/mm²]

Θεμελίωση τοίχου:

T1

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψος=3.80m, πάχος=0.30m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 54.4 + 1.50 \times 1.7 = 76.0$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{sd} = 27$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.50$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 27 / 0.50 = 0.05$ MPa

$N_{sd} = 27 \text{ kN/m} < 60 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.12 \times 0.50 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

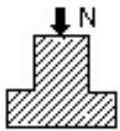
Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.60m, ύψος πεδίου 0.45 m,

οπλισμός 4Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/12.5 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου:

T2

Διαστάσεις μήκος=3.00m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 56.3 + 1.50 \times 1.7 = 78.6$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{sd} = 28$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.50$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 28 / 0.50 = 0.06$ MPa

$N_{sd} = 28 \text{ kN/m} < 60 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.12 \times 0.50 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

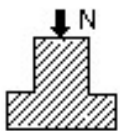
Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.60m, ύψος πεδίου 0.45 m,

οπλισμός 4Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/12.5 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου:

T3

Διαστάσεις μήκος=2.30m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 39.0 + 1.50 \times 0.6 = 53.5$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{sd} = 25$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.50$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 25 / 0.50 = 0.05$ MPa

$N_{sd} = 25 \text{ kN/m} < 60 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.12 \times 0.50 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

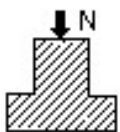
Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.60m, ύψος πεδίου 0.45 m,

οπλισμός 4Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/12.5 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Θεμελίωση τοίχου:

T4

Διαστάσεις μήκος=2.25m, ύψη=3.80m, 3.15m, πάχος=0.30m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 28.3 + 1.50 \times 0.6 = 39.1$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{sd} = 19$ kN/m

Για πλάτος πεδίου $b_p = 0.50$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 19 / 0.50 = 0.04$ MPa

$N_{sd} = 19 \text{ kN/m} < 60 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.12 \times 0.50 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (Ευρωκ.7 6.5.2)

Πέδιλο από σκυρόδεμα πλάτος πεδίου 0.60m, ύψος πεδίου 0.45 m,

οπλισμός 4Φ14 κάτω-άνω, τσέρκι Φ10/12.5 (Ευρωκ.2 §9.8.2.1)

Τεχνική Έκθεση ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΑΝΤΛΙΟΣΤΑΣΙΟΥ

Για την επίλυση του φέροντος οργανισμού του υπόγειου αντλιοστασίου, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα 3DR.STRAD.HP της 3DR Engineering Software.

Το 3DR.STRAD.HP επιλύει και σχεδιάζει αντλιοστάσια (που έχουν μορφή πισίνας) με τη χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. Το στοιχείο κελύφους που χρησιμοποιείται από το πρόγραμμα STRAD.HP είναι τετρακομβικό (ή τετραπλευρικό, quadrilateral) και διαθέτει δυνατότητα καμπτικής λειτουργίας και λειτουργίας μεμβράνης. Δέχεται φορτίσεις στο επίπεδό του (in plane) και φορτίσεις κάθετα σε αυτό. Διαθέτει έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, τρεις μετατοπίσεις κόμβου κατά τη διεύθυνση των αξόνων x,y και z, καθώς και τρεις στροφές του κόμβου περί τους ίδιους άξονες.

Το πάχος του κελύφους λαμβάνεται σταθερό και θεωρείται αμελητέο σε σχέση με την επιφάνεια του στοιχείου. Υπάρχει δυνατότητα στήριξης επί ελαστικού εδάφους. Η σταθερά ελαστικής θεμελίωσης (EFS) ορίζεται ως η πίεση που απαιτείται για να έχουμε μοναδιαία παραμόρφωση της θεμελίωσης. Δεν χρησιμοποιείται η δυνατότητα ελαστικής θεμελίωσης εάν το (EFS) είναι μικρότερο του μηδενός. Με την εισαγωγή της σταθεράς ελαστικής θεμελίωσης, το ένα τέταρτο του συνόλου της τιμής της ασκείται σε κάθε κόμβο.

Τα απαραίτητα στοιχεία που απαιτούνται είναι οι συντεταγμένες των κόμβων και οι φορτίσεις του. Το μέλος χαρακτηρίζεται από τους τέσσερις κόμβους, τις ελαστική του θεμελίωση και τις ιδιότητες ορθοτροπικού υλικού. Το υλικό στην X διεύθυνση αντιστοιχεί στην X διεύθυνση του μέλους, η οποία μπορεί να περιστραφεί κατά γωνία (θ) THETA. Το μέλος μπορεί να φορτιστεί με θερμοκρασία ή πίεση ή με συνδυασμό τους. Η πίεση μπορεί να ασκείται στους κόμβους, είτε να είναι ομοιόμορφα κατανεμημένη. Η ισοδύναμη επί των κόμβων ασκούμενη πίεση δίνει λιγότερο ακριβή αποτελέσματα σε καμπύλα κελύφη διότι αγνοούνται διάφορες εντατικές καταστάσεις όπως πχ τάσεις από κάμψη. Η θερμική διαβάθμιση θεωρείται γραμμική ως προς το πάχος και ομοιόμορφη ως προς την επιφάνεια. Η ομοιόμορφα κατανεμημένη πίεση, επιτρέπεται να εφαρμοστεί και στις τέσσερις πλευρές του μέλους και η δράση της θα είναι στο επίπεδο.

Η κατανομή του σεισμικού φορτίου έγινε κατά Ε.Α.Κ.2000 σύμφωνα με την εξίσωση 3.14, ενώ το ωπλισμένο σκυρόδεμα διαστασιολογήθηκε σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ.2000.

Δεδομένα

Υλικά: Σκυρόδεμα C25/30, Χάλυβας B500C

Συντελεστές ασφάλειας υλικών: Ο.Κ.Α. $\gamma_c=1.5$, $\gamma_s=1.15$, Ο.Κ.Λ. $\gamma_c=1$, $\gamma_s=1$

Ειδικό βάρος υγρού: 10 KN/m³

Ειδικό βάρος γαιών: 18 KN/m³

Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους: $\alpha=0.16$

Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής $q=1.5$

Επικάλυψη τοιχωμάτων, πυθμένα: 3 cm

Επιτρεπόμενη τάση εδάφους: 120 KN/m²

Δείκτης ακαμψίας εδάφους: $K=60000$ KN/m³

Γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους: $\phi=10^\circ$

Επιτρεπόμενο εύρος ρωγμής: 0.2mm

Παραδοχές - Ανάλυση

Στην πίσίνα εφαρμόστηκαν οι ακόλουθες περιπτώσεις φόρτισης:

α/α	Είδος φόρτισης
ΠΦ1	Φορτίο ύδατος
ΠΦ2	Φορτίο γαιών
ΠΦ3	Σεισμός +X λόγω ύδατος
ΠΦ4	Σεισμός -X λόγω ύδατος
ΠΦ5	Σεισμός +Y λόγω ύδατος
ΠΦ6	Σεισμός -Y λόγω ύδατος
ΠΦ7	Σεισμός +X λόγω γαιών
ΠΦ8	Σεισμός -X λόγω γαιών
ΠΦ9	Σεισμός +Y λόγω γαιών
ΠΦ10	Σεισμός -Y λόγω γαιών
ΠΦ11	Συστολή πήξεως
ΠΦ12	Θερμοκρασιακή μεταβολή
ΠΦ13	Ίδιον βάρος
ΠΦ14	Άνωση

Το αντλιοστάσιο ελέγχθηκε και για συνδυασμό φόρτισης χωρίς νερό (μόνο ωθήσεις γαιών και ίδιο βάρος τους, ΣΦ1 στον πίνακα συνδυασμών φόρτισης) καθώς και για σεισμική δράση. Τα υπόγεια αντλιοστάσια ελέγχονται σε σεισμό για δράση γαιών και ύδατος. Θεωρήθηκε φορτίο γαιών και στις τέσσερις πλευρές του αντλιοστασίου. Οι δυσμενέστεροι οπλισμοί ανά στοιχείο (περιμετρικό τοίχωμα και πυθμένας) προκύπτουν ουσιαστικά λόγω συστολής εκ πήξεως του σκυροδέματος.

Συντεταγμένες Κόμβων

α/α	X [m]	Y [m]	Z [m]
1	4.875	4.875	-1.225
2	4.875	4.875	0.000
3	6.175	4.875	-1.225
4	6.175	4.875	0.000
5	7.475	4.875	-1.225
6	7.475	4.875	0.000
7	8.775	4.875	-1.225
8	8.775	4.875	0.000
9	10.075	4.875	-1.225
10	10.075	4.875	0.000
11	11.375	4.875	-1.225
12	11.375	4.875	0.000
13	4.875	4.875	-2.450
14	6.175	4.875	-2.450
15	7.475	4.875	-2.450
16	8.775	4.875	-2.450
17	10.075	4.875	-2.450
18	11.375	4.875	-2.450
19	4.875	4.875	-3.675
20	6.175	4.875	-3.675
21	7.475	4.875	-3.675
22	8.775	4.875	-3.675
23	10.075	4.875	-3.675
24	11.375	4.875	-3.675
25	11.375	5.875	-1.225
26	11.375	5.875	0.000
27	11.375	6.875	-1.225
28	11.375	6.875	0.000
29	11.375	7.875	-1.225
30	11.375	7.875	0.000
31	11.375	5.875	-2.450
32	11.375	6.875	-2.450
33	11.375	7.875	-2.450
34	11.375	5.875	-3.675
35	11.375	6.875	-3.675
36	11.375	7.875	-3.675
37	10.075	7.875	-1.225
38	10.075	7.875	0.000
39	8.775	7.875	-1.225
40	8.775	7.875	0.000
41	7.475	7.875	-1.225
42	7.475	7.875	0.000
43	6.175	7.875	-1.225
44	6.175	7.875	0.000
45	4.875	7.875	-1.225
46	4.875	7.875	0.000
47	10.075	7.875	-2.450
48	8.775	7.875	-2.450
49	7.475	7.875	-2.450
50	6.175	7.875	-2.450
51	4.875	7.875	-2.450
52	10.075	7.875	-3.675
53	8.775	7.875	-3.675
54	7.475	7.875	-3.675
55	6.175	7.875	-3.675
56	4.875	7.875	-3.675
57	4.875	6.875	-1.225
58	4.875	6.875	0.000
59	4.875	5.875	-1.225
60	4.875	5.875	0.000
61	4.875	6.875	-2.450
62	4.875	5.875	-2.450
63	4.875	6.875	-3.675
64	4.875	5.875	-3.675
65	9.425	6.375	-3.675
66	7.475	6.375	-3.675
67	6.175	6.375	-3.675

Συνδεσμολογία Μελών

α/α	K1	K2	K3	K4
0	63	64	67	67
1	24	34	23	23
2	53	65	52	52
3	22	23	65	65
4	64	19	20	67
5	55	56	63	67
6	55	67	66	54
7	35	36	52	65
8	34	35	65	23
9	53	54	66	65
10	22	65	66	21
11	20	21	66	67
12	1	3	4	2
13	3	5	6	4
14	5	7	8	6
15	7	9	10	8
16	9	11	12	10
17	13	14	3	1
18	14	15	5	3
19	15	16	7	5
20	16	17	9	7
21	17	18	11	9
22	19	20	14	13
23	20	21	15	14
24	21	22	16	15
25	22	23	17	16
26	23	24	18	17
27	11	25	26	12
28	25	27	28	26
29	27	29	30	28
30	18	31	25	11
31	31	32	27	25
32	32	33	29	27
33	24	34	31	18
34	34	35	32	31
35	35	36	33	32
36	29	37	38	30
37	37	39	40	38
38	39	41	42	40
39	41	43	44	42
40	43	45	46	44
41	33	47	37	29
42	47	48	39	37
43	48	49	41	39
44	49	50	43	41
45	50	51	45	43
46	36	52	47	33
47	52	53	48	47
48	53	54	49	48
49	54	55	50	49
50	55	56	51	50
51	45	57	58	46
52	57	59	60	58
53	59	1	2	60
54	51	61	57	45
55	61	62	59	57
56	62	13	1	59
57	56	63	61	51
58	63	64	62	61
59	64	19	13	62

Εξωτερικά Φορτία

ΠΦ	ΣΧ- [KN]	ΣΧ+ [KN]	ΣΧ [KN]	ΣΥ- [KN]	ΣΥ+ [KN]	ΣΥ [KN]	ΣΖ- [KN]	ΣΖ+ [KN]	ΣΖ [KN]
1	-202.58	202.58	0.00	-438.93	438.93	0.00	-716.63	0.00	-716.63
2	-301.33	301.33	0.00	-652.88	652.88	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	64.83	64.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-64.83	0.00	-64.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	140.46	140.46	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	-140.46	0.00	-140.46	0.00	0.00	0.00
7	-96.43	0.00	-96.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	96.43	96.43	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	-208.92	0.00	-208.92	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	208.92	208.92	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-607.03	0.00	-607.03
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	586.25	586.25

Συνδυασμοί Φορτίσεων

ΠΦ1	ΠΦ2	ΠΦ3	ΠΦ4	ΠΦ5	ΠΦ6	ΠΦ7	ΠΦ8	ΠΦ9	ΠΦ10	ΠΦ11	ΠΦ12	ΠΦ13	ΠΦ14	είδος
0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	ΟΚΑ
1.50	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	ΟΚΑ
1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	ΟΚΑ
1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	ΟΚΑ
1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	ΟΚΑ
1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	ΟΚΑ
0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	ΟΚΑ
0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	ΟΚΑ
0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	ΟΚΑ
0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	ΟΚΑ
0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	ΟΚΑ
0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	ΟΚΛ- BP
0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	ΟΚΛ- BP

Υπόμνημα

α/α	Είδος φόρτισης
ΠΦ1	Φορτίο ύδατος
ΠΦ2	Φορτίο γαιών
ΠΦ3	Σεισμός +Χ λόγω ύδατος
ΠΦ4	Σεισμός -Χ λόγω ύδατος
ΠΦ5	Σεισμός +Υ λόγω ύδατος
ΠΦ6	Σεισμός -Υ λόγω ύδατος
ΠΦ7	Σεισμός +Χ λόγω γαιών
ΠΦ8	Σεισμός -Χ λόγω γαιών
ΠΦ9	Σεισμός +Υ λόγω γαιών
ΠΦ10	Σεισμός -Υ λόγω γαιών
ΠΦ11	Συστολή πήξεως
ΠΦ12	Θερμοκρασιακή μεταβολή
ΠΦ13	Ίδιον βάρος
ΠΦ14	Άνωση

Αποτελέσματα ΠΦ1: Φορτίο ύδατος

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	11.87
2	0	0	0	0	18.85
3	0	0	0	0	19.98
4	0	0	0	0	26.74
5	0	0	0	2.5	14.08
6	2.29	0	5.15	9.98	12.87
7	0	0	7.62	16.55	21.39
8	0.86	0	7.14	12.44	19.29
9	0	0	5.65	6.29	29.22
10	0	0	8.25	19.02	29.52
11	0	0	14.38	20.09	27.61
12	0	0	7.43	16.59	20.93
13	0	1.78	8.03	2.87	65.76
14	12.23	6.5	0	0	29.39
15	14.36	5.06	0	0	33.77
16	12.24	6.42	0	0	29.26
17	0	2.01	7.89	2.62	65.3
18	0	5.94	9.79	3.7	70.63
19	12.74	12.14	0	0	13.86
20	10.89	10.06	0	0	0.53
21	12.76	12.19	0	0	13.65
22	0	5.62	9.77	3.99	71.01
23	3.62	3.72	9.61	9.51	28.85
24	5.78	0	3.78	10.76	95.1
25	0.76	0	0	8.09	119.39
26	5.72	0	3.77	10.82	95.41
27	3.76	4.17	9.48	9.06	28.47
28	0	1.58	14.07	5.37	44.23
29	0	0	5	0	4.24
30	0	1.36	14.2	5.49	44.85
31	0	1.87	10.41	3.66	71.29
32	0.99	2.11	0	0	18.94
33	0	1.94	10.49	3.48	71.82
34	0	0.92	2.71	0	37.07
35	2.13	3.31	0	0	10.7
36	0	0.87	2.87	0	39.43
37	0	1.93	8	2.68	66.06
38	12.32	6.47	0	0	29.55
39	14.44	5.1	0	0	33.92
40	12.23	6.48	0	0	29.45
41	0	1.79	7.99	2.85	65.65
42	0	5.68	9.74	3.83	72.41
43	12.98	12.31	0	0	13.33
44	10.96	10.19	0	0	0.36
45	12.72	12.16	0	0	13.82
46	0	5.96	9.78	3.71	70.47
47	3.88	4.37	9.54	9.05	28.8
48	6.04	0	3.55	10.17	91.41
49	0.8	0	0	8.14	120.66
50	5.75	0	3.83	10.85	95.71
51	3.61	3.7	9.62	9.53	28.99
52	0	1.5	14.14	5.47	44.72
53	0	0	4.96	0	4.24
54	0	1.54	14.13	5.36	44.73
55	0	1.95	10.41	3.6	71.48
56	1.07	2.15	0	0	19.22
57	0	1.83	10.43	3.65	71.75
58	0	1.08	2.73	0	38.53
59	2.18	3.43	0	0	9.95
60	0	1.13	2.78	0	38.36

Αποτελέσματα ΠΦ2: Φορτίο γαιών

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	16.49
2	0	0	0	0	27.8
3	0	0	0	0	31
4	0	0	0	0	40.31
5	7.48	14.75	3.33	0	18.7
6	7.15	14.46	3.38	0	19.56
7	4.48	17.66	0	0	32.82
8	10.28	18.31	1.31	0	28.87
9	8.16	9.21	0	0	41.71
10	12.28	28.05	0	0	44.41
11	21.06	29.78	0	0	41.84
12	11.23	24.78	0	0	32.12
13	11.88	4.23	0	2.67	97.6
14	0	0	18.18	9.64	43.59
15	0	0	21.32	7.49	50.21
16	0	0	18.19	9.56	43.54
17	11.78	3.91	0	2.99	97.21
18	14.51	5.51	0	8.83	104.72
19	0	0	18.92	18.02	20.61
20	0	0	16.15	14.92	0.9
21	0	0	18.97	18.13	20.3
22	14.55	5.95	0	8.37	105.52
23	14.27	14.19	5.36	5.45	43.71
24	5.62	16.06	8.54	0	141.73
25	0	12.06	1.11	0	177.54
26	5.64	16.17	8.49	0	142.26
27	14.09	13.48	5.58	6.19	42.3
28	20.94	7.95	0	2.35	65.94
29	7.43	0	0	0	6.28
30	21.06	8.14	0	2.06	66.43
31	15.48	5.44	0	2.73	105.96
32	0	0	1.47	3.15	28.02
33	15.57	5.17	0	2.89	106.44
34	4.04	0	0	1.32	54.93
35	0	0	3.1	4.77	16.61
36	4.27	0	0	1.16	58.25
37	11.83	3.96	0	2.88	98.06
38	0	0	18.32	9.6	43.83
39	0	0	21.45	7.56	50.43
40	0	0	18.18	9.66	43.82
41	11.94	4.24	0	2.68	97.72
42	14.43	5.68	0	8.45	107.46
43	0	0	19.29	18.29	19.71
44	0	0	16.26	15.12	0.52
45	0	0	18.9	18.08	20.64
46	14.58	5.55	0	8.85	104.65
47	14.15	13.44	5.77	6.48	42.71
48	5.26	15.16	8.94	0	136.33
49	0	12.18	1.21	0	179.48
50	5.73	16.21	8.54	0	142.53
51	14.31	14.23	5.35	5.43	43.84
52	21.04	8.11	0	2.23	66.7
53	7.36	0	0	0	6.22
54	20.95	7.95	0	2.33	66.27
55	15.47	5.34	0	2.86	106.12
56	0	0	1.58	3.21	28.54
57	15.45	5.41	0	2.73	106.27
58	4.08	0	0	1.53	56.87
59	0	0	3.17	4.95	15.81
60	4.1	0	0	1.6	56.56

Αποτελέσματα ΠΦ3: Σεισμός +Χ λόγω ύδατος

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	1.48
2	0	0	0	0	1.29
3	0	0	0	0	2.97
4	0	0	0	0	1.87
5	0.59	0.69	0.18	0	3.03
6	0.63	0.73	0.25	0.15	2.74
7	0.6	0.73	0	0	2.83
8	0	0	0.65	0.28	5.33
9	0	0	0.92	0.6	4.15
10	0.34	0.68	0.23	0	0.99
11	0	0.72	0.3	0	1.3
12	0.67	0.84	0	0	3.07
13	0.29	0.2	0	0	0.56
14	0.17	0.18	0.18	0.17	0.4
15	0	0.1	0.34	0.16	0.86
16	0	0	0.75	0.14	2.29
17	0	0	2.31	0.79	4.98
18	0.2	0.14	0	0.1	0.43
19	0.17	0.24	0.19	0.11	0.23
20	0	0.19	0.23	0.12	0.6
21	0	0	0.39	0.12	1.45
22	0	0.13	1.68	0.8	3.84
23	0.12	0	0	0.15	0.96
24	0	0.11	0.12	0	0.49
25	0.14	0.41	0	0	1.36
26	0	0.58	0	0	3.5
27	0	0.57	0.68	0.13	2.74
28	1.6	0.76	0	0.7	28.79
29	4.43	0.72	0	0	3.73
30	1.53	0.76	0	0.74	29.2
31	1.38	1.15	0.28	0.5	19.05
32	2.94	1.11	0	0	0.48
33	1.35	1.16	0.35	0.54	19.3
34	0.97	0.6	0.87	1.24	5.69
35	0.8	0	0	0.53	9.99
36	0.98	0.62	0.89	1.26	5.91
37	0	0	2.4	0.8	5.22
38	0	0	0.76	0.12	2.42
39	0	0.14	0.37	0.2	0.97
40	0.24	0.22	0.17	0.2	0.54
41	0.41	0.23	0	0	0.83
42	0	0	1.74	0.82	3.94
43	0	0	0.39	0.11	1.58
44	0.12	0.22	0.27	0.16	0.57
45	0.23	0.28	0.19	0.14	0.22
46	0.28	0.17	0	0	0.58
47	0	0.55	0.7	0.13	2.68
48	0	0.58	0	0	3.39
49	0.19	0.47	0	0	1.49
50	0.12	0.14	0.15	0.13	0.56
51	0.15	0	0	0.16	1.02
52	0.35	0.1	0	0	0.67
53	0.21	0	0	0	0.17
54	0.28	0.1	0	0	0.24
55	0.26	0.13	0	0	0.61
56	0.11	0	0	0	0.38
57	0.22	0.13	0	0	0.36
58	0	0	0	0.15	0.54
59	0	0	0	0.22	1.61
60	0	0	0	0.17	0.44

Αποτελέσματα ΠΦ4: Σεισμός -Χ λόγω ύδατος

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	3.15
2	0	0	0	0	0.14
3	0	0	0	0	1.41
4	0	0	0	0	0.49
5	0	0	0.45	0	4.54
6	0	0	1.18	0.72	4.53
7	0	0	0	0	4.87
8	0.44	0.55	0.12	0	2.17
9	0.37	0.49	0	0	2.95
10	0.57	0.68	0	0	0.99
11	0.86	0.41	0	0.23	0.89
12	0	0.26	0.63	0.39	4.99
13	0	0	2.33	0.81	5.04
14	0	0	0.75	0.14	2.34
15	0	0.11	0.32	0.16	0.86
16	0.18	0.19	0.17	0.16	0.36
17	0.29	0.18	0	0.1	0.5
18	0	0.14	1.7	0.8	4.04
19	0	0	0.36	0.11	1.44
20	0	0.21	0.22	0	0.7
21	0.18	0.24	0.16	0.1	0.27
22	0.2	0.16	0	0	0.24
23	0	0.59	0.67	0	3.2
24	0.11	0.65	0	0	3.79
25	0.15	0.43	0	0	1.22
26	0.1	0.17	0	0	0.2
27	0.11	0	0	0.11	0.48
28	0.27	0.12	0	0	0.26
29	0.21	0	0	0	0.18
30	0.34	0.11	0	0	0.66
31	0.18	0	0	0	0.22
32	0.13	0	0	0	0.33
33	0.22	0	0	0	0.37
34	0	0	0	0	0.29
35	0	0	0	0.13	0.92
36	0	0	0	0	0.39
37	0.4	0.21	0	0	0.78
38	0.25	0.22	0.17	0.19	0.5
39	0	0.14	0.36	0.2	0.95
40	0	0	0.75	0.11	2.46
41	0	0	2.41	0.82	5.29
42	0.27	0.19	0	0	0.48
43	0.23	0.28	0.18	0.13	0.23
44	0.13	0.25	0.26	0.14	0.68
45	0	0	0.37	0.11	1.51
46	0	0.12	1.75	0.81	4.19
47	0.14	0	0	0.15	0.72
48	0.13	0.17	0.12	0	0.41
49	0.18	0.46	0	0	1.24
50	0.13	0.69	0	0	3.88
51	0	0.58	0.67	0	3.27
52	1.52	0.77	0	0.72	29.18
53	4.42	0.71	0	0	3.69
54	1.59	0.77	0	0.68	28.79
55	1.31	1.12	0.36	0.55	19.57
56	2.95	1.1	0	0	0.47
57	1.34	1.11	0.29	0.52	19.35
58	0.98	0.67	0.9	1.21	6.18
59	0.83	0	0	0.43	9.22
60	0.98	0.66	0.86	1.19	6.09

Αποτελέσματα ΠΦ5: Σεισμός +Υ λόγω ύδατος

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	7.69
2	0	0	0	0	3.99
3	0	0	0	0	13.69
4	0	0	0	0	2.29
5	0	0	0	0	1.84
6	0.19	0	0.38	2.59	10.38
7	0	0	2.37	6.36	16.97
8	0	0	1.54	4.07	14.03
9	1.56	1.5	0.45	0.51	7.76
10	0	0	3.59	8.25	22.78
11	0	0	0.68	0.98	6.02
12	0.36	0	1.61	1.9	4.53
13	1.54	0.63	0	0.27	2.37
14	0.84	0.27	0	0.15	0.55
15	0.64	0.16	0	0	0.5
16	0.84	0.18	0	0	0.99
17	1.85	0.65	0	0.18	3.37
18	1.07	0.67	0	0.35	0.98
19	0.7	0.39	0	0	0.33
20	0.49	0.27	0	0	0.4
21	0.63	0.3	0	0	0.64
22	1.28	0.71	0	0.25	1.08
23	0.75	0.74	0.44	0.46	2.11
24	0.53	0.58	0	0	0.33
25	0.24	0.3	0	0	0.4
26	0.38	0.31	0	0	0.88
27	0.75	0.61	0.33	0.47	1.58
28	1.05	0.93	0.72	0.83	14.61
29	0	0	4.21	0.86	17.51
30	0	0	10.91	3.06	29.87
31	1.01	1.02	0.97	0.97	7.42
32	0	0	2.71	1.19	10.59
33	0	0	6.72	2.82	14.27
34	0.85	1.12	0.7	0.43	2.05
35	0	1.39	0.74	0	9.26
36	0	1.39	2.44	0.7	8.88
37	0	3.43	8.97	5.5	54.99
38	10.65	4.69	0	2.35	18.15
39	10.1	1.52	0	0	10.05
40	10.6	4.59	0	2.21	17.73
41	0.28	3.5	8.62	5.4	53.77
42	1.92	3.54	6.88	5.26	28.99
43	7.41	4.06	0	2.98	9.62
44	5.54	0.99	0	0	13.67
45	7.22	3.92	0	2.84	9.68
46	2.11	3.6	6.73	5.24	27.65
47	1.96	0.99	4.3	5.28	10.19
48	2.23	0	2.75	7.96	29.38
49	0	0	0.35	7.42	41.85
50	1.96	0	2.83	8.33	32.25
51	1.85	0.63	4.23	5.45	11.54
52	0	0	10.66	3.08	28.57
53	0	0	4.08	0.77	16.19
54	0.66	0.81	0.97	0.81	13.09
55	0	0	6.55	2.88	13.39
56	0	0	2.56	1.06	9.74
57	0.72	0.85	1.13	0.99	6.14
58	0	1.58	2.36	0.62	8.15
59	0	1.39	0.58	0	10.09
60	0.72	1.16	0.65	0.2	2.77

Αποτελέσματα ΠΦ6: Σεισμός -Υ λόγω ύδατος

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	6.08
2	0	0	0	0	5.48
3	0	0	0	0	2.95
4	0	0	0	0	14.81
5	0	0	0	1.95	10.67
6	1.94	1.09	0.49	1.34	1.32
7	0.49	0.15	1.58	1.91	4.26
8	1.38	0.84	0.84	1.38	1.46
9	0	0	0.83	1.79	15.5
10	0	0	0.69	1.06	6.68
11	0	0	6.37	8.9	21.47
12	0	0	2.25	6.38	16.91
13	0.29	3.49	8.6	5.4	53.75
14	10.6	4.58	0	2.21	17.67
15	10.07	1.51	0	0	9.99
16	10.61	4.65	0	2.37	18.13
17	0	3.56	8.96	5.4	54.66
18	2.12	3.6	6.7	5.22	27.63
19	7.22	3.91	0	2.84	9.63
20	5.52	0.94	0	0	13.86
21	7.32	4.03	0	2.95	9.84
22	1.88	3.42	6.97	5.44	28.76
23	1.85	0.62	4.23	5.45	11.58
24	1.97	0	2.81	8.3	32.15
25	0	0	0.36	7.41	41
26	2.11	0	2.87	8.25	31
27	1.91	0.98	4.29	5.22	10.61
28	0	0	10.89	3.04	29.9
29	0	0	4.19	0.88	17.35
30	1.05	0.93	0.73	0.85	14.47
31	0	0	6.71	2.91	14.55
32	0	0	2.66	1.18	10.52
33	1.01	1.02	1.01	1	6.87
34	0	1.53	2.36	0.54	7.58
35	0	1.57	0.66	0	10.76
36	0.85	1.25	0.65	0.25	2.93
37	1.85	0.75	0	0	3.42
38	0.84	0.15	0	0	0.92
39	0.64	0.16	0	0	0.53
40	0.84	0.27	0	0.14	0.57
41	1.53	0.63	0	0.28	2.33
42	1.22	0.62	0	0.34	1.14
43	0.65	0.33	0	0	0.66
44	0.5	0.27	0	0	0.49
45	0.69	0.4	0	0	0.32
46	1.07	0.68	0	0.34	0.98
47	0.78	0.75	0.33	0.36	2.16
48	0.41	0.39	0	0	0.47
49	0.27	0.34	0	0	0.5
50	0.53	0.58	0	0	0.19
51	0.74	0.72	0.45	0.48	2
52	0.65	0.8	0.97	0.82	13.06
53	0	0	4.08	0.77	16.17
54	0	0	10.63	3.04	28.44
55	0.71	0.85	1.13	0.99	6.16
56	0	0	2.56	1.06	9.73
57	0	0	6.54	2.89	13.37
58	0.72	1.15	0.65	0.21	2.94
59	0	1.36	0.59	0	9.83
60	0	1.57	2.35	0.62	8.32

Αποτελέσματα ΠΦ7: Σεισμός +Χ λόγω γαιών

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	2.2
2	0	0	0	0	1.92
3	0	0	0	0	4.41
4	0	0	0	0	2.78
5	0	0	0	0	4.51
6	0.36	0.22	0.94	1.08	4.07
7	0	0	0.67	0.86	4.21
8	0.97	0.42	0	0	7.93
9	1.37	0.89	0	0	6.17
10	0.34	0	0.51	1.01	1.47
11	0.45	0	0	1.07	1.93
12	0	0	1	1.24	4.56
13	0	0.12	0.43	0.3	0.83
14	0.26	0.25	0.26	0.27	0.6
15	0.5	0.24	0	0.15	1.28
16	1.12	0.22	0	0	3.4
17	3.44	1.18	0	0.14	7.4
18	0	0.15	0.3	0.21	0.63
19	0.28	0.17	0.25	0.35	0.34
20	0.34	0.18	0.12	0.28	0.89
21	0.58	0.18	0	0	2.16
22	2.5	1.19	0	0.2	5.72
23	0.15	0.23	0.18	0.1	1.44
24	0.18	0.14	0.12	0.16	0.73
25	0	0	0.21	0.62	2.03
26	0	0	0.11	0.86	5.2
27	1.02	0.19	0	0.84	4.08
28	0	1.04	2.38	1.13	42.82
29	0	0	6.6	1.07	5.55
30	0	1.1	2.28	1.13	43.43
31	0.42	0.75	2.05	1.72	28.34
32	0	0	4.37	1.65	0.71
33	0.52	0.8	2	1.72	28.71
34	1.29	1.85	1.45	0.89	8.47
35	0	0.79	1.19	0	14.87
36	1.33	1.87	1.46	0.92	8.79
37	3.58	1.18	0	0.1	7.77
38	1.14	0.18	0	0	3.6
39	0.56	0.3	0	0.21	1.45
40	0.26	0.29	0.36	0.33	0.81
41	0	0.11	0.61	0.35	1.23
42	2.59	1.22	0	0.14	5.86
43	0.58	0.16	0	0	2.34
44	0.4	0.25	0.18	0.33	0.85
45	0.29	0.21	0.34	0.42	0.32
46	0	0.14	0.41	0.26	0.86
47	1.05	0.2	0	0.82	3.99
48	0	0	0.13	0.86	5.04
49	0	0	0.28	0.7	2.22
50	0.22	0.19	0.18	0.21	0.83
51	0.13	0.24	0.23	0.12	1.52
52	0	0	0.53	0.15	0.99
53	0	0	0.32	0	0.26
54	0	0	0.42	0.15	0.36
55	0	0	0.38	0.19	0.91
56	0	0	0.16	0	0.56
57	0	0	0.33	0.19	0.54
58	0	0.22	0	0	0.8
59	0	0.32	0	0	2.39
60	0	0.25	0.1	0	0.65

Αποτελέσματα ΠΦ8: Σεισμός -Χ λόγω γαιών

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	4.69
2	0	0	0	0	0.21
3	0	0	0	0	2.1
4	0	0	0	0	0.73
5	1.7	0.99	0	0	6.75
6	1.75	1.06	0	0.14	6.74
7	0.85	0.45	0	0.34	7.25
8	0.17	0	0.66	0.82	3.22
9	0	0	0.55	0.73	4.39
10	0	0	0.85	1.01	1.48
11	0	0.33	1.29	0.61	1.32
12	0.94	0.58	0	0.38	7.43
13	3.46	1.2	0	0.12	7.49
14	1.11	0.21	0	0	3.47
15	0.48	0.24	0	0.16	1.28
16	0.25	0.24	0.27	0.28	0.54
17	0	0.16	0.43	0.27	0.74
18	2.53	1.19	0	0.21	6.01
19	0.54	0.16	0	0	2.14
20	0.33	0.15	0.14	0.32	1.05
21	0.24	0.15	0.26	0.35	0.4
22	0	0.14	0.29	0.24	0.36
23	0.99	0.11	0	0.88	4.76
24	0	0	0.16	0.97	5.63
25	0	0	0.22	0.65	1.82
26	0.13	0	0.15	0.25	0.3
27	0.12	0.17	0.16	0.12	0.72
28	0	0	0.4	0.18	0.39
29	0	0	0.31	0	0.27
30	0	0	0.51	0.17	0.98
31	0	0.12	0.27	0.12	0.33
32	0	0	0.19	0	0.49
33	0	0	0.33	0.12	0.56
34	0	0.12	0.13	0	0.43
35	0	0.19	0	0	1.37
36	0	0.14	0.11	0	0.58
37	0	0.14	0.59	0.31	1.15
38	0.25	0.28	0.37	0.33	0.75
39	0.54	0.3	0	0.21	1.41
40	1.11	0.17	0	0	3.65
41	3.58	1.21	0	0	7.87
42	0	0.12	0.4	0.29	0.71
43	0.27	0.19	0.34	0.41	0.34
44	0.39	0.21	0.2	0.37	1.02
45	0.56	0.16	0	0	2.25
46	2.6	1.2	0	0.17	6.23
47	0.12	0.22	0.21	0.11	1.07
48	0.19	0.12	0.19	0.26	0.61
49	0	0	0.27	0.69	1.85
50	0	0	0.2	1.02	5.77
51	1	0	0	0.86	4.87
52	0	1.07	2.26	1.15	43.4
53	0	0	6.58	1.05	5.49
54	0	1.02	2.36	1.14	42.82
55	0.54	0.82	1.94	1.66	29.11
56	0	0	4.38	1.64	0.69
57	0.43	0.77	1.99	1.65	28.77
58	1.34	1.8	1.46	1	9.19
59	0	0.63	1.24	0	13.72
60	1.29	1.77	1.46	0.98	9.06

Αποτελέσματα ΠΦ9: Σεισμός +Υ λόγω γαιών

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	11.44
2	0	0	0	0	5.94
3	0	0	0	0	20.36
4	0	0	0	0	3.41
5	0.79	2.15	2.89	1.52	2.74
6	0.56	3.85	0.29	0	15.44
7	2.54	8.46	0	0	25.24
8	2.29	6.05	0	0	20.87
9	0.68	0.76	2.32	2.23	11.54
10	5.34	12.28	0	0	33.88
11	1.01	1.45	0	0	8.95
12	2.39	2.83	0.53	0	6.73
13	0	0.41	2.28	0.94	3.53
14	0	0.22	1.25	0.4	0.82
15	0	0	0.95	0.23	0.75
16	0	0	1.25	0.26	1.47
17	0	0.27	2.76	0.97	5.01
18	0	0.52	1.6	1	1.46
19	0	0	1.03	0.58	0.49
20	0	0	0.73	0.4	0.59
21	0	0	0.93	0.45	0.96
22	0	0.38	1.9	1.06	1.6
23	0.66	0.68	1.11	1.1	3.14
24	0	0	0.78	0.87	0.5
25	0	0	0.36	0.44	0.59
26	0	0	0.56	0.46	1.31
27	0.49	0.7	1.12	0.91	2.36
28	1.06	1.24	1.56	1.38	21.73
29	6.27	1.28	0	0	26.04
30	16.23	4.55	0	0	44.43
31	1.45	1.44	1.5	1.51	11.04
32	4.03	1.78	0	0	15.75
33	9.99	4.2	0	0	21.23
34	1.04	0.63	1.26	1.67	3.05
35	1.11	0	0	2.06	13.77
36	3.64	1.04	0	2.07	13.21
37	13.34	8.18	0	5.1	81.79
38	0	3.49	15.85	6.97	26.99
39	0	0	15.03	2.26	14.95
40	0	3.28	15.77	6.82	26.37
41	12.82	8.03	0.42	5.21	79.98
42	10.23	7.83	2.86	5.27	43.13
43	0	4.43	11.02	6.04	14.31
44	0	0	8.24	1.48	20.33
45	0	4.23	10.74	5.83	14.4
46	10	7.79	3.14	5.35	41.13
47	6.4	7.86	2.92	1.47	15.15
48	4.1	11.84	3.31	0	43.7
49	0.52	11.04	0	0	62.25
50	4.21	12.39	2.92	0	47.96
51	6.29	8.1	2.75	0.94	17.17
52	15.85	4.58	0	0	42.49
53	6.07	1.14	0	0	24.09
54	1.44	1.21	0.97	1.2	19.47
55	9.75	4.29	0	0	19.92
56	3.81	1.58	0	0	14.49
57	1.68	1.48	1.07	1.27	9.13
58	3.5	0.93	0	2.35	12.12
59	0.86	0	0	2.07	15.01
60	0.96	0.3	1.07	1.73	4.12

Αποτελέσματα ΠΦ10: Σεισμός -Υ λόγω γαιών

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	9.04
2	0	0	0	0	8.15
3	0	0	0	0	4.39
4	0	0	0	0	22.03
5	0.61	3.81	0.3	0	15.88
6	0.73	1.99	2.88	1.62	1.97
7	0	0	0	0	6.34
8	1.24	2.05	2.05	1.25	2.18
9	1.24	2.66	0	0	23.06
10	1.03	1.57	0	0	9.94
11	9.47	13.24	0	0	31.94
12	3.35	9.49	0	0	25.15
13	12.79	8.03	0.43	5.2	79.95
14	0	3.29	15.77	6.81	26.29
15	0	0	14.98	2.24	14.86
16	0	3.52	15.78	6.92	26.97
17	13.33	8.03	0	5.3	81.31
18	9.97	7.76	3.15	5.36	41.1
19	0	4.22	10.75	5.81	14.33
20	0	0	8.21	1.39	20.61
21	0	4.39	10.88	6	14.64
22	10.37	8.09	2.8	5.08	42.78
23	6.28	8.11	2.75	0.92	17.22
24	4.17	12.34	2.92	0	47.82
25	0.54	11.02	0	0	60.98
26	4.26	12.28	3.14	0	46.11
27	6.38	7.76	2.84	1.46	15.78
28	16.2	4.52	0	0	44.48
29	6.23	1.31	0	0	25.81
30	1.08	1.27	1.56	1.38	21.52
31	9.98	4.33	0	0	21.64
32	3.95	1.75	0	0	15.64
33	1.5	1.49	1.5	1.51	10.21
34	3.51	0.81	0	2.28	11.27
35	0.98	0	0.12	2.34	16
36	0.96	0.38	1.27	1.85	4.36
37	0	0.14	2.76	1.11	5.09
38	0	0	1.25	0.23	1.36
39	0	0	0.96	0.24	0.79
40	0	0.21	1.25	0.4	0.84
41	0	0.41	2.27	0.93	3.47
42	0	0.51	1.82	0.92	1.7
43	0	0	0.97	0.49	0.98
44	0	0	0.74	0.41	0.73
45	0	0	1.03	0.59	0.48
46	0	0.51	1.6	1.01	1.46
47	0.49	0.54	1.16	1.11	3.22
48	0	0	0.61	0.58	0.69
49	0	0	0.4	0.51	0.74
50	0	0	0.79	0.87	0.29
51	0.67	0.71	1.11	1.07	2.98
52	1.45	1.21	0.96	1.19	19.42
53	6.07	1.14	0	0	24.05
54	15.81	4.53	0	0	42.31
55	1.68	1.47	1.06	1.26	9.16
56	3.8	1.57	0	0	14.47
57	9.73	4.31	0	0	19.89
58	0.96	0.31	1.07	1.72	4.38
59	0.87	0	0	2.02	14.62
60	3.5	0.92	0	2.33	12.37

Αποτελέσματα ΠΦ11: Συστολή πήξεως

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	17.53
2	0	0	0	0	28.55
3	0	0	0	0	10.97
4	0	0	0	0	9.15
5	11.49	6.89	0	0	8.44
6	21.98	17.28	0	0	5.82
7	11.06	7.83	0	0	17.94
8	19.88	17.05	0	0	13.65
9	13.26	16.61	0	0	16.55
10	4.98	4.21	0	0	4.21
11	4.65	3.86	0	0	2.53
12	11.02	8.03	0	0	19.93
13	0.98	1.34	0.46	0.1	7.56
14	1.25	0.26	0.96	1.95	5.15
15	0.91	0	0	0.65	3.98
16	0.93	0.13	1.11	1.91	6.22
17	0.75	1.35	0.67	0	6.21
18	0	0	5.04	7.6	33.17
19	1.4	0	0	1.97	1.68
20	1.62	0	0	0.32	6.96
21	1.66	0	0	1.6	2.76
22	0	0	5.91	7.89	36.51
23	0	1.39	7.01	4.4	57.29
24	5.26	4.15	0	0	28.07
25	0.95	2.26	0	0	16.76
26	2.01	3.13	0.73	0	21.76
27	2.17	2.21	3.3	3.26	63.46
28	0	0.45	0.47	0	11.74
29	0	0	1.64	1.79	6.64
30	0	0.52	0.14	0	12.8
31	0	0	6.24	9.75	40.33
32	0.87	0	0	5.63	14.56
33	0	0	6.42	9.79	42.47
34	0	2.15	5.11	2.91	95.99
35	4.57	4.19	0	0	72.6
36	1.57	2.34	3.23	2.45	98.01
37	1.07	1.41	0.34	0	7.46
38	1.15	0.26	1.1	1.99	5.59
39	0.94	0	0	0.66	3.74
40	0.91	0	1.02	1.84	5.46
41	0.69	1.23	0.63	0	7.6
42	0	0	5.41	7.67	33.27
43	1.69	0	0	1.83	1.41
44	1.28	0	0	0.41	6.31
45	1.74	0	0	1.84	4.97
46	0	0	5.83	7.84	34.62
47	0.98	1.67	4.34	3.66	63.35
48	2.55	3.03	0.22	0	20.81
49	2.22	2.34	0	0	13.22
50	3.09	3.96	0.72	0	23.81
51	1.91	2.42	4.57	4.06	63.04
52	0	0.44	0.49	0	10.32
53	0	0	1.81	1.86	6.81
54	0.15	0.62	0	0	11.32
55	0	0	6.23	9.69	41.9
56	1.7	0	0	5.57	13.53
57	0	0	7.18	10.02	45.1
58	0	1.87	4.21	2.4	95.46
59	1.78	3.85	0	0	66.1
60	4.74	2.99	0	1.22	105.21

Αποτελέσματα ΠΦ12: Θερμοκρασιακή μεταβολή

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	160.26
2	0	0	0	0	322.89
3	0	0	0	0	140.46
4	0	0	0	0	70.71
5	0	0	52.63	45.54	160.65
6	0	0	51.5	41.22	131.79
7	0	0	65.58	38.08	25.8
8	0	0	55.56	39.82	175.61
9	0	0	55.94	77.1	54.47
10	0	0	64.15	29.1	34.62
11	0	0	47.93	39.27	166.35
12	0	0	61.23	35.53	30.62
13	3.03	0	0	0.55	17.77
14	0	0	2.96	0.44	16.53
15	0	0	6.01	1.52	5.6
16	0	0	4.29	0.69	13.42
17	1.78	0	0	1.78	33.96
18	4.81	1.92	0	0	46.52
19	0	0	5.28	5.14	15.8
20	0	0	6.52	6.65	24.84
21	0	0	6.78	6.02	33.64
22	4.79	4.02	0	0	52.88
23	6.05	0	3.24	13.33	66.16
24	0	0	10.26	19.24	59.85
25	0	0	5.69	15.3	19.33
26	0	0	9.23	20.23	85.01
27	1.44	0	4.99	15.01	53.4
28	3.77	1.04	0	0.58	16.8
29	3.55	2.34	0	0	15.66
30	4.94	0.96	0	1.19	8.98
31	7.1	5.69	0	0	54.78
32	0	1.33	1.77	0	4.06
33	7.07	5.98	0	0	45.4
34	0.58	0	1.54	13.76	134.37
35	0	0	7.16	18.17	119.2
36	0.31	0	2.05	10.52	49.21
37	2.88	0	0	1.78	27.02
38	0	0	2.08	0.24	15.25
39	0	0	5.08	1.16	7.47
40	0	0.22	3.97	0.63	10.95
41	0.84	0	0	1.24	11.77
42	5.47	3.15	0	0	34.97
43	0	0	3.5	4.11	9.16
44	0	0	5.35	4.96	23.61
45	0	0	5.59	4.33	20.69
46	3.66	2.15	0	0	47.24
47	4.39	0	2.91	9.16	62.19
48	0.38	0	6.23	12.39	16.74
49	0	0	6.85	15.57	41.41
50	0	0	8.66	18.62	64.96
51	3.37	0	5.09	14.31	54.2
52	3.75	1.19	0	1.41	3.97
53	3.54	2.24	0	0	7.91
54	6.14	2.03	0	0.5	22.9
55	7.11	6.22	0	0	47.08
56	0	1.75	2.55	0	13.32
57	8.8	6.26	0	0	52.16
58	0.11	0	1.26	11.81	82.45
59	0	0	6.34	19.51	136.25
60	0	0	3.4	12.45	78.37

Αποτελέσματα ΠΦ13: Ίδιον βάρος

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	11.17
2	0	0	0	0	8
3	0	0	0	0	16.83
4	0	0	0	0	8.43
5	0	0	0	0	16.61
6	2.86	1.24	3.51	5.13	15.14
7	0	0	3.98	6.56	32.24
8	2.39	0.75	3.55	5.19	17.72
9	1.06	0.38	3.36	4.05	29.7
10	0	0	1.35	5.46	40.7
11	0	0	4.03	6.69	46.04
12	0	0	4.17	6.72	31.6
13	0	0	0.42	0.27	3.01
14	0.45	0.17	0	0	1.91
15	0.78	0.21	0	0	0.91
16	0.53	0.18	0	0	1.47
17	0	0	0	0	1.85
18	0	0.27	0.44	0	4.58
19	0.71	0.61	0	0	2.37
20	0.88	0.85	0	0	3.06
21	0.56	0.55	0	0	2.18
22	0	0.21	0.24	0	3.33
23	0.51	1.28	0.67	0	5.74
24	1.23	2.55	0	0	7.51
25	0.8	2.08	0	0	5.72
26	0.95	1.95	0	0	4.54
27	0.47	1.08	0.47	0	3.22
28	0	0	0.56	0.42	1.24
29	0	0	0.49	0.14	0.78
30	0	0	0.8	0.39	1.29
31	0	0.27	0.63	0.23	2.49
32	0	0	0.16	0.27	0.73
33	0	0	0.78	0.31	4.02
34	0	0.42	0.18	0	3.54
35	0.51	1.39	0	0	8.73
36	0	0.71	0	0	7.85
37	0	0	0.42	0.15	2.75
38	0.41	0.15	0	0	1.96
39	0.77	0.18	0	0	0.92
40	0.57	0.19	0	0	1.51
41	0	0	0.14	0.25	2.14
42	0	0.15	0.51	0	4.21
43	0.62	0.63	0	0	2.29
44	0.83	0.8	0	0	3.14
45	0.66	0.54	0	0	2.3
46	0	0.3	0.22	0	4.05
47	0.47	1.22	0.61	0	4.52
48	1.1	2.19	0	0	5.25
49	0.88	2.19	0	0	5.88
50	1.14	2.41	0	0	7
51	0.52	1.22	0.58	0	5.36
52	0	0	0.59	0.39	0.59
53	0	0	0.52	0.17	1.26
54	0	0	0.82	0.39	1.25
55	0	0.19	0.76	0.42	3.91
56	0	0	0	0.25	0.67
57	0	0	0.87	0.38	4.62
58	0	0.82	0	0	7.45
59	0.62	1.71	0	0	11.21
60	0	0.78	0.15	0	7.54

Αποτελέσματα ΠΦ14: Άνωση

α/α	ΜοριΕΞΩ	ΜκαθΕΞΩ	ΜοριΜΕΣΑ	ΜκαθΜΕΣΑ	Vsd
1	0	0	0	0	0.64
2	0	0	0	0	0.28
3	0	0	0	0	0.81
4	0	0	0	0	0.41
5	0.31	0.25	0	0.12	1.66
6	0.28	0.21	0	0	1.54
7	0.24	0.29	0.14	0	1.9
8	0.19	0.11	0	0	1.15
9	0.13	0	0	0	0.98
10	0	0.13	0.19	0	1
11	0.18	0	0.11	0.23	0.98
12	0.2	0.25	0.1	0	1.95
13	0	0	0	0	0.12
14	0	0	0	0	0.07
15	0	0	0	0	0.02
16	0	0	0	0	0.01
17	0	0	0	0	0.04
18	0	0	0	0	0.18
19	0	0	0	0	0.05
20	0	0	0	0	0.06
21	0	0	0	0	0.02
22	0	0	0	0	0.05
23	0	0	0	0	0.44
24	0	0	0	0	0.15
25	0	0	0	0	0.09
26	0	0	0	0	0.19
27	0	0	0	0	0.06
28	0	0	0	0	0.08
29	0	0	0	0	0.1
30	0	0	0	0	0.15
31	0	0	0	0	0.05
32	0	0	0	0	0.09
33	0	0	0	0	0.21
34	0	0	0	0	0.16
35	0	0	0	0	0.38
36	0	0	0	0	0.52
37	0	0	0	0	0.11
38	0	0	0	0	0.07
39	0	0	0	0	0.04
40	0	0	0	0	0.02
41	0	0	0	0	0.04
42	0	0	0	0	0.13
43	0	0	0	0	0.06
44	0	0	0	0	0.06
45	0	0	0	0	0.05
46	0	0	0	0	0.09
47	0	0	0	0	0.07
48	0	0	0	0	0.2
49	0	0	0	0	0.09
50	0	0	0	0	0.14
51	0	0	0	0	0.4
52	0	0	0	0	0.1
53	0	0	0	0	0.1
54	0	0	0	0	0.14
55	0	0	0	0	0.11
56	0	0	0	0	0.07
57	0	0	0	0	0.25
58	0	0	0	0	0.36
59	0	0	0	0	0.55
60	0	0	0	0	0.36

Υλικά

Σκυρόδεμα C25/30, Χάλυβας B500C

Ο.Κ.Α.: $\gamma_c = 1.50$, $\gamma_s = 1.15$

Ο.Κ.Λ.: $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$

Μέγιστες παραμορφώσεις $\epsilon_c = 0.0035$, $\epsilon_s = 0.01$

Πυθμένας

Ο.Κ.Α.: $A_{smax} = 3.196 \text{ cm}^2$ $\epsilon_c(x 1000) = -0.9$

Ο.Κ.Λ.: $A_{smax} = 19.507 \text{ cm}^2$ $\sigma_c = 6.7 \text{ MPa}$

Μέλος 2: $X=10.725\text{m}$, $Y=5.125\text{m}$, $Z=-3.675\text{m}$ συνδυασμός 13

Τοίχωμα

Ο.Κ.Α.: $A_{smax} = 4.091 \text{ cm}^2$ $\epsilon_c(x 1000) = -1.3$

Ο.Κ.Λ.: $A_{smax} = 5.645 \text{ cm}^2$ $\sigma_c = 1.6 \text{ MPa}$

Μέλος 2: $X=8.125\text{m}$, $Y=7.875\text{m}$, $Z=-3.063\text{m}$ συνδυασμός 2

Πρόβολος

Ο.Κ.Α.: $A_{smax} = 0.000 \text{ cm}^2$ $\epsilon_c(x 1000) = 0.0$

Ο.Κ.Λ.: $A_{smax} = 0.000 \text{ cm}^2$ $\sigma_c = 0.0 \text{ MPa}$

Μέλος 0: $X=0.000\text{m}$, $Y=0.000\text{m}$, $Z=0.000\text{m}$ συνδυασμός 0

Οπλισμοί

στοιχείο	θέση	διεύθυνση	διάμετρος [mm]	απόσταση [cm]
πυθμένας	έξω	κατά X-X	12	20
πυθμένας	έξω	κατά Y-Y	12	20
πυθμένας	μέσα	κατά X-X	12	20
πυθμένας	μέσα	κατά Y-Y	16	10
τοίχωμα	έξω	οριζόντια	12	20
τοίχωμα	έξω	κατακόρυφη	12	20
τοίχωμα	μέσα	οριζόντια	12	20
τοίχωμα	μέσα	κατακόρυφη	12	20

ΚΑΒΑΛΑ 15/06/2022

ο Συντάξας


ΜΑΥΡΙΔΗΣ Θ. ΘΩΜΑΣ
ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Α.Π.Θ.
ΜΕΛΟΣ Τ.Ε.Ε. - ΑΡΙΘ. ΜΗΤΡ.: 46514
ΕΡΥΘΡΟΥ ΣΤΑΥΡΟΥ 34 - ΚΑΒΑΛΑ
Τ Η Λ.: 2 5 1 0 . 2 2 6 6 1 8
Α.Φ.Μ.: 029592360 - Δ.Ο.Υ.: Β' ΚΑΒΑΛΑΣ

Μαυρίδης Θωμάς
Πολιτικός Μηχανικός

ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ
ΧΡΥΣΟΥΠΟΛΗ .../04/2022
η επιβλέπουσα

ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ
ΧΡΥΣΟΥΠΟΛΗ .../04/2022
η Προϊσταμένη Τεχνικής Υπηρεσίας
Δήμου ΝΕΣΤΟΥ