



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΥΠΟΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΚΤΗΡΙΟ ΔΙΟΙΚΗΣΗΣ
ΠΑΝ/ΠΟΛΗ ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ

ΕΡΓΟ: ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ ΔΗΜΟΤΙΚΟΥ ΣΧΟΛΕΙΟΥ ΦΙΝΟΚΑΛΙΑ
ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ "ΚΕΝΤΡΟΥ ΕΝΗΜΕΡΩΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟ ΚΛΙΜΑ
ΚΑΙ ΤΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ"

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ: ΕΝΤΟΣ ΤΩΝ ΚΟΙΝΩΝ ΟΡΙΩΝ ΟΙΚΙΣΜΩΝ "ΦΙΝΟΚΑΛΙΑΣ" -
"ΚΟΥΔΟΥΜΑΛΟΣ" - "ΑΓ. ΝΙΚΟΛΑΟΣ" ΔΗΜΟΥ ΑΓΙΟΥ ΝΙΚΟΛΑΟΥ

ΦΑΣΗ ΜΕΛΕΤΗΣ: ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ:
ΔΕΚΕΜΒΡΙΟΣ '16

ΜΕΛΕΤΗ: ΣΤΑΤΙΚΗ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ:

ΤΙΤΛΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ: ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

ΚΛΙΜΑΚΑ:

ΟΜΑΔΑ ΜΕΛΕΤΗΣ :

ΟΜΑΔΑ ΜΕΛΕΤΗΣ :

Η ΣΥΝΤΑΞΑΣΑ

ΜΑΡΙΑ ΕΥΑΓΓ. ΚΕΛΑΡΑΚΗ
ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
ΥΠΟΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟΥ ΚΡΗΤΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ :

Ε Λ Ε Γ Χ Θ Η Κ Ε

ΚΑΡΥΣΤΑΚΗΣ ΣΤΑΥΡΟΣ
ΠΕΖ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

Θ Ε Ω Ρ Η Θ Η Κ Ε
Άγ. Νικόλαος, 17/10/2018
Η Αναπλ. Προϊσταμένη
Δ/σης Μελετών

ΜΑΡΙΑ ΑΔΑΜ ΠΡΑΤΣΙΝΑΚΗ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

ΣΧΟΛΕΙΟ

Όνομασία Έργου-Μελέτης ΣΧΟΛΕΙΟ
 Διεύθυνση έργου ΦΙΝΟΚΑΛΙΑ
 Μηχανικός Μελετητής ΑΓΝΩΣΤΟΣ

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Όροφοι Όροφοι : 1 Υπόγειο: 0
 Τοιχοποιία Αοπλη τοιχοποιία
 Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 4
 Ύψη ορόφων [m] Δάπεδα
 Ισόγειο ύψος ορόφου 4.20 [m] οροφή=Εύλινη Στέγη

Φορτία Κατασκευής (Ευρωκώδικας 1)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 0.80[kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00[kN/m²]
 Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 5.00[kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 3.50[kN/m²]
 Κινητά σε Εξώστες= 5.00[kN/m²]
 Μόνιμα Στέγης Κολυμβητά κεραμίδια+σανίδωμα+ζευκτά Ιδιο βάρος= 1.50[kN/m²]
 Οροφή= 0.50[kN/m²]
 Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.65[kN/m²], Άνεμος= 1.50[kN/m²]
 Άνεμος (κατακόρυφα) 1.50xημ²(25°)= 0.21[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=0.80, Ψ1=0.80, Ψ2=0.50

Υλικά Τοιχοποιίας Λιθοδομή Μ2 62 cm
Σκυρόδεμα - Εδαφος C20/25-S500 γm=0.18 [N/mm²,MPa]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

Σεισμική Ζώνη (Ευρωκ.8 §3.2.1) Ζώνη: II, α=0.240g=2.35 m/s²
 Κατηγορία Εδάφους (Ευρωκ.8 §3.1.2) B, S=1.20 Tb=0.15sec Tc=0.50sec
 Σπουδαιότητα Κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.5) Σ3 γI=1.20

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

Λιθοδομή Μ2 50 cm

Πάχος τοίχου : 0.58 [m]

Ειδικό βάρος : 27.00 [KN/m³]

Διαμήκης Αρμός OXI

Βάρος ανά m² : 15.50 [KN/m²]**Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)****Ψαμμίτης**

Τύπος Λιθοσωμάτων: Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία: : II

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων :

Ομάδα : 2

Θλιπτική αντοχή : 25.00 [N/mm²]

Συντελεστής δ = 1.00

Ανηγγεμένη Θλιπτική Αντοχή : fb= 25.00 [N/mm²]fb= 1.00x 25.00= 25.00 [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)****Τσιμεντοκονίαμα-M2**

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk: 2.00 [N/mm²]**Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)**

Θλιπτική Αντοχή fk [N/mm²] (EC6, §3.6.1) $f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} = 7.30 \text{ N/mm}^2$ (K=0.45)

Διατμ/κή Αντοχή fnko [N/mm²] (EC6, §3.6.2) fnko = 1.09 [N/mm²]Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2) E = 8.54 [GPa=KN/mm²]Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 3.42 [GPa=KN/mm²]**Η τοιχοποιία έχει διπλός μανδύα σκυροδέματος, 4.0 cm, οπότε αλλάζουν οι αντοχές****Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα fk= 7.30 N/mm²****Μέση Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα fnko= 1.09 N/mm²****Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος**

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα tw= 0.50 m

Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους tc= 0.04 m

Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ8/10 S500

Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος Tw= 0.58 m

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας fwk= 5.20 N/mm²Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας fwnv= 0.10 N/mm²Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας Ew= 5.20 N/mm²Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα fck=20.00 N/mm²Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα fcnv= 0.39 N/mm²Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος Ec=29.00 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

fk=(5.20x0.50+2x20.00x0.04)/0.58= 7.24 N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

frd=0.01xfcc/1.50+ As/(t.s)x(fsy/1.15)

Ποσοστό οπλισμού μανδύα ρ=1x0.50/(10x4)=0.013<=0.02

Διατμητική αντοχή μανδύα frd=0.01x20/1.50+(50/100x40)x(500/1.15)=5.57 N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

fnk=0.80xfwk+frdx(2.00/1.50)

fnk=(0.80*0.10x0.50+2x5.57x0.04x(2.00/1.50))/0.58=1.09 N/mm²E=(5.20x0.50+2x29.00x0.04)/0.58= 8.48 N/mm²**Λιθοδομή Μ2 62 cm**

Πάχος τοίχου : 0.70 [m]

Ειδικό βάρος : 27.00 [KN/m³]

Διαμήκης Αρμός OXI

Βάρος ανά m² : 18.74 [KN/m²]

Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσωμάτων: Φυσικοί
 Διαστάσεις Λιθοσωμάτων
 Θλιπτική αντοχή : 25.00 [N/mm²]
 Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : $f_b = 25.00$ [N/mm²]

Ψαμίτης

Κατηγορία: : II
 Ομάδα : 2
 Συντελεστής $\delta = 1.00$
 $f_b = 1.00 \times 25.00 = 25.00$ [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής
 Θλιπτική Αντοχή f_k : 2.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα-M2**Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)**

Θλιπτική Αντοχή f_k [N/mm²] (EC6, §3.6.1) $f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} = 6.95$ [N/mm²] (K=0.45)
 Διατμ/κή Αντοχή f_{vko} [N/mm²] (EC6, §3.6.2) $f_{vko} = 0.92$ [N/mm²]
 Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2) E = 7.98 [GPa=KN/mm²]
 Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 3.19 [GPa=KN/mm²]

Η τοιχοποιία έχει διπλός μανδύα σκυροδέματος, 4.0 cm, οπότε αλλάζουν οι αντοχές

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_k = 6.95$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα $f_{vko} = 0.92$ N/mm²

Υπολογισμοί μέσων χαρακτηριστικών αντοχών τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

Πάχος τοιχοποιίας χωρίς μανδύα $t_w = 0.62$ m
 Διπλός μανδύας σκυροδέματος C20/25 πάχους $t_c = 0.04$ m
 Οπλισμός μανδύα εσχάρα Φ8/10 S500
 Πάχος τοίχου μαζί με μανδύα σκυροδέματος $T_w = 0.70$ m
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wk} = 5.20$ N/mm²
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας $f_{wn} = 0.10$ N/mm²
 Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας $E_w = 5.20$ N/mm²
 Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{ck} = 20.00$ N/mm²
 Διατμητική αντοχή σκυροδέματος μανδύα $f_{cn} = 0.39$ N/mm²
 Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος $E_c = 29.00$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Θλιπτική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος
 $f_k = (5.20 \times 0.62 + 2 \times 20.00 \times 0.04) / 0.70 = 6.89$ N/mm²

Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$$f_{rd} = 0.01 \times f_{cc} / 1.50 + A_s / (t \cdot s) \times (f_{sy} / 1.15)$$

Ποσοστό οπλισμού μανδύα $\rho = 1 \times 0.50 / (10 \times 4) = 0.013 \leq 0.02$

Διατμητική αντοχή μανδύα $f_{rd} = 0.01 \times 20 / 1.50 + (50 / 100 \times 40) \times (500 / 1.15) = 5.57$ N/mm²

Μέση Χαρακτηριστική Διατμητική αντοχή τοίχου με μανδύα σκυροδέματος

$$f_{vk} = 0.80 \times f_{wk} + f_{rd} \times (2.00 / 1.50)$$

$f_{vk} = (0.80 \times 0.10 \times 0.62 + 2 \times 5.57 \times 0.04 \times (2.00 / 1.50)) / 0.70 = 0.92$ N/mm²

$E = (5.20 \times 0.62 + 2 \times 29.00 \times 0.04) / 0.70 = 7.92$ N/mm²

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Ισόγειο	T1	Λιθοδομή M2 62 cm	13.40x 4.20x0.70	0.00, 0.35, 0.00
Ισόγειο	T2	Λιθοδομή M2 62 cm	7.25x 4.20x0.70	0.35, 7.25, 0.00
Ισόγειο	T3	Λιθοδομή M2 62 cm	7.25x 4.20x0.70	13.05, 0.00, 0.00
Ισόγειο	T4	Λιθοδομή M2 62 cm	13.40x 4.20x0.70	13.40, 6.90, 0.00
Ισόγειο	T6	Λιθοδομή M2 50 cm	6.00x 4.20x0.58	8.56, 0.65, 0.00
Ισόγειο	T7	Λιθοδομή M2 50 cm	3.92x 4.20x0.58	12.75, 4.09, 0.00

Φορτία τοίχων

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

ΙσόγειοT1

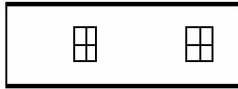
Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

θέση $x=0.00m$, $y=0.35m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=51.86m²

Λιθοδομή M2 62 cm

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 51.86 \times 18.7= 971.9$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=6.5kN/m κινητό=2.8kN/m



Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 87.1$ kN, κινητό $Q_f= 37.5$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 1059.0$ kN, κινητό $Q_b= 37.5$ kN

ΙσόγειοT2

Διαστάσεις μήκος=7.25m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

θέση $x=0.35m$, $y=7.25m$, $\theta=270.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=30.45m²

Λιθοδομή M2 62 cm

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 30.45 \times 18.7= 570.6$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=6.5kN/m κινητό=2.8kN/m



Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 47.1$ kN, κινητό $Q_f= 20.3$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 617.7$ kN, κινητό $Q_b= 20.3$ kN

ΙσόγειοT3

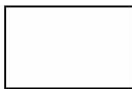
Διαστάσεις μήκος=7.25m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

θέση $x=13.05m$, $y=0.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=30.45m²

Λιθοδομή M2 62 cm

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 30.45 \times 18.7= 570.6$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=6.5kN/m κινητό=2.8kN/m



Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 47.1$ kN, κινητό $Q_f= 20.3$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 617.7$ kN, κινητό $Q_b= 20.3$ kN

ΙσόγειοT4

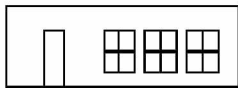
Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

θέση $x=13.40m$, $y=6.90m$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=41.26m²

Λιθοδομή M2 62 cm

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 41.26 \times 18.7= 773.3$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=6.5kN/m κινητό=2.8kN/m



Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 87.1$ kN, κινητό $Q_f= 37.5$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 860.4$ kN, κινητό $Q_b= 37.5$ kN

ΙσόγειοT6

Διαστάσεις μήκος=6.00m, ύψος=4.20m, πάχος=0.58m

θέση $x=8.56m$, $y=0.65m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=23.00m²

Λιθοδομή M2 50 cm

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 23.00 \times 15.5= 356.5$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=6.5kN/m κινητό=2.8kN/m



Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 39.0$ kN, κινητό $Q_f= 16.8$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 395.5$ kN, κινητό $Q_b= 16.8$ kN

ΙσόγειοT7

Διαστάσεις μήκος=3.92m, ύψος=4.20m, πάχος=0.58m

Θέση $x=12.75m$, $y=4.09m$, $\theta=180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=14.26m²

Λιθοδομή Μ2 50 cm

Ιδίο βάρος τοίχου $G_w= 14.26 \times 15.5= 221.1$ kN

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=6.5kN/m κινητό=2.8kN/m

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f= 25.5$ kN, κινητό $Q_f= 11.0$ kNΦορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a= 0.0$ kN, κινητό $Q_a= 0.0$ kNΦορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b= 246.6$ kN, κινητό $Q_b= 11.0$ kNΙσόγειοΣυνολικά φορτία ορόφουΟλικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1= 3797$ kN, κινητά $Q_1= 143$ kNΟλικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2= 0$ kN, κινητά $Q_2= 0$ kNΟλικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G = 3797$ kN, κινητά $Q = 143$ kNΦορτία οροφής για υπολογισμό σεισμικής μαζας, μόνιμα $G_o= 1199$ kN, κινητά $Q_o= 143$ kNΣυνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.50 \times Q_o) = 1270$ kNΟλική μάζα ορόφου $M_o = (1.00 \times G_o + 0.50 \times Q_o) / 9.81 = 1270 / 9.81 = 129$ kNsec²/m

Για υπολογισμό μάζας, το ίδιο βάρος τοίχων κατενεμήθη: 25% πάνω και 75% κάτω

ΙσόγειοΚέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T1	109.9	6.70	0.35	736.08	38.45
T2	64.0	0.35	3.63	22.40	232.00
T3	64.0	13.05	3.63	835.21	232.00
T4	89.6	6.70	6.90	600.44	618.36
T6	41.2	8.56	3.65	352.43	150.28
T7	25.7	10.79	4.09	277.28	105.11

Σύνολα**394.4****2823.85****1376.21**Κέντρο μάζας ορόφου $x_m = 2823.85 / 394.35 = 7.16m$, $y_m = 1376.21 / 394.35 = 3.49m$

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)

<u>Σεισμική Ζώνη</u>	Ζώνη: II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$	(Ευρωκ.8 §3.2.1)
<u>Κατηγορία Εδάφους</u>	B, $S = 1.20$ $T_b = 0.15 \text{ sec}$ $T_c = 0.50 \text{ sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
<u>Σπουδαιότητα Κτιρίου</u>	Σ3 $\gamma_I = 1.20$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
<u>Δομικό σύστημα</u>	Αοπλη τοιχοποιία $q = 1.50$	(Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)
<u>Συντελεστής Θεμελίωσης</u>	$S = 1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου $T = 0.050(H)^{0.75} = 0.15 \text{ sec}$ (Ευρωκ.8 eq.4.6)

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

$$R_d(T) = 0.240 \times 1.20 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 \times g / 1.50 = 0.576g$$

Συνολική μάζα κατασκευής $M = (129) = 129 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση $V_o = 129 \times 0.576 \times 9.81 = 729 \text{ kN}$

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

Όροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	z _i [m]	m _i · z _i	οριζόντια δύναμη F _i [kN]	e _i = M _i / W _i [m]
Ισόγειο	129.00 (394.00)	4.20	542	729x 542/ 542 = 729.0	2.41
σύνολα	129.00		542	729.0	

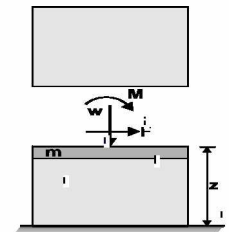


(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα Ισόγειο

Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x = 7.12\text{m}$, $y = 2.59\text{m}$

Ακολουθώς 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 : 25% στην οροφή, και 75% στο δάπεδο του ορόφου.

Έλεγχος ανατροπής

$$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 3061.8 \text{ kNm} \leq 0.50 \times W_t \times x = 0.50 \times 3865.1 \times 6.70 = 12948.2 \text{ kNm}$$

$$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 3061.8 \text{ kNm} \leq 0.50 \times W_t \times y = 0.50 \times 3865.1 \times 3.63 = 7005.6 \text{ kNm}$$

ΙσόγειοT1

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

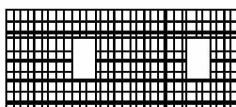
Ο τοίχος χωρίζεται σε 320 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x33 κόμβων, συνολικά 363 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 5.013 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 5.752 \text{ GN/m}$

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 5.013 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$



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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.42$ m, $e_y=2.24$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $729.00x$ $4.814/$ $7.829+$ $519x$ $2.24x$ $5.013/325.277=$ 466.20 kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00x$ $4.814/$ $7.829+$ $918x$ $2.24x$ $5.013/325.277=$ 31.73 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00x$ $0.000/$ $4.014+$ $519x$ $0.42x$ $0.000/325.277=$ 0.00 kN

Σεισμός $y-y=$ $729.00x$ $0.000/$ $4.014+$ $918x$ $0.42x$ $0.000/325.277=$ 0.00 kN

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

$(expF_x)^2=$ 466.20^2+ 31.73^2 , $expF_x=$ 467.28 kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=$ $466.20 + 0.30x$ $31.73=$ 475.72 kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=475.72$ kN

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=7.25m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

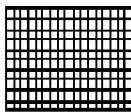
Ο τοίχος χωρίζεται σε 170 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x18 κόμβων, συνολικά 198 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.100$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.891 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 3.100$ GN/m



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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.77$ m, $e_y=1.03$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $729.00x$ $0.000/$ $7.829+$ $519x$ $1.03x$ $0.000/325.277=$ 0.00 kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00x$ $0.000/$ $7.829+$ $918x$ $1.03x$ $0.000/325.277=$ 0.00 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00x$ $1.557/$ $4.014+$ $519x$ $6.77x$ $3.100/325.277=$ 33.48 kN

Σεισμός $y-y=$ $729.00x$ $1.557/$ $4.014+$ $918x$ $6.77x$ $3.100/325.277=$ 342.10 kN

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

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

$(expF_y)^2=$ 33.48^2+ 342.10^2 , $expF_y=$ 343.73 kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=$ $0.00 + 0.30x$ $0.00=$ 0.00 kN

$maxF_y=$ $342.10 + 0.30x$ $33.48=$ 352.14 kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=352.14$ kN

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=7.25m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

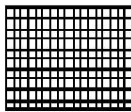
Ο τοίχος χωρίζεται σε 170 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x18 κόμβων, συνολικά 198 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.100$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.891 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 3.100$ GN/m



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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.93$ m, $e_y=1.03$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $729.00 \times 0.000 / 7.829+ 519 \times 1.03 \times 0.000 / 325.277 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00 \times 0.000 / 7.829+ 918 \times 1.03 \times 0.000 / 325.277 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00 \times 1.557 / 4.014+ 519 \times 5.93 \times 3.100 / 325.277 = 29.33$ kN

Σεισμός $y-y=$ $729.00 \times 1.557 / 4.014+ 918 \times 5.93 \times 3.100 / 325.277 = 334.77$ kN

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

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

$(expF_y)^2 = 29.33^2 + 334.77^2$, $expF_y = 336.05$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 334.77 + 0.30 \times 29.33 = 343.57$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=343.57$ kN

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

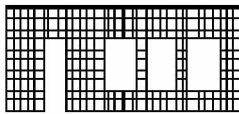
Ο τοίχος χωρίζεται σε 320 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x33 κόμβων, συνολικά 363 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.346$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 5.752 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 2.346$ 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 $e_x=0.42$ m, $e_y=4.31$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $729.00 \times 2.253 / 7.829+ 519 \times 4.31 \times 2.346 / 325.277 = 225.90$ kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00 \times 2.253 / 7.829+ 918 \times 4.31 \times 2.346 / 325.277 = 28.51$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00 \times 0.000 / 4.014+ 519 \times 0.42 \times 0.000 / 325.277 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=$ $729.00 \times 0.000 / 4.014+ 918 \times 0.42 \times 0.000 / 325.277 = 0.00$ kN

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

$(expF_x)^2 = 225.90^2 + 28.51^2$, $expF_x = 227.69$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 225.90 + 0.30 \times 28.51 = 234.45$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=234.45$ kN

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκος=6.00m, ύψος=4.20m, πάχος=0.58m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

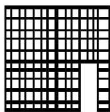
Ο τοίχος χωρίζεται σε 140 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 11x15 κόμβων, συνολικά 165 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 1.802$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.028 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y= 1.802$ GN/m



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

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.44$ m, $e_y=1.06$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $729.00x$ $0.000/$ $7.829+$ $519x$ $1.06x$ $0.000/325.277=$ 0.00 kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00x$ $0.000/$ $7.829+$ $918x$ $1.06x$ $0.000/325.277=$ 0.00 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00x$ $0.914/$ $4.029+$ $519x$ $1.44x$ $1.802/325.277=$ 4.14 kN

Σεισμός $y-y=$ $729.00x$ $0.914/$ $4.029+$ $918x$ $1.44x$ $1.802/325.277=$ 172.67 kN

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

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

$(expF_y)^2=$ 4.14^2+ 172.67^2 , $expF_y=$ 172.72 kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=$ $0.00 + 0.30x$ $0.00=$ 0.00 kN

$maxF_y=$ $172.67 + 0.30x$ $4.14=$ 173.92 kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=173.92$ kN

Ισόγειο

T7

Διαστάσεις μήκος=3.92m, ύψος=4.20m, πάχος=0.58m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

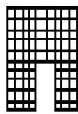
Ο τοίχος χωρίζεται σε 90 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x10 κόμβων, συνολικά 110 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.762$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.115 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.762$ 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 $e_x=3.67$ m, $e_y=1.50$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=$ $729.00x$ $0.762/$ $7.829+$ $519x$ $1.50x$ $0.762/325.277=$ 72.78 kN

Σεισμός $y-y=$ $0.00x$ $0.762/$ $7.829+$ $918x$ $1.50x$ $0.762/325.277=$ 3.22 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=$ $0.00x$ $0.000/$ $4.014+$ $519x$ $3.67x$ $0.000/325.277=$ 0.00 kN

Σεισμός $y-y=$ $729.00x$ $0.000/$ $4.014+$ $918x$ $3.67x$ $0.000/325.277=$ 0.00 kN

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

$(expF_x)^2=$ 72.78^2+ 3.22^2 , $expF_x=$ 72.85 kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=$ $72.78 + 0.30x$ $3.22=$ 73.74 kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=73.74$ kN

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	K_x [GN/m]	K_y [GN/m]	x [m]	y [m]	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$x^2 \cdot K_y$	$y^2 \cdot K_x$
T1	5.013	0.000	6.70	0.35	0.000	1.755	0.000	0.614
T2	0.000	3.100	0.35	3.63	1.085	0.000	0.380	0.000
T3	0.000	3.100	13.05	3.63	40.455	0.000	527.938	0.000
T4	2.346	0.000	6.70	6.90	0.000	16.187	0.000	111.693
T6	0.000	1.802	8.56	3.65	15.425	0.000	132.039	0.000
T7	0.762	0.000	10.79	4.09	0.000	3.117	0.000	12.747
Σύνολα	8.121 GN/m	8.002 GN/m			56.965	21.059	660.357	125.054

Κέντρο διάτμησης $x= 56.965/8.002 = 7.12$ m , $y= 21.059/8.121 = 2.59$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=660.357+125.054-7.12^2 \times 8.002-2.59^2 \times 8.121=325.277$ GNm

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=7.16-7.12=0.04$ m, $e_{oy}=3.49-2.59=0.90$ m
 Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 13.40=0.67$ m, $e_{ay}=0.05 \times 7.25=0.36$ m (EC8 §4.3.2)
 Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y.
 Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.
 Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))
 $e_{fi}=1.00 \times e_{ai}$, $e_{fr}=0.30 \times e_{ai}$
 $e_{fx}=1.00 \times 0.04=0.04$ m, $e_{rx}=0.30 \times 0.04=0.01$ m, $e_{fy}=1.00 \times 0.90=0.90$ m, $e_{ry}=0.30 \times 0.90=0.27$ m
Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)
 $max_{ex}=0.04+0.67=0.71$ m, $min_{ex}=0.01-0.67=-0.66$ m
 $max_{ey}=0.90+0.36=1.26$ m, $min_{ey}=0.27-0.36=-0.09$ m
Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e
φόρτιση κατά x-x $max_{Mzx}=0.71 \times 729=519$ kNm
φόρτιση κατά y-y $max_{Mzy}=1.26 \times 729=918$ kNm
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 729.0/4.061=0.180$ mm (EC8 §9.4.2)
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 729.0/4.001=0.182$ mm (EC8 §9.4.2)

Έλεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Έλεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $minX=0.00$ m, $maxX=13.40$ m, $minY=0.00$ m, $maxY=7.25$ m

Πλευρές κτιρίου $Lx=13.40$ m, $Ly=7.25$ m

Λόγος πλευρών $L_{max}/L_{min}=13.40/7.25=1.85 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

$e_{ox}=0.042 \leq 0.30$ $r_x=0.30 \times 6.329=1.899$, $r_x=6.329 > l_s=0.224$

$e_{oy}=0.897 \leq 0.30$ $r_y=0.30 \times 6.376=1.913$, $r_y=6.376 > l_s=0.224$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(6)) (4.1a) και (4.1b)

$6.329^2=40.054 > 0.224^2+0.042^2=0.052$ $r_x^2 > l_s^2+e_{ox}^2$

$6.376^2=40.649 > 0.224^2+0.897^2=0.854$ $r_y^2 > l_s^2+e_{oy}^2$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.1(8)) d

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

$T_1=0.147$ s $< T_c=4 \times 0.500=2.000$ s, $T_1=0.147$ s < 2.00 s

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2)) a)

Ελεγχος 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 $1.35xg+1.50xq$, $N_{ed} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
 β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $N_{ed} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
 γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $V_{ed} \leq V_{rd}$ (EC6 §6.2)
 δ) Έλεγχος λυγηρότητας 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, λυγηρότητα $\lambda = \text{ύψος προς πάχος}$, σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Τα φορτία σχεδιασμού N_{ed} , ή V_{ed} 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.

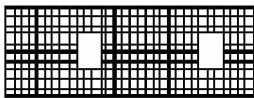
Για τον προσδιορισμό του μήκους λυγισμού λαμβάνεται υπόψη η μερική ή ολική πάκτωση στην κορυφή και βάση του τοίχου. Στις κατακόρυφες παρειές ανοιγμάτων και πεσσών οι συντελεστές ρ_3 , και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3 = \rho_4 = 1$ (EC6 §5.5.1.2).

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

Ισόγειο**T1**

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή M2 62 cm



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

Κατηγορία κατασκευής : 4 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 6.95 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.92 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.70$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.70 (>= 1.50) = 1.80$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef = \rho_{xh} = 1.00 \times 4.05 = 4.05 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = hef/tef = 4.05/0.70 = 5.79 <= 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Άοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου = 0.700 $>= 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.79 <= 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $3.90/1.70 = 2.29 > 0.50$, $5.20/1.70 = 3.06 > 0.50$, $1.70/1.70 = 1.00 > 0.50$ δεκτό

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

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 87.1 + 1.50 \times 37.5) / 13.40 = 12.97 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 12.97 / 0.70 = 0.019 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = hef/450 = 4.05/450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00900 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00900 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 2.70 = 1621.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 13.0 <= 1621.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 475.9 + 1.50 \times 37.5) / 10.80 = 64.69 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 64.69 / 0.70 = 0.092 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 13.0 / 64.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00900 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.79 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00900 + 0.00000 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.70 \times 6.95 / 2.70 = 1595.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 64.7 \leq 1595.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1059.0 + 1.50 \times 37.5) / 13.40 = 110.89 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 110.89 / 0.70 = 0.158 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.00000 \times 13.0 / 110.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00900 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 2.70 = 1621.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.180 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.180 = 126.0 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 126.0 \leq 1621.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.50xg+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 87.1 + 0.50 \times 37.5) / 13.40 = 7.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 7.90 / 0.70 = 0.011 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2432.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 7.9 \leq 2432.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 475.9 + 0.50 \times 37.5) / 10.80 = 45.80 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 45.80 / 0.70 = 0.065 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 7.9 / 45.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00009 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00009 + 0.00900 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.79 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00909 + 0.00000 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2393.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 45.8 \leq 2393.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 1059.0 + 0.50 \times 37.5) / 13.40 = 80.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 80.43 / 0.70 = 0.115 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 7.9 / 80.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2432.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.261 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.261 = 182.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 182.6 \leq 2432.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 475.7 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.101 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.095 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 10.05 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.920 + 0.40 \times 0.095 = 0.958 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.958 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.958 \times 0.70 \times 10.05 / 1.80 = 3744.6 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 475.7 \text{ kN} \leq 3744.6 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.213 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.213 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 6.950 / 2.7 = 2.574 \text{ N/mm}^2$
 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).

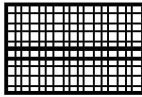
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 70x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.182 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.182 \times 7.98 \times 0.700^3 / (4 \times 4.20^2) = 7.07 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 1.80 = 0.056 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 1059.0 / (0.70 \times 13.40) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 6.95 / 1.80$, $\sigma_d = 0.113 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.056 + 0.113) \times 0.700^2 / 6 = 13.80 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 7.07 \text{ kNm} \leq 13.80 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 4.20 / 13.40 = 0.31$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.010$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.010 \times 1.80 \times 13.40^2 = 3.23 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.70 = 0.037 \text{ N/mm}^2$, ο έλεγχος ικανοποιείται
 $\sigma_d = 0.001 \times 1059.0 / (0.70 \times 13.40) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 6.95 / 2.70$, $\sigma_d = 0.113 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.037 + 0.113) \times 0.700^2 / 6 = 12.25 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 3.23 \text{ kNm} \leq 12.25 \text{ kNm} = M_{rd}$

ΙσόγειοT2

Διαστάσεις μήκος=7.25m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή M2 62 cm

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

Κατηγορία κατασκευής : 4 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=6.95 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.92 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.70$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.70 (>=1.50)=1.80$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho \times h=1.00 \times 4.05=4.05 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=4.05/0.70=5.79 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=5.79 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $7.25/4.20=1.73 > 0.50$, δεκτό

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

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 47.1 + 1.50 \times 20.3)/7.25=12.97 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 12.97/0.70=0.019 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=4.05/450=0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00900=0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.00900/0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95/2.70=1621.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=13.0 \leq 1621.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 275.3 + 1.50 \times 20.3)/7.25=55.47 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 55.47/0.70=0.079 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 13.0/55.5=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=4.05/450=0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.00900=0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $5.79 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00900+0.00000=0.00900 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2)=0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.70 \times 6.95/2.70=1595.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=55.5 \leq 1595.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 617.7 + 1.50 \times 20.3)/7.25=119.22 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 119.22/0.70=0.170 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.00000 \times 13.0/119.2=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=4.05/450=0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00900=0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.00900/0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95/2.70=1621.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.170 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.170=119.3 \text{ kN/m}$

$N_{ed}=119.3 \leq 1621.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 47.1 + 0.50 \times 20.3) / 7.25 = 7.90 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 7.90 / 0.70 = 0.011 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00918 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2432.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 7.9 \leq 2432.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 275.3 + 0.50 \times 20.3) / 7.25 = 39.38 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 39.38 / 0.70 = 0.056 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 7.9 / 39.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00009 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00009 + 0.00900 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $5.79 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00909 + 0.00000 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2393.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 39.4 \leq 2393.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 617.7 + 0.50 \times 20.3) / 7.25 = 86.60 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 86.60 / 0.70 = 0.124 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 7.9 / 86.6 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00918 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2432.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.312 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.312 = 218.2 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 218.2 \leq 2432.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 352.1 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.138 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.122 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.64 \text{ m}$

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

$f_{vk} = 0.920 + 0.40 \times 0.122 = 0.969 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.969 \text{ N/mm}^2$ (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)

$V_{rd} = 1000 \times 0.969 \times 0.70 \times 3.64 / 1.80 = 1372.2 \text{ kN}$

$V_{ed} = 352.1 \text{ kN} \leq 1372.2 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{d\max} = 0.191 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.191 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 6.950 / 2.7 = 2.574 \text{ N/mm}^2$

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).

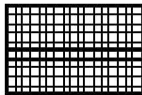
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 70x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.180 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.180 \times 7.98 \times 0.700^3 / (4 \times 4.20^2) = 6.96 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 1.80 = 0.056 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 617.7 / (0.70 \times 7.25) \leq 0.2 f_{cd} = 0.2 \times 6.95 / 1.80$, $\sigma_d = 0.122 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.056 + 0.122) \times 0.700^2 / 6 = 14.54 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 6.96 \text{ kNm} \leq 14.54 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 4.20 / 7.25 = 0.58$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.80 \times 7.25^2 = 2.27 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.70 = 0.037 \text{ N/mm}^2$, ο έλεγχος ικανοποιείται
 $\sigma_d = 0.001 \times 617.7 / (0.70 \times 7.25) \leq 0.2 f_{cd} = 0.2 \times 6.95 / 2.70$, $\sigma_d = 0.122 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.037 + 0.122) \times 0.700^2 / 6 = 12.98 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 2.27 \text{ kNm} \leq 12.98 \text{ kNm} = M_{rd}$

Ισόγειο**T3**

Διαστάσεις μήκος=7.25m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m
 Λιθοδομή M2 62 cm

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

Κατηγορία κατασκευής : 4 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 6.95 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.92 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.70$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.70 (\geq 1.50) = 1.80$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = r \times h = 1.00 \times 4.05 = 4.05 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 4.05 / 0.70 = 5.79 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου = 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.79 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $7.25 / 4.20 = 1.73 > 0.50$, δεκτό

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

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 47.1 + 1.50 \times 20.3) / 7.25 = 12.97 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 12.97 / 0.70 = 0.019 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00900 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 2.70 = 1621.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 13.0 \leq 1621.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 275.3 + 1.50 \times 20.3) / 7.25 = 55.47 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 55.47 / 0.70 = 0.079 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 13.0 / 55.5 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00900 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.79 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00900 + 0.00000 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \text{Exp}(-u^2 / 2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.70 \times 6.95 / 2.70 = 1595.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 55.5 \leq 1595.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 617.7 + 1.50 \times 20.3) / 7.25 = 119.22 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 119.22 / 0.70 = 0.170 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00000 \times 13.0 / 119.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00900 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 2.70 = 1621.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.170 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.170 = 119.3 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 119.3 \leq 1621.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.50xg+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 47.1 + 0.50 \times 20.3) / 7.25 = 7.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 7.90 / 0.70 = 0.011 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2432.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 7.9 \leq 2432.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 275.3 + 0.50 \times 20.3) / 7.25 = 39.38 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 39.38 / 0.70 = 0.056 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 7.9 / 39.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00009 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00009 + 0.00900 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.79 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00909 + 0.00000 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \text{Exp}(-u^2 / 2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2393.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 39.4 \leq 2393.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 617.7 + 0.50 \times 20.3) / 7.25 = 86.60 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed} = 0.001 \times 86.60 / 0.70 = 0.124 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 7.9 / 86.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2432.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.307 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.307 = 215.0 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 215.0 \leq 2432.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 343.6 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.135 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.117 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.64 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.920 + 0.40 \times 0.117 = 0.967 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.967 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.967 \times 0.70 \times 3.64 / 1.80 = 1369.7 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 343.6 \text{ kN} \leq 1369.7 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.191 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.191 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 6.950 / 2.7 = 2.574 \text{ N/mm}^2$
 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 70×20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (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 = 0.180 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.180 \times 7.98 \times 0.700^3 / (4 \times 4.20^2) = 6.96 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 1.80 = 0.056 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 617.7 / (0.70 \times 7.25) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 6.95 / 1.80$, $\sigma_d = 0.122 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.056 + 0.122) \times 0.700^2 / 6 = 14.54 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 6.96 \text{ kNm} \leq 14.54 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

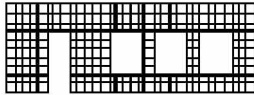
Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 4.20 / 7.25 = 0.58$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.80 \times 7.25^2 = 2.27 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.70 = 0.037 \text{ N/mm}^2$, ο έλεγχος ικανοποιείται
 $\sigma_d = 0.001 \times 617.7 / (0.70 \times 7.25) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 6.95 / 2.70$, $\sigma_d = 0.122 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.037 + 0.122) \times 0.700^2 / 6 = 12.98 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 2.27 \text{ kNm} \leq 12.98 \text{ kNm} = M_{rd}$

ΙσόγειοT4

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος=4.20m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή M2 62 cm



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

Κατηγορία κατασκευής : 4 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=6.95 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.92 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.70$ (EC6, §2.4.3)Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.70 (\geq 1.50)=1.80$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))Μήκος λυγισμού τοίχου $hef=r \times h=1.00 \times 4.05=4.05 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)Λυγηρότητα $\lambda=hef/tef=4.05/0.70=5.79 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda=5.79 \leq 9$ (εντάξει)L/h πεσσών: $0.60/2.15=0.28 < 0.50$, $0.60/2.15=0.28 < 0.50$ μη δεκτόL/h πεσσών: $2.26/3.00=0.75 > 0.50$, $2.19/3.00=0.73 > 0.50$, $1.22/2.15=0.57 > 0.50$ δεκτόΕλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 87.1 + 1.50 \times 37.5)/13.40=12.97 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 12.97/0.70=0.019 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=4.05/450=0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00900=0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03500/0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95/2.70=1621.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2) $N_{ed}=13.0 \leq 1621.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 396.4 + 1.50 \times 37.5)/6.87=86.09 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 86.09/0.70=0.123 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 13.0/86.1=0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=hef/450=4.05/450=0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.00900=0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)Η λυγηρότητα είναι $5.79 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00900+0.00000=0.00900 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2)=0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.70 \times 6.95/2.70=1595.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2) $N_{ed}=86.1 \leq 1595.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 860.4 + 1.50 \times 37.5)/12.25=99.41 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 99.41/0.70=0.142 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.00000 \times 13.0/99.4=0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=hef/450=4.05/450=0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00900=0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.70=0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03500/0.70=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95/2.70=1621.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.271 \text{ N/mm}^2$ Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.70 \times 0.271=189.5 \text{ kN/m}$ $N_{ed}=189.5 \leq 1621.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 87.1 + 0.50 \times 37.5) / 13.40 = 7.90 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 7.90 / 0.70 = 0.011 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00918 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2432.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 7.9 \leq 2432.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 396.4 + 0.50 \times 37.5) / 6.87 = 60.43 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 60.43 / 0.70 = 0.086 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 7.9 / 60.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00009 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00009 + 0.00900 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $5.79 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00909 + 0.00000 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2393.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 60.4 \leq 2393.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 860.4 + 0.50 \times 37.5) / 12.25 = 71.77 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 71.77 / 0.70 = 0.103 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 7.9 / 71.8 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00918 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 6.95 / 1.80 = 2432.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.250 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.250 = 174.9 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 174.9 \leq 2432.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 234.5 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.102 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.122 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 6.60 \text{ m}$

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

$f_{vk} = 0.920 + 0.40 \times 0.122 = 0.969 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.969 \text{ N/mm}^2$ (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)

$V_{rd} = 1000 \times 0.969 \times 0.70 \times 6.60 / 1.80 = 2485.6 \text{ kN}$

$V_{ed} = 234.5 \text{ kN} \leq 2485.6 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάξ 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 σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 70x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (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 = 0.182 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.182 \times 7.98 \times 0.700^3 / (4 \times 4.20^2) = 7.07 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 1.80 = 0.056 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 860.4 / (0.70 \times 13.40) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 6.95 / 1.80$, $\sigma_d = 0.092 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.056 + 0.092) \times 0.700^2 / 6 = 12.09 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 7.07 \text{ kNm} \leq 12.09 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 4.20 / 13.40 = 0.31$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.010$ (Annex E, Tab E)

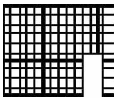
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.010 \times 1.80 \times 13.40^2 = 3.23 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.70 = 0.037 \text{ N/mm}^2$, ο έλεγχος ικανοποιείται

$\sigma_d = 0.001 \times 860.4 / (0.70 \times 13.40) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 6.95 / 2.70$, $\sigma_d = 0.092 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.037 + 0.092) \times 0.700^2 / 6 = 10.53 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 3.23 \text{ kNm} \leq 10.53 \text{ kNm} = M_{rd}$

Ισόγειο**T6**

Διαστάσεις μήκος=6.00m, ύψος=4.20m, πάχος=0.58m

Λιθοδομή M2 50 cm

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

Κατηγορία κατασκευής : 4 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 7.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 1.09 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.70$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.70 (\geq 1.50) = 1.80$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 1.00 \times 4.05 = 4.05 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 4.05 / 0.58 = 6.98 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου = 0.580 \geq 0.400 m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 6.98 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $0.59 / 2.00 = 0.30 < 0.50$ μη δεκτό

L/h πεσσών: $4.31 / 2.00 = 2.15 > 0.50$ δεκτό

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

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 39.0 + 1.50 \times 16.8) / 6.00 = 12.97 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 12.97 / 0.58 = 0.022 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00900 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.58 = 0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.00900 / 0.58 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.58 \times 7.30 / 2.70 = 1411.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 13.0 \leq 1411.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 181.6 + 1.50 \times 16.8) / 4.90 = 55.18 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 55.18 / 0.58 = 0.095 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 13.0 / 55.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00900 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $6.98 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00900 + 0.00000 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.58 = 0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.58 \times 7.30 / 2.70 = 1372.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 55.2 \leq 1372.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 395.5 + 1.50 \times 16.8) / 4.90 = 114.11 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $s_{edo} = 0.001 \times 114.11 / 0.58 = 0.197 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.00000 \times 13.0 / 114.1 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00900 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.58 = 0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00900 / 0.58 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.58 \times 7.30 / 2.70 = 1411.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.230 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.58 \times 0.230 = 133.6 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 133.6 \leq 1411.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.00 \times 39.0 + 0.50 \times 16.8) / 6.00 = 7.90 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $s_{edo} = 0.001 \times 7.90 / 0.58 = 0.014 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.58 = 0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00918 / 0.58 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.58 \times 7.30 / 1.80 = 2117.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 7.9 \leq 2117.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.00 \times 181.6 + 0.50 \times 16.8) / 4.90 = 38.78 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $s_{edo} = 0.001 \times 38.78 / 0.58 = 0.067 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 7.9 / 38.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00009 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00009 + 0.00900 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $6.98 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00909 + 0.00000 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.58 = 0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.58 \times 7.30 / 1.80 = 2059.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 38.8 \leq 2059.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.00 \times 395.5 + 0.50 \times 16.8) / 4.90 = 82.43 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed} = 0.001 \times 82.43 / 0.58 = 0.142 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 7.9 / 82.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.58 = 0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02900 / 0.58 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.58 \times 7.30 / 1.80 = 2117.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.374 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.58 \times 0.374 = 216.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 216.7 \leq 2117.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 173.9 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.121 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.108 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 2.48 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 1.090 + 0.4 \times 0.108 = 1.133 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 1.000 \times 0.58 \times 2.48 / 1.80 = 800.6 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 173.9 \text{ kN} \leq 800.6 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.250 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.250 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.300 / 2.7 = 2.704 \text{ N/mm}^2$
 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 58x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (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 = 0.180 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.180 \times 8.54 \times 0.580^3 / (4 \times 4.20^2) = 4.24 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 1.80 = 0.056 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 395.5 / (0.58 \times 6.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.30 / 1.80$, $\sigma_d = 0.114 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.056 + 0.114) \times 0.580^2 / 6 = 9.53 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 4.24 \text{ kNm} \leq 9.53 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 4.20 / 6.00 = 0.70$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.030$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.030 \times 1.80 \times 6.00^2 = 1.94 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.70 = 0.037 \text{ N/mm}^2$, ο έλεγχος ικανοποιείται
 $\sigma_d = 0.001 \times 395.5 / (0.58 \times 6.00) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.30 / 2.70$, $\sigma_d = 0.114 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.037 + 0.114) \times 0.580^2 / 6 = 8.47 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 1.94 \text{ kNm} \leq 8.47 \text{ kNm} = M_{rd}$

ΙσόγειοT7

Διαστάσεις μήκος=3.92m, ύψος=4.20m, πάχος=0.58m

Λιθοδομή M2 50 cm

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

Κατηγορία κατασκευής :4 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.30 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=1.09 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.70$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.70 (>=1.50)=1.80$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=\rho \times h=1.00 \times 4.05=4.05 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=4.05/0.58=6.98 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.580 \geq 0.400 m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=6.98 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.61/2.00=0.81 > 0.50$, $1.21/2.00=0.60 > 0.50$ δεκτό

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

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 25.5 + 1.50 \times 11.0)/3.92=12.99 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0}=0.001 \times 12.99/0.58=0.022 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id}/N_{id}=0$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=4.05/450=0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00900=0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.58=0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.00900/0.58=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.58 \times 7.30/2.70=1411.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=13.0 \leq 1411.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 113.9 + 1.50 \times 11.0)/2.82=60.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0}=0.001 \times 60.40/0.58=0.104 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 13.0/60.4=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=4.05/450=0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.00900=0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $6.98 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00900+0.00000=0.00900 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.58=0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2)=0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.88 \times 0.58 \times 7.30/2.70=1372.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed}=60.4 \leq 1372.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 246.6 + 1.50 \times 11.0)/2.82=123.90 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0}=0.001 \times 123.90/0.58=0.214 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.00000 \times 13.0/123.9=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=4.05/450=0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00900=0.00900 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.58=0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.00900/0.58=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.58 \times 7.30/2.70=1411.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_p=-0.211 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed}=1000 \times 0.58 \times 0.214=123.9 \text{ kN/m}$

$N_{ed}=123.9 \leq 1411.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 25.5 + 0.50 \times 11.0) / 3.92 = 7.91 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 7.91 / 0.58 = 0.014 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.58 = 0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00918 / 0.58 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.58 \times 7.30 / 1.80 = 2117.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 7.9 \leq 2117.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 113.9 + 0.50 \times 11.0) / 2.82 = 42.35 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 42.35 / 0.58 = 0.073 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 7.9 / 42.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00009 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00009 + 0.00900 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $6.98 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00909 + 0.00000 = 0.00909 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.58 = 0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.58 \times 7.30 / 1.80 = 2059.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 42.4 \leq 2059.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 246.6 + 0.50 \times 11.0) / 2.82 = 89.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 89.40 / 0.58 = 0.154 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 7.9 / 89.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00018 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.05 / 450 = 0.00900 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00018 + 0.00900 = 0.00918 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.58 = 0.02900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00918 / 0.58 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.58 \times 7.30 / 1.80 = 2117.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.293 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.58 \times 0.293 = 170.1 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 170.1 \leq 2117.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00xg+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 73.7 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.081 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.125 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 2.82 \text{ m}$

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

$f_{vk} = 1.090 + 0.40 \times 0.125 = 1.140 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$ (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)

$V_{rd} = 1000 \times 1.000 \times 0.58 \times 2.82 / 1.80 = 908.7 \text{ kN}$

$V_{ed} = 73.7 \text{ kN} \leq 908.7 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 σενάρι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.236 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.236 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.300 / 2.7 = 2.704 \text{ N/mm}^2$

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 58x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (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 = 0.182 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.182 \times 8.54 \times 0.580^3 / (4 \times 4.20^2) = 4.30 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 1.80 = 0.056 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 246.6 / (0.58 \times 3.92) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.30 / 1.80$, $\sigma_d = 0.108 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.056 + 0.108) \times 0.580^2 / 6 = 9.19 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 4.30 \text{ kNm} \leq 9.19 \text{ kNm} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 4.20 / 3.92 = 1.07$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.051$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.051 \times 1.80 \times 3.92^2 = 1.41 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.70 = 0.037 \text{ N/mm}^2$, ο έλεγχος ικανοποιείται

$\sigma_d = 0.001 \times 246.6 / (0.58 \times 3.92) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.30 / 2.70$, $\sigma_d = 0.108 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.056 + 0.108) \times 0.580^2 / 6 = 8.13 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

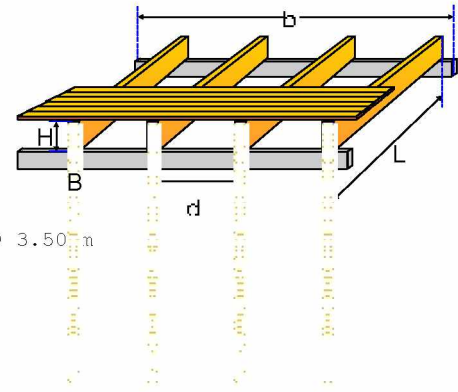
$M_{ed} = 1.41 \text{ kNm} \leq 8.13 \text{ kNm} = M_{rd}$

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

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 1, και η σεισμικότητα II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
 β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $7.25 / 13.40 = 0.54 > 0.25$
 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 περίπτωση μας είναι
 Ασπλη τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 6%
 x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $21.034 / 166.370 = 0.126 > 0.06$
 y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $13.630 / 166.370 = 0.082 > 0.06$

1. Δάπεδο-1

Δάπεδο ενός ανοίγματος

2. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία**2.1. Τρόπος Κατασκευής**

Εύλινο δάπεδο, από ξυλεία C22

Απόσταση μεταξύ δοκών πατώματος 0.600m, ελεύθερο άνοιγμα δοκών 3.50 m

Διατομή δοκών πατώματος BxH=120mmx200mm. Πάχος πατώματος 25mm

2.2. Κανονισμοί

EN1990:2002 Δράσεις

EN1991-1-1:2002 Φορτία κατασκευής

EN1995-1-1:2009 Εύλινες κατασκευές

2.3. Μέθοδος υπολογισμού

Υπολογίζονται οι εσωτερικές δυνάμεις στα άκρα και στο μέσον των δοκών του πατώματος, καθώς και τα ελαστικά βέλη κάμψης, για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων σύμφωνα με τον Ευρ. 1 και Ευρ. 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι φέρουσας ικανότητας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6). Ελέγχονται επίσης τα βέλη σε κατάσταση λειτουργικότητας EC5 EN1995-1-1:2009, §7.2, καθώς και οι ταλαντώσεις σύμφωνα με (EC5 EN1995-1-1:2009, §7.3.3)

2.4. Ιδιότητες υλικών (ξυλεία) (EC5 EN1995-1-1:2009, §3)

Ποιότητα ξυλείας: C22

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$ (EC5 §2.3.1.3)Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (EC5 Πιν. 2.3)**Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας** $f_{mk} = 22.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 13.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.3 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 20.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 5.1 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 2.4 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 10000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 6700 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 330 \text{ MPa}$ $G_m = 630 \text{ MPa}$, $\rho_k = 340 \text{ Kg/m}^3$ **2.5. Κατανεμημένα φορτία δαπέδου**

Επικάλυψη δαπέδου

 $G_e = 0.500 \text{ kN/m}^2$

Ιδιο βάρος (μόνωση-δοκοί)

 $G_w = 0.100 \text{ kN/m}^2$

Οροφή κάτω επιφάνειας

 $G_c = 0.300 \text{ kN/m}^2$

Σύνολο μονίμων φορτίων

 $G_e + G_w + G_c = G_s = 0.900 \text{ kN/m}^2$

Κινητό φορτίο δαπέδου

 $Q_f = 5.000 \text{ kN/m}^2$ **2.6. Φορτία ανά m δοκού δαπέδου**Μόνιμο φορτίο $G_k = 0.600 \times 0.900 = 0.540 \text{ kN/m}$ Κινητό φορτίο $Q_k = 0.600 \times 5.000 = 3.000 \text{ kN/m}$ **2.7. Στοιχεία διατομής δοκών δαπέδου**Διατομή BxH=120mmx200mm, $A=2.400E+004 \text{ mm}^2$, $I=1.419E+008 \text{ mm}^4$, $W=8.000E+005 \text{ mm}^3$ **3. Εντατικά μεγέθη δοκού (L=3.500m)**Μόνιμο φορτία $G_k = 0.540 \text{ kN/m}$, $\max V = 0.95 \text{ kN}$, $\max M = 0.83 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 0.81 \text{ mm}$ Κινητό φορτία $Q_k = 3.000 \text{ kN/m}$, $\max V = 5.25 \text{ kN}$, $\max M = 4.59 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 4.50 \text{ mm}$

—

4. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Έλεγχος βέλους κάμψης στο μέσο της δοκού (EC5 §7.2)**

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef
(Gk) Μόνιμο $G_k = 0.540$	0.809	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qkf) Κινητό $Q_k = 3.000$	4.496	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.30	0.60

—

Συνδυασμός φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.809	1.295
2 Qk1	4.496	5.306
3 Gk+Qk1	5.306	6.601

w.fin,g=w.inst,g(1+kdef), w.fin,q=w.inst,q(1+ψ2·kdef) (EC5 §2.2.3, Εξ.2.3, Εξ.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών

w.inst = 5.306 mm, w.fin = 6.601 mm

Ελεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πιν.7.2

Ελεγχος τελικού βέλους κάμψης

w.inst = 5.306 mm < L/300=3500/300= 11.667 mm

w.net,fin = 6.601 mm < L/250=3500/250= 14.000 mm

w.fin = 6.601 mm < L/200=3500/200= 17.500 mm

Ο έλεγχος ικανοποιείται

5. Ταλαντώσεις (EC5 EN1995-1-1:2009, §7.3.3)

Θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα πατώματος $f=(3.14/2L^2) \cdot O(EI/M)$ (EC5 EN1995-1-1:2009 §7.3.3)

L=3.500 m, E=1.000E+010 Nm²/m, I=1.419E-004 m⁴, M=55.05 kg/m², f=20.59 Hz

f=20.59 Hz > 8 Hz. Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα είναι αποδεκτή

w/F=0.0208xL³/EI=0.630 <= a=1.0mm/kN (EC5 Eq.7.3)

(EI)l/(EI)b=500, b/l=7.00/3.50=2.00, n40=12.21 (EC5 Εξ.7.7)

v=4x(0.4+0.6x12.21)/(55.05x7.00x3.50+200)=0.020 (EC5 Εξ.7.6)

ζ=0.01, vlim=120 (20.59x0.01)=0.022, v=0.020<=0.022=vlim, a=1.0mm/kN, b=120m/Ns² (EC5 Eq.7.4)

Οι απαιτήσεις EN 1995 §7.3.3 για πατώματα κατοικιών ικανοποιούνται

6. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Φόρτιση [kN/m]	Δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμο Gk = 0.540	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qkf) Κινητό Qk = 3.000	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	Κλάση διάρκειας	kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	2.126	1.860
2	γg.Gk + γq.Qkf	Μεσοχρόνια	0.80	11.438	10.009
	Μέγιστες τιμές			11.438	10.009

Έλεγχος διαίτησης, Fv=9.151 kN (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x120=80 mm, h=200 mm, A= 16 000 mm²

Τροποποιητικός συντελεστής Kmod=0.80 (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fvk=2.40 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=0.80x2.40/1.30=1.48N/mm² (EC5 Εξ.2.14)

Fv=9.151 kN, tv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x9.151/16000=0.86N/mm² < 1.48N/mm²=fv0d (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος κάμψης, Myd=8.007 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.1.6)

Ορθογωνική διατομή, b=120mm, h=200mm, A=2.400E+004mm², Wγ=8.000E+005mm³, Wz=4.800E+005mm³

Τροποποιητικός συντελεστής Kmod=0.80 (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fmyk=22.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=0.80x22.00/1.30=13.54N/mm²

fmzk=22.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=0.80x22.00/1.30=13.54N/mm²

Ορθογωνική διατομή Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x8.007/8.000E+005=10.01 N/mm²

σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/4.800E+005= 0.00 N/mm²

σmyd/fmyd+Km.σmzd/fmzd=0.739+0.000= 0.74 < 1 (EC5 Εξ.6.11)

Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.517+0.000= 0.52 < 1 (EC5 Εξ.6.12)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd}=8.007 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, $b=120\text{mm}$, $h=200\text{mm}$, $A=2.400\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=8.000\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=4.800\text{E}+005\text{mm}^3$

Τροποποιητικός συντελεστής $K_{mod}=0.80$ (Πιν.3.1), Συντελεστής ασφαλ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3)

$f_{c0k}=20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.80 \times 20.00/1.30=12.31\text{N/mm}^2$

$f_{myk}=22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk}/\gamma_M=0.80 \times 22.00/1.30=13.54\text{N/mm}^2$

$f_{mzk}=22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk}/\gamma_M=0.80 \times 22.00/1.30=13.54\text{N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 8.007/8.000\text{E}+005=10.01 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/4.800\text{E}+005= 0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη Λυγισμού

$S_{ky}= 1.00 \times 3.500=3.500 \text{ m}= 3500 \text{ mm}$

$S_{kz}= 0.10 \times 3.500=0.350 \text{ m}= 350 \text{ mm}$

Λυγηρότητες

$i_y=O(I_y/A)=0.289 \times 200= 58 \text{ mm}$, $\lambda_y= 3500/ 58= 60.34$

$i_z=O(I_z/A)=0.289 \times 120= 35 \text{ mm}$, $\lambda_z= 350/ 35= 10.00$

$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}/(h \cdot L_{ef})=0.78 \times 120^2 \times 6700/(200 \times 3150)= 119.45\text{N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)

$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}/(h \cdot L_{ef})=0.78 \times 200^2 \times 6700/(120 \times 350)=4977.14\text{N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{m,crity}= 119.45 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my}= O(f_{myk}/\sigma_{m,crity})= 0.43$ (EC5 Εξ.6.30)

$\sigma_{m,critz}= 4977.14 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz}= O(f_{mzk}/\sigma_{m,critz})= 0.07$ (EC5 Εξ.6.30)

$\lambda_{rel,my}=0.43$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critey}=1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

$\lambda_{rel,mz}=0.07$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz}=1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

$\sigma_{myd}/(K_{critey} \cdot f_{myd})+K_m \cdot \sigma_{mzd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd})=0.739+0.000= 0.74 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/(K_{critey} \cdot f_{myd})+\sigma_{mzd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd})=0.517+0.000= 0.52 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

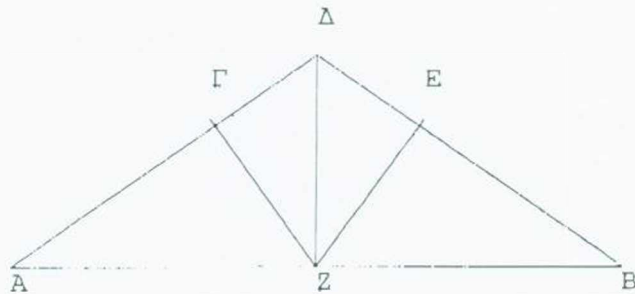
ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΗΜΟΣ ΑΓΙΟΥ ΝΙΚΟΛΑΟΥ
ΕΡΓΟ : ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΗΜΟΤΙΚΟΥ ΣΧΟΛΕΙΟΥ
ΘΕΣΗ : ΦΙΝΟΚΑΛΙΑΣ

ΕΠΙΛΥΣΗ ΞΥΛΙΝΗΣ ΣΤΕΓΗΣ

Επίλυση με τον Ευρωκώδικα 5 (Σχεδιασμός Ξυλίνων Κατασκευών)

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

Ανοιγμα φορέα AB = 7,65 m
 Άλλη διάσταση κτιρίου 13,90 m
 Ύψος φορέα ΔZ = 1,85 m
 Μήκος αμοιβοντα ΑΔ = 4,25
 Μήκος ΑΓ = 2,83 Μήκος ΓΔ = 1,42
 Μήκος αντηρίδας ΓZ = 1,77
 Γωνία α = 25,81°
 Απόσταση Φορέων 0,89 m



ΦΟΡΤΙΑ (KN/m²):

Ιδιο βάρος (οριζόντια προβολή) 0,10 KN/m²
 Επικάλυψη (κεκλιμένη προβολή) 0,60 KN/m² (κεραμίδια)
 Ταβάνι (κεκλιμένη προβολή) 0,10 KN/m²
 Χιόνι (οριζόντια προβολή) S₀ = 0,95 KN/m²
 Άνεμος πίεση W_d = 0,50 Χ C_d = 0,20 KN/m²
 Άνεμος υποπίεση W_s = 0,30 KN/m²

ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΔΥΣΗ:

Παραδοχές :

Ο κόμβος, όπου συμβάλλουν οι αντηρίδες με τον ορθοστάτη, είναι ανεξάρτητος από τον ελκυστήρα ενώ αντιστρόφως ο ελκυστήρας είναι αναρτημένος από τον ορθοστάτη. Ο ορθοστάτης, λόγω κατασκευής του κόμβου, δεν μεταβιβάζει δυνάμεις στις αντηρίδες αλλά δέχεται δυνάμεις από αυτές.

φόρτιση p = (q_{ib} / 2 + q_{ep} / Cos(α) + q_{xio} + q_{ane}) * t_z

φόρτιση p₁ = (q_{tan} + q_{ib} / 2) * t_z

Επίλυση λόγω q₁ = p * Cos²(α)

M_Γ = q₁ * L² / 24

M_{ΑΓ} = (M_Γ / 2 - q₁ * (2 * L / 3)² / 8)

P_Α = q₁ * L / 3 - 3 * M_Γ / (2 * L)

P_Δ = q₁ * L / 6 - 3 * M_Γ / L

P_Γ = q₁ * L - P_Α - P_Δ

Επίλυση λόγω q₂ = p * Sin(α) * Cos(α)

N_Α = q₂ * L

N_{ΑΓ} = q₂ * L * 2 / 3

N_Γ = q₂ * L / 3

Επίλυση δικτυώματος λόγω P_Α, Β, Γ

V_Α = (P_Α + P_Γ + P_Δ) * Cos(α) : V_Β = V_Α

T_{ΑΓ}q₁ = (P_Α * Cos(α) - V_Α) / Sin(α)

T_{ΑΒ}q₁ = -(T_{ΑΓ}q₁ * Cos(α) + P_Α * Sin(α))

T_{ΖΓ}q₁ = -P_Γ / Sin(α + β)

T_{ΔΖ}q₁ = -2 * (T_{ΖΓ}q₁ * Sin(β) + T_{ΑΓ}q₁ * Sin(α) + (P_Γ + P_Δ) * Cos(α))

Επίλυση δικτυώματος λόγω N

T_{ΑΒ}q₂ = N_Α * Cos(α)

Επίλυση ελκυστήρα λόγω p₁

M_zp₁ = -p₁ * l_{an}² / 32

P_zp₁ = .625 * l_{an} * p₁

Επίλυση δικτυώματος λόγω P_zp₁

T_{ΑΔ}P_z = -.5 * P_zp₁ / Sin(α)

T_{ΑΒ}P_z = .5 * P_zp₁ / Tan(α)

T_{ΔΖ}P_z = P_zp₁

ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ

Αμοιβών:

Ροπή στην Θέση Γ -1,01 KNm
 Αξονική δύναμη στην Θέση Γ -8,45 KN
 Μέγιστη Ροπή στο άνοιγμα ΑΓ 0,85 KNm
 Αξονική δύναμη στο άνοιγμα ΑΓ -7,53 KN

Αντηρίδα:

Αξονική δύναμη -4,20 KN

Ελκυστήρας:

Ροπή στην συμβολή με ορθοστάτη -0,24 KNm
 Αξονική δύναμη 10,26 KN

Ορθοστάτης:

Αξονική δύναμη 6,48 KN

Τεγίδες ανά 33cm

Ροπή στο μέσον ανοίγματος 0,05 KNm

Αντιδράσεις: Στις στηρίξεις Α, Β (κατακόρυφες) 6,88 KN

ΑΝΤΟΧΕΣ (EN 338) οι τιμές σχεδιασμού $X_d = K_{mod} \cdot K_h \cdot X_k / \gamma_M$

Φυσική ξυλεία από κωνοφόρα ή λεύκη Κατηγορία C14

$f_{m,k} = 14,0 \text{ MPa}$ $f_{m,d} = 0,90 \text{ KN/cm}^2$
 $f_{t0,k} = 8,0 \text{ MPa}$ $f_{t0,d} = 0,47 \text{ KN/cm}^2$
 $f_{t90,k} = 0,3 \text{ MPa}$ $f_{t90,d} = 0,02 \text{ KN/cm}^2$
 $f_{c0,k} = 16,0 \text{ MPa}$ $f_{c0,d} = 0,93 \text{ KN/cm}^2$
 $f_{c90,k} = 4,3 \text{ MPa}$ $f_{c90,d} = 0,25 \text{ KN/cm}^2$
 $f_{v,k} = 1,7 \text{ MPa}$ $f_{v,d} = 0,10 \text{ KN/cm}^2$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ:

ΕΠΙΛΟΓΗ ΑΜΟΙΒΟΝΤΑ

Επιλέγεται διατομή αμοιβοντα: 6/14
 Έλεγχος στον κόμβο αντηρίδας- αμοιβοντα όπου λόγω τεγίδων και πετώματος δεν υπάρχει πλευρικός λυγισμός λόγω αντηρίδας δεν υπάρχει ούτε λυγισμός
 Κριτήριο κάμψης, θλίψης $KK = 0,86 < 1$
 Έλεγχος στο μέσον του κάτω ανοίγματος του αμοιβοντα όπου λόγω τεγίδων και πετώματος δεν υπάρχει πλευρικός λυγισμός υπάρχει όμως λυγισμός
 Κριτήριο κάμψης, θλίψης $KK = 0,52 < 1$
 $\lambda = 70,09 \implies K_{cy} = 0,31$
 Κριτήριο κάμψης, θλίψης, λυγισμός $KK = 0,84 < 1$

ΕΠΙΛΟΓΗ ΑΝΤΗΡΙΔΑΣ

Επιλέγεται διατομή αντηρίδας: 6/6
 $\lambda = 61,45 \implies K_{cy} = 0,50$
 Κριτήριο θλίψης, λυγισμός $KK = 0,25 < 1$

ΕΠΙΛΟΓΗ ΕΛΚΥΣΤΗΡΑ

Επιλέγεται διατομή ελκυστήρα: 6/10
 Κριτήριο κάμψης, εφελκισμού $KK = 0,88 < 1$

ΕΠΙΛΟΓΗ ΟΡΘΟΣΤΑΤΗ

Επιλέγεται διατομή ορθοστάτη: 14/14
 Κριτήριο εφελκισμού $KK = 0,10 < 1$

ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΕΓΙΔΩΝ

Επιλέγεται διατομή τεγίδων: 4/5
 Κριτήριο κάμψης $KK = 0,37 < 1$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΣΥΝΔΕΞΕΩΝ

_ Κόμβος αμοιβοντα ελκυστήρα

* για βάθος εγκοπής 2 cm Κριτήριο παράλληλης θλίψης $KK = 0,83 < 1$
για μήκος αποσχίσεως 14 cm Κριτήριο διάτμησης $KK = 1$

και ο κοχλίας παραλαμβάνει αποσχιστική δύναμη: 0,23 KN

* Κόμβος ορθοστάτη αντηρίδας

για βάθος εγκοπής 2 cm Κριτήριο παράλληλης θλίψης $KK = 0,27 < 1$

για μήκος αποσχίσεως 10 cm Κριτήριο διάτμησης $KK = 0,39 < 1$

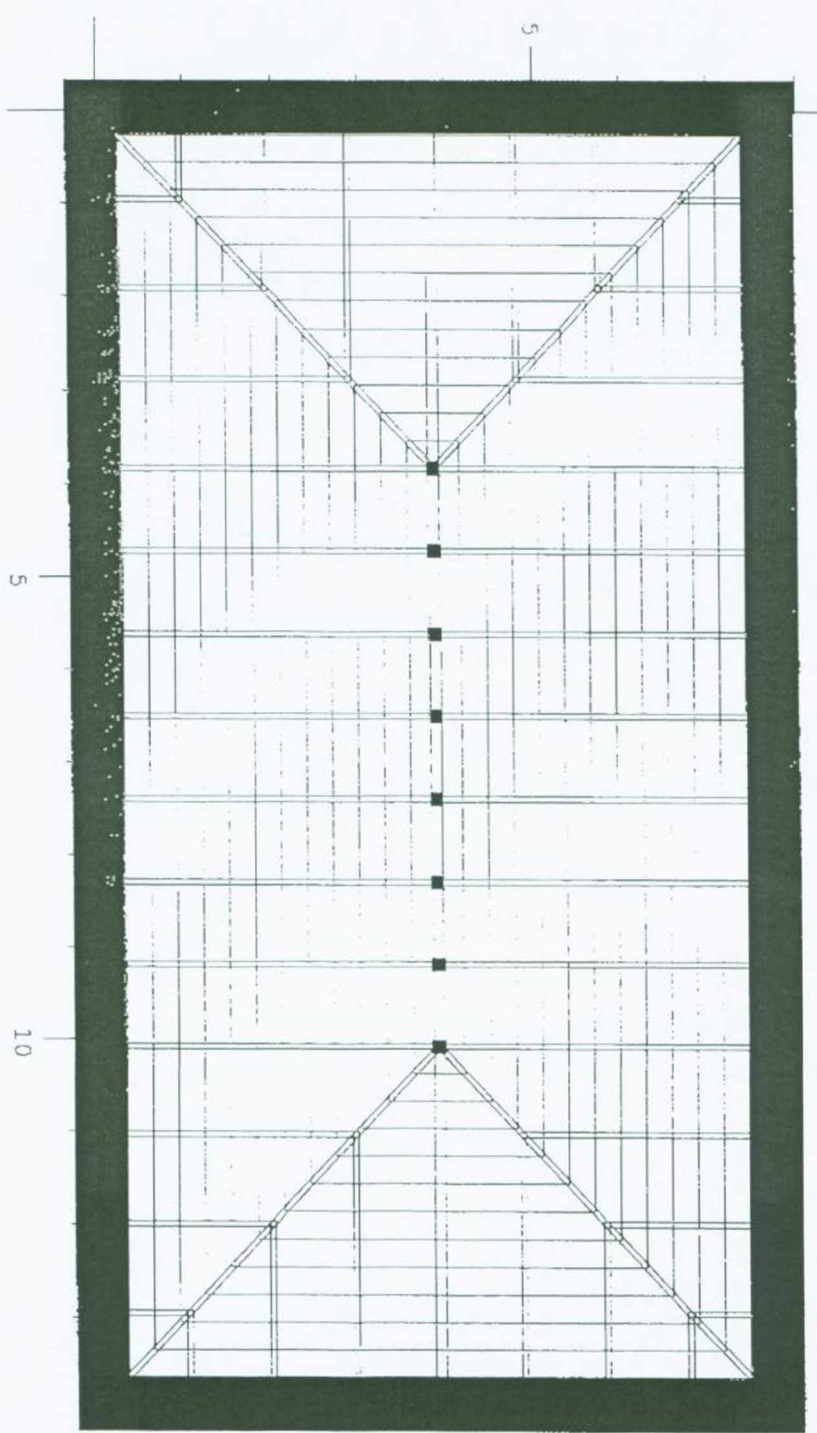
_ Κόμβος ορθοστάτη αμοιβοντα

για βάθος εγκοπής 2 cm Κριτήριο παράλληλης θλίψης $KK = 0,29 < 1$

για μήκος αποσχίσεως 10 cm Κριτήριο διάτμησης $KK = 0,33 < 1$

_ Κόμβος αμοιβοντα αντηρίδας

για βάθος εγκοπής 2 cm Κριτήριο παράλληλης θλίψης $KK = 0,98 < 1$

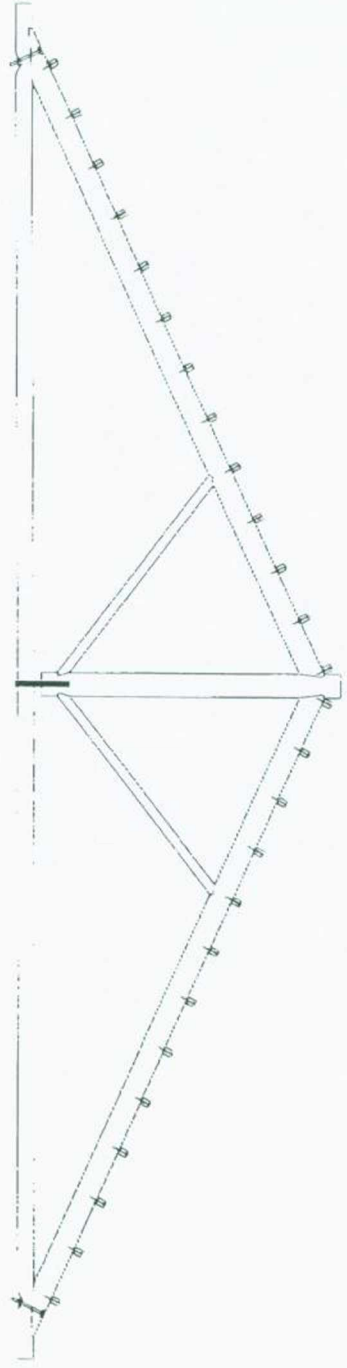


10

5

5

10



ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΞΥΛΙΚΩΝ:

• Φυσική ξυλεία από κωνοφόρα ή λεύκη Κατηγορία C14

ΕΥΛΕΙΑ ΔΟΚΩΝ:

α/α	περιγραφή	τεμάχια	διατομή cm/cm	μήκος m	όγκος m ³
13	αμοίβοντες	18	6/14	4,75	0,72
14	ελκυστήρες	8	6/10	8,15	0,39
15	ορθοστάτες	8	14/14	2,35	0,37
16	αντηρίδες	18	6/6	2,27	0,15
17	μαχιάδες	4	6/14	6,22	0,21
18	ελκυστήρες μαχιάδων	4	6/10	5,91	0,14
19	αντηρίδες μαχιάδων	4	6/6	2,68	0,04
20	αντιανέμια	14	6/6	2,35	0,12
21	ορφανά	8	6/14	1,36	0,09
22	ορφανά	8	6/14	2,42	0,16
23	ορφανά	8	6/14	3,49	0,23
24	τεγίδες στέγης	1	4/5	436,00	0,87
Σύνολον ξυλείας					3,49 m ³

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΤΕΓΗΣ (κεκλιμένη) 132,02 m²

ΜΑΡΙΑ ΕΥΑΓΓ. ΚΕΛΑΡΑΚΗ
 ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
 ΥΠΟΔΙΟΝΗΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ
 ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟΥ ΚΡΗΤΗΣ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΔΗΜΟΣ ΑΓΙΟΥ ΝΙΚΟΛΑΟΥ
ΕΡΓΟ : ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΗΜΟΤΙΚΟΥ ΣΧΟΛΕΙΟΥ
ΘΕΣΗ : ΦΙΝΟΚΑΛΙΑΣ

ΕΠΙΛΥΣΗ ΕΥΛΙΝΗΣ ΣΤΕΓΗΣ

Επίλυση με τον Ευρωκώδικα 5 (Σχεδιασμός Ευλίνων Κατασκευών)

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

Ανοιγμα φορέα 3,75 m
Άλλη διάσταση κτιρίου 4,40 m
Ύψος φορέα 0,60 m
Μήκος αμοιβοντα = 3,80
Γωνία $\alpha = 9,09^\circ$
Απόστ. Φορέων 0,63 m



ΦΟΡΤΙΑ (KN/m²):

Ιδιο βάρος (οριζόντια προβολή) 0,10 KN/m²
Επικάλυψη (κεκλιμένη προβολή) 0,60 KN/m² (κεραμίδια)
Ταβάνι (κεκλιμένη προβολή) 0,10 KN/m²
Χιόνι (οριζόντια προβολή) $S_0 = 0,95$ KN/m²
Ανεμος υποπίεση $W_s = 0,30$ KN/m²

ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ:

Δοκοί στέγης:
max M = 1,97 KNm
max N = -0,33 KN

max M τεγίδας = 0,02 KNm

ΑΝΤΟΧΕΣ (EN 338) οι τιμές σχεδιασμού $X_d = K_{mod} \cdot K_h \cdot X_k / \gamma_M$

Φυσική ξυλεία από κωνοφόρα ή λεύκη Κατηγορία C14

$f_m, k = 14,0$ MPa	$f_m, d = 0,84$ KN/cm ²
$f_{t0}, k = 8,0$ MPa	$f_{t0}, d = 0,44$ KN/cm ²
$f_{t90}, k = 0,3$ MPa	$f_{t90}, d = 0,02$ KN/cm ²
$f_{c0}, k = 16,0$ MPa	$f_{c0}, d = 0,87$ KN/cm ²
$f_{c90}, k = 4,3$ MPa	$f_{c90}, d = 0,23$ KN/cm ²
$f_v, k = 1,7$ MPa	$f_v, d = 0,09$ KN/cm ²

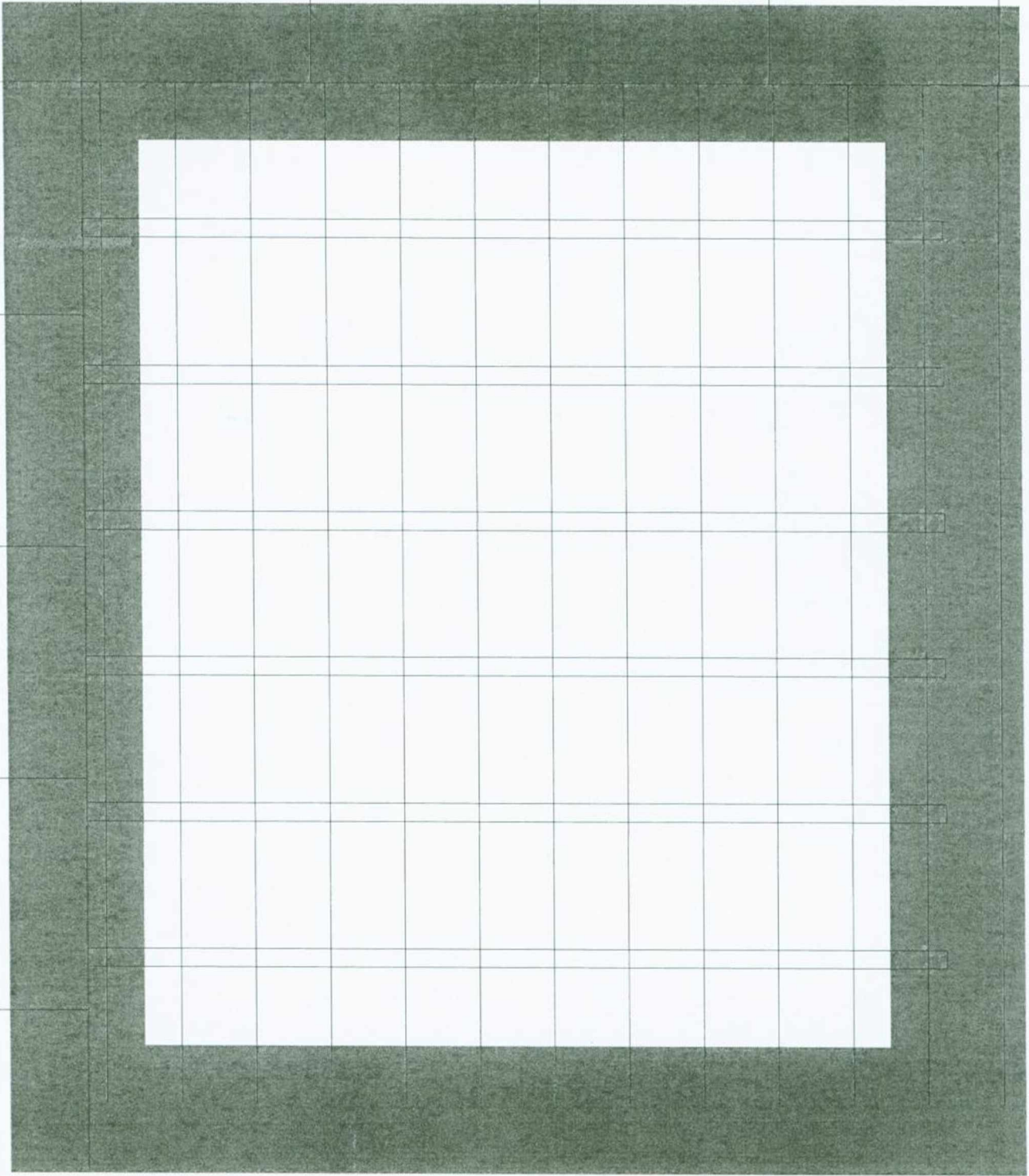
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ:

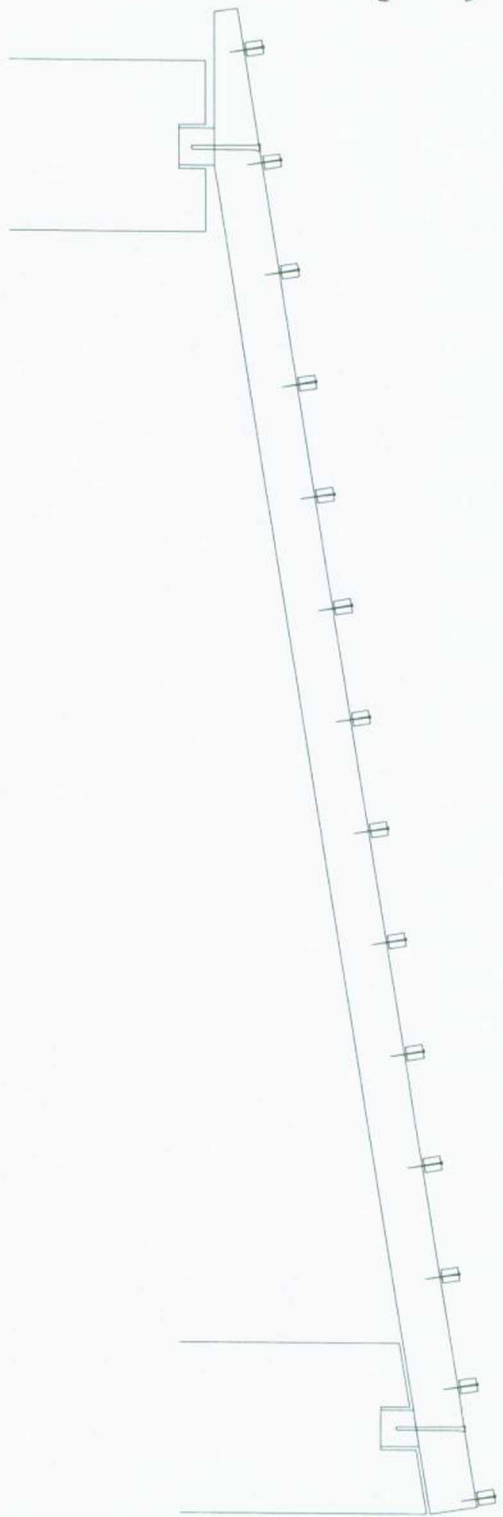
ΕΠΙΛΟΓΗ ΔΟΚΩΝ ΣΤΕΓΗΣ

Επιλέγεται διατομή Δοκών στέγης 8/14
Ελεγχος στο μέσον του κάτω ανοίγματος του αμοιβοντα όπου λόγω τεγίδων και πετσώματος δεν υπάρχει πλευρικός λυγισμός υπάρχει όμως λυγισμός
Κριτήριο κάμψης, θλίψης $K_K = 0,90 < 1$
 $\lambda = 93,97 \implies K_{cy} = 0,10$
Κριτήριο κάμψης, θλίψης, λυγισμός $K_K = 0,93 < 1$

ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΕΓΙΔΩΝ

Επιλέγεται διατομή τεγίδων: 4/5
Κριτήριο κάμψης $K_K = 0,13 < 1$





ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ:

Φυσική ξυλεία από κωνοφόρα ή λεύκη Κατηγορία C14

ΕΥΛΕΙΑ ΔΟΚΩΝ:

α/α	περιγραφή	τεμάχια	διατομή cm/cm	μήκος m	όγκος m ³
1	δοκοί στέγης	6	8/14	4,30	0,29
2	τεγίδες στέγης	1	4/5	64,68	0,13
Σύνολον ξυλείας					0,42 m ³

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΣΤΕΓΗΣ (κεκλιμένη) 18,91 m²

ΜΑΡΙΑ ΕΥΑΓΓΕΛΙΑ ΔΑΔΡΑΚΗ
ΔΙΠΛ. ΠΛΗΡ. ΜΑΓΙΣΤΡΟΣ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ
ΥΠΟΔ/ΝΤΗΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟΥ ΚΡΗΤΗΣ