

ΕΡΓΟ : ΑΝΑΣΤΥΛΩΣΗ ΚΑΙ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗ ΠΑΛΑΙΟΥ ΕΙΡΗΝΟΔΙΚΕΙΟΥ
ΚΑΛΟΥ ΧΩΡΙΟΥ ΠΕΔΙΑΔΟΣ

ΕΡΓΟΔΟΤΗΣ : ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΟΣ ΣΥΛΛΟΓΟΣ ΚΑΛΟΥ ΧΩΡΙΟΥ "Ο ΜΑΖΑΣ"

ΘΕΣΗ : ΚΑΛΟ ΧΩΡΙΟ ΠΕΔΙΑΔΟΣ

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ :	ΑΜΑΝΑΚΗΣ ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ :	αρχιτέκτων μηχανικός
	ΒΑΣΙΛΕΙΑΔΗΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ :	αρχιτέκτων μηχανικός
	ΦΡΑΓΚΑΚΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ :	μηχανολόγος μηχανικός
	ΦΙΛΙΠΠΟΥ ΚΩΣΤΑΝΤΙΝΟΣ :	πολιτικός μηχανικός

ΜΕΛΕΤΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2017

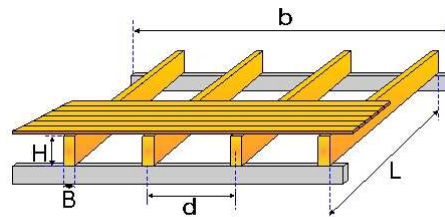



ΚΩΣΤΑΣ ΦΙΛΙΠΠΟΥ
ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π.
ΜΕΛΟΣ Τ.Ε.Ε. ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΗΤΡΩΟΥ 29973
ΚΟΣΜΩΝ 6 - 712 01 ΗΡΑΚΛΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΑΦΜ 022081931 - ΔΟΥ Α' ΗΡΑΚΛΕΙΟΥ

1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : ΜΕΣΟΠΑΤΩΜΑ 300

Δάπεδο ενός ανοίγματος

1.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία



1.1.1. Τρόπος Κατασκευής

Ξύλινο δάπεδο, από ξυλεία C24.

Απόσταση μεταξύ δοκών πατώματος 0.85m, ελεύθερο άνοιγμα δοκών :

Διατομή δοκών πατώματος BxH=80mmx180mm. Πάχος πατώματος 25mm

1.1.2. Κανονισμοί

EN1990-1-1:2002 Δράσεις

EN1991-1-1:2002 Φορτία κατασκευής

EN1995-1-1:2009 Ξύλινες κατασκευές

1.1.3. 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)

1.1.4. Ιδιότητες υλικών (ξυλείας) (EC5 EN1995-1-1:2009, §3)

Ποιότητα ξυλείας: C24

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$ (EC5 §2.3.1.3)

Συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=1.30$ (EC5 Πιν. 2.3)

Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας

$f_{mk} = 24.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 14.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$

$f_{c0k} = 21.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 5.3 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 2.5 \text{ MPa}$

$E_{0m} = 11000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 7400 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 370 \text{ MPa}$

$G_m = 690 \text{ MPa}$, $\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$

1.1.5. Κατανεμημένα φορτία δαπέδου

Επικάλυψη δαπέδου $G_e = 0.200 \text{ kN/m}^2$

Ιδιο βάρος (μόνωση-δοκοί) $G_w = 0.200 \text{ kN/m}^2$

Οροφή κάτω επιφάνειας $G_c = 0.100 \text{ kN/m}^2$

Σύνολο μονίμων φορτίων $G_e + G_w + G_c = G_s = 0.500 \text{ kN/m}^2$

Κινητό φορτίο δαπέδου $Q_f = 4.000 \text{ kN/m}^2$

1.1.6. Φορτία ανά m δοκού δαπέδου

Μόνιμο φορτίο $G_k = 0.850 \times 0.500 = 0.425 \text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο $Q_k = 0.850 \times 4.000 = 3.400 \text{ kN/m}$

1.1.7. Στοιχεία διατομής δοκών δαπέδου

Διατομή BxH=80mmx180mm, $A=1.440 \text{ E}+004 \text{ mm}^2$, $I=8.936 \text{ E}+007 \text{ mm}^4$, $W=4.320 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$

1.2. Εντατικά μεγέθη δοκού ($L = \frac{2f}{m}$) ($L=3.000 \text{ m}$)

Μόνιμα φορτία $G_k = 0.425 \text{ kN/m}$, $\max V = 0.64 \text{ kN}$, $\max M = 0.48 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 0.51 \text{ mm}$

Κινητά φορτία $Q_k = 3.400 \text{ kN/m}$, $\max V = 5.10 \text{ kN}$, $\max M = 3.83 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 4.11 \text{ mm}$

1.3. 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
(G) Μόνιμα Gk = 0.425	0.514	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qf) Κινητά Qk = 3.400	4.110	Μεσοχρόνια	0.70	0.70	0.60	0.60

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 G	0.514	0.822
2 Q1	4.110	5.590
3 G + Q1	4.624	6.412

 $w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def}), w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)
Μέγιστες τιμές βελών
 $w_{inst} = 4.624 \text{ mm}, w_{fin} = 6.412 \text{ mm}$
Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης
 $w_{inst} = 4.624 \text{ mm} < L/300 = 3000/300 = 10.000 \text{ mm}$
 $w_{net,fin} = 6.412 \text{ mm} < L/250 = 3000/250 = 12.000 \text{ mm}$
 $w_{fin} = 6.412 \text{ mm} < L/200 = 3000/200 = 15.000 \text{ mm}$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.4. Ταλαντώσεις (EC5 EN1995-1-1:2009, §7.3.3)Θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα πατώματος $f = (\pi/2L^2) \sqrt{EI/M}$ (EC5 EN1995-1-1:2009 §7.3.3)
 $L = 3.000 \text{ m}, E = 1.100E+010 \text{ Nm}^2/\text{m}, I = 8.936E-005 \text{ m}^4, M = 43.32 \text{ kg/m}^2, f = 26.29 \text{ Hz}$
 $f = 26.29 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz}$. Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα είναι αποδεκτή

 $(EI)l/(EI)b = 250, b/l = 6.10/3.00 = 2.03, n_{40} = 8.66$ (EC5 Eq.7.7)

 $v = 4 \times (0.4 + 0.6 \times 8.66) / (43.32 \times 6.10 \times 3.00 + 200) = 0.023$ (EC5 Eq.7.6)

 $\zeta = 0.01, v_{lim} = 6.10 \times (26.29 \times 0.01 - 1) = 0.264, v = 0.023 < 0.264 = v_{lim}$ (EC5 Eq.7.4)

Οι απαιτήσεις EN 1995 §7.3.3 για πατώματα κατοικιών ικανοποιούνται

1.5. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γ_g	γ_q	ψ_0
(G) Μόνιμα Gk = 0.425	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qf) Κινητά Qk = 3.400	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot G$	Μόνιμη	0.60	1.434	1.076
2	$\gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Qf$	Μεσοχρόνια	0.80	10.638	7.979
	Μέγιστες τιμές			10.638	7.979

Έλεγχος διάτμησης, Fv=8.511 kN (EC5 §6.1.7)Ορθογωνική διατομή, $b_{ef} = 0.67 \times 80 = 54 \text{ mm}, h = 180 \text{ mm}, A = 9\,720 \text{ mm}^2$ Τροπ. συντ. $K_{mod} = 0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M = 1.30$ (Πιν. 2.3)
 $f_{vk} = 2.50 \text{ N/mm}^2, f_{vd} = K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.80 \times 2.50 / 1.30 = 1.54 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.14)

 $F_v = 8.511 \text{ kN}, \tau_{v0d} = 1.50 F_{v0d} / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 8.511 / 9720 = 1.31 \text{ N/mm}^2 < 1.54 \text{ N/mm}^2 = f_{v0d}$ (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος κάμψης, Myd=6.383 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.1.6)Ορθογωνική διατομή, $b = 80 \text{ mm}, h = 180 \text{ mm}, A = 1.440E+004 \text{ mm}^2, W_y = 4.320E+005 \text{ mm}^3, W_z = 1.920E+005 \text{ mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod} = 0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M = 1.30$ (Πιν. 2.3)
 $f_{mk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$


Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 6.383 / 4.320E+005 = 14.78 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.000 / 1.920E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 1.000 + 0.000 = 1.00 \leq 1$ (EC5 Εξ.6.11)
 $K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.700 + 0.000 = 0.70 < 1$ (EC5 Εξ.6.12)
 Ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd}=6.383 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, $b=80\text{mm}$, $h=180\text{mm}$, $A=1.440E+004\text{mm}^2$, $W_y=4.320E+005\text{mm}^3$, $W_z=1.920E+005\text{mm}^3$
 Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3)
 $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 6.383 / 4.320E+005 = 14.78 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.000 / 1.920E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη λυγισμού S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m} = 3000 \text{ mm}$
 $S_{kz} = 0.10 \times 3.00 = 0.30 \text{ m} = 300 \text{ mm}$

Λυγηρότητες

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 180 = 52 \text{ mm}$, $\lambda_y = 3000 / 52 = 57.69$
 $i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 80 = 23 \text{ mm}$, $\lambda_z = 300 / 23 = 13.04$

$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 80^2 \times 7400 / (180 \times 2700) = 76.01 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)
 $\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 180^2 \times 7400 / (80 \times 300) = 7792.20 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{m,crit,y} = 76.01 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{myk}/\sigma_{m,crit,y}} = 0.56$ (EC5 Εξ.6.30)
 $\sigma_{m,crit,z} = 7792.20 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz} = \sqrt{f_{mzk}/\sigma_{m,crit,z}} = 0.06$ (EC5 Εξ.6.30)

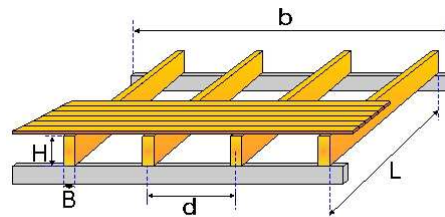
$\lambda_{rel,y} = 0.56$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crit,y} = 1.00$ (EC5 Εξ.6.34)
 $\lambda_{rel,mz} = 0.06$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crit,z} = 1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

$\sigma_{myd}/(K_{crit,y} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd}/(K_{crit,z} \cdot f_{mzd}) = 1.000 + 0.000 = 1.00 \leq 1$ (EC5 Εξ.6.33)
 $K_m \cdot \sigma_{myd}/(K_{crit,y} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd}/(K_{crit,z} \cdot f_{mzd}) = 0.700 + 0.000 = 0.70 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)
 Ο έλεγχος ικανοποιείται

1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : ΜΕΣΟΠΑΤΩΜΑ 440

Δάπεδο ενός ανοίγματος

1.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία



1.1.1. Τρόπος Κατασκευής

Ξύλινο δάπεδο, από ξυλεία C24.

Απόσταση μεταξύ δοκών πατώματος 0.62m, ελεύθερο άνοιγμα δοκών

Διατομή δοκών πατώματος BxH=120mmx184mm. Πάχος πατώματος 25mm

1.1.2. Κανονισμοί

EN1990-1-1:2002 Δράσεις

EN1991-1-1:2002 Φορτία κατασκευής

EN1995-1-1:2009 Ξύλινες κατασκευές

1.1.3. 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)

1.1.4. Ιδιότητες υλικών (ξυλείας) (EC5 EN1995-1-1:2009, §3)

Ποιότητα ξυλείας: C24

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$ (EC5 §2.3.1.3)

Συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=1.30$ (EC5 Πιν. 2.3)

Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας

$f_{mk} = 24.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 14.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$

$f_{c0k} = 21.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 5.3 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 2.5 \text{ MPa}$

$E_{0m} = 11000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 7400 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 370 \text{ MPa}$

$G_m = 690 \text{ MPa}$, $\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$

1.1.5. Κατανεμημένα φορτία δαπέδου

Επικάλυψη δαπέδου $G_e = 0.200 \text{ kN/m}^2$

Ιδιο βάρος (μόνωση-δοκοί) $G_w = 0.200 \text{ kN/m}^2$

Οροφή κάτω επιφάνειας $G_c = 0.100 \text{ kN/m}^2$

Σύνολο μονίμων φορτίων $G_e + G_w + G_c = G_s = 0.500 \text{ kN/m}^2$

Κινητό φορτίο δαπέδου $Q_f = 4.000 \text{ kN/m}^2$

1.1.6. Φορτία ανά m δοκού δαπέδου

Μόνιμο φορτίο $G_k = 0.620 \times 0.500 = 0.310 \text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο $Q_k = 0.620 \times 4.000 = 2.480 \text{ kN/m}$

1.1.7. Στοιχεία διατομής δοκών δαπέδου

Διατομή BxH=120mmx184mm, $A=2.208 \times 10^{-4} \text{ m}^2$, $I=1.134 \times 10^{-8} \text{ m}^4$, $W=6.771 \times 10^{-5} \text{ m}^3$

1.2. Εντατικά μεγέθη δοκού ($L = 2f \text{ m}$) ($L=4.400 \text{ m}$)

Μόνιμα φορτία $G_k = 0.310 \text{ kN/m}$, $\max V = 0.68 \text{ kN}$, $\max M = 0.75 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 1.27 \text{ mm}$

Κινητά φορτία $Q_k = 2.480 \text{ kN/m}$, $\max V = 5.46 \text{ kN}$, $\max M = 6.00 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 10.18 \text{ mm}$

1.3. 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	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(G) Μόνιμα Gk = 0.310	1.272	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qf) Κινητά Qk = 2.480	10.176	Μεσοχρόνια	0.70	0.70	0.60	0.60

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 G	1.272	2.035
2 Q1	10.176	13.840
3 G + Q1	11.448	15.875

 $w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def}), w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)
Μέγιστες τιμές βελών
 $w_{inst} = 11.448 \text{ mm}, w_{fin} = 15.875 \text{ mm}$
Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης
 $w_{inst} = 11.448 \text{ mm} < L/300 = 4400/300 = 14.667 \text{ mm}$
 $w_{net,fin} = 15.875 \text{ mm} < L/250 = 4400/250 = 17.600 \text{ mm}$
 $w_{fin} = 15.875 \text{ mm} < L/200 = 4400/200 = 22.000 \text{ mm}$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.4. Ταλαντώσεις (EC5 EN1995-1-1:2009, §7.3.3)Θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα πατώματος $f = (\pi/2L^2) \sqrt{(EI/M)}$ (EC5 EN1995-1-1:2009 §7.3.3)
 $L=4.400 \text{ m}, E=1.100E+010 \text{ Nm}^2/\text{m}, I=1.134E-004 \text{ m}^4, M=31.60 \text{ kg/m}^2, f=16.12 \text{ Hz}$
 $f=16.12 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz}$. Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα είναι αποδεκτή

 $(EI)l/(EI)b=500, b/l=6.10/4.40=1.39, n_{40}=9.88$ (EC5 Eq.7.7)

 $v=4 \times (0.4+0.6 \times 9.88) / (31.60 \times 6.10 \times 4.40 + 200) = 0.024$ (EC5 Eq.7.6)

 $\zeta=0.01, v_{lim}=6.10 \times (16.12 \times 0.01 - 1) = 0.219, v=0.024 < 0.219 = v_{lim}$ (EC5 Eq.7.4)

Οι απαιτήσεις EN 1995 §7.3.3 για πατώματα κατοικιών ικανοποιούνται

1.5. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γγ	γq	ψ0
(G) Μόνιμα Gk = 0.310	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qf) Κινητά Qk = 2.480	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γγ.G	Μόνιμη	0.60	1.535	1.688
2	γγ.G + γq.Qf	Μεσοχρόνια	0.80	11.381	12.519
	Μέγιστες τιμές			11.381	12.519

Έλεγχος διάτμησης, Fv=9.105 kN (EC5 §6.1.7)Ορθογωνική διατομή, $b_{ef}=0.67 \times 120=80 \text{ mm}, h=184 \text{ mm}, A=14\,720 \text{ mm}^2$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3)
 $f_{vk}=2.50 \text{ N/mm}^2, f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.80 \times 2.50 / 1.30 = 1.54 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.14)

 $F_v=9.105 \text{ kN}, v_{0d}=1.50 F_{v0d} / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 9.105 / 14720 = 0.93 \text{ N/mm}^2 < 1.54 \text{ N/mm}^2 = f_{v0d}$ (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος κάμψης, Myd=10.015 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.1.6)Ορθογωνική διατομή, $b=120 \text{ mm}, h=184 \text{ mm}, A=2.208E+004 \text{ mm}^2, W_y=6.771E+005 \text{ mm}^3, W_z=4.416E+005 \text{ mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3)
 $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2, f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2, f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$


Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 10.015/6.771E+005=14.79 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.000/4.416E+005=0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=1.001+0.000=1.00 \leq 1$ (EC5 Εξ.6.11)
 $K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.701+0.000=0.70 < 1$ (EC5 Εξ.6.12)
 Ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd}=10.015 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, $b=120\text{mm}$, $h=184\text{mm}$, $A=2.208E+004\text{mm}^2$, $W_y=6.771E+005\text{mm}^3$, $W_z=4.416E+005\text{mm}^3$
 Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3)
 $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.80 \times 21.00/1.30=12.92 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80 \times 24.00/1.30=14.77 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80 \times 24.00/1.30=14.77 \text{ N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 10.015/6.771E+005=14.79 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.000/4.416E+005=0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη λυγισμού S_k

$S_{ky}=1.00 \times 4.40=4.40 \text{ m}=4400 \text{ mm}$
 $S_{kz}=0.10 \times 4.40=0.44 \text{ m}=440 \text{ mm}$

Λυγηρότητες

$i_y=\sqrt{I_y/A}=0.289 \times 184=53 \text{ mm}$, $\lambda_y=4400/53=83.02$
 $i_z=\sqrt{I_z/A}=0.289 \times 120=35 \text{ mm}$, $\lambda_z=440/35=12.57$

$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}/(h \cdot L_{ef})=0.78 \times 120^2 \times 7400/(184 \times 3960)=114.07 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)
 $\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}/(h \cdot L_{ef})=0.78 \times 184^2 \times 7400/(120 \times 440)=3701.08 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)

Κρίσιμες τάσεις

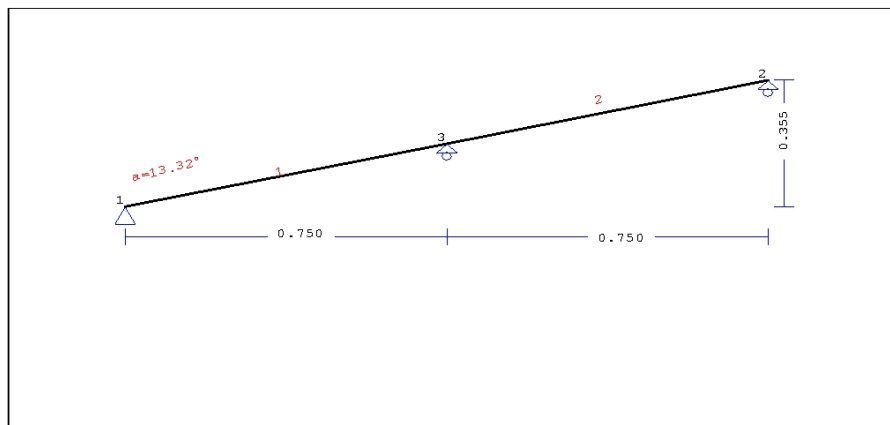
$\sigma_{m,crity}=114.07 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my}=\sqrt{f_{myk}/\sigma_{m,crity}}=0.46$ (EC5 Εξ.6.30)
 $\sigma_{m,critz}=3701.08 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz}=\sqrt{f_{mzk}/\sigma_{m,critz}}=0.08$ (EC5 Εξ.6.30)

$\lambda_{rel,my}=0.46$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity}=1.00$ (EC5 Εξ.6.34)
 $\lambda_{rel,mz}=0.08$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz}=1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

$\sigma_{myd}/(K_{crity} \cdot f_{myd})+K_m \cdot \sigma_{mzd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd})=1.001+0.000=1.00 \leq 1$ (EC5 Εξ.6.33)
 $K_m \cdot \sigma_{myd}/(K_{crity} \cdot f_{myd})+\sigma_{mzd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd})=0.701+0.000=0.70 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)
 Ο έλεγχος ικανοποιείται

1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : ΣΤΕΓΗ ΜΟΝΟΚΛΙΝΗ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ ΤΕΓΓΙΔΕΣ

Στέγη μονόριχτη δοκός



1.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία

1.1.1. Τρόπος Κατασκευής

Ξύλινη στέγη, από δοκούς ξυλεία C24. Τύπος στέγης όπως το ανωτέρω σχέδιο.
 Άνοιγμα 1.500 m, ύψος 0.355 m, κλίση στέγης 13.32°, απόσταση δοκών 1.000m
 Τεγγίδες από ξυλεία C24, διαστάσεων 50x50 mm, σε απόσταση 0.350 m
 Ράβδοι , διατομή 80x80 [mm]
 Όγκος δοκού =0.010 m³, βάρος δοκού =0.034 kN

1.1.2. Κανονισμοί

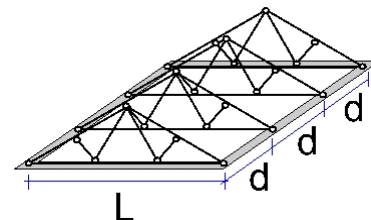
EN1990-1-1:2002, Ευρωκώδικας 0 Μέρος 1-1, Δράσεις
 EN1991-1-1:2002, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-1, Φορτία κατασκευής
 EN1991-1-3:2003, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-3, Φορτία χιονιού
 EN1991-1-4:2005, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-4, Φορτία ανέμου
 EN1995-1-1:2009, Ευρωκώδικας 5 Μέρος 1-1, Ξύλινες κατασκευές

1.1.3. Μέθοδος υπολογισμού

Εξετάζονται όλοι οι συνδυασμοί επικίνδυνων φορτίσεων, σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικας 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι των ράβδων στις δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης (φέρουσα ικανότητα), σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §6. Γίνονται επίσης οι έλεγχοι των συνδέσεων σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §8. Ελέγχονται επίσης τα βέλη σε κατάσταση λειτουργικότητας, σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §7.

1.1.4. Ιδιότητες υλικών (δοκών, τεγίδων) (EC5 EN1995-1-1:2009, §3)

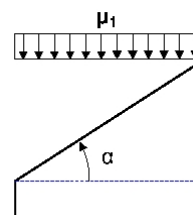
Ποιότητα ξυλείας: C24

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 2, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 20\%$ (EC5 §2.3.1.3)Συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 1.30$ (EC5 Πιν. 2.3)**Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας** $f_{mk} = 24.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 14.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 21.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 5.3 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 2.5 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 11000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 7400 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 370 \text{ MPa}$ $G_m = 690 \text{ MPa}$, $\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$ **1.1.5. Κατανεμημένα φορτία στέγης**Επικάλυψη στέγης $G_e = 0.800 \text{ kN/m}^2$ (Κεραμίδια κεραμικά)Τεγίδες, σανίδωμα, μόνωση $G_t = 0.100 \text{ kN/m}^2$ $G_e + G_t = 0.900 \text{ kN/m}^2$ Οροφή κάτω επιφάνειας στέγης $G_c = 0.200 \text{ kN/m}^2$ Φορτίο χιονιού επί του εδάφους $S_k = 0.897 \text{ kN/m}^2$ Πίεση ανέμου σε κάθετη επιφάνεια $Q_w = 1.458 \text{ kN/m}^2$ Επιβεβλημένο φορτίο (κατηγορία H) $Q_i = 0.500 \text{ kN/m}^2$ **1.2. Φορτίο χιονιού** (EC1 EN1991-1-3:2003, §5)Φορτίο χιονιού επί του εδάφους S_k (EC1 EN1991-1-3:2003, appendix C)

Κλιματική περιοχή : Ελλάδα, ζώνη χιονιού : 2, υψόμετρο = 300 m

 $S_k = 0.420 \times (2) - 0.030 \times [1 + (300/917)^2] = 0.897 \text{ kN/m}^2$ Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί εδάφους: $s_k = 0.897 \text{ kN/m}^2$

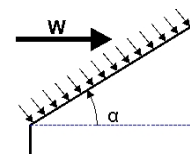
Φορτίο χιονιού σε στέγη (EC1 EN1991-1-3:2003, §5)

Γωνία κλίσης στέγης : $\alpha = 13.315^\circ$ Συντελεστής έκθεσης : $C_e = 1.000$ (EC1-1-3 §5.2(7))Συντελεστής θερμότητας : $C_t = 1.000$ (EC1-1-3 §5.2(8))Συντελεστής μορφής, $\alpha = 13.32^\circ$, $\mu_1 = 0.800$ (Πιν. 5.2)

Φορτίο χιονιού (EC1 EN1991-1-3:2003, §5.2(5.1), §5.3.2)

 $S_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.000 \times 1.000 \times 0.897 = 0.718 \text{ kN/m}^2$ **1.3. Φορτίο ανέμου** (EC1 EN1991-1-4:2005 §5)Πίεση ανέμου $Q(z) = Q_{ref} \cdot C_e(z)$, $Q_{ref} = V_{ref}^2 / 1.6$ (EC1 EN1991-1-4:2005 §4.5)Εξωτερική πίεση ανέμου $w_e = Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$, $Q_{ref} \cdot C_e(z) = 1.458 \text{ kN/m}^2$ Πίεση ανέμου σε στέγη $w_e = Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$ (EC1 EN1991-1-4:2005, §5.2)

Συντελεστής εξωτερικής πίεσης (EC1 EN1991-1-4:2005 Πιν. 7.4)

Για κλίση στέγης $\alpha = 13.32^\circ$, $C_{pe} = -0.35$ Πίεση ανέμου $w_e = -0.511 \text{ kN/m}^2$ 

1.4. Υπολογισμός τεγίδων

Στατικό σύστημα τεγίδων

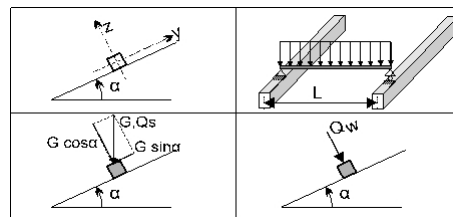
Οι τεγίδες υπολογίζονται σαν αμφιέρειστες δοκοί με άνοιγμα $L=1.000$ m την απόσταση των δοκών. Φορτίζονται με το φορτίο λωρίδας στέγης πλάτους $L_1=0.350$ m (απόσταση τεγίδων). Ο άξονας της τεγίδας έχει κλίση $\alpha=13.32^\circ$ με την κατακόρυφο. Τα κατακόρυφα φορτία (βάρος, χιόνι, φορτίο εργάτη) αναλύονται σε δύο συντεταγμένες κατά $z-z$ $P \cdot \cos \alpha$, και κατά $y-y$ $P \cdot \sin \alpha$, το φορτίο ανέμου δρα κατά την διεύθυνση $z-z$.

Διαστάσεις τεγίδων

Ευλεία τεγίδων: C24, Κλάση 2, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 20\%$, διατομή τεγίδων $B \times H$: 50x50 mm
Απόσταση τεγίδων $L_1=0.350$ m, κλίση στέγης $\alpha=13.32^\circ$, απόσταση δοκών $L=1.000$ m.

Φορτία τεγίδων ανά m^2 στέγης

Επικάλυψη $G_e = 0.800$ kN/m²
Σανίδωμα+ιδ. βάρος $G_l = 0.100$ kN/m²
Φορτίο χιονιού $Q_s = 0.718$ kN/m²
Φορτίο ανέμου $Q_w = -0.511$ kN/m²
Φορτίο εργάτη $Q_p = 1.000$ kN



Φορτία τεγίδων κατά $z-z$ και $y-y$ ανά m τεγίδας

Επικάλυψη+ιδ. βάρος $G_k = 0.315$ kN/m, $G_{kz} = 0.307$ kN/m, $G_{kez} = 0.073$ kN/m
Φορτίο χιονιού $Q_{ks} = 0.251$ kN/m, $Q_{ksz} = 0.244$ kN/m, $Q_{ksy} = 0.058$ kN/m
Φορτίο ανέμου $Q_{kw} = -0.179$ kN/m, $Q_{kwz} = -0.179$ kN/m, $Q_{kwy} = 0.000$ kN/m
Φορτίο εργάτη $Q_{kp} = 1.000$ kN, $Q_{kpz} = 0.973$ kN, $Q_{kpy} = 0.230$ kN

Εντατικά μεγέθη τεγίδων (άνοιγμα $L=1.000$ m, $B \times H$: 50x50 mm)

Φόρτιση	δράση	γγ	γq	ψo	Qz [kN]	Qy [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.315$ [kN/m]	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00	0.153	0.036	0.038	0.009
(Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.251$ [kN/m]	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70	0.122	0.029	0.031	0.007
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = -0.179$ [kN/m]	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60	-0.089	0.000	-0.022	0.000
(Qk3) Εργάτης $Q_{kp} = 1.000$ [kN]	Στιγμιαία	0.00	1.00	0.00	0.487	0.115	0.243	0.058

1.4.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Έλεγχος βέλους κάμψης (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	δράση	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.307$ [kN/m]	0.289	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.244$ [kN/m]	0.231	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = -0.179$ [kN/m]	-0.169	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 G_k	0.289	0.521
2 $G_k + Q_{k1}$	0.520	0.788
3 $G_k + Q_{k2}$	0.289	0.521
4 $G_k + Q_{k1} + \psi_o \cdot Q_{k2}$	0.520	0.788
5 $G_k + Q_{k2} + \psi_o \cdot Q_{k1}$	0.451	0.719

$w_{fin}, g = w_{inst}, g(1+k_{def})$, $w_{fin}, q = w_{inst}, q(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών

$w_{inst} = 0.520$ mm, $w_{fin} = 0.788$ mm

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

Ελεγχος τελικού βέλους κάμψης

w.inst = 0.520 mm < L/300=1000/300= 3.333 mm

w.net,fin = 0.788 mm < L/250=1000/250= 4.000 mm

w.fin = 0.788 mm < L/200=1000/200= 5.000 mm

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.4.2. Ελεγχος τεγίδων, Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Qz/Kmod	Qy/Kmod	My/Kmod	Mz/Kmod
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.345	0.082	0.086	0.020
2	γγ.Gk + γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.488	0.115	0.122	0.029
3	γγ.Gk + γγ.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.188	0.045	0.047	0.011
4	γγ.Gk + γγ.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.630	0.149	0.268	0.063
5	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.355	0.084	0.089	0.021
6	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.305	0.072	0.076	0.018
	Μέγιστες τιμές			0.630	0.149	0.268	0.063

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Ελεγχος διάτμησης, Fv=0.693 kN** (EC5 §6.1.7)Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x50=34 mm, h=50 mm, A= 1 700 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fvk=2.50 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=1.10x2.50/1.30=2.12N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Fv=0.693 kN, fv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x0.693/1700=0.61N/mm² < 2.12N/mm²=fv0d (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Ελεγχος διάτμησης, Fv=0.164 kN** (EC5 §6.1.7)Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x50=34 mm, h=50 mm, A= 1 700 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fvk=2.50 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=1.10x2.50/1.30=2.12N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Fv=0.164 kN, fv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x0.164/1700=0.14N/mm² < 2.12N/mm²=fv0d (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Ελεγχος κάμψης, Myd=0.295 kNm, Mzd=0.070 kNm** (EC5 §6.1.6)Ορθογωνική διατομή, b=50mm, h=50mm, A=2.500E+003mm², Wy=2.083E+004mm³, Wz=2.083E+004mm³

Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fmyk=24.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=1.10x24.00/1.30=20.31N/mm²fmzk=24.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=1.10x24.00/1.30=20.31N/mm²

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

omyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.295/2.083E+004=14.16 N/mm²omzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.070/2.083E+004=3.35 N/mm²

omyd/fmyd+Km.omzd/fmzd=0.697+0.116= 0.81 < 1 (EC5 Εξ.6.11)

Km.omyd/fmyd+omzd/fmzd=0.488+0.165= 0.65 < 1 (EC5 Εξ.6.12)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Ελεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, Myd=0.295 kNm, Mzd=0.070 kNm** (EC5 §6.3.3)Ορθογωνική διατομή, b=50mm, h=50mm, A=2.500E+003mm², Wy=2.083E+004mm³, Wz=2.083E+004mm³

Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fc0k=21.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=1.10x21.00/1.30=17.77N/mm²fmyk=24.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=1.10x24.00/1.30=20.31N/mm²fmzk=24.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=1.10x24.00/1.30=20.31N/mm²

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 0.295 / 2.083E+004 = 14.16 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.070 / 2.083E+004 = 3.35 \text{ N/mm}^2$

Μήκη λυγισμού S_k

$S_{ky}=1.00 \times 1.00 = 1.00 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$

$S_{kz}=1.00 \times 1.00 = 1.00 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$

Λυγηρότητες

$i_y = \sqrt{(I_y/A)} = 0.289 \times 50 = 14 \text{ mm}$, $\lambda_y = 1000 / 14 = 71.43$

$i_z = \sqrt{(I_z/A)} = 0.289 \times 50 = 14 \text{ mm}$, $\lambda_z = 1000 / 14 = 71.43$

$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 50^2 \times 7400 / (50 \times 1000) = 288.60 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)

$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 50^2 \times 7400 / (50 \times 1000) = 288.60 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{m,crity} = 288.60 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my} = \sqrt{(f_{myk}/\sigma_{m,crity})} = 0.29$ (EC5 Εξ.6.30)

$\sigma_{m,critz} = 288.60 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz} = \sqrt{(f_{mzk}/\sigma_{m,critz})} = 0.29$ (EC5 Εξ.6.30)

$\lambda_{rel,my} = 0.29$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{cricity} = 1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

$\lambda_{rel,mz} = 0.29$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

$\sigma_{myd} / (K_{cricity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.697 + 0.116 = 0.81 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{cricity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.488 + 0.165 = 0.65 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.5. Υπολογισμός δοκού**Γεωμετρικά δεδομένα δοκού**

Μήκος $L=1.500$ m, ύψος $H=0.355$ m, απόσταση δοκών $d=1.000$ m
 Κλίση $=23.67\%$, γωνία $\alpha=13.32^\circ$, $\tan\alpha=0.237$, $\sin\alpha=0.230$, $\cos\alpha=0.973$
 Αριθμός κόμβων $=3$, αριθμός ράβδων $=2$, στηρίξεις 3

Συντεταγμένες κόμβων**Ιδιότητες στοιχείων δοκού**

Κόμβος	x[m]	y[m]	Στ.	Ράβδος	K1	K2	b x h [mm]	L[m]	A [mm ²]	I _y [mm ⁴]	W _y [mm ³]
1	0.000	0.000	11	1	1	3	80x 80	0.771	6.400E+003	3.413E+006	8.533E+004
2	1.500	0.355	01	2	3	2	80x 80	0.771	6.400E+003	3.413E+006	8.533E+004
3	0.750	0.177	01								

Φορτία ανά δοκό

Πυκνότητα ξύλου $=350.00$ kg/m³, Τδίο βάρος δοκού $=0.034$ kN
 Απόσταση δοκών $d=1.00$ m, Βάρος συνδέσμων δοκού $=0.003$ kN

Μόνιμες δράσεις ανά m δοκού

Επικάλυψη+ίδιο βάρος ζευκτού $G_{k1}=0.925$ kN/m
 Οροφή κάτω επιφάνειας στέγης $G_{k2}=0.200$ kN/m

Μεταβλητές δράσεις μέσης διάρκειας ανά m δοκού

Φορτίο Χιονιού $Q_{k1}=0.718$ kN/m

Μεταβλητές δράσεις μικρής διάρκειας ανά m δοκού

Επιβεβλημένο $Q_{ki}=0.50 \times 1.000=0.500$ kN/m

Μεταβλητά φορτία στιγμιαίας διάρκειας ανά m δοκού

Φορτίο Ανέμου $Q_{k2}=-0.511$ kN/m

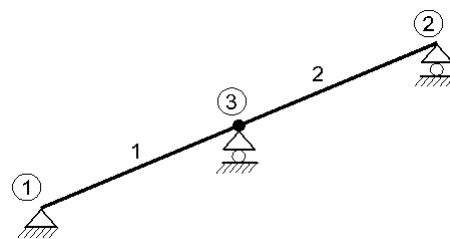
Συνδυασμοί φορτίσεων για εντατικές τιμές σχεδιασμού

($\gamma_g=1.35$, $\gamma_q=1.50$, $\psi_0(\text{κινητά } Q_f)=0.70$, $\psi_0(\text{χιόνι } Q_1)=0.70$, $\psi_0(\text{άνεμος } Q_2)=0.60$)

Σ.Φ.	Δράσεις Μόνιμες-Μεταβλητές	Κλάση διάρκειας
1	$\gamma_g \cdot G_k$	Μόνιμη
2	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	Μεσοχρόνια
3	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2}$	Στιγμιαία
4	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki}$	Βραχυχρόνια
5	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2}$	Στιγμιαία
6	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1}$	Στιγμιαία
7	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2}$	Στιγμιαία

1.6. Στατική επίλυση δοκού

Ο φορέας της στέγης (ζεευκτό) είναι μία συνεχής δοκός.
Τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται για τις φορτίσεις (μόνιμα-χιόνι-άνεμος) και εν συνεχεία με συνδυασμό αυτών προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη για δυσμενείς φορτίσεις.
Αριθμός κόμβων = 3, αριθμός ράβδων = 2, στηρίξεις 3

**1.6.1. Εντατικά μεγέθη για φορτίσεις**

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Gk) Μόνιμα $G_{k1} = 0.925$, $G_{k2} = 0.200$ [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	3	-0.07	0.32	0.00	0.12	-0.53	-0.08	0.00	0.00	0.05
2	3	2	-0.13	0.53	-0.08	0.08	-0.32	0.00	0.00	0.00	0.05

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.718$ [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	3	-0.05	0.20	0.00	0.08	-0.33	-0.05	0.00	0.00	0.03
2	3	2	-0.08	0.33	-0.05	0.05	-0.20	0.00	0.00	0.00	0.03

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = -0.511$ [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	3	-0.15	-0.15	0.00	-0.15	0.25	0.04	-0.15	0.00	-0.02
2	3	2	-0.04	-0.25	0.04	-0.04	0.15	0.00	-0.04	0.00	-0.02

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qki) Επιβεβλημένο (H) $Q_i = 0.500$ [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	3	-0.03	0.14	0.00	0.06	-0.23	-0.04	0.00	0.00	0.02
2	3	2	-0.06	0.23	-0.04	0.03	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.02

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

1.6.2. Κατακόρυφες μετατοπίσεις κόμβων (σε mm)

κόμβος	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00

1.6.3. Αντιδράσεις στηρίξεων (kN)

κόμβος	αντίδρ	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	Fx	0.00	0.00	0.18	0.00
1	Fy	0.33	0.20	-0.11	0.14
2	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Fy	0.33	0.20	-0.15	0.14
3	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Fy	1.08	0.67	-0.51	0.48

1.7. Ελεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας**1.7.1. Ελεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας** (EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Ελεγχος βέλους κάμψης στο μέσο ράβδου 1** (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.925, Gk2 = 0.200	0.056	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Χιόνι Qks = 0.718	0.036	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Άνεμος Qkw = -0.511	0.000	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.00

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.056	0.100
2 Gk + Qk1	0.091	0.141
3 Gk + Qk2	0.056	0.100
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.091	0.141
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.081	0.131

$w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def})$, $w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών στο μέσο ράβδου 1

$w_{inst} = 0.091 \text{ mm}$, $w_{fin} = 0.141 \text{ mm}$

Ελεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2Ελεγχος τελικού βέλους κάμψης στο μέσο ράβδου 1

$w_{inst} = 0.091 \text{ mm} < L/300 = 771/300 = 2.569 \text{ mm}$

$w_{net,fin} = 0.141 \text{ mm} < L/250 = 771/250 = 3.082 \text{ mm}$

$w_{fin} = 0.141 \text{ mm} < L/200 = 771/200 = 3.853 \text{ mm}$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.8. Χαρακτηριστικές ιδιοσυχνότητες της κατασκευής (ίδιο βάρος + μόνιμα φορτία)

Μετά από δυναμική ανάλυση, υπολογίζονται οι κύριες ιδιοσυχνότητες του φορέα.
Για τον υπολογισμό των ιδιοσυχνοτήτων θεωρούμε μάζα στον φορέα που αντιστοιχεί

<u>α/α</u>	<u>Συχνότητα[Hz]</u>	<u>Περίοδος[sec]</u>
1	52.56127	0.01903
2	96.64951	0.01035
3	129.98012	0.00769

1.8.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 EN1995-1-1:2009, §6)**Ανω πέλμα ράβδοι: 1**

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.925, Gk2 = 0.200	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι Qks = 0.718	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Άνεμος Qkw = -0.511	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.500	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.168	0.280	1.186	0.183
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.213	0.355	1.504	0.232
3	γg.Gk+γq.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.092	0.153	0.647	0.100
4	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-0.167	0.279	1.182	0.182
5	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.155	0.258	1.093	0.169
6	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.136	0.226	0.960	0.148
7	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.181	0.302	1.279	0.197
	Μέγιστες τιμές			-0.213	0.355	1.504	0.232

1.8.2. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ανω πέλμα ράβδοι: 1**Ανω πέλμα ράβδοι: 1 , συνδυασμός φόρτισης Νο 2****Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, Ft0d=0.284 kN** (EC5 §6.1.2)Ορθογωνική διατομή, b=80 mm, h=80 mm, A= 6 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

ft0k=14.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.80x14.00/1.30=8.62N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Ft0d=0.284 kN, στ0d=Ft0d/Anetto=1000x0.284/6400=0.04N/mm² < 8.62N/mm²=ft0d (Εξ.6.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1 , συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, Fc0d=-0.170 kN** (EC5 §6.1.4)Ορθογωνική διατομή, b=80 mm, h=80 mm, A= 6 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fc0k=21.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=0.80x21.00/1.30=12.92N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Fc0d=-0.170 kN, σc0d=Fc0d/Anetto=1000x0.170/6400=0.03N/mm² < 12.92N/mm²=fc0d (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1 , συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος διάτμησης, Fv=1.203 kN** (EC5 §6.1.7)Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x80=54 mm, h=80 mm, A= 4 320 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fvk=2.50 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=0.80x2.50/1.30=1.54N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Fv=1.203 kN, τv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x1.203/4320=0.42N/mm² < 1.54N/mm²=fv0d (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1 , συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος κάμψης, Myd=0.185 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Ορθογωνική διατομή, b=80mm, h=80mm, A=6.400E+003mm², Wy=8.533E+004mm³, Wz=8.533E+004mm³

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fmyk=24.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=0.80x24.00/1.30=14.77N/mm²fmzk=24.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=0.80x24.00/1.30=14.77N/mm²

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

σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.185/8.533E+004=2.17 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/8.533E+004=0.00 N/mm²

$$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.147 + 0.000 = 0.15 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.11})$$

$$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.103 + 0.000 = 0.10 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.12})$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Θλιπτική τάση αμελητέα, ο έλεγχος κάμψης με αξονική θλίψη παραλείπεται (EC5 §6.2.4)

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, συνδυασμός φόρτισης No 2

Έλεγχος Λυγισμού με κάμψη, $F_{c0d} = -0.170 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.185 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Ορθογωνική διατομή, $b = 80 \text{ mm}$, $h = 80 \text{ mm}$, $A = 6.400 \text{ E} + 003 \text{ mm}^2$, $W_y = 8.533 \text{ E} + 004 \text{ mm}^3$, $W_z = 8.533 \text{ E} + 004 \text{ mm}^3$

Τροπ. συντ. $K_{mod} = 0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M = 1.30$ (Πιν. 2.3, $E_{005} = 7400 \text{ N/mm}^2$)

$$f_{c0k} = 21.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{myk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{mzk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.170 / 6400 = 0.03 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my}, \text{ netto} = 1 \text{ E} + 06 \times 0.185 / 8.533 \text{ E} + 004 = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz}, \text{ netto} = 1 \text{ E} + 06 \times 0.000 / 8.533 \text{ E} + 004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

Μήκη Λυγισμού S_k

$$S_{ky} = 1.00 \times 0.77 = 0.77 \text{ m} = 771 \text{ mm} \quad (\text{πιο δυσμενές})$$

$$S_{kz} = 0.45 \times 0.77 = 0.35 \text{ m} = 350 \text{ mm} \quad (\text{απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου} = 0.35 / 0.77 = 0.45)$$

Λυγηρότητες

$$i_y = \sqrt{(I_y / A)} = 0.289 \times 80 = 23 \text{ mm}, \quad \lambda_y = 771 / 23 = 33.50$$

$$i_z = \sqrt{(I_z / A)} = 0.289 \times 80 = 23 \text{ mm}, \quad \lambda_z = 350 / 23 = 15.22$$

Κρίσιμες τάσεις

$$\sigma_{c, crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 65.08 \text{ N/mm}^2, \quad \lambda_{rel, y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, crity})} = 0.57 \quad (\text{EC5 Εξ.6.21})$$

$$\sigma_{c, critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 315.28 \text{ N/mm}^2, \quad \lambda_{rel, z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, critz})} = 0.26 \quad (\text{EC5 Εξ.6.22})$$

$\beta_c = 0.20$ (φυσικό ξύλο)

$$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, y} - 0.3) + \lambda_{rel, y}^2] = 0.69, \quad K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel, y}^2)}) = 0.929 \quad (\text{Eq.6.27 6.25})$$

$$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, z} - 0.3) + \lambda_{rel, z}^2] = 0.50, \quad K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel, z}^2)}) = 1.000 \quad (\text{Eq.6.28 6.26})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.002 + 0.147 + 0.000 = 0.15 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.23})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.002 + 0.103 + 0.000 = 0.11 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.24})$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, συνδυασμός φόρτισης No 2

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd} = 0.185 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, $b = 80 \text{ mm}$, $h = 80 \text{ mm}$, $A = 6.400 \text{ E} + 003 \text{ mm}^2$, $W_y = 8.533 \text{ E} + 004 \text{ mm}^3$, $W_z = 8.533 \text{ E} + 004 \text{ mm}^3$

Τροπ. συντ. $K_{mod} = 0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M = 1.30$ (Πιν. 2.3)

$$f_{c0k} = 21.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{myk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{mzk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my}, \text{ netto} = 1 \text{ E} + 06 \times 0.185 / 8.533 \text{ E} + 004 = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz}, \text{ netto} = 1 \text{ E} + 06 \times 0.000 / 8.533 \text{ E} + 004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

Μήκη Λυγισμού S_k

$$S_{ky} = 1.00 \times 0.77 = 0.77 \text{ m} = 771 \text{ mm} \quad (\text{πιο δυσμενές})$$

$$S_{kz} = 0.45 \times 0.77 = 0.35 \text{ m} = 350 \text{ mm} \quad (\text{απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου} = 0.35 / 0.77 = 0.45)$$

Λυγηρότητες

$$i_y = \sqrt{(I_y / A)} = 0.289 \times 80 = 23 \text{ mm}, \quad \lambda_y = 771 / 23 = 33.50$$

$$i_z = \sqrt{(I_z / A)} = 0.289 \times 80 = 23 \text{ mm}, \quad \lambda_z = 350 / 23 = 15.22$$

$$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E005 / (h \cdot I_{ef}) = 0.78 \times 80^2 \times 7400 / (80 \times 771) = 599.22 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{EC5 Εξ.6.32})$$

$$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E005 / (h \cdot I_{ef}) = 0.78 \times 80^2 \times 7400 / (80 \times 350) = 1319.31 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{EC5 Εξ.6.32})$$

Κρίσιμες τάσεις

$$\sigma_{m,crity} = 599.22 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,my} = \sqrt{(f_{yk}/\sigma_{m,crity})} = 0.20 \quad (\text{EC5 Εξ.6.30})$$

$$\sigma_{m,critz} = 1319.31 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,mz} = \sqrt{(f_{mk}/\sigma_{m,critz})} = 0.13 \quad (\text{EC5 Εξ.6.30})$$

$$\lambda_{rel,my}=0.20, (\lambda_{rel} \leq 0.75), K_{cricity}=1.00 \quad (\text{EC5 Εξ.6.34})$$

$$\lambda_{rel,mz}=0.13, (\lambda_{rel} \leq 0.75), K_{critz}=1.00 \quad (\text{EC5 Εξ.6.34})$$

$$\sigma_{myd} / (K_{cricity} \cdot f_{myd}) + K_{m} \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.147 + 0.000 = 0.15 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.33})$$

$$K_{m} \cdot \sigma_{myd} / (K_{cricity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.103 + 0.000 = 0.10 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.33})$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Εφελκυστική τάση αμελητέα, ο έλεγχος κάμψης με αξονικό εφελκυσμό παραλείπεται

(EC5 §6.2.3)

1.8.3. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Ανω πέλμα ράβδοι: 2

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.925, Gk2 = 0.200	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι Qks = 0.718	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Άνεμος Qkw = -0.511	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.500	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.282	0.169	1.186	0.183
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.357	0.214	1.503	0.232
3	γg.Gk+γq.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.154	0.092	0.647	0.100
4	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-0.280	0.168	1.181	0.182
5	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.260	0.156	1.093	0.169
6	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.228	0.137	0.959	0.148
7	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.304	0.182	1.279	0.197
Μέγιστες τιμές				-0.357	0.214	1.503	0.232

1.8.4. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ανω πέλμα ράβδοι: 2**Ανω πέλμα ράβδοι: 2 , συνδυασμός φόρτισης Νο 2****Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, Ft0d=0.171 kN** (EC5 §6.1.2)Ορθογωνική διατομή, b=80 mm, h=80 mm, A= 6 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

ft0k=14.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.80x14.00/1.30=8.62N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Ft0d=0.171 kN, στ0d=Ft0d/Anetto=1000x0.171/6400=0.03N/mm² < 8.62N/mm²=ft0d (Εξ.6.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 2 , συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, Fc0d=-0.285 kN** (EC5 §6.1.4)Ορθογωνική διατομή, b=80 mm, h=80 mm, A= 6 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fc0k=21.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=0.80x21.00/1.30=12.92N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Fc0d=-0.285 kN, σc0d=Fc0d/Anetto=1000x0.285/6400=0.04N/mm² < 12.92N/mm²=fc0d (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 2 , συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος διάτμησης, Fv=1.203 kN** (EC5 §6.1.7)Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x80=54 mm, h=80 mm, A= 4 320 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fvk=2.50 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=0.80x2.50/1.30=1.54N/mm² (EC5 Εξ.2.14)Fv=1.203 kN, τv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x1.203/4320=0.42N/mm² < 1.54N/mm²=fv0d (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 2 , συνδυασμός φόρτισης Νο 2**Έλεγχος κάμψης, Myd=0.185 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Ορθογωνική διατομή, b=80mm, h=80mm, A=6.400E+003mm², Wy=8.533E+004mm³, Wz=8.533E+004mm³

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

fmyk=24.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=0.80x24.00/1.30=14.77N/mm²fmzk=24.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=0.80x24.00/1.30=14.77N/mm²

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

σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.185/8.533E+004=2.17 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/8.533E+004=0.00 N/mm²

$$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.147 + 0.000 = 0.15 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.11})$$

$$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.103 + 0.000 = 0.10 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.12})$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Θλιπτική τάση αμελητέα, ο έλεγχος κάμψης με αξονική θλίψη παραλείπεται (EC5 §6.2.4)

Ανω πέλαμα ράβδοι: 2, συνδυασμός φόρτισης No 2

Έλεγχος Λυγισμού με κάμψη, $F_{c0d} = -0.285 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.185 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Ορθογωνική διατομή, $b = 80 \text{ mm}$, $h = 80 \text{ mm}$, $A = 6.400 \text{ E} + 003 \text{ mm}^2$, $W_y = 8.533 \text{ E} + 004 \text{ mm}^3$, $W_z = 8.533 \text{ E} + 004 \text{ mm}^3$

Τροπ. συντ. $K_{mod} = 0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M = 1.30$ (Πιν. 2.3, $E_{005} = 7400 \text{ N/mm}^2$)

$$f_{c0k} = 21.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{myk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{mzk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.285 / 6400 = 0.04 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1 \text{ E} + 06 \times 0.185 / 8.533 \text{ E} + 004 = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1 \text{ E} + 06 \times 0.000 / 8.533 \text{ E} + 004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

Μήκη Λυγισμού S_k

$$S_{ky} = 1.00 \times 0.77 = 0.77 \text{ m} = 771 \text{ mm} \quad (\text{πιο δυσμενές})$$

$$S_{kz} = 0.45 \times 0.77 = 0.35 \text{ m} = 350 \text{ mm} \quad (\text{απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου} = 0.35 / 0.77 = 0.45)$$

Λυγηρότητες

$$i_y = \sqrt{(I_y / A)} = 0.289 \times 80 = 23 \text{ mm}, \quad \lambda_y = 771 / 23 = 33.51$$

$$i_z = \sqrt{(I_z / A)} = 0.289 \times 80 = 23 \text{ mm}, \quad \lambda_z = 350 / 23 = 15.22$$

Κρίσιμες τάσεις

$$\sigma_{c, crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 65.04 \text{ N/mm}^2, \quad \lambda_{rel, y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, crity})} = 0.57 \quad (\text{EC5 Εξ.6.21})$$

$$\sigma_{c, critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 315.28 \text{ N/mm}^2, \quad \lambda_{rel, z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, critz})} = 0.26 \quad (\text{EC5 Εξ.6.22})$$

$\beta_c = 0.20$ (φυσικό ξύλο)

$$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, y} - 0.3) + \lambda_{rel, y}^2] = 0.69, \quad K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel, y}^2)}) = 0.929 \quad (\text{Eq.6.27 6.25})$$

$$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, z} - 0.3) + \lambda_{rel, z}^2] = 0.50, \quad K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel, z}^2)}) = 1.000 \quad (\text{Eq.6.28 6.26})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.004 + 0.147 + 0.000 = 0.15 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.23})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.003 + 0.103 + 0.000 = 0.11 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.24})$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 2, συνδυασμός φόρτισης No 2

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd} = 0.185 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, $b = 80 \text{ mm}$, $h = 80 \text{ mm}$, $A = 6.400 \text{ E} + 003 \text{ mm}^2$, $W_y = 8.533 \text{ E} + 004 \text{ mm}^3$, $W_z = 8.533 \text{ E} + 004 \text{ mm}^3$

Τροπ. συντ. $K_{mod} = 0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M = 1.30$ (Πιν. 2.3)

$$f_{c0k} = 21.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{myk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{mzk} = 24.00 \text{ N/mm}^2, \quad f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 24.00 / 1.30 = 14.77 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1 \text{ E} + 06 \times 0.185 / 8.533 \text{ E} + 004 = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1 \text{ E} + 06 \times 0.000 / 8.533 \text{ E} + 004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

Μήκη Λυγισμού S_k

$$S_{ky} = 1.00 \times 0.77 = 0.77 \text{ m} = 771 \text{ mm} \quad (\text{πιο δυσμενές})$$

$$S_{kz} = 0.45 \times 0.77 = 0.35 \text{ m} = 350 \text{ mm} \quad (\text{απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου} = 0.35 / 0.77 = 0.45)$$

Λυγηρότητες

$$i_y = \sqrt{(I_y / A)} = 0.289 \times 80 = 23 \text{ mm}, \quad \lambda_y = 771 / 23 = 33.51$$

$$i_z = \sqrt{(I_z / A)} = 0.289 \times 80 = 23 \text{ mm}, \quad \lambda_z = 350 / 23 = 15.22$$

$$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot I_{ef}) = 0.78 \times 80^2 \times 7400 / (80 \times 771) = 599.04 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{EC5 Εξ.6.32})$$

$$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot I_{ef}) = 0.78 \times 80^2 \times 7400 / (80 \times 350) = 1319.31 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{EC5 Εξ.6.32})$$

Κρίσιμες τάσεις

$$\sigma_{m,crity} = 599.04 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,my} = \sqrt{f_{yk}/\sigma_{m,crity}} = 0.20 \quad (\text{EC5 Εξ.6.30})$$

$$\sigma_{m,critz} = 1319.31 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,mz} = \sqrt{f_{mk}/\sigma_{m,critz}} = 0.13 \quad (\text{EC5 Εξ.6.30})$$

$$\lambda_{rel,my}=0.20, (\lambda_{rel} \leq 0.75), K_{cricity}=1.00 \quad (\text{EC5 Εξ.6.34})$$

$$\lambda_{rel,mz}=0.13, (\lambda_{rel} \leq 0.75), K_{critz}=1.00 \quad (\text{EC5 Εξ.6.34})$$

$$\sigma_{myd} / (K_{cricity} \cdot f_{myd}) + K_{m} \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.147 + 0.000 = 0.15 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.33})$$

$$K_{m} \cdot \sigma_{myd} / (K_{cricity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.103 + 0.000 = 0.10 < 1 \quad (\text{EC5 Εξ.6.33})$$

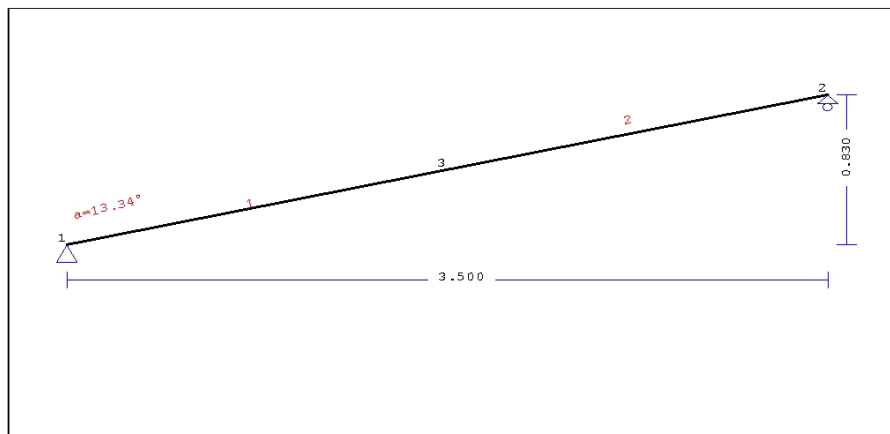
Ο έλεγχος ικανοποιείται

Εφελκυστική τάση αμελητέα, ο έλεγχος κάμψης με αξονικό εφελκυσμό παραλείπεται

(EC5 §6.2.3)

1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : ΣΤΕΓΗ ΜΟΝΟΚΛΙΝΗ ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ

Στέγη μονόριχτη δοκός



1.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία

1.1.1. Τρόπος Κατασκευής

Εύλινη στέγη, από δοκούς ξυλεία C24. Τύπος στέγης όπως το ανωτέρω σχέδιο.
 Άνοιγμα 10.00 m, ύψος 2.36 m, κλίση στέγης 13.34°, απόσταση δοκών 4.200m
 Τεγίδες από ξυλεία C24, διαστάσεων 80x180 mm, σε απόσταση 0.740 m

1.1.2. Κανονισμοί

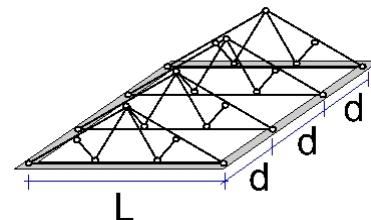
EN1990-1-1:2002, Ευρωκώδικας 0 Μέρος 1-1, Δράσεις
 EN1991-1-1:2002, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-1, Φορτία κατασκευής
 EN1991-1-3:2003, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-3, Φορτία χιονιού
 EN1991-1-4:2005, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-4, Φορτία ανέμου
 EN1995-1-1:2009, Ευρωκώδικας 5 Μέρος 1-1, Ξύλινες κατασκευές

1.1.3. Μέθοδος υπολογισμού

Εξετάζονται όλοι οι συνδυασμοί επικίνδυνων φορτίσεων, σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικας 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι των ράβδων στις δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης (φέρουσα ικανότητα), σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §6. Γίνονται επίσης οι έλεγχοι των συνδέσεων σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §8. Ελέγχονται επίσης τα βέλη σε κατάσταση λειτουργικότητας, σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §7.

1.1.4. Ιδιότητες υλικών (δοκών, τεγίδων) (EC5 EN1995-1-1:2009, §3)

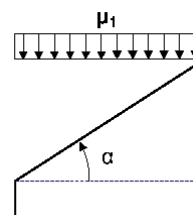
Ποιότητα ξυλείας: C24

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 2, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 20\%$ (EC5 §2.3.1.3)Συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 1.30$ (EC5 Πιν. 2.3)**Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας** $f_{mk} = 24.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 14.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 21.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 5.3 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 2.5 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 11000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 7400 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 370 \text{ MPa}$ $G_m = 690 \text{ MPa}$, $\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$ **1.1.5. Κατανεμημένα φορτία στέγης**Επικάλυψη στέγης $G_e = 0.800 \text{ kN/m}^2$ (Κεραμίδια κεραμικά)Τεγίδες, σανίδωμα, μόνωση $G_t = 0.100 \text{ kN/m}^2$ $G_e + G_t = 0.900 \text{ kN/m}^2$ Οροφή κάτω επιφάνειας στέγης $G_c = 0.200 \text{ kN/m}^2$ Φορτίο χιονιού επί του εδάφους $S_k = 0.897 \text{ kN/m}^2$ Πίεση ανέμου σε κάθετη επιφάνεια $Q_w = 1.458 \text{ kN/m}^2$ Επιβεβλημένο φορτίο (κατηγορία H) $Q_i = 0.500 \text{ kN/m}^2$ **1.2. Φορτίο χιονιού** (EC1 EN1991-1-3:2003, §5)Φορτίο χιονιού επί του εδάφους S_k (EC1 EN1991-1-3:2003, appendix C)

Κλιματική περιοχή : Ελλάδα, ζώνη χιονιού : 2, υψόμετρο = 300 m

 $S_k = 0.420 \times (2) - 0.030 \times [1 + (300/917)^2] = 0.897 \text{ kN/m}^2$ Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί εδάφους: $s_k = 0.897 \text{ kN/m}^2$

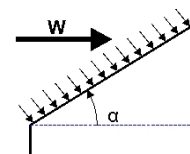
Φορτίο χιονιού σε στέγη (EC1 EN1991-1-3:2003, §5)

Γωνία κλίσης στέγης : $\alpha = 13.341^\circ$ Συντελεστής έκθεσης : $C_e = 1.000$ (EC1-1-3 §5.2(7))Συντελεστής θερμότητας : $C_t = 1.000$ (EC1-1-3 §5.2(8))Συντελεστής μορφής, $\alpha = 13.34^\circ$, $\mu_1 = 0.800$ (Πιν. 5.2)

Φορτίου χιονιού (EC1 EN1991-1-3:2003, §5.2(5.1), §5.3.2)

 $S_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.000 \times 1.000 \times 0.897 = 0.718 \text{ kN/m}^2$ **1.3. Φορτίο ανέμου** (EC1 EN1991-1-4:2005 §5)Πίεση ανέμου $Q(z) = Q_{ref} \cdot C_e(z)$, $Q_{ref} = V_{ref}^2 / 1.6$ (EC1 EN1991-1-4:2005 §4.5)Εξωτερική πίεση ανέμου $w_e = Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$, $Q_{ref} \cdot C_e(z) = 1.458 \text{ kN/m}^2$ Πίεση ανέμου σε στέγη $w_e = Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$ (EC1 EN1991-1-4:2005, §5.2)

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης (EC1 EN1991-1-4:2005 Πιν. 7.4)

Για κλίση στέγης $\alpha = 13.34^\circ$, $C_{pe} = -0.35$ Πίεση ανέμου $w_e = -0.510 \text{ kN/m}^2$ 

1.4. Υπολογισμός τεγίδων

Στατικό σύστημα τεγίδων

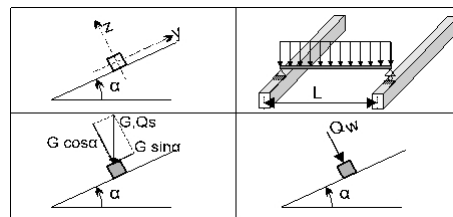
Οι τεγίδες υπολογίζονται σαν αμφιέρειστες δοκοί με άνοιγμα $L=4.200$ m την απόσταση των δοκών. Φορτίζονται με το φορτίο λωρίδας στέγης πλάτους $L_1=0.740$ m (απόσταση τεγίδων). Ο άξονας της τεγίδας έχει κλίση $\alpha=13.34^\circ$ με την κατακόρυφο. Τα κατακόρυφα φορτία (βάρος, χιόνι, φορτίο εργάτη) αναλύονται σε δύο συντεταγμένες κατά $z-z$ $P \cdot \cos \alpha$, και κατά $y-y$ $P \cdot \sin \alpha$, το φορτίο ανέμου δρα κατά την διεύθυνση $z-z$.

Διαστάσεις τεγίδων

Ευλεία τεγίδων: C24, Κλάση 2, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 20\%$, διατομή τεγίδων $B \times H$: 80×180 mm
Απόσταση τεγίδων $L_1=0.740$ m, κλίση στέγης $\alpha=13.34^\circ$, απόσταση δοκών $L=4.200$ m.

Φορτία τεγίδων ανά m^2 στέγης

Επικάλυψη $G_e = 0.800$ kN/m²
Σανίδωμα+ιδ. βάρος $G_l = 0.100$ kN/m²
Φορτίο χιονιού $Q_s = 0.718$ kN/m²
Φορτίο ανέμου $Q_w = -0.510$ kN/m²
Φορτίο εργάτη $Q_p = 1.000$ kN



Φορτία τεγίδων κατά $z-z$ και $y-y$ ανά m τεγίδας

Επικάλυψη+ιδ. βάρος $G_k = 0.666$ kN/m, $G_{kz} = 0.648$ kN/m, $G_{kez} = 0.154$ kN/m
Φορτίο χιονιού $Q_{ks} = 0.531$ kN/m, $Q_{ksz} = 0.517$ kN/m, $Q_{ksy} = 0.123$ kN/m
Φορτίο ανέμου $Q_{kw} = -0.377$ kN/m, $Q_{kwz} = -0.377$ kN/m, $Q_{kwy} = 0.000$ kN/m
Φορτίο εργάτη $Q_{kp} = 1.000$ kN, $Q_{kpz} = 0.973$ kN, $Q_{kpy} = 0.231$ kN

Εντατικά μεγέθη τεγίδων (άνοιγμα $L=4.200$ m, $B \times H$: 80×180 mm)

Φόρτιση	δράση	γγ	γq	ψo	Qz [kN]	Qy [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.666$ [kN/m]	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00	1.361	0.323	1.429	0.339
(Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.531$ [kN/m]	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70	1.085	0.257	1.139	0.270
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = -0.377$ [kN/m]	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60	-0.792	0.000	-0.832	0.000
(Qk3) Εργάτης $Q_{kp} = 1.000$ [kN]	Στιγμιαία	0.00	1.00	0.00	0.487	0.115	1.022	0.242

1.4.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Έλεγχος βέλους κάμψης (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	δράση	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.648$ [kN/m]	6.139	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.517$ [kN/m]	4.895	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = -0.377$ [kN/m]	-3.575	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 G_k	6.139	11.051
2 $G_k + Q_{k1}$	11.034	16.729
3 $G_k + Q_{k2}$	6.139	11.051
4 $G_k + Q_{k1} + \psi_o \cdot Q_{k2}$	11.034	16.729
5 $G_k + Q_{k2} + \psi_o \cdot Q_{k1}$	9.566	15.260

$w_{fin}, g = w_{inst}, g(1+k_{def})$, $w_{fin}, q = w_{inst}, q(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών

$w_{inst} = 11.034$ mm, $w_{fin} = 16.729$ mm

Ελεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2Ελεγχος τελικού βέλους κάμψης

$$w_{inst} = 11.034 \text{ mm} < L/300 = 4200/300 = 14.000 \text{ mm}$$

$$w_{net,fin} = 16.729 \text{ mm} < L/250 = 4200/250 = 16.800 \text{ mm}$$

$$w_{fin} = 16.729 \text{ mm} < L/200 = 4200/200 = 21.000 \text{ mm}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.4.2. Ελεγχος τεγίδων, Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Qz/Kmod	Qy/Kmod	My/Kmod	Mz/Kmod
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	3.062	0.726	3.215	0.762
2	γγ.Gk + γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	4.331	1.027	4.547	1.078
3	γγ.Gk + γγ.Qk2	Στιγμιαία	1.10	1.670	0.396	1.754	0.416
4	γγ.Gk + γγ.Qk3	Στιγμιαία	1.10	2.112	0.501	2.682	0.636
5	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	3.150	0.747	3.307	0.784
6	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	2.706	0.642	2.841	0.674
	Μέγιστες τιμές			4.331	1.027	4.547	1.078

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 2**Ελεγχος διάτμησης, Fv=3.465 kN** (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x80=54 mm, h=180 mm, A= 9 720 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

$$f_{vk}=2.50 \text{ N/mm}^2, f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk}/\gamma_M=0.80 \times 2.50/1.30=1.54 \text{ N/mm}^2 \text{ (EC5 Εξ.2.14)}$$

$$F_v=3.465 \text{ kN}, v_{0d}=1.50 F_v / (0d / A_{netto}) = 1000 \times 1.50 \times 3.465 / 9720 = 0.53 \text{ N/mm}^2 < 1.54 \text{ N/mm}^2 = f_{v0d} \text{ (Εξ.6.13)}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 2**Ελεγχος διάτμησης, Fv=0.822 kN** (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x180=121 mm, h=80 mm, A= 9 680 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

$$f_{vk}=2.50 \text{ N/mm}^2, f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk}/\gamma_M=0.80 \times 2.50/1.30=1.54 \text{ N/mm}^2 \text{ (EC5 Εξ.2.14)}$$

$$F_v=0.822 \text{ kN}, v_{0d}=1.50 F_v / (0d / A_{netto}) = 1000 \times 1.50 \times 0.822 / 9680 = 0.13 \text{ N/mm}^2 < 1.54 \text{ N/mm}^2 = f_{v0d} \text{ (Εξ.6.13)}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 2**Ελεγχος κάμψης, Myd=3.638 kNm, Mzd=0.863 kNm** (EC5 §6.1.6)

Ορθογωνική διατομή, b=80mm, h=180mm, A=1.440E+004mm², Wy=4.320E+005mm³, Wz=1.920E+005mm³

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

$$f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2, f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80 \times 24.00/1.30=14.77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2, f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80 \times 24.00/1.30=14.77 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 3.638 / 4.320E+005 = 8.42 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.863 / 1.920E+005 = 4.49 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{myd}/f_{md} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{md} = 0.570 + 0.213 = 0.78 < 1 \text{ (EC5 Εξ.6.11)}$$

$$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{md} + \sigma_{mzd}/f_{md} = 0.399 + 0.304 = 0.70 < 1 \text{ (EC5 Εξ.6.12)}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 2**Ελεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, Myd=3.638 kNm, Mzd=0.863 kNm** (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, b=80mm, h=180mm, A=1.440E+004mm², Wy=4.320E+005mm³, Wz=1.920E+005mm³

Τροπ. συντ. Kmod=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)

$$f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2, f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.80 \times 21.00/1.30=12.92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2, f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80 \times 24.00/1.30=14.77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2, f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80 \times 24.00/1.30=14.77 \text{ N/mm}^2$$

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 3.638/4.320E+005=8.42 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.863/1.920E+005=4.49 \text{ N/mm}^2$

Μήκη λυγισμού S_k

$S_{ky}=1.00 \times 4.20=4.20 \text{ m}=4200 \text{ mm}$
 $S_{kz}=1.00 \times 4.20=4.20 \text{ m}=4200 \text{ mm}$

Λυγηρότητες

$i_y=\sqrt{(I_y/A)}=0.289 \times 180=52 \text{ mm}$, $\lambda_y=4200/52=80.77$
 $i_z=\sqrt{(I_z/A)}=0.289 \times 80=23 \text{ mm}$, $\lambda_z=4200/23=182.61$

$\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}/(h \cdot L_{ef})=0.78 \times 80^2 \times 7400/(180 \times 3780)=54.29 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)
 $\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}/(h \cdot L_{ef})=0.78 \times 180^2 \times 7400/(80 \times 3780)=618.43 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{m,crity}=54.29 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my}=\sqrt{(f_{myk}/\sigma_{m,crity})}=0.66$ (EC5 Εξ.6.30)
 $\sigma_{m,critz}=618.43 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz}=\sqrt{(f_{mzk}/\sigma_{m,critz})}=0.20$ (EC5 Εξ.6.30)

$\lambda_{rel,my}=0.66$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity}=1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

$\lambda_{rel,mz}=0.20$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz}=1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

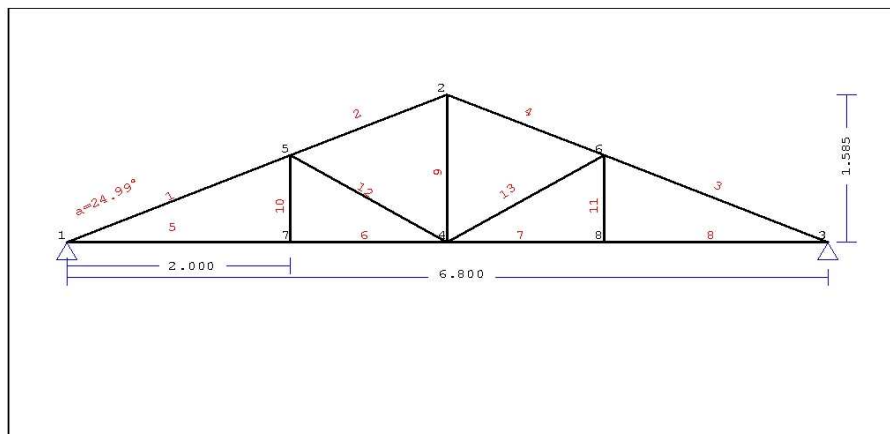
$\sigma_{myd}/(K_{crity} \cdot f_{myd})+K_m \cdot \sigma_{mzd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd})=0.570+0.213=0.78 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/(K_{crity} \cdot f_{myd})+\sigma_{mzd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd})=0.399+0.304=0.70 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : ΣΤΕΓΗ ΔΙΚΛΙΝΗ

Στέγη δίριχτη τύπου N



1.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία

1.1.1. Τρόπος Κατασκευής

Εύλινη στέγη, από ζευκιά ξυλεία C24. Τύπος ζευκτού όπως το ανωτέρω σχέδιο.
 Άνοιγμα ζευκτών 6.800 m, ύψος 1.585 m, κλίση στέγης 24.99°, απόσταση ζευκτών 0.900m
 Τεγίδες από ξυλεία C24, διαστάσεων 50x50 mm, σε απόσταση 0.350 m
 Διατομές ράβδων ζευκτού BxH [mm]
 Ράβδοι 1, 2, 3, 4, διατομή 80x150 [mm]
 Ράβδοι 5, 6, 7, 8, διατομή 80x150 [mm]
 Ράβδοι 9, διατομή 80x150 [mm]
 Ράβδοι 10,11, διατομή 80x150 [mm]
 Ράβδοι 12,13, διατομή 80x150 [mm]
 Όγκος ζευκτού =0.253 m³, βάρος ζευκτού =0.870 kN

1.1.2. Κανονισμοί

EN1990-1-1:2002, Ευρωκώδικας 0 Μέρος 1-1, Δράσεις
 EN1991-1-1:2002, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-1, Φορτία κατασκευής
 EN1991-1-3:2003, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-3, Φορτία χιονιού
 EN1991-1-4:2005, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-4, Φορτία ανέμου
 EN1995-1-1:2009, Ευρωκώδικας 5 Μέρος 1-1, Ξύλινες κατασκευές

1.1.3. Μέθοδος υπολογισμού

Οι εσωτερικές δυνάμεις του ζευκτού της στέγης υπολογίζονται με ανάλυση του ραβδόμορφου φορέα, με πεπερασμένα στοιχεία, με άκαμπτες ή ελαστικές συνδέσεις. Για να υπολογιστούν οι διάφορες φορτίσεις, πρώτα υπολογίζονται οι εντατικές καταστάσεις, για μοναδιαίες φορτίσεις, και εν συνεχεία με συνδυασμό αυτών προκύπτουν οι εντατικές καταστάσεις στις διάφορες φορτίσεις. Εξετάζονται όλοι οι συνδυασμοί επικίνδυνων φορτίσεων, σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικας 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι των ράβδων στις δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης (φέρουσα ικανότητα), σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §6. Γίνονται επίσης οι έλεγχοι των συνδέσεων σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §8. Ελέγχονται επίσης τα βέλη σε κατάσταση λειτουργικότητας, σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009, §7.

1.1.4. Ιδιότητες υλικών (ζευκτών, τειγδών) (EC5 EN1995-1-1:2009, §3)

Ποιότητα ξυλείας: C24

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 2, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 20\%$ (EC5 §2.3.1.3)

Συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=1.30$ (EC5 Πιν. 2.3)

Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας

$f_{mk} = 24.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 14.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$

$f_{c0k} = 21.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 5.3 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 2.5 \text{ MPa}$

$E_{0m} = 11000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 7400 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 370 \text{ MPa}$

$G_m = 690 \text{ MPa}$, $\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$

1.1.5. Κατανεμημένα φορτία στέγης

Επικάλυψη στέγης

$G_e = 0.800 \text{ kN/m}^2$ (Κεραμίδια κεραμικά)

Τεγίδες, σανίδωμα, μόνωση

$G_t = 0.100 \text{ kN/m}^2$ $G_e + G_t = 0.900 \text{ kN/m}^2$

Οροφή κάτω επιφάνειας στέγης

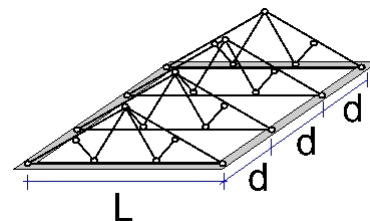
$G_c = 0.200 \text{ kN/m}^2$

Φορτίο χιονιού επί του εδάφους

$S_k = 0.897 \text{ kN/m}^2$

Πίεση ανέμου σε κάθετη επιφάνεια $Q_w = 1.458 \text{ kN/m}^2$

Επιβεβλημένο φορτίο (κατηγορία H) $Q_i = 0.500 \text{ kN/m}^2$



1.2. Φορτίου χιονιού (EC1 EN1991-1-3:2003, §5)

Φορτίο χιονιού επί του εδάφους S_k (EC1 EN1991-1-3:2003, appendix C)

Κλιματική περιοχή : Ελλάδα, ζώνη χιονιού : 2, υψόμετρο = 300 m

$S_k = 0.420 \times (2) - 0.030 \times [1 + (300/917)^2] = 0.897 \text{ kN/m}^2$

Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί εδάφους: $s_k = 0.897 \text{ kN/m}^2$

Φορτίο χιονιού σε στέγη (EC1 EN1991-1-3:2003, §5)

Γωνία κλίσης στέγης : $\alpha = 24.994^\circ$

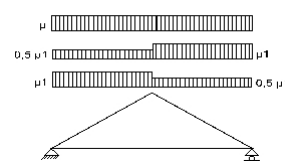
Συντελεστής έκθεσης : $C_e = 1.000$ (EC1-1-3 §5.2(7))

Συντελεστής θερμότητας : $C_t = 1.000$ (EC1-1-3 §5.2(8))

Συντελεστής μορφής, $\alpha_1 = \alpha_2 = 24.99^\circ$, $\mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0.800$ (Πιν. 5.2)

$S(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.897 = 0.718 \text{ kN/m}^2$ (§5.2)

$S(\alpha_2) = \mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.897 = 0.718 \text{ kN/m}^2$



Φορτίου χιονιού (EC1 EN1991-1-3:2003, §5.2(5.1), §5.3.3)

Περιπτώσεις φόρτισης (I), $S(\text{Αριστ}) = S(\alpha_1) = 0.718 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά}) = S(\alpha_2) = 0.718 \text{ kN/m}^2$

Περιπτώσεις φόρτισης (II), $S(\text{Αριστ}) = 0.5 \times S(\alpha_1) = 0.359 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά}) = S(\alpha_2) = 0.718 \text{ kN/m}^2$

Περιπτώσεις φόρτισης (III), $S(\text{Αριστ}) = S(\alpha_1) = 0.718 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά}) = 0.5 \times S(\alpha_2) = 0.359 \text{ kN/m}^2$

1.3. Φορτίο ανέμου (EC1 EN1991-1-4:2005 §5)

Πίεση ανέμου $Q(z) = Q_{ref} \cdot C_e(z)$, $Q_{ref} = V_{ref}^2 / 1.6$ (EC1 EN1991-1-4:2005 §4.5)

Εξωτερική πίεση ανέμου $w_e = Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$, $Q_{ref} \cdot C_e(z) = 1.458 \text{ kN/m}^2$

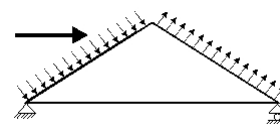
Πίεση ανέμου σε στέγη $w_e = q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$ (EC1 EN1991-1-4:2005, §5.2)

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης (EC1 EN1991-1-4:2005 Πιν. 7.3)

Για κλίση στέγης $\alpha = 24.99^\circ$, $C_{pe}(+) = 0.43$, $C_{pe}(-) = -0.53$

Πίεση ανέμου $w_e(\text{Αριστ}) = 0.632 \text{ kN/m}^2$

Πίεση ανέμου $w_e(\text{Δεξιά}) = -0.778 \text{ kN/m}^2$



1.4. Υπολογισμός τεγίδων

Στατικό σύστημα τεγίδων

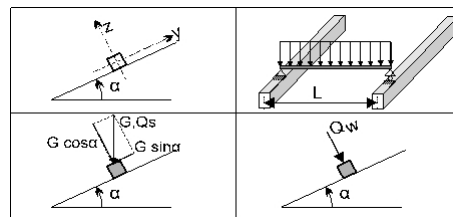
Οι τεγίδες υπολογίζονται σαν αμφιέρειστες δοκοί με άνοιγμα $L=0.900$ m την απόσταση των ζευκτών. Φορτίζονται με το φορτίο λωρίδας στέγης πλάτους $L_1=0.350$ m (απόσταση τεγίδων). Ο άξονας της τεγίδας έχει κλίση $\alpha=24.99^\circ$ με την κατακόρυφο. Τα κατακόρυφα φορτία (βάρος, χιόνι, φορτίο εργάτη) αναλύονται σε δύο συντεταγμένες κατά $z-z$ $P \cdot \cos \alpha$, και κατά $y-y$ $P \cdot \sin \alpha$, το φορτίο ανέμου δρα κατά την διεύθυνση $z-z$.

Διαστάσεις τεγίδων

Ευλεία τεγίδων: C24, Κλάση 2, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 20\%$, διατομή τεγίδων $B \times H$: 50x50 mm
Απόσταση τεγίδων $L_1=0.350$ m, κλίση στέγης $\alpha=24.99^\circ$, απόσταση ζευκτών $L=0.900$ m.

Φορτία τεγίδων ανά m^2 στέγης

Επικάλυψη $G_e = 0.800$ kN/m²
Σανίδωμα+ιδ. βάρος $G_l = 0.100$ kN/m²
Φορτίο χιονιού $Q_s = 0.718$ kN/m²
Φορτίο ανέμου $Q_w = 0.632$ kN/m²
Φορτίο εργάτη $Q_p = 1.000$ kN



Φορτία τεγίδων κατά $z-z$ και $y-y$ ανά m τεγίδας

Επικάλυψη+ιδ. βάρος $G_k = 0.315$ kN/m, $G_{kz} = 0.286$ kN/m, $G_{kez} = 0.133$ kN/m
Φορτίο χιονιού $Q_{ks} = 0.251$ kN/m, $Q_{ksz} = 0.228$ kN/m, $Q_{ksy} = 0.106$ kN/m
Φορτίο ανέμου $Q_{kw} = 0.221$ kN/m, $Q_{kwz} = 0.221$ kN/m, $Q_{kwy} = 0.000$ kN/m
Φορτίο εργάτη $Q_{kp} = 1.000$ kN, $Q_{kpz} = 0.906$ kN, $Q_{kpy} = 0.423$ kN

Εντατικά μεγέθη τεγίδων (άνοιγμα $L=0.900$ m, $B \times H$: 50x50 mm)

Φόρτιση	δράση	γγ	γq	ψο	Qz [kN]	Qy [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.315$ [kN/m]	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00	0.128	0.060	0.029	0.013
(Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.251$ [kN/m]	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70	0.102	0.048	0.023	0.011
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = 0.221$ [kN/m]	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60	0.099	0.000	0.022	0.000
(Qk3) Εργάτης $Q_{kp} = 1.000$ [kN]	Στιγμιαία	0.00	1.00	0.00	0.453	0.211	0.204	0.095

1.4.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Έλεγχος βέλους κάμψης (EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	δράση	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.286$ [kN/m]	0.177	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.228$ [kN/m]	0.141	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = 0.221$ [kN/m]	0.137	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 G_k	0.177	0.318
2 $G_k + Q_{k1}$	0.318	0.482
3 $G_k + Q_{k2}$	0.314	0.455
4 $G_k + Q_{k1} + \psi_0 \cdot Q_{k2}$	0.400	0.564
5 $G_k + Q_{k2} + \psi_0 \cdot Q_{k1}$	0.412	0.576

$w_{fin}, g = w_{inst}, g(1+k_{def})$, $w_{fin}, q = w_{inst}, q(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών

$w_{inst} = 0.412$ mm, $w_{fin} = 0.576$ mm

Ελεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2Ελεγχος τελικού βέλους κάμψης

$w_{inst} = 0.412 \text{ mm} < L/300 = 900/300 = 3.000 \text{ mm}$
 $w_{net,fin} = 0.576 \text{ mm} < L/250 = 900/250 = 3.600 \text{ mm}$
 $w_{fin} = 0.576 \text{ mm} < L/200 = 900/200 = 4.500 \text{ mm}$
 Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.4.2. Ελεγχος τεγίδων, Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Qz/Kmod	Qy/Kmod	My/Kmod	Mz/Kmod
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.289	0.135	0.065	0.030
2	γγ.Gk + γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.409	0.191	0.092	0.043
3	γγ.Gk + γγ.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.293	0.074	0.066	0.017
4	γγ.Gk + γγ.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.570	0.266	0.221	0.103
5	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.379	0.139	0.085	0.031
6	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.391	0.119	0.088	0.027
	Μέγιστες τιμές			0.570	0.266	0.221	0.103

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Ελεγχος διάτμησης, Fv=0.627 kN** (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x50=34 mm, h=50 mm, A= 1 700 mm²
 Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)
 $f_{vk}=2.50 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=Kmod \cdot f_{vk}/\gamma M=1.10 \times 2.50/1.30=2.12 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.14)
 $F_v=0.627 \text{ kN}$, $t_{v0d}=1.50 F_{v0d}/A_{netto}=1000 \times 1.50 \times 0.627/1700=0.55 \text{ N/mm}^2 < 2.12 \text{ N/mm}^2 = f_{v0d}$ (Εξ.6.13)
 Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Ελεγχος διάτμησης, Fv=0.292 kN** (EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, bef=0.67x50=34 mm, h=50 mm, A= 1 700 mm²
 Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)
 $f_{vk}=2.50 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=Kmod \cdot f_{vk}/\gamma M=1.10 \times 2.50/1.30=2.12 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.14)
 $F_v=0.292 \text{ kN}$, $t_{v0d}=1.50 F_{v0d}/A_{netto}=1000 \times 1.50 \times 0.292/1700=0.26 \text{ N/mm}^2 < 2.12 \text{ N/mm}^2 = f_{v0d}$ (Εξ.6.13)
 Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Ελεγχος κάμψης, Myd=0.243 kNm, Mzd=0.113 kNm** (EC5 §6.1.6)

Ορθογωνική διατομή, b=50mm, h=50mm, A=2.500E+003mm², Wy=2.083E+004mm³, Wz=2.083E+004mm³
 Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)
 $f_{myk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=Kmod \cdot f_{myk}/\gamma M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=Kmod \cdot f_{mzk}/\gamma M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31 \text{ N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή άρα Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=Myd/W_{my,netto}=1E+06 \times 0.243/2.083E+004=11.66 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=Mzd/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.113/2.083E+004=5.44 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.574 + 0.187 = 0.76 < 1$ (EC5 Εξ.6.11)
 $K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.402 + 0.268 = 0.67 < 1$ (EC5 Εξ.6.12)
 Ο έλεγχος ικανοποιείται

Τεγίδα, συνδυασμός φόρτισης No 4**Ελεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, Myd=0.243 kNm, Mzd=0.113 kNm** (EC5 §6.3.3)

Ορθογωνική διατομή, b=50mm, h=50mm, A=2.500E+003mm², Wy=2.083E+004mm³, Wz=2.083E+004mm³
 Τροπ. συντ. Kmod=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (Πιν. 2.3)
 $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=Kmod \cdot f_{c0k}/\gamma M=1.10 \times 21.00/1.30=17.77 \text{ N/mm}^2$
 $f_{myk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=Kmod \cdot f_{myk}/\gamma M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=Kmod \cdot f_{mzk}/\gamma M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31 \text{ N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 0.243 / 2.083E+004 = 11.66 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.113 / 2.083E+004 = 5.44 \text{ N/mm}^2$

Μήκη λυγισμού S_k

$S_{ky}=1.00 \times 0.90 = 0.90 \text{ m} = 900 \text{ mm}$
 $S_{kz}=1.00 \times 0.90 = 0.90 \text{ m} = 900 \text{ mm}$

Λυγηρότητες

$i_y = \sqrt{(I_y/A)} = 0.289 \times 50 = 14 \text{ mm}, \lambda_y = 900 / 14 = 64.29$
 $i_z = \sqrt{(I_z/A)} = 0.289 \times 50 = 14 \text{ mm}, \lambda_z = 900 / 14 = 64.29$

$\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 50^2 \times 7400 / (50 \times 900) = 320.67 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)
 $\sigma_{m,crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 50^2 \times 7400 / (50 \times 900) = 320.67 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{m,crity} = 320.67 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,my} = \sqrt{(f_{myk}/\sigma_{m,crity})} = 0.27$ (EC5 Εξ.6.30)
 $\sigma_{m,critz} = 320.67 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,mz} = \sqrt{(f_{mzk}/\sigma_{m,critz})} = 0.27$ (EC5 Εξ.6.30)

$\lambda_{rel,my} = 0.27, (\lambda_{rel} \leq 0.75), K_{crity} = 1.00$ (EC5 Εξ.6.34)
 $\lambda_{rel,mz} = 0.27, (\lambda_{rel} \leq 0.75), K_{critz} = 1.00$ (EC5 Εξ.6.34)

$\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.574 + 0.187 = 0.76 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)
 $K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.402 + 0.268 = 0.67 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)
 Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.5. Υπολογισμός ζευκτού**Γεωμετρικά δεδομένα ζευκτού**

Μήκος $L=6.800$ m, ύψος $H=1.585$ m, απόσταση ζευκτών $d=0.900$ m
 Κλίση $=46.62\%$, γωνία $\alpha=24.99^\circ$, $\tan\alpha=0.466$, $\sin\alpha=0.423$, $\cos\alpha=0.906$
 Αριθμός κόμβων $= 8$, αριθμός ράβδων $=13$, στηρίξεις 2

Συντεταγμένες κόμβων**Ιδιότητες ράβδων ζευκτού**

Κόμβος	x[m]	y[m]	Στ.	Ράβδος	K1	K2	b×h[mm]	L[m]	A[mm ²]	I _y [mm ⁴]	W _y [mm ³]
1	0.000	0.000	11	1	1	5	80×150	2.207	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
2	3.400	1.585		2	5	2	80×150	1.545	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
3	6.800	0.000	11	3	6	3	80×150	2.207	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
4	3.400	0.000		4	2	6	80×150	1.545	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
5	2.000	0.932		5	1	7	80×150	2.000	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
6	4.800	0.932		6	7	4	80×150	1.400	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
7	2.000	0.000		7	4	8	80×150	1.400	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
8	4.800	0.000		8	8	3	80×150	2.000	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
				9	4	2	80×150	1.585	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
				10	7	5	80×150	0.932	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
				11	8	6	80×150	0.932	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
				12	5	4	80×150	1.682	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005
				13	4	6	80×150	1.682	1.200E+004	2.250E+007	3.000E+005

Φορτία ανά ζευκτό

Πυκνότητα ξύλου $=350.00$ kg/m³, Ίδιο βάρος ζευκτού $=0.870$ kN
 Απόσταση ζευκτών $d=0.90$ m, Βάρος συνδέσμων ζευκτού $=0.087$ kN

Μόνιμες δράσεις ανά m ζευκτού

Επικάλυψη+ίδιο βάρος ζευκτού $G_{k1}= 0.951$ kN/m
 Οροφή κάτω επιφάνειας στέγης $G_{k2}= 0.180$ kN/m

Μεταβλητές δράσεις μέσης διάρκειας ανά m ζευκτού

Χιόνι (Αριστ) $Q_{k1l}= 0.646$ kN/m (Δεξιά) $Q_{k1r}= 0.646$ kN/m
 Χιόνι (Αριστ) $Q_{k2l}= 0.323$ kN/m (Δεξιά) $Q_{k2r}= 0.646$ kN/m
 Χιόνι (Αριστ) $Q_{k3l}= 0.646$ kN/m (Δεξιά) $Q_{k3r}= 0.323$ kN/m

Μεταβλητές δράσεις μικρής διάρκειας ανά m ζευκτού

Επιβεβλημένο $Q_{ki}= 0.50 \times 0.900 = 0.450$ kN/m

Μεταβλητά φορτία στιγμιαίας διάρκειας ανά m ζευκτού

Άνεμος (Αριστ) $Q_{k4l}= 0.568$ kN/m (Δεξιά) $Q_{k4r}= -0.700$ kN/m
 Άνεμος (Αριστ) $Q_{k5l}= -0.700$ kN/m (Δεξιά) $Q_{k5r}= 0.568$ kN/m

Συνδυασμοί φορτίσεων για εντατικές τιμές σχεδιασμού

(γγ=1.35, γq=1.50, ψο(κινητά Qf)=0.70, ψο(χιόνι Q1,Q2,Q3)=0.70, ψο(άνεμος Q4,Q5)=0.60)

Σ.Φ.	Δράσεις Μόνιμες-Μεταβλητές	Κλάση διάρκειας
1	γγ.Gk	Μόνιμη
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία

1.6. Στατική επίλυση ζευκτού

Επίλυση για συνδέσεις με μειωμένη ακαμψία (συντελεστής 0.10)

Το ζευκτό υπολογίζεται σαν πλαισιωτή κατασκευή (EN1995-1-1 §5.4.1)

με μειωμένη ακαμψία συνδέσεων ανάλογα με τον ανωτέρω συντελεστή

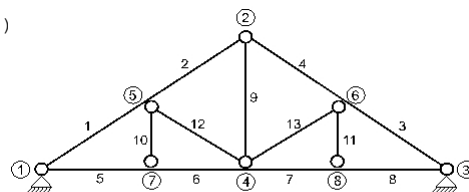
Οι αμείβοντες και το πέλμα θεωρούνται συνεχείς ράβδοι

Το ζευκτό επιλύεται για διάφορες μοναδιαίες φορτίσεις

και από αυτές υπολογίζονται εντατικές καταστάσεις

στις διάφορες φορτίσεις, και συνδυασμούς δράσεων.

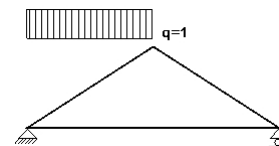
Αριθμός κόμβων = 8, αριθμός ράβδων =13, στηρίξεις 2



1.6.1. Στατική επίλυση για μοναδιαίες φορτίσεις

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m αριστερά αμείβων προς τα κάτω)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	-4.53	0.70	0.01	-3.69	-1.11	-0.44
2	5	2	-2.44	0.92	-0.44	-1.85	-0.35	0.00
3	6	3	-2.00	0.00	0.01	-2.00	0.00	0.00
4	2	6	-2.01	0.01	0.00	-2.01	0.01	0.01
5	1	7	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	-0.01
6	7	4	1.00	0.01	-0.01	1.00	0.01	0.01
7	4	8	-1.00	0.00	0.01	-1.00	0.00	0.00
8	8	3	-1.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00
9	4	2	1.31	0.00	0.00	1.31	0.00	0.00
10	7	5	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
11	8	6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	5	4	-2.39	0.00	0.00	-2.39	0.00	0.00
13	4	6	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00



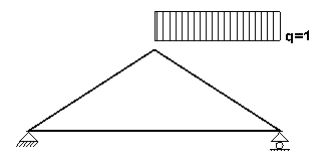
Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m αριστερά αμείβων προς τα κάτω)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	3.81	2.55	0.01	-3.81	-0.55	0.44
2	5	2	1.82	1.86	-0.44	-1.82	-0.46	0.00
3	6	3	1.82	-0.85	0.01	-1.82	0.85	0.00
4	2	6	1.82	-0.84	0.00	-1.82	0.84	-0.01
5	1	7	-1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.01
6	7	4	-1.00	0.01	-0.01	1.00	-0.01	-0.01
7	4	8	1.00	0.00	0.01	-1.00	0.00	0.00
8	8	3	1.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00
9	4	2	0.00	-1.31	0.00	0.00	1.31	0.00
10	7	5	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
11	8	6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	5	4	1.99	-1.32	0.00	-1.99	1.32	0.00
13	4	6	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.01	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμείβων προς τα κάτω)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	-2.00	0.00	0.00	-2.00	0.00	0.01
2	5	2	-2.01	-0.01	0.01	-2.01	-0.01	0.00
3	6	3	-3.69	1.11	-0.44	-4.53	-0.70	0.01
4	2	6	-1.85	0.35	0.00	-2.44	-0.92	-0.44
5	1	7	-1.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00
6	7	4	-1.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.01
7	4	8	1.00	-0.01	0.01	1.00	-0.01	-0.01
8	8	3	1.00	0.00	-0.01	1.00	0.00	0.00
9	4	2	1.31	0.00	0.00	1.31	0.00	0.00
10	7	5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	8	6	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
12	5	4	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
13	4	6	-2.39	0.00	0.00	-2.39	0.00	0.00

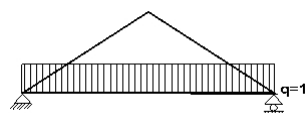
**Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμείβων προς τα κάτω)**

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	1.82	0.85	0.00	-1.82	-0.85	-0.01
2	5	2	1.82	0.84	0.01	-1.82	-0.84	0.00
3	6	3	3.81	-0.55	-0.44	-3.81	2.55	-0.01
4	2	6	1.82	-0.46	0.00	-1.82	1.86	0.44
5	1	7	1.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00
6	7	4	1.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	-0.01
7	4	8	-1.00	-0.01	0.01	1.00	0.01	0.01
8	8	3	-1.00	0.00	-0.01	1.00	0.00	0.00
9	4	2	0.00	-1.31	0.00	0.00	1.31	0.00
10	7	5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	8	6	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
12	5	4	-0.01	0.01	0.00	0.01	-0.01	0.00
13	4	6	1.99	1.32	0.00	-1.99	-1.32	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m κάτω πέλμα προς τα κάτω)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	-6.18	0.00	0.00	-6.18	0.00	0.00
2	5	2	-4.06	0.00	0.00	-4.06	0.00	0.00
3	6	3	-6.18	0.00	0.00	-6.18	0.00	0.00
4	2	6	-4.06	0.00	0.00	-4.06	0.00	0.00
5	1	7	0.00	0.79	0.01	0.00	-1.21	-0.41
6	7	4	0.00	0.97	-0.41	0.00	-0.43	-0.03
7	4	8	0.00	0.43	-0.03	0.00	-0.97	-0.41
8	8	3	0.00	1.21	-0.41	0.00	-0.79	0.01
9	4	2	3.43	0.00	0.00	3.43	0.00	0.00
10	7	5	2.18	0.00	0.00	2.18	0.00	0.00
11	8	6	2.18	0.00	0.00	2.18	0.00	0.00
12	5	4	-2.32	0.00	0.00	-2.32	0.00	0.00
13	4	6	-2.32	0.00	0.00	-2.32	0.00	0.00



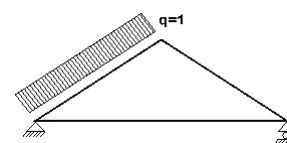
Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m κάτω πέλμα προς τα κάτω)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	5.61	2.61	0.00	-5.61	-2.61	0.00
2	5	2	3.68	1.71	0.00	-3.68	-1.71	0.00
3	6	3	5.61	-2.61	0.00	-5.61	2.61	0.00
4	2	6	3.68	-1.71	0.00	-3.68	1.71	0.00
5	1	7	0.00	0.79	0.01	0.00	1.21	0.41
6	7	4	0.00	0.97	-0.41	0.00	0.43	0.03
7	4	8	0.00	0.43	-0.03	0.00	0.97	0.41
8	8	3	0.00	1.21	-0.41	0.00	0.79	-0.01
9	4	2	0.00	-3.43	0.00	0.00	3.43	0.00
10	7	5	0.00	-2.18	0.00	0.00	2.18	0.00
11	8	6	0.00	-2.18	0.00	0.00	2.18	0.00
12	5	4	1.93	-1.28	0.00	-1.93	1.28	0.00
13	4	6	1.93	1.28	0.00	-1.93	-1.28	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m αριστερά αμείβων πίεση)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	-3.78	0.85	0.01	-3.78	-1.35	-0.53
2	5	2	-2.25	1.12	-0.53	-2.25	-0.42	0.00
3	6	3	-2.44	-0.01	0.01	-2.44	-0.01	0.00
4	2	6	-2.44	0.01	0.00	-2.44	0.01	0.01
5	1	7	1.22	-0.01	0.00	1.22	-0.01	-0.01
6	7	4	1.22	0.01	-0.01	1.22	0.01	0.01
7	4	8	-1.22	-0.01	0.01	-1.22	-0.01	0.00
8	8	3	-1.22	0.00	0.00	-1.22	0.00	0.00
9	4	2	1.59	0.00	0.00	1.59	0.00	0.00
10	7	5	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00
11	8	6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	5	4	-2.92	0.00	0.00	-2.92	0.00	0.00
13	4	6	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00

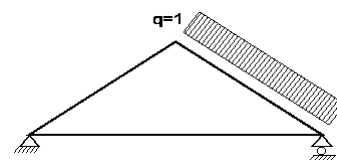
**Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m αριστερά αμείβων πίεση)**

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	3.06	2.37	0.01	-4.00	-0.37	0.53
2	5	2	1.57	1.97	-0.53	-2.22	-0.57	0.00
3	6	3	2.21	-1.04	0.01	-2.21	1.04	0.00
4	2	6	2.22	-1.03	0.00	-2.22	1.03	-0.01
5	1	7	-1.22	-0.01	0.00	1.22	0.01	0.01
6	7	4	-1.22	0.01	-0.01	1.22	-0.01	-0.01
7	4	8	1.22	-0.01	0.01	-1.22	0.01	0.00
8	8	3	1.22	0.00	0.00	-1.22	0.00	0.00
9	4	2	0.00	-1.59	0.00	0.00	1.59	0.00
10	7	5	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.02	0.00
11	8	6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	5	4	2.43	-1.62	0.00	-2.43	1.62	0.00
13	4	6	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.01	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Εντατικά μεγέθη για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμείβων πίεση)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	-2.44	0.01	0.00	-2.44	0.01	0.01
2	5	2	-2.44	-0.01	0.01	-2.44	-0.01	0.00
3	6	3	-3.78	1.35	-0.53	-3.78	-0.85	0.01
4	2	6	-2.25	0.42	0.00	-2.25	-1.12	-0.53
5	1	7	-1.22	0.00	0.00	-1.22	0.00	0.00
6	7	4	-1.22	0.01	0.00	-1.22	0.01	0.01
7	4	8	1.22	-0.01	0.01	1.22	-0.01	-0.01
8	8	3	1.22	0.01	-0.01	1.22	0.01	0.00
9	4	2	1.59	0.00	0.00	1.59	0.00	0.00
10	7	5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	8	6	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00
12	5	4	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
13	4	6	-2.92	0.00	0.00	-2.92	0.00	0.00

**Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμείβων πίεση)**

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	2.21	1.04	0.00	-2.21	-1.04	-0.01
2	5	2	2.22	1.03	0.01	-2.22	-1.03	0.00
3	6	3	4.00	-0.37	-0.53	-3.06	2.37	-0.01
4	2	6	2.22	-0.57	0.00	-1.57	1.97	0.53
5	1	7	1.22	0.00	0.00	-1.22	0.00	0.00
6	7	4	1.22	0.01	0.00	-1.22	-0.01	-0.01
7	4	8	-1.22	-0.01	0.01	1.22	0.01	0.01
8	8	3	-1.22	0.01	-0.01	1.22	-0.01	0.00
9	4	2	0.00	-1.59	0.00	0.00	1.59	0.00
10	7	5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	8	6	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.02	0.00
12	5	4	-0.01	0.01	0.00	0.01	-0.01	0.00
13	4	6	2.43	1.62	0.00	-2.43	-1.62	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

1.6.2. Εντατικά μεγέθη για φορτίσεις**Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.951, Gk2 = 0.180 [kN/m]**

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	5	-7.97	0.74	0.01	-7.09	-1.16	-0.45	-7.63	0.00	0.33
2	5	2	-5.40	0.96	-0.45	-4.78	-0.37	0.00	-4.95	0.00	0.08
3	6	3	-7.09	1.16	-0.45	-7.97	-0.74	0.01	-7.63	0.00	0.33
4	2	6	-4.78	0.37	0.00	-5.40	-0.96	-0.45	-4.95	0.00	0.08
5	1	7	0.00	0.14	0.01	0.00	-0.22	-0.08	0.00	0.00	0.06
6	7	4	0.00	0.19	-0.08	0.00	-0.06	0.01	0.00	0.00	0.02
7	4	8	0.00	0.06	0.01	0.00	-0.19	-0.08	0.00	0.00	0.02
8	8	3	0.00	0.22	-0.08	0.00	-0.14	0.01	0.00	0.00	0.06
9	4	2	3.36	0.00	0.00	3.36	0.00	0.00	3.36	0.00	0.00
10	7	5	0.41	0.00	0.00	0.41	0.00	0.00	0.41	0.00	0.00
11	8	6	0.41	0.00	0.00	0.41	0.00	0.00	0.41	0.00	0.00
12	5	4	-2.91	0.00	0.00	-2.91	0.00	0.00	-2.91	0.00	0.00
13	4	6	-2.91	0.00	0.00	-2.91	0.00	0.00	-2.91	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk1) Χιόνι QksL= 0.646, QksR= 0.646 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	5	-4.22	0.46	0.01	-3.68	-0.71	-0.28	-4.01	0.00	0.20
2	5	2	-2.87	0.59	-0.28	-2.49	-0.23	0.00	-2.60	0.00	0.05
3	6	3	-3.68	0.71	-0.28	-4.22	-0.46	0.01	-4.01	0.00	0.20
4	2	6	-2.49	0.23	0.00	-2.87	-0.59	-0.28	-2.60	0.00	0.05
5	1	7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	7	4	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
7	4	8	0.00	-0.01	0.01	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.01
8	8	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	4	2	1.69	0.00	0.00	1.69	0.00	0.00	1.69	0.00	0.00
10	7	5	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
11	8	6	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
12	5	4	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00
13	4	6	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk2) Χιόνι QksL= 0.323, QksR= 0.646 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	5	-2.76	0.23	0.00	-2.49	-0.36	-0.13	-2.65	0.00	0.10
2	5	2	-2.08	0.29	-0.13	-1.89	-0.12	0.00	-1.95	0.00	0.03
3	6	3	-3.03	0.71	-0.28	-3.58	-0.46	0.01	-3.36	0.00	0.20
4	2	6	-1.84	0.23	0.00	-2.22	-0.59	-0.28	-1.95	0.00	0.05
5	1	7	-0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00
6	7	4	-0.32	0.01	0.00	-0.32	0.01	0.01	-0.32	0.01	0.00
7	4	8	0.32	-0.01	0.01	0.32	-0.01	0.00	0.32	-0.01	0.00
8	8	3	0.32	0.00	0.00	0.32	0.00	0.00	0.32	0.00	0.00
9	4	2	1.27	0.00	0.00	1.27	0.00	0.00	1.27	0.00	0.00
10	7	5	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
11	8	6	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
12	5	4	-0.77	0.00	0.00	-0.77	0.00	0.00	-0.77	0.00	0.00
13	4	6	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk3) Χιόνι Q_{ksL}= 0.646, Q_{ksR}= 0.323 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	5	-3.58	0.46	0.01	-3.03	-0.71	-0.28	-3.36	0.00	0.20
2	5	2	-2.22	0.59	-0.28	-1.84	-0.23	0.00	-1.95	0.00	0.05
3	6	3	-2.49	0.36	-0.13	-2.76	-0.23	0.00	-2.65	0.00	0.10
4	2	6	-1.89	0.12	0.00	-2.08	-0.29	-0.13	-1.95	0.00	0.03
5	1	7	0.32	0.00	0.00	0.32	0.00	0.00	0.32	0.00	0.00
6	7	4	0.32	0.01	0.00	0.32	0.01	0.01	0.32	0.01	0.00
7	4	8	-0.32	-0.01	0.01	-0.32	-0.01	0.00	-0.32	-0.01	0.00
8	8	3	-0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00
9	4	2	1.27	0.00	0.00	1.27	0.00	0.00	1.27	0.00	0.00
10	7	5	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
11	8	6	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
12	5	4	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00	-1.54	0.00	0.00
13	4	6	-0.77	0.00	0.00	-0.77	0.00	0.00	-0.77	0.00	0.00

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk4) Άνεμος Q_{kwL}= 0.568, Q_{kwR}=-0.700 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	5	-0.44	0.48	0.01	-0.44	-0.77	-0.31	-0.44	-0.01	0.21
2	5	2	0.43	0.64	-0.31	0.43	-0.24	0.00	0.43	0.01	0.05
3	6	3	1.26	-0.95	0.38	1.26	0.60	-0.01	1.26	-0.01	-0.26
4	2	6	0.19	-0.29	0.00	0.19	0.79	0.38	0.19	0.01	-0.06
5	1	7	1.55	-0.01	0.00	1.55	-0.01	-0.01	1.55	-0.01	0.00
6	7	4	1.55	0.00	-0.01	1.55	0.00	0.00	1.55	0.00	0.00
7	4	8	-1.55	0.01	0.00	-1.55	0.01	0.01	-1.55	0.01	0.00
8	8	3	-1.55	-0.01	0.01	-1.55	-0.01	0.00	-1.55	-0.01	0.00
9	4	2	-0.21	0.00	0.00	-0.21	0.00	0.00	-0.21	0.00	0.00
10	7	5	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
11	8	6	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00
12	5	4	-1.67	0.00	0.00	-1.67	0.00	0.00	-1.67	0.00	0.00
13	4	6	2.05	0.00	0.00	2.05	0.00	0.00	2.05	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk5) Άνεμος Q_{kwL}=-0.700, Q_{kwR}= 0.568 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	5	1.26	-0.60	-0.01	1.26	0.95	0.38	1.26	0.01	-0.26
2	5	2	0.19	-0.79	0.38	0.19	0.29	0.00	0.19	-0.01	-0.06
3	6	3	-0.44	0.77	-0.31	-0.44	-0.48	0.01	-0.44	0.01	0.21
4	2	6	0.43	0.24	0.00	0.43	-0.64	-0.31	0.43	-0.01	0.05
5	1	7	-1.55	0.01	0.00	-1.55	0.01	0.01	-1.55	0.01	0.00
6	7	4	-1.55	-0.01	0.01	-1.55	-0.01	0.00	-1.55	-0.01	0.00
7	4	8	1.55	0.00	0.00	1.55	0.00	-0.01	1.55	0.00	0.00
8	8	3	1.55	0.01	-0.01	1.55	0.01	0.00	1.55	0.01	0.00
9	4	2	-0.21	0.00	0.00	-0.21	0.00	0.00	-0.21	0.00	0.00
10	7	5	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00
11	8	6	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
12	5	4	2.05	0.00	0.00	2.05	0.00	0.00	2.05	0.00	0.00
13	4	6	-1.67	0.00	0.00	-1.67	0.00	0.00	-1.67	0.00	0.00

Εντατικά μεγέθη, Φόρτιση: (Qk1) Επιβεβλημένο (H) Q_i = 0.450 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Vm [kN]	Mm [kNm]
1	1	5	-2.94	0.32	0.01	-2.56	-0.50	-0.19	-2.79	0.00	0.14
2	5	2	-2.00	0.41	-0.19	-1.74	-0.16	0.00	-1.81	0.00	0.04
3	6	3	-2.56	0.50	-0.19	-2.94	-0.32	0.01	-2.79	0.00	0.14
4	2	6	-1.74	0.16	0.00	-2.00	-0.41	-0.19	-1.81	0.00	0.04
5	1	7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	7	4	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
7	4	8	0.00	-0.01	0.01	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
8	8	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	4	2	1.18	0.00	0.00	1.18	0.00	0.00	1.18	0.00	0.00
10	7	5	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
11	8	6	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
12	5	4	-1.07	0.00	0.00	-1.07	0.00	0.00	-1.07	0.00	0.00
13	4	6	-1.07	0.00	0.00	-1.07	0.00	0.00	-1.07	0.00	0.00

(m σημείο μέγιστης ροπής ανοίγματος για μόνιμα φορτία, ή μέσον ράβδου)

1.6.3. Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για φορτίσεις

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, Φόρτιση: (Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.951, Gk2 = 0.180 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	6.91	4.04	0.01	-6.91	-1.94	0.45
2	5	2	4.49	3.15	-0.45	-4.49	-1.68	0.00
3	6	3	6.91	-1.94	-0.45	-6.91	4.04	-0.01
4	2	6	4.49	-1.68	0.00	-4.49	3.15	0.45
5	1	7	0.00	0.14	0.01	0.00	0.22	0.08
6	7	4	0.00	0.19	-0.08	0.00	0.06	-0.01
7	4	8	0.00	0.06	0.01	0.00	0.19	0.08
8	8	3	0.00	0.22	-0.08	0.00	0.14	-0.01
9	4	2	0.00	-3.36	0.00	0.00	3.36	0.00
10	7	5	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.41	0.00
11	8	6	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.41	0.00
12	5	4	2.42	-1.61	0.00	-2.42	1.61	0.00
13	4	6	2.42	1.61	0.00	-2.42	-1.61	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, Φόρτιση: (Qk1) Χιόνι Q_{ksL} = 0.646, Q_{ksR} = 0.646 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	5	3.63	2.20	0.01	-3.63	-0.91	0.28
2	5	2	2.36	1.75	-0.28	-2.36	-0.84	0.00
3	6	3	3.63	-0.91	-0.28	-3.63	2.20	-0.01
4	2	6	2.36	-0.84	0.00	-2.36	1.75	0.28
5	1	7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	7	4	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.01	-0.01
7	4	8	0.00	-0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
8	8	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	4	2	0.00	-1.69	0.00	0.00	1.69	0.00
10	7	5	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
11	8	6	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
12	5	4	1.28	-0.85	0.00	-1.28	0.85	0.00
13	4	6	1.28	0.85	0.00	-1.28	-0.85	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, φόρτιση: (Qk2) Χιόνι QksL= 0.323, QksR= 0.646 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	5	2.40	1.37	0.00	-2.40	-0.73	0.13
2	5	2	1.77	1.15	-0.13	-1.77	-0.69	0.00
3	6	3	3.05	-0.63	-0.28	-3.05	1.92	-0.01
4	2	6	1.77	-0.57	0.00	-1.77	1.48	0.28
5	1	7	0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00
6	7	4	0.32	0.01	0.00	-0.32	-0.01	-0.01
7	4	8	-0.32	-0.01	0.01	0.32	0.01	0.00
8	8	3	-0.32	0.00	0.00	0.32	0.00	0.00
9	4	2	0.00	-1.27	0.00	0.00	1.27	0.00
10	7	5	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
11	8	6	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
12	5	4	0.64	-0.42	0.00	-0.64	0.42	0.00
13	4	6	1.28	0.85	0.00	-1.28	-0.85	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, φόρτιση: (Qk3) Χιόνι QksL= 0.646, QksR= 0.323 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	5	3.05	1.92	0.01	-3.05	-0.63	0.28
2	5	2	1.77	1.48	-0.28	-1.77	-0.57	0.00
3	6	3	2.40	-0.73	-0.13	-2.40	1.37	0.00
4	2	6	1.77	-0.69	0.00	-1.77	1.15	0.13
5	1	7	-0.32	0.00	0.00	0.32	0.00	0.00
6	7	4	-0.32	0.01	0.00	0.32	-0.01	-0.01
7	4	8	0.32	-0.01	0.01	-0.32	0.01	0.00
8	8	3	0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00
9	4	2	0.00	-1.27	0.00	0.00	1.27	0.00
10	7	5	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
11	8	6	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
12	5	4	1.28	-0.85	0.00	-1.28	0.85	0.00
13	4	6	0.64	0.42	0.00	-0.64	-0.42	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, φόρτιση: (Qk4) Άνεμος QkwL= 0.568, QkwR=-0.700 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	5	0.20	0.62	0.01	-0.73	0.51	0.31
2	5	2	-0.66	0.40	-0.31	0.29	0.40	0.00
3	6	3	-1.54	-0.33	0.38	0.89	-1.07	0.01
4	2	6	-0.29	-0.19	0.00	-0.16	-0.79	-0.38
5	1	7	-1.55	-0.01	0.00	1.55	0.01	0.01
6	7	4	-1.55	0.00	-0.01	1.55	0.00	0.00
7	4	8	1.55	0.01	0.00	-1.55	-0.01	-0.01
8	8	3	1.55	-0.01	0.01	-1.55	0.01	0.00
9	4	2	0.00	0.21	0.00	0.00	-0.21	0.00
10	7	5	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
11	8	6	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
12	5	4	1.39	-0.92	0.00	-1.39	0.92	0.00
13	4	6	-1.71	-1.14	0.00	1.71	1.14	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, φόρτιση: (Qk5) Άνεμος QkwL=-0.700, QkwR= 0.568 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	5	-0.89	-1.07	-0.01	1.54	-0.33	-0.38
2	5	2	0.16	-0.79	0.38	0.29	-0.19	0.00
3	6	3	0.73	0.51	-0.31	-0.20	0.62	-0.01
4	2	6	-0.29	0.40	0.00	0.66	0.40	0.31
5	1	7	1.55	0.01	0.00	-1.55	-0.01	-0.01
6	7	4	1.55	-0.01	0.01	-1.55	0.01	0.00
7	4	8	-1.55	0.00	0.00	1.55	0.00	0.01
8	8	3	-1.55	0.01	-0.01	1.55	-0.01	0.00
9	4	2	0.00	0.21	0.00	0.00	-0.21	0.00
10	7	5	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
11	8	6	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
12	5	4	-1.71	1.14	0.00	1.71	-1.14	0.00
13	4	6	1.39	0.92	0.00	-1.39	-0.92	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, φόρτιση: (Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.450 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	5	2.53	1.53	0.01	-2.53	-0.63	0.19
2	5	2	1.64	1.22	-0.19	-1.64	-0.59	0.00
3	6	3	2.53	-0.63	-0.19	-2.53	1.53	-0.01
4	2	6	1.64	-0.59	0.00	-1.64	1.22	0.19
5	1	7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	7	4	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.01	-0.01
7	4	8	0.00	-0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
8	8	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	4	2	0.00	-1.18	0.00	0.00	1.18	0.00
10	7	5	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
11	8	6	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
12	5	4	0.89	-0.59	0.00	-0.89	0.59	0.00
13	4	6	0.89	0.59	0.00	-0.89	-0.59	0.00

(δυνάμεις στα άκρα ράβδων σε καθολικό σύστημα συντεταγμένων x-y)

1.6.4. Κατακόρυφες μετατοπίσεις κόμβων (σε mm)

κόμβος	Gk	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	Qki
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.44	-0.23	-0.17	-0.17	0.02	0.02	-0.16
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-0.48	-0.25	-0.19	-0.19	0.03	0.03	-0.17
5	-0.45	-0.24	-0.16	-0.19	-0.05	0.10	-0.18
6	-0.45	-0.24	-0.19	-0.16	0.10	-0.05	-0.14
7	-0.45	-0.24	-0.16	-0.19	-0.05	0.10	-0.18
8	-0.45	-0.24	-0.19	-0.16	0.10	-0.05	-0.14

1.6.5. Αντιδράσεις στηρίξεων (kN)

κόμβος	react.	Gk	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	Qki
1	Fx	6.91	3.63	2.73	2.73	-1.35	0.66	2.53
1	Fy	4.18	2.20	1.37	1.92	0.62	-1.06	1.53
3	Fx	-6.91	-3.63	-2.73	-2.73	-0.66	1.35	-2.53
3	Fy	4.18	2.20	1.92	1.37	-1.06	0.62	1.53

1.7. Αντιδράσεις στηρίξεων σε συνδυασμούς φορτίσεων (kN)

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.951, Gk2 = 0.180	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι QksL= 0.646, QksR= 0.646	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόνι QksL= 0.323, QksR= 0.646	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόνι QksL= 0.646, QksR= 0.323	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.568, QkwR=-0.700	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.700, QkwR= 0.568	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Qi = 0.450	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

1.7.1. Αντιδράσεις σε κόμβο : 1 (kN)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	9.331	5.641	15.551	9.402
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	14.782	8.935	18.477	11.168
3	γg.Gk+γq.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	13.419	7.700	16.774	9.625
4	γg.Gk+γq.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	13.419	8.522	16.774	10.653
5	γg.Gk+γq.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.303	6.568	6.639	5.971
6	γg.Gk+γq.Qk5	Στιγμιαία	1.10	10.318	4.043	9.380	3.676
7	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	13.129	7.936	14.588	8.818
8	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	13.565	9.491	12.332	8.628
9	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	15.375	7.976	13.977	7.251
10	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	12.203	8.256	11.093	7.506
11	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	14.012	6.742	12.738	6.129
12	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	12.203	9.079	11.093	8.253
13	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	14.012	7.564	12.738	6.876
14	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	11.119	8.874	10.108	8.067
15	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	10.165	8.010	9.241	7.281
16	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	10.165	8.585	9.241	7.804
17	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	14.134	6.349	12.849	5.772
18	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	13.180	5.485	11.982	4.986
19	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	13.180	6.060	11.982	5.509
20	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	15.728	10.798	14.298	9.816
21	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	17.537	9.283	15.943	8.439
22	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	14.774	9.934	13.431	9.031
23	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	16.583	8.419	15.076	7.654
24	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	14.774	10.509	13.431	9.554
25	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	16.583	8.994	15.076	8.177
Μέγιστες τιμές				14.782	8.935	18.477	11.168
26	γg.Gk+γq.Qk4=0.9Gk+1.5Qk4, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	4.193	4.688	3.812	4.262
27	γg.Gk+γq.Qk5=0.9Gk+1.5Qk5, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	7.208	2.163	6.553	1.967

1.7.2. Αντιδράσεις σε κόμβο : 3 (kN)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-9.331	5.641	-15.551	9.401
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-14.782	8.935	-18.477	11.168
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-13.419	8.522	-16.774	10.653
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-13.419	7.700	-16.774	9.625
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.318	4.043	-9.380	3.676
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.303	6.568	-6.639	5.971
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-13.129	7.936	-14.587	8.818
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-15.374	7.976	-13.977	7.251
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-13.565	9.491	-12.332	8.628
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-14.012	7.564	-12.738	6.876
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-12.202	9.078	-11.093	8.253
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-14.012	6.742	-12.738	6.129
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-12.202	8.256	-11.093	7.506
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-14.134	6.349	-12.849	5.772
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-13.180	6.060	-11.982	5.509
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-13.180	5.485	-11.982	4.986
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-11.119	8.873	-10.108	8.067
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-10.165	8.585	-9.241	7.804
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-10.165	8.009	-9.241	7.281
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-17.537	9.283	-15.943	8.439
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-15.728	10.798	-14.298	9.816
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-16.583	8.994	-15.076	8.177
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-14.774	10.509	-13.431	9.554
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-16.583	8.419	-15.076	7.654
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-14.774	9.934	-13.431	9.030
	Μέγιστες τιμές			14.782	8.935	18.477	11.168
26	γγ.Gk+γγ.Qk4=0.9Gk+1.5Qk4, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	-7.208	2.163	-6.553	1.966
27	γγ.Gk+γγ.Qk5=0.9Gk+1.5Qk5, (EQU)	Στιγμιαία	1.10	-4.193	4.688	-3.811	4.261

1.8. Ελεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας**1.8.1. Ελεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας**

(EC5 EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Ελεγχος βέλους κάμψης στον κόμβο 4

(EC5 §7.2)

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	δράση	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.951, Gk2 = 0.180	-0.484	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Χιόνι QksL= 0.646, QksR= 0.646	-0.254	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Χιόνι QksL= 0.323, QksR= 0.646	-0.190	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk3) Χιόνι QksL= 0.646, QksR= 0.323	-0.190	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk4) Άνεμος QkwL= 0.568, QkwR=-0.700	0.028	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80
(Qk5) Άνεμος QkwL=-0.700, QkwR= 0.568	0.028	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.484	0.872
2 Gk + Qk1	0.738	1.166
3 Gk + Qk2	0.675	1.092
4 Gk + Qk3	0.675	1.092
5 Gk + Qk4	0.484	0.872
6 Gk + Qk5	0.484	0.872
7 Gk + Qk1 + ψο.Qk4	0.738	1.166
8 Gk + Qk1 + ψο.Qk5	0.738	1.166
9 Gk + Qk2 + ψο.Qk4	0.675	1.092
10 Gk + Qk2 + ψο.Qk5	0.675	1.092
11 Gk + Qk3 + ψο.Qk4	0.675	1.092
12 Gk + Qk3 + ψο.Qk5	0.675	1.092
13 Gk + Qk4 + ψο.Qk1	0.662	1.090
14 Gk + Qk4 + ψο.Qk2	0.617	1.035
15 Gk + Qk4 + ψο.Qk3	0.617	1.035
16 Gk + Qk5 + ψο.Qk1	0.662	1.090
17 Gk + Qk5 + ψο.Qk2	0.617	1.035
18 Gk + Qk5 + ψο.Qk3	0.617	1.035

 $w_{fin,g}=w_{inst,g}(1+k_{def}), w_{fin,q}=w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)
Μέγιστες τιμές βελών στον κόμβο 4
 $w_{inst} = 0.738 \text{ mm}, w_{fin} = 1.166 \text{ mm}$
Ελεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2Ελεγχος τελικού βέλους κάμψης στον κόμβο 4
 $w_{inst} = 0.738 \text{ mm} < L/300=6800/300= 22.667 \text{ mm}$
 $w_{net,fin} = 1.166 \text{ mm} < L/250=6800/250= 27.200 \text{ mm}$
 $w_{fin} = 1.166 \text{ mm} < L/200=6800/200= 34.000 \text{ mm}$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φόρτιση [kN/m]	u [mm]	δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef
(Gk) Μόνιμα $G_{k1} = 0.951$, $G_{k2} = 0.180$	0.447	Μόνιμη	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.646$, $Q_{kSR} = 0.646$	0.304	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.323$, $Q_{kSR} = 0.646$	0.152	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk3) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.646$, $Q_{kSR} = 0.323$	0.304	Μεσοχρόνια	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk4) Άνεμος $Q_{kW} = 0.568$, $Q_{kWR} = -0.700$	0.295	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80
(Qk5) Άνεμος $Q_{kW} = -0.700$, $Q_{kWR} = 0.568$	-0.363	Στιγμιαία	0.60	0.20	0.00	0.80

Συνδυασμός Φόρτισης	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.447	0.805
2 Gk + Qk1	0.751	1.157
3 Gk + Qk2	0.599	0.981
4 Gk + Qk3	0.751	1.157
5 Gk + Qk4	0.742	1.100
6 Gk + Qk5	0.447	0.805
7 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk4$	0.928	1.334
8 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk5$	0.751	1.157
9 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk4$	0.776	1.158
10 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk5$	0.599	0.981
11 Gk + Qk3 + $\psi_0 \cdot Qk4$	0.928	1.334
12 Gk + Qk3 + $\psi_0 \cdot Qk5$	0.751	1.157
13 Gk + Qk4 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.955	1.361
14 Gk + Qk4 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.848	1.231
15 Gk + Qk4 + $\psi_0 \cdot Qk3$	0.955	1.361
16 Gk + Qk5 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.660	1.066
17 Gk + Qk5 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.554	0.936
18 Gk + Qk5 + $\psi_0 \cdot Qk3$	0.660	1.066

$w_{fin}, g = w_{inst}, g(1 + k_{def})$, $w_{fin}, q = w_{inst}, q(1 + \psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Μέγιστες τιμές βελών στο μέσο ράβδου 1

$w_{inst} = 0.955 \text{ mm}$, $w_{fin} = 1.361 \text{ mm}$

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 EN1995-1-1:2009 §7.2, Πίν.7.2Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης στο μέσο ράβδου 1

$w_{inst} = 0.955 \text{ mm} < L/300 = 2207/300 = 7.355 \text{ mm}$

$w_{net, fin} = 1.361 \text{ mm} < L/250 = 2207/250 = 8.827 \text{ mm}$

$w_{fin} = 1.361 \text{ mm} < L/200 = 2207/200 = 11.033 \text{ mm}$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.9. Χαρακτηριστικές ιδιοσυχνότητες της κατασκευής (ίδιο βάρος + μόνιμα φορτία)

Μετά από δυναμική ανάλυση, υπολογίζονται οι κύριες ιδιοσυχνότητες του φορέα.
Για τον υπολογισμό των ιδιοσυχνοτήτων θεωρούμε μάζα στον φορέα που αντιστοιχεί

α/α	Συχνότητα[Hz]	Περίοδος[sec]
1	24.99163	0.04001
2	37.17932	0.02690
3	38.94675	0.02568
4	56.98426	0.01755
5	62.96757	0.01588
6	84.88091	0.01178
7	89.33868	0.01119
8	127.62765	0.00784

1.10. Ελεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**1.10.1. Ελεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γγ	γγ	ψο
(Gk) Μόνιμα $G_{k1} = 0.951$, $G_{k2} = 0.180$	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι $Q_{ksL} = 0.646$, $Q_{ksR} = 0.646$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόνι $Q_{ksL} = 0.323$, $Q_{ksR} = 0.646$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόνι $Q_{ksL} = 0.646$, $Q_{ksR} = 0.323$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος $Q_{kwL} = 0.568$, $Q_{kwR} = -0.700$	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος $Q_{kwL} = -0.700$, $Q_{kwR} = 0.568$	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) $Q_i = 0.450$	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-17.937	0.000	2.608	1.005
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-21.371	0.000	3.293	1.270
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-20.157	0.000	3.296	1.276
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-20.157	0.000	3.296	1.276
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.384	0.000	2.475	0.974
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-10.384	0.000	2.475	0.974
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-16.862	0.000	2.567	0.990
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-15.903	0.000	3.027	1.179
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-15.903	0.000	3.027	1.179
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-14.659	0.000	2.539	0.987
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-15.020	0.000	3.029	1.183
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-15.020	0.000	3.029	1.183
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-14.659	0.000	2.539	0.987
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-14.415	0.000	3.156	1.237
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-13.197	0.000	2.814	1.102
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-13.797	0.000	3.158	1.240
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-14.415	0.000	3.156	1.237
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-13.797	0.000	3.158	1.240
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-13.197	0.000	2.814	1.102
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-18.187	0.000	3.413	1.328
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-18.187	0.000	3.413	1.328
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-17.209	0.000	3.071	1.193
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-17.569	0.000	3.414	1.331
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-17.569	0.000	3.414	1.331
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-17.209	0.000	3.071	1.193
Μέγιστες τιμές				-21.371	0.000	3.414	1.331

1.10.2. Ελεγχοι αντοχής διατομής Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4**Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης No 2****Ελεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, $F_{c0d} = -17.096$ kN**

(EC5 §6.1.4)

Ορθογωνική διατομή, $b=80$ mm, $h=150$ mm, $A=12\,000$ mm²Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14) $F_{c0d} = -17.096$ kN, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 17.096 / 12000 = 1.42$ N/mm² < 12.92 N/mm² = f_{c0d} (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης No 24**Ελεγχος διάτμησης, $F_v = 3.756$ kN**

(EC5 §6.1.7)

Ορθογωνική διατομή, $b_{ef}=0.67 \times 80 = 54$ mm, $h=150$ mm, $A=8\,100$ mm²Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{vk}=2.50$ N/mm², $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 1.10 \times 2.50 / 1.30 = 2.12$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14) $F_v = 3.756$ kN, $\tau_{vd} = 1.50 F_{v0d} / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 3.756 / 8100 = 0.70$ N/mm² < 2.12 N/mm² = f_{vd} (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης No 24**Έλεγχος κάμψης, $M_{yd}=1.464 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §6.1.6)Ορθογωνική διατομή, $b=80\text{mm}$, $h=150\text{mm}$, $A=1.200\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=3.000\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=1.600\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31\text{N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my}, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 1.464/3.000\text{E}+005=4.88 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz}, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/1.600\text{E}+005=0.00 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.240+0.000=0.24 < 1$ (EC5 Εξ.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.168+0.000=0.17 < 1$ (EC5 Εξ.6.12)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης No 2**Έλεγχος κάμψης με αξονική θλίψη, $F_{c0d}=-17.096\text{kN}$, $M_{yd}=1.016\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$** (EC5 §6.2.4)Ορθογωνική διατομή, $b=80\text{mm}$, $h=150\text{mm}$, $A=1.200\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=3.000\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=1.600\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.80 \times 21.00/1.30=12.92\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80 \times 24.00/1.30=14.77\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80 \times 24.00/1.30=14.77\text{N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{\text{netto}}=1000 \times 17.096/12000=14.2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my}, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 1.016/3.000\text{E}+005=3.39 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz}, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/1.600\text{E}+005=0.00 \text{ N/mm}^2$ $(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2+\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.012+0.229+0.000=0.24 < 1$ (EC5 Εξ.6.19) $(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2+K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.012+0.161+0.000=0.17 < 1$ (EC5 Εξ.6.20)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης No 24**Έλεγχος κάμψης με αξονική θλίψη, $F_{c0d}=-19.326\text{kN}$, $M_{yd}=1.464\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$** (EC5 §6.2.4)Ορθογωνική διατομή, $b=80\text{mm}$, $h=150\text{mm}$, $A=1.200\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=3.000\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=1.600\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=1.10 \times 21.00/1.30=17.77\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31\text{N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{\text{netto}}=1000 \times 19.326/12000=16.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my}, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 1.464/3.000\text{E}+005=4.88 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz}, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/1.600\text{E}+005=0.00 \text{ N/mm}^2$ $(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2+\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.008+0.240+0.000=0.25 < 1$ (EC5 Εξ.6.19) $(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2+K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.008+0.168+0.000=0.18 < 1$ (EC5 Εξ.6.20)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης No 2**Έλεγχος λυγισμού με κάμψη, $F_{c0d}=-17.096\text{kN}$, $M_{yd}=1.016\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$** (EC5 §6.3.2)Ορθογωνική διατομή, $b=80\text{mm}$, $h=150\text{mm}$, $A=1.200\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=3.000\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=1.600\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3, $E_{005}=7400\text{N/mm}^2$) $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.80 \times 21.00/1.30=12.92\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80 \times 24.00/1.30=14.77\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.80 \times 24.00/1.30=14.77\text{N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 17.096/12000= 1.42 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1 \times 10^6 \times 1.016/3.000 \times 10^5=3.39 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1 \times 10^6 \times 0.000/1.600 \times 10^5=0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη λυγισμού S_k

$S_{ky}= 1.00 \times 2.21=2.21 \text{ m}= 2207 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές)
 $S_{kz}= 0.16 \times 2.21=0.35 \text{ m}= 350 \text{ mm}$ (απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου= $0.35/2.21=0.16$)

Λυγηρότητες

$i_y=\sqrt{(I_y/A)}=0.289 \times 150= 43 \text{ mm}$, $\lambda_y= 2207/ 43= 51.32$
 $i_z=\sqrt{(I_z/A)}=0.289 \times 80= 23 \text{ mm}$, $\lambda_z= 350/ 23= 15.22$

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{c,crity}=\pi^2 E_{005}/\lambda_y^2= 27.73 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y}= \sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,crity})}= 0.87$ (EC5 Εξ.6.21)
 $\sigma_{c,critz}=\pi^2 E_{005}/\lambda_z^2= 315.28 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z}= \sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,critz})}= 0.26$ (EC5 Εξ.6.22)

$\beta_c=0.20$ (φυσικό ξύλο)

$k_y=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,y}-0.3)+\lambda_{rel,y}^2]= 0.94$, $K_{cy}=1/(k_y+ \sqrt{(k_y^2-\lambda_{rel,y}^2)})=0.782$ (Eq.6.27 6.25)
 $k_z=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,z}-0.3)+\lambda_{rel,z}^2]= 0.50$, $K_{cz}=1/(k_z+ \sqrt{(k_z^2-\lambda_{rel,z}^2)})=1.000$ (Eq.6.28 6.26)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d})+\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.141+0.229+0.000= 0.37 < 1$ (EC5 Εξ.6.23)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d})+K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.110+0.161+0.000= 0.27 < 1$ (EC5 Εξ.6.24)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης No 24

Έλεγχος λυγισμού με κάμψη, $F_{c0d}=-19.326 \text{ kN}$, $M_{yd}=1.464 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Ορθογωνική διατομή, $b=80 \text{ mm}$, $h=150 \text{ mm}$, $A=1.200 \times 10^4 \text{ mm}^2$, $W_y=3.000 \times 10^5 \text{ mm}^3$, $W_z=1.600 \times 10^5 \text{ mm}^3$

Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3, $E_{005}=7400 \text{ N/mm}^2$)

$f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=1.10 \times 21.00/1.30=17.77 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk}/\gamma_M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk}/\gamma_M=1.10 \times 24.00/1.30=20.31 \text{ N/mm}^2$

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

$\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 19.326/12000= 1.61 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1 \times 10^6 \times 1.464/3.000 \times 10^5=4.88 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1 \times 10^6 \times 0.000/1.600 \times 10^5=0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη λυγισμού S_k

$S_{ky}= 1.00 \times 2.21=2.21 \text{ m}= 2207 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές)
 $S_{kz}= 0.16 \times 2.21=0.35 \text{ m}= 350 \text{ mm}$ (απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου= $0.35/2.21=0.16$)

Λυγηρότητες

$i_y=\sqrt{(I_y/A)}=0.289 \times 150= 43 \text{ mm}$, $\lambda_y= 2207/ 43= 51.32$
 $i_z=\sqrt{(I_z/A)}=0.289 \times 80= 23 \text{ mm}$, $\lambda_z= 350/ 23= 15.22$

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{c,crity}=\pi^2 E_{005}/\lambda_y^2= 27.73 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y}= \sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,crity})}= 0.87$ (EC5 Εξ.6.21)
 $\sigma_{c,critz}=\pi^2 E_{005}/\lambda_z^2= 315.28 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z}= \sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,critz})}= 0.26$ (EC5 Εξ.6.22)

$\beta_c=0.20$ (φυσικό ξύλο)

$k_y=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,y}-0.3)+\lambda_{rel,y}^2]= 0.94$, $K_{cy}=1/(k_y+ \sqrt{(k_y^2-\lambda_{rel,y}^2)})=0.782$ (Eq.6.27 6.25)

$k_z=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,z}-0.3)+\lambda_{rel,z}^2]= 0.50$, $K_{cz}=1/(k_z+ \sqrt{(k_z^2-\lambda_{rel,z}^2)})=1.000$ (Eq.6.28 6.26)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d})+\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.116+0.240+0.000= 0.36 < 1$ (EC5 Εξ.6.23)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d})+K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.091+0.168+0.000= 0.26 < 1$ (EC5 Εξ.6.24)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλαμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης Νο 24**Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd}=1.464 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §6.3.3)Ορθογωνική διατομή, $b=80\text{mm}$, $h=150\text{mm}$, $A=1.200\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=3.000\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=1.600\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 21.00 / 1.30 = 17.77 \text{ N/mm}^2$ $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31 \text{ N/mm}^2$ $f_{mk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{yd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 1.464 / 3.000\text{E}+005 = 4.88 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{zd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000 / 1.600\text{E}+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ Μήκη λυγισμού S_k $S_{ky}=1.00 \times 2.21=2.21 \text{ m}=2207 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές) $S_{kz}=0.16 \times 2.21=0.35 \text{ m}=350 \text{ mm}$ (απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου= $0.35/2.21=0.16$)Λυγηρότητες $i_y=\sqrt{(I_y/A)}=0.289 \times 150=43 \text{ mm}$, $\lambda_y=2207/43=51.32$ $i_z=\sqrt{(I_z/A)}=0.289 \times 80=23 \text{ mm}$, $\lambda_z=350/23=15.22$ $\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 80^2 \times 7400 / (150 \times 1986) = 124.00 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32) $\sigma_{m,crit}=0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 150^2 \times 7400 / (80 \times 350) = 4638.21 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.6.32)Κρίσιμες τάσεις $\sigma_{m,crity}=124.00 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my}=\sqrt{(f_{myk}/\sigma_{m,crity})}=0.44$ (EC5 Εξ.6.30) $\sigma_{m,critz}=4638.21 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz}=\sqrt{(f_{mzk}/\sigma_{m,critz})}=0.07$ (EC5 Εξ.6.30) $\lambda_{rel,my}=0.44$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity}=1.00$ (EC5 Εξ.6.34) $\lambda_{rel,mz}=0.07$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz}=1.00$ (EC5 Εξ.6.34) $\sigma_{myd}/(K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{zd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.240 + 0.000 = 0.24 < 1$ (EC5 Εξ.6.33) $K_m \cdot \sigma_{myd}/(K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{zd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.168 + 0.000 = 0.17 < 1$ (EC5 Εξ.6.33)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.10.3. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, 7, 8

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γ _g	γ _q	ψ ₀
(Gk) Μόνιμα G _{k1} = 0.951, G _{k2} = 0.180	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι Q _{ksL} = 0.646, Q _{ksR} = 0.646	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόνι Q _{ksL} = 0.323, Q _{ksR} = 0.646	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόνι Q _{ksL} = 0.646, Q _{ksR} = 0.323	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος Q _{kWL} = 0.568, Q _{kWR} = -0.700	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος Q _{kWL} = -0.700, Q _{kWR} = 0.568	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) Q _i = 0.450	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k _{mod}	-N/K _{mod}	+N/K _{mod}	V/K _{mod}	M/K _{mod}
1	γ _g .Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	0.000	0.501	0.178
2	γ _g .Gk+γ _q .Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	0.000	0.381	0.139
3	γ _g .Gk+γ _q .Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-0.605	0.605	0.382	0.140
4	γ _g .Gk+γ _q .Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-0.605	0.605	0.382	0.140
5	γ _g .Gk+γ _q .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.110	0.000	0.273	0.097
6	γ _g .Gk+γ _q .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.110	0.000	0.273	0.097
7	γ _g .Gk+γ _q .Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.000	0.338	0.122
8	γ _g .Gk+γ _q .Qk1+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-1.266	0.000	0.277	0.101
9	γ _g .Gk+γ _q .Qk1+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.266	0.000	0.277	0.101
10	γ _g .Gk+γ _q .Qk2+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.826	0.000	0.275	0.099
11	γ _g .Gk+γ _q .Qk2+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.706	0.440	0.278	0.102
12	γ _g .Gk+γ _q .Qk3+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-1.706	0.440	0.278	0.102
13	γ _g .Gk+γ _q .Qk3+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.826	0.000	0.275	0.099
14	γ _g .Gk+γ _q .Qk4+γ _q .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	-2.110	0.000	0.276	0.100
15	γ _g .Gk+γ _q .Qk4+γ _q .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	-1.802	0.000	0.275	0.098
16	γ _g .Gk+γ _q .Qk4+γ _q .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	-2.418	0.308	0.276	0.100
17	γ _g .Gk+γ _q .Qk5+γ _q .ψ ₀ .Qk1	Στιγμιαία	1.10	-2.110	0.000	0.276	0.100
18	γ _g .Gk+γ _q .Qk5+γ _q .ψ ₀ .Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.418	0.308	0.276	0.100
19	γ _g .Gk+γ _q .Qk5+γ _q .ψ ₀ .Qk3	Στιγμιαία	1.10	-1.802	0.000	0.275	0.098
20	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk1+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-1.266	0.000	0.279	0.103
21	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk1+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.266	0.000	0.279	0.103
22	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk2+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.958	0.000	0.277	0.101
23	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk2+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.574	0.308	0.279	0.103
24	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk3+γ _q .ψ ₀ .Qk4	Στιγμιαία	1.10	-1.574	0.308	0.279	0.103
25	γ _g .Gk+γ _q .Qki+γ _q .ψ ₀ .Qk3+γ _q .ψ ₀ .Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.958	0.000	0.277	0.101
Μέγιστες τιμές				-2.418	0.605	0.501	0.178

1.10.4. Έλεγχοι αντοχής διατομής Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, 7, 8**Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, 7, 8, συνδυασμός φόρτισης Νο 3****Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, F_{t0d}=0.484 kN**

(EC5 §6.1.2)

Ορθογωνική διατομή, b=80 mm, h=150 mm, A= 12 000 mm²Τροπ. συντ. K_{mod}=0.80 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γ_M=1.30 (Πιν. 2.3)f_{t0k}=14.00 N/mm², f_{t0d}=K_{mod}·f_{t0k}/γ_M=0.80×14.00/1.30=8.62N/mm² (EC5 Εξ.2.14)F_{t0d}=0.484 kN, σ_{t0d}=F_{t0d}/A_{netto}=1000×0.484/12000=0.04N/mm² < 8.62N/mm²=f_{t0d} (Εξ.6.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, 7, 8, συνδυασμός φόρτισης Νο 18**Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, F_{c0d}=-2.659 kN**

(EC5 §6.1.4)

Ορθογωνική διατομή, b=80 mm, h=150 mm, A= 12 000 mm²Τροπ. συντ. K_{mod}=1.10 (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού γ_M=1.30 (Πιν. 2.3)f_{c0k}=21.00 N/mm², f_{c0d}=K_{mod}·f_{c0k}/γ_M=1.10×21.00/1.30=17.77N/mm² (EC5 Εξ.2.14)F_{c0d}=-2.659 kN, σ_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000×2.659/12000=0.22N/mm² < 17.77N/mm²=f_{c0d} (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, 7, 8, συνδυασμός φόρτισης No 1**Ελεγχος διαίτησης, $F_v=0.301 \text{ kN}$** (EC5 §6.1.7)Ορθογωνική διατομή, $b_{ef}=0.67 \times 80=54 \text{ mm}$, $h=150 \text{ mm}$, $A=8100 \text{ mm}^2$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.60$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{vk}=2.50 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.60 \times 2.50 / 1.30 = 1.15 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.14) $F_v=0.301 \text{ kN}$, $\tau_{v0d}=1.50 F_{v0d} / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 0.301 / 8100 = 0.06 \text{ N/mm}^2 < 1.15 \text{ N/mm}^2 = f_{v0d}$ (Εξ.6.13)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, 7, 8, συνδυασμός φόρτισης No 1**Ελεγχος κάμψης, $M_{yd}=0.107 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §6.1.6)Ορθογωνική διατομή, $b=80 \text{ mm}$, $h=150 \text{ mm}$, $A=1.200 \text{ E}+004 \text{ mm}^2$, $W_y=3.000 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$, $W_z=1.600 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.60$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{myk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.60 \times 24.00 / 1.30 = 11.08 \text{ N/mm}^2$ $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.60 \times 24.00 / 1.30 = 11.08 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{myd}=M_{yd} / W_{my,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.107 / 3.000 \text{ E}+005 = 0.36 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd} / W_{mz,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.000 / 1.600 \text{ E}+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.032 + 0.000 = 0.03 < 1$ (EC5 Εξ.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.023 + 0.000 = 0.02 < 1$ (EC5 Εξ.6.12)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, 7, 8, συνδυασμός φόρτισης No 18**Ελεγχος κάμψης με αξονική θλίψη, $F_{c0d}=-2.659 \text{ kN}$, $M_{yd}=0.095 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §6.2.4)Ορθογωνική διατομή, $b=80 \text{ mm}$, $h=150 \text{ mm}$, $A=1.200 \text{ E}+004 \text{ mm}^2$, $W_y=3.000 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$, $W_z=1.600 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 21.00 / 1.30 = 17.77 \text{ N/mm}^2$ $f_{myk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31 \text{ N/mm}^2$ $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 2.659 / 12000 = 0.22 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=M_{yd} / W_{my,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.095 / 3.000 \text{ E}+005 = 0.32 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd} / W_{mz,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.000 / 1.600 \text{ E}+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.000 + 0.016 + 0.000 = 0.02 < 1$ (EC5 Εξ.6.19) $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.000 + 0.011 + 0.000 = 0.01 < 1$ (EC5 Εξ.6.20)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, 7, 8, συνδυασμός φόρτισης No 1**Ελεγχος κάμψης με αξονική θλίψη, $F_{c0d}=0.000 \text{ kN}$, $M_{yd}=0.107 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §6.2.4)Ορθογωνική διατομή, $b=80 \text{ mm}$, $h=150 \text{ mm}$, $A=1.200 \text{ E}+004 \text{ mm}^2$, $W_y=3.000 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$, $W_z=1.600 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.60$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.60 \times 21.00 / 1.30 = 9.69 \text{ N/mm}^2$ $f_{myk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.60 \times 24.00 / 1.30 = 11.08 \text{ N/mm}^2$ $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.60 \times 24.00 / 1.30 = 11.08 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.000 / 12000 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=M_{yd} / W_{my,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.107 / 3.000 \text{ E}+005 = 0.36 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd} / W_{mz,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.000 / 1.600 \text{ E}+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.000 + 0.032 + 0.000 = 0.03 < 1$ (EC5 Εξ.6.19) $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.000 + 0.023 + 0.000 = 0.02 < 1$ (EC5 Εξ.6.20)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, 7, 8, συνδυασμός φόρτισης Νο 18**Έλεγχος Λυγισμού με κάμψη, $F_{c0d}=-2.659\text{kN}$, $M_{yd}=0.095\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$** (EC5 §6.3.2)Ορθογωνική διατομή, $b=80\text{mm}$, $h=150\text{mm}$, $A=1.200\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=3.000\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=1.600\text{E}+005\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3, $E005=7400\text{N/mm}^2$) $f_{c0k}=21.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 21.00 / 1.30 = 17.77\text{N/mm}^2$ $f_{myk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31\text{N/mm}^2$ $f_{mzk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31\text{N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 2.659 / 12000 = 0.22\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 0.095 / 3.000\text{E}+005 = 0.32\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000 / 1.600\text{E}+005 = 0.00\text{ N/mm}^2$ Μήκη Λυγισμού S_k $S_{ky}=1.00 \times 2.00 = 2.00\text{ m} = 2000\text{ mm}$ (πιο δυσμενές) $S_{kz}=0.17 \times 2.00 = 0.35\text{ m} = 350\text{ mm}$ (απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου $= 0.35/2.00 = 0.17$)Λυγρότητες $i_y = \sqrt{(I_y/A)} = 0.289 \times 150 = 43\text{ mm}$, $\lambda_y = 2000 / 43 = 46.51$ $i_z = \sqrt{(I_z/A)} = 0.289 \times 80 = 23\text{ mm}$, $\lambda_z = 350 / 23 = 15.22$ Κρίσιμες τάσεις $\sigma_{c,crity} = \pi^2 E005 / \lambda_y^2 = 33.76\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,crity})} = 0.79$ (EC5 Εξ.6.21) $\sigma_{c,critz} = \pi^2 E005 / \lambda_z^2 = 315.28\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,critz})} = 0.26$ (EC5 Εξ.6.22) $\beta_c = 0.20$ (φυσικό ξύλο) $k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.86$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}) = 0.832$ (Eq.6.27 6.25) $k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 0.50$, $K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}) = 1.000$ (Eq.6.28 6.26) $\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.015 + 0.016 + 0.000 = 0.03 < 1$ (EC5 Εξ.6.23) $\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.012 + 0.011 + 0.000 = 0.02 < 1$ (EC5 Εξ.6.24)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Εφελκυστική τάση αμελητέα, ο έλεγχος κάμψης με αξονικό εφελκυσμό παραλείπεται

(EC5 §6.2.3)

1.10.5. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Ράβδοι: 9

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμα $G_{k1} = 0.951$, $G_{k2} = 0.180$	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.646$, $Q_{kSR} = 0.646$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.323$, $Q_{kSR} = 0.646$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.646$, $Q_{kSR} = 0.323$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος $Q_{kWL} = 0.568$, $Q_{kWR} = -0.700$	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος $Q_{kWL} = -0.700$, $Q_{kWR} = 0.568$	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) $Q_i = 0.450$	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	7.553	0.000	0.000
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	8.828	0.000	0.000
3	γg.Gk+γq.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	8.037	0.000	0.001
4	γg.Gk+γq.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	8.037	0.000	0.001
5	γg.Gk+γq.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	3.834	0.001	0.002
6	γg.Gk+γq.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	4.120	0.000	0.000
7	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	6.995	0.000	0.000
8	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.249	0.001	0.001
9	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.420	0.000	0.000
10	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.845	0.000	0.000
11	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.674	0.001	0.001
12	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.674	0.001	0.001
13	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.845	0.000	0.000
14	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.445	0.001	0.002
15	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.042	0.001	0.002
16	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.042	0.001	0.002
17	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.730	0.000	0.000
18	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.328	0.000	0.000
19	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	5.328	0.000	0.000
20	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.162	0.001	0.001
21	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	7.333	0.000	0.000
22	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.931	0.000	0.000
23	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.759	0.001	0.001
24	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.759	0.001	0.001
25	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	6.931	0.000	0.000
Μέγιστες τιμές				0.000	8.828	0.001	0.002

1.10.6. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ράβδοι: 9**Ράβδοι: 9 , συνδυασμός φόρτισης Νο 2****Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, $F_{t0d}=7.063$ kN**

(EC5 §6.1.2)

Ορθογωνική διατομή, $b=80$ mm, $h=150$ mm, $A=12\,000$ mm²Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.80$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{t0k}=14.00$ N/mm², $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.80 \times 14.00 / 1.30 = 8.62$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14) $F_{t0d}=7.063$ kN, $\sigma_{t0d}=F_{t0d}/A_{netto}=1000 \times 7.063 / 12000 = 0.59$ N/mm² < 8.62 N/mm² = f_{t0d} (Εξ.6.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.10.7. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Ράβδοι: 10, 11

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμα $G_{k1} = 0.951$, $G_{k2} = 0.180$	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.646$, $Q_{kSR} = 0.646$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.323$, $Q_{kSR} = 0.646$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.646$, $Q_{kSR} = 0.323$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος $Q_{kWL} = 0.568$, $Q_{kWR} = -0.700$	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος $Q_{kWL} = -0.700$, $Q_{kWR} = 0.568$	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) $Q_i = 0.450$	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	0.925	0.000	0.000
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	0.714	0.000	0.000
3	γg.Gk+γq.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	0.712	0.000	0.000
4	γg.Gk+γq.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	0.712	0.000	0.000
5	γg.Gk+γq.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.518	0.000	0.000
6	γg.Gk+γq.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.518	0.000	0.000
7	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.629	0.000	0.000
8	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.527	0.000	0.000
9	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.527	0.000	0.000
10	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.521	0.000	0.000
11	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.526	0.000	0.000
12	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.526	0.000	0.000
13	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.521	0.000	0.000
14	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.528	0.000	0.000
15	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.524	0.000	0.000
16	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.527	0.000	0.000
17	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.528	0.000	0.000
18	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.527	0.000	0.000
19	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.524	0.000	0.000
20	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.533	0.000	0.000
21	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.533	0.000	0.000
22	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.529	0.000	0.000
23	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.532	0.000	0.000
24	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.532	0.000	0.000
25	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.529	0.000	0.000
Μέγιστες τιμές				0.000	0.925	0.000	0.000

1.10.8. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ράβδοι: 10, 11**Ράβδοι: 10, 11 , συνδυασμός φόρτισης Νο 1****Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, $F_{t0d}=0.555$ kN**

(EC5 §6.1.2)

Ορθογωνική διατομή, $b=80$ mm, $h=150$ mm, $A=12\,000$ mm²Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.60$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{t0k}=14.00$ N/mm², $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.60 \times 14.00 / 1.30 = 6.46$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14) $F_{t0d}=0.555$ kN, $\sigma_{t0d}=F_{t0d}/A_{netto}=1000 \times 0.555 / 12000 = 0.05$ N/mm² < 6.46 N/mm² = f_{t0d} (Εξ.6.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.10.9. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 EN1995-1-1:2009, §6)

Ράβδοι: 12, 13

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμα $G_{k1} = 0.951$, $G_{k2} = 0.180$	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.646$, $Q_{kSR} = 0.646$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.323$, $Q_{kSR} = 0.646$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk3) Χιόνι $Q_{kSL} = 0.646$, $Q_{kSR} = 0.323$	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.70
(Qk4) Άνεμος $Q_{kW} = 0.568$, $Q_{kWR} = -0.700$	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος $Q_{kW} = -0.700$, $Q_{kWR} = 0.568$	Στιγμιαία	0.00	1.50	0.60
(Qki) Επιβεβλημένο (H) $Q_i = 0.450$	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.00

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	-6.554	0.000	0.000	0.000
2	γg.Gk+γq.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-7.797	0.000	0.000	0.000
3	γg.Gk+γq.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-7.802	0.000	0.000	0.000
4	γg.Gk+γq.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-7.802	0.000	0.000	0.000
5	γg.Gk+γq.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-5.848	0.000	0.000	0.000
6	γg.Gk+γq.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.848	0.000	0.000	0.000
7	γg.Gk+γq.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-6.154	0.000	0.000	0.000
8	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.034	0.000	0.000	0.000
9	γg.Gk+γq.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.034	0.000	0.000	0.000
10	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-5.982	0.000	0.000	0.000
11	γg.Gk+γq.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.038	0.000	0.000	0.000
12	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.038	0.000	0.000	0.000
13	γg.Gk+γq.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.982	0.000	0.000	0.000
14	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-7.315	0.000	0.000	0.000
15	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-6.579	0.000	0.000	0.000
16	γg.Gk+γq.Qk4+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-7.318	0.000	0.000	0.000
17	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-7.315	0.000	0.000	0.000
18	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-7.318	0.000	0.000	0.000
19	γg.Gk+γq.Qk5+γq.ψo.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-6.579	0.000	0.000	0.000
20	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.866	0.000	0.000	0.000
21	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk1+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.866	0.000	0.000	0.000
22	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.129	0.000	0.000	0.000
23	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk2+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.869	0.000	0.000	0.000
24	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.869	0.000	0.000	0.000
25	γg.Gk+γq.Qki+γq.ψo.Qk3+γq.ψo.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.129	0.000	0.000	0.000
Μέγιστες τιμές				-7.869	0.000	0.000	0.000

1.10.10. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ράβδοι: 12, 13**Ράβδοι: 12, 13 , συνδυασμός φόρτισης Νο 23****Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, $F_{c0d} = -8.655$ kN**

(EC5 §6.1.4)

Ορθογωνική διατομή, $b=80$ mm, $h=150$ mm, $A=12\,000$ mm²Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3) $f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 21.00 / 1.30 = 17.77$ N/mm² (EC5 Εξ.2.14) $F_{c0d} = -8.655$ kN, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 8.655 / 12000 = 0.72$ N/mm² < 17.77 N/mm² = f_{c0d} (Εξ.6.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ράβδοι: 12, 13 , συνδυασμός φόρτισης Νο 23**Έλεγχος Λυγισμού, $F_{c0d} = -8.655$ kN**

(EC5 §6.3.2)

Ορθογωνική διατομή, $b=80$ mm, $h=150$ mm, $A=1.200E+004$ mm², $W_y=3.000E+005$ mm³, $W_z=1.600E+005$ mm³Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (Πιν. 2.3, $E_{005}=7400$ N/mm²) $f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 21.00 / 1.30 = 17.77$ N/mm² $f_{myk}=24.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31$ N/mm² $f_{mzk}=24.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 1.10 \times 24.00 / 1.30 = 20.31$ N/mm²

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 8.655/12000= 0.72 \text{ N/mm}^2$

Μήκη λυγισμού S_k

$S_{ky}= 1.00 \times 1.68=1.68 \text{ m}= 1682 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές)
 $S_{kz}= 1.00 \times 1.68=1.68 \text{ m}= 1682 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές)

Λυγηρότητες

$i_y=\sqrt{(I_y/A)}=0.289 \times 150= 43 \text{ mm}$, $\lambda_y= 1682/ 43= 39.12$
 $i_z=\sqrt{(I_z/A)}=0.289 \times 80= 23 \text{ mm}$, $\lambda_z= 1682/ 23= 73.13$

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{c,crity}=\pi^2 E_{005}/\lambda_y^2= 47.72 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y}= \sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,crity})}= 0.66$ (EC5 Εξ.6.21)
 $\sigma_{c,critz}=\pi^2 E_{005}/\lambda_z^2= 13.66 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z}= \sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,critz})}= 1.24$ (EC5 Εξ.6.22)

$\beta_c=0.20$ (φυσικό ξύλο)

$k_y=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,y}-0.3)+\lambda_{rel,y}^2]= 0.76$, $K_{cy}=1/(k_y+ \sqrt{(k_y^2-\lambda_{rel,y}^2)})=0.893$ (Eq.6.27 6.25)
 $k_z=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,z}-0.3)+\lambda_{rel,z}^2]= 1.36$, $K_{cz}=1/(k_z+ \sqrt{(k_z^2-\lambda_{rel,z}^2)})=0.519$ (Eq.6.28 6.26)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d})= 0.05 < 1$ (EC5 Εξ.6.23)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d})= 0.08 < 1$ (EC5 Εξ.6.24)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.11. Συνδέσεις ζευκτού**1.11.1. Φέρουσα ικανότητα συνδέσμων** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8)**Βλήτρα και πλάκες συνδέσεων**

Επιλέγονται βλήτρα διαμέτρου $d=8.0$ mm. Πλάκες σύνδεσης πάχους $t=6.0$ mm.

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240$ N/mm². Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Στοιχεία διατομής

Πάχος ξύλου $d=80.0$ mm, πάχος ελάσματος $t=6.0$ mm

Ιδιότητες βλήτρων (EC5 §8.5.1)

Διάμετρος βλήτρων $d=8.0$ mm, ροδέλες με διάμετρο ≥ 24.0 mm και πάχος ≥ 2.4 mm..

Αποστάσεις βλήτρων (EC5 Πίνακα 8.4)

Επιλέγουμε επί το δυσμενέστερον $a_1=7d=7 \times 8.0=56$ mm, $a_2=4d=32$ mm

Χαρακτηριστική τιμή ροπής διαρροής (EC5 §8.5.1.1)

$M_{yk}=0.30 f_{uk} \cdot d^2 \cdot t=0.30 \times 400 \times 8.0^2 \cdot 6=26743$ Nmm ($f_{uk}=400$ N/mm²) (EN1995-1-1 Εξ.8.30)

Χαρακτηριστική τιμή αντοχής άντυγας (EC5 §8.3.1.1)

$f_{hk}=0.082 (1-0.01d) \rho_k=26.40$ N/mm², ($\rho_k=350$ kg/m³, $d=8.0$ mm) (EN1995-1-1 Εξ.8.32)

Μόνιμη δράση**Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου -Δίτμητη σύνδεση** (EC5 §8.2.3)

$t_2=80.0$ mm, πάχος ελάσματος $0.5d=4.0 < t=6.0 < d=8.0$ mm

Για $t \leq 0.5d$ $R_d=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 EN1995-1-1:2009 Εξ.8.12(ι) και 8.12(κ))
 $0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d=8.448$ kN

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d}=3.865$ kN

$F_{vrk1}=3.865$ kN

Για $t > 0.5d$ $R_d=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 EN1995-1-1:2009 Εξ.8.13(λ) and 8.13(μ))

$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d=8.448$ kN

$2.30 \sqrt{M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d}=5.466$ kN

$F_{vrk2}=5.466$ kN

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου $R_d=2K_{mod} \cdot F_{vrk}/\gamma_M=2 \times 0.60 \times 4.666/1.30=4.307$ kN

Μεσοχρόνια δράση**Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου -Δίτμητη σύνδεση** (EC5 §8.2.3)

$t_2=80.0$ mm, πάχος ελάσματος $0.5d=4.0 < t=6.0 < d=8.0$ mm

Για $t \leq 0.5d$ $R_d=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 EN1995-1-1:2009 Εξ.8.12(ι) και 8.12(κ))
 $0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d=8.448$ kN

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d}=3.865$ kN

$F_{vrk1}=3.865$ kN

Για $t > 0.5d$ $R_d=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 EN1995-1-1:2009 Εξ.8.13(λ) and 8.13(μ))

$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d=8.448$ kN

$2.30 \sqrt{M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d}=5.466$ kN

$F_{vrk2}=5.466$ kN

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου $R_d=2K_{mod} \cdot F_{vrk}/\gamma_M=2 \times 0.80 \times 4.666/1.30=5.742$ kN

Βραχυχρόνια δράση**Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου -Δίτμητη σύνδεση** (EC5 §8.2.3)

$t_2=80.0$ mm, πάχος ελάσματος $0.5d=4.0 < t=6.0 < d=8.0$ mm

Για $t \leq 0.5d$ $R_d=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 EN1995-1-1:2009 Εξ.8.12(ι) και 8.12(κ))
 $0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d=8.448$ kN

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d}=3.865$ kN

$F_{vrk1}=3.865$ kN

Για $t > 0.5d$ $R_d=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 EN1995-1-1:2009 Εξ.8.13(λ) and 8.13(μ))

$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d=8.448$ kN

$2.30 \sqrt{M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d}=5.466$ kN

$F_{vrk2}=5.466$ kN

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα βλήτρου $R_d=2K_{mod} \cdot F_{vrk}/\gamma_M=2 \times 0.90 \times 4.666/1.30=6.460$ kN

Παραδοχές για το σχεδιασμό συνδέσεων με βλήτρα

Μελέτη των συνδέσεων με πλαστική ανάλυση. Τα βλήτρα καταπονούνται από ίσες δυνάμεις.

Η αντοχή της μεταλλικής πλάκας βασίζεται στην πλαστική ροπή αντίστασης.

Οι θλιπτικές δυνάμεις μειώνονται στο $0.50 \times F_d$

1.11.2. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στον κόμβο : 2** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές (2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

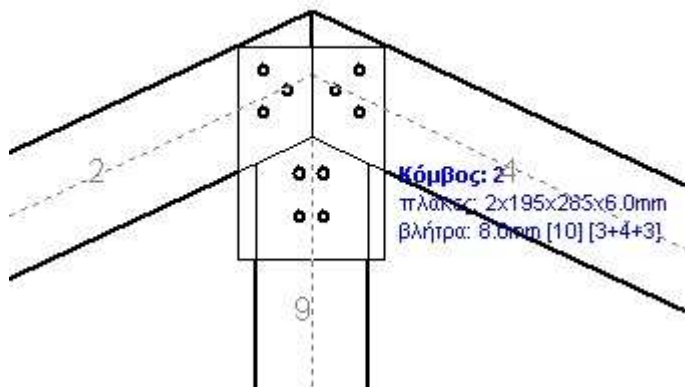
Έλεγχος σύνδεσης ράβδου 2, με ράβδους 4 και 9, στον κόμβο 2

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές 6.0 mm πλάκες χαλύβδινες διαστάσε

 $B \times H = 195 \text{ mm} \times 285 \text{ mm}$, και πάχους 6.0 mmΒλήτρα διαμέτρου $d = 8.0 \text{ mm}$,

3 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλητρών $a_1 = 56$, $a_2 = 32 \text{ mm}$ Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net} = (0.75) \cdot b \cdot t$ F_a = δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης M_a = Ροπή στο κέντρο της σύνδεσηςΜέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n = F_a / n + M_a / W_p$ n : αριθμός βλητρών, a : διατομή βλήτρου $A = n \cdot x \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλητρών r : απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης $W_p = I_p / (r \cdot x \cdot a)$: ροπή αντίστασης σύνδεσης $n = 3$, ($n_{ef} = 1.00n$), $A = 151 \text{ mm}^2$, $r = 29 \text{ mm}$, $W_p = 3862 \text{ mm}^3$ σ και σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm^2 **Δυνάμεις στον κόμβο 2 , από ράβδους 4, 9, στο κέντρο της σύνδεσης F (δύναμη) M (ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k_{mod}	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-6.467	0.105	1.739 <	4.307
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-10.219	0.163	2.730 <	5.742
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-9.313	0.154	2.524 <	5.742
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-9.250	0.143	2.440 <	5.742
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-5.864	0.072	1.420 <	4.307
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.467	0.105	1.739 <	4.307
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-9.082	0.145	2.429 <	6.460
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.854	0.143	2.537 <	4.307
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-10.219	0.163	2.730 <	4.307
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.945	0.134	2.331 <	4.307
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-9.313	0.154	2.524 <	4.307
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.887	0.123	2.249 <	4.307
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-9.250	0.143	2.440 <	4.307
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-8.488	0.112	2.113 <	4.307
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-7.851	0.106	1.968 <	4.307
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-7.813	0.098	1.911 <	4.307
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-9.094	0.146	2.433 <	4.307
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-8.460	0.139	2.289 <	4.307
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-8.415	0.132	2.230 <	4.307
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-11.342	0.166	2.930 <	4.307
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-11.708	0.186	3.123 <	4.307
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.706	0.160	2.786 <	4.307
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-11.074	0.180	2.979 <	4.307
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.665	0.152	2.728 <	4.307
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-11.030	0.172	2.920 <	4.307

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k _{mod}	F _a (kN)	M _a (kNm)	σ	σ _{cd} (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-6.467	0.105	2 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-10.219	0.163	2 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-9.313	0.154	2 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-9.250	0.143	2 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-5.864	0.072	1 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.467	0.105	2 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-9.082	0.145	2 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-9.854	0.143	2 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-10.219	0.163	2 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.945	0.134	2 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-9.313	0.154	2 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.887	0.123	2 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-9.250	0.143	2 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-8.488	0.112	2 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-7.851	0.106	2 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-7.813	0.098	2 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-9.094	0.146	2 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-8.460	0.139	2 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-8.415	0.132	2 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-11.342	0.166	3 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-11.708	0.186	3 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.706	0.160	3 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-11.074	0.180	3 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-10.665	0.152	2 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-11.030	0.172	3 <	264

Ελεγχος σύνδεσης ράβδου 9, με ράβδους 2 και 4, στον κόμβο 2

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές 6.0 mm πλάκες χαλύβδινες διαστάσε

BxH=195mmx285mm, και πάχους 6.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=8.0mm,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a₁=56, a₂=32 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών f_y=240 N/mm²

Καθαρό εμβαδόν πλακών A_{net}=(0.75) · b · t

F_a= δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

M_a= Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου F_n=F_a/n+M_a/W_p

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

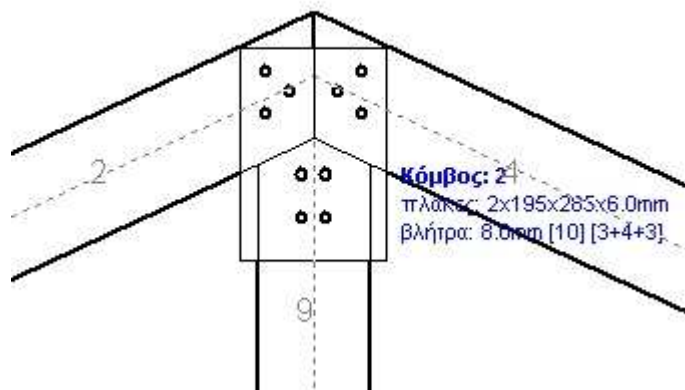
A=n·a: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

W_p=I_p/(r·a): ροπή αντίστασης σύνδεσης

n= 4, (n_{ef}=1.00n), A=201mm², r=37mm, W_p =6484mm³

σ και σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm²



Δυνάμεις στον κόμβο 2 ,από ράβδο 9, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)**Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	Fn (kN)	Rd (kN)
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	4.532	0.000	1.133 <	4.307
2	yg.Gk+yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	7.063	0.000	1.766 <	5.742
3	yg.Gk+yg.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	6.430	0.000	1.610 <	5.742
4	yg.Gk+yg.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	6.430	0.000	1.610 <	5.742
5	yg.Gk+yg.Qk4	Στιγμιαία	1.10	4.218	-0.002	1.067 <	4.307
6	yg.Gk+yg.Qk5	Στιγμιαία	1.10	4.532	0.000	1.133 <	4.307
7	yg.Gk+yg.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	6.295	0.000	1.574 <	6.460
8	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.874	-0.001	1.726 <	4.307
9	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.063	0.000	1.766 <	4.307
10	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.430	0.000	1.610 <	4.307
11	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	6.241	0.002	1.571 <	4.307
12	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.241	-0.002	1.571 <	4.307
13	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	6.430	0.000	1.610 <	4.307
14	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	5.989	-0.002	1.510 <	4.307
15	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	5.546	-0.002	1.398 <	4.307
16	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	5.546	-0.002	1.402 <	4.307
17	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	6.303	0.000	1.576 <	4.307
18	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	5.860	0.000	1.467 <	4.307
19	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	5.860	0.000	1.467 <	4.307
20	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.878	-0.001	1.977 <	4.307
21	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	8.067	0.000	2.017 <	4.307
22	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.624	0.000	1.908 <	4.307
23	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.435	0.001	1.869 <	4.307
24	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.435	-0.001	1.869 <	4.307
25	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.624	0.000	1.908 <	4.307

Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	4.532	0.000	3 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	7.063	0.000	4 <	175
3	yg.Gk+yg.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	6.430	0.000	4 <	175
4	yg.Gk+yg.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	6.430	0.000	4 <	175
5	yg.Gk+yg.Qk4	Στιγμιαία	1.10	4.218	-0.002	2 <	264
6	yg.Gk+yg.Qk5	Στιγμιαία	1.10	4.532	0.000	3 <	264
7	yg.Gk+yg.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	6.295	0.000	4 <	196
8	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.874	-0.001	4 <	264
9	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.063	0.000	4 <	264
10	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.430	0.000	4 <	264
11	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	6.241	0.002	4 <	264
12	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.241	-0.002	4 <	264
13	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	6.430	0.000	4 <	264
14	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	5.989	-0.002	3 <	264
15	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	5.546	-0.002	3 <	264
16	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	5.546	-0.002	3 <	264
17	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	6.303	0.000	4 <	264
18	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	5.860	0.000	3 <	264
19	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	5.860	0.000	3 <	264
20	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.878	-0.001	5 <	264
21	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	8.067	0.000	5 <	264
22	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.624	0.000	4 <	264
23	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.435	0.001	4 <	264
24	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.435	-0.001	4 <	264
25	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.624	0.000	4 <	264

1.11.3. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στους κόμβους : 1, 3** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές (2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτιού

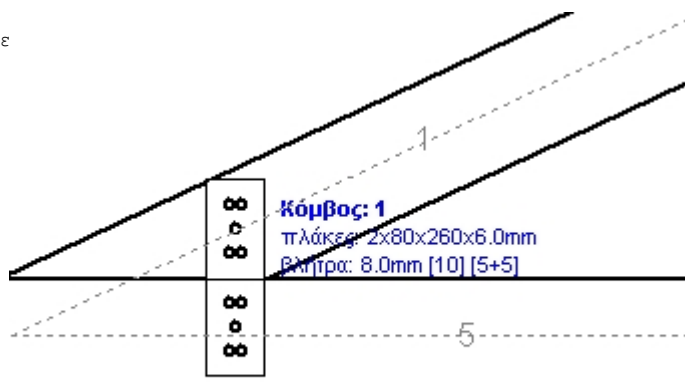
Έλεγχος σύνδεσης ράβδων 1 και 5, στον κόμβο 1

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές 6.0 mm πλάκες χαλύβδινες διαστάσε

 $B \times H = 80 \text{ mm} \times 260 \text{ mm}$, και πάχους 6.0 mmΒλήτρα διαμέτρου $d = 8.0 \text{ mm}$,

5 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλητρών $a_1 = 56$, $a_2 = 32 \text{ mm}$ Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net} = (0.75) \cdot b \cdot t$ F_a = δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης M_a = Ροπή στο κέντρο της σύνδεσηςΜέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n = F_a / n + M_a / W_p$ n : αριθμός βλητρών, a : διατομή βλήτρου $A = n \cdot x \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλητρών r : απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης $W_p = I_p / (r \cdot x \cdot a)$: ροπή αντίστασης σύνδεσης $n = 5$, ($n_{ef} = 1.00n$), $A = 251 \text{ mm}^2$, $r = 49 \text{ mm}$, $W_p = 9899 \text{ mm}^3$ σ και σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm^2 **Δυνάμεις στον κόμβο 1, από ράβδο 1, στο κέντρο της σύνδεσης F (δύναμη) M (ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k_{mod}	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-10.809	-0.431	2.057 <	4.307
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-17.180	-0.681	3.264 <	5.742
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-14.961	-0.598	2.850 <	5.742
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-16.213	-0.639	3.074 <	5.742
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-11.552	-0.433	2.153 <	4.307
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-10.809	-0.431	2.057 <	4.307
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-15.248	-0.605	2.898 <	6.460
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-17.621	-0.683	3.322 <	4.307
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-17.180	-0.681	3.264 <	4.307
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-15.400	-0.600	2.908 <	4.307
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-14.961	-0.598	2.850 <	4.307
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-16.657	-0.641	3.132 <	4.307
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-16.213	-0.639	3.074 <	4.307
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-16.009	-0.608	2.998 <	4.307
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-14.454	-0.550	2.708 <	4.307
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-15.336	-0.579	2.865 <	4.307
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-15.268	-0.606	2.902 <	4.307
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-13.715	-0.548	2.612 <	4.307
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-14.592	-0.577	2.769 <	4.307
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-20.149	-0.782	3.801 <	4.307
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-19.707	-0.781	3.743 <	4.307
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-18.594	-0.724	3.511 <	4.307
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-18.154	-0.723	3.453 <	4.307
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-19.474	-0.753	3.668 <	4.307
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-19.031	-0.751	3.610 <	4.307

Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k _{mod}	F _a (kN)	M _a (kNm)	σ	σ _{cd} (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-10.809	-0.431	22 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-17.180	-0.681	36 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-14.961	-0.598	31 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-16.213	-0.639	33 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-11.552	-0.433	23 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-10.809	-0.431	22 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-15.248	-0.605	32 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-17.621	-0.683	36 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-17.180	-0.681	36 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-15.400	-0.600	32 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-14.961	-0.598	31 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-16.657	-0.641	34 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-16.213	-0.639	33 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-16.009	-0.608	32 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-14.454	-0.550	29 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-15.336	-0.579	31 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-15.268	-0.606	32 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-13.715	-0.548	29 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-14.592	-0.577	30 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-20.149	-0.782	41 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-19.707	-0.781	41 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-18.594	-0.724	38 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-18.154	-0.723	38 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-19.474	-0.753	40 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-19.031	-0.751	39 <	264

1.11.4. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στον κόμβο : 4** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές (2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

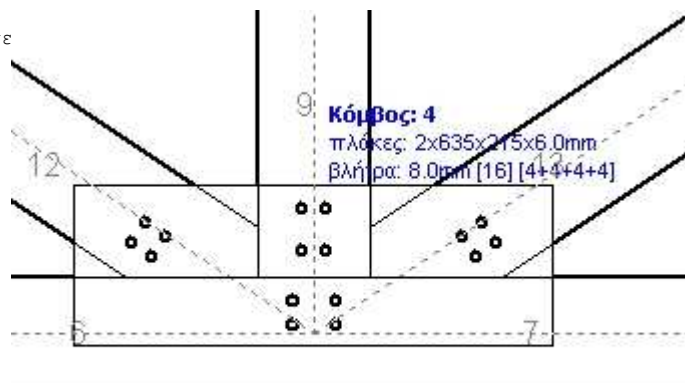
Έλεγχος σύνδεσης ράβδων 6 και 7, με ράβδους 9, 12, 13, στον κόμβο 4

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές 6.0 mm πλάκες χαλύβδινες διαστάσε

 $B \times H = 635 \text{ mm} \times 215 \text{ mm}$, και πάχους 6.0 mmΒλήτρα διαμέτρου $d = 8.0 \text{ mm}$,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλητρών $a_1 = 56$, $a_2 = 32 \text{ mm}$ Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net} = (0.75) \cdot b \cdot t$ F_a = δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης M_a = ροπή στο κέντρο της σύνδεσηςΜέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n = F_a / n + M_a / W_p$ n : αριθμός βλητρών, a : διατομή βλήτρου $A = n \cdot x \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλητρών r : απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης $W_p = I_p / (r \cdot x \cdot a)$: ροπή αντίστασης σύνδεσης $n = 4$, ($n_{ef} = 1.00n$), $A = 201 \text{ mm}^2$, $r = 37 \text{ mm}$, $W_p = 6484 \text{ mm}^3$ σ και σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm^2 **Δυνάμεις στον κόμβο 4 , από ράβδους 9, 12, 13, στο κέντρο της σύνδεσης F (δύναμη) M (ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k_{mod}	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.172	0.000	0.043 <	4.307
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.148	0.000	0.037 <	5.742
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.979	-0.046	0.572 <	5.742
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.979	0.046	0.595 <	5.742
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.583	0.100	0.597 <	4.307
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.409	-0.100	0.688 <	4.307
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.155	0.000	0.039 <	6.460
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-1.524	0.060	0.358 <	4.307
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.424	-0.060	0.410 <	4.307
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.734	0.014	0.111 <	4.307
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.380	-0.106	0.708 <	4.307
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.380	0.106	0.642 <	4.307
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.734	-0.014	0.137 <	4.307
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-2.593	0.100	0.597 <	4.307
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.085	0.067	0.408 <	4.307
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.160	0.132	0.793 <	4.307
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-2.418	-0.100	0.689 <	4.307
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-3.019	-0.132	0.889 <	4.307
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-1.865	-0.067	0.492 <	4.307
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-1.529	0.060	0.358 <	4.307
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.428	-0.060	0.411 <	4.307
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.895	0.027	0.167 <	4.307
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.117	-0.092	0.622 <	4.307
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.117	0.092	0.556 <	4.307
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.895	-0.027	0.215 <	4.307

Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	0.172	0.000	0 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.148	0.000	0 <	175
3	yg.Gk+yg.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.979	-0.046	0 <	175
4	yg.Gk+yg.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.979	0.046	0 <	175
5	yg.Gk+yg.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.583	0.100	0 <	264
6	yg.Gk+yg.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.409	-0.100	0 <	264
7	yg.Gk+yg.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.155	0.000	0 <	196
8	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-1.524	0.060	0 <	264
9	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.424	-0.060	0 <	264
10	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.734	0.014	0 <	264
11	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.380	-0.106	0 <	264
12	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.380	0.106	0 <	264
13	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.734	-0.014	0 <	264
14	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-2.593	0.100	0 <	264
15	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.085	0.067	0 <	264
16	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-3.160	0.132	0 <	264
17	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-2.418	-0.100	0 <	264
18	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-3.019	-0.132	0 <	264
19	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-1.865	-0.067	0 <	264
20	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-1.529	0.060	0 <	264
21	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.428	-0.060	0 <	264
22	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.895	0.027	0 <	264
23	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.117	-0.092	0 <	264
24	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-2.117	0.092	0 <	264
25	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.895	-0.027	0 <	264

Έλεγχος σύνδεσης ράβδου 9, με ράβδους 6, 7, 12 και 13, στον κόμβο 4

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές 6.0 mm πλάκες χαλύβδινες διαστάσε
BxH=635mmx215mm, και πάχους 6.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=8.0mm,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=56, a2=32 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240 \text{ N/mm}^2$

Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

Ma= Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

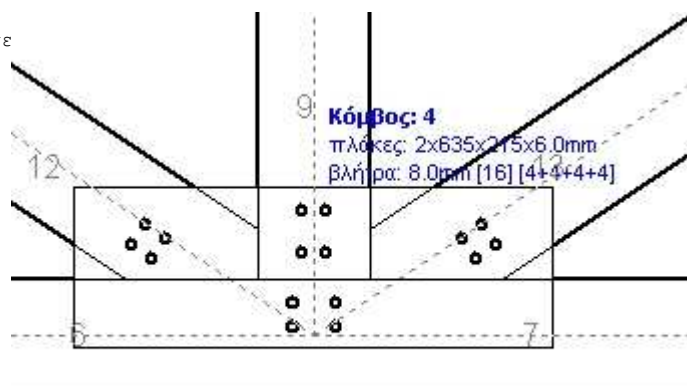
A=nxa: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

$W_p=I_p/(rxa)$: ροπή αντίστασης σύνδεσης

n= 4, (nef=1.00n), A=201mm², r=37mm, $W_p=6484\text{mm}^3$

σ και σd ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm²



Δυνάμεις στον κόμβο 4 ,από ράβδο 9, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)**Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	Fn (kN)	Rd (kN)
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	4.532	0.000	1.133 <	4.307
2	yg.Gk+yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	7.063	0.000	1.766 <	5.742
3	yg.Gk+yg.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	6.430	0.000	1.608 <	5.742
4	yg.Gk+yg.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	6.430	0.000	1.608 <	5.742
5	yg.Gk+yg.Qk4	Στιγμιαία	1.10	4.218	0.000	1.055 <	4.307
6	yg.Gk+yg.Qk5	Στιγμιαία	1.10	4.532	0.000	1.133 <	4.307
7	yg.Gk+yg.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	6.295	0.000	1.574 <	6.460
8	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.874	0.000	1.719 <	4.307
9	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.063	0.000	1.766 <	4.307
10	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.430	0.000	1.608 <	4.307
11	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	6.241	0.000	1.561 <	4.307
12	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.241	0.000	1.561 <	4.307
13	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	6.430	0.000	1.608 <	4.307
14	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	5.989	0.000	1.498 <	4.307
15	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	5.546	0.000	1.387 <	4.307
16	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	5.546	0.000	1.387 <	4.307
17	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	6.303	0.000	1.576 <	4.307
18	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	5.860	0.000	1.465 <	4.307
19	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	5.860	0.000	1.465 <	4.307
20	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.878	0.000	1.970 <	4.307
21	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	8.067	0.000	2.017 <	4.307
22	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.624	0.000	1.906 <	4.307
23	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.435	0.000	1.859 <	4.307
24	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.435	0.000	1.859 <	4.307
25	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.624	0.000	1.906 <	4.307

Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	4.532	0.000	1 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	7.063	0.000	1 <	175
3	yg.Gk+yg.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	6.430	0.000	1 <	175
4	yg.Gk+yg.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	6.430	0.000	1 <	175
5	yg.Gk+yg.Qk4	Στιγμιαία	1.10	4.218	0.000	1 <	264
6	yg.Gk+yg.Qk5	Στιγμιαία	1.10	4.532	0.000	1 <	264
7	yg.Gk+yg.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	6.295	0.000	1 <	196
8	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.874	0.000	1 <	264
9	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.063	0.000	1 <	264
10	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.430	0.000	1 <	264
11	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	6.241	0.000	1 <	264
12	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	6.241	0.000	1 <	264
13	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	6.430	0.000	1 <	264
14	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	5.989	0.000	1 <	264
15	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	5.546	0.000	1 <	264
16	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	5.546	0.000	1 <	264
17	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	6.303	0.000	1 <	264
18	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	5.860	0.000	1 <	264
19	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	5.860	0.000	1 <	264
20	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.878	0.000	1 <	264
21	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	8.067	0.000	1 <	264
22	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.624	0.000	1 <	264
23	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.435	0.000	1 <	264
24	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	7.435	0.000	1 <	264
25	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	7.624	0.000	1 <	264

Ελεγχος σύνδεσης ράβδου 12, με ράβδους 6, 7, 9 και 13, στον κόμβο 4

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές 6.0 mm πλάκες χαλύβδινες διαστάσε

BxH=635mmx215mm, και πάχους 6.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=8.0mm,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

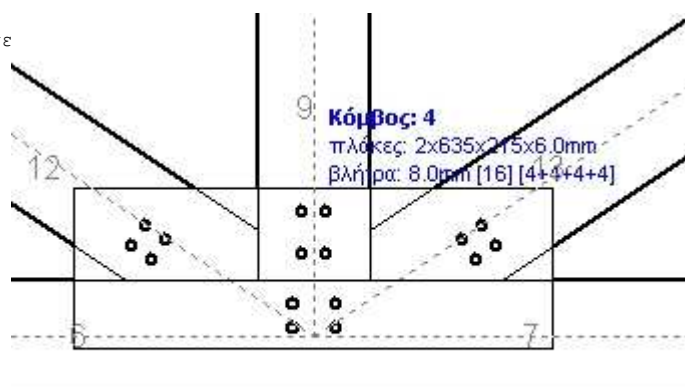
Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=56, a2=32 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$ F_a = δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης M_a = Ροπή στο κέντρο της σύνδεσηςΜέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

 $A=n \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

 $W_p=I_p/(r \cdot a)$: ροπή αντίστασης σύνδεσηςn= 4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=201\text{mm}^2$, $r=26\text{mm}$, $W_p=4550\text{mm}^3$ σ και σd ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm^2 **Δυνάμεις στον κόμβο 4 , από ράβδο 12, στο κέντρο της σύνδεσης F (δύναμη) M (ροπή)****Ελεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-3.932	0.000	0.492 <	4.307
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-6.237	0.000	0.780 <	5.742
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-5.080	0.000	0.635 <	5.742
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-6.242	0.000	0.780 <	5.742
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.433	0.000	0.804 <	4.307
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.932	0.000	0.492 <	4.307
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-5.538	0.000	0.692 <	6.460
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.738	0.000	0.967 <	4.307
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.237	0.000	0.780 <	4.307
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.581	0.000	0.823 <	4.307
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.080	0.000	0.635 <	4.307
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.742	0.000	0.968 <	4.307
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.242	0.000	0.780 <	4.307
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-8.047	0.000	1.006 <	4.307
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-7.237	0.000	0.905 <	4.307
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-8.050	0.000	1.006 <	4.307
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-5.546	0.000	0.693 <	4.307
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-4.736	0.000	0.592 <	4.307
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-5.549	0.000	0.694 <	4.307
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.652	0.000	1.082 <	4.307
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.152	0.000	0.894 <	4.307
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.842	0.000	0.980 <	4.307
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.342	0.000	0.793 <	4.307
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.655	0.000	1.082 <	4.307
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.155	0.000	0.894 <	4.307

Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k _{mod}	F _a (kN)	M _a (kNm)	σ	σ _d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-3.932	0.000	1 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-6.237	0.000	2 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-5.080	0.000	1 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-6.242	0.000	2 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.433	0.000	2 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.932	0.000	1 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-5.538	0.000	1 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.738	0.000	2 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.237	0.000	2 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.581	0.000	2 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.080	0.000	1 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.742	0.000	2 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.242	0.000	2 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-8.047	0.000	2 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-7.237	0.000	2 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-8.050	0.000	2 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-5.546	0.000	1 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-4.736	0.000	1 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-5.549	0.000	1 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.652	0.000	2 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.152	0.000	2 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.842	0.000	2 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.342	0.000	2 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.655	0.000	2 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.155	0.000	2 <	264

1.11.5. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα στους κόμβους : 5, 6** (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

Τοποθετούνται διπλές (2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτιού

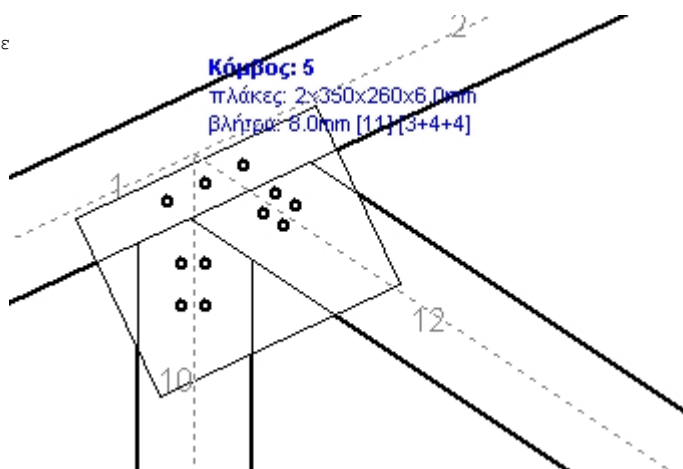
Έλεγχος σύνδεσης ράβδων 1 και 2, με ράβδους 10 και 12, στον κόμβο 5

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές 6.0 mm πλάκες χαλύβδινες διαστάσε

 $B \times H = 350 \text{ mm} \times 260 \text{ mm}$, και πάχους 6.0 mmΒλήτρα διαμέτρου $d = 8.0 \text{ mm}$,

3 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλητρών $a_1 = 56$, $a_2 = 32 \text{ mm}$ Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net} = (0.75) \cdot b \cdot t$ F_a = δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης M_a = Ροπή στο κέντρο της σύνδεσηςΜέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n = F_a / n + M_a / W_p$ n = αριθμός βλητρών, a : διατομή βλήτρου $A = n \cdot x \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλητρών r : απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης $W_p = I_p / (r \cdot x \cdot a)$: ροπή αντίστασης σύνδεσης $n = 3$, ($n_{ef} = 1.30n$), $A = 151 \text{ mm}^2$, $r = 64 \text{ mm}$, $W_p = 6434 \text{ mm}^3$ σ και σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm^2 **Δυνάμεις στον κόμβο 5, από ράβδους 10, 12, στο κέντρο της σύνδεσης F (δύναμη) M (ροπή)****Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k_{mod}	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-3.654	0.073	0.817 <	4.307
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-5.940	0.111	1.294 <	5.742
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-4.791	0.092	1.054 <	5.742
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-5.945	0.111	1.294 <	5.742
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.136	0.114	1.334 <	4.307
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.654	0.073	0.817 <	4.307
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-5.246	0.099	1.149 <	6.460
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.432	0.136	1.604 <	4.307
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.940	0.111	1.294 <	4.307
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.281	0.117	1.365 <	4.307
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.791	0.092	1.054 <	4.307
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.438	0.136	1.605 <	4.307
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.945	0.111	1.294 <	4.307
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-7.740	0.141	1.669 <	4.307
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-6.934	0.128	1.501 <	4.307
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-7.744	0.141	1.669 <	4.307
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-5.253	0.100	1.150 <	4.307
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-4.449	0.086	0.983 <	4.307
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-5.257	0.100	1.151 <	4.307
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.342	0.151	1.794 <	4.307
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.849	0.126	1.483 <	4.307
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.536	0.138	1.626 <	4.307
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.043	0.113	1.315 <	4.307
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.346	0.151	1.795 <	4.307
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.853	0.126	1.484 <	4.307

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	-3.654	0.073	1 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-5.940	0.111	1 <	175
3	yg.Gk+yg.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-4.791	0.092	1 <	175
4	yg.Gk+yg.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-5.945	0.111	1 <	175
5	yg.Gk+yg.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.136	0.114	1 <	264
6	yg.Gk+yg.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.654	0.073	1 <	264
7	yg.Gk+yg.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-5.246	0.099	1 <	196
8	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.432	0.136	1 <	264
9	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.940	0.111	1 <	264
10	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.281	0.117	1 <	264
11	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-4.791	0.092	1 <	264
12	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.438	0.136	1 <	264
13	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.945	0.111	1 <	264
14	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-7.740	0.141	1 <	264
15	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-6.934	0.128	1 <	264
16	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-7.744	0.141	1 <	264
17	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-5.253	0.100	1 <	264
18	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-4.449	0.086	1 <	264
19	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-5.257	0.100	1 <	264
20	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.342	0.151	2 <	264
21	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.849	0.126	1 <	264
22	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.536	0.138	1 <	264
23	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.043	0.113	1 <	264
24	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.346	0.151	2 <	264
25	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.853	0.126	1 <	264

Ελεγχος σύνδεσης ράβδου 12, με ράβδους 1, 2 και 10, στον κόμβο 5

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές 6.0 mm πλάκες χαλύβδινες διαστάσε

BxH=350mmx260mm, και πάχους 6.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=8.0mm,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=56, a2=32 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

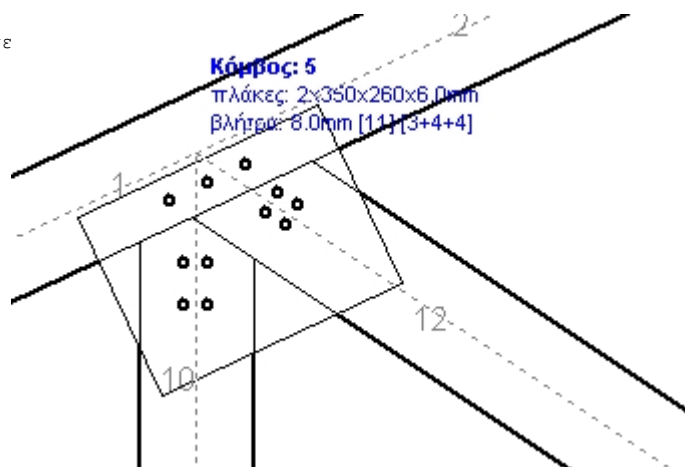
Ma= Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

A=nxa: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

 $W_p=I_p/(rxa)$: ροπή αντίστασης σύνδεσηςn= 4, (nef=1.00n), A=201mm², r=26mm, $W_p=4550\text{mm}^3$ σ και σd ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm²

Δυνάμεις στον κόμβο 5 ,από ράβδο 12, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)**Έλεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	Fn (kN)	Rd (kN)
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	-3.932	0.000	0.492 <	4.307
2	yg.Gk+yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-6.237	0.000	0.780 <	5.742
3	yg.Gk+yg.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-5.080	0.000	0.635 <	5.742
4	yg.Gk+yg.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-6.242	0.000	0.781 <	5.742
5	yg.Gk+yg.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.433	0.000	0.805 <	4.307
6	yg.Gk+yg.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.932	0.000	0.492 <	4.307
7	yg.Gk+yg.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-5.538	0.000	0.693 <	6.460
8	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.738	0.000	0.968 <	4.307
9	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.237	0.000	0.780 <	4.307
10	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.581	0.000	0.823 <	4.307
11	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.080	0.000	0.635 <	4.307
12	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.742	0.000	0.968 <	4.307
13	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.242	0.000	0.781 <	4.307
14	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-8.047	0.000	1.006 <	4.307
15	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-7.237	0.000	0.905 <	4.307
16	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-8.050	0.000	1.007 <	4.307
17	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-5.546	0.000	0.694 <	4.307
18	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-4.736	0.000	0.592 <	4.307
19	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-5.549	0.000	0.694 <	4.307
20	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.652	0.000	1.082 <	4.307
21	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.152	0.000	0.895 <	4.307
22	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.842	0.000	0.981 <	4.307
23	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.342	0.000	0.793 <	4.307
24	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.655	0.000	1.083 <	4.307
25	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.155	0.000	0.895 <	4.307

Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	yg.Gk	Μόνιμη	0.60	-3.932	0.000	1 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-6.237	0.000	1 <	175
3	yg.Gk+yg.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-5.080	0.000	1 <	175
4	yg.Gk+yg.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	-6.242	0.000	1 <	175
5	yg.Gk+yg.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.433	0.000	1 <	264
6	yg.Gk+yg.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-3.932	0.000	1 <	264
7	yg.Gk+yg.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-5.538	0.000	1 <	196
8	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.738	0.000	1 <	264
9	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.237	0.000	1 <	264
10	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-6.581	0.000	1 <	264
11	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-5.080	0.000	1 <	264
12	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.742	0.000	1 <	264
13	yg.Gk+yg.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.242	0.000	1 <	264
14	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-8.047	0.000	1 <	264
15	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-7.237	0.000	1 <	264
16	yg.Gk+yg.Qk4+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-8.050	0.000	1 <	264
17	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-5.546	0.000	1 <	264
18	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-4.736	0.000	1 <	264
19	yg.Gk+yg.Qk5+yg.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-5.549	0.000	1 <	264
20	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.652	0.000	1 <	264
21	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk1+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.152	0.000	1 <	264
22	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-7.842	0.000	1 <	264
23	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk2+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-6.342	0.000	1 <	264
24	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-8.655	0.000	1 <	264
25	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψο.Qk3+yg.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-7.155	0.000	1 <	264

Ελεγχος σύνδεσης ράβδου 10, με ράβδους 1, 2 και 12, στον κόμβο 5

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές 6.0 mm πλάκες χαλύβδινες διαστάσε

BxH=350mmx260mm, και πάχους 6.0mm

Βλήτρα διαμέτρου d=8.0mm,

4 βλήτρα σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

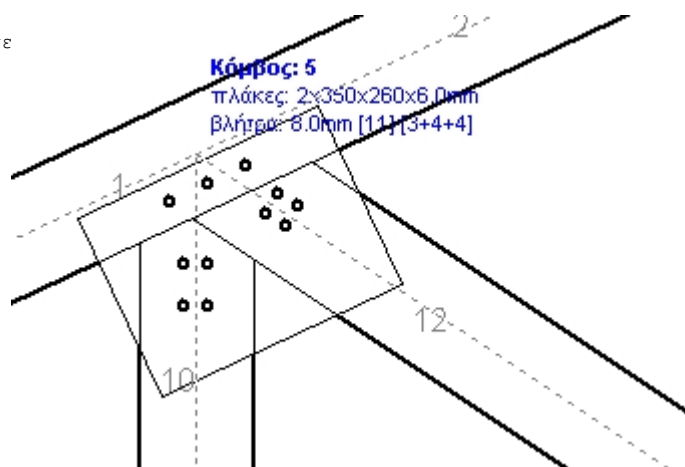
Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων a1=56, a2=32 mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240 \text{ N/mm}^2$ Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$ F_a = δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης M_a = Ροπή στο κέντρο της σύνδεσηςΜέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n: αριθμός βλήτρων, a: διατομή βλήτρου

 $A=n \cdot a$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r: απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

 $W_p=I_p/(r \cdot a)$: ροπή αντίστασης σύνδεσηςn= 4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=201\text{mm}^2$, $r=37\text{mm}$, $W_p=6484\text{mm}^3$ σ και σd ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm^2 **Δυνάμεις στον κόμβο 5 , από ράβδο 10, στο κέντρο της σύνδεσης F (δύναμη) M (ροπή)****Ελεγχος αντοχής σύνδεσης**

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.555	0.000	0.140 <	4.307
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.571	0.000	0.145 <	5.742
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.565	0.000	0.143 <	5.742
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.570	0.000	0.144 <	5.742
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.569	0.000	0.144 <	4.307
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.555	0.000	0.140 <	4.307
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.566	0.000	0.143 <	6.460
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.580	0.000	0.147 <	4.307
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.571	0.000	0.145 <	4.307
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.573	0.000	0.145 <	4.307
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.565	0.000	0.143 <	4.307
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.578	0.000	0.147 <	4.307
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.570	0.000	0.144 <	4.307
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.581	0.000	0.147 <	4.307
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.576	0.000	0.146 <	4.307
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.580	0.000	0.147 <	4.307
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.566	0.000	0.143 <	4.307
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.562	0.000	0.142 <	4.307
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.565	0.000	0.143 <	4.307
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.586	0.000	0.149 <	4.307
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.578	0.000	0.146 <	4.307
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.582	0.000	0.148 <	4.307
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.573	0.000	0.145 <	4.307
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.585	0.000	0.149 <	4.307
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.577	0.000	0.146 <	4.307

Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k _{mod}	F _a (kN)	M _a (kNm)	σ	σ _d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.555	0.000	0 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.571	0.000	0 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.565	0.000	0 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.570	0.000	0 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.569	0.000	0 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.555	0.000	0 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.566	0.000	0 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.580	0.000	0 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.571	0.000	0 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.573	0.000	0 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.565	0.000	0 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.578	0.000	0 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.570	0.000	0 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.581	0.000	0 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.576	0.000	0 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.580	0.000	0 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.566	0.000	0 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.562	0.000	0 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.565	0.000	0 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.586	0.000	0 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.578	0.000	0 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.582	0.000	0 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.573	0.000	0 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.585	0.000	0 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.577	0.000	0 <	264

ίας

υς : 7, 8 (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

κες στις δύο όψεις του ζευκτού

5 και 6, στον κόμβο 7

νες διαστάσεων

4 βλήτρα σε κάθε συνδεδεμένη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων $a_1=56$, $a_2=32$ mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240$ N/mm²

Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

F_a = δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

M_a = Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n : αριθμός βλήτρων, a : διατομή βλήτρου

$A=nxa$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r : απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

$W_p=I_p/(rxa)$: ροπή αντίστασης σύνδεσης

$n=4$, ($n_{ef}=1.00n$), $A=201\text{mm}^2$, $r=37\text{mm}$, $W_p=6484\text{mm}^3$

σ και σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm²

Δυνάμεις στον κόμβο 7 ,από ράβδο 10, στο κέντρο της σύνδεσης F (δύναμη) M (ροπή)

Έλεγχος αντοχής σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.555	0.000	0.139 <	4.307
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.571	0.000	0.143 <	5.742
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.565	0.000	0.141 <	5.742
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.570	0.000	0.143 <	5.742
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.569	0.000	0.143 <	4.307
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.555	0.000	0.139 <	4.307
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.566	0.000	0.142 <	6.460
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.580	0.000	0.145 <	4.307
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.571	0.000	0.143 <	4.307
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.573	0.000	0.144 <	4.307
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.565	0.000	0.141 <	4.307
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.578	0.000	0.145 <	4.307
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.570	0.000	0.143 <	4.307
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.581	0.000	0.146 <	4.307
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.576	0.000	0.144 <	4.307
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.580	0.000	0.145 <	4.307
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.566	0.000	0.142 <	4.307
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.562	0.000	0.141 <	4.307
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.565	0.000	0.142 <	4.307
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.586	0.000	0.147 <	4.307
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.578	0.000	0.145 <	4.307
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.582	0.000	0.146 <	4.307
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.573	0.000	0.144 <	4.307
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.585	0.000	0.147 <	4.307
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.577	0.000	0.144 <	4.307

Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k _{mod}	F _a (kN)	M _a (kNm)	σ	σ _d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.555	0.000	1 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.571	0.000	1 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	0.565	0.000	1 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.570	0.000	1 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.569	0.000	1 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.555	0.000	1 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.566	0.000	1 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.580	0.000	1 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.571	0.000	1 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.573	0.000	1 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.565	0.000	1 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.578	0.000	1 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.570	0.000	1 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.581	0.000	1 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.576	0.000	1 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.580	0.000	1 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.566	0.000	1 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	0.562	0.000	1 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.565	0.000	1 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.586	0.000	1 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.578	0.000	1 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.582	0.000	1 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.573	0.000	1 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.585	0.000	1 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	0.577	0.000	1 <	264

ίαις

α : 6, 7 (EC5 EN1995-1-1:2009, §8.5)

κες στις δύο όψεις του ζευκτού

νες διαστάσεων

4 βλήτρα σε κάθε συνδεδεμένη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ βλήτρων $a_1=56$, $a_2=32$ mm

Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240$ N/mm²

Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

F_a = δύναμη στο κέντρο της σύνδεσης

M_a = Ροπή στο κέντρο της σύνδεσης

Μέγιστη δύναμη ακραίου βλήτρου $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n : αριθμός βλήτρων, a : διατομή βλήτρου

$A=n \cdot x_a$: συνολικό εμβαδόν βλήτρων

r : απόσταση ακραίου βλήτρου από κέντρο σύνδεσης

$W_p=I_p/(r \cdot x_a)$: ροπή αντίστασης σύνδεσης

$n=4$, ($n_{ef}=1.00n$), $A=201\text{mm}^2$, $r=37\text{mm}$, $W_p=6484\text{mm}^3$

σ και σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm²

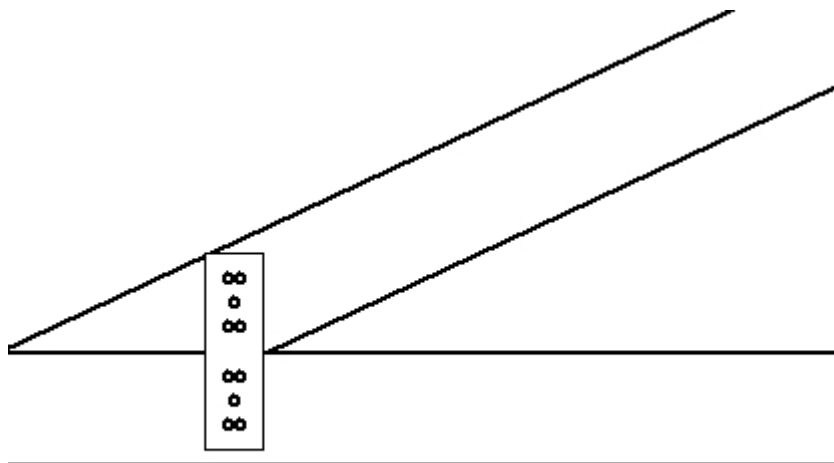
Δυνάμεις στη σύνδεση στοιχείου 6 , στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)

Έλεγχος αντοχής σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k_{mod}	F_n (kN)	F_v (kN)	M_a (kNm)	F_n	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	0.108	0.002	0.034	<4.307
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	0.000	0.120	0.004	0.047	<5.742
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-0.484	0.116	0.005	0.094	<5.742
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.483	0.118	0.003	0.186	<5.742
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.108	0.002	0.034	<4.307
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.321	0.098	0.009	0.334	<4.307
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.117	0.004	0.043	<6.460
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.120	0.004	0.047	<4.307
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.393	0.114	0.009	0.220	<4.307
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.484	0.116	0.005	0.094	<4.307
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.876	0.110	0.009	0.281	<4.307
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.483	0.118	0.003	0.186	<4.307
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.909	0.112	0.007	0.154	<4.307
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.117	0.004	0.043	<4.307
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.339	0.114	0.004	0.072	<4.307
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.338	0.115	0.003	0.148	<4.307
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-2.321	0.106	0.011	0.342	<4.307
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.659	0.103	0.011	0.384	<4.307
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-1.982	0.105	0.009	0.295	<4.307
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.000	0.125	0.006	0.053	<4.307
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.393	0.119	0.010	0.225	<4.307
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.339	0.122	0.006	0.080	<4.307
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.731	0.116	0.010	0.267	<4.307
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.338	0.124	0.004	0.166	<4.307
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.054	0.117	0.009	0.179	<4.307

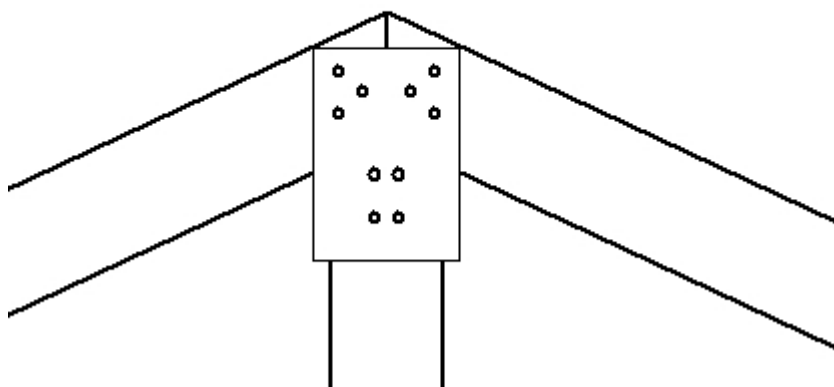
Έλεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k _{mod}	F _a (kN)	M _a (kNm)	σ	σ _d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.108	0.006	0 <	131
2	γγ.Gk+γγ.Qk1	Μεσοχρόνια	0.80	-0.120	0.010	0 <	175
3	γγ.Gk+γγ.Qk2	Μεσοχρόνια	0.80	-0.497	0.010	1 <	175
4	γγ.Gk+γγ.Qk3	Μεσοχρόνια	0.80	0.498	0.008	1 <	175
5	γγ.Gk+γγ.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.108	0.006	0 <	264
6	γγ.Gk+γγ.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-2.323	0.013	2 <	264
7	γγ.Gk+γγ.Qki	Βραχυχρόνια	0.90	-0.117	0.009	0 <	196
8	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.120	0.010	0 <	264
9	γγ.Gk+γγ.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.397	0.014	1 <	264
10	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.497	0.010	1 <	264
11	γγ.Gk+γγ.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.879	0.014	1 <	264
12	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.498	0.008	1 <	264
13	γγ.Gk+γγ.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-0.916	0.012	1 <	264
14	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-0.117	0.009	0 <	264
15	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-0.357	0.009	0 <	264
16	γγ.Gk+γγ.Qk4+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	0.357	0.008	1 <	264
17	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk1	Στιγμιαία	1.10	-2.323	0.015	2 <	264
18	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk2	Στιγμιαία	1.10	-2.661	0.015	2 <	264
19	γγ.Gk+γγ.Qk5+γγ.ψο.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-1.985	0.014	2 <	264
20	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.125	0.011	0 <	264
21	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk1+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.398	0.015	1 <	264
22	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	-0.360	0.011	0 <	264
23	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk2+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.735	0.015	1 <	264
24	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk4	Στιγμιαία	1.10	0.360	0.010	1 <	264
25	γγ.Gk+γγ.Qki+γγ.ψο.Qk3+γγ.ψο.Qk5	Στιγμιαία	1.10	-1.061	0.014	1 <	264

**Εύνδεσμος στον κόμβο 1**(κόμβος σε $x=0.298$ m, $y=0.075$ m)

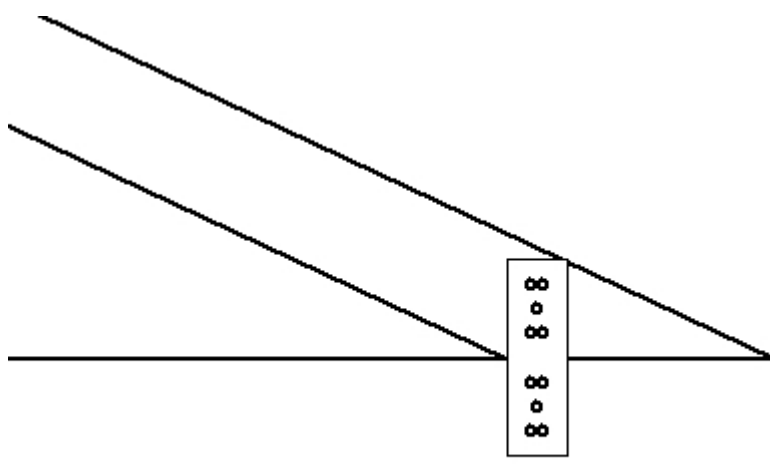
πλάκες: 2x80x260x6.0mm

βλήτρα: 8.0mm [10] [5+5]

**Εύνδεσμος στον κόμβο 2**(κόμβος σε $x=3.400$ m, $y=1.502$ m)

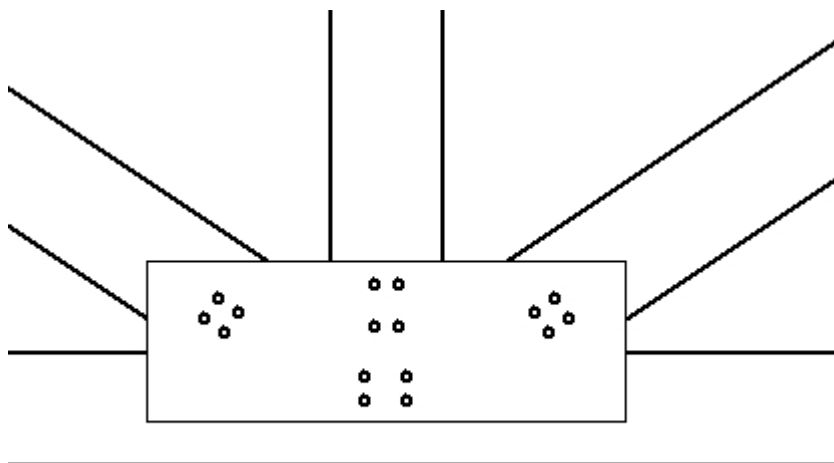
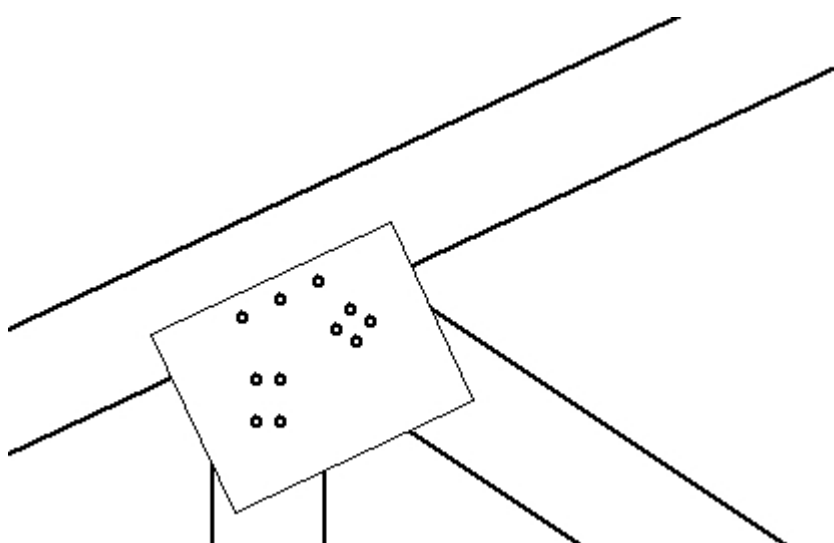
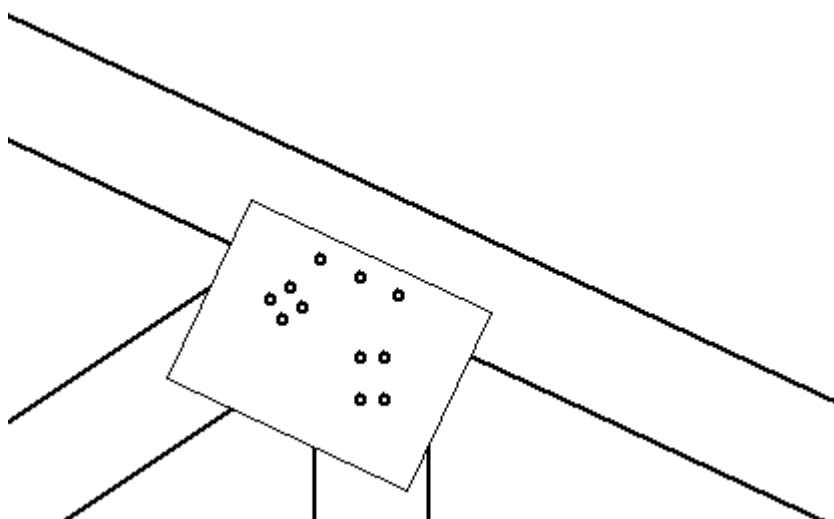
πλάκες: 2x195x285x6.0mm

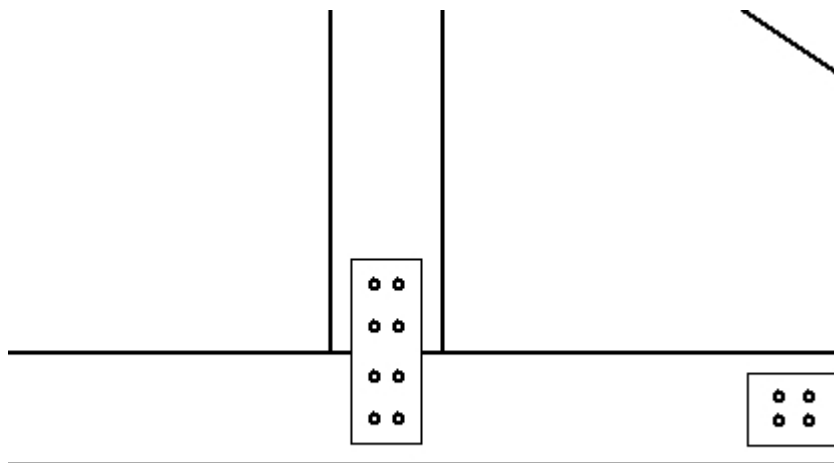
βλήτρα: 8.0mm [10] [3+4+3]

**Εύνδεσμος στον κόμβο 3**(κόμβος σε $x=6.502$ m, $y=0.075$ m)

πλάκες: 2x80x260x6.0mm

βλήτρα: 8.0mm [10] [5+5]

**Εύνδεσμος στον κόμβο 4**(κόμβος σε $x=3.400$ m, $y=0.075$ m)**πλάκες:** 2x635x215x6.0mm**βλήτρα:** 8.0mm [16] [4+4+4+4]**Εύνδεσμος στον κόμβο 5**(κόμβος σε $x=2.056$ m, $y=0.799$ m)**πλάκες:** 2x350x260x6.0mm**βλήτρα:** 8.0mm [11] [3+4+4]**Εύνδεσμος στον κόμβο 6**(κόμβος σε $x=4.919$ m, $y=0.799$ m)**πλάκες:** 2x350x260x6.0mm**βλήτρα:** 8.0mm [11] [3+4+4]

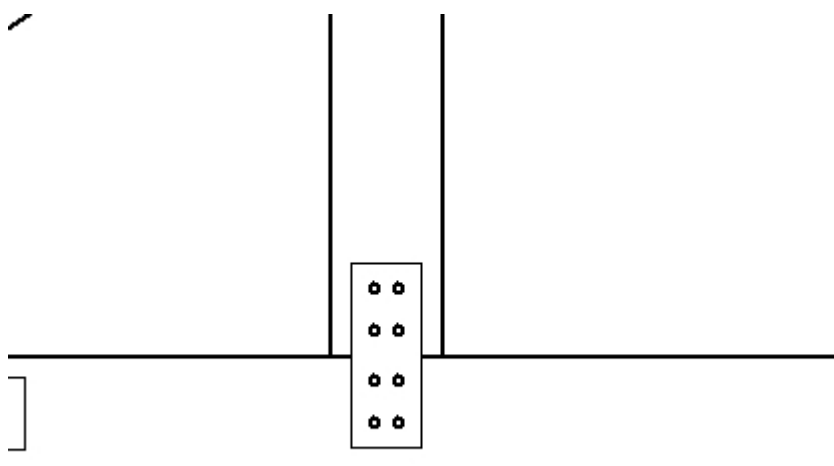


Σύνδεσμος στον κόμβο 7

(κόμβος σε $x=2.000\text{ m}$, $y=0.075\text{ m}$)

πλάκες: $2 \times 95 \times 245 \times 6.0\text{mm}$

βλήτρα: 8.0mm [8] [4+4]

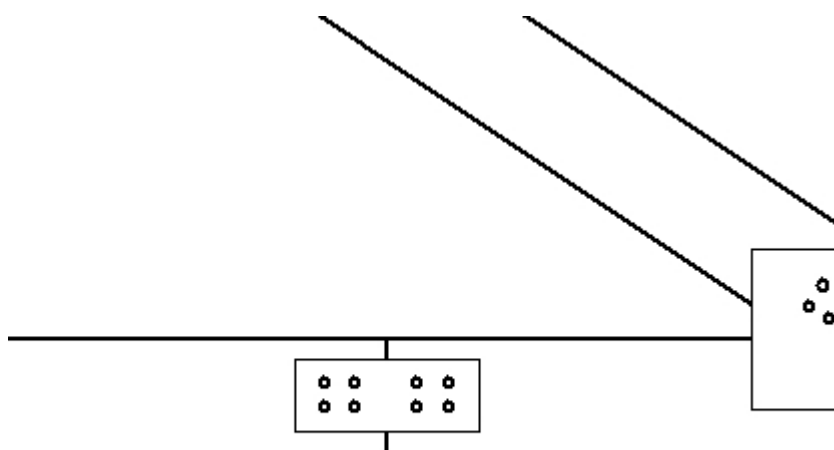


Σύνδεσμος στον κόμβο 8

(κόμβος σε $x=4.800\text{ m}$, $y=0.075\text{ m}$)

πλάκες: $2 \times 95 \times 245 \times 6.0\text{mm}$

βλήτρα: 8.0mm [8] [4+4]

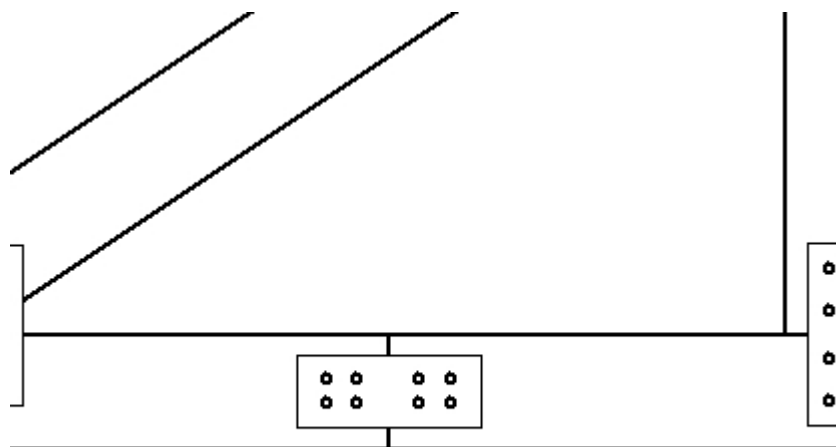


Σύνδεσμος ράβδου

(σε $x=2.600\text{ m}$, $y=0.000\text{ m}$)

πλάκες: $2 \times 245 \times 95 \times 6.0\text{mm}$

βλήτρα: 8.0mm [8] [4+4]



Ονομασία Έργου-Μελέτης

Διεύθυνση έργου

Μηχανικός Μελετητής

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Οροφοι : 2 Υπόγειο: 0

Τοιχοποιία Άοπλη τοιχοποιία

Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 2

Υψη ορόφων [m]

Δάπεδα

Ισόγειο ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Ξυλινο δάπεδο
1ος ορόφος ύψος ορόφου 5.35 [m] οροφή=Ξύλινη Στέγη

Φορτία Κατασκευής (EC1, ΕΚΩΣ)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 0.50 [kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00 [kN/m²]

Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 4.00 [kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 3.50 [kN/m²]
Κινητά σε Εξώστες= 5.00 [kN/m²]

Μόνιμα Στέγης 0.90 Ιδιο βάρος= 0.90 [kN/m²]
Οροφή= 0.20 [kN/m²]

Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.90 [kN/m²], Άνεμος= 1.50 [kN/m²]
Άνεμος (κατακόρυφα) 1.50xημ² (25°)= 0.21 [kN/m²]

Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (ΕΚΩΣ, §6.3.2) γg=1.35, γq=1.50

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (ΕΚΩΣ Π.6.3) Ψ0=0.80, Ψ1=0.80, Ψ2=0.50

Υλικά Τοιχοποιίας Λιθοδομή 0.55

Σκυρόδεμα - Εδαφος C16/20-S500 γu=0.20 [N/mm²,MPa]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (ΕΑΚ §2)

Σεισμική Ζώνη (ΕΑΚ §2.3.3) Ζώνη: II, α=0.240g=2.35 m/s²

Κατηγορία Εδάφους (ΕΑΚ §2.3.6) B, Θ=1.00 T1=0.15sec T2=0.60sec

Σπουδαιότητα Κτιρίου (ΕΑΚ §2.3.4) Σ3 γI=1.15

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

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

Ελληνικός Κανονισμός για Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα ΕΚΩΣ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ 2000

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

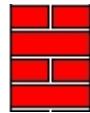
Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Λιθοδομή 0.55

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]
Βάρος ανά m² : 14.30 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.55 [m]

Διαμήκης Αρμός NAI



Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσωμάτων: Οπτόπλινθοι EN 771-1
Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 160 x 120 x 60 [mm]
Θλιπτική αντοχή : 40.00 [N/mm²]
Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : fb= 31.20 [N/mm²]

ΛΙΘΟΙ ΕΙΡΗΝΟΔΙΚΕΙΟΥ

Κατηγορία: : II
Ομάδα : 1
Συντελεστής δ = 0.78
fb= 0.78x 40.00= 31.20 [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής
Θλιπτική Αντοχή fk: 5.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα-M5

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή fk [N/mm²] (EC6, §3.6.1) $f_k = 0.8 \times K \times f_b \times f_m^{0.7} = 7.93$ [N/mm²]
Διατμ/κή Αντοχή fnko [N/mm²] (EC6, §3.6.2) fnko = 0.20 [N/mm²]
Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2) E = 7.93 [GPa=KN/mm²]
Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 3.17 [GPa=KN/mm²]

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]
Βάρος ανά m² : 13.00 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.50 [m]

Διαμήκης Αρμός NAI



Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσωμάτων: Οπτόπλινθοι EN 771-1
Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 160 x 120 x 60 [mm]
Θλιπτική αντοχή : 40.00 [N/mm²]
Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : fb= 31.20 [N/mm²]

ΛΙΘΟΙ ΕΙΡΗΝΟΔΙΚΕΙΟΥ

Κατηγορία: : II
Ομάδα : 1
Συντελεστής δ = 0.78
fb= 0.78x 40.00= 31.20 [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής
Θλιπτική Αντοχή fk: 5.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα-M5

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή fk [N/mm²] (EC6, §3.6.1) $f_k = 0.8 \times K \times f_b \times f_m^{0.7} = 7.93$ [N/mm²] (K=0.55)
Διατμ/κή Αντοχή fnko [N/mm²] (EC6, §3.6.2) fnko = 0.20 [N/mm²]
Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2) E = 7.93 [GPa=KN/mm²]
Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 3.17 [GPa=KN/mm²]

Δομικά Στοιχεία

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Ισόγειο	T1	λιθοδομή 0.55	22.32x 3.00x0.55	1.70, 12.82, 0.00
Ισόγειο	T2	λιθοδομή 0.55	16.70x 3.00x0.55	3.00, 6.28, 0.00
Ισόγειο	T3	λιθοδομή 0.55	7.15x 3.00x0.55	3.35, 6.15, 0.00
Ισόγειο	T4	λιθοδομή 0.55	7.10x 3.00x0.55	6.53, 6.00, 0.00
Ισόγειο	T5	λιθοδομή 0.55	7.10x 3.00x0.55	11.44, 6.00, 0.00
Ισόγειο	T6	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	7.10x 3.00x0.50	16.27, 6.00, 0.00
Ισόγειο	T7	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	10.05x 3.00x0.50	19.44, 3.05, 0.00
Ισόγειο	T8	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	9.44x 3.00x0.50	23.77, 3.66, 0.00
Ισόγειο	T9	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	4.80x 3.00x0.50	19.23, 3.23, 0.00
1ος οροφος	T10	λιθοδομή 0.55	17.77x 3.00x0.55	6.25, 12.82, 0.00
1ος οροφος	T11	λιθοδομή 0.55	13.45x 3.00x0.55	6.25, 6.28, 0.00
1ος οροφος	T13	λιθοδομή 0.55	7.10x 3.00x0.55	6.53, 6.00, 0.00
1ος οροφος	T14	λιθοδομή 0.55	7.10x 3.00x0.55	11.44, 6.00, 0.00
1ος οροφος	T15	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	7.10x 3.00x0.50	16.27, 6.00, 0.00
1ος οροφος	T16	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	10.05x 5.35x0.50	19.44, 3.05, 0.00
1ος οροφος	T17	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	9.44x 5.35x0.50	23.77, 3.66, 0.00
1ος οροφος	T18	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	4.80x 5.35x0.50	19.23, 3.23, 0.00

φορτία τοίχων

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

1ος οροφος	T10	Διαστάσεις μήκος=17.77m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m θέση x=6.25m, y=12.82m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=46.67m ² λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 46.67x 14.3= 667.3 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.8kN/m κινητό=1.8kN/m
-------------------	------------	--



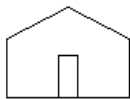
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	32.0 kN, κινητό Qf=	32.0 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο Ga=	0.0 kN, κινητό Qa=	0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T1 μόνιμο Gb=	699.3 kN, κινητό Qb=	32.0 kN

1ος οροφος	T11	Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m θέση x=6.25m, y=6.28m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=32.41m ² λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 32.41x 14.3= 463.5 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.8kN/m κινητό=1.8kN/m
-------------------	------------	---



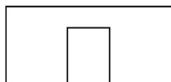
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	24.2 kN, κινητό Qf=	24.2 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο Ga=	0.0 kN, κινητό Qa=	0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T2 μόνιμο Gb=	487.7 kN, κινητό Qb=	24.2 kN

1ος οροφος	T13	Διαστάσεις μήκη=7.10, 3.55m, ύψη=3.00, 3.00, 4.70m πάχος=0.55m θέση x=6.53m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=24.91m ² λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 24.91x 14.3= 356.3 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=14.0kN/m κινητό=1.8kN/m
-------------------	------------	---



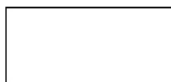
Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	12.8 kN, κινητό Qf=	12.8 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο Ga=	0.0 kN, κινητό Qa=	0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T4 μόνιμο Gb=	369.1 kN, κινητό Qb=	12.8 kN

1ος οροφος	T14	Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m θέση x=11.44m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=17.34m ² λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 17.34x 14.3= 248.0 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.8kN/m κινητό=1.8kN/m
-------------------	------------	--



Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	12.8 kN, κινητό Qf=	12.8 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο Ga=	0.0 kN, κινητό Qa=	0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T5 μόνιμο Gb=	260.8 kN, κινητό Qb=	12.8 kN

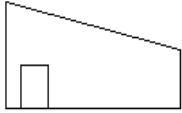
1ος οροφος	T15	Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.50m θέση x=16.27m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=21.30m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 21.30x 13.0= 276.9 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.8kN/m κινητό=1.8kN/m
-------------------	------------	--



Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	12.8 kN, κινητό Qf=	12.8 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο Ga=	0.0 kN, κινητό Qa=	0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T6 μόνιμο Gb=	289.7 kN, κινητό Qb=	12.8 kN

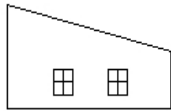
Φορτία Τοίχων

1ος οροφος	T16	Διαστάσεις μήκος=10.05m, ύψη=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m θέση x=19.44m, y=3.05m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=38.44m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 38.44x 13.0= 499.7 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=17.1kN/m κινητό=1.8kN/m
-------------------	------------	--



Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	18.1 kN, κινητό Qf=	18.1 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο Ga=	0.0 kN, κινητό Qa=	0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T7 μόνιμο Gb=	517.8 kN, κινητό Qb=	18.1 kN

1ος οροφος	T17	Διαστάσεις μήκος=9.44m, ύψη=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m θέση x=23.77m, y=3.66m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=36.44m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 36.44x 13.0= 473.8 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=17.1kN/m κινητό=1.8kN/m
-------------------	------------	---



Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	17.0 kN, κινητό Qf=	17.0 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο Ga=	0.0 kN, κινητό Qa=	0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T8 μόνιμο Gb=	490.8 kN, κινητό Qb=	17.0 kN

1ος οροφος	T18	Διαστάσεις μήκος=4.80m, ύψη=5.35m, 5.35m, πάχος=0.50m θέση x=19.23m, y=3.23m, θ=9.04°, επιφάνεια τοίχου=25.68m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 25.68x 13.0= 333.8 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.8kN/m κινητό=1.8kN/m
-------------------	------------	---



Συνολικό φορτίο από δάπεδο	μόνιμο Gf=	8.6 kN, κινητό Qf=	8.6 kN
Φορτίο από τοίχο άνω	μόνιμο Ga=	0.0 kN, κινητό Qa=	0.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω	T9 μόνιμο Gb=	342.4 kN, κινητό Qb=	8.6 kN

1ος οροφος	Συνολικά φορτία ορόφου				
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα G1=	1798 kN, κινητά Q1=	138 kN		
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα G2=	0 kN, κινητά Q2=	0 kN		
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα Go=	1798 kN, κινητά Qo=	138 kN		
Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	(1.35xGo+1.50xQo)=	2634 kN			
Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	(1.00xGo+0.50xQo)=	1867 kN			
Ολική μάζα ορόφου Mo=(1.00xGo+0.50xQo)/9.81=1867/9.81=	190 kNsec ² /m				

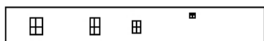
1ος οροφος	Κέντρο Μάζας ορόφου				
Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T10	72.9	15.14	12.82	1103.57	935.14
T11	50.9	12.98	6.28	661.05	319.70
T13	38.3	6.53	9.55	249.76	365.55
T14	27.2	11.44	9.55	311.73	260.12
T15	30.2	16.27	9.55	491.09	288.25
T16	53.7	19.44	8.07	1044.03	433.67
T17	50.9	23.77	8.38	1209.82	426.52
T18	35.3	21.60	3.60	763.35	127.31

Σύνολα **359.5** **5834.40** **3156.26**

Κέντρο μάζας ορόφου **xm=5834.40/359.51=16.23m, ym=3156.26/359.51=8.78m**

Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοίχων φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.

Ισόγειο	T1	Διαστάσεις μήκος=22.32m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m θέση x=1.70m, y=12.82m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=63.90m ² Λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 63.90x 14.3= 913.7 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.5kN/m
----------------	-----------	--



Φορτία Τοίχων

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 17.9 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 145.1 \text{ kN}$
 Φορτίο από τοίχο άνω T10 μόνιμο $G_a = 699.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 32.0 \text{ kN}$
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 1630.9 \text{ kN}$, κινητό $Q_b = 177.1 \text{ kN}$

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=16.70m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m
 Θέση $x=3.00\text{m}$, $y=6.28\text{m}$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=41.03m²
 Λιθοδομή 0.55
 Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 41.03 \times 14.3 = 586.7 \text{ kN}$
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.5kN/m

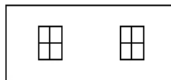


Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 13.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 108.6 \text{ kN}$
 Φορτίο από τοίχο άνω T11 μόνιμο $G_a = 487.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 24.2 \text{ kN}$
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 1087.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_b = 132.8 \text{ kN}$

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=7.15m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m
 Θέση $x=3.35\text{m}$, $y=6.15\text{m}$, $\theta=101.04^\circ$, επιφάνεια τοίχου=18.85m²
 Λιθοδομή 0.55
 Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 18.85 \times 14.3 = 269.6 \text{ kN}$
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.5kN/m

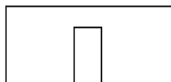


Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 5.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 46.5 \text{ kN}$
 Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 275.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_b = 46.5 \text{ kN}$

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m
 Θέση $x=6.53\text{m}$, $y=6.00\text{m}$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=18.66m²
 Λιθοδομή 0.55
 Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 18.66 \times 14.3 = 266.8 \text{ kN}$
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.5kN/m

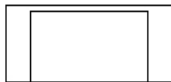


Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 5.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 46.1 \text{ kN}$
 Φορτίο από τοίχο άνω T13 μόνιμο $G_a = 369.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 12.8 \text{ kN}$
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 641.6 \text{ kN}$, κινητό $Q_b = 58.9 \text{ kN}$

Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m
 Θέση $x=11.44\text{m}$, $y=6.00\text{m}$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=7.55m²
 Λιθοδομή 0.55
 Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 7.55 \times 14.3 = 108.0 \text{ kN}$
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.5kN/m

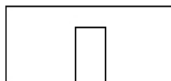


Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 5.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 46.1 \text{ kN}$
 Φορτίο από τοίχο άνω T14 μόνιμο $G_a = 260.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 12.8 \text{ kN}$
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 374.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_b = 58.9 \text{ kN}$

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m
 Θέση $x=16.27\text{m}$, $y=6.00\text{m}$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=18.44m²
 ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
 Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 18.44 \times 13.0 = 239.7 \text{ kN}$
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.5kN/m



Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 5.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 46.1 \text{ kN}$
 Φορτίο από τοίχο άνω T15 μόνιμο $G_a = 289.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 12.8 \text{ kN}$
 Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 535.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_b = 58.9 \text{ kN}$

Φορτία Τοίχων

Ισόγειο	T7	Διαστάσεις μήκος=10.05m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m θέση x=19.44m, y=3.05m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=30.15m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 30.15x 13.0= 392.0 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.5kN/m
----------------	-----------	---



Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 8.0 kN, κινητό Qf= 65.3 kN
Φορτίο από τοίχο άνω T16 μόνιμο Ga= 517.8 kN, κινητό Qa= 18.1 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 917.8 kN, κινητό Qb= 83.4 kN

Ισόγειο	T8	Διαστάσεις μήκος=9.44m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m θέση x=23.77m, y=3.66m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=28.32m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 28.32x 13.0= 368.2 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.5kN/m
----------------	-----------	--



Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 7.6 kN, κινητό Qf= 61.4 kN
Φορτίο από τοίχο άνω T17 μόνιμο Ga= 490.8 kN, κινητό Qa= 17.0 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 866.6 kN, κινητό Qb= 78.4 kN

Ισόγειο	T9	Διαστάσεις μήκος=4.80m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m θέση x=19.23m, y=3.23m, θ=9.04°, επιφάνεια τοίχου=14.40m ² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 14.40x 13.0= 187.2 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.5kN/m
----------------	-----------	---



Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 3.8 kN, κινητό Qf= 31.2 kN
Φορτίο από τοίχο άνω T18 μόνιμο Ga= 342.4 kN, κινητό Qa= 8.6 kN
Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 533.4 kN, κινητό Qb= 39.8 kN

Ισόγειο	Συνολικά φορτία ορόφου
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα G1= 3399 kN, κινητά Q1= 596 kN	
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα G2= 0 kN, κινητά Q2= 0 kN	
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα Go= 3399 kN, κινητά Qo= 596 kN	
Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.35xGo+1.50xQo)= 5483 kN	
Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xGo+0.50xQo)= 3697 kN	
Ολική μάζα ορόφου Mo=(1.00xGo+0.50xQo)/9.81=3697/9.81= 377 kNsec ² /m	

Ισόγειο	Κέντρο Μάζας ορόφου				
Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T1	102.4	12.86	12.82	1316.35	1312.76
T2	66.7	11.35	6.28	757.13	418.59
T3	30.4	2.67	9.66	81.12	293.95
T4	30.1	6.53	9.55	196.58	287.72
T5	13.9	11.44	9.55	159.54	133.13
T6	27.4	16.27	9.55	445.23	261.34
T7	44.1	19.44	8.07	857.36	356.13
T8	41.4	23.77	8.38	984.96	347.24
T9	21.1	21.60	3.60	454.88	75.87

Σύνολα 377.5 5253.16 3486.73

Κέντρο μάζας ορόφου xm=5253.16/377.53=13.91m, ym=3486.73/377.53=9.24m

Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοίχων φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (ΕΑΚ §2, §3.5)

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 (ΕΑΚ §2)

Σεισμική Ζώνη	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(ΕΑΚ §2.3.3)
Κατηγορία Εδάφους	B, $\theta=1.00 \quad T1=0.15\text{sec} \quad T2=0.60\text{sec}$	(ΕΑΚ §2.3.6)
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ3 $\gamma I=1.15$	(ΕΑΚ §2.3.4)
Δομικό σύστημα	Αοπλη τοιχοποιία $q=1.5$	(ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)
Συντελεστής Θεμελίωσης	$\theta=1.00$	(ΕΑΚ §2.3.7)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου $T=0.090H(H/(H+L))^{1/2}(1/L)^{1/2}=0.08\text{sec}$ (ΕΑΚ §3.5.2)

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T)=\alpha \cdot g \cdot \gamma I \cdot \eta \cdot \theta \cdot 2.5/q$ (ΕΑΚ §2.3.1)

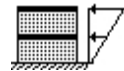
$$R_d(T)=0.240 \times 1.15 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.5 \times g / 1.50 = 0.460g$$

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(190+377) = 567 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση $V_o=567 \times 0.460 \times 9.81 = 2559 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (ΕΑΚ §3.5.2)

Οροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	z _i [m]	m _i ·z _i	οριζόντια δύναμη F _i [kN]	e _i =M _i /W _i [m]
1ος οροφος	190.00 (360.00)	8.35	1587	2559x 1587/ 2718= 1494.0	4.28
Ισόγειο	377.00 (377.00)	3.00	1131	2559x 1131/ 2718= 1065.0	2.82
σύνολα	567.00		2718	2559.0	

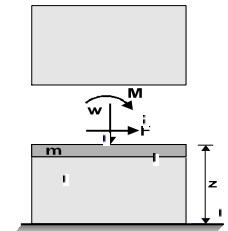


(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος οροφος (ΕΑΚ §3.3.3[2])

Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=16.26\text{m}$, $y=9.90\text{m}$ (ΕΑΚ §3.3.3[2])

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



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

Έλεγχος ανατροπής

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 15669.9 \text{ kNm} \leq 1.00 \times W_t \times x = 1.00 \times 7230.0 \times 11.16 = 80686.5 \text{ kNm}$

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 15669.9 \text{ kNm} \leq 1.00 \times W_t \times y = 1.00 \times 7230.0 \times 5.12 = 37024.7 \text{ kNm}$

1ος οροφος T10 Διαστάσεις μήκος=17.77m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 590 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 11x60 κόμβων, συνολικά 660 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=6.733 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 8.526 \text{ GN/m}$

Ακαμψία κατά x-x $K_x=6.733 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y=0.000 \text{ GN/m}$



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.13$ m, $e_y=2.93$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=1494.00x$ 5.233/ 8.881+ 1397x 2.93x 6.733/664.904= 921.79 kN

Σεισμός $y-y=0.00x$ 5.233/ 8.881+ 3259x 2.93x 6.733/664.904= 96.65 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x$ 0.000/ 1.513+ 1397x 1.13x 0.000/664.904= 0.00 kN

Σεισμός $y-y=1494.00x$ 0.000/ 1.513+ 3259x 1.13x 0.000/664.904= 0.00 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

$(\exp F_x)^2 = 921.79^2 + 96.65^2$, $\exp F_x = 926.85$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 921.79 + 0.30x$ 96.65= 950.79 kN

$\max F_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 kN

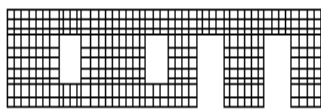
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=950.79$ kN

1ος οροφος

T11

Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 450 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x46 κόμβων, συνολικά 506 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.949$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 6.408 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=3.949$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=0.000$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.29$ m, $e_y=3.62$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=1494.00x$ 3.949/ 9.333+ 1397x 3.62x 3.949/664.904= 662.17 kN

Σεισμός $y-y=0.00x$ 3.949/ 9.333+ 3259x 3.62x 3.949/664.904= 70.09 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x$ 0.000/ 1.513+ 1397x 3.29x 0.000/664.904= 0.00 kN

Σεισμός $y-y=1494.00x$ 0.000/ 1.513+ 3259x 3.29x 0.000/664.904= 0.00 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

$(\exp F_x)^2 = 662.17^2 + 70.09^2$, $\exp F_x = 665.87$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 662.17 + 0.30x$ 70.09= 683.20 kN

$\max F_y = 0.00 + 0.30x$ 0.00= 0.00 kN

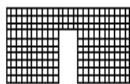
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=683.20$ kN

1ος οροφος

T13

Διαστάσεις μήκη=7.10, 3.55m, ύψη=3.00, 3.00, 4.70m πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x25 κόμβων, συνολικά 275 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=2.625$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.246 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=2.625$ GN/m

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.74$ m, $e_y=0.35$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=1494.00x$ $0.000/$ $9.333+$ $1397x$ $0.35x$ $0.000/664.904=$ 0.00 kN

Σεισμός $y-y=0.00x$ $0.000/$ $9.333+$ $3259x$ $0.35x$ $0.000/664.904=$ 0.00 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x$ $0.825/$ $4.148+$ $1397x$ $9.74x$ $2.625/664.904=$ 53.71 kN

Σεισμός $y-y=1494.00x$ $0.825/$ $4.148+$ $3259x$ $9.74x$ $2.625/664.904=$ 422.39 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

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

$(expF_y)^2=53.71^2+422.39^2$, $expF_y=425.79$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=0.00+0.30x0.00=0.00$ kN

$maxF_y=422.39+0.30x53.71=438.50$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=438.50$ kN

1ος οροφος

T14

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

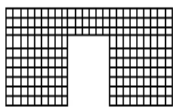
Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x25 κόμβων, συνολικά 275 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=2.250$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.246 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=2.250$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.82$ m, $e_y=0.35$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=1494.00x$ $0.000/$ $9.333+$ $1397x$ $0.35x$ $0.000/664.904=$ 0.00 kN

Σεισμός $y-y=0.00x$ $0.000/$ $9.333+$ $3259x$ $0.35x$ $0.000/664.904=$ 0.00 kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x$ $0.707/$ $4.148+$ $1397x$ $4.82x$ $2.250/664.904=$ 22.77 kN

Σεισμός $y-y=1494.00x$ $0.707/$ $4.148+$ $3259x$ $4.82x$ $2.250/664.904=$ 307.80 kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

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

$(expF_y)^2=22.77^2+307.80^2$, $expF_y=308.64$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=0.00+0.30x0.00=0.00$ kN

$maxF_y=307.80+0.30x22.77=314.63$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=314.63$ kN

1ος οροφος

T15

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

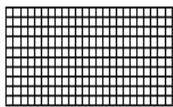
Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x25 κόμβων, συνολικά 275 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.215$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.951 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=3.215$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.01$ m, $e_y=0.35$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=1494.00x \cdot 0.000 / 9.333+1397x \cdot 0.35x \cdot 0.000/664.904=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00x \cdot 0.000 / 9.333+3259x \cdot 0.35x \cdot 0.000/664.904=0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x \cdot 1.010 / 4.148+1397x \cdot 0.01x \cdot 3.215/664.904=0.07$ kN

Σεισμός $y-y=1494.00x \cdot 1.010 / 4.148+3259x \cdot 0.01x \cdot 3.215/664.904=364.09$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

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

$(\exp F_y)^2 = 0.07^2 + 364.09^2$, $\exp F_y = 364.09$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 0.00 + 0.30x \cdot 0.00 = 0.00$ kN

$\max F_y = 364.09 + 0.30x \cdot 0.07 = 364.11$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=364.11$ kN

1ος οροφος

T16

Διαστάσεις μήκος=10.05m, ύψη=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

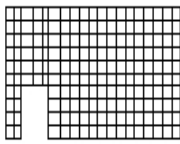
Ο τοίχος χωρίζεται σε 330 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x34 κόμβων, συνολικά 374 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.811$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.298 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=3.811$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.18$ m, $e_y=1.82$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=1494.00x \cdot 0.000 / 9.333+1397x \cdot 1.82x \cdot 0.000/664.904=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00x \cdot 0.000 / 9.333+3259x \cdot 1.82x \cdot 0.000/664.904=0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x \cdot 0.846 / 1.513+1397x \cdot 3.18x \cdot 3.811/664.904=25.47$ kN

Σεισμός $y-y=1494.00x \cdot 0.846 / 1.513+3259x \cdot 3.18x \cdot 3.811/664.904=894.71$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

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

$(\exp F_y)^2 = 25.47^2 + 894.71^2$, $\exp F_y = 895.07$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 0.00 + 0.30x \cdot 0.00 = 0.00$ kN

$\max F_y = 894.71 + 0.30x \cdot 25.47 = 902.35$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=902.35$ kN

1ος οροφος

T17

Διαστάσεις μήκος=9.44m, ύψη=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

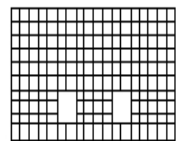
Ο τοίχος χωρίζεται σε 310 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x32 κόμβων, συνολικά 352 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.212$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.021 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=3.212$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=7.51$ m, $e_y=1.52$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=1494.00x \cdot 0.000 / 9.333+1397x \cdot 1.52x \cdot 0.000/664.904=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00x \cdot 0.000 / 9.333+3259x \cdot 1.52x \cdot 0.000/664.904=0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x \cdot 0.552 / 1.513+1397x \cdot 7.51x \cdot 3.212/664.904=50.69$ kN

Σεισμός $y-y=1494.00x \cdot 0.552 / 1.513+3259x \cdot 7.51x \cdot 3.212/664.904=662.86$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

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

$(expF_y)^2=50.69^2+662.86^2$, $expF_y=664.79$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y=662.86+0.30x \cdot 50.69=678.07$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=678.07$ kN

1ος οροφος

T18

Διαστάσεις μήκος=4.80m, ύψη=5.35m, 5.35m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

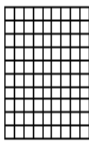
Ο τοίχος χωρίζεται σε 90 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

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

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=0.882$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.838 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.861$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=0.022$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.34$ m, $e_y=6.29$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=1494.00x \cdot 0.861 / 8.881+1397x \cdot 6.29x \cdot 0.861/664.904=156.23$ kN

Σεισμός $y-y=0.00x \cdot 0.861 / 8.881+3259x \cdot 6.29x \cdot 0.861/664.904=26.56$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x \cdot 0.022 / 1.513+1397x \cdot 5.34x \cdot 0.022/664.904=0.25$ kN

Σεισμός $y-y=1494.00x \cdot 0.022 / 1.513+3259x \cdot 5.34x \cdot 0.022/664.904=22.29$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

$(expF_x)^2=156.23^2+26.56^2$, $expF_x=158.47$ kN

$(expF_y)^2=0.25^2+22.29^2$, $expF_y=22.29$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=156.23+0.30x \cdot 26.56=164.20$ kN

$maxF_y=22.29+0.30x \cdot 0.25=22.37$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=166.26$ kN

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	K_x [GN/m]	K_y [GN/m]	x [m]	y [m]	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$x^2 \cdot K_y$	$y^2 \cdot K_x$
T10	6.733	0.000	15.14	12.82	0.000	86.351	0.000	1107.448
T11	3.949	0.000	12.98	6.28	0.000	24.780	0.000	155.494
T13	0.000	2.625	6.53	9.55	17.128	0.000	111.761	0.000
T14	0.000	2.250	11.44	9.55	25.751	0.000	294.723	0.000
T15	0.000	3.215	16.27	9.55	52.308	0.000	851.052	0.000
T16	0.000	3.811	19.44	8.07	74.086	0.000	1440.229	0.000
T17	0.000	3.212	23.77	8.38	76.349	0.000	1814.821	0.000
T18	0.861	0.022	21.60	3.60	0.475	3.102	10.263	11.173

Σύνολα 11.543 GN/m 15.135 GN/m 246.098 114.232 4522.850 1274.116

Κέντρο διάτμησης $x=246.098/15.135=16.26$ m, $y=114.232/11.543=9.90$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=4522.850+1274.116-16.26^2 \times 15.135-9.90^2 \times 11.543=664.904$ GNm

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=16.23-16.26=-0.03$ m, $e_{oy}=8.78-9.90=-1.12$ m
 Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 17.77=0.89$ m, $e_{ay}=0.05 \times 10.12=0.51$ m (ΕΑΚ §3.3.1)
 Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y.
 Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ §3.3.3[4], [7]).
 Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (ΕΑΚ §3.3.3[5])
 $e_{fi}=1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}=0.50 \times e_{ai}$
 $e_{fx}=1.50 \times -0.03=-0.05$ m, $e_{rx}=0.50 \times -0.03=-0.02$ m, $e_{fy}=1.50 \times -1.12=-1.68$ m, $e_{ry}=0.50 \times -1.12=-0.56$ m
Εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ §3.3.3[1])
 $max_{ex}=-0.02+0.89=0.87$ m, $min_{ex}=-0.05-0.89=-0.94$ m
 $max_{ey}=-0.56+0.51=-0.05$ m, $min_{ey}=-1.68-0.51=-2.18$ m
Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e
φόρτιση κατά x-x $max_{Mzx}=0.94 \times 1494=1397$ kNm
φόρτιση κατά y-y $max_{Mzy}=2.18 \times 1494=3259$ kNm
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 1494.0/11.543=0.129$ mm
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 1494.0/15.135=0.099$ mm

Έλεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ §3.5.1[4])

α) Έλεγχος διαστάσεων (ΕΑΚ §3.5.1 [4]α)

Περίγραμμο ορόφου $minX=6.25$ m, $maxX=24.02$ m, $minY=2.98$ m, $maxY=13.10$ m

Πλευρές κτιρίου $Lx=17.77$ m, $Ly=10.12$ m

Λόγος πλευρών $L_{max}/L_{min}=17.77/10.12=1.76 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (ΕΑΚ §3.5.1.[4].α)

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

β,γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (ΕΑΚ §3.5.1.[4] β.γ.)

$\Delta k/k=(18.603-11.543)/18.603=0.38$ $\Delta m/m=(377-360)/377=0.05$

$\Delta k \leq 0.50$ και $\Delta m \leq 0.50$ άρα ικανοποιείται ο έλεγχος μεταβολής δυσκαμψίας και μάζας ορόφου.

Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=22.32m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 740 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 11x75 κόμβων, συνολικά 825 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=10.780$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) =10.746 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x=10.780$ GN/m, κατά y-y $K_y=0.000$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.40$ m, $e_y=2.93$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός x-x= $2559.00 \times 10.780 / 18.603 + 11860 \times 2.93 \times 10.780 / 1217.487 = 1790.43$ kN

Σεισμός y-y= $0.00 \times 10.780 / 18.603 + 3847 \times 2.93 \times 10.780 / 1217.487 = 99.75$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός x-x= $0.00 \times 0.000 / 10.174 + 11860 \times 3.40 \times 0.000 / 1217.487 = 0.00$ kN

Σεισμός y-y= $2559.00 \times 0.000 / 10.174 + 3847 \times 3.40 \times 0.000 / 1217.487 = 0.00$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

$(exp F_x)^2 = 1790.43^2 + 99.75^2$, $exp F_x = 1793.21$ kN

$(exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $exp F_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$max F_x = 1790.43 + 0.30 \times 99.75 = 1820.36$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1820.36$ kN

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=16.70m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 560 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 11x57 κόμβων, συνολικά 627 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=5.787$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 8.003 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x=5.787$ GN/m, κατά y-y $K_y=0.000$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.91$ m, $e_y=3.62$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=2559.00x \cdot 5.787/18.603+11860x \cdot 3.62x \cdot 5.787/1217.487=1000.19$ kN

Σεισμός $y-y=0.00x \cdot 5.787/18.603+3847x \cdot 3.62x \cdot 5.787/1217.487=66.21$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x \cdot 0.000/10.174+11860x \cdot 4.91x \cdot 0.000/1217.487=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=2559.00x \cdot 0.000/10.174+3847x \cdot 4.91x \cdot 0.000/1217.487=0.00$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

$(expF_x)^2=1000.19^2+66.21^2$, $expF_x=1002.38$ kN

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

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=1000.19+0.30x \cdot 66.21=1020.05$ kN

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

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1020.05$ kN

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=7.15m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

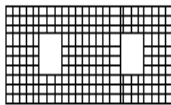
Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x25 κόμβων, συνολικά 275 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=2.365$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.271 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.087$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=2.278$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=13.59$ m, $e_y=0.24$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=2559.00x \cdot 0.087/18.603+11860x \cdot 0.24x \cdot 0.087/1217.487=12.17$ kN

Σεισμός $y-y=0.00x \cdot 0.087/18.603+3847x \cdot 0.24x \cdot 0.087/1217.487=0.07$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x \cdot 2.184/13.543+11860x \cdot 13.59x \cdot 2.278/1217.487=301.67$ kN

Σεισμός $y-y=2559.00x \cdot 2.184/13.543+3847x \cdot 13.59x \cdot 2.278/1217.487=510.50$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

$(expF_x)^2=12.17^2+0.07^2$, $expF_x=12.17$ kN

$(expF_y)^2=301.67^2+510.50^2$, $expF_y=592.97$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=12.17+0.30x \cdot 0.07=12.19$ kN

$maxF_y=510.50+0.30x \cdot 301.67=601.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=612.32$ kN

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

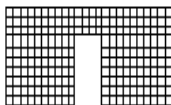
Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x25 κόμβων, συνολικά 275 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=2.570$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.246 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=2.570$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=9.74$ m, $e_y=0.35$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

$$\text{Σεισμός } x-x = 2559.00 \times 0.000 / 18.603 + 11860 \times 0.35 \times 0.000 / 1217.487 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 0.00 \times 0.000 / 18.603 + 3847 \times 0.35 \times 0.000 / 1217.487 = 0.00 \text{ kN}$$

Οριζόντια Δύναμη F_y

$$\text{Σεισμός } x-x = 0.00 \times 2.411 / 13.543 + 11860 \times 9.74 \times 2.570 / 1217.487 = 243.72 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 2559.00 \times 2.411 / 13.543 + 3847 \times 9.74 \times 2.570 / 1217.487 = 534.57 \text{ kN}$$

Επαλληλικά σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

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

$$(\exp F_y)^2 = 243.72^2 + 534.57^2, \exp F_y = 587.51 \text{ kN}$$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\max F_y = 534.57 + 0.30 \times 243.72 = 607.69 \text{ kN}$$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=607.69$ kN

Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

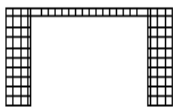
Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x25 κόμβων, συνολικά 275 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=0.531$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.246 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=0.531$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=4.82$ m, $e_y=0.35$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

$$\text{Σεισμός } x-x = 2559.00 \times 0.000 / 18.603 + 11860 \times 0.35 \times 0.000 / 1217.487 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 0.00 \times 0.000 / 18.603 + 3847 \times 0.35 \times 0.000 / 1217.487 = 0.00 \text{ kN}$$

Οριζόντια Δύναμη F_y

$$\text{Σεισμός } x-x = 0.00 \times 0.498 / 13.543 + 11860 \times 4.82 \times 0.531 / 1217.487 = 24.91 \text{ kN}$$

$$\text{Σεισμός } y-y = 2559.00 \times 0.498 / 13.543 + 3847 \times 4.82 \times 0.531 / 1217.487 = 102.20 \text{ kN}$$

Επαλληλικά σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

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

$$(\exp F_y)^2 = 24.91^2 + 102.20^2, \exp F_y = 105.19 \text{ kN}$$

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\max F_y = 102.20 + 0.30 \times 24.91 = 109.67 \text{ kN}$$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=109.67$ kN

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

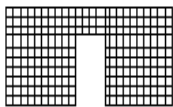
Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x25 κόμβων, συνολικά 275 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=2.288$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.951 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=2.288$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.01$ m, $e_y=0.35$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=2559.00x \cdot 0.000 / 18.603+11860x \cdot 0.35x \cdot 0.000 / 1217.487=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00x \cdot 0.000 / 18.603+3847x \cdot 0.35x \cdot 0.000 / 1217.487=0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x \cdot 2.146 / 13.543+11860x \cdot 0.01x \cdot 2.288 / 1217.487=0.22$ kN

Σεισμός $y-y=2559.00x \cdot 2.146 / 13.543+3847x \cdot 0.01x \cdot 2.288 / 1217.487=405.61$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

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

$(expF_y)^2=0.22^2+405.61^2$, $expF_y=405.61$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y=405.61+0.30x \cdot 0.22=405.68$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=405.68$ kN

Ισόγειο

T7

Διαστάσεις μήκος=10.05m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

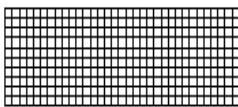
Ο τοίχος χωρίζεται σε 330 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x34 κόμβων, συνολικά 374 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=4.774$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.298 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=4.774$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=3.18$ m, $e_y=1.82$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=2559.00x \cdot 0.000 / 18.603+11860x \cdot 1.82x \cdot 0.000 / 1217.487=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00x \cdot 0.000 / 18.603+3847x \cdot 1.82x \cdot 0.000 / 1217.487=0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x \cdot 3.196 / 10.174+11860x \cdot 3.18x \cdot 4.774 / 1217.487=147.88$ kN

Σεισμός $y-y=2559.00x \cdot 3.196 / 10.174+3847x \cdot 3.18x \cdot 4.774 / 1217.487=851.77$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

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

$(expF_y)^2=147.88^2+851.77^2$, $expF_y=864.51$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$maxF_y=851.77+0.30x \cdot 147.88=896.13$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=896.13$ kN

Ισόγειο

T8

Διαστάσεις μήκος=9.44m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

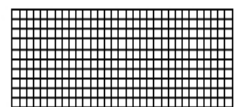
Ο τοίχος χωρίζεται σε 310 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x32 κόμβων, συνολικά 352 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=4.451$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.021 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=4.451$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=7.51$ m, $e_y=1.52$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=2559.00 \times 0.000 / 18.603 + 11860 \times 1.52 \times 0.000 / 1217.487 = 0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.000 / 18.603 + 3847 \times 1.52 \times 0.000 / 1217.487 = 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 2.885 / 10.174 + 11860 \times 7.51 \times 4.451 / 1217.487 = 325.62$ kN

Σεισμός $y-y=2559.00 \times 2.885 / 10.174 + 3847 \times 7.51 \times 4.451 / 1217.487 = 831.11$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

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

$(\exp F_y)^2 = 325.62^2 + 831.11^2$, $\exp F_y = 892.62$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

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

$\max F_y = 831.11 + 0.30 \times 325.62 = 928.80$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=928.80$ kN

Ισόγειο

T9

Διαστάσεις μήκος=4.80m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδο του

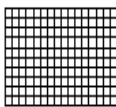
Ο τοίχος χωρίζεται σε 160 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 11x17 κόμβων, συνολικά 187 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=1.999$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.870 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=1.949$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=0.049$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ §3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=5.34$ m, $e_y=6.29$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=2559.00 \times 1.949 / 18.603 + 11860 \times 6.29 \times 1.949 / 1217.487 = 387.60$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 1.949 / 18.603 + 3847 \times 6.29 \times 1.949 / 1217.487 = 38.76$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.049 / 10.174 + 11860 \times 5.34 \times 0.049 / 1217.487 = 2.55$ kN

Σεισμός $y-y=2559.00 \times 0.049 / 10.174 + 3847 \times 5.34 \times 0.049 / 1217.487 = 13.15$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (ΕΑΚ §3.5.3[1],)

$(\exp F_x)^2 = 387.60^2 + 38.76^2$, $\exp F_x = 389.53$ kN

$(\exp F_y)^2 = 2.55^2 + 13.15^2$, $\exp F_y = 13.40$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 387.60 + 0.30 \times 38.76 = 399.22$ kN

$\max F_y = 13.15 + 0.30 \times 2.55 = 13.92$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=404.24$ 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	10.780	0.000	12.86	12.82	0.000	138.253	0.000	1773.101
T2	5.787	0.000	11.35	6.28	0.000	36.313	0.000	227.867
T3	0.087	2.278	2.67	9.66	6.072	0.840	16.187	8.117
T4	0.000	2.570	6.53	9.55	16.769	0.000	109.419	0.000
T5	0.000	0.531	11.44	9.55	6.077	0.000	69.555	0.000
T6	0.000	2.288	16.27	9.55	37.226	0.000	605.663	0.000
T7	0.000	4.774	19.44	8.07	92.807	0.000	1804.160	0.000
T8	0.000	4.451	23.77	8.38	105.800	0.000	2514.873	0.000
T9	1.949	0.049	21.60	3.60	1.058	7.021	22.860	25.293

Σύνολα 18.603 GN/m 16.941 GN/m 265.810 182.428 5142.715 2034.377

Κέντρο διάτμησης $x=265.810/16.941=15.69$ m , $y=182.428/18.603=9.81$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=5142.715+2034.377-15.69^2 \times 16.941-9.81^2 \times 18.603=1217.487$ GNm

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=13.91-16.26=-2.35$ m, $e_{oy}=9.24-9.90=-0.66$ m
Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 22.32=1.12$ m, $e_{ay}=0.05 \times 10.24=0.51$ m (ΕΑΚ §3.3.1)
Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y.
Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ §3.3.3[4], [7]).
Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (ΕΑΚ §3.3.3[5])
 $e_{fi}=1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}=0.50 \times e_{ai}$
 $e_{fx}=1.50 \times -2.35=-3.52$ m, $e_{rx}=0.50 \times -2.35=-1.17$ m, $e_{fy}=1.50 \times -0.66=-0.99$ m, $e_{ry}=0.50 \times -0.66=-0.33$ m
Εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ §3.3.3[1])
 $max_{ex}=-1.17+1.12=-0.06$ m, $min_{ex}=-3.52-1.12=-4.63$ m
 $max_{ey}=-0.33+0.51=0.18$ m, $min_{ey}=-0.99-0.51=-1.50$ m
Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας max_e και min_e
φόρτιση κατά x-x $maxM_{zx}=4.63 \times 2559=11860$ kNm
φόρτιση κατά y-y $maxM_{zy}=1.50 \times 2559=3847$ kNm
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 2559.0/18.603=0.138$ mm
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 2559.0/16.941=0.151$ mm

Έλεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ §3.5.1[4])

α) Έλεγχος διαστάσεων (ΕΑΚ §3.5.1 [4]α)

Περίγραμμα ορόφου $minX=1.70$ m, $maxX=24.02$ m, $minY=2.98$ m, $maxY=13.22$ m

Πλευρές κτιρίου $L_x=22.32$ m, $L_y=10.24$ m

Λόγος πλευρών $L_{max}/L_{min}=22.32/10.24=2.18 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (ΕΑΚ §3.5.1.[4].α)

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

β,γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (ΕΑΚ §3.5.1.[4] β.γ.)

Ισόγειο οικοδομής, άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β.γ

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

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

Οι έλεγχοι αντοχής και οι συνδυασμοί φορτίσεων είναι:

- α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμό}$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμό}$, $V_{sd} \leq V_{rd}$ (EC6 §6.2)
- δ) Έλεγχος λυγνρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ (EC6 §5.5.1.4)
- ε) Έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών (EC6 §6.1.3)

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος τοίχου, λυγνρότητα $\lambda = \text{ύψος προς πάχος}$, σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

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

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

Οι εκκεντρότητες e_h υπολογίζονται από την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού.

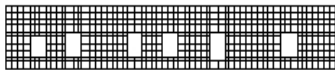
Για τον προσδιορισμό του μήκους λυγισμού λαμβάνεται υπόψη η μερική ή ολική πάκτωση στην κορυφή και βάση του τοίχου. Στις κατακόρυφες παρειές ανοιγμάτων και πεσσών οι συντελεστές ρ_3 , και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3 = \rho_4 = 1$ (EC6 §5.5.1.2).

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

1ος οροφος

T10

Διαστάσεις μήκος=17.77m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m
Λιθοδομή 0.55



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)

Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

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

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (> 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $hef = \rho x h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγνρότητα $\lambda = hef/tef = 3.00/0.55 = 5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda = 5.45 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.34/1.03 = 1.30 > 0.50$, $1.04/1.35 = 0.77 > 0.50$, $2.43/1.35 = 1.80 > 0.50$ δεκτό

L/h πεσσών: $1.08/1.35 = 0.80 > 0.50$, $1.78/1.35 = 1.32 > 0.50$, $2.98/1.35 = 2.21 > 0.50$, $2.00/1.35 = 1.48 > 0.50$ δεκτό

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

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 32.0 + 1.50 \times 32.0) / 17.77 = 5.13 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.13 / 0.55 = 0.009 \text{ N/mm}^2$

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 $e_i = hef/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1783.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{sd} = 5.1 \leq 1783.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 298.9 + 1.50 \times 32.0) / 12.65 = 35.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 35.70 / 0.55 = 0.065 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 5.1 / 35.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00667 + 0.00000 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1759.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 35.7 \leq 1759.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 699.3 + 1.50 \times 32.0) / 17.77 = 55.83 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 55.83 / 0.55 = 0.102 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00000 \times 5.1 / 55.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1783.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.148 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.148 = 81.4 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 81.4 \leq 1783.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 32.0 + 0.50 \times 32.0) / 17.77 = 2.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.70 / 0.55 = 0.005 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.00667 = 0.00680 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2615.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 2.7 \leq 2615.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 298.9 + 0.50 \times 32.0) / 12.65 = 24.89 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 24.89 / 0.55 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 2.7 / 24.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00006 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00006 + 0.00667 = 0.00673 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00673 + 0.00000 = 0.00673 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2580.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 24.9 \leq 2580.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 699.3 + 0.50 \times 32.0) / 17.77 = 40.25 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 40.25 / 0.55 = 0.073 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 2.7 / 40.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.00667 = 0.00680 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2615.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.403 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.403 = 221.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 221.7 \leq 2615.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00 \times q + 0.50 \times q + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 950.8 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.188 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.132 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 9.83 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.132 = 0.253 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.253 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.253 \times 0.55 \times 9.83 / 1.50 = 911.8 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 950.8 \text{ kN} > 911.8 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

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

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 55×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (συνδ. $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

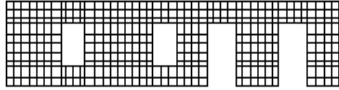
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.099 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.099 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.62 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 699.3 / (0.55 \times 17.77) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.072 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.072) \times 0.550^2 / 6 = 5.90 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 3.62 \text{ kN} \leq 5.90 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 17.77 = 0.17$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha = 0.125$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed} = 0.125 \times 1.80 \times 3.00^2 = 2.02 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 2.02 \text{ kN} \leq 5.90 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T11



Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m
Λιθοδομή 0.55

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)

Κατηγορία κατασκευής :2 (ΕC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (ΕC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}= 0.20 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (ΕC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h= 1.00 \times 3.00= 3.00 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=3.00/0.55= 5.45 \leq 27$ εντάξει (ΕC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda= 5.45 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.21/2.20=1.00 > 0.50$, $2.74/1.35=2.03 > 0.50$, $1.21/2.20=0.55 > 0.50$ δεκτό

L/h πεσσών: $1.67/2.20=0.76 > 0.50$, $1.25/2.20=0.57 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (ΕC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 24.2 + 1.50 \times 24.2)/13.45=5.13 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 5.13/0.55=0.009 \text{ N/mm}^2$

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

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450= 0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00667= 0.00667 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.55= 0.02750 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02750/0.55= 0.90$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93/2.20=1783.3 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

$N_{sd}= 5.1 \leq 1783.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 209.6 + 1.50 \times 24.2)/9.08=35.16 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 35.16/0.55=0.064 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 5.1/35.2=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=3.00/450= 0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.00667= 0.00667 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (ΕC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00667+0.00000= 0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.55= 0.02750 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2)= 0.89$ (ΕC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.55 \times 7.93/2.20=1759.7 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

$N_{sd}= 35.2 \leq 1759.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 487.7 + 1.50 \times 24.2)/11.05=62.87 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 62.87/0.55=0.114 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.00000 \times 5.1/62.9= 0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450= 0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00667= 0.00667 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.55= 0.02750 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02750/0.55= 0.90$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93/2.20=1783.3 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n= -0.148 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.148= 81.4 \text{ kN/m}$

$N_{sd}= 81.4 \leq 1783.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 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 $N_{id} = (1.00 \times 24.2 + 0.50 \times 24.2) / 13.45 = 2.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.70 / 0.55 = 0.005 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.00667 = 0.00680 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2615.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 2.7 \leq 2615.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 209.6 + 0.50 \times 24.2) / 9.08 = 24.42 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 24.42 / 0.55 = 0.044 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 2.7 / 24.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00006 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00006 + 0.00667 = 0.00673 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00673 + 0.00000 = 0.00673 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \exp(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2580.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 24.4 \leq 2580.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 487.7 + 0.50 \times 24.2) / 11.05 = 45.23 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 45.23 / 0.55 = 0.082 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 2.7 / 45.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.00667 = 0.00680 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2615.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.559 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.559 = 307.4 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 307.4 \leq 2615.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

$V_{sd} = 683.2 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.217 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.100 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 9.08 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.100 = 0.240 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.240 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.240 \times 0.55 \times 9.08 / 1.50 = 799.1 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 683.2 \text{ kN} \leq 799.1 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

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

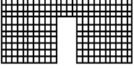
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 55×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (συνδ. Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.099 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.099 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.62 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 487.7 / (0.55 \times 13.45) < 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.066 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.066) \times 0.550^2 / 6 = 5.60 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 3.62 \text{ kN} < 5.60 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 13.45 = 0.22$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha = 0.125$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed} = 0.125 \times 1.80 \times 3.00^2 = 2.02 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 2.02 \text{ kN} < 5.60 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος ορόφος	T13	Διαστάσεις μήκη=7.10, 3.55m, ύψη=3.00, 3.00, 4.70m πάχος=0.55m Λιθοδομή 0.55
		Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (EAK §2.3.5, Π.2.6)
		Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
		Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
		Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{tk} = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
		Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (> 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = r x h = 1.00 \times 4.70 = 4.70 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 4.70 / 0.55 = 8.55 < 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.
 Πάχος τοίχου= 0.550 $> 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 8.55 < 12$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $2.98 / 2.20 = 1.35 > 0.50$, $3.02 / 2.20 = 1.37 > 0.50$ δεκτό

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

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 12.8 + 1.50 \times 12.8) / 7.10 = 5.14 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{do} = 0.001 \times 5.14 / 0.55 = 0.009 \text{ N/mm}^2$
 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 $e_i = h_{ef} / 450 = 4.70 / 450 = 0.01044 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.01044 = 0.01044 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2 e_e / t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_M = 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1783.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 5.1 < 1783.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 155.3 + 1.50 \times 12.8) / 6.00 = 38.15 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 38.15 / 0.55 = 0.069 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 5.1 / 38.1 = 0.00000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.70 / 450 = 0.01044 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.01044 = 0.01044 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $8.55 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01044 + 0.00000 = 0.01044 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1700.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 38.1 \leq 1700.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 369.1 + 1.50 \times 12.8) / 6.00 = 86.25 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 86.25 / 0.55 = 0.157 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00000 \times 5.1 / 86.2 = 0.00000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.70 / 450 = 0.01044 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.01044 = 0.01044 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1783.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.164 \text{ N/mm}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.164 = 90.0 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 90.0 \leq 1783.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 12.8 + 0.50 \times 12.8) / 7.10 = 2.70 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.70 / 0.55 = 0.005 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.70 / 450 = 0.01044 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.01044 = 0.01057 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2615.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 2.7 \leq 2615.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 155.3 + 0.50 \times 12.8) / 6.00 = 26.95 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 26.95 / 0.55 = 0.049 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 2.7 / 27.0 = 0.00000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00006 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 4.70 / 450 = 0.01044 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00006 + 0.01044 = 0.01051 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $8.55 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01051 + 0.00000 = 0.01051 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2493.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 27.0 \leq 2493.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 369.1 + 0.50 \times 12.8) / 6.00 = 62.58 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 62.58 / 0.55 = 0.114 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 2.7 / 62.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχμηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 4.70 / 450 = 0.01044 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.01044 = 0.01057 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2615.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.534 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.534 = 293.9 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 293.9 \leq 2615.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00 \times q + 0.50 \times q + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 438.5 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.423 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.304 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 1.89 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.304 = 0.321 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.321 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.321 \times 0.55 \times 1.89 / 1.50 = 222.3 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 438.5 \text{ kN} > 222.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Δεν 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 $\sigma_{sd\max} = 0.170 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.170 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 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 55×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (συνδ. $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

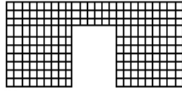
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.129 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.129 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 4.74 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 369.1 / (0.55 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.095 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (0.045 + 0.095) \times 0.550^2 / 6 = 7.06 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 4.74 \text{ kN} \leq 7.06 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 7.06 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T14



Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m
Λιθοδομή 0.55

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)

Κατηγορία κατασκευής :2 (ΕC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (ΕC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (ΕC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h=1.00 \times 3.00=3.00 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=3.00/0.55=5.45 \leq 27$ εντάξει (ΕC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=5.45 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.64/2.20=1.20 > 0.50$, $2.66/2.20=1.21 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (ΕC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 12.8 + 1.50 \times 12.8)/7.10=5.14 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 5.14/0.55=0.009 \text{ N/mm}^2$

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 $e_i=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00667=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02750/0.55=0.90$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93/2.20=1783.3 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=5.1 \leq 1783.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 112.0 + 1.50 \times 12.8)/5.30=32.15 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 32.15/0.55=0.058 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 5.1/32.2=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.00667=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (ΕC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.00667+0.00000=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m=(1-2e_m/t) \exp(-u^2/2)=0.89$ (ΕC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.89 \times 0.55 \times 7.93/2.20=1759.7 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=32.2 \leq 1759.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 260.8 + 1.50 \times 12.8)/5.30=70.05 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 70.05/0.55=0.127 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.00000 \times 5.1/70.1=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00667=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02750/0.55=0.90$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93/2.20=1783.3 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.133 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.133=72.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd}=72.9 \leq 1783.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 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 $N_{id} = (1.00 \times 12.8 + 0.50 \times 12.8) / 7.10 = 2.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.70 / 0.55 = 0.005 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.00667 = 0.00680 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2615.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 2.7 \leq 2615.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 112.0 + 0.50 \times 12.8) / 5.30 = 22.34 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 22.34 / 0.55 = 0.041 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 2.7 / 22.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00006 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00006 + 0.00667 = 0.00673 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00673 + 0.00000 = 0.00673 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \exp(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2580.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 22.3 \leq 2580.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 260.8 + 0.50 \times 12.8) / 5.30 = 50.42 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 50.42 / 0.55 = 0.092 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 2.7 / 50.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.00667 = 0.00680 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2615.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.480 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.480 = 263.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 263.8 \leq 2615.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

$V_{sd} = 314.6 \text{ kN}$, $t_{\max} = 0.343 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.250 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 1.67 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.250 = 0.300 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.300 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.300 \times 0.55 \times 1.67 / 1.50 = 183.2 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 314.6 \text{ kN} > 183.2 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 55x20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (συνδ. Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

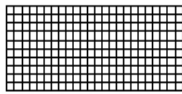
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.129 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.129 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 4.74 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 260.8 / (0.55 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.067 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.067) \times 0.550^2 / 6 = 5.65 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 4.74 \text{ kN} \leq 5.65 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 5.65 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος ορόφος

T15



Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.50m
 ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
 Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (EAK §2.3.5, Π.2.6)
 Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k1} = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (> 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = r x h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 3.00 / 0.50 = 6.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.
 Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 6.00 \leq 12$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $7.10 / 3.00 = 2.37 > 0.50$, δεκτό

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

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 12.8 + 1.50 \times 12.8) / 7.10 = 5.14 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{do} = 0.001 \times 5.14 / 0.50 = 0.010 \text{ N/mm}^2$
 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 $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2 e_e / t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 1621.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 5.1 \leq 1621.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 123.6 + 1.50 \times 12.8) / 7.10 = 26.20 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 26.20 / 0.50 = 0.052 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 5.1 / 26.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $6.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00667 + 0.00000 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 1592.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 26.2 \leq 1592.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 289.7 + 1.50 \times 12.8) / 7.10 = 57.79 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 57.79 / 0.50 = 0.116 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00000 \times 5.1 / 57.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 1621.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.115 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.116 = 57.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 57.8 \leq 1621.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 12.8 + 0.50 \times 12.8) / 7.10 = 2.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.70 / 0.50 = 0.005 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.00667 = 0.00680 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2377.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 2.7 \leq 2377.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 123.6 + 0.50 \times 12.8) / 7.10 = 18.30 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 18.30 / 0.50 = 0.037 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 2.7 / 18.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00006 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00006 + 0.00667 = 0.00673 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $6.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00673 + 0.00000 = 0.00673 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2335.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 18.3 \leq 2335.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 289.7 + 0.50 \times 12.8) / 7.10 = 41.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 41.70 / 0.50 = 0.083 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 2.7 / 41.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.00667 = 0.00680 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2377.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.266 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.266 = 133.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 133.2 \leq 2377.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00 \times q + 0.50 \times q + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 364.1 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.326 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.030 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 2.23 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.030 = 0.212 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.212 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.212 \times 0.50 \times 2.23 / 1.50 = 157.6 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 364.1 \text{ kN} > 157.6 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Δεν 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 $\sigma_{sd\max} = 0.133 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.133 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 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 50×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (συνδ. $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

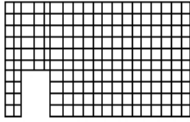
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.129 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.129 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.56 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 289.7 / (0.50 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.082 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (0.045 + 0.082) \times 0.500^2 / 6 = 5.29 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 3.56 \text{ kN} \leq 5.29 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 5.29 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος ορόφος

T16



Διαστάσεις μήκος=10.05m, ύψη=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)

Κατηγορία κατασκευής :2 (ΕC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (ΕC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (ΕC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h=1.00 \times 5.35=5.35 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=5.35/0.50=10.70 \leq 27$ εντάξει (ΕC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=10.70 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $0.85/2.20=0.39 < 0.50$ μη δεκτό

L/h πεσσών: $7.60/2.20=3.45 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (ΕC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 18.1 + 1.50 \times 18.1)/10.05=5.13 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 5.13/0.50=0.010 \text{ N/mm}^2$

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

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=5.35/450=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.01189=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.01189/0.50=0.90$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/2.20=1621.2 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=5.1 \leq 1621.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 218.0 + 1.50 \times 18.1)/8.45=38.04 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 38.04/0.50=0.076 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 5.1/38.0=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=5.35/450=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.01189=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $10.70 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (ΕC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01189+0.00000=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2)=0.83$ (ΕC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.83 \times 0.50 \times 7.93/2.20=1489.7 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=38.0 \leq 1489.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 517.8 + 1.50 \times 18.1)/8.45=85.94 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 85.94/0.50=0.172 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.00000 \times 5.1/85.9=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=5.35/450=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.01189=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.01189/0.50=0.90$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/2.20=1621.2 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.233 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.50 \times 0.233=116.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd}=116.6 \leq 1621.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 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 $N_{id} = (1.00 \times 18.1 + 0.50 \times 18.1) / 10.05 = 2.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.70 / 0.50 = 0.005 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.01189 = 0.01202 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2377.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 2.7 \leq 2377.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 218.0 + 0.50 \times 18.1) / 8.45 = 26.87 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 26.87 / 0.50 = 0.054 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 2.7 / 26.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00006 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00006 + 0.01189 = 0.01195 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $10.70 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01195 + 0.00000 = 0.01195 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.83$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2184.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 26.9 \leq 2184.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 517.8 + 0.50 \times 18.1) / 8.45 = 62.35 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 62.35 / 0.50 = 0.125 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 2.7 / 62.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.01189 = 0.01202 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2377.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.508 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.508 = 253.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 253.8 \leq 2377.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

$V_{sd} = 902.3 \text{ kN}$, $t_{\max} = 0.962 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.246 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 1.88 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.246 = 0.298 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.298 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.298 \times 0.50 \times 1.88 / 1.50 = 186.5 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 902.3 \text{ kN} > 186.5 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 σενάδι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.275 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.275 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι 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 σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 50x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (συνδ. Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

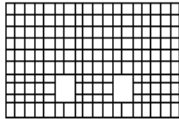
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.129 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.129 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.56 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 517.8 / (0.50 \times 10.05) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.103 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.103) \times 0.500^2 / 6 = 6.17 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 3.56 \text{ kN} \leq 6.17 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.50 = 0.80 x 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 x 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 10.05 = 0.30$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.008$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.008 x 1.80 x 10.05^2 = 1.45 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.45 \text{ kN} \leq 6.17 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T17



Διαστάσεις μήκος=9.44m, ύψος=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m
 ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
 Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{tk} = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = p x h = 1.00 \times 5.35 = 5.35 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 5.35 / 0.50 = 10.70 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.
 Πάχος τοίχου = 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 10.70 \leq 12$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $2.70 / 1.40 = 1.93 > 0.50$, $2.09 / 1.40 = 1.49 > 0.50$, $2.53 / 1.40 = 1.81 > 0.50$ δεκτό

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

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 17.0 + 1.50 \times 17.0) / 9.44 = 5.13 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 5.13 / 0.50 = 0.010 \text{ N/mm}^2$
 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 $e_i = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.01189 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2 e_e / t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 1621.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 5.1 \leq 1621.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 206.5 + 1.50 \times 17.0) / 7.32 = 41.57 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 41.57 / 0.50 = 0.083 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 5.1 / 41.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.01189 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $10.70 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01189 + 0.00000 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.83$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 1489.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 41.6 \leq 1489.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 490.8 + 1.50 \times 17.0) / 9.44 = 72.89 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 72.89 / 0.50 = 0.146 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00000 \times 5.1 / 72.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.01189 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 1621.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.203 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.203 = 101.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 101.3 \leq 1621.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xq+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 17.0 + 0.50 \times 17.0) / 9.44 = 2.70 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.70 / 0.50 = 0.005 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.01189 = 0.01202 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2377.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 2.7 \leq 2377.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 206.5 + 0.50 \times 17.0) / 7.32 = 29.37 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 29.37 / 0.50 = 0.059 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 2.7 / 29.4 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00006 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00006 + 0.01189 = 0.01195 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $10.70 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01195 + 0.00000 = 0.01195 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.83$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2184.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 29.4 \leq 2184.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 490.8 + 0.50 \times 17.0) / 9.44 = 52.89 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{do} = 0.001 \times 52.89 / 0.50 = 0.106 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 2.7 / 52.9 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.01189 = 0.01202 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2377.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.541 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.541 = 270.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 270.7 \leq 2377.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00 \times q + 0.50 \times q + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 678.1 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 1.079 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.274 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 1.26 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.274 = 0.310 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.310 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.310 \times 0.50 \times 1.26 / 1.50 = 129.8 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 678.1 \text{ kN} > 129.8 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

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

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 50×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (συνδ. $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

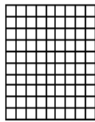
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.129 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.129 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.56 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 490.8 / (0.50 \times 9.44) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.104 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.104) \times 0.500^2 / 6 = 6.21 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 3.56 \text{ kN} \leq 6.21 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 9.44 = 0.32$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.010$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.010 \times 1.80 \times 9.44^2 = 1.60 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.60 \text{ kN} \leq 6.21 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T18



Διαστάσεις μήκος=4.80m, ύψη=5.35m, 5.35m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)

Κατηγορία κατασκευής :2 (ΕC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων :II (ΕC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (ΕC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h=1.00 \times 5.35=5.35 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=5.35/0.50=10.70 \leq 27$ εντάξει (ΕC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=10.70 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $4.80/5.35=0.90 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (ΕC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 8.6 + 1.50 \times 8.6)/4.80=5.11 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 5.11/0.50=0.010 \text{ N/mm}^2$

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

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

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=5.35/450=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.01189=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02500/0.50=0.90$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/2.20=1621.2 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=5.1 \leq 1621.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 142.1 + 1.50 \times 8.6)/4.80=42.66 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 42.66/0.50=0.085 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.00000 \times 5.1/42.7=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=5.35/450=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.01189=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $10.70 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (ΕC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.01189+0.00000=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m=(1-2e_m/t) \exp(-u^2/2)=0.83$ (ΕC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.83 \times 0.50 \times 7.93/2.20=1489.7 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=42.7 \leq 1489.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 342.4 + 1.50 \times 8.6)/4.80=98.99 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 98.99/0.50=0.198 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id}=0.00000 \times 5.1/99.0=0.00000 \text{ m}$

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

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=5.35/450=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.01189=0.01189 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.02500/0.50=0.90$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93/2.20=1621.2 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.195 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.50 \times 0.198=99.0 \text{ kN/m}$

$N_{sd}=99.0 \leq 1621.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 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 $N_{id} = (1.00 \times 8.6 + 0.50 \times 8.6) / 4.80 = 2.69 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.69 / 0.50 = 0.005 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.01189 = 0.01202 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2377.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 2.7 \leq 2377.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 142.1 + 0.50 \times 8.6) / 4.80 = 30.50 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 30.50 / 0.50 = 0.061 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 2.7 / 30.5 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00006 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00006 + 0.01189 = 0.01195 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $10.70 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01195 + 0.00000 = 0.01195 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.83$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2184.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 30.5 \leq 2184.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 342.4 + 0.50 \times 8.6) / 4.80 = 72.23 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 72.23 / 0.50 = 0.144 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 2.7 / 72.2 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00013 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 5.35 / 450 = 0.01189 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00013 + 0.01189 = 0.01202 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2377.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.403 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.403 = 201.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 201.7 \leq 2377.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

$V_{sd} = 166.3 \text{ kN}$, $t_{\max} = 0.110 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.165 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.60 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.165 = 0.266 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.266 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.266 \times 0.50 \times 3.60 / 1.50 = 319.3 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 166.3 \text{ kN} \leq 319.3 \text{ kN} = V_{rd}$ (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάδι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.212 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.212 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

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

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 50x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (συνδ. Φ8/20) 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 = 0.097 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.097 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 5.35^2) = 0.84 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 342.4 / (0.50 \times 4.80) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.143 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.143) \times 0.500^2 / 6 = 7.83 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 0.84 \text{ kN} \leq 7.83 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 5.35 / 4.80 = 1.11$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.051$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.051 \times 1.80 \times 4.80^2 = 2.12 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 2.12 \text{ kN} \leq 7.83 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T1



Διαστάσεις μήκος=22.32m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m
 Λιθοδομή 0.55
 Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (EAK §2.3.5, Π.2.6)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = p \times h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 3.00 / 0.55 = 5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.
 Πάχος τοίχου = 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 5.45 \leq 12$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $2.14 / 1.30 = 1.65 > 0.50$, $4.18 / 1.30 = 3.22 > 0.50$, $2.87 / 1.30 = 2.21 > 0.50$ δεκτό
 L/h πεσσών: $4.21 / 0.87 = 4.84 > 0.50$, $6.01 / 0.38 = 15.81 > 0.50$ δεκτό

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

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 717.2 + 1.50 \times 177.1) / 22.32 = 55.28 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 55.28 / 0.55 = 0.101 \text{ N/mm}^2$
 Βάθος έδρασης = 0.20x0.55=0.11m εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.22000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.22000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.22667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.22667 / 0.55 = 0.18$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 0.18 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 356.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 55.3 \leq 356.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 1082.7 + 1.50 \times 177.1) / 19.87 = 86.93 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 86.93 / 0.55 = 0.158 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.22000 \times 55.3 / 86.9 = 0.02798 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.02798 + 0.00000 + 0.00667 = 0.03465 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.03465 + 0.00000 = 0.03465 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1700.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 86.9 \leq 1700.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 1630.9 + 1.50 \times 177.1) / 22.32 = 110.55 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 110.55 / 0.55 = 0.201 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.22000 \times 55.3 / 110.5 = 0.11002 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.11002 + 0.00000 + 0.00667 = 0.11668 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.11668 / 0.55 = 0.58$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.58 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1149.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.295 \text{ N/mm}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.295 = 162.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 162.3 \leq 1149.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 717.2 + 0.50 \times 177.1) / 22.32 = 36.10 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 36.10 / 0.55 = 0.066 \text{ N/mm}^2$
Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.55 = 0.11 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0.22000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.22000 + 0.00015 + 0.00667 = 0.22682 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.22682 / 0.55 = 0.18$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.18 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 523.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 36.1 \leq 523.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 1082.7 + 0.50 \times 177.1) / 19.87 = 58.94 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 58.94 / 0.55 = 0.107 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.22000 \times 36.1 / 58.9 = 0.02695 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.02695 + 0.00008 + 0.00667 = 0.03369 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.03369 + 0.00000 = 0.03369 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.87$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.87 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2522.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 58.9 \leq 2522.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 1630.9 + 0.50 \times 177.1) / 22.32 = 77.04 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 77.04 / 0.55 = 0.140 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.22000 \times 36.1 / 77.0 = 0.10309 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.10309 + 0.00015 + 0.00667 = 0.10991 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.10991 / 0.55 = 0.60$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.60 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 1743.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.505 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.505 = 277.9 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 277.9 \leq 1743.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00 \times q + 0.50 \times q + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 1820.4 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.271 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.187 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 16.74 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.187 = 0.275 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.275 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.275 \times 0.55 \times 16.74 / 1.50 = 1686.1 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 1820.4 \text{ kN} > 1686.1 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

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

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 55×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (συνδ. $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

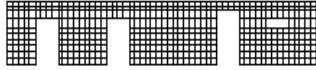
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.151 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.151 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 5.53 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 1630.9 / (0.55 \times 22.32) \leq 0.2$ $f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.133 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.133) \times 0.550^2 / 6 = 8.97 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 5.53 \text{ kN} \leq 8.97 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 22.32 = 0.13$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha = 0.125$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed} = 0.125 \times 1.80 \times 3.00^2 = 2.02 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 2.02 \text{ kN} \leq 8.97 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T2



Διαστάσεις μήκος=16.70m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)

Κατηγορία κατασκευής :2 (ΕC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (ΕC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (ΕC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h=1.00 \times 3.00=3.00 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=3.00/0.55=5.45 \leq 27$ εντάξει (ΕC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=5.45 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.57/2.20=0.71 > 0.50$, $2.63/2.25=1.17 > 0.50$, $4.73/2.55=1.85 > 0.50$ δεκτό

L/h πεσσών: $1.45/2.55=0.57 > 0.50$, $1.45/0.50=2.90 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (ΕC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 501.1 + 1.50 \times 132.8)/16.70=52.44 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 52.44/0.55=0.095 \text{ N/mm}^2$

Βάθος έδρασης $=0.20 \times 0.55=0.11 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id}=0.22000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.22000+0.00000+0.00667=0.22667 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.22667/0.55=0.18$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.18 \times 0.55 \times 7.93/2.20=356.7 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=52.4 \leq 356.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 735.8 + 1.50 \times 132.8)/13.08=91.17 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 91.17/0.55=0.166 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.22000 \times 52.4/91.2=0.02531 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.02531+0.00000+0.00667=0.03197 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (ΕC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.03197+0.00000=0.03197 \text{ m}$ (ΕC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2)=0.87$ (ΕC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.87 \times 0.55 \times 7.93/2.20=1719.9 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=91.2 \leq 1719.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 1087.8 + 1.50 \times 132.8)/13.08=127.50 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 127.50/0.55=0.232 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.22000 \times 52.4/127.5=0.09048 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.09048+0.00000+0.00667=0.09714 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.09714/0.55=0.65$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.65 \times 0.55 \times 7.93/2.20=1288.0 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.298 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.298=163.8 \text{ kN/m}$

$N_{sd}=163.8 \leq 1288.0=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 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 $N_{id} = (1.00 \times 501.1 + 0.50 \times 132.8) / 16.70 = 33.98 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 33.98 / 0.55 = 0.062 \text{ N/mm}^2$
 Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.55 = 0.11 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.22000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.22000 + 0.00015 + 0.00667 = 0.22682 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.22682 / 0.55 = 0.18$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.18 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 523.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 34.0 \leq 523.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 735.8 + 0.50 \times 132.8) / 13.08 = 61.33 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 61.33 / 0.55 = 0.112 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.22000 \times 34.0 / 61.3 = 0.02438 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.02438 + 0.00008 + 0.00667 = 0.03112 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.03112 + 0.00000 = 0.03112 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.88$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.88 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2551.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 61.3 \leq 2551.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 1087.8 + 0.50 \times 132.8) / 13.08 = 88.24 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 88.24 / 0.55 = 0.160 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.22000 \times 34.0 / 88.2 = 0.08472 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.08472 + 0.00015 + 0.00667 = 0.09154 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.09154 / 0.55 = 0.67$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.67 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 1947.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.617 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.617 = 339.4 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 339.4 \leq 1947.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

$V_{sd} = 1020.1 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.252 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.177 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 11.83 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.177 = 0.271 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.271 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.271 \times 0.55 \times 11.83 / 1.50 = 1175.3 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 1020.1 \text{ kN} \leq 1175.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάξ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.302 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.302 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι 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 σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 55x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (συνδ. Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

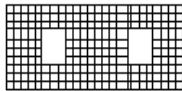
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.151 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.151 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 5.53 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 1087.8 / (0.55 \times 16.70) \leq 0.2$, $f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.118 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.118) \times 0.550^2 / 6 = 8.22 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 5.53 \text{ kN} \leq 8.22 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 16.70 = 0.18$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha = 0.125$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed} = 0.125 \times 1.80 \times 3.00^2 = 2.02 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 2.02 \text{ kN} \leq 8.22 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T3



Διαστάσεις μήκος=7.15m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m
 Λιθοδομή 0.55
 Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (EAK §2.3.5, Π.2.6)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = p \times h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 3.00 / 0.55 = 5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.
 Πάχος τοίχου = 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 5.45 \leq 12$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $1.40 / 1.30 = 1.08 > 0.50$, $2.50 / 1.30 = 1.92 > 0.50$, $1.25 / 1.30 = 0.96 > 0.50$ δεκτό

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

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 5.7 + 1.50 \times 46.5) / 7.15 = 10.83 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{do} = 0.001 \times 10.83 / 0.55 = 0.020 \text{ N/mm}^2$
 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 $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1783.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 10.8 \leq 1783.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 113.5 + 1.50 \times 46.5) / 5.15 = 43.31 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 43.31 / 0.55 = 0.079 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 10.8 / 43.3 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00667 + 0.00000 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1759.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 43.3 \leq 1759.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 275.3 + 1.50 \times 46.5) / 7.15 = 61.73 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 61.73 / 0.55 = 0.112 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.00000 \times 10.8 / 61.7 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1783.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.135 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.135 = 74.5 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 74.5 \leq 1783.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xq+0.50xq+Σεισμός (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 5.7 + 0.50 \times 46.5) / 7.15 = 4.05 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 4.05 / 0.55 = 0.007 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00015 + 0.00667 = 0.00682 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2615.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 4.0 \leq 2615.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 113.5 + 0.50 \times 46.5) / 5.15 = 26.56 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 26.56 / 0.55 = 0.048 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 4.0 / 26.6 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00008 + 0.00667 = 0.00674 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00674 + 0.00000 = 0.00674 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2580.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 26.6 \leq 2580.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 275.3 + 0.50 \times 46.5) / 7.15 = 41.76 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 41.76 / 0.55 = 0.076 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 4.0 / 41.8 = 0.00000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00015 + 0.00667 = 0.00682 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02750 / 0.55 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2615.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.485 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.485 = 266.9 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 266.9 \leq 2615.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00 \times q + 0.50 \times q + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 612.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.347 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.105 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 5.15 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.105 = 0.242 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.242 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.242 \times 0.55 \times 5.15 / 1.50 = 457.3 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 612.3 \text{ kN} > 457.3 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 $\sigma_{sd\max} = 0.157 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.157 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 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 55×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (συνδ. $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

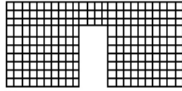
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.135 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.135 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 4.95 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 275.3 / (0.55 \times 7.15) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.070 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (0.045 + 0.070) \times 0.550^2 / 6 = 5.80 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 4.95 \text{ kN} \leq 5.80 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.15 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.15^2 = 1.38 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.38 \text{ kN} \leq 5.80 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T4



Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

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

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h=1.00 \times 3.00=3.00 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=3.00/0.55=5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=5.45 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.90/2.20=1.32 > 0.50$, $3.00/2.20=1.36 > 0.50$ δεκτό

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

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 374.8 + 1.50 \times 58.9)/7.10=83.71 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 83.71/0.55=0.152 \text{ N/mm}^2$

Βάθος έδρασης $=0.20 \times 0.55=0.11 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id}=0.22000 \text{ m}$

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

Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.22000+0.00000+0.00667=0.22667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.22667/0.55=0.18$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.18 \times 0.55 \times 7.93/2.20=356.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=83.7 \leq 356.7=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 481.5 + 1.50 \times 58.9)/5.90=125.15 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 125.15/0.55=0.228 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.22000 \times 83.7/125.2=0.02943 \text{ m}$

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

Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.02943+0.00000+0.00667=0.03610 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.03610+0.00000=0.03610 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \exp(-u^2/2)=0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.86 \times 0.55 \times 7.93/2.20=1699.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{sd}=125.2 \leq 1699.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 641.6 + 1.50 \times 58.9)/5.90=161.78 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 161.78/0.55=0.294 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.22000 \times 83.7/161.8=0.11383 \text{ m}$

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

Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.11383+0.00000+0.00667=0.12050 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.55=0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.12050/0.55=0.56$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.56 \times 0.55 \times 7.93/2.20=1109.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.318 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.55 \times 0.318=175.1 \text{ kN/m}$

$N_{sd}=175.1 \leq 1109.6=N_{rd}$ 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 $N_{id} = (1.00 \times 374.8 + 0.50 \times 58.9) / 7.10 = 56.94 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 56.94 / 0.55 = 0.104 \text{ N/mm}^2$
 Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.55 = 0.11 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.2200 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.2200 + 0.00015 + 0.00667 = 0.22682 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.22682 / 0.55 = 0.18$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.18 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 523.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 56.9 \leq 523.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 481.5 + 0.50 \times 58.9) / 5.90 = 86.61 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 86.61 / 0.55 = 0.157 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.2200 \times 56.9 / 86.6 = 0.02893 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.02893 + 0.00008 + 0.00667 = 0.03567 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.03567 + 0.00000 = 0.03567 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.86$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.86 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2493.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 86.6 \leq 2493.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 641.6 + 0.50 \times 58.9) / 5.90 = 113.74 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 113.74 / 0.55 = 0.207 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.2200 \times 56.9 / 113.7 = 0.11013 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.11013 + 0.00015 + 0.00667 = 0.11695 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.11695 / 0.55 = 0.57$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.57 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 1656.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.855 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.855 = 470.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 470.3 \leq 1656.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

$V_{sd} = 607.7 \text{ kN}$, $t_{\max} = 0.379 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.229 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 5.32 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.229 = 0.292 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.292 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.292 \times 0.55 \times 5.32 / 1.50 = 569.4 \text{ kN}$

$V_{sd} = 607.7 \text{ kN} > 569.4 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 σενάδι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.371 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.371 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι 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 υπερθυρών τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 55x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (συνδ. Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

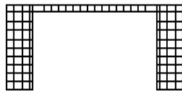
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.138 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.138 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 5.04 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 641.6 / (0.55 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.164 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.164) \times 0.550^2 / 6 = 10.54 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 5.04 \text{ kN} \leq 10.54 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.50 = 0.80 x 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 x 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 10.54 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T5



Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m
 Λιθοδομή 0.55
 Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = p \times h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 3.00 / 0.55 = 5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.
 Πάχος τοίχου = 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 5.45 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.05 / 2.75 = 0.38 < 0.50$, $1.05 / 2.75 = 0.38 < 0.50$ μη δεκτό

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

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 266.5 + 1.50 \times 58.9) / 7.10 = 63.12 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{do} = 0.001 \times 63.12 / 0.55 = 0.115 \text{ N/mm}^2$
 Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.55 = 0.11 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0.22000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.22000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.22667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2 e_e / t = 1 - 2 \times 0.22667 / 0.55 = 0.18$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.18 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 356.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 63.1 \leq 356.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 309.7 + 1.50 \times 58.9) / 2.10 = 241.16 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 241.16 / 0.55 = 0.438 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.22000 \times 63.1 / 241.2 = 0.01152 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01152 + 0.00000 + 0.00667 = 0.01818 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01818 + 0.00000 = 0.01818 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \exp(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1759.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 241.2 \leq 1759.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 374.5 + 1.50 \times 58.9) / 2.10 = 282.82 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 282.82 / 0.55 = 0.514 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.22000 \times 63.1 / 282.8 = 0.04910 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04910 + 0.00000 + 0.00667 = 0.05576 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05576 / 0.55 = 0.80$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.80 \times 0.55 \times 7.93 / 2.20 = 1585.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.447 \text{ N/mm}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.514 = 282.8 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 282.8 \leq 1585.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 266.5 + 0.50 \times 58.9) / 7.10 = 41.68 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 41.68 / 0.55 = 0.076 \text{ N/mm}^2$
Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.55 = 0.11 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.22000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.22000 + 0.00015 + 0.00667 = 0.22682 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.22682 / 0.55 = 0.18$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.18 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 523.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 41.7 \leq 523.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 309.7 + 0.50 \times 58.9) / 2.10 = 161.50 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 161.50 / 0.55 = 0.294 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.22000 \times 41.7 / 161.5 = 0.01136 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01136 + 0.00008 + 0.00667 = 0.01810 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $5.45 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01810 + 0.00000 = 0.01810 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \exp(-u^2/2) = 0.89$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.89 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2580.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 161.5 \leq 2580.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 374.5 + 0.50 \times 58.9) / 2.10 = 192.36 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 192.36 / 0.55 = 0.350 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.22000 \times 41.7 / 192.4 = 0.04767 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχμηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.04767 + 0.00015 + 0.00667 = 0.05449 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.55 = 0.02750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05449 / 0.55 = 0.80$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.80 \times 0.55 \times 7.93 / 1.50 = 2325.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.508 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.55 \times 0.508 = 279.5 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 279.5 \leq 2325.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00 \times q + 0.50 \times q + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 109.7 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.179 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.331 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 2.10 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.331 = 0.332 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.332 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.332 \times 0.55 \times 2.10 / 1.50 = 255.8 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 109.7 \text{ kN} \leq 255.8 \text{ kN} = V_{rd}$. (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 $\sigma_{sd\max} = 0.502 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.502 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 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).

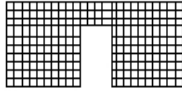
Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 55×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (συνδ. $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.138 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.138 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 5.04 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 374.5 / (0.55 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.096 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (0.045 + 0.096) \times 0.550^2 / 6 = 7.11 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 5.04 \text{ kN} \leq 7.11 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 7.11 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο**T6**

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)

Κατηγορία κατασκευής :2 (ΕC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (ΕC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.1.2)Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (ΕC6 §3.6.2)Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (ΕC6, §2.4.3)Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h=1.00 \times 3.00=3.00 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.2)Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=3.00/0.50=6.00 \leq 27$ εντάξει (ΕC6, §5.5.1.4)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3**

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda=6.00 \leq 12$ (εντάξει)L/h πεσσών: $2.95/2.20=1.34 > 0.50$, $2.85/2.20=1.30 > 0.50$ δεκτό**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (ΕC6, §6.1)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 295.4 + 1.50 \times 58.9)/7.10=68.61 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 68.61/0.50=0.137 \text{ N/mm}^2$ Βάθος έδρασης $=0.20 \times 0.50=0.10 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id}=0.20000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$ Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.20000+0.00000+0.00667=0.20667 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.20667/0.50=0.17$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.17 \times 0.50 \times 7.93/2.20=306.2 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2) $N_{sd}=68.6 \leq 306.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 391.3 + 1.50 \times 58.9)/5.80=106.31 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 106.31/0.50=0.213 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.20000 \times 68.6/106.3=0.02582 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$ Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.02582+0.00000+0.00667=0.03248 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.7)Η λυγηρότητα είναι $6.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (ΕC6 §6.1.2.2(2))Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.03248+0.00000=0.03248 \text{ m}$ (ΕC6, εξ.6.7)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.6)Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \exp(-u^2/2)=0.85$ (ΕC 6 Παραρτ. G)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.85 \times 0.50 \times 7.93/2.20=1537.9 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2) $N_{sd}=106.3 \leq 1537.9=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 εξ.6.1)Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 535.1 + 1.50 \times 58.9)/5.80=139.78 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 139.78/0.50=0.280 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.20000 \times 68.6/139.8=0.09817 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$ Τυχρηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (ΕC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.09817+0.00000+0.00667=0.10484 \text{ m}$ (ΕC6 εξ.6.5)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.10484/0.50=0.58$ (ΕC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.58 \times 0.50 \times 7.93/2.20=1044.8 \text{ kN/m}$ (ΕC6 εξ.6.2)Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.306 \text{ N/mm}^2$ Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.50 \times 0.306=152.9 \text{ kN/m}$ $N_{sd}=152.9 \leq 1044.8=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΕC6 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 $N_{id} = (1.00 \times 295.4 + 0.50 \times 58.9) / 7.10 = 45.75 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 45.75 / 0.50 = 0.092 \text{ N/mm}^2$
 Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.50 = 0.10 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.20000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.20000 + 0.00015 + 0.00667 = 0.20682 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.20682 / 0.50 = 0.17$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.17 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 449.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 45.8 \leq 449.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 391.3 + 0.50 \times 58.9) / 5.80 = 72.54 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 72.54 / 0.50 = 0.145 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.20000 \times 45.8 / 72.5 = 0.02523 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.02523 + 0.00008 + 0.00667 = 0.03197 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $6.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.03197 + 0.00000 = 0.03197 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.85$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.85 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2255.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 72.5 \leq 2255.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 535.1 + 0.50 \times 58.9) / 5.80 = 97.34 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 97.34 / 0.50 = 0.195 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.20000 \times 45.8 / 97.3 = 0.09401 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.09401 + 0.00015 + 0.00667 = 0.10083 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.10083 / 0.50 = 0.60$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.60 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 1585.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.669 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.669 = 334.6 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 334.6 \leq 1585.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

$V_{sd} = 405.7 \text{ kN}$, $t_{\max} = 0.249 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.212 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 5.32 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.212 = 0.285 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.285 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.285 \times 0.50 \times 5.32 / 1.50 = 505.5 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 405.7 \text{ kN} \leq 505.5 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.369 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.369 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι 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 σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 50x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (συνδ. Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

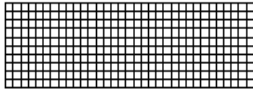
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.138 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.138 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.79 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 535.1 / (0.50 \times 7.10) \leq 0.2$, $f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.151 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.151) \times 0.500^2 / 6 = 8.17 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 3.79 \text{ kN} \leq 8.17 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 8.17 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T7



Διαστάσεις μήκος=10.05m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m
 ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
 Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = p \times h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 3.00 / 0.50 = 6.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.
 Πάχος τοίχου = 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 6.00 \leq 12$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $10.05 / 3.00 = 3.35 > 0.50$, δεκτό

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

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 525.8 + 1.50 \times 83.4) / 10.05 = 83.08 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 83.08 / 0.50 = 0.166 \text{ N/mm}^2$
 Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.50 = 0.10 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0.20000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.20000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.20667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.20667 / 0.50 = 0.17$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 0.17 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 306.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 83.1 \leq 306.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 682.6 + 1.50 \times 83.4) / 10.05 = 104.14 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 104.14 / 0.50 = 0.208 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.20000 \times 83.1 / 104.1 = 0.03191 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.03191 + 0.00000 + 0.00667 = 0.03858 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $6.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.03858 + 0.00000 = 0.03858 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.83$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 1501.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 104.1 \leq 1501.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 917.8 + 1.50 \times 83.4) / 10.05 = 135.73 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 135.73 / 0.50 = 0.271 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.20000 \times 83.1 / 135.7 = 0.12241 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.12241 + 0.00000 + 0.00667 = 0.12908 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.12908 / 0.50 = 0.48$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.48 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 864.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.305 \text{ N/mm}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.305 = 152.5 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 152.5 \leq 864.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 525.8 + 0.50 \times 83.4) / 10.05 = 56.47 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 56.47 / 0.50 = 0.113 \text{ N/mm}^2$
Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.50 = 0.10 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0.20000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.20000 + 0.00015 + 0.00667 = 0.20682 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.20682 / 0.50 = 0.17$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.17 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 449.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 56.5 \leq 449.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 682.6 + 0.50 \times 83.4) / 10.05 = 72.07 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 72.07 / 0.50 = 0.144 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.20000 \times 56.5 / 72.1 = 0.03134 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.03134 + 0.00008 + 0.00667 = 0.03808 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $6.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.03808 + 0.00000 = 0.03808 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.83$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2202.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 72.1 \leq 2202.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 917.8 + 0.50 \times 83.4) / 10.05 = 95.47 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 95.47 / 0.50 = 0.191 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.20000 \times 56.5 / 95.5 = 0.11829 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχμηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $ee = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.11829 + 0.00015 + 0.00667 = 0.12511 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min ee = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2ee/t = 1 - 2 \times 0.12511 / 0.50 = 0.50$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.50 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 1321.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.626 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.626 = 312.9 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 312.9 \leq 1321.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00 \times q + 0.50 \times q + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 896.1 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.238 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.199 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 7.54 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.199 = 0.279 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.279 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.279 \times 0.50 \times 7.54 / 1.50 = 702.2 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 896.1 \text{ kN} > 702.2 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Δεν 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 $\sigma_{sd\max} = 0.359 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.359 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 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 50×20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (συνδ. $\Phi 8/20$) 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 $= 0.138 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.138 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.79 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 917.8 / (0.50 \times 10.05) \leq 0.2f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.183 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.183) \times 0.500^2 / 6 = 9.50 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 3.79 \text{ kN} \leq 9.50 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

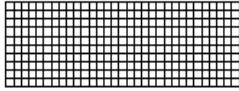
Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 10.05 = 0.30$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.008$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.008 \times 1.80 \times 10.05^2 = 1.45 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.45 \text{ kN} \leq 9.50 \text{ kN} = M_{rd}$. , ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο**T8**

Διαστάσεις μήκος=9.44m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50



Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)

Κατηγορία κατασκευής :2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων :II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.20$ (EC6, §2.4.3)Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3) \times 2.20 (>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r \times h=1.00 \times 3.00=3.00 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=3.00/0.50=6.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3**

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda=6.00 \leq 12$ (εντάξει)L/h πεσσών: $9.44/3.00=3.15 > 0.50$, δεκτό**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id}=(1.35 \times 498.4 + 1.50 \times 78.4)/9.44=83.73 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo}=0.001 \times 83.73/0.50=0.167 \text{ N/mm}^2$ Βάθος έδρασης $=0.20 \times 0.50=0.10 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id}=0.20000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.20000+0.00000+0.00667=0.20667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.20667/0.50=0.17$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.17 \times 0.50 \times 7.93/2.20=306.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2) $N_{sd}=83.7 \leq 306.2=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md}=(1.35 \times 645.7 + 1.50 \times 78.4)/9.44=104.80 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo}=0.001 \times 104.80/0.50=0.210 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.20000 \times 83.7/104.8=0.03196 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα φορτίων $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.03196+0.00000+0.00667=0.03863 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)Η λυγηρότητα είναι $6.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m=e_m+e_k=0.03863+0.00000=0.03863 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m=(1-2e_m/t) \exp(-u^2/2)=0.83$ (EC 6 Παραρτ. G)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.83 \times 0.50 \times 7.93/2.20=1501.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2) $N_{sd}=104.8 \leq 1501.3=N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id}=(1.35 \times 866.6 + 1.50 \times 78.4)/9.44=136.39 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 136.39/0.50=0.273 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id}=0.20000 \times 83.7/136.4=0.12279 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he}=0.00000 \text{ m}$ Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i=h_{ef}/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)Εκκεντρότητα στην βάση $e_e=Mid/N_{id}+e_{he}+e_i=0.12279+0.00000+0.00667=0.12945 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i=1-2e_e/t=1-2 \times 0.12945/0.50=0.48$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd}=\Phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.48 \times 0.50 \times 7.93/2.20=864.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n=-0.305 \text{ N/mm}^2$ Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.50 \times 0.305=152.5 \text{ kN/m}$ $N_{sd}=152.5 \leq 864.7=N_{rd}$ 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 $N_{id} = (1.00 \times 498.4 + 0.50 \times 78.4) / 9.44 = 56.95 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 56.95 / 0.50 = 0.114 \text{ N/mm}^2$
 Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.50 = 0.10 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.2000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.2000 + 0.00015 + 0.00667 = 0.20682 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.20682 / 0.50 = 0.17$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.17 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 449.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 56.9 \leq 449.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 645.7 + 0.50 \times 78.4) / 9.44 = 72.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 72.55 / 0.50 = 0.145 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.2000 \times 56.9 / 72.6 = 0.03140 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.03140 + 0.00008 + 0.00667 = 0.03814 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $6.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.03814 + 0.00000 = 0.03814 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.83$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.83 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2202.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 72.6 \leq 2202.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 866.6 + 0.50 \times 78.4) / 9.44 = 95.95 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 95.95 / 0.50 = 0.192 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.2000 \times 56.9 / 96.0 = 0.11870 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.11870 + 0.00015 + 0.00667 = 0.12552 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.12552 / 0.50 = 0.50$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.50 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 1321.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.671 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.671 = 335.5 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 335.5 \leq 1321.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

$V_{sd} = 928.8 \text{ kN}$, $t_{\max} = 0.262 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.236 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 7.08 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.236 = 0.294 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.294 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.294 \times 0.50 \times 7.08 / 1.50 = 694.4 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 928.8 \text{ kN} > 694.4 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Δεν 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 σενάδι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.359 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.359 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι 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 σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος 50x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (συνδ. Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

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

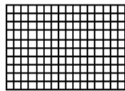
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.138 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4 H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.138 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.79 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 866.6 / (0.50 \times 9.44) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.184 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.184) \times 0.500^2 / 6 = 9.54 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 3.79 \text{ kN} \leq 9.54 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W = C_{pe} x 1.50 = 0.80 x 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 x 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 9.44 = 0.32$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.010$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.010 x 1.80 x 9.44^2 = 1.60 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.60 \text{ kN} \leq 9.54 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T9



Διαστάσεις μήκος=4.80m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m
 ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
 Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)
 Κατηγορία κατασκευής : 2 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 7.93 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.20$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.20 (\geq 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = p x h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 3.00 / 0.50 = 6.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με τεχνητά λιθοσώματα.
 Πάχος τοίχου = 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 6.00 \leq 12$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $4.80 / 3.00 = 1.60 > 0.50$, δεκτό

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

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 346.2 + 1.50 \times 39.8) / 4.80 = 109.81 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{do} = 0.001 \times 109.81 / 0.50 = 0.220 \text{ N/mm}^2$
 Βάθος έδρασης = 0.20x0.50=0.10m εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0.20000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.20000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.20667 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2 e_e / t = 1 - 2 \times 0.20667 / 0.50 = 0.17$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 0.17 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 306.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 109.8 \leq 306.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 421.1 + 1.50 \times 39.8) / 4.80 = 130.87 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 130.87 / 0.50 = 0.262 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.20000 \times 109.8 / 130.9 = 0.03356 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.03356 + 0.00000 + 0.00667 = 0.04023 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $6.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.04023 + 0.00000 = 0.04023 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.82$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.82 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 1483.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 130.9 \leq 1483.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 533.4 + 1.50 \times 39.8) / 4.80 = 162.46 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 162.46 / 0.50 = 0.325 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.20000 \times 109.8 / 162.5 = 0.13518 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.13518 + 0.00000 + 0.00667 = 0.14185 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.14185 / 0.50 = 0.43$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.43 \times 0.50 \times 7.93 / 2.20 = 774.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.337 \text{ N/mm}^2$
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.337 = 168.6 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 168.6 \leq 774.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

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

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 346.2 + 0.50 \times 39.8) / 4.80 = 76.27 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 76.27 / 0.50 = 0.153 \text{ N/mm}^2$
Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.50 = 0.10 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0.20000 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.20000 + 0.00015 + 0.00667 = 0.20682 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.20682 / 0.50 = 0.17$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.17 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 449.1 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 76.3 \leq 449.1 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 421.1 + 0.50 \times 39.8) / 4.80 = 91.87 \text{ kN/m}$
Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 91.87 / 0.50 = 0.184 \text{ N/mm}^2$
Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.20000 \times 76.3 / 91.9 = 0.03321 \text{ m}$
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00008 \text{ m}$
Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.03321 + 0.00008 + 0.00667 = 0.03995 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
Η λυγηρότητα είναι $6.00 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.03995 + 0.00000 = 0.03995 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.82$ (EC 6 Παραρτ. G)
Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.82 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 2175.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{sd} = 91.9 \leq 2175.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 533.4 + 0.50 \times 39.8) / 4.80 = 115.27 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 115.27 / 0.50 = 0.231 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.20000 \times 76.3 / 115.3 = 0.13233 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχμηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.13233 + 0.00015 + 0.00667 = 0.13915 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.13915 / 0.50 = 0.44$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.44 \times 0.50 \times 7.93 / 1.50 = 1162.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.715 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.715 = 357.7 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 357.7 \leq 1162.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00 \times q + 0.50 \times q + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 404.2 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.257 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.287 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.60 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.287 = 0.315 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.500 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.315 \text{ N/mm}^2$ (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)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.315 \times 0.50 \times 3.60 / 1.50 = 377.6 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 404.2 \text{ kN} > 377.6 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Δεν 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 $\sigma_{sd\max} = 0.385 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.385 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$
 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 50×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (συνδ. $\Phi 8/20$) 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 $= 0.149 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.149 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2) = 4.11 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 533.4 / (0.50 \times 4.80) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.222 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.222) \times 0.500^2 / 6 = 11.13 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 4.11 \text{ kN} \leq 11.13 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W := C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 4.80 = 0.63$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.80 \times 4.80^2 = 1.00 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.00 \text{ kN} \leq 11.13 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 2, και η σεισμικότητα II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$,
 άρα δέν ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
 β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά $=10.24/22.32= 0.46 > 0.25$
 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
 Αοπλη τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 6%
 x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $24.584/149.667=0.164>0.06$
 y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $25.342/149.667=0.169>0.06$

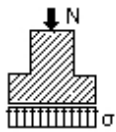
Θεμελίωση τοίχων

Θλιπτική αντοχή εδάφους $q_u = 0.20$ [MPa=N/mm²]

Θεμελίωση τοίχου:

T1

Διαστάσεις μήκος=22.32m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1630.9 + 1.50 \times 177.1 = 2467.4$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίλου $N_{sd} = 113$ kN/m

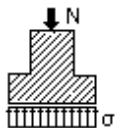
Για πλάτος πεδίλου $b_p = 0.75$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 113 / 0.75 = 0.15$ MPa

$N_{sd} = 113 \text{ kN/m} < 150 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.75 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (EAK 5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

T2

Διαστάσεις μήκος=16.70m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1087.8 + 1.50 \times 132.8 = 1667.7$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίλου $N_{sd} = 102$ kN/m

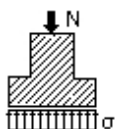
Για πλάτος πεδίλου $b_p = 0.75$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 102 / 0.75 = 0.14$ MPa

$N_{sd} = 102 \text{ kN/m} < 150 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.75 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (EAK 5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

T3

Διαστάσεις μήκος=7.15m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 275.3 + 1.50 \times 46.5 = 441.4$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίλου $N_{sd} = 64$ kN/m

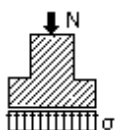
Για πλάτος πεδίλου $b_p = 0.75$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 64 / 0.75 = 0.08$ MPa

$N_{sd} = 64 \text{ kN/m} < 150 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.75 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (EAK 5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

T4

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 641.6 + 1.50 \times 58.9 = 954.5$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίλου $N_{sd} = 136$ kN/m

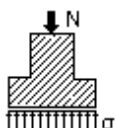
Για πλάτος πεδίλου $b_p = 0.75$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 136 / 0.75 = 0.18$ MPa

$N_{sd} = 136 \text{ kN/m} < 150 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.75 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (EAK 5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

T5

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 374.5 + 1.50 \times 58.9 = 593.9$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίλου $N_{sd} = 86$ kN/m

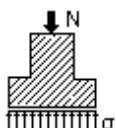
Για πλάτος πεδίλου $b_p = 0.75$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 86 / 0.75 = 0.11$ MPa

$N_{sd} = 86 \text{ kN/m} < 150 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.75 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (EAK 5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

T6

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 535.1 + 1.50 \times 58.9 = 810.7$ kN

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίλου $N_{sd} = 116$ kN/m

Για πλάτος πεδίλου $b_p = 0.70$ m $\sigma_{ed} = 0.001 \times 116 / 0.70 = 0.17$ MPa

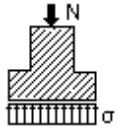
$N_{sd} = 116 \text{ kN/m} < 140 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.70 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (EAK 5.2.3)

Θεμελίωση

Θεμελίωση τοίχου:

T7

Διαστάσεις μήκος=10.05m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 917.8+1.50 \times 83.4= 1364.1 \text{ kN}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδύλου $N_{sd}= 138 \text{ kN/m}$

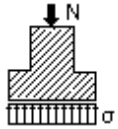
Για πλάτος πεδύλου $b_p=0.70 \text{ m}$ $\sigma_{ed}=0.001 \times 138/0.70= 0.20 \text{ MPa}$

$N_{sd}=138 \text{ kN/m} < 140 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.70 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (ΕΑΚ 5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

T8

Διαστάσεις μήκος=9.44m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 866.6+1.50 \times 78.4= 1287.5 \text{ kN}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδύλου $N_{sd}= 138 \text{ kN/m}$

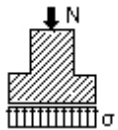
Για πλάτος πεδύλου $b_p=0.70 \text{ m}$ $\sigma_{ed}=0.001 \times 138/0.70= 0.20 \text{ MPa}$

$N_{sd}=138 \text{ kN/m} < 140 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.70 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (ΕΑΚ 5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου:

T9

Διαστάσεις μήκος=4.80m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd}=1.35 \times 533.4+1.50 \times 39.8= 779.8 \text{ kN}$

Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδύλου $N_{sd}= 164 \text{ kN/m}$

Για πλάτος πεδύλου $b_p=0.82 \text{ m}$ $\sigma_{ed}=0.001 \times 164/0.82= 0.20 \text{ MPa}$

$N_{sd}=164 \text{ kN/m} < 164 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.82 = R_d$ φέρουσα ικανότητα εδάφους (ΕΑΚ 5.2.3)

Ονομασία Έργου-Μελέτης

Διεύθυνση έργου

Μηχανικός Μελετητής

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Οροφοί : 2 Υπόγειο: 0

Τοιχοποιία Άοπλη τοιχοποιία

Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 2

Υψη ορόφων [m]

Δάπεδα

Ισόγειο ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Ξυλινο δάπεδο
1ος ορόφος ύψος ορόφου 4.70 [m] οροφή=Ξύλινη Στέγη

Φορτία Κατασκευής (EC1, ΕΚΩΣ)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 0.50 [kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00 [kN/m²]

Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 4.00 [kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 3.50 [kN/m²]
Κινητά σε Εξώστες= 5.00 [kN/m²]

Μόνιμα Στέγης 0.90 Ιδιο βάρος= 0.90 [kN/m²]
Οροφή= 0.20 [kN/m²]

Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.90 [kN/m²], Άνεμος= 1.50 [kN/m²]
Άνεμος (κατακόρυφα) 1.50xημ² (25°)= 0.21 [kN/m²]

Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (ΕΚΩΣ, §6.3.2) γg=1.35, γq=1.50

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (ΕΚΩΣ Π.6.3) Ψ0=0.80, Ψ1=0.80, Ψ2=0.50

Υλικά Τοιχοποιίας Λιθοδομή 0.55

Σκυρόδεμα - Εδαφος C16/20-S500 γu=0.20 [N/mm²,MPa]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (ΕΑΚ §2)

Σεισμική Ζώνη (ΕΑΚ §2.3.3) Ζώνη: II, α=0.240g=2.35 m/s²

Κατηγορία Εδάφους (ΕΑΚ §2.3.6) B, Θ=1.00 T1=0.15sec T2=0.60sec

Σπουδαιότητα Κτιρίου (ΕΑΚ §2.3.4) Σ3 γI=1.15

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

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

Ελληνικός Κανονισμός για Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα ΕΚΩΣ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ 2000

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

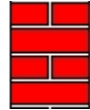
Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Λιθοδομή 0.55

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]
Βάρος ανά m² : 14.30 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.55 [m]

Διαμήκης Αρμός NAI



Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσωμάτων: Οπτόπλινθοι EN 771-1
Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 160 x 120 x 60 [mm]
Θλιπτική αντοχή : 40.00 [N/mm²]
Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : fb= 31.20 [N/mm²]

ΛΙΘΟΙ ΕΙΡΗΝΟΔΙΚΕΙΟΥ

Κατηγορία: : II
Ομάδα : 1
Συντελεστής δ = 0.78
fb= 0.78x 40.00= 31.20 [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής
Θλιπτική Αντοχή fk: 5.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα-M5

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή fk [N/mm²] (EC6, §3.6.1) $f_k = 0.8 \times K \times f_b \times f_m^{0.7} = 7.93$ [N/mm²]
Διατμ/κή Αντοχή fnko [N/mm²] (EC6, §3.6.2) fnko = 0.20 [N/mm²]
Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2) E = 7.93 [GPa=KN/mm²]
Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 3.17 [GPa=KN/mm²]

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]
Βάρος ανά m² : 13.00 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.50 [m]

Διαμήκης Αρμός NAI



Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσωμάτων: Οπτόπλινθοι EN 771-1
Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 160 x 120 x 60 [mm]
Θλιπτική αντοχή : 40.00 [N/mm²]
Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : fb= 31.20 [N/mm²]

ΛΙΘΟΙ ΕΙΡΗΝΟΔΙΚΕΙΟΥ

Κατηγορία: : II
Ομάδα : 1
Συντελεστής δ = 0.78
fb= 0.78x 40.00= 31.20 [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής
Θλιπτική Αντοχή fk: 5.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα-M5

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή fk [N/mm²] (EC6, §3.6.1) $f_k = 0.8 \times K \times f_b \times f_m^{0.7} = 7.93$ [N/mm²] (K=0.55)
Διατμ/κή Αντοχή fnko [N/mm²] (EC6, §3.6.2) fnko = 0.20 [N/mm²]
Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2) E = 7.93 [GPa=KN/mm²]
Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 3.17 [GPa=KN/mm²]


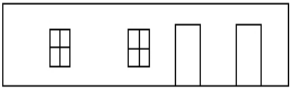
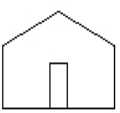
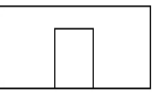
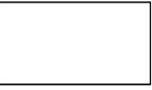
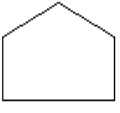
Δομικά Στοιχεία

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m] , y [m] , θ°)
Ισόγειο	T1	λιθοδομή 0.55	13.45x 3.00x0.55	6.25, 12.82, 0.00
Ισόγειο	T2	λιθοδομή 0.55	13.45x 3.00x0.55	6.25, 6.28, 0.00
Ισόγειο	T4	λιθοδομή 0.55	7.10x 3.00x0.55	6.53, 6.00, 0.00
Ισόγειο	T5	λιθοδομή 0.55	7.10x 3.00x0.55	11.44, 6.00, 0.00
Ισόγειο	T6	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	7.10x 3.00x0.50	16.27, 6.00, 0.00
Ισόγειο	T7	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	7.10x 3.00x0.50	19.45, 6.00, 0.00
1ος οροφος	T10	λιθοδομή 0.55	13.45x 3.00x0.55	6.25, 12.82, 0.00
1ος οροφος	T11	λιθοδομή 0.55	13.45x 3.00x0.55	6.25, 6.28, 0.00
1ος οροφος	T13	λιθοδομή 0.55	7.10x 3.00x0.55	6.53, 6.00, 0.00
1ος οροφος	T14	λιθοδομή 0.55	7.10x 3.00x0.55	11.44, 6.00, 0.00
1ος οροφος	T15	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	7.10x 3.00x0.50	16.27, 6.00, 0.00
1ος οροφος	T16	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	7.10x 3.00x0.50	19.45, 6.00, 0.00

Φορτία Τοίχων



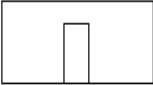

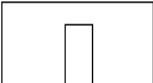

Φορτία τοίχων

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

1ος οροφος	T10	<p>Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m θέση x=6.25m, y=12.82m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=34.92m² Λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 34.92x 14.3= 499.3 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.7kN/m κινητό=1.7kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 22.9 kN, κινητό Qf= 22.9 kN</p>
		
1ος οροφος	T11	<p>Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m θέση x=6.25m, y=6.28m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=32.41m² Λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 32.41x 14.3= 463.5 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.7kN/m κινητό=1.7kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 22.9 kN, κινητό Qf= 22.9 kN</p>
		
1ος οροφος	T13	<p>Διαστάσεις μήκη=7.10, 3.55m, ύψη=3.00, 3.00, 4.70m πάχος=0.55m θέση x=6.53m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=24.91m² Λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 24.91x 14.3= 356.3 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=13.9kN/m κινητό=1.7kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 12.1 kN, κινητό Qf= 12.1 kN</p>
		
1ος οροφος	T14	<p>Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m θέση x=11.44m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=17.34m² Λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 17.34x 14.3= 248.0 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.7kN/m κινητό=1.7kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 12.1 kN, κινητό Qf= 12.1 kN</p>
		
1ος οροφος	T15	<p>Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.50m θέση x=16.27m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=21.30m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 21.30x 13.0= 276.9 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.7kN/m κινητό=1.7kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 12.1 kN, κινητό Qf= 12.1 kN</p>
		
1ος οροφος	T16	<p>Διαστάσεις μήκη=7.10, 3.55m, ύψη=3.00, 3.00, 4.70m πάχος=0.50m θέση x=19.45m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=27.33m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 27.33x 13.0= 355.4 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=12.7kN/m κινητό=1.7kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 12.1 kN, κινητό Qf= 12.1 kN</p>
		

1ος οροφος	Συνολικά φορτία ορόφου	
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα G1=	1194 kN, κινητά Q1= 94 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα,	μόνιμα G2=	0 kN, κινητά Q2= 0 kN
Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι),	μόνιμα G0=	1194 kN, κινητά Q0= 94 kN
Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.35xG0+1.50xQ0)=		1753 kN
Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xG0+0.50xQ0)=		1241 kN
Ολική μάζα ορόφου Mo=(1.00xG0+0.50xQ0)/9.81=1241/9.81=		127 kNsec ² /m
Κέντρο μάζας ορόφου xm=3153.83/238.60=13.22m, ym=2290.61/238.60=9.60m		

Φορτία Τοίχων

Ισόγειο	T1	<p>Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m θέση x=6.25m, y=12.82m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=38.59m² Λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 38.59x 14.3= 551.8 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.1kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 10.8 kN, κινητό Qf= 82.0 kN</p>
		
Ισόγειο	T2	<p>Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m θέση x=6.25m, y=6.28m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=33.92m² Λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 33.92x 14.3= 485.1 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.1kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 10.8 kN, κινητό Qf= 82.0 kN</p>
		
Ισόγειο	T4	<p>Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m θέση x=6.53m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=18.66m² Λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 18.66x 14.3= 266.8 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.1kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 5.7 kN, κινητό Qf= 43.3 kN</p>
		
Ισόγειο	T5	<p>Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m θέση x=11.44m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=7.55m² Λιθοδομή 0.55 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 7.55x 14.3= 108.0 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.1kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 5.7 kN, κινητό Qf= 43.3 kN</p>
		
Ισόγειο	T6	<p>Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m θέση x=16.27m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=18.44m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 18.44x 13.0= 239.7 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.1kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 5.7 kN, κινητό Qf= 43.3 kN</p>
		
Ισόγειο	T7	<p>Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m θέση x=19.45m, y=6.00m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=21.30m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50 Ιδιο βάρος τοίχου Gw= 21.30x 13.0= 276.9 kN Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.8kN/m κινητό=6.1kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 5.7 kN, κινητό Qf= 43.3 kN</p>
		
Ισόγειο	Συνολικά φορτία ορόφου	<p>Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα G1= 2108 kN, κινητά Q1= 337 kN Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστύλωματα, μόνιμα G2= 0 kN, κινητά Q2= 0 kN Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα Go= 2108 kN, κινητά Qo= 337 kN Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.35xGo+1.50xQo)= 3351 kN Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xGo+0.50xQo)= 2276 kN Ολική μάζα ορόφου Mo=(1.00xGo+0.50xQo)/9.81=2276/9.81= 232 kNsec²/m</p>
Κέντρο μάζας ορόφου	xm=2908.15/218.28=13.32m, ym=2106.82/218.28=9.65m	

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (ΕΑΚ §2, §3.5)

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 (ΕΑΚ §2)

Σεισμική Ζώνη	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(ΕΑΚ §2.3.3)
Κατηγορία Εδάφους	B, $\theta=1.00$ $T_1=0.15\text{sec}$ $T_2=0.60\text{sec}$	(ΕΑΚ §2.3.6)
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ3 $\gamma_I=1.15$	(ΕΑΚ §2.3.4)
Δομικό σύστημα	Αοπλη τοιχοποιία $q=1.5$	(ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)
Συντελεστής Θεμελίωσης	$\theta=1.00$	(ΕΑΚ §2.3.7)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου $T=0.090H(H/(H+L))^{1/2}(1/L)^{1/2}=0.11\text{sec}$ (ΕΑΚ §3.5.2)

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T)=\alpha \cdot g \cdot \gamma_I \cdot \eta \cdot \theta \cdot 2.5/q$ (ΕΑΚ §2.3.1)

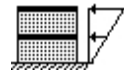
$$R_d(T)=0.240 \times 1.15 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.5 \times g / 1.50 = 0.460g$$

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(127+232) = 359 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση $V_o=359 \times 0.460 \times 9.81 = 1620 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (ΕΑΚ §3.5.2)

Οροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	z _i [m]	m _i ·z _i	οριζόντια δύναμη F _i [kN]	e _i =M _i /W _i [m]
1ος οροφος	127.00 (239.00)	7.70	978	1620x 978/ 1674= 946.4	3.58
Ισόγειο	232.00 (218.00)	3.00	696	1620x 696/ 1674= 673.6	2.65
σύνολα	359.00		1674	1620.0	

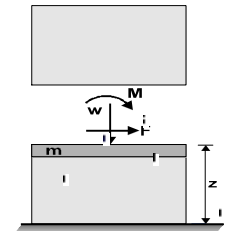


(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα 1ος οροφος (ΕΑΚ §3.3.3[2])

Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=13.95\text{m}$, $y=9.86\text{m}$ (ΕΑΚ §3.3.3[2])

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



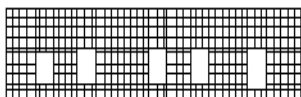
Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.

Έλεγχος ανατροπής

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 9308.1 \text{ kNm} \leq 1.00 \times W_t \times x = 1.00 \times 4483.2 \times 6.73 = 30149.3 \text{ kNm}$

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 9308.1 \text{ kNm} \leq 1.00 \times W_t \times y = 1.00 \times 4483.2 \times 3.55 = 15915.3 \text{ kNm}$

1ος οροφος T10



Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m

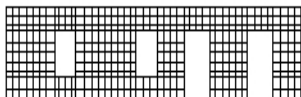
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 450 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=4.761 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=590.21 \text{ kN}$

1ος οροφος T11



Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m

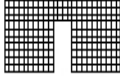
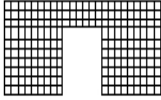
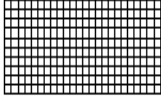
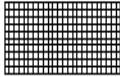
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 450 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.949 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=501.98 \text{ kN}$

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

1ος ορόφος	T13	<p>Διαστάσεις μήκη=7.10, 3.55m, ύψη=3.00, 3.00, 4.70m πάχος=0.55m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.625 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=283.75 \text{ kN}$</p>
		
1ος ορόφος	T14	<p>Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.250 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=206.87 \text{ kN}$</p>
		
1ος ορόφος	T15	<p>Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.50m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.215 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=293.62 \text{ kN}$</p>
		
1ος ορόφος	T16	<p>Διαστάσεις μήκη=7.10, 3.55m, ύψη=3.00, 3.00, 4.70m πάχος=0.50m</p> <p><u>Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του</u></p> <p>Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.</p> <p>Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.215 \text{ GN/m}$</p> <p>Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=327.18 \text{ kN}$</p>
		

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Κέντρο διάτμησης $x= 157.719/11.305 = 13.95 \text{ m}$, $y= 85.840/8.710 = 9.86 \text{ m}$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=2473.779+938.587-13.95^2 \times 11.305-9.86^2 \times 8.710=366.003 \text{ GNm}$

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=13.22-13.95=-0.73 \text{ m}$, $e_{oy}=9.60-9.86=-0.26 \text{ m}$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 13.45=0.67 \text{ m}$, $e_{ay}=0.05 \times 7.10=0.36 \text{ m}$ (EAK §3.3.1)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (EAK §3.3.3[4], [7]).

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (EAK §3.3.3[5])

$e_{fi} = 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr} = 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx}=1.50 \times -0.73=-1.10 \text{m}$, $e_{rx}=0.50 \times -0.73=-0.37 \text{m}$, $e_{fy}=1.50 \times -0.26=-0.38 \text{m}$, $e_{ry}=0.50 \times -0.26=-0.13 \text{m}$

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (EAK §3.3.3[1])

$\max e_x = -0.37 + 0.67 = 0.31 \text{ m}$, $\min e_x = -1.10 - 0.67 = -1.77 \text{ m}$

$\max e_y = -0.13 + 0.36 = 0.23 \text{ m}$, $\min e_y = -0.38 - 0.36 = -0.74 \text{ m}$

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e$ και $\min e$

φόρτιση κατά $x-x$ $\max M_{zx} = 1.77 \times 946 = 1678 \text{ kNm}$

φόρτιση κατά $y-y$ $\max M_{zy} = 0.74 \times 946 = 698 \text{ kNm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 946.4 / 8.710 = 0.109 \text{ mm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 946.4 / 11.305 = 0.084 \text{ mm}$

Έλεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (EAK §3.5.1[4])

α) Έλεγχος διαστάσεων (EAK §3.5.1 [4]α)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 6.25 \text{m}$, $\max X = 19.70 \text{m}$, $\min Y = 6.00 \text{m}$, $\max Y = 13.10 \text{m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x = 13.45 \text{ m}$, $L_y = 7.10 \text{ m}$

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 13.45/7.10 = 1.89 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (EAK §3.5.1.[4].α)

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

β,γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (EAK §3.5.1.[4] β.γ.)

$\Delta k/k = (11.103 - 8.710) / 11.103 = 0.22$ $\Delta m/m = (218 - 239) / 239 = 0.09$

$\Delta k \leq 0.50$ και $\Delta m \leq 0.50$ άρα ικανοποιείται ο έλεγχος μεταβολής δυσκαμψίας και μάζας ορόφου.

Ισόγειο

T1

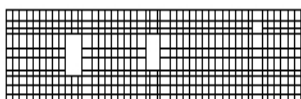
Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 450 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 6.248 \text{ GN/m}$

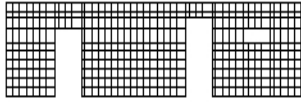
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=1058.47 \text{ kN}$



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T2



Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

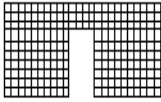
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 450 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 4.855 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=845.95 \text{ kN}$

Ισόγειο

T4



Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.570 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=579.25 \text{ kN}$

Ισόγειο

T5



Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

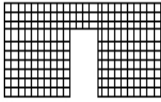
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.531 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=106.63 \text{ kN}$

Ισόγειο

T6



Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m

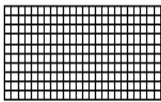
Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.288 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=457.30 \text{ kN}$

Ισόγειο

T7



Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.
Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.215 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=693.66 \text{ kN}$

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Κέντρο διάτμησης $x= 122.604/8.604 = 14.25 \text{ m}$, $y= 110.596/11.103 = 9.96 \text{ m}$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=2000.880+1218.844-14.25^2 \times 8.604-9.96^2 \times 11.103=371.026 \text{ GNm}$

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=13.32-13.95=-0.63 \text{ m}$, $e_{oy}=9.65-9.86=-0.20 \text{ m}$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 13.45=0.67 \text{ m}$, $e_{ay}=0.05 \times 7.10=0.36 \text{ m}$ (ΕΑΚ §3.3.1)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (ΕΑΚ §3.3.3[4], [7]).

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (ΕΑΚ §3.3.3[5])

$e_{fi}= 1.50e_{ai}$, $e_{fr}= 0.50e_{ai}$

$e_{fx}=1.50x-0.63=-0.94 \text{ m}$, $e_{rx}=0.50x-0.63=-0.31 \text{ m}$, $e_{fy}=1.50y-0.20=-0.30 \text{ m}$, $e_{ry}=0.50y-0.20=-0.10 \text{ m}$

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ §3.3.3[1])

$\max e_x= -0.31+ 0.67= 0.36 \text{ m}$, $\min e_x= -0.94- 0.67= -1.61 \text{ m}$

$\max e_y= -0.10+ 0.36= 0.25 \text{ m}$, $\min e_y= -0.30- 0.36= -0.66 \text{ m}$

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e$ και $\min e$

Φόρτιση κατά $x-x$ $\max M_{zx}= 1.61 \times 1620= 2616 \text{ kNm}$

Φόρτιση κατά $y-y$ $\max M_{zy}= 0.66 \times 1620= 1069 \text{ kNm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 1620.0/11.103= 0.146 \text{ mm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 1620.0/ 8.604= 0.188 \text{ mm}$

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (ΕΑΚ §3.5.1[4])

α) Ελεγχος διαστάσεων (ΕΑΚ §3.5.1 [4]α)

Περίγραμμα ορόφου $\min X= 6.25 \text{ m}$, $\max X= 19.70 \text{ m}$, $\min Y= 6.00 \text{ m}$, $\max Y= 13.10 \text{ m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x= 13.45 \text{ m}$, $L_y= 7.10 \text{ m}$

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min}= 13.45/7.10=1.89 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (ΕΑΚ §3.5.1.[4].α)

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

β,γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (ΕΑΚ §3.5.1.[4] β.γ.)

Ισόγειο οικοδομής, άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου ΕΑΚ 3.5.1.[4] β.γ



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

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

Οι έλεγχοι αντοχής και οι συνδυασμοί φορτίσεων είναι:

- α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $V_{sd} \leq V_{rd}$ (EC6 §6.2)
- δ) Έλεγχος λυγνρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ (EC6 §5.5.1.4)
- ε) Έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών (EC6 §6.1.3)

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος τοίχου, λυγνρότητα $\lambda = \text{ύψος προς πάχος}$, σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

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

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

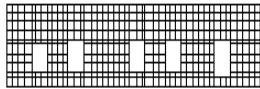
Οι εκκεντρότητες e_h υπολογίζονται από την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού.

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

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

1ος οροφος

T10



Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγνρότητα $hef/tef = 5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

$1.35xg+1.50xq$

$1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμός}$

Κορυφή του τοίχου

$N_{sd} = 4.9 \leq 1783.3 = N_{rd}$

$N_{sd} = 2.6 \leq 2615.6 = N_{rd}$

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

$N_{sd} = 36.2 \leq 1759.7 = N_{rd}$

$N_{sd} = 25.3 \leq 2580.9 = N_{rd}$

Βάση του τοίχου

$N_{sd} = 81.3 \leq 1783.3 = N_{rd}$

$N_{sd} = 187.1 \leq 2615.6 = N_{rd}$

Έλεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 590.2 \text{ kN} \leq 617.5 \text{ kN} = V_{rd}$

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικας 8 §9.2

Σοφλή με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 ≥ 0.300 m (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda = 5.45 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.34/1.03 = 1.30 > 0.50$, $1.04/1.35 = 0.77 > 0.50$, $2.43/1.35 = 1.80 > 0.50$ δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.084 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot I_t \cdot \epsilon / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.084 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.07 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 522.2 / (0.55 \times 13.45) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.071 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (0.045 + 0.071) \times 0.550^2 / 6 = 5.85 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed} = 3.07 \text{ kN} \leq 5.85 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

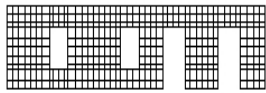
Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.00/13.45 = 0.22$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha = 0.125$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed} = 0.125 \times 1.80 \times 3.00^2 = 2.02 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 2.02 \text{ kN} \leq 5.85 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχοι αντοχής τοίχων



1ος οροφος

T11

Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγηρότητα hef/tef=5.45<=27 εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

1.35xg+1.50xq

1.00xg+0.50xq+Σεισμός

Κορυφή του τοίχου

Nsd= 4.9 <= 1783.3=Nrd

Nsd= 2.6 <= 2615.6=Nrd

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

Nsd= 34.8 <= 1759.7=Nrd

Nsd= 24.2 <= 2580.9=Nrd

Βάση του τοίχου

Nsd= 80.9 <= 1783.3=Nrd

Nsd= 241.0 <= 2615.6=Nrd

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

Vsd= 502.0kN <= 599.2kN =Vrd.

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.2

3ο πηλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 >=0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα λ= 5.45<=12 (εντάξει)

L/h πεσών: 2.21/2.20=1.00>0.50, 2.74/1.35=2.03>0.50, 1.21/2.20=0.55>0.50 δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.084 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.084 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.07 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 486.4 / (0.55 \times 13.45) <= 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.066 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.066) \times 0.550^2 / 6 = 5.60 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$Med = 3.07 \text{ kN} <= 5.60 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

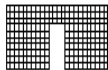
Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

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

$H/L = 3.00 / 13.45 = 0.22$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha = 0.125$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $Med = 0.125 \times 1.80 \times 3.00^2 = 2.02 \text{ kNm/m}$

$Med = 2.02 \text{ kN} <= 5.60 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται



1ος οροφος

T13

Διαστάσεις μήκη=7.10, 3.55m, ύψη=3.00, 3.00, 4.70m πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγηρότητα hef/tef=8.55<=27 εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

1.35xg+1.50xq

1.00xg+0.50xq+Σεισμός

Κορυφή του τοίχου

Nsd= 4.9 <= 1783.3=Nrd

Nsd= 2.6 <= 2615.6=Nrd

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

Nsd= 37.8 <= 1700.0=Nrd

Nsd= 26.8 <= 2493.3=Nrd

Βάση του τοίχου

Nsd= 89.6 <= 1783.3=Nrd

Nsd= 213.0 <= 2615.6=Nrd

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

Vsd= 283.7kN > 64.3kN =Vrd.

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

max fb=0.170<=7.926/2.2=3.603N/mm²

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.2

3ο πηλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 >=0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα λ= 8.55<=12 (εντάξει)

L/h πεσών: 2.98/2.20=1.35>0.50, 3.02/2.20=1.37>0.50 δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.109 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.109 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.98 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 368.4 / (0.55 \times 7.10) <= 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.094 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

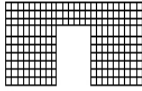
Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.094) \times 0.550^2 / 6 = 7.01 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$Med = 3.98 \text{ kN} <= 7.01 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 7.01 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται



1ος οροφος

T14

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγηρότητα $hef/tef = 5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

$1.35x_g + 1.50x_q$

$1.00x_g + 0.50x_q + \Sigma \text{εισμοί}$

Κορυφή του τοίχου

$N_{sd} = 4.9 \leq 1783.3 = N_{rd}$

$N_{sd} = 2.6 \leq 2615.6 = N_{rd}$

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

$N_{sd} = 31.8 \leq 1759.7 = N_{rd}$

$N_{sd} = 22.1 \leq 2580.9 = N_{rd}$

Βάση του τοίχου

$N_{sd} = 72.5 \leq 1783.3 = N_{rd}$

$N_{sd} = 191.2 \leq 2615.6 = N_{rd}$

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 206.9 \text{ kN} > 52.4 \text{ kN} = V_{rd}$.

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

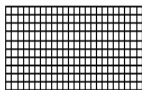
Πάχος τοίχου= 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει) Λυγηρότητα $\lambda = 5.45 \leq 12$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $2.64/2.20 = 1.20 > 0.50$, $2.66/2.20 = 1.21 > 0.50$ δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.109 mm
Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.109 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.98 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10/2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 260.1 / (0.55 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.067 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (0.045 + 0.067) \times 0.550^2 / 6 = 5.65 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 3.98 \text{ kN} \leq 5.65 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 5.65 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται



1ος οροφος

T15

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Λυγηρότητα $hef/tef = 6.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

$1.35x_g + 1.50x_q$

$1.00x_g + 0.50x_q + \Sigma \text{εισμοί}$

Κορυφή του τοίχου

$N_{sd} = 4.9 \leq 1621.2 = N_{rd}$

$N_{sd} = 2.6 \leq 2377.8 = N_{rd}$

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

$N_{sd} = 25.9 \leq 1592.5 = N_{rd}$

$N_{sd} = 18.2 \leq 2335.7 = N_{rd}$

Βάση του τοίχου

$N_{sd} = 57.5 \leq 1621.2 = N_{rd}$

$N_{sd} = 115.3 \leq 2377.8 = N_{rd}$

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 293.6 \text{ kN} > 51.6 \text{ kN} = V_{rd}$.

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

$\max f_b = 0.132 \leq 7.926/2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει) Λυγηρότητα $\lambda = 6.00 \leq 12$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $7.10/3.00 = 2.37 > 0.50$, δεκτό

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

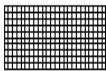
Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.109 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.109 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2) = 2.99 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 289.0 / (0.50 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.081 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.081) \times 0.500^2 / 6 = 5.25 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 2.99 \text{ kN} \leq 5.25 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W := C_{pe} x 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 5.25 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

1ος οροφος

T16



Διαστάσεις μήκη=7.10, 3.55m, ύψη=3.00, 3.00, 4.70m πάχος=0.50m
 ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50
 Λυγηρότητα $hef/tef = 9.40 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

1.35xg+1.50xq

1.00xg+0.50xq+Σεισμός

Κορυφή του τοίχου

$N_{sd} = 4.9 \leq 1621.2 = N_{rd}$

$N_{sd} = 2.6 \leq 2377.8 = N_{rd}$

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

$N_{sd} = 31.9 \leq 1525.0 = N_{rd}$

$N_{sd} = 22.6 \leq 2236.6 = N_{rd}$

Βάση του τοίχου

$N_{sd} = 72.6 \leq 1621.2 = N_{rd}$

$N_{sd} = 135.1 \leq 2377.8 = N_{rd}$

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 327.2 \text{ kN} > 55.8 \text{ kN} = V_{rd}$

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

$\max f_b = 0.171 \leq 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικας 8 §9.2

Βοήθη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 9.40 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $7.10 / 3.00 = 2.37 > 0.50$, δεκτό

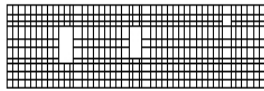
Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.109 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.109 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2) = 2.99 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 367.5 / (0.50 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.104 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.104) \times 0.500^2 / 6 = 6.21 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 2.99 \text{ kN} \leq 6.21 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W := C_{pe} x 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 6.21 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχοι αντοχής τοίχων



Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγηρότητα $hef/tef=5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

1.35xg+1.50xq

1.00xg+0.50xq+Σεισμός

Κορυφή του τοίχου

Nsd= 65.2 <= 356.7=Nrd

Nsd= 43.5 <= 523.1=Nrd

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

Nsd= 97.9 <= 1699.8=Nrd

Nsd= 67.2 <= 2493.2=Nrd

Βάση του τοίχου

Nsd= 143.4 <= 1070.0=Nrd

Nsd= 286.3 <= 1627.5=Nrd

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

Vsd= 1058.5kN > 1043.0kN =Vrd.

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

max fb=0.304<=7.926/2.2=3.603N/mm²

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

3οπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 >=0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα λ= 5.45<=12 (εντάξει)

L/h πεσσών: 2.70/1.30=2.08>0.50, 2.89/1.30=2.22>0.50, 4.21/0.87=4.84>0.50 δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.188 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $Med=(1000) \times 0.188 \times 7.93 \times 0.550^3/(4 \times 3.00^2)=6.90 \text{ kNm/m}$

$fxk1=0.10 \text{ N/mm}^2$, $fxd1=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma d=0.001 \times 1084.8/(0.55 \times 13.45) <=0.2$ $fd=0.2 \times 7.93/2.20$, $\sigma d=0.147 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $Mrd=(fxd1+\sigma d)t^2/6=(1000) \times (0.045+0.147) \times 0.550^2/6=9.68 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$Med = 6.90 \text{ kN} <= 9.68 \text{ kN} =Mrd$, ο έλεγχος ικανοποιείται

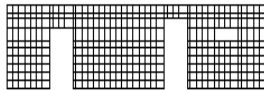
Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $Wed=Gk+1.50W$, $W=Cpex1.50=0.80 \times 1.50=1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50 \times 1.20=1.80 \text{ kN/m}^2$

$H/L=3.00/13.45=0.22$, $\mu=fxk1/fxk2=1$, $\alpha=0.125$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med=\alpha \cdot Wed \cdot H^2$, $Med=0.125 \times 1.80 \times 3.00^2=2.02 \text{ kNm/m}$

$Med = 2.02 \text{ kN} <= 9.68 \text{ kN} =Mrd$, ο έλεγχος ικανοποιείται



Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=13.45m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγηρότητα $hef/tef=5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

1.35xg+1.50xq

1.00xg+0.50xq+Σεισμός

Κορυφή του τοίχου

Nsd= 61.6 <= 356.7=Nrd

Nsd= 40.9 <= 523.1=Nrd

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

Nsd= 98.9 <= 1719.6=Nrd

Nsd= 67.4 <= 2522.3=Nrd

Βάση του τοίχου

Nsd= 193.8 <= 1208.7=Nrd

Nsd= 325.5 <= 1830.9=Nrd

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

Vsd= 845.9kN <= 928.4kN =Vrd.

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

3οπλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 >=0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα λ= 5.45<=12 (εντάξει)

L/h πεσσών: 2.21/2.25=0.98>0.50, 4.78/2.55=1.87>0.50, 1.39/2.55=0.55>0.50 δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.188 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $Med=(1000) \times 0.188 \times 7.93 \times 0.550^3/(4 \times 3.00^2)=6.90 \text{ kNm/m}$

$fxk1=0.10 \text{ N/mm}^2$, $fxd1=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$

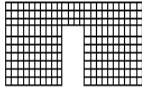
$\sigma d=0.001 \times 982.3/(0.55 \times 13.45) <=0.2$ $fd=0.2 \times 7.93/2.20$, $\sigma d=0.133 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $Mrd=(fxd1+\sigma d)t^2/6=(1000) \times (0.045+0.133) \times 0.550^2/6=8.97 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$Med = 6.90 \text{ kN} <= 8.97 \text{ kN} =Mrd$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/13.45 = 0.22$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha = 0.125$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha \cdot W_{ed} \cdot H^2$, $M_{ed} = 0.125 \times 1.80 \times 3.00^2 = 2.02 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 2.02 \text{ kN} \leq 8.97 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται



Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγηρότητα $hef/tef = 5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

$1.35x_g + 1.50x_q$

$1.00x_g + 0.50x_q + \Sigma \text{εισμός}$

Κορυφή του τοίχου

$N_{sd} = 82.8 \leq 356.7 = N_{rd}$

$N_{sd} = 56.6 \leq 523.1 = N_{rd}$

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

$N_{sd} = 124.1 \leq 1699.8 = N_{rd}$

$N_{sd} = 86.2 \leq 2493.1 = N_{rd}$

Βάση του τοίχου

$N_{sd} = 173.7 \leq 1109.6 = N_{rd}$

$N_{sd} = 453.4 \leq 1685.6 = N_{rd}$

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 579.3 \text{ kN} > 322.5 \text{ kN} = V_{rd}$

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

$\max f_b = 0.368 \leq 7.926/2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Βοηθη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.45 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.90/2.20 = 1.32 > 0.50$, $3.00/2.20 = 1.36 > 0.50$ δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.146 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.146 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 5.34 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10/2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 640.9 / (0.55 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93/2.20$, $\sigma_d = 0.164 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot t^2 / 6 = (0.045 + 0.164) \times 0.550^2 / 6 = 10.54 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed} = 5.34 \text{ kN} \leq 10.54 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

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

$H/L = 3.00/7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 10.54 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται



Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγηρότητα $hef/tef = 5.45 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

$1.35x_g + 1.50x_q$

$1.00x_g + 0.50x_q + \Sigma \text{εισμός}$

Κορυφή του τοίχου

$N_{sd} = 62.2 \leq 356.7 = N_{rd}$

$N_{sd} = 41.3 \leq 523.1 = N_{rd}$

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

$N_{sd} = 238.2 \leq 1759.7 = N_{rd}$

$N_{sd} = 160.3 \leq 2580.9 = N_{rd}$

Βάση του τοίχου

$N_{sd} = 279.9 \leq 1585.2 = N_{rd}$

$N_{sd} = 274.2 \leq 2325.0 = N_{rd}$

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 106.6 \text{ kN} > 97.9 \text{ kN} = V_{rd}$

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

$\max f_b = 0.496 \leq 7.926/2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Βοηθη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 5.45 \leq 12$ (εντάξει)

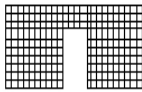
L/h πεσσών: $1.05/2.75 = 0.38 < 0.50$, $1.05/2.75 = 0.38 < 0.50$ μη δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.146 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.146 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 5.34 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 373.8 / (0.55 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.096 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.096) \times 0.550^2 / 6 = 7.11 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $Med = 5.34 \text{ kN} \leq 7.11 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W := C_{pe} x 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $Med = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $Med = 1.36 \text{ kN} \leq 7.11 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται



Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Λυγηρότητα $hef/tef = 6.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

$1.35 x_g + 1.50 x_q$

$1.00 x_g + 0.50 x_q + \text{Σεισμός}$

Κορυφή του τοίχου

$N_{sd} = 67.7 \leq 306.2 = N_{rd}$

$N_{sd} = 45.4 \leq 449.1 = N_{rd}$

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

$N_{sd} = 105.2 \leq 1537.9 = N_{rd}$

$N_{sd} = 72.1 \leq 2255.8 = N_{rd}$

Βάση του τοίχου

$N_{sd} = 151.4 \leq 1044.8 = N_{rd}$

$N_{sd} = 363.8 \leq 1585.2 = N_{rd}$

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 457.3 \text{ kN} > 253.3 \text{ kN} = V_{rd}$

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

$\max f_b = 0.365 \leq 7.926 / 2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικας 8 §9.3

Βοήθη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 6.00 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.95 / 2.20 = 1.34 > 0.50$, $2.85 / 2.20 = 1.30 > 0.50$ δεκτό

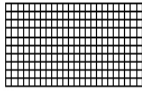
Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.146 mm
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $Med = (1000) \times 0.146 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2) = 4.02 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 534.4 / (0.50 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.151 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045 + 0.151) \times 0.500^2 / 6 = 8.17 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $Med = 4.02 \text{ kN} \leq 8.17 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W := C_{pe} x 1.50 = 0.80 \times 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00 / 7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $Med = 0.015 \times 1.80 \times 7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$
 $Med = 1.36 \text{ kN} \leq 8.17 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχοι αντοχής τοίχων



Ισόγειο

T7

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Λυγηρότητα $hef/tef=6.00 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

1.35xg+1.50xq

1.00xg+0.50xq+Σεισμός

Κορυφή του τοίχου

Nsd= 82.7 <= 306.2=Nrd

Nsd= 56.5 <= 449.1=Nrd

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

Nsd= 103.7 <= 1501.3=Nrd

Nsd= 72.1 <= 2202.0=Nrd

Βάση του τοίχου

Nsd= 147.1 <= 864.7=Nrd

Nsd= 345.3 <= 1321.0=Nrd

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

Vsd= 693.7kN > 260.2kN =Vrd.

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

max fb=0.342<=7.926/2.2=3.603N/mm²

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.2

Βοηλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 >=0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα λ= 6.00<=12 (εντάξει)

L/h πεσσών:7.10/3.00=2.37>0.50, δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.146 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med=\delta \cdot E \cdot bt^3/(4H^2)$, $Med=(1000) \times 0.146 \times 7.93 \times 0.500^3/(4 \times 3.00^2)=4.02 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001 \times 650.1/(0.50 \times 7.10) <=0.2 f_d=0.2 \times 7.93/2.20$, $\sigma_d=0.183 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000) \times (0.045+0.183) \times 0.500^2/6=9.50 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$Med = 4.02 \text{ kN} <= 9.50 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W:=C_{pe}x1.50=0.80 \times 1.50=1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50 \times 1.20=1.80 \text{ kN/m}^2$

$H/L=3.00/7.10=0.42$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu \alpha_2$, $\alpha_2=0.015$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $Med=0.015 \times 1.80 \times 7.10^2=1.36 \text{ kNm/m}$

$Med = 1.36 \text{ kN} <= 9.50 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 2, και η σεισμικότητα II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$,
άρα δέν ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $7.10/13.45= 0.53 > 0.25$
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
Αοηλη τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 6%
x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $14.795/84.659=0.175>0.06$
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $14.910/84.659=0.176>0.06$

Ονομασία Έργου-Μελέτης

Διεύθυνση έργου

Μηχανικός Μελετητής

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Οροφοι : 1 Υπόγειο: 0

Τοιχοποιία Άοπλη τοιχοποιία

Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 2

Υψη ορόφων [m] Δάπεδα

Ισόγειο ύψος ορόφου 5.35 [m] οροφή=Ξύλινη Στέγη

Φορτία Κατασκευής (EC1, ΕΚΩΣ)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 0.50 [kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00 [kN/m²]

Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 4.00 [kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 3.50 [kN/m²]
Κινητά σε Εξώστες= 5.00 [kN/m²]

Μόνιμα Στέγης 0.90 Ιδιο βάρος= 0.90 [kN/m²]
Οροφή= 0.20 [kN/m²]

Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.90 [kN/m²], Άνεμος= 1.50 [kN/m²]
Άνεμος (κατακόρυφα) 1.50xημ² (25°)= 0.21 [kN/m²]

Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (ΕΚΩΣ, §6.3.2) γg=1.35, γq=1.50

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (ΕΚΩΣ Π.6.3) Ψ0=0.80, Ψ1=0.80, Ψ2=0.50

Υλικά Τοιχοποιίας ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Σκυρόδεμα - Έδαφος C16/20-S500 q_u=0.20 [N/mm², MPA]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (ΕΑΚ §2)

Σεισμική Ζώνη (ΕΑΚ §2.3.3) Ζώνη: II, α=0.240g=2.35 m/s²

Κατηγορία Εδάφους (ΕΑΚ §2.3.6) B, Θ=1.00 T1=0.15sec T2=0.60sec

Σπουδαιότητα Κτιρίου (ΕΑΚ §2.3.4) Σ3 γI=1.15

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

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

Ελληνικός Κανονισμός για Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα ΕΚΩΣ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ 2000

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

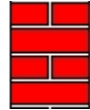
Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]
Βάρος ανά m² : 13.00 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.50 [m]

Διαμήκης Αρμός NAI



Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσωμάτων: Οπτόπλινθοι EN 771-1
Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 160 x 120 x 60 [mm]
Θλιπτική αντοχή : 40.00 [N/mm²]
Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : fb = 31.20 [N/mm²]

ΛΙΘΟΙ ΕΙΡΗΝΟΔΙΚΕΙΟΥ

Κατηγορία: : II
Ομάδα : 1
Συντελεστής δ = 0.78
fb = 0.78 x 40.00 = 31.20 [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής
Θλιπτική Αντοχή fk: 5.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα-M5

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή fk [N/mm²] (EC6, §3.6.1) $f_k = 0.8 \times K_f \times f_b \times f_m^{0.7} \times f_m^{0.3} = 7.93$ [N/mm²]
Διατμ/κή Αντοχή fvko [N/mm²] (EC6, §3.6.2) fvko = 0.20 [N/mm²]
Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2) E = 7.93 [GPa=KN/mm²]
Μέτρο Διάτμησης G=40%E G = 3.17 [GPa=KN/mm²]


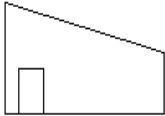
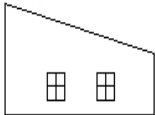

Δομικά Στοιχεία

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Ισόγειο	T1	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	4.83x 3.00x0.50	19.17, 12.80, 0.00
Ισόγειο	T7	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	10.05x 5.35x0.50	19.44, 3.05, 0.00
Ισόγειο	T8	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	9.44x 5.35x0.50	23.77, 3.66, 0.00
Ισόγειο	T9	ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50	4.80x 5.35x0.50	19.23, 3.23, 0.00

Φορτία Τοίχων

Φορτία τοίχων

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

Ισόγειο	T1	<p>Διαστάσεις μήκος=4.83m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.50m θέση x=19.17m, y=12.80m, θ=0.00°, επιφάνεια τοίχου=13.25m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50</p> <p>Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 13.25 \times 13.0 = 172.2 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.5kN/m κινητό=1.5kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 7.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 7.2 \text{ kN}$</p>
		
Ισόγειο	T7	<p>Διαστάσεις μήκος=10.05m, ύψη=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m θέση x=19.44m, y=3.05m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=38.44m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50</p> <p>Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 38.44 \times 13.0 = 499.7 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=16.8kN/m κινητό=1.5kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 15.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 15.1 \text{ kN}$</p>
		
Ισόγειο	T8	<p>Διαστάσεις μήκος=9.44m, ύψη=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m θέση x=23.77m, y=3.66m, θ=90.00°, επιφάνεια τοίχου=36.44m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50</p> <p>Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 36.44 \times 13.0 = 473.8 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=16.8kN/m κινητό=1.5kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 14.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 14.2 \text{ kN}$</p>
		
Ισόγειο	T9	<p>Διαστάσεις μήκος=4.80m, ύψος=5.35m, πάχος=0.50m θέση x=19.23m, y=3.23m, θ=9.04°, επιφάνεια τοίχου=25.68m² ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50</p> <p>Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 25.68 \times 13.0 = 333.8 \text{ kN}$ Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=1.5kN/m κινητό=1.5kN/m Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 7.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 7.2 \text{ kN}$</p>
		
Ισόγειο	Συνολικά φορτία ορόφου	<p>Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1 = 783 \text{ kN}$, κινητά $Q_1 = 44 \text{ kN}$ Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2 = 0 \text{ kN}$, κινητά $Q_2 = 0 \text{ kN}$ Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o = 783 \text{ kN}$, κινητά $Q_o = 44 \text{ kN}$ Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o) = 1123 \text{ kN}$ Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.50 \times Q_o) = 805 \text{ kN}$ Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.00 \times G_o + 0.50 \times Q_o) / 9.81 = 805 / 9.81 = 82 \text{ kNsec}^2/\text{m}$</p>
Κέντρο μάζας ορόφου $x_m = 3396.23 / 157.50 = 21.56\text{m}$, $y_m = 1218.22 / 157.50 = 7.73\text{m}$		

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (ΕΑΚ §2, §3.5)

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 (ΕΑΚ §2)

Σεισμική Ζώνη	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(ΕΑΚ §2.3.3)
Κατηγορία Εδάφους	B, $\theta=1.00$ $T1=0.15\text{sec}$ $T2=0.60\text{sec}$	(ΕΑΚ §2.3.6)
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ3 $\gamma I=1.15$	(ΕΑΚ §2.3.4)
Δομικό σύστημα	Αοπλη τοιχοποιία $q=1.5$	(ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)
Συντελεστής Θεμελίωσης	$\theta=1.00$	(ΕΑΚ §2.3.7)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου $T=0.090H(H/(H+L))^{1/2}(1/L)^{1/2}=0.09\text{sec}$ (ΕΑΚ §3.5.2)

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T)=\alpha \cdot g \cdot \gamma I \cdot \eta \cdot \theta \cdot 2.5/q$ (ΕΑΚ §2.3.1)

$$R_d(T)=0.240 \times 1.15 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.5 \times g / 1.50 = 0.460g$$

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(82) = 82 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση $V_o=82 \times 0.460 \times 9.81 = 370 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (ΕΑΚ §3.5.2)

Οροφος Μάζα [kNsec²/m] z_i [m] $m_i \cdot z_i$ οριζόντια δύναμη F_i [kN] $e_i=M_i/W_i$ [m]

Ισόγειο 82.00 (157.00) 5.35 439 370x 439/ 439= 370.0 2.46

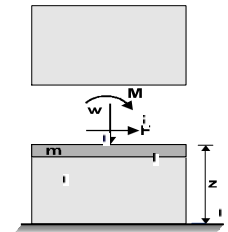
σύνολα 82.00 439 370.0

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

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα Ισόγειο (ΕΑΚ §3.3.3[2])

Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=21.42\text{m}$, $y=9.42\text{m}$ (ΕΑΚ §3.3.3[2])

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



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

Έλεγχος ανατροπής

$\sum(F_i \cdot z_i)=1979.5\text{kNm} \leq 1.00 \times W_t \times x = 1.00 \times 1540.2 \times 2.42 = 3731.1\text{kNm}$

$\sum(F_i \cdot z_i)=1979.5\text{kNm} \leq 1.00 \times W_t \times y = 1.00 \times 1540.2 \times 5.06 = 7794.5\text{kNm}$

Ισόγειο

T1

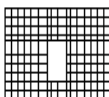
Διαστάσεις μήκος=4.83m, ύψη=3.00m, 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 160 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=1.479 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=265.97 \text{ kN}$



Ισόγειο

T7

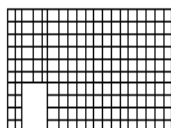
Διαστάσεις μήκος=10.05m, ύψη=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 330 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.811 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=314.06 \text{ kN}$



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T8

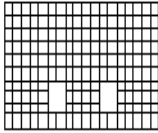
Διαστάσεις μήκος=9.44m, ύψος=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 310 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 3.212 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 287.21 \text{ kN}$



Ισόγειο

T9

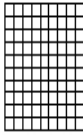
Διαστάσεις μήκος=4.80m, ύψος=5.35m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 90 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.882 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F = 162.59 \text{ kN}$



Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Κέντρο διάτμησης $x = 150.910/7.045 = 21.42 \text{ m}$, $y = 22.033/2.340 = 9.42 \text{ m}$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p = 3265.314 + 253.493 - 21.42^2 \times 7.045 - 9.42^2 \times 2.340 = 78.716 \text{ GNm}$

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox} = 21.56 - 21.42 = 0.14 \text{ m}$, $e_{oy} = 7.73 - 9.42 = -1.68 \text{ m}$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax} = 0.05 \times 4.85 = 0.24 \text{ m}$, $e_{ay} = 0.05 \times 10.12 = 0.51 \text{ m}$ (EAK §3.3.1)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (EAK §3.3.3[4], [7]).

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (EAK §3.3.3[5])

$e_{fi} = 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr} = 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx} = 1.50 \times 0.14 = 0.21 \text{ m}$, $e_{rx} = 0.50 \times 0.14 = 0.07 \text{ m}$, $e_{fy} = 1.50 \times -1.68 = -2.52 \text{ m}$, $e_{ry} = 0.50 \times -1.68 = -0.84 \text{ m}$

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (EAK §3.3.3[1])

$\max e_x = 0.21 + 0.24 = 0.46 \text{ m}$, $\min e_x = 0.07 - 0.24 = -0.17 \text{ m}$

$\max e_y = -0.84 + 0.51 = -0.33 \text{ m}$, $\min e_y = -2.52 - 0.51 = -3.03 \text{ m}$

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e$ και $\min e$

φόρτιση κατά $x-x$ $\max M_{zx} = 0.46 \times 370 = 169 \text{ kNm}$

φόρτιση κατά $y-y$ $\max M_{zy} = 3.03 \times 370 = 1120 \text{ kNm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 370.0 / 2.340 = 0.158 \text{ mm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 370.0 / 7.045 = 0.053 \text{ mm}$

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (EAK §3.5.1[4])

α) Έλεγχος διαστάσεων (EAK §3.5.1 [4]α)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 19.17 \text{ m}$, $\max X = 24.02 \text{ m}$, $\min Y = 2.98 \text{ m}$, $\max Y = 13.10 \text{ m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x = 4.85 \text{ m}$, $L_y = 10.12 \text{ m}$

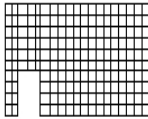
Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 10.12/4.85 = 2.09 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (EAK §3.5.1.[4].α)

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

β, γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (EAK §3.5.1.[4] β.γ.)

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου EAK 3.5.1.[4] β.γ

**Ισόγειο****T7**

Διαστάσεις μήκος=10.05m, ύψη=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Λυγηρότητα $hef/tef=10.70 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)** $1.35xg+1.50xq$ $1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμός}$

Κορυφή του τοίχου

Nsd= 4.3 ≤ 1621.2=Nrd

Nsd= 2.3 ≤ 2377.8=Nrd

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

Nsd= 37.0 ≤ 1489.7=Nrd

Nsd= 26.3 ≤ 2184.9=Nrd

Βάση του τοίχου

Nsd= 114.3 ≤ 1621.2=Nrd

Nsd= 113.8 ≤ 2377.8=Nrd

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

Vsd= 314.1kN ≤ 570.8kN =Vrd.

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3) $\max f_b=0.271 \leq 7.926/2.2=3.603 \text{ N/mm}^2$ **Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3**

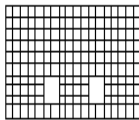
30πλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 ≥ 0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=10.70 \leq 12$ (εντάξει) L/h πεσσών: $0.85/2.20=0.39 < 0.50$ μη δεκτό**Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)**

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.158 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $Med=(1000) \times 0.158 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2)=4.35 \text{ kNm/m}$ $f_{xk1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_d=0.001 \times 514.8 / (0.50 \times 10.05) \leq 0.2 f_d=0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d=0.102 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045+0.102) \times 0.500^2 / 6 = 6.13 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)) $Med = 4.35 \text{ kN} \leq 6.13 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται**Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)**Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W=C_{pe}x1.50=0.80 \times 1.50=1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50 \times 1.20=1.80 \text{ kN/m}^2$ $H/L=3.00/10.05=0.30$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu \alpha_2$, $\alpha_2=0.008$ (Annex E, Tab E)Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $Med=0.008 \times 1.80 \times 10.05^2=1.45 \text{ kNm/m}$ $Med = 1.45 \text{ kN} \leq 6.13 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται**Ισόγειο****T8**

Διαστάσεις μήκος=9.44m, ύψη=5.35m, 3.00m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Λυγηρότητα $hef/tef=10.70 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)** $1.35xg+1.50xq$ $1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμός}$

Κορυφή του τοίχου

Nsd= 4.3 ≤ 1621.2=Nrd

Nsd= 2.3 ≤ 2377.8=Nrd

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

Nsd= 40.5 ≤ 1489.7=Nrd

Nsd= 28.8 ≤ 2184.9=Nrd

Βάση του τοίχου

Nsd= 99.8 ≤ 1621.2=Nrd

Nsd= 151.7 ≤ 2377.8=Nrd

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

Vsd= 287.2kN ≤ 530.0kN =Vrd.

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

30πλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.500 ≥ 0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=10.70 \leq 12$ (εντάξει) L/h πεσσών: $2.70/1.40=1.93 > 0.50$, $2.09/1.40=1.49 > 0.50$, $2.53/1.40=1.81 > 0.50$ δεκτό**Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)**

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.158 mm

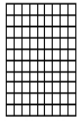
Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $Med=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $Med=(1000) \times 0.158 \times 7.93 \times 0.500^3 / (4 \times 3.00^2)=4.35 \text{ kNm/m}$ $f_{xk1}=0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.20=0.045 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_d=0.001 \times 488.0 / (0.50 \times 9.44) \leq 0.2 f_d=0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d=0.103 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.045+0.103) \times 0.500^2 / 6 = 6.17 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)) $Med = 4.35 \text{ kN} \leq 6.17 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος αντοχής τοίχων

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.50 = 0.80 x 1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 x 1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/9.44 = 0.32$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.010$ (Annex E, Tab E)
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.010 x 1.80 x 9.44^2 = 1.60 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.60 \text{ kN} \leq 6.17 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται



Ισόγειο

T9

Διαστάσεις μήκος=4.80m, ύψος=5.35m, πάχος=0.50m

ΛΙΘΟΔΟΜΗ 50

Λυγηρότητα $hef/tef = 10.70 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

$1.35x_g + 1.50x_q$

$1.00x_g + 0.50x_q + \Sigma \text{εισμός}$

Κορυφή του τοίχου

$N_{sd} = 4.3 \leq 1621.2 = N_{rd}$

$N_{sd} = 2.2 \leq 2377.8 = N_{rd}$

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

$N_{sd} = 41.8 \leq 1489.7 = N_{rd}$

$N_{sd} = 30.1 \leq 2184.9 = N_{rd}$

Βάση του τοίχου

$N_{sd} = 98.2 \leq 1621.2 = N_{rd}$

$N_{sd} = 198.4 \leq 2377.8 = N_{rd}$

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 162.6 \text{ kN} \leq 304.5 \text{ kN} = V_{rd}$

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

$\max f_b = 0.210 \leq 7.926/2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 6 §9.3

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 10.70 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $4.80/5.35 = 0.90 > 0.50$, δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.052 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) x 0.052 x 7.93 x 0.500^3 / (4 x 5.35^2) = 0.45 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10/2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 x 341.0 / (0.50 x 4.80) \leq 0.2 f_d = 0.2 x 7.93/2.20$, $\sigma_d = 0.142 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.142) x 0.500^2 / 6 = 7.79 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed} = 0.45 \text{ kN} \leq 7.79 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

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

$H/L = 5.35/4.80 = 1.11$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.051$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.051 x 1.80 x 4.80^2 = 2.12 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 2.12 \text{ kN} \leq 7.79 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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 = $4.85/10.12 = 0.48 > 0.25$
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 κατεύθυνσεις 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
Αοπλη τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 6%
x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $4.785/39.826 = 0.120 > 0.06$
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $10.122/39.826 = 0.254 > 0.06$

Ονομασία Έργου-Μελέτης

Διεύθυνση έργου

Μηχανικός Μελετητής

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Οροφοι : 1 Υπόγειο: 0

Τοιχοποιία Άοπλη τοιχοποιία

Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 2

Υψη ορόφων [m] Δάπεδα

Ισόγειο ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Πλάκα d=0.16[m]

Φορτία Κατασκευής (EC1, ΕΚΩΣ)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 1.80 [kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00 [kN/m²]

Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 4.00 [kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 3.50 [kN/m²]
Κινητά σε Εξώστες= 5.00 [kN/m²]

Μόνιμα Στέγης 0.90 Ιδιο βάρος= 0.90 [kN/m²]
Οροφή= 0.20 [kN/m²]

Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.90 [kN/m²], Άνεμος= 1.50 [kN/m²]
Άνεμος (κατακόρυφα) 1.50xημ² (25°)= 0.21 [kN/m²]

Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (ΕΚΩΣ, §6.3.2) γg=1.35, γq=1.50

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (ΕΚΩΣ Π.6.3) Ψ0=0.80, Ψ1=0.80, Ψ2=0.50

Υλικά Τοιχοποιίας Λιθοδομή 0.55

Σκυρόδεμα - Έδαφος C16/20-S500 q_u=0.20 [N/mm², MPA]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (ΕΑΚ §2)

Σεισμική Ζώνη (ΕΑΚ §2.3.3) Ζώνη: II, α=0.240g=2.35 m/s²

Κατηγορία Εδάφους (ΕΑΚ §2.3.6) B, θ=1.00 T1=0.15sec T2=0.60sec

Σπουδαιότητα Κτιρίου (ΕΑΚ §2.3.4) Σ3 γI=1.15

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

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

Ελληνικός Κανονισμός για Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα ΕΚΩΣ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ 2000

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Λιθοδομή 0.55

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]
Βάρος ανά m² : 14.30 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.55 [m]

Διαμήκης Αρμός NAI



Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσωμάτων: Οπτόπλινθοι EN 771-1
Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 160 x 120 x 60 [mm]
Θλιπτική αντοχή : 40.00 [N/mm²]
Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : fb = 31.20 [N/mm²]

ΛΙΘΟΙ ΕΙΡΗΝΟΔΙΚΕΙΟΥ

Κατηγορία: : II
Ομάδα : 1
Συντελεστής δ = 0.78
fb = 0.78 x 40.00 = 31.20 [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής
Θλιπτική Αντοχή fk: 5.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα-M5

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

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

$$f_k = 0.8 \times K_f \times f_b \times f_m^{0.7} = 7.93 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Διατμ/κή Αντοχή fvko [N/mm²] (EC6, §3.6.2)

fvko = 0.20 [N/mm²]

Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2)

E = 7.93 [GPa=KN/mm²]





Μέτρο Διάτμησης G=40%E

G = 3.17 [GPa=KN/mm²]

Δομικά Στοιχεία

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m] , y [m] , θ°)
Ισόγειο	T1	λιθοδομή 0.55	5.10x 3.00x0.55	1.70, 12.82, 0.00
Ισόγειο	T2	λιθοδομή 0.55	3.80x 3.00x0.55	3.00, 6.28, 0.00
Ισόγειο	T3	λιθοδομή 0.55	7.15x 3.00x0.55	3.35, 6.15, 0.00
Ισόγειο	T4	λιθοδομή 0.55	7.10x 3.00x0.55	6.53, 6.00, 0.00



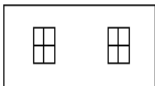
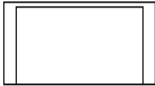
Οπλισμοί Πλακών

Οροφος	Πλάκα	πάχος [cm]	Lx [m]	Ly [m]	Οπλισμοί Ανοίγματος		Οπλισμοί στηρίξεων			
					x-x	y-y				
Ισόγειο	Π1	16	3.84	6.58	8/12κ	8/20				

Φορτία Τοίχων

Φορτία τοίχων

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

Ισόγειο	T1	<p>Διαστάσεις μήκος=5.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m</p> <p>Θέση $x=1.70m$, $y=12.82m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=14.00m²</p> <p>Λιθοδομή 0.55</p> <p>Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 14.00 \times 14.3 = 200.2 \text{ kN}$</p> <p>Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m</p> <p>Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 9.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 6.1 \text{ kN}$</p>
		
Ισόγειο	T2	<p>Διαστάσεις μήκος=3.80m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m</p> <p>Θέση $x=3.00m$, $y=6.28m$, $\theta=0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=8.76m²</p> <p>Λιθοδομή 0.55</p> <p>Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 8.76 \times 14.3 = 125.3 \text{ kN}$</p> <p>Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m</p> <p>Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 6.5 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 4.3 \text{ kN}$</p>
		
Ισόγειο	T3	<p>Διαστάσεις μήκος=7.15m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m</p> <p>Θέση $x=3.35m$, $y=6.15m$, $\theta=101.04^\circ$, επιφάνεια τοίχου=18.85m²</p> <p>Λιθοδομή 0.55</p> <p>Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 18.85 \times 14.3 = 269.6 \text{ kN}$</p> <p>Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m</p> <p>Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 69.2 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 46.2 \text{ kN}$</p>
		
Ισόγειο	T4	<p>Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m</p> <p>Θέση $x=6.53m$, $y=6.00m$, $\theta=90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=4.50m²</p> <p>Λιθοδομή 0.55</p> <p>Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 4.50 \times 14.3 = 64.3 \text{ kN}$</p> <p>Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m</p> <p>Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 67.1 \text{ kN}$, κινητό $Q_f = 44.8 \text{ kN}$</p>
		
Ισόγειο	Συνολικά φορτία ορόφου	<p>Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G_1 = 482 \text{ kN}$, κινητά $Q_1 = 101 \text{ kN}$</p> <p>Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G_2 = 0 \text{ kN}$, κινητά $Q_2 = 0 \text{ kN}$</p> <p>Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G_o = 482 \text{ kN}$, κινητά $Q_o = 101 \text{ kN}$</p> <p>Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G_o + 1.50 \times Q_o) = 802 \text{ kN}$</p> <p>Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G_o + 0.50 \times Q_o) = 532 \text{ kN}$</p> <p>Ολική μάζα ορόφου $M_o = (1.00 \times G_o + 0.50 \times Q_o) / 9.81 = 532 / 9.81 = 54 \text{ kNsec}^2/\text{m}$</p>
Κέντρο μάζας ορόφου $x_m=359.58/87.88=4.09m$, $y_m=869.47/87.88=9.89m$		

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (ΕΑΚ §2, §3.5)

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 (ΕΑΚ §2)

Σεισμική Ζώνη	Ζώνη: II, $\alpha=0.240g=2.35 \text{ m/s}^2$	(ΕΑΚ §2.3.3)
Κατηγορία Εδάφους	B, $\theta=1.00$ $T1=0.15\text{sec}$ $T2=0.60\text{sec}$	(ΕΑΚ §2.3.6)
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ3 $\gamma I=1.15$	(ΕΑΚ §2.3.4)
Δομικό σύστημα	Αοπλη τοιχοποιία $q=1.5$	(ΕΑΚ §2.3.5, Π.2.6)
Συντελεστής Θεμελίωσης	$\theta=1.00$	(ΕΑΚ §2.3.7)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου $T=0.090H(H/(H+L))^{1/2}(1/L)^{1/2}=0.05\text{sec}$ (ΕΑΚ §3.5.2)

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T)=\alpha \cdot g \cdot \gamma I \cdot \eta \cdot \theta \cdot 2.5/q$ (ΕΑΚ §2.3.1)

$$R_d(T)=0.240 \times 1.15 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.5 \times g / 1.50 = 0.460g$$

Συνολική μάζα κατασκευής $M=(54) = 54 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάσης $V_o=54 \times 0.460 \times 9.81 = 244 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (ΕΑΚ §3.5.2)

Οροφος Μάζα [kNsec²/m] z_i [m] $m_i \cdot z_i$ οριζόντια δύναμη F_i [kN] $e_i=M_i/W_i$ [m]

Ισόγειο 54.00 (88.00) 3.00 162 244x 162/ 162= 244.0 1.38

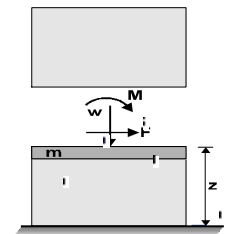
σύνολα 54.00 162 244.0

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

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα Ισόγειο (ΕΑΚ §3.3.3[2])

Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x=3.09\text{m}$, $y=10.83\text{m}$ (ΕΑΚ §3.3.3[2])

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



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

Έλεγχος ανατροπής

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 732.0 \text{ kNm} \leq 1.00 \times W_t \times x = 1.00 \times 863.3 \times 2.55 = 2201.4 \text{ kNm}$

$\text{Sum}(F_i \cdot z_i) = 732.0 \text{ kNm} \leq 1.00 \times W_t \times y = 1.00 \times 863.3 \times 3.61 = 3116.6 \text{ kNm}$

Ισόγειο

T1

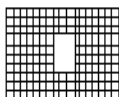
Διαστάσεις μήκος=5.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 170 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=1.751 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=244.15 \text{ kN}$



Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=3.80m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 130 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=0.746 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=160.24 \text{ kN}$



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T3

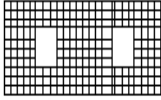
Διαστάσεις μήκος=7.15m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 2.365 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=242.58 \text{ kN}$



Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 240 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 0.285 \text{ GN/m}$

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=48.11 \text{ kN}$



Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Κέντρο διάτμησης $x = 7.932/2.563 = 3.09 \text{ m}$, $y = 27.978/2.584 = 10.83 \text{ m}$

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p = 28.321 + 325.496 - 3.09^2 \times 2.563 - 10.83^2 \times 2.584 = 26.339 \text{ GNm}$

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox} = 4.09 - 3.09 = 1.00 \text{ m}$, $e_{oy} = 9.89 - 10.83 = -0.93 \text{ m}$

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax} = 0.05 \times 5.10 = 0.25 \text{ m}$, $e_{ay} = 0.05 \times 7.22 = 0.36 \text{ m}$ (EAK §3.3.1)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (EAK §3.3.3[4], [7]).

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (EAK §3.3.3[5])

$e_{fi} = 1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr} = 0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx} = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ m}$, $e_{rx} = 0.50 \times 1.00 = 0.50 \text{ m}$, $e_{fy} = 1.50 \times -0.93 = -1.40 \text{ m}$, $e_{ry} = 0.50 \times -0.93 = -0.47 \text{ m}$

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (EAK §3.3.3[1])

$\max e_x = 1.50 + 0.25 = 1.75 \text{ m}$, $\min e_x = 0.50 - 0.25 = 0.24 \text{ m}$

$\max e_y = -0.47 + 0.36 = -0.11 \text{ m}$, $\min e_y = -1.40 - 0.36 = -1.76 \text{ m}$

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $\max e$ και $\min e$

φόρτιση κατά $x-x$ $\max M_{zx} = 1.75 \times 244 = 427 \text{ kNm}$

φόρτιση κατά $y-y$ $\max M_{zy} = 1.76 \times 244 = 430 \text{ kNm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x = 0.001 \times 244.0 / 2.584 = 0.094 \text{ mm}$

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y = 0.001 \times 244.0 / 2.563 = 0.095 \text{ mm}$

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (EAK §3.5.1[4])

α) Έλεγχος διαστάσεων (EAK §3.5.1 [4]α)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 1.70 \text{ m}$, $\max X = 6.80 \text{ m}$, $\min Y = 6.00 \text{ m}$, $\max Y = 13.22 \text{ m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x = 5.10 \text{ m}$, $L_y = 7.22 \text{ m}$

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 7.22/5.10 = 1.42 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (EAK §3.5.1.[4].α)

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

β,γ) Έλεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (EAK §3.5.1.[4] β.γ.)

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου EAK 3.5.1.[4] β.γ

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

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

Οι έλεγχοι αντοχής και οι συνδυασμοί φορτίσεων είναι:

- α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $N_{sd} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμός}$, $V_{sd} \leq V_{rd}$ (EC6 §6.2)
- δ) Έλεγχος λυγνρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ (EC6 §5.5.1.4)
- ε) Έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών (EC6 §6.1.3)

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος τοίχου, λυγνρότητα $\lambda = \text{ύψος προς πάχος}$, σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

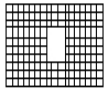
Τα φορτία σχεδιασμού N_{sd} , ή V_{sd} προσδιορίζονται σαν φορτία ανά μονάδα πλάτους από τις τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

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

Οι εκκεντρότητες e_h υπολογίζονται από την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού.

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

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



Ισόγειο

T1

Διαστάσεις μήκος=5.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγνρότητα $hef/tef = 4.09 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

$1.35xg+1.50xq$

$1.00xg+0.50xq+\Sigma \text{σεισμός}$

Κορυφή του τοίχου

$N_{sd} = 4.2 \leq 356.7 = N_{rd}$

$N_{sd} = 2.4 \leq 523.1 = N_{rd}$

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

$N_{sd} = 31.6 \leq 1774.7 = N_{rd}$

$N_{sd} = 22.5 \leq 2602.8 = N_{rd}$

Βάση του τοίχου

$N_{sd} = 66.6 \leq 1783.3 = N_{rd}$

$N_{sd} = 203.1 \leq 2615.6 = N_{rd}$

Έλεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 244.1 \text{ kN} \leq 264.3 \text{ kN} = V_{rd}$

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

$\max f_b = 0.131 \leq 7.926/2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικας 8 §9.2 ~~§9.3~~ **Σημειώνεται με τεχνητά λιθοσώματα.**

Πάχος τοίχου = 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγνρότητα $\lambda = 4.09 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.14/1.30 = 1.65 > 0.50$, $1.96/1.30 = 1.51 > 0.50$ δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.095 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot I_t \cdot \Delta / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.095 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.49 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10/2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 209.4 / (0.55 \times 5.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93/2.20$, $\sigma_d = 0.075 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) \cdot I_t^2 / 6 = (0.045 + 0.075) \times 0.550^2 / 6 = 6.05 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed} = 3.49 \text{ kN} \leq 6.05 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

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

$H/L = 3.00/5.10 = 0.59$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.80 \times 5.10^2 = 1.12 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 1.12 \text{ kN} \leq 6.05 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται



Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=3.80m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγηρότητα hef/tef=4.09<=27 εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

1.35xg+1.50xq

1.00xg+0.50xq+Σεισμός

Κορυφή του τοίχου

Nsd= 4.0 <= 356.7=Nrd

Nsd= 2.3 <= 523.1=Nrd

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

Nsd= 31.9 <= 1774.7=Nrd

Nsd= 22.6 <= 2602.8=Nrd

Βάση του τοίχου

Nsd= 72.0 <= 1783.3=Nrd

Nsd= 232.4 <= 2615.6=Nrd

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

Vsd= 160.2kN <= 212.4kN =Vrd.

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

max fb=0.150<=7.926/2.2=3.603N/mm²

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8, §9.3

Βοηλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 >=0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα λ= 4.09<=12 (εντάξει)

L/h πεσσών:1.03/2.20=0.47<0.50 μη δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.095 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού Med=δ·E bt³/(4H²), Med=(1000)x0.095x7.93x0.550³/(4x3.00²)=3.49kNm/m

fxk1=0.10N/mm², fxd1=0.10/2.20=0.045 N/mm²

σd=0.001x131.8/(0.55x3.80) <=0.2fd=0.2x7.93/2.20, σd=0.063 N/mm² (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής Mrd=(fxd1+σd)t²/6= (1000)x(0.045+0.063)x0.550²/6=5.45kNm/m (EC6, (6.15)

Med = 3.49kN <= 5.45kN =Mrd., ο έλεγχος ικανοποιείται

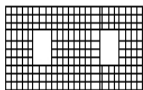
Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου Wed=Gk+1.50W, W:=Cpex1.50=0.80x1.50=1.20 kN/m², 1.50W=1.50x1.20=1.80 kN/m²

H/L=3.00/3.80=0.79, μ=fxk1/fxk2=1, α1=μα2, α2=0.042 (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού Med=α1·Wed·L², Med=0.042x1.80x3.80²=1.09 kNm/m

Med = 1.09kN <= 5.45kN =Mrd., ο έλεγχος ικανοποιείται



Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκος=7.15m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγηρότητα hef/tef=4.09<=27 εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

1.35xg+1.50xq

1.00xg+0.50xq+Σεισμός

Κορυφή του τοίχου

Nsd= 22.8 <= 356.7=Nrd

Nsd= 12.9 <= 523.1=Nrd

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

Nsd= 59.9 <= 1774.7=Nrd

Nsd= 38.9 <= 2602.8=Nrd

Βάση του τοίχου

Nsd= 96.8 <= 1446.5=Nrd

Nsd= 146.5 <= 2266.8=Nrd

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

Vsd= 242.6kN <= 466.6kN =Vrd.

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

max fb=0.195<=7.926/2.2=3.603N/mm²

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8, §9.3

Βοηλη με τεχνητά λιθοσώματα.

Πάχος τοίχου= 0.550 >=0.300 m (εντάξει)

Λυγηρότητα λ= 4.09<=12 (εντάξει)

L/h πεσσών:1.40/1.30=1.08>0.50, 2.50/1.30=1.92>0.50, 1.25/1.30=0.96>0.50 δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.093 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού Med=δ·E bt³/(4H²), Med=(1000)x0.093x7.93x0.550³/(4x3.00²)=3.39kNm/m

fxk1=0.10N/mm², fxd1=0.10/2.20=0.045 N/mm²

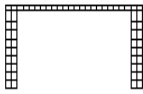
σd=0.001x338.8/(0.55x7.15) <=0.2fd=0.2x7.93/2.20, σd=0.086 N/mm² (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής Mrd=(fxd1+σd)t²/6= (1000)x(0.045+0.086)x0.550²/6=6.60kNm/m (EC6, (6.15)

Med = 3.39kN <= 6.60kN =Mrd., ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe}x1.50 = 0.80x1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50x1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/7.15 = 0.42$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu\alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015x1.80x7.15^2 = 1.38 \text{ kNm/m}$
 $M_{ed} = 1.38 \text{ kN} \leq 6.60 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

**Ισόγειο****T4**

Διαστάσεις μήκος=7.10m, ύψος=3.00m, πάχος=0.55m

Λιθοδομή 0.55

Λυγηρότητα $hef/tef = 4.09 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο (EC6, §6.1)

$1.35xg + 1.50xq$

$1.00xg + 0.50xq + \Sigma \text{εισμός}$

Κορυφή του τοίχου

$N_{sd} = 22.2 \leq 356.7 = N_{rd}$

$N_{sd} = 12.6 \leq 523.1 = N_{rd}$

Μεσαίο πέμπτο τοίχου

$N_{sd} = 175.0 \leq 1774.7 = N_{rd}$

$N_{sd} = 104.7 \leq 2602.8 = N_{rd}$

Βάση του τοίχου

$N_{sd} = 222.4 \leq 1783.3 = N_{rd}$

$N_{sd} = 139.8 \leq 2615.6 = N_{rd}$

Ελεγχος σε διάτμηση (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 48.1 \text{ kN} \leq 104.2 \text{ kN} = V_{rd}$

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

$\max f_b = 0.305 \leq 7.926/2.2 = 3.603 \text{ N/mm}^2$

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 6, §9.3

Πάχος τοίχου= 0.550 $\geq 0.300 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 4.09 \leq 12$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $0.55/2.80 = 0.20 < 0.50$, $0.55/2.80 = 0.20 < 0.50$ μη δεκτό

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

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.094 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος= 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.094 \times 7.93 \times 0.550^3 / (4 \times 3.00^2) = 3.46 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10/2.20 = 0.045 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 131.4 / (0.55 \times 7.10) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 7.93 / 2.20$, $\sigma_d = 0.034 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.045 + 0.034) \times 0.550^2 / 6 = 3.98 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 3.46 \text{ kN} \leq 3.98 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe}x1.50 = 0.80x1.50 = 1.20 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50x1.20 = 1.80 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.00/7.10 = 0.42$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu\alpha_2$, $\alpha_2 = 0.015$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.015x1.80x7.10^2 = 1.36 \text{ kNm/m}$

$M_{ed} = 1.36 \text{ kN} \leq 3.98 \text{ kN} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

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 = $5.10/7.22 = 0.71 > 0.25$
 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
 Αοπλη τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 6%
 x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $5.648/25.140 = 0.225 > 0.06$
 y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $7.765/25.140 = 0.309 > 0.06$



Στατική Μελέτη

Αντισεισμικός Κανονισμός: ΕΑΚ 2003
Κανονισμός Σκυροδέματος: ΕΚΩΣ2000 + ΦΕΚ447β

Ο συντάξας μηχανικός

Περιεχόμενα

1. Πρώτη σελίδα.....	1
2. Περιληπτικά στοιχεία κτιρίου.....	3
<i>Περιληπτικά στοιχεία.....</i>	<i>3</i>
<i>Λοιπές φορτίσεις.....</i>	<i>4</i>
<i>Συνδυασμοί φορτίσεων.....</i>	<i>4</i>
3. Παραδοχές μελέτης δομικού χάλυβα.....	5
<i>Τεχνική έκθεση για κτίρια από Δομικό Χάλυβα.....</i>	<i>5</i>
4. Απαίτηση ικανοτικού ελέγχου.....	9
<i>Γενικοί έλεγχοι δομήματος.....</i>	<i>9</i>
5. Πλάκες ορόφου 0.....	10
<i>Πλάκες Ορόφου : 0.....</i>	<i>10</i>
6. Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου.....	11
<i>Δεδομένα κτιρίου.....</i>	<i>11</i>
<i>Όροφος -1.....</i>	<i>12</i>
<i>Όροφος 0.....</i>	<i>13</i>
<i>Λοιπές φορτίσεις.....</i>	<i>15</i>
<i>Συνδυασμοί φορτίσεων.....</i>	<i>15</i>
7. Αποτελέσματα επίλυσης.....	16
<i>Δεδομένα επίλυσης.....</i>	<i>16</i>
<i>Επίλυση στατικών φορτίσεων.....</i>	<i>16</i>
<i>Μετάθεση κέντρου μάζας.....</i>	<i>16</i>
<i>Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις Διεύθυνση 0.0.....</i>	<i>17</i>
<i>Συντεταγμένες πόλου στροφής σημαντικών ιδιομορφών.....</i>	<i>18</i>
<i>Φαινόμενα 2ας τάξης.....</i>	<i>18</i>
<i>Χωρικές Επαλληλίες.....</i>	<i>19</i>
<i>Πιθανοτικός προσδιορισμός συνδυασμού εντατικών μεγεθών.....</i>	<i>19</i>
<i>Αντισεισμικός σρμός.....</i>	<i>19</i>
8. Δοκοί ορόφου -1.....	20
<i>Δοκός :Δ1.....</i>	<i>20</i>
<i>Δοκός :Δ2.....</i>	<i>21</i>
<i>Δοκός :Δ3.....</i>	<i>22</i>
<i>Δοκός :Δ4.....</i>	<i>23</i>
9. Δοκοί ορόφου 0.....	25
<i>Δοκός :Δ1.....</i>	<i>25</i>
<i>Δοκός :Δ2.....</i>	<i>25</i>
<i>Δοκός :Δ3.....</i>	<i>26</i>
<i>Δοκός :Δ4.....</i>	<i>26</i>
10. Υποστυλώματα ορόφου 0.....	28
<i>Υποστύλωμα :Κ 1.....</i>	<i>28</i>
<i>Υποστύλωμα :Κ 2.....</i>	<i>28</i>
<i>Υποστύλωμα :Κ 3.....</i>	<i>29</i>
<i>Υποστύλωμα :Κ 4.....</i>	<i>29</i>
11. Έλεγχοι μεταλλικών μελών.....	31
<i>Συνοπτικοί έλεγχοι μεταλλικών μελών.....</i>	<i>31</i>
12. Συνολική προμέτρηση κτιρίου.....	32
<i>Συνολική προμέτρηση κτιρίου.....</i>	<i>32</i>

ΠΕΡΙΛΗΠΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Διαστασιολόγηση με: Ευρωκώδικα 3 (EC-3(ENV 1993-1-1))
Συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000, ΦΕΚ 447Β, 5 Μαρτίου 2004
Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός-έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184-20 Δεκεμβρίου 1999.
Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του ΕΑΚ 2000, ΦΕΚ 781 - 18 Ιουνίου 2003
Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000
Λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας,ΦΕΚ 1154-12 Αυγούστου 2003.
Επίλυση με βάση την Δυναμική Φασματική Μέθοδο:Με μετατόπιση μαζών.

Γενικά στοιχεία δομήματος

Αρ. ορόφων: 1

Στοιχεία Ανωδομής

Υλικά: Δομικός Χάλυβας: S 235
Αντοχές: Θραύσης Fu(Mpa): 360 [MPa] Διαρροής Fy(Mpa): 235 [MPa]

Συντελεστές Ασφαλείας

Υλικά: Δομικός χάλυβας γM0: 1.100 γM1: 1.100 γM2: 1.250
Υλικά: Σκυρόδεμα γc: 1.500 Χάλυβας γs: 1.150
Φορτία: Μόνιμα γg: 1.350 Κινητά γq: 1.500

Έλεγχοι λειτουργικότητας

Κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος : 2

Στοιχεία Θεμελίωσης

Υλικά: Σκυρόδεμα: C20/25 Χάλυβας: B500C Συνδετήρες: B500C

Στοιχεία Εδάφους

Είδος εδάφους : Άργιλος πολύ υγρή
Δείκτης εδάφους : 20000.00 [kN/m²/m]
Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας εδάφους : Απλοποιημένη μέθοδος (χρήση σεπ)
Επιτρεπόμενη τάση : 200.00 [kN/m²]
Γωνία τριβής στη βάση του θεμελίου δ : 25.00 [°]
Συντ. υπολογισμού παθητικής ώθησης : 0.300

Στοιχεία Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού-έκδοση 2003

Μέθοδος επίλυσης : Δυναμική με μετατόπιση μαζών
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας : II (από σύνολο 3 ζωνών)
Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α : 0.240
Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου Σ : III (εκπαιδευτήρια, χώροι συνάθροισης κλπ)
Συντελεστής σπουδαιότητας γ : 1.150
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qx : 4.000
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qz : 4.000
Συντ. κατακόρυφης σεισμικής συμπεριφοράς qv : 1.750
Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού : Όχι
Απόσβεση ζ : 0.020
Πολλαπλασιαστικός συντελεστής φάσματος λ : 1.000
Αριθμός σεισμικών διευθύνσεων : 2
Κατηγορία εδάφους : B
Συντελεστής θεμελίωσης Θ : 1.000
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης β0 : 2.50

Φάσμα : Φάσμα σχεδιασμού
Εξασφάλιση ελαστοπλαστικού μηχανισμού (ΕΑΚ 4.1.4[5]) : Ναι

Υπολογισμός πλασματικού άξονα : Ναι

Στοιχεία ορόφων

Οροφος	Υψόμετρο οροφής [m]	Αριθμός κόμβων	Αριθμός υποστυλωμάτων	Αριθμός δοκών	Αριθμός πεδίων	Συντ. συνδυασμών ψ1	Συντ. συνδυασμών ψ2
Όροφος -1	0.00	4	0	4	0	0.500	0.300
Όροφος 0	3.50	4	4	4	0	0.800	0.500

Δεδομένα: Λοιπών φορτίσεων

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

A/A	Όνομα	Συντομογραφία
Φ1	Μόνιμα φορτία	G
Φ2	Κινητά φορτία	Q

Συνδυασμοί φορτίσεων κτιρίου

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.1)

A/A	Όνομα	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.00 * G + 1.00 * Q	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.2)

A/A	Όνομα	Περιγραφή συνδυασμού
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	1.35*G + 1.50*Q
ΣΦ2	1.00 * G + 1.00 * Q	1.00*G + 1.00*Q

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΔΟΜΙΚΟ ΧΑΛΥΒΑ

ΕΑΚ-2003 - ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΜΑΖΩΝ

1. Εφαρμοζόμενοι Κανονισμοί

Κατά την σύνταξη της μελέτης του δομήματος που ακολουθεί έχουν εφαρμοσθεί οι παρακάτω κανονισμοί και διατάξεις.

- 1.1 Νέοι Κανονισμοί
 - α) Ευρωκώδικας 3: Υπολογισμός Κατασκευών από Χάλυβα ENV 1993-1-1/1992.
 - β) Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός-έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184β - 20 Δεκεμβρίου 1999
 - I) Διόρθωση λαθών στον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ-2000), ΦΕΚ 423β - 12 Απριλίου 2001
 - II) Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του "Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού", ΦΕΚ 781β - 18 Ιουνίου 2003
 - III) Τροποποίηση διατάξεων του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000» λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας", ΦΕΚ 1154β - 12 Αυγούστου 2003
- 1.2 Άλλοι Σχετικοί Κανονισμοί και Διατάξεις
 - α. Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές ENV 1991-1-1/1994.
 - β. Ελληνικός κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ-2000, ΦΕΚ 1329β - 6 Νοεμβρίου 2000
 - γ. Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος 97, ΦΕΚ 315/Β/17-4-97.
- 1.3 Σχόλια επι των Κανονισμών
Τα σχόλια επί των εις 1.1.β αναφερομένων κανονισμών έχουν ληφθεί υπ'όψη κατά την σύνταξη της ανα χείρας μελέτης.

2. Υλικά

Τα υλικά που προδιαγράφονται από την μελέτη αναφέρονται πινακοποιημένα κατ' όροφο και δομικό στοιχείο στο τέλος της τεχνικής εκθεσης.

- α. Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών
Ο μερικός συντελεστής ασφαλείας γ_M πρέπει να λαμβάνεται όπως παρακάτω:

αντοχή διατομής 1,2 ή 3	γ _{M0} = 1.10
αντοχή διατομής 4	γ _{M1} = 1.10
αντοχή μέλους σε λυγισμό	γ _{M1} = 1.10
αντοχή καθαρής διατομής στις θέσεις κοχλιών	γ _{M2} = 1.25

3. Μέθοδοι Υπολογισμού, Γενικές Αρχές

- 3.1 Προσομοίωση Δυσκαμψίας Φερόντων Στοιχείων
Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής εισέρχεται εξ' αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντροτήτων των στοιχείων θεμελίωσης.
Λαμβάνονται υπ'όψιν έργα, από αξονικές & τέμνουσες δυνάμεις & ροπές κάμψης & ροπές στρέψης.
- 3.2 Προσομοίωση Μαζών
Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος μιά και οι κόμβοι αυτοί είναι οριζόντια παγιωμένοι.
- 3.3 Ελευθερίες Κίνησης
Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν στη θεμελίωση θεωρούνται οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας.
- 3.4 Επιλύσεις Προσομοιώματος
Οι επιλύσεις έγιναν με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά GAUSS) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Λαμβάνονται υπ'όψιν έργα από αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.
- 3.5 Δυναμική Αναλυση του Δομήματος, Πλήθος Ιδιομορφών
Στην μελέτη που ακολουθεί αναλύεται το δομήμα με την δυναμική φασματική μέθοδο &3.3.2[ΕΑΚ-2000]. Το πλήθος των ιδιομορφών που αναλύονται έχει επιλεγεί ώστε να πληρούνται τα κριτήρια της &3.4.2[1] -[2] του [ΕΑΚ-2000], όπως λεπτομερώς αναφέρεται στο Κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης-Σεισμικοί συντελεστές" της παρούσας μελέτης.
- 3.6 Κατακόρυφη Σεισμική Διέγερση, Πρόβολοι - Φυτευτά υποστυλώματα.
Κατά τον υπολογισμό των πλακών - προβόλων, η συνεισφορά της κατακόρυφης συνιστώσας λαμβάνεται υπ'όψιν με την προσεγγιστική μεθοδολογία της &3.6 του [ΕΑΚ-2000], ενώ όταν υπάρχουν φυτευτά υποστυλώματα ή μεγάλοι πρόβολοι - δοκοί ακολουθείται η ακριβής διαδικασία της φασματικής και χωρικής επαλληλίας.
Εν τούτοις και όταν κρίνεται απαραίτητο η κατακόρυφη διέγερση λαμβάνεται υπ'όψη. Λεπτομέρειες αναγράφονται στο κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης - Σεισμικοί συντελεστές" της παρούσας μελέτης.

4. Κανονικότητα Δομήματος

Το αναλυόμενο δομήμα θεωρείται ως μη κανονικό κατά την έννοια της &3.5.1.[4] και εφαρμόζονται οι αντίστοιχες διατάξεις για τα μη κανονικά κτίρια, ως εκ τούτου οι αντίστοιχοι έλεγχοι παρέλκουν.

5. Τυχηματικές Εκκεντρότητες Ορόφων

Το Κέντρο Μάζας κάθε ορόφου λαμβάνεται μετατεθειμένο κατά την τυχηματική εκκεντρότητα $e_i=0.05L_i$, όπου L_i η κάθετη προς την εκκεντρότητα διάσταση του κτιρίου. Με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση, ΕΑΚ 2000 &3.3.1.

6. Οργανισμός Πλήρωσης - Ελεγχος ([ΕΑΚ-2000] &4.1.2.2)

Η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου (λαμβανόμενης υπ' όψη και της σχετικής στροφής των διαδοχικών πλακών περί κατακόρυφο άξονα) αναφέρεται πινακοποιημένη ανά εξεταζόμενη στάθμη στο Κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης - Σεισμικοί συντελεστές". Η αναγραφόμενη τιμή δ/h είναι πολλαπλασιασμένη με το λόγο $q/2.5$ ([ΕΑΚ-2000] 4.2.2.[2]).

7. Αντισεισμικός Αρμός - Μέγεθος ([ΕΑΚ-2000] &4.1.7.2 [2]-[3]-[4])

Το μέγεθος του αντισεισμικού αρμού εκτιμάται από το μέγεθος $S\delta=q*\Delta_{ελ}$ που αναγράφεται στο Κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης-Σεισμικοί συντελεστές". Το μέγεθος $\Delta_{ελ}$ παριστάνει την μέγιστη μετακίνηση της εξεταζόμενης πλάκας συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής περί κατακόρυφο άξονα.

Σημείωση

Σε περίπτωση υπάρχουσας γειτονικής οικοδομής κατασκευασμένης χωρίς αντισεισμικό αρμό, το μέγεθος του αντισεισμικού αρμού εκτιμάται τελικά ως $S\delta*1.414$, ΕΑΚ 2000 διορθώσεις 12/4/2001 &4.1.7.2[3].

8. Επιρροές 2ας Τάξεως - Δείκτες Σχετικής Μεταθετότητας Θ

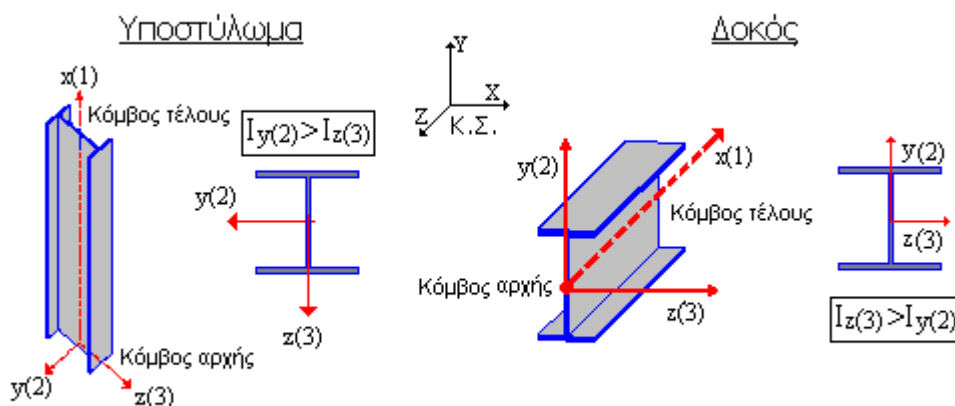
Υπολογίζονται και παρουσιάζονται με μορφή πίνακα οι δείκτες σχετικής μεταθετότητας του δομήματος Θ ανά όροφο και για κάθε εξεταζόμενη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, στο Κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης-Σεισμικοί συντελεστές". Για τιμές του $\Theta > .1$ γίνεται επαύξηση της αντίστοιχης σεισμικής δράσης σύμφωνα με την &4.1.2.2.[3] του [ΕΑΚ-2000]. Το Θ δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.20 σε καμία περίπτωση.

Σημείωση

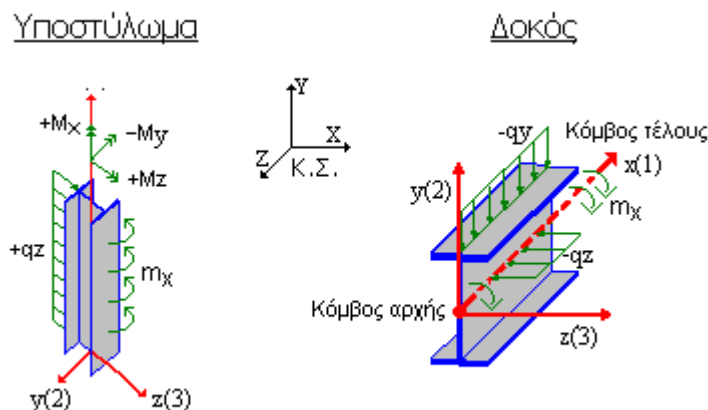
Στην εφαρμοζόμενη σχέση (4.2) του [ΕΑΚ-2000], η μετακίνηση Δ νοείται μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου, και υπολογίζεται ως $\Delta=q*\Delta_{ελ}$, σχ. (4.3)[ΕΑΚ-2000].

9. Ανάλυση του Δομήματος

9.1 Αξονες



9.2 Φορτίσεις



Γίνεται επίλυση του χωρικού προσομοιώματος για τις εξής φορτίσεις:

- Φ1 Στατική Φόρτιση Μόνιμα φορτία ΦΟΡΤΙΣΗ G
- Φ2 Στατική Φόρτιση Κινητά φορτία ΦΟΡΤΙΣΗ Q
- ΣΦ1 Βασικός Συνδυασμός Δράσεων $S1=S(\gamma_g * G + \gamma_q * Q)$

$$\gamma_g = 1.35 \quad \gamma_q = 1.50$$

ΣΣ: +x	Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση	0° (μετακίνηση μάζας κατά + X)
ΣΣ: +x	Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση	90° (μετακίνηση μάζας κατά + X)
ΣΣ: +z	Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση	0° (μετακίνηση μάζας κατά + Z)
ΣΣ: +z	Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση	90° (μετακίνηση μάζας κατά + Z)
ΣΣ: -x	Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση	0° (μετακίνηση μάζας κατά - X)
ΣΣ: -x	Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση	90° (μετακίνηση μάζας κατά - X)
ΣΣ: -z	Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση	0° (μετακίνηση μάζας κατά - Z)
ΣΣ: -z	Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση	90° (μετακίνηση μάζας κατά - Z)

ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΩΝ με φόρτιση τις ροπές αντοχής των ήδη οπλισμένων δοκών (γίνεται όπου απαιτείται).

Χρησιμοποιούνται οι προηγούμενοι συνδυασμοί σεισμικών φορτίσεων, όπου η σεισμική συνιστώσα πολλαπλασιάζεται με α_{cd}

Παρατήρηση

Ακολουθούν οι Λοιπές Φορτίσεις και οι Συνδυασμοί. Στον συνδυασμό ΣΦ2, περιέχεται ο έλεγχος λειτουργικότητας (αν υπάρχει ο συνδυασμός αυτός στον πίνακα 816). Μετά από αυτόν ακολουθούν οι λοιπές φορτίσεις όπως περιγράφονται στους πίνακες 808, 809, 815, και οι συνδυασμοί τους όπως περιγράφονται στον πίνακα 816. Έτσι στην περίπτωση 2 λοιπών φορτίσεων (π.χ. η μία είναι Θερμοκρασιακή μεταβολή πιν. 815) έχουμε τις παρακάτω φορτίσεις:

- Φ3 1η Λοιπή φόρτιση, όπως περιγράφεται στον πιν. 809.
 Φ4 2η Λοιπή φόρτιση, όπως περιγράφεται στον πιν. 815.
 ΣΦ2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ - ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ (Δοκοί) (G + Q)
 ΣΦ3 1ος Συνδυασμός, όπως περιγράφεται στον πιν. 816.
 ΣΦ4 2ος Συνδυασμός, όπως περιγράφεται στον πιν. 816.

Με όμοιο τρόπο διατάσσεται ο πίνακας των φορτίσεων, όταν έχω διαφορετικό αριθμό λοιπών φορτίσεων.

9.3 Ιδιοπερίοδοι T - Φασματικές επιτάχυνσεις Rd(T)

Οι τιμές των φασματικών επιτάχυνσεων Rd(T) ([ΕΑΚ-2000] &2.2.2.1) και των ιδιοπεριόδων T του δομήματος αναγράφονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης - Σεισμικοί συντελεστές. Στο ίδιο μέρος αναγράφονται και οι λοιπές παραδοχές για τη σεισμική ζώνη, σπουδαιότητα, κ.λ.π.

Ακολουθώντας για κάθε σεισμική φόρτιση γίνεται ο συνδυασμός

$$S_j = S(G + E_j + \Psi \cdot Q) \quad [\text{ΕΑΚ-2000}] \text{ &4.1.2.1 (σχ. 4.1)}$$

Το Ψ καθορίζεται από το [ΕΑΚ-2000] &4.1.2.1 (πιν. 4.1)

Το j είναι ο αριθμός της σεισμικής φόρτισης, j=1,2,3,4...N

Οι επιμέρους τιμές του Ψ αναγράφονται ανά όροφο στο Κεφάλαιο "Δεδομένα Κτιρίου", Στοιχεία Ορόφων.

ΕΚΤΥΠΩΝΟΝΤΑΙ ΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ, Η ΦΟΡΤΙΣΗ ΠΟΥ ΤΑ ΠΡΟΚΑΛΕΙ, ΟΙ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ κατά φόρτιση και τελικά οι μέγιστοι οπλισμοί και οι πυκνότεροι συνδετήρες από ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΕΛΕΓΧΟΥΣ.

10. Ατέλειες φορέα.

Οι ατέλειες του φορέα λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση ως επιπλέον φόρτιση, στην οποία περιλαμβάνονται οι ατέλειες των πλαισίων, των οριζόντιων μελών καθώς και των συστημάτων δυσκαμψίας. Οι δυνάμεις και οι ροπές που προκύπτουν κατά την επίλυση, χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό των μελών του φορέα. Οι επιδράσεις των ατελειών λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση με μία ισοδύναμη γεωμετρική στέλεια της μορφής μίας αρχικής πλευρικής μετατόπισης, η οποία εξαρτάται από τον αριθμό των ορόφων και των υποστυλωμάτων ανά επίπεδο {&5.2.4.3 EC-3}. Οι αρχικές ατέλειες πλευρικής μετατόπισης εφαρμόζονται στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, αλλά λαμβάνονται υπόψη μόνο σε μία διεύθυνση κάθε φορά.

11. Μέθοδοι Υπολογισμού

11.1 Γενικά

Οι χαλύβδινες κατασκευές και τα στοιχεία τους διαστασιολογούνται έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού για την οριακή κατάσταση αστοχίας. Όταν ελέγχεται η αντοχή των διατομών και μελών ενός φορέα, τότε το κάθε μέλος εξετάζεται σαν απομονωμένο από τον φορέα, με δυνάμεις και ροπές εφαρμοζόμενες σε κάθε άκρο του, όπως αυτές προσδιορίζονται από την ανάλυση του πλαισίου. Οι συνθήκες στήριξης σε κάθε άκρο, προσδιορίζονται θεωρώντας το μέλος ως μέρος του φορέα και είναι συνεπής με τον τρόπο της ανάλυσης και τον τρόπο της αστοχίας.

11.2 Εφελκόμενα μέλη

Τα εφελκόμενα μέλη ελέγχονται σε εφελκυσμό {&5.4.3 EC-3}

11.3 Θλιβόμενα μέλη

Τα θλιβόμενα μέλη ελέγχονται σε αξονική θλίψη {&5.4.4 EC-3}, και σε λυγισμό {&5.5.1 EC-3}

11.4 Κυρίως καμπτόμενα μέλη. (Δοκοί)

Τα μέλη που υπόκεινται σε κάμψη ελέγχονται σε εφελκυσμό {&5.4.3 EC-3}, υπό αξονική θλίψη {&5.4.4 EC-3}, σε λυγισμό {&5.5.1 EC-3}, και σε ροπή κάμψης {&5.4.5 EC-3}, μονοαξονική ή διααξονική, με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης {&5.4.8 EC-3}. Η ταυτόχρονη παρουσία της τέμνουσας δύναμης λαμβάνεται υπόψη με την απομείωση της πλαστικής καμπτικής αντίστασης όπως ορίζεται στην {&5.4.7 EC-3}. Στην περίπτωση μίας μη πλευρικά εξασφαλισμένης δοκού γίνεται ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό δοκών {&5.5.2 EC-3}. Τέλος όπου απαιτείται γίνεται ο έλεγχος σε διατμητικό λυγισμό {&5.6 EC-3}

11.5 Μέλη με συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπής. (Υποστυλώματα)

Τα μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπής ελέγχονται σε κάμψη και αξονική δύναμη {&5.4.8 EC-3}, κάμψη και αξονικό εφελκυσμό {&5.5.3 EC-3}, κάμψη και αξονική θλίψη {&5.5.4 EC-3}. Εφαρμόζονται τα κατάλληλα κριτήρια που ισχύουν για τα κυρίως καμπτόμενα μέλη, τα εφελκόμενα και τα θλιβόμενα μέλη.

12. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας - Παραμορφώσεις

Ο έλεγχος της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας γίνεται για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία (δοκοί) του φορέα, καθώς και τα στοιχεία εκείνα που φέρουν την επικάλυψη του φορέα (τεγίδες στις στέγες). Ο υπολογισμός του κατακόρυφου βέλους κάμψης, το οποίο μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου πρέπει να είναι σύμφωνος με τα όρια τα οποία συμφωνήθηκαν μεταξύ του πελάτη, του μελετητή, και της αρμόδιας αρχής. Τα όρια αυτά πρέπει να είναι σύμφωνα με αυτά της {&4.2.2(2) EC-3}. Ο έλεγχος γίνεται για όλες τις κατάλληλες φορτίσεις και τους συνδυασμούς αυτών που έχει εισάγει ο χρήστης (Πιν. 816.1 & Πιν. 816.2 του αρχείου δεδομένων του χωρικού πλαισίου.) Στα υποστυλώματα το οριζόντιο βέλος κάμψης πρέπει να ικανοποιεί τον λόγο "H/300" σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1.1, § 4.2.2(4).

13. Ικανοτικός Σχεδιασμός μεταλλικών στοιχείων

- 13.1 Τα δομικά μέλη οπλίζονται έτσι ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής με υπολογισμό σε κάθε πιθανή θέση ψαθυρής αστοχίας, ενώ υπολογίζεται ώστε η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο.

ΓΕΝΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΕΙΔΙΚΩΝ ΣΥΜΒΟΛΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Σύμβολο	Έλεγχος	Σημασία
Λ	Οπουδήποτε	Το υπόψιν στοιχείο απέτυχε στον έλεγχο.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- "Ευρωκώδικας 1 (ENV 1991-1-1)
- "Ευρωκώδικας 3 (ENV 1993-1-1/1992).
- "FESPA for Windows - Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς", LH Λογισμική, 1998.
- "FESPA 4 for Windows - Πρόσθετες οδηγίες χρήσης", LH Λογισμική, 2005.
- "Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός - Έκδοση 2000" ΦΕΚ 2185β/20-12-1999 και ΦΕΚ 423β/12-4-2001.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., "Σιδηρές Κατασκευές", Τόμος Ι, Κλειδάριθμος 1997

Έλεγχοι απαίτησης Ικανοτικού σχεδιασμού κόμβων πλαισίων.

Σημείωση

- * Το υψόμετρο βάσης του κτιρίου είναι: $H = 0,00$
- * Ο υπολογισμός του (η_n) γίνεται στους στύλους του ορόφου: 0

Ελεγχος Δυστρεψίας Ορόφων - ΕΑΚ 2003 παρ. 4.1.4.2.β(3).β) $\{ \rho m > r \}$

Οροφος [/]	Υψόμετρο βάσης	Υψόμετρο οροφής	$\rho m I$ [m]	>	r [m]	$\rho m II$ [m]	>	r [m]
0	0,00	3,50	3,75	>	1,97	3,58	>	1,97

Ελεγχος δύο πρώτων σημαντικών Ιδιομορφών αν είναι κυρίως μεταφορικές: $(MP1 > r), (MP2 > r)$

ΕΑΚ 2003 παρ. 4.1.4.2.β(3).γ)

Οροφος	r	Μετ.Μάζας [+X]		Μετ. Μάζας [+Z]		Μετ.Μάζας [-X]		Μετ.Μάζας [-Z]	
		MP1	MP2	MP1	MP2	MP1	MP2	MP1	MP2
0	1,97	12,54	28,85	12,54	28,85	12,54	28,85	12,54	28,85

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

Επίλυση πλακών θου ορόφου

Στατικό σύστημα πλακών : Επιφανειακός φορέας.

Υπολογισμοί οπλισμών κατά τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (έκδοση 2000).

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των πλακών έγινε με την μέθοδο Pieper-Martins

Υπολογισμός κοινού οικοδομικού έργου - Χωρίς ανάγκη Δυσμενών Φορτίσεων

Ποιότητες υλικών πλακών

Πλάκα	Σκυρόδεμα	Οπλισμός
1	C20/25	B500C

Διαστάσεις - φορτία πλακών. g..= Μόνιμα φορτία, p..= Κινητά Φορτία

Πλάκα	lx	lz	h	h _n	I.B.	gpl	ppl	gra	pra	mg	Pol
[/]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kPa]
1	5,99	3,37	0,160	--	4,00	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	14,10

Συνδεσμολογία πλακών. Απλή έδραση = 0, Ελεύθερη παρειά = -1

Πλάκα	Αρισ	Δεξιά	Άνω	Κάτω	Χαρακτηρισμός	Τύπος
1	0	0	0	0	Τετραέριστη οπλισμένη κατά δύο διευθύνσεις	4

Μέγιστα αντιδράσεων [kN/m] - Λυγνρότητες πλακών

Πλάκα	Αριστ.	Δράσεις Δεξιά	[Gk] Άνω	Κάτω	Αριστ.	Δράσεις Δεξιά	[Qk] Άνω	Κάτω	[li/d] <λo	[li²/d] <λ1o	
[\]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]			
1	5,05	5,05	7,26	7,26	3,37	3,37	4,84	4,84	24,9	84,0	

Τα όρια λυγνροτήτων από §16.2 ΝΕΚΩΣ 2000 'Περιπτώσεις απαλλαγής από έλεγχο βελών....'

Στις πλάκες που δεν πληρούν τα κριτήρια, γίνεται έλεγχος με το επιτρεπόμενο βέλος

Εντατικά μεγέθη - Οπλισμοί πλακών

Πλάκα	Τύπος	Στ.	Διε	dx	mfx		asx	asx'	dz	mfx		asz	asz'	
[/]	[/]	[/]	[/]	[m]	[kNm]		[cm²]	[cm²]	[m]	[kNm]		[cm²]	[cm²]	
1	4	1	x-z	0,125	4,18		0,79	0,00	0,135	14,04		2,50	0,00	

Στις πλάκες zoellner ή sandwich, τα εντατικά μεγέθη και οι οπλισμοί έχουν αναχθεί ανά διαδοκίδα

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού Πλακών

Πλάκα	Διεύθυνση Κάτω	x Άνω	Διεύθυνση Κάτω	z Άνω	Ελεύθερη Κάτω	παρειά Άνω	Οπλισ Κάτω	συστροφής Άνω
1	Φ8/20		Φ8/20					

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΧΩΡΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Διαστασιολόγηση με: Ευρωκώδικα 3 (EC-3(ENV 1993-1-1))
Συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000, ΦΕΚ 447Β, 5 Μαρτίου 2004
Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός-έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184-20 Δεκεμβρίου 1999.
Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του ΕΑΚ 2000, ΦΕΚ 781 - 18 Ιουνίου 2003
Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000
Λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας,ΦΕΚ 1154-12 Αυγούστου 2003.
Επίλυση με βάση την Δυναμική Φασματική Μέθοδο:Με μετατόπιση μαζών.

Γενικά στοιχεία δομήματος

Αρ. ορόφων: 1

Στοιχεία Ανωδομής

Υλικά: Δομικός Χάλυβας: S 235
Αντοχές: Θραύσης $F_u(Mpa)$: 360 [MPa] Διαρροής $F_y(Mpa)$: 235 [MPa]

Συντελεστές Ασφαλείας

Υλικά: Δομικός χάλυβας γ_{M0} : 1.100 γ_{M1} : 1.100 γ_{M2} : 1.250
Υλικά: Σκυρόδεμα γ_c : 1.500 Χάλυβας γ_s : 1.150
Φορτία: Μόνιμα γ_g : 1.350 Κινητά γ_q : 1.500

Έλεγχοι λειτουργικότητας

Κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος : 2

Στοιχεία Θεμελίωσης

Υλικά: Σκυρόδεμα: C20/25 Χάλυβας: B500C Συνδετήρες: B500C

Στοιχεία Εδάφους

Είδος εδάφους : Άργιλος πολύ υγρή
Δείκτης εδάφους : 20000.00 [kN/m²/m]
Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας εδάφους : Απλοποιημένη μέθοδος (χρήση σεπ)
Επιτρεπόμενη τάση : 200.00 [kN/m²]
Γωνία τριβής στη βάση του θεμελίου δ : 25.00 [°]
Συντ. υπολογισμού παθητικής ώθησης : 0.300

Στοιχεία Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού-έκδοση 2003

Μέθοδος επίλυσης : Δυναμική με μετατόπιση μαζών
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας : II (από σύνολο 3 ζωνών)
Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους a : 0.240
Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου Σ : III (εκπαιδευτήρια, χώροι συνάθροισης κλπ)
Συντελεστής σπουδαιότητας γ : 1.150
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς q_x : 4.000
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς q_z : 4.000
Συντ. κατακόρυφης σεισμικής συμπεριφοράς q_n : 1.750
Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού : Όχι
Απόσβεση ζ : 0.020
Πολλαπλασιαστικός συντελεστής φάσματος λ : 1.000
Αριθμός σεισμικών διευθύνσεων : 2
Κατηγορία εδάφους : B
Συντελεστής θεμελίωσης θ : 1.000
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης β_0 : 2.50

Φάσμα : Φάσμα σχεδιασμού
Εξασφάλιση ελαστοπλαστικού μηχανισμού (ΕΑΚ 4.1.4[5]) : Ναι

Υπολογισμός πλασματικού άξονα : Ναι

Στοιχεία ορόφων

Οροφος	Υψόμετρο οροφής [m]	Αριθμός κόμβων	Αριθμός υποστυλωμάτων	Αριθμός δοκών	Αριθμός πεδίων	Συντ. συνδυασμών ψ_1	Συντ. συνδυασμών ψ_2
Όροφος -1	0.00	4	0	4	0	0.500	0.300
Όροφος 0	3.50	4	4	4	0	0.800	0.500

Δεδομένα: Όροφος -1

Συντεταγμένες λοιπών κόμβων (Πίνακας 301)

Όνομα	X [m]	Y [m]	Z [m]	Ομάδα δ
1	2.041	0.000	3.733	0
2	-0.254	0.000	6.782	0
3	5.035	0.000	9.361	0
4	6.621	0.000	7.277	0

Διαστάσεις διατομών δοκών (Πίνακας 401.1)

Όνομα	Είδος μέλους	Κατηγορία διατομής	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	bw [m]	h [m]	b _{eff} [m]	h _{f1} [m]	b _{eff1} [m]	h _{f2} [m]	c _{nom} [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
1.1 - 4.1	Πεδιλοδοκός	Ορθογωνική	0.00	0.500	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.040	1.000

Αδρανειακά στοιχεία διατομών δοκών (Πίνακας 402.1)

Όνομα	A _x (1) [m²]	A _y (2) [m²]	A _z (3) [m²]	I _x (1) [m⁴]	I _y (2) [m⁴]	I _z (3) [m⁴]	Γωνία β [°]	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	A _{ιβ} [m²]	Αυτόματος υπολογισμός
1.1 - 4.1	0.25	0.21	0.21	8.792E-4	5.208E-3	2.604E-3	0.00	0.00	0.25	Ναι

Σταθερές υλικών δοκών (Πίνακας 403.1)

Όνομα	E [kN/m²]	G [kN/m²]	α [°/°]	ε [kN/m³]	ρ [tn/m³]	*Τύπος Υλικού	*Ποιότητα σκυροδέματος
1.1 - 4.1	2.9e+007	1.21e+007	1.000E-5	25.00	2.55	Σκυρόδεμα	C20/25

Στοιχεία εδάφους δοκών (Πίνακας 404)

Όνομα	Επί ελαστικού εδάφους	K _s [kN/m²/m]	K _g [kN/m²]	σεπ [kN/m²]	δ [°]	Συντελεστής υπολογισμού Παθητικής ώθησης	Βάθος θεμελίων D [m]
1.1 - 4.1	Ναι	20000.00	10000.00	200.00	25.00	0.300	3.00

Στατικά-γενικά δοκών (Πίνακας 405)

Όνομα	Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας	Με διαστασιολόγηση	Με Εκτύπωση	*Δεσμική μπετόν	*Δεσμική χάλυβα	Πρόβολος
1.1 - 4.1	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Αυτόματο

Ακαμπτες απολήξεις δοκών (Πίνακας 406)

Όνομα	δX αρχής [m]	δY αρχής [m]	δZ αρχής [m]	Συντελεστής z _i	δX τέλους [m]	δY τέλους [m]	δZ τέλους [m]	Συντελεστής z _j	Αυτόματος υπολογισμός
1.1 - 2.1	0.045	0.000	-0.060	1.000	-0.045	0.000	0.060	1.000	Ναι
3.1	0.059	0.000	0.046	1.000	-0.059	0.000	-0.046	1.000	Ναι
4.1	0.069	0.000	0.033	1.000	-0.069	0.000	-0.034	1.000	Ναι

Σκυρόδεμα (Πίνακας 408)

Όνομα	Ενισχυμένη ζώνη	Ροπή ανοίγματος με την ροπή μονοπάκτου	Βελτιστοποίηση οπλισμού στηρίξεων	Διάτμ. γRd αρχής	Διάτμ. γRd τέλους	Δισδιαγώνιος οπλισμός	Εφαρμογή κανόνων αγκύρωσης
1.1 - 4.1	Όχι	Όχι	Όχι	1.200	1.200	45 μοίρες	Ναι

Δυνατότητες μετατόπισης στηρίξεων (Πίνακας 501)

Κόμβος	Τύπος	D _x	D _y	D _z	Φ _x	Φ _y	Φ _z
1 - 4	Οριζόντια στήριξη	Σταθερή	Ελεύθερη	Σταθερή	Ελεύθερη	Ελεύθερη	Ελεύθερη

Συνδεσμολογία δοκών (Πίνακας 703)

Όνομα	Κόμβος αρχής	Κόμβος τέλους	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... - Y	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... - Y	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... - Z	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... - Z	Πλάκα δεξιά (όνομα - πλευρά)	Πλάκα αριστερά (όνομα - πλευρά)	*v[X] αρχής [m]	*v[Z] αρχής [m]	*v[X] τέλους [m]	*v[Z] τέλους [m]
1.1	2 (-1)	1	2 (-1)	1 (-1)	2 (-1)	1 (-1)			-0.21	6.72	2.00	3.79
2.1	3 (-1)	4	3 (-1)	4 (-1)	3 (-1)	4 (-1)			5.08	9.30	6.58	7.34
3.1	1 (-1)	4	1 (-1)	4 (-1)	1 (-1)	4 (-1)			2.10	3.78	6.56	7.23
4.1	2 (-1)	3	2 (-1)	3 (-1)	2 (-1)	3 (-1)			-0.19	6.82	4.97	9.33

Στοιχεία δοκών (Πίνακας 705)

Όνομα	Είδος μέλους	Διατομή	Κόμβος αρχής	Κόμβος τέλους	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Υλικό[/]	Αρθρ. Αρχ.	Αρθρ. Τέλ.
1.1 50/50	Πεδιλοδοκός	Ορθογωνική	2 (-1)	1	0.00	Ω.Σ.	Όχι	Όχι

Στοιχεία δοκών (Πίνακας 705)

Όνομα	Είδος μέλους	Διατομή	Κόμβος αρχής	Κόμβος τέλους	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Υλικό[/]	Αρθρ. Αρχ.	Αρθρ. Τέλ.
2.1 50/50	Πεδιλοδοκός	Ορθογωνική	3 (-1)	4	0.00	Ω.Σ.	Όχι	Όχι
3.1 50/50	Πεδιλοδοκός	Ορθογωνική	1 (-1)	4	0.00	Ω.Σ.	Όχι	Όχι
4.1 50/50	Πεδιλοδοκός	Ορθογωνική	2 (-1)	3	0.00	Ω.Σ.	Όχι	Όχι

Δράσεις μονίμων φορτίων δοκών (Πίνακας 802)

Όνομα δοκού	Gx [kN/m]	Gy [kN/m]	Gz [kN/m]	Gy πλακών [kN/m]
1.1 - 4.1	0.00	-14.00	0.00	0.00

Δράσεις κινητών φορτίων δοκών (Πίνακας 803)

Όνομα δοκού	Qx [kN/m]	Qy [kN/m]	Qz [kN/m]	Qy πλακών [kN/m]
1.1 - 4.1	0.00	-2.00	0.00	0.00

Δεδομένα: Όροφος 0

Διαστάσεις χαλύβδινων διατομών υποστυλωμάτων (Πίνακας 201.4)

Όνομα	Κατηγορία διατομής	Όνομα Διατομής	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	b [mm]	h [mm]	tw [mm]	tf [mm]
1 - 2	SHS	SHS150X10	323.03	150.00	150.00	10.00	10.00
3	SHS	SHS150X10	52.72	150.00	150.00	10.00	10.00
4	SHS	SHS150X10	322.72	150.00	150.00	10.00	10.00

Αδρανειακά στοιχεία χαλύβδινων υποστυλωμάτων (Πίνακας 202.4.1)

Όνομα	A1 [cm²]	A2 [cm²]	A3 [cm²]	I1 [cm^4]	I2 [cm^4]	I3 [cm^4]	Γωνία β [°]	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Αιβ [m²]	Αυτόματος υπολογισμός
1 - 2	54.90	23.70	23.70	2.832e+3	1.773e+3	1.773e+3	323.03	323.03	0.01	Ναι
3	54.90	23.70	23.70	2.832e+3	1.773e+3	1.773e+3	52.72	52.72	0.01	Ναι
4	54.90	23.70	23.70	2.832e+3	1.773e+3	1.773e+3	322.72	322.72	0.01	Ναι

Στοιχεία αντοχής χαλύβδινων διατομών υποστυλωμάτων (Πίνακας 202.4.2)

Όνομα	W2 [cm³]	Wpl2 [cm³]	i2 [cm]	W3 [cm³]	Wpl3 [cm³]	i3 [cm]
1 - 4	236.00	286.00	5.68	236.00	286.00	5.68

Σταθερές υλικών υποστυλωμάτων (Πίνακας 203.4)

Όνομα	E [kN/m²]	G [kN/m²]	α [/°]	ε [kN/m³]	ρ [tn/m³]	*Τύπος Υλικού	*Ποιότητα δομικού χάλυβα
1 - 4	2.1e+008	8.1e+007	1.200E-5	78.50	7.85	Δομικός Χάλυβας	S 235

Θέση - χαρακτηριστικά (Πίνακας 205.2)

Όνομα	X [m]	Y [m]	Z [m]	Ομάδα δ διαφράγματος	Ικανοτικός κόμβων	Συντ. ικανοτικής μεγέθυνσης κόμβου	Περιορισμός (acd) από q	Με διαστασιολόγηση	Με εκτύπωση
1	2.041	3.500	3.733	1	Αυτόματο	1.400	Χωρίς περιορισμό	Ναι	Ναι
2	-0.254	3.500	6.782	1	Αυτόματο	1.400	Χωρίς περιορισμό	Ναι	Ναι
3	5.035	3.500	9.361	1	Αυτόματο	1.400	Χωρίς περιορισμό	Ναι	Ναι
4	6.621	3.500	7.277	1	Αυτόματο	1.400	Χωρίς περιορισμό	Ναι	Ναι

Άκαμπτες απολήξεις υποστυλωμάτων (Πίνακας 206)

Όνομα	δX κάτω [m]	δY κάτω [m]	δZ κάτω [m]	Συντελεστής zj	δX άνω [m]	δY άνω [m]	δZ άνω [m]	Συντελεστής zi	Αυτόματος υπολογισμός
1 - 4	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	Ναι

Σκυρόδεμα (Πίνακας 208)

Όνομα	Αυξημένες απαιτήσεις πλασσιμότητας	Κοντό υποστύλωμα	Εξασφάλιση κοντού υποστ/τος	Κάτω άκαμπτο τμήμα Ht [m]	Ικανοτικός διάτμησης	Διάτμηση γRd άνω	Διάτμηση γRd κάτω	Περίσφιγξη
1 - 4	Ναι	Αυτόματο	Με προσαύ...	0.00	Αυτόματο	1.400	1.400	Αυτόματο

Διαστάσεις χαλύβδινων διατομών δοκών (Πίνακας 401.4)

Όνομα	Είδος μέλους	Όνομα Διατομής	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	b [mm]	h [mm]	tw [mm]	tf [mm]	beff [mm]	beff1 [mm]	hn [mm]
1.1	Γενικό μέλος (μεταλλικό)	RHS180X100X8	0.00	100.00	180.00	8.00	8.00	400.00	0.00	160.00
2.1	Γενικό μέλος (μεταλλικό)	RHS180X100X8	0.00	100.00	180.00	8.00	8.00	300.00	200.00	160.00
3.1	Γενικό μέλος (μεταλλικό)	RHS180X100X8	0.00	100.00	180.00	8.00	8.00	600.00	0.00	160.00
4.1	Γενικό μέλος (μεταλλικό)	RHS180X100X8	0.00	100.00	180.00	8.00	8.00	600.00	500.00	160.00

Αδρανειακά στοιχεία χαλύβδινων διατομών δοκών (Πίνακας 402.4.1)

Όνομα	Ax(1) [cm²]	Ay(2) [cm²]	Az(3) [cm²]	Ix(1) [cm^4]	Iy(2) [cm^4]	Iz(3) [cm^4]	Γωνία β [°]	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Aιβ [m²]	Αυτόματος υπολογισμός
1.1 - 4.1	41.60	25.23	10.35	1.560e+3	6.710e+2	1.713e+3	0.00	0.00	0.00	Nai

Στοιχεία αντοχής χαλύβδινων διατομών δοκών (Πίνακας 402.4.2)

Όνομα	Wy(2) [cm³]	Wply(2) [cm³]	iy(2) [cm]	Wz(3) [cm³]	Wplz(3) [cm³]	iz(3) [cm]
1.1 - 4.1	134.00	157.00	4.02	190.00	239.00	6.42

Σταθερές υλικών δοκών (Πίνακας 403.4)

Όνομα	E [kN/m²]	G [kN/m²]	α [/°]	ε [kN/m³]	ρ [tn/m³]	*Τύπος Υλικού	*Ποιότητα δομικού χάλυβα
1.1 - 4.1	2.1e+008	8.1e+007	1.200E-5	78.50	7.85	Δομικός Χάλυβας	S 235

Στατικά-γενικά δοκών (Πίνακας 405)

Όνομα	Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας	Με διαστασιολόγηση	Με Εκτύπωση	*Δεσμική μπετόν	*Δεσμική χάλυβα	Πρόβολος
1.1 - 4.1	Nai	Nai	Nai	Όχι	Όχι	Αυτόματο

Σκυρόδεμα (Πίνακας 408)

Όνομα	Ενισχυμένη ζώνη	Ροπή ανοίγματος με την ροπή μονοπάκτου	Βελτιστοποίηση οπλισμού στηρίξεων	Διάτμ. γRd αρχής	Διάτμ. γRd τέλους	Δισδιαγώνιος οπλισμός	Εφαρμογή κανόνων αγκύρωσης
1.1 - 4.1	Όχι	Όχι	Nai	1.200	1.200	45 μοίρες	Nai

Συνδεσμολογία υποστυλωμάτων (Πίνακας 702)

Όνομα	Κόμβος τέλους	Κόμβος αρχής	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... Y	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... Y	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... Z	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... Z
1	1	1 (-1)	1 (-1)	1 (0)	1 (-1)	1 (0)
2	2	2 (-1)	2 (-1)	2 (0)	2 (-1)	2 (0)
3	3	3 (-1)	3 (-1)	3 (0)	3 (-1)	3 (0)
4	4	4 (-1)	4 (-1)	4 (0)	4 (-1)	4 (0)

Συνδεσμολογία δοκών (Πίνακας 703)

Όνομα	Κόμβος αρχής	Κόμβος τέλους	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... - Y	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... - Y	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... - Z	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... - Z	Πλάκα δεξιά (όνομα - πλευρά)	Πλάκα αριστερά (όνομα - πλευρά)	*v[X] αρχής [m]	*v[Z] αρχής [m]	*v[X] τέλους [m]	*v[Z] τέλους [m]
1.1	2 (0)	1	2 (0)	1 (0)	2 (0)	1 (0)	1-1		-0.21	6.72	2.00	3.79
2.1	3 (0)	4	3 (0)	4 (0)	3 (0)	4 (0)		1-2	5.08	9.30	6.58	7.34
3.1	1 (0)	4	1 (0)	4 (0)	1 (0)	4 (0)	1-3		2.10	3.78	6.56	7.23
4.1	2 (0)	3	2 (0)	3 (0)	2 (0)	3 (0)		1-4	-0.19	6.82	4.97	9.33

Στοιχεία υποστυλωμάτων (Πίνακας 704)

Όνομα	Διατομή	X [m]	Y [m]	Z [m]	Κόμβος άνω	Κόμβος κάτω	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Υλικό[/]	Αθρ. Αρχ.	Αθρ. Τέλ.	Ομάδα δ
1	SHS150X10	2.041	3.500	3.733	1	1 (-1)	323.03	Δ.Χ.	Όχι	Όχι	1
2	SHS150X10	-0.254	3.500	6.782	2	2 (-1)	323.03	Δ.Χ.	Όχι	Όχι	1
3	SHS150X10	5.035	3.500	9.361	3	3 (-1)	52.72	Δ.Χ.	Όχι	Όχι	1
4	SHS150X10	6.621	3.500	7.277	4	4 (-1)	322.72	Δ.Χ.	Όχι	Όχι	1

Στοιχεία δοκών (Πίνακας 705)

Όνομα	Είδος μέλους	Διατομή	Κόμβος αρχής	Κόμβος τέλους	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Υλικό[/]	Αθρ. Αρχ.	Αθρ. Τέλ.
1.1	RHS180X100X8	Γενικό μέλος (μεταλλικό)	-	2 (0)	1	0.00	Δ.Χ.	Όχι
2.1	RHS180X100X8	Γενικό μέλος (μεταλλικό)	-	3 (0)	4	0.00	Δ.Χ.	Όχι
3.1	RHS180X100X8	Γενικό μέλος (μεταλλικό)	-	1 (0)	4	0.00	Δ.Χ.	Όχι
4.1	RHS180X100X8	Γενικό μέλος (μεταλλικό)	-	2 (0)	3	0.00	Δ.Χ.	Όχι

Δράσεις μονίμων φορτίων δοκών (Πίνακας 802)

Όνομα δοκού	Gx [kN/m]	Gy [kN/m]	Gz [kN/m]	Gy πλακών [kN/m]
1.1 - 2.1	0.00	0.00	0.00	-5.05
3.1 - 4.1	0.00	0.00	0.00	-7.26

Δράσεις κινητών φορτίων δοκών (Πίνακας 803)

Όνομα δοκού	Qx [kN/m]	Qy [kN/m]	Qz [kN/m]	Qy πλακών [kN/m]
1.1 - 2.1	0.00	0.00	0.00	-3.37
3.1 - 4.1	0.00	0.00	0.00	-4.84

Δεδομένα: Λοιπών φορτίσεων

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

A/A	Όνομα	Συντομογραφία
Φ1	Μόνιμα φορτία	G
Φ2	Κινητά φορτία	Q

Συνδυασμοί φορτίσεων κτιρίου

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.1)

A/A	Όνομα	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.00 * G + 1.00 * Q	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.2)

A/A	Όνομα	Περιγραφή συνδυασμού
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	1.35*G + 1.50*Q
ΣΦ2	1.00 * G + 1.00 * Q	1.00*G + 1.00*Q

FESPA Dynamic for Windows
Finite Element SPace Analysis
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ
Χ Ω Ρ Ι Κ Ω Ν Φ Ο Ρ Ε Ω Ν
Μελέτη και κατασκευή προγράμματος από την LH Λογισμική
Στουρνάρη 23 Αθήνα ΤΚ. 10682

Δεδομένα φορέα (M= 0)

Συνολικός αριθμός κόμβων φορέα	=	8
Μέγιστος αρ. βαθμ. ελευθ. ανά κόμβο	=	6
Διαστάσεις του προβλήματος	=	3
Χώρος εργασίας σε πραγματικούς αριθμούς	=	32000000

Στηρίξεις (M= 0)

Αριθμός εξισώσεων προς επίλυση	=	40
Αριθμός δεδομένων μετατοπίσεων	=	0
Αριθμός μηδενικών βαθμών ελευθερίας	=	8
Συνολικός αριθμός προκαθορισμένων βαθμών ελευθερίας	=	8

Στοιχεία επιπέδων

Αριθμός επιπέδων	=	1
------------------	---	---

Δεδομένα ιδιοτήτων μελών (M= 0)

Αριθμός ειδών	=	8
Αριθμός ιδιοτήτων ανά είδος	=	20

Κατασκευή γενικού μητρώου και επίλυση (M= 0)

Μητρώο επίλυσης στατικών φορτίσεων	=	1
Δείκτης υπολογισμού αντιδράσεων	=	600
Μήκος ενός block στην κεντρική μνήμη	=	1
Μέγιστος αριθμός blocks	=	1

Έλεγχοι αντιστροφής μητρώου

Μέγιστο κατά απόλυτη τιμή στοιχείο διαγωνίου	=	0.14976E+10
Ελάχιστο κατά απόλυτη τιμή στοιχείο διαγωνίου	=	0.28801E+04
Λόγος (Max/Min)	=	0.52000E+06
Μέγιστος αρ. απωλεσθέντων ψηφίων	=	5 (4.6007)

Ανάλυση φασματικής αποκρίσεως (M= 0)

Δεδομένα φάσματος τύπου	=	1
Φάσμα Ελληνικού αντισεισμικού κανονισμού Rd(T) (EAK 2003)	=	
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z	=	II
Επιτάχυνση εδάφους A	=	0.24g
Κατηγορία σπουδαιότητας	=	Σ3
Συντελεστής σπουδαιότητας γ1	=	1.15
Κατηγορία εδάφους	=	B
Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος T1	=	0.15
Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος T2	=	0.60
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ζ%	=	2.00
Συντελεστές οριζ. σεισμ. συμπεριφοράς qx	=	4.00
Συντελεστές οριζ. σεισμ. συμπεριφοράς qz	=	4.00
Συντελεστής κατακ. σεισμ. συμπεριφοράς qv	=	1.75
Συντελεστής θεμελίωσης θ	=	1.00
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης β0	=	2.50
Πολλαπλασιαστικός συντελεστής φάσματος λ	=	1.00

Ανάλυση δυναμικών χαρακτηριστικών (EAK) (M= 0)

Εύρεση ιδιοτιμών φορέα: (Subspace iteration)

Αριθμός ζητούμενων ιδιοτιμών	=	4
Μέγιστος επιτρεπόμενος αριθμός επαναλήψεων	=	24
Ακρίβεια συγκλίσεως ιδιοτιμών	=	0.10000E-03
Μετάθεση ιδιοτιμών (shift)	=	0.10000E-02
Διάσταση υποχώρου	=	0
Δείκτης διαγωνίου μητρώου μάζας	=	0
Μέγιστος επιτρεπόμενος αριθμός επαναλ. υποχώρου	=	36
Ακρίβεια συγκλίσεως υποχώρου	=	0.10000E-13
Δείκτης αυτοματισμού αναζήτησης 90% της μάζας	=	Ναι
Δείκτης πολλαπλασιασμού μεγεθών με M/ΣMi	=	Ναι
Δείκτης υπολογισμού πόλων ιδιομορφών	=	Ναι

Μετάθεση κέντρου μάζας.

Επίπεδο	Υψόμετρο [m]	Φορέας	Μετάθεση μάζας κατά	Αρχικό X [m]	Αρχικό Z [m]	Νέο X [m]	Νέο Z [m]
---------	--------------	--------	---------------------	--------------	--------------	-----------	-----------

Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	24.091	0.000	74.589	24.091	0.000	74.589
2	73.020	0.000	20.382	97.111	0.000	94.972
3	2.889	0.000	5.028	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	24.091	0.000	74.589	24.091	0.000	74.589
2	73.020	0.000	20.382	97.111	0.000	94.972
3	2.889	0.000	5.028	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	24.091	0.000	74.589	24.091	0.000	74.589
2	73.020	0.000	20.382	97.111	0.000	94.972
3	2.889	0.000	5.028	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	24.091	0.000	74.589	24.091	0.000	74.589
2	73.020	0.000	20.382	97.111	0.000	94.972
3	2.889	0.000	5.028	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις (M= 0)

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
1	0.5472	2.23860	0.228	2.23860	0.228
2	0.5237	2.23860	0.228	2.23860	0.228
3	0.4826	2.23860	0.228	2.23860	0.228
4	0.0598	2.52055	0.257	2.52055	0.257

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
1	0.5472	2.23860	0.228	2.23860	0.228
2	0.5237	2.23860	0.228	2.23860	0.228
3	0.4826	2.23860	0.228	2.23860	0.228
4	0.0598	2.52055	0.257	2.52055	0.257

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
1	0.5472	2.23860	0.228	2.23860	0.228
2	0.5237	2.23860	0.228	2.23860	0.228
3	0.4826	2.23860	0.228	2.23860	0.228
4	0.0598	2.52055	0.257	2.52055	0.257

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
1	0.5472	2.23860	0.228	2.23860	0.228
2	0.5237	2.23860	0.228	2.23860	0.228

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	-	Οριζόντια Συνιστώσα 90	-
-	-	Συνιστώσα 0	-	Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec2]	[Ποσοστό g]	[m/sec2]	[Ποσοστό g]
3	0.4826	2.23860	0.228	2.23860	0.228
4	0.0598	2.52055	0.257	2.52055	0.257

Συντεταγμένες πόλου στροφής σημαντικών ιδιομορφών

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Επίπεδο	Υψόμετρο	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X	Συντεταγμένη Y	Συντεταγμένη Z
-	[m]	-	[m]	[m]	[m]
1	3.50	2	0.910E+01	0.350E+01	0.178E+02
1	3.50	1	0.283E+02	0.350E+01	-0.756E+01

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Επίπεδο	Υψόμετρο	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X	Συντεταγμένη Y	Συντεταγμένη Z
-	[m]	-	[m]	[m]	[m]
1	3.50	2	0.910E+01	0.350E+01	0.178E+02
1	3.50	1	0.283E+02	0.350E+01	-0.756E+01

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Επίπεδο	Υψόμετρο	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X	Συντεταγμένη Y	Συντεταγμένη Z
-	[m]	-	[m]	[m]	[m]
1	3.50	2	0.910E+01	0.350E+01	0.178E+02
1	3.50	1	0.283E+02	0.350E+01	-0.756E+01

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Επίπεδο	Υψόμετρο	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X	Συντεταγμένη Y	Συντεταγμένη Z
-	[m]	-	[m]	[m]	[m]
1	3.50	2	0.910E+01	0.350E+01	0.178E+02
1	3.50	1	0.283E+02	0.350E+01	-0.756E+01

Βάρος Κτιρίου

Επίπεδο	Υψος ορόφου	Συνολικό βάρος
-	[m]	[kN]
1	3.50	0.168E+03

Φαινόμενα 2ας τάξης

Τα Θ, Σδmax υπολογίζονται με q= 1.0, (Δ = Δελ * 4.00)
Το δ/h υπολογίζεται με q/2.5= 1.60)

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.154E-01	0.366E+02	0.2177	0.238E+04	0.081	1.00	0.0077	6.78

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.160E-01	0.364E+02	0.2163	0.227E+04	0.085	1.00	0.0085	7.46

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.154E-01	0.366E+02	0.2177	0.238E+04	0.081	1.00	0.0077	6.78

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.160E-01	0.364E+02	0.2163	0.227E+04	0.085	1.00	0.0085	7.46

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ) [/]	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.154E-01	0.366E+02	0.2177	0.238E+04	0.081	1.00	0.0077	6.78

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ) [/]	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.160E-01	0.364E+02	0.2163	0.227E+04	0.085	1.00	0.0085	7.46

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ) [/]	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.154E-01	0.366E+02	0.2177	0.238E+04	0.081	1.00	0.0077	6.78

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ) [/]	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.160E-01	0.364E+02	0.2163	0.227E+04	0.085	1.00	0.0085	7.46

Υπολογισμός ελαστικού πλασματικού άξονα (M= 0)

Αριθμός διαφραγμάτων = 1
Διάφραγμα που καθορίζει τον πλασματικό άξονα = Στο 80% του ύψους.

Συντεταγμένες πόλου στροφής

Συντεταγμένη X [m]	Συντεταγμένη Y [m]	Συντεταγμένη Z [m]
0.339E+01	0.350E+01	0.679E+01

Γωνία κύριου συστήματος α= -32.743 μοίρες

Ακτίνες δυστρεψίας και αδράνειας και στατικές εκκεντρότητες.

Ομάδα [/]	ρmI [m]	ρmII [m]	r [m]	eoI [m]	eoII [m]
1	0.375E+01	0.358E+01	0.197E+01	-0.943E-01	-0.150E+00

Χωρικές επαλληλίες (M= 0)

Μέθοδος ανάλυσης = Δυναμική
Μέθοδος εύρεσης μεγεθών διαστασιολόγησης = Ταυτόχρονες τιμές

Πιθανοτικός προσδιορισμός συνδυασμού εντατικών μεγεθών
Μέθοδος: Ταυτόχρονων τιμών των μεγεθών. (A.Gupta)

Μετατόπιση μαζών κατά +X.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Μετατόπιση μαζών κατά +Z.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Μετατόπιση μαζών κατά -X.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Μετατόπιση μαζών κατά -Z.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Αντισεισμικός αρμός. Μέγιστα για τους 4 φορείς.

Αντισεισμικός αρμός.

Επίπ. [/]	Θήτα [/]	δ/h [/]	Σδmax(X) [cm]	Σδmax(Z) [cm]
1	0.085	0.0085	6.78	7.46

Τέλος επιλύσεων

Χρησιμοποιήθηκαν 42172 πραγματικοί αριθμοί από τους 32000000 διαθέσιμους

Υπολογισμός δοκών ορόφου -1

Δοκός 1, Άνοιγμα 1, Όροφος -1

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 2	Τέλος: 1	Μέλος: 5	ΣΠΕΜ = 1,00	
Διατομή	Ορθογωνική		Πεδιλοδοκός	Ακαμπτες απολήξεις	
Διαστάσεις	50/50/5,7 [cm]		Μήκος L=3,67m	Bl=0,07m	Br=0,08m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C	

Φέρουσα ικανότητα - Αντίσταση ολισθησης

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	161,5	0,00	0,00	0,0	763,1		488,1	
ΣΣ:+x	1,35	21,1	0,26	0,00	3,2	523,7		431,9	
ΣΣ:+x	1,35	79,6	0,02	0,00	11,9	601,7		455,3	
ΣΣ:+x	1,35	52,2	0,13	0,00	7,8	565,7		444,3	
ΣΣ:+x	1,35	48,5	0,14	0,00	7,3	562,6		442,8	
ΣΣ:+x	1,35	21,1	0,08	0,00	3,2	584,0		431,9	
ΣΣ:+x	1,35	79,6	0,07	0,00	11,9	585,7		455,3	
ΣΣ:+z	1,35	21,1	0,26	0,00	3,2	523,7		431,9	
ΣΣ:+z	1,35	79,6	0,02	0,00	11,9	601,7		455,3	
ΣΣ:+z	1,35	52,2	0,13	0,00	7,8	565,7		444,3	
ΣΣ:+z	1,35	48,5	0,14	0,00	7,3	562,6		442,8	
ΣΣ:+z	1,35	21,1	0,08	0,00	3,2	584,0		431,9	
ΣΣ:+z	1,35	79,6	0,07	0,00	11,9	585,7		455,3	
ΣΣ:-x	1,35	21,1	0,26	0,00	3,2	523,7		431,9	
ΣΣ:-x	1,35	79,6	0,02	0,00	11,9	601,7		455,3	
ΣΣ:-x	1,35	52,2	0,13	0,00	7,8	565,7		444,3	
ΣΣ:-x	1,35	48,5	0,14	0,00	7,3	562,6		442,8	
ΣΣ:-x	1,35	21,1	0,08	0,00	3,2	584,0		431,9	
ΣΣ:-x	1,35	79,6	0,07	0,00	11,9	585,7		455,3	
ΣΣ:-z	1,35	21,1	0,26	0,00	3,2	523,7		431,9	
ΣΣ:-z	1,35	79,6	0,02	0,00	11,9	601,7		455,3	
ΣΣ:-z	1,35	52,2	0,13	0,00	7,8	565,7		444,3	
ΣΣ:-z	1,35	48,5	0,14	0,00	7,3	562,6		442,8	
ΣΣ:-z	1,35	21,1	0,08	0,00	3,2	584,0		431,9	
ΣΣ:-z	1,35	79,6	0,07	0,00	11,9	585,7		455,3	

Μέγιστα αντοχής εδάφους

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	161,5	0,00	0,00	0,0	763,1		488,1	
ΣΣ:-z	1,35	79,6	0,07	0,00	11,9	585,7		455,3	
ΣΣ:-z	1,35	79,6	0,07	0,00	11,9	585,7		455,3	

Εντατικά μεγέθη πεδιλοδοκού

Φόρτ [/]	Αρχή M [kNm]	[2] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[1] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	σ.εδ [kPa]	Εδαφος minσ.εδ [kPa]	maxσ.εδ [kPa]	
Φ 1	-1,41	-18,46	-0,52	18,93	0,00	-0,11	-17,67	65,4	64,7	65,6	
Φ 2	-0,90	-11,23	-0,34	11,53	0,00	-0,07	-10,78	19,2	18,8	19,3	
ΣΦ 1	-3,26	-41,77	-1,22	42,85	0,00	-0,25	-40,03	84,5	83,5	85,0	
ΣΣ:+x	30,42	-9,31	29,63	39,18	0,00	-1,93	-38,08	73,0	45,3	102,5	
ΣΣ:+x	-34,27	-40,42	-31,07	11,82	0,00	-1,93	-38,58	77,4	47,9	105,0	
ΣΣ:+z	30,42	-9,31	29,63	39,18	0,00	-1,93	-38,08	73,0	45,3	102,5	
ΣΣ:+z	-34,27	-40,42	-31,07	11,82	0,00	-1,93	-38,58	77,4	47,9	105,0	
ΣΣ:-x	30,42	-9,31	29,63	39,18	0,00	-1,93	-38,08	73,0	45,3	102,5	
ΣΣ:-x	-34,27	-40,42	-31,07	11,82	0,00	-1,93	-38,58	77,4	47,9	105,0	
ΣΣ:-z	30,42	-9,31	29,63	39,18	0,00	-1,93	-38,08	73,0	45,3	102,5	
ΣΣ:-z	-34,27	-40,42	-31,07	11,82	0,00	-1,93	-38,58	77,4	47,9	105,0	
ΣΦ 2	-2,31	-29,69	-0,86	30,46	0,00	-0,18	-28,45	84,5	83,5	85,0	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	2	0,07	-38,58	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	
ΣΣ:+x	2	0,07	31,11	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	
ΣΦ 1	0	1,91	-40,03	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	
ΣΣ:+x	0	0,76	-38,08	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	
ΣΣ:+x	1	0,08	-32,21	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	
ΣΣ:+x	1	0,08	-32,21	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm²]	Al [cm²]	
ΣΣ:+x	2	0,07	62,98	-0,31	1,93	797,40	0,52	59,50	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/19	0,00	0,00	
ΣΣ:+x	1	0,08	57,27	-0,22	1,93	797,40	0,52	55,24	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/19	0,00	0,00	

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/e]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοιγμα		9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/19	ΣΣ:+x						
Κόμβος	2	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ:+x						
Κόμβος	1	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ:+x						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ1

Θέση		Κάτω σε μήκος				Σπάνε στις θέσεις				Ανω σε μήκος		Πρ.λοξά θέσεις	
Ανοι	1	5Φ16								5Φ16			
Συνδετήρες :		2τμ.ΣΦ10/19				Πύκνωση		Αρχή:	1,08μ - 2τμ.ΣΦ10/16		Τέλος:	1,08μ - 2τμ.ΣΦ10/16	
Οπλισμός πέλματος πεδιλοδοκού: 0,00cm ²								Ράβδοι οπλισμού πέλματος: Φ0/0,0					

(2) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωσης D=20Φ L1=0,28)
(1) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωσης D=20Φ L1=0,28)

Δοκός 2, Άνοιγμα 1, Όροφος -1

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 3	Τέλος: 4	Μέλος: 6	ΣΠΕΜ = 1,00
Διατομή	Ορθογωνική		Πεδιλοδοκός	Ακαμπτες απολήξεις
Διαστάσεις	50/50/5,7 [cm]		Μήκος L=2,47m	Bl=0,07m Br=0,07m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C

Φέρουσα ικανότητα - Αντίσταση ολισθησης

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	110,7	0,01	0,00	0,0	521,3		337,6	
ΣΣ:+x	1,35	15,6	0,23	0,00	2,3	344,2		299,6	
ΣΣ:+x	1,35	66,6	0,02	0,00	10,0	411,7		320,0	
ΣΣ:+x	1,35	39,3	0,06	0,00	5,9	397,7		309,1	
ΣΣ:+x	1,35	42,9	0,08	0,00	6,4	392,5		310,6	
ΣΣ:+x	1,35	15,6	0,13	0,00	2,3	374,7		299,6	
ΣΣ:+x	1,35	66,6	0,04	0,00	10,0	404,6		320,0	
ΣΣ:+z	1,35	15,6	0,23	0,00	2,3	344,2		299,6	
ΣΣ:+z	1,35	66,6	0,02	0,00	10,0	411,7		320,0	
ΣΣ:+z	1,35	39,3	0,06	0,00	5,9	397,7		309,1	
ΣΣ:+z	1,35	42,9	0,08	0,00	6,4	392,5		310,6	
ΣΣ:+z	1,35	15,6	0,13	0,00	2,3	374,7		299,6	
ΣΣ:+z	1,35	66,6	0,04	0,00	10,0	404,6		320,0	
ΣΣ:-x	1,35	15,6	0,23	0,00	2,3	344,2		299,6	
ΣΣ:-x	1,35	66,6	0,02	0,00	10,0	411,7		320,0	
ΣΣ:-x	1,35	39,3	0,06	0,00	5,9	397,7		309,1	
ΣΣ:-x	1,35	42,9	0,08	0,00	6,4	392,5		310,6	
ΣΣ:-x	1,35	15,6	0,13	0,00	2,3	374,7		299,6	
ΣΣ:-x	1,35	66,6	0,04	0,00	10,0	404,6		320,0	
ΣΣ:-z	1,35	15,6	0,23	0,00	2,3	344,2		299,6	
ΣΣ:-z	1,35	66,6	0,02	0,00	10,0	411,7		320,0	
ΣΣ:-z	1,35	39,3	0,06	0,00	5,9	397,7		309,1	
ΣΣ:-z	1,35	42,9	0,08	0,00	6,4	392,5		310,6	
ΣΣ:-z	1,35	15,6	0,13	0,00	2,3	374,7		299,6	
ΣΣ:-z	1,35	66,6	0,04	0,00	10,0	404,6		320,0	

Μέγιστα αντοχής εδάφους

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	110,7	0,01	0,00	0,0	521,3		337,6	
ΣΣ:-z	1,35	66,6	0,04	0,00	10,0	404,6		320,0	
ΣΣ:-z	1,35	66,6	0,04	0,00	10,0	404,6		320,0	

Εντατικά μεγέθη πεδιλοδοκού

Φόρτ [/]	Αρχή M [kNm]	[3] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[4] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	σ.εδ [kPa]	Εδαφος minσ.εδ [kPa]	maxσ.εδ [kPa]	
Φ 1	-0,14	-15,80	-1,17	14,76	0,00	-0,28	-10,51	65,4	64,5	65,9	
Φ 2	-0,10	-9,60	-0,74	8,95	0,00	-0,17	-6,40	19,1	18,6	19,5	
ΣΦ 1	-0,34	-35,74	-2,69	33,34	0,00	-0,63	-23,79	84,4	83,1	85,4	
ΣΣ:+x	17,57	-9,42	16,93	33,52	0,00	-4,94	-20,11	72,8	44,9	103,1	
ΣΣ:+x	-17,97	-33,13	-20,11	6,20	0,00	-4,94	-23,06	77,5	45,5	107,0	
ΣΣ:+z	17,57	-9,42	16,93	33,52	0,00	-4,94	-20,11	72,8	44,9	103,1	

Εντατικά μεγέθη πεδιλοδοκού

Φόρτ [/]	Αρχή M [kNm]	[3] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[4] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	σ.εδ [kPa]	Εδαφος minσ.εδ [kPa]	maxσ.εδ [kPa]	
ΣΣ:+z	-17,97	-33,13	-20,11	6,20	0,00	-4,94	-23,06	77,5	45,5	107,0	
ΣΣ:-x	17,57	-9,42	16,93	33,52	0,00	-4,94	-20,11	72,8	44,9	103,1	
ΣΣ:-x	-17,97	-33,13	-20,11	6,20	0,00	-4,94	-23,06	77,5	45,5	107,0	
ΣΣ:-z	17,57	-9,42	16,93	33,52	0,00	-4,94	-20,11	72,8	44,9	103,1	
ΣΣ:-z	-17,97	-33,13	-20,11	6,20	0,00	-4,94	-23,06	77,5	45,5	107,0	
ΣΦ 2	-0,24	-25,41	-1,91	23,70	0,00	-0,45	-16,91	84,4	83,1	85,4	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	χ [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	3	0,07	-19,00	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	3	0,07	15,50	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΦ 1	0	1,31	-23,79	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	0	2,62	-20,11	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	4	0,07	-7,85	0,00	9,95	9,95	0,796	0,01	2	
ΣΣ:+x	4	0,07	-7,85	0,00	9,95	9,95	0,796	0,01	2	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm²]	Al [cm²]	
ΣΣ:+x	3	0,07	49,16	-0,25	4,94	797,40	0,52	46,90	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/19	0,00	0,00	
ΣΣ:+x	4	0,07	54,20	-0,36	4,94	797,40	0,52	49,89	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/19	0,00	0,00	

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/e]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοιγμα		9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/19	ΣΣ:+x						
Κόμβος	3	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ:+x						
Κόμβος	4	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ:+x						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ2

Θέση		Κάτω σε μήκος				Σπάνε στις θέσεις				Ανω σε μήκος		Πρ.Λοξά θέσεις	
Ανοι	1	5Φ16								5Φ16			
Συνδετήρες :		2τμ.ΣΦ10/19				Πύκνωση		Αρχή:	1,23m -2τμ.ΣΦ10/16		Τέλος:	1,23m -2τμ.ΣΦ10/16	
Οπλισμός πέλματος πεδιλοδοκού: 0,00cm ²								Ράβδοι οπλισμού πέλματος: Φ0/0,0					

- (3) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)
(4) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)

Δοκός 3, Άνοιγμα 1, Όροφος -1

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 1	Τέλος: 4	Μέλος: 7	ΣΠΕΜ = 1,00
Διατομή	Ορθογωνική		Πεδιλοδοκός	Ακαμπτες απολήξεις
Διαστάσεις	50/50/5,7 [cm]		Μήκος L=5,64m	Bl=0,08m Br=0,08m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C

Φέρουσα ικανότητα - Αντίσταση ολίσθησης

Φόρτ [/]	aCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	242,8	0,00	0,00	0,0	1157,1		736,6	
ΣΣ:+x	1,35	82,2	0,01	0,00	12,3	919,8		672,3	
ΣΣ:+x	1,35	82,2	0,69	0,00	12,3	702,0		672,3	
ΣΣ:+x	1,35	82,2	0,66	0,00	12,3	713,2		672,3	
ΣΣ:+x	1,35	82,2	0,03	0,00	12,3	914,0		672,3	
ΣΣ:+z	1,35	82,2	0,01	0,00	12,3	919,8		672,3	
ΣΣ:+z	1,35	82,2	0,69	0,00	12,3	702,0		672,3	
ΣΣ:+z	1,35	82,2	0,66	0,00	12,3	713,2		672,3	
ΣΣ:+z	1,35	82,2	0,03	0,00	12,3	914,0		672,3	
ΣΣ:-x	1,35	82,2	0,01	0,00	12,3	919,8		672,3	
ΣΣ:-x	1,35	82,2	0,69	0,00	12,3	702,0		672,3	
ΣΣ:-x	1,35	82,2	0,66	0,00	12,3	713,2		672,3	
ΣΣ:-x	1,35	82,2	0,03	0,00	12,3	914,0		672,3	
ΣΣ:-z	1,35	82,2	0,01	0,00	12,3	919,8		672,3	
ΣΣ:-z	1,35	82,2	0,69	0,00	12,3	702,0		672,3	
ΣΣ:-z	1,35	82,2	0,66	0,00	12,3	713,2		672,3	
ΣΣ:-z	1,35	82,2	0,03	0,00	12,3	914,0		672,3	

Μέγιστα αντοχής εδάφους

Φόρτ [/]	aCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	242,8	0,00	0,00	0,0	1157,1		736,6	
ΣΣ:-z	1,35	82,2	0,03	0,00	12,3	914,0		672,3	
ΣΣ:-z	1,35	82,2	0,03	0,00	12,3	914,0		672,3	

Εντατικά μεγέθη πεδילוδοκού

Φόρτ [/]	Αρχή M [kNm]	[1] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[4] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	σ.εδ [kPa]	Εδαφος minσ.εδ [kPa]	maxσ.εδ [kPa]	
Φ 1	-6,04	-15,18	-5,90	15,16	0,00	0,34	-20,48	64,9	63,3	66,4	
Φ 2	-3,91	-9,14	-3,81	9,10	0,00	0,21	-12,50	18,8	17,9	19,8	
ΣΦ 1	-14,02	-34,21	-13,67	34,12	0,00	0,77	-46,39	83,7	81,2	86,1	
ΣΣ:+x	19,08	0,02	20,02	41,37	0,00	1,31	-45,99	48,2	45,3	51,4	
ΣΣ:+x	-35,61	-40,80	-36,16	-0,67	0,00	1,31	-36,16	100,9	93,4	106,9	
ΣΣ:+z	19,08	0,02	20,02	41,37	0,00	1,31	-45,99	48,2	45,3	51,4	
ΣΣ:+z	-35,61	-40,80	-36,16	-0,67	0,00	1,31	-36,16	100,9	93,4	106,9	
ΣΣ:-x	19,08	0,02	20,02	41,37	0,00	1,31	-45,99	48,2	45,3	51,4	
ΣΣ:-x	-35,61	-40,80	-36,16	-0,67	0,00	1,31	-36,16	100,9	93,4	106,9	
ΣΣ:-z	19,08	0,02	20,02	41,37	0,00	1,31	-45,99	48,2	45,3	51,4	
ΣΣ:-z	-35,61	-40,80	-36,16	-0,67	0,00	1,31	-36,16	100,9	93,4	106,9	
ΣΦ 2	-9,95	-24,33	-9,71	24,26	0,00	0,55	-32,98	83,7	81,2	86,1	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	1	0,08	-27,36	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	1	0,08	7,96	0,00	9,95	9,95	0,796	0,01	2	
ΣΦ 1	0	2,90	-46,39	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	
ΣΣ:+x	0	5,79	-36,16	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	
ΣΣ:+x	4	0,08	-27,75	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	4	0,08	-27,75	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm²]	Al [cm²]	
ΣΣ:+x	1	0,08	77,46	-0,54	1,31	797,40	0,52	75,83	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/19	0,00	0,00	+
ΣΣ:+x	4	0,08	79,47	-0,55	1,31	797,40	0,52	77,69	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/19	0,00	0,00	+

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/e]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοιγμα	.	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/19	ΣΣ:+x						
Κόμβος	1	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ:+x						
Κόμβος	4	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ:+x						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ3

Θέση		Κάτω σε μήκος				Σπάνε στις θέσεις				Ανω σε μήκος		Πρ.λοξά θέσεις	
Ανοι	1	5Φ16								5Φ16			
Συνδετήρες :			2τμ.ΣΦ10/19			Πύκνωση		Αρχή:	1,45μ - 2τμ.ΣΦ10/16			Τέλος:	1,45μ - 2τμ.ΣΦ10/16
Οπλισμός πέλματος πεδילוδοκού: 0,00cm ²								Ράβδοι οπλισμού πέλματος: Φ0/0,0					

- (1) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)
(4) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)

Δοκός 4, Άνοιγμα 1, Όροφος -1

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 2	Τέλος: 3	Μέλος: 8	ΣΠΕΜ = 1,00
Διατομή	Ορθογωνική		Πεδילוδοκός	Ακαμπτες απολήξεις
Διαστάσεις	50/50/5,7 [cm]		Μήκος L=5,73m	Bl=0,08m Br=0,08m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C

Φέρουσα ικανότητα - Αντίσταση ολισθησης

Φόρτ [/]	aCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	248,8	0,01	0,00	0,0	1172,4		749,2	
ΣΣ:+x	1,35	83,7	0,01	0,00	12,6	933,2		683,2	
ΣΣ:+x	1,35	83,7	0,64	0,00	12,6	734,8		683,2	
ΣΣ:+x	1,35	83,7	0,71	0,00	12,6	710,7		683,2	
ΣΣ:+x	1,35	83,7	0,06	0,00	12,6	917,3		683,2	
ΣΣ:+z	1,35	83,7	0,01	0,00	12,6	933,2		683,2	
ΣΣ:+z	1,35	83,7	0,64	0,00	12,6	734,8		683,2	
ΣΣ:+z	1,35	83,7	0,71	0,00	12,6	710,7		683,2	

Φέρουσα ικανότητα - Αντίσταση ολίσθησης

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΣ:+z	1,35	83,7	0,06	0,00	12,6	917,3		683,2	
ΣΣ:-x	1,35	83,7	0,01	0,00	12,6	933,2		683,2	
ΣΣ:-x	1,35	83,7	0,64	0,00	12,6	734,8		683,2	
ΣΣ:-x	1,35	83,7	0,71	0,00	12,6	710,7		683,2	
ΣΣ:-x	1,35	83,7	0,06	0,00	12,6	917,3		683,2	
ΣΣ:-z	1,35	83,7	0,01	0,00	12,6	933,2		683,2	
ΣΣ:-z	1,35	83,7	0,64	0,00	12,6	734,8		683,2	
ΣΣ:-z	1,35	83,7	0,71	0,00	12,6	710,7		683,2	
ΣΣ:-z	1,35	83,7	0,06	0,00	12,6	917,3		683,2	

Μέγιστα αντοχής εδάφους

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	248,8	0,01	0,00	0,0	1172,4		749,2	
ΣΣ:-z	1,35	83,7	0,06	0,00	12,6	917,3		683,2	
ΣΣ:-z	1,35	83,7	0,06	0,00	12,6	917,3		683,2	

Εντατικά μεγέθη πεδילוδοκού

Φόρτ [/]	Αρχή M [kNm]	[2] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[3] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	σ.εδ [kPa]	Εδαφος minσ.εδ [kPa]	maxσ.εδ [kPa]	
Φ 1	-6,00	-15,20	-5,77	15,74	0,00	0,15	-20,62	65,3	63,5	67,4	
Φ 2	-3,87	-9,16	-3,74	9,47	0,00	0,10	-12,60	19,1	18,0	20,4	
ΣΦ 1	-13,91	-34,27	-13,40	35,45	0,00	0,36	-46,74	84,5	81,5	87,7	
ΣΣ:+x	21,01	1,48	19,23	41,36	0,00	1,19	-47,38	49,1	44,9	52,2	
ΣΣ:+x	-37,43	-42,33	-35,04	0,91	0,00	1,19	-41,08	101,2	93,3	110,0	
ΣΣ:+z	21,01	1,48	19,23	41,36	0,00	1,19	-47,38	49,1	44,9	52,2	
ΣΣ:+z	-37,43	-42,33	-35,04	0,91	0,00	1,19	-41,08	101,2	93,3	110,0	
ΣΣ:-x	21,01	1,48	19,23	41,36	0,00	1,19	-47,38	49,1	44,9	52,2	
ΣΣ:-x	-37,43	-42,33	-35,04	0,91	0,00	1,19	-41,08	101,2	93,3	110,0	
ΣΣ:-z	21,01	1,48	19,23	41,36	0,00	1,19	-47,38	49,1	44,9	52,2	
ΣΣ:-z	-37,43	-42,33	-35,04	0,91	0,00	1,19	-41,08	101,2	93,3	110,0	
ΣΦ 2	-9,88	-24,36	-9,51	25,20	0,00	0,25	-33,22	84,5	81,5	87,7	

Μέγιστα οπλισμών ροών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	2	0,08	-40,24	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	
ΣΣ:+x	2	0,08	20,91	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	0	4,12	-47,38	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	
ΣΣ:+x	0	0,59	-41,08	0,00	9,95	9,95	0,796	0,03	2	
ΣΣ:+x	3	0,08	-26,76	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	3	0,08	-26,76	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm²]	Al [cm²]	
ΣΣ:+x	2	0,08	82,36	-0,57	1,19	797,40	0,52	80,24	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/20	0,00	0,00	+
ΣΣ:+x	3	0,08	77,17	-0,52	1,19	797,40	0,52	75,50	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/20	0,00	0,00	+

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/e]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοιγμα		9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/20	ΣΦ 1						
Κόμβος	2	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΦ 1						
Κόμβος	3	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΦ 1						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ4

Θέση		Κάτω σε μήκος				Σπάνε στις θέσεις				Άνω σε μήκος		Πρ.Λοξά θέσεις	
Ανοι	1	5Φ16								5Φ16			
Συνδετήρες :		2τμ.ΣΦ10/20				Πύκνωση		Αρχή:	1,47μ - 2τμ.ΣΦ10/16		Τέλος:	1,47μ - 2τμ.ΣΦ10/16	
Οπλισμός πέλματος πεδילוδοκού: 0,00cm ²								Ράβδοι οπλισμού πέλματος: Φ0/0,0					

- (2) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)
- (3) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)

Υπολογισμός δοκών ορόφου 0

Δοκός 1, Άνοιγμα 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 2	Τέλος: 1	Μέλος: 9	ΣΠΕΜ = 1,00		
Διατομή	RHS180X100X8		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις		
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος L=3,67	Αρχή	Τέλος	
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: Με Α.Α.Π.			ΟΧΙ	ΟΧΙ	
Συντελεστές	Ky =1,00	Kz = 1,00	a0y =1,00	a0z =1,00	β0y =1,00	β0z =1,00

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[2] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[1] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]	
Φ 1	5,38		0,26	-3,21	9,95	-0,07		-4,41	-10,58	-0,07	-1,41	0,26	5,98	
Φ 2	3,37		0,17	-2,00	6,23	-0,04		-2,76	-6,63	-0,04	-0,88	0,17	3,75	
ΣΦ 1	12,31		0,61	-7,34	22,77	-0,16	-0,01	-10,10	-24,22	-0,16	-3,23	0,61	13,69	
ΣΣ:+x	7,06		0,70	-20,56	21,60	0,10	-0,40	10,44	-22,42	-0,29	-1,50	0,70	7,40	
ΣΣ:+x	7,06			12,13	4,53	-0,29	0,39	-22,03	-5,35	0,10	-2,20	0,39	13,54	
ΣΣ:+z	7,06		0,70	-20,56	21,60	0,10	-0,40	10,44	-22,42	-0,29	-1,50	0,70	7,40	
ΣΣ:+z	7,06			12,13	4,53	-0,29	0,39	-22,03	-5,35	0,10	-2,20	0,39	13,54	
ΣΣ:-x	7,06		0,70	-20,56	21,60	0,10	-0,40	10,44	-22,42	-0,29	-1,50	0,70	7,40	
ΣΣ:-x	7,06			12,13	4,53	-0,29	0,39	-22,03	-5,35	0,10	-2,20	0,39	13,54	
ΣΣ:-z	7,06		0,70	-20,56	21,60	0,10	-0,40	10,44	-22,42	-0,29	-1,50	0,70	7,40	
ΣΣ:-z	7,06			12,13	4,53	-0,29	0,39	-22,03	-5,35	0,10	-2,20	0,39	13,54	
ΣΦ 2	8,75		0,43	-5,21	16,17	-0,12	-0,01	-7,17	-17,20	-0,12	-2,29	0,43	9,73	

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
z	b	0,34	3,67	57,11	93,91	0,608	0,833	2641,44	740,30
y	b	0,34	3,67	91,20	93,91	0,971	0,615	1034,68	546,97

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	Kλ n+my+mz	ΣΚλ n+my+mz
ΣΣ:+x	2	1		0,18		0,01	0,43	0,44	0,45	
ΣΣ:+x	2	1		0,18		0,01	0,43	0,44	0,45	
ΣΣ:+x	2	1		0,18		0,01	0,43	0,44	0,45	

Δοκός 2, Άνοιγμα 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 3	Τέλος: 4	Μέλος: 10	ΣΠΕΜ = 1,00		
Διατομή	RHS180X100X8		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις		
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος L=2,47	Αρχή	Τέλος	
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: Με Α.Α.Π.			ΟΧΙ	ΟΧΙ	
Συντελεστές	Ky =1,00	Kz = 1,00	a0y =1,00	a0z =1,00	β0y =1,00	β0z =1,00

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[3] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[4] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]	
Φ 1	5,38		0,31	-3,12	7,59	-0,17	-0,13	-1,70	-6,50	-0,17	-0,82	0,31	2,20	
Φ 2	3,37		0,20	-1,97	4,76	-0,11	-0,08	-1,07	-4,06	-0,11	-0,52	0,20	1,37	
ΣΦ 1	12,31		0,71	-7,17	17,38	-0,38	-0,29	-3,89	-14,87	-0,38	-1,89	0,71	5,03	
ΣΣ:+x	7,06		0,81	-15,59	18,70	0,10	-0,58	9,18	-17,26	-0,53	-0,69	0,81	7,46	
ΣΣ:+x	7,06			7,37	1,23	-0,53	0,25	-13,64	0,20	0,10	-1,48	0,25	9,18	
ΣΣ:+z	7,06		0,81	-15,59	18,70	0,10	-0,58	9,18	-17,26	-0,53	-0,69	0,81	7,46	
ΣΣ:+z	7,06			7,37	1,23	-0,53	0,25	-13,64	0,20	0,10	-1,48	0,25	9,18	
ΣΣ:-x	7,06		0,81	-15,59	18,70	0,10	-0,58	9,18	-17,26	-0,53	-0,69	0,81	7,46	
ΣΣ:-x	7,06			7,37	1,23	-0,53	0,25	-13,64	0,20	0,10	-1,48	0,25	9,18	
ΣΣ:-z	7,06		0,81	-15,59	18,70	0,10	-0,58	9,18	-17,26	-0,53	-0,69	0,81	7,46	
ΣΣ:-z	7,06			7,37	1,23	-0,53	0,25	-13,64	0,20	0,10	-1,48	0,25	9,18	
ΣΦ 2	8,75		0,50	-5,09	12,34	-0,27	-0,21	-2,76	-10,56	-0,27	-1,34	0,50	3,57	

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
z	b	0,34	2,47	38,46	93,91	0,410	0,922	5822,95	819,64

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
γ	b	0,34	2,47	61,42	93,91	0,654	0,809	2280,91	718,99

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΣ:+x	1	1		0,22			0,31	0,31	0,31	
ΣΣ:+x	1	1		0,22			0,31	0,31	0,31	
ΣΣ:+x	2	1		0,22		0,02	0,27	0,29	0,29	

Δοκός 3, Άνοιγμα 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 1	Τέλος: 4	Μέλος: 11	ΣΠΕΜ = 1,00
Διατομή	RHS180X100X8		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος L=5,64	Αρχή Τέλος
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: Με Α.Α.Π.			ΟΧΙ ΟΧΙ
Συντελεστές	Ky =1,00	Kz = 1,00	a0γ =1,00 a0z =1,00	β0γ =1,00 β0z =1,00

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[1] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[4] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1	7,59		-0,07	-16,19	22,02	0,04	0,19	-15,88	-21,92	0,04	-6,32	0,19	15,77
Φ 2	4,84		-0,04	-10,34	14,05	0,03	0,12	-10,14	-13,98	0,03	-4,05	0,12	10,05
ΣΦ 1	17,50		-0,16	-37,36	50,81	0,10	0,44	-36,65	-50,56	0,10	-14,61	0,44	36,37
ΣΣ:+x	10,01		0,61	-34,50	33,59	0,33	-0,61	-7,81	-33,45	-0,21	-7,81	0,61	21,79
ΣΣ:+x	10,01		-0,79	-8,22	24,51	-0,21	1,11	-34,09	-24,37	0,33	-8,88	1,11	20,66
ΣΣ:+z	10,01		0,61	-34,50	33,59	0,33	-0,61	-7,81	-33,45	-0,21	-7,81	0,61	21,79
ΣΣ:+z	10,01		-0,79	-8,22	24,51	-0,21	1,11	-34,09	-24,37	0,33	-8,88	1,11	20,66
ΣΣ:-x	10,01		0,61	-34,50	33,59	0,33	-0,61	-7,81	-33,45	-0,21	-7,81	0,61	21,79
ΣΣ:-x	10,01		-0,79	-8,22	24,51	-0,21	1,11	-34,09	-24,37	0,33	-8,88	1,11	20,66
ΣΣ:-z	10,01		0,61	-34,50	33,59	0,33	-0,61	-7,81	-33,45	-0,21	-7,81	0,61	21,79
ΣΣ:-z	10,01		-0,79	-8,22	24,51	-0,21	1,11	-34,09	-24,37	0,33	-8,88	1,11	20,66
ΣΦ 2	12,43		-0,11	-26,53	36,07	0,07	0,31	-26,02	-35,90	0,07	-10,37	0,31	25,82

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
z	b	0,34	5,64	87,86	93,91	0,936	0,638	1115,80	567,25
γ	b	0,34	5,64	140,32	93,91	1,494	0,344	437,07	306,08

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 1	1	1	0,02	0,23			0,73	0,75	0,80	
ΣΦ 1	1	1	0,02	0,23			0,73	0,75	0,80	
ΣΦ 1	1	1	0,02	0,23			0,73	0,75	0,80	

Δοκός 4, Άνοιγμα 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 2	Τέλος: 3	Μέλος: 12	ΣΠΕΜ = 1,00
Διατομή	RHS180X100X8		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος L=5,73	Αρχή Τέλος
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: Με Α.Α.Π.			ΟΧΙ ΟΧΙ
Συντελεστές	Ky =1,00	Kz = 1,00	a0γ =1,00 a0z =1,00	β0γ =1,00 β0z =1,00

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[2] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[3] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1	7,59		-0,33	-16,30	22,21	0,12	0,37	-16,99	-22,44	0,12	-6,39	0,37	16,19
Φ 2	4,84		-0,21	-10,41	14,17	0,08	0,24	-10,84	-14,32	0,08	-4,09	0,24	10,32
ΣΦ 1	17,50		-0,76	-37,61	51,23	0,27	0,86	-39,21	-51,77	0,27	-14,76	0,86	37,34
ΣΣ:+x	10,01		0,29	-34,57	33,71	0,43	-0,39	-9,45	-34,02	-0,12	-7,88	0,29	22,38
ΣΣ:+x	10,01		-1,16	-8,44	24,87	-0,12	1,37	-35,38	-25,18	0,43	-8,98	1,37	22,09
ΣΣ:+z	10,01		0,29	-34,57	33,71	0,43	-0,39	-9,45	-34,02	-0,12	-7,88	0,29	22,38

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[2] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[3] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]	
ΣΣ:+z	10,01		-1,16	-8,44	24,87	-0,12	1,37	-35,38	-25,18	0,43	-8,98	1,37	22,09	
ΣΣ:-x	10,01		0,29	-34,57	33,71	0,43	-0,39	-9,45	-34,02	-0,12	-7,88	0,29	22,38	
ΣΣ:-x	10,01		-1,16	-8,44	24,87	-0,12	1,37	-35,38	-25,18	0,43	-8,98	1,37	22,09	
ΣΣ:-z	10,01		0,29	-34,57	33,71	0,43	-0,39	-9,45	-34,02	-0,12	-7,88	0,29	22,38	
ΣΣ:-z	10,01		-1,16	-8,44	24,87	-0,12	1,37	-35,38	-25,18	0,43	-8,98	1,37	22,09	
ΣΦ 2	12,43		-0,54	-26,71	36,37	0,20	0,61	-27,84	-36,76	0,20	-10,48	0,61	26,52	

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
z	b	0,34	5,73	89,27	93,91	0,951	0,629	1080,94	558,69
y	b	0,34	5,73	142,56	93,91	1,518	0,336	423,41	298,33

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	Kλ n+my+mz	ΣΚλ n+my+mz
ΣΦ 1	2	1	0,02	0,24		0,03	0,77	0,81	0,86	
ΣΦ 1	2	1	0,02	0,24		0,03	0,77	0,81	0,86	
ΣΦ 1	2	1	0,02	0,24		0,03	0,77	0,81	0,86	

Υπολογισμός υποστυλωμάτων ορόφου 0

Υποστύλωμα : 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα υποστυλώματος

Κόμβοι	Αρχή: 1(-1)	Τέλος: 1(0)	Μέλος: 1	
Διατομή	SHS150X10			Υψος = 3,50 [m]
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S235			Ελαστικές αρθρώσεις
ΣΠΕΜ	Σεισμικού φορτίου :1,00			Αρχή: ΟΧΙ Τέλος: ΟΧΙ
Συντελεστές	Ky=1,00	Kz=1,00	a0y=1,00	a0z=1,00

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	1(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	1(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1			-0,94	6,15	-6,39	1,54	4,43	-16,22	-6,39	1,54	-33,35	-0,94	-16,22
Φ 2			-0,60	3,97	-4,09	0,97	2,78	-10,35	-4,09	0,97	-20,68	-0,60	-10,35
ΣΦ 1			-2,18	14,26	-14,77	3,52	10,15	-37,43	-14,77	3,52	-76,04	-2,18	-37,43
ΣΣ:+x			21,06	-12,04	1,08	13,12	-10,73	-8,25	-17,95	-9,08	-33,99	-10,73	-34,54
ΣΣ:+x			-23,55	28,30	-17,95	-9,08	22,37	-34,54	1,08	13,12	-53,40	-23,55	-12,04
ΣΣ:+z			21,06	-12,04	1,08	13,12	-10,73	-8,25	-17,95	-9,08	-33,99	-10,73	-34,54
ΣΣ:+z			-23,55	28,30	-17,95	-9,08	22,37	-34,54	1,08	13,12	-53,40	-23,55	-12,04
ΣΣ:-x			21,06	-12,04	1,08	13,12	-10,73	-8,25	-17,95	-9,08	-33,99	-10,73	-34,54
ΣΣ:-x			-23,55	28,30	-17,95	-9,08	22,37	-34,54	1,08	13,12	-53,40	-23,55	-12,04
ΣΣ:-z			21,06	-12,04	1,08	13,12	-10,73	-8,25	-17,95	-9,08	-33,99	-10,73	-34,54
ΣΣ:-z			-23,55	28,30	-17,95	-9,08	22,37	-34,54	1,08	13,12	-53,40	-23,55	-12,04
ΣΦ 2			-1,55	10,12	-10,48	2,50	7,21	-26,57	-10,48	2,50	-54,03	-1,55	-26,57

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
y	b	0,34	3,50	61,62	93,91	0,656	0,808	2999,80	947,54
z	b	0,34	3,50	61,62	93,91	0,656	0,808	2999,80	947,54

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	Kλ n+my+mz	ΣΚλ n+my+mz
ΣΦ 1	2	1	0,06	0,05	0,01	0,17	0,61	0,84	0,84	
ΣΣ:+x	2	1	0,04	0,06	0,04	0,33	0,44	0,82	0,85	
ΣΣ:+x	1	1	0,05	0,06	0,04	0,34	0,27	0,65	0,66	
ΣΣ:+x	1	1	0,05	0,06	0,04	0,34	0,27	0,65	0,66	

Υποστύλωμα : 2, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα υποστυλώματος

Κόμβοι	Αρχή: 2(-1)	Τέλος: 2(0)	Μέλος: 2	
Διατομή	SHS150X10			Υψος = 3,50 [m]
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S235			Ελαστικές αρθρώσεις
ΣΠΕΜ	Σεισμικού φορτίου :1,00			Αρχή: ΟΧΙ Τέλος: ΟΧΙ
Συντελεστές	Ky=1,00	Kz=1,00	a0y=1,00	a0z=1,00

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	2(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	2(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1			2,40	5,81	-6,22	-2,51	-6,37	-15,96	-6,22	-2,51	-32,91	-6,37	-15,96
Φ 2			1,54	3,75	-3,99	-1,59	-4,02	-10,19	-3,99	-1,59	-20,39	-4,02	-10,19
ΣΦ 1			5,56	13,48	-14,38	-5,76	-14,62	-36,84	-14,38	-5,76	-75,02	-14,62	-36,84
ΣΣ:+x			25,34	-13,10	1,43	7,72	-24,78	-8,07	-17,86	-14,32	-34,05	-24,78	-34,05
ΣΣ:+x			-18,99	28,47	-17,86	-14,32	8,03	-34,05	1,43	7,72	-52,16	-18,99	-13,10
ΣΣ:+z			25,34	-13,10	1,43	7,72	-24,78	-8,07	-17,86	-14,32	-34,05	-24,78	-34,05
ΣΣ:+z			-18,99	28,47	-17,86	-14,32	8,03	-34,05	1,43	7,72	-52,16	-18,99	-13,10
ΣΣ:-x			25,34	-13,10	1,43	7,72	-24,78	-8,07	-17,86	-14,32	-34,05	-24,78	-34,05
ΣΣ:-x			-18,99	28,47	-17,86	-14,32	8,03	-34,05	1,43	7,72	-52,16	-18,99	-13,10
ΣΣ:-z			25,34	-13,10	1,43	7,72	-24,78	-8,07	-17,86	-14,32	-34,05	-24,78	-34,05
ΣΣ:-z			-18,99	28,47	-17,86	-14,32	8,03	-34,05	1,43	7,72	-52,16	-18,99	-13,10
ΣΦ 2			3,95	9,56	-10,21	-4,09	-10,38	-26,16	-10,21	-4,09	-53,30	-10,38	-26,16

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
y	b	0,34	3,50	61,62	93,91	0,656	0,808	2999,80	947,54

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
z	b	0,34	3,50	61,62	93,91	0,656	0,808	2999,80	947,54

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 1	2	1	0,06	0,05	0,02	0,24	0,60	0,91	0,90	
ΣΦ 1	2	1	0,06	0,05	0,02	0,24	0,60	0,91	0,90	
ΣΣ: +x	1	1	0,05	0,06	0,05	0,38	0,20	0,63	0,65	
ΣΣ: +x	1	1	0,05	0,06	0,05	0,38	0,20	0,63	0,65	

Υποστύλωμα : 3, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα υποστυλώματος

Κόμβοι	Αρχή: 3(-1)	Τέλος: 3(0)	Μέλος: 3	
Διατομή	SHS150X10			Υψος = 3,50 [m]
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S235			Ελαστικές αρθρώσεις
ΣΠΕΜ	Σεισμικού φορτίου :1,00			Αρχή: ΟΧΙ Τέλος: ΟΧΙ
Συντελεστές	Ky=1,00	Kz=1,00	a0y=1,00	a0z=1,00

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	3(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	3(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1			5,97	-0,84	0,31	-6,45	-16,61	0,25	0,31	-6,45	-30,78	-16,61	-0,84
Φ 2			3,86	-0,54	0,21	-4,13	-10,60	0,18	0,21	-4,13	-19,07	-10,60	-0,54
ΣΦ 1			13,85	-1,93	0,73	-14,91	-38,33	0,62	0,73	-14,91	-70,17	-38,33	-1,93
ΣΣ: +x			27,72	-15,28	7,69	0,80	-34,71	11,66	-6,87	-17,83	-30,24	-34,71	-10,97
ΣΣ: +x			-11,92	13,08	-6,87	-17,83	-9,12	-10,97	7,69	0,80	-50,40	-11,92	-15,28
ΣΣ: +z			27,72	-15,28	7,69	0,80	-34,71	11,66	-6,87	-17,83	-30,24	-34,71	-10,97
ΣΣ: +z			-11,92	13,08	-6,87	-17,83	-9,12	-10,97	7,69	0,80	-50,40	-11,92	-15,28
ΣΣ: -x			27,72	-15,28	7,69	0,80	-34,71	11,66	-6,87	-17,83	-30,24	-34,71	-10,97
ΣΣ: -x			-11,92	13,08	-6,87	-17,83	-9,12	-10,97	7,69	0,80	-50,40	-11,92	-15,28
ΣΣ: -z			27,72	-15,28	7,69	0,80	-34,71	11,66	-6,87	-17,83	-30,24	-34,71	-10,97
ΣΣ: -z			-11,92	13,08	-6,87	-17,83	-9,12	-10,97	7,69	0,80	-50,40	-11,92	-15,28
ΣΦ 2			9,83	-1,37	0,52	-10,58	-27,21	0,44	0,52	-10,58	-49,86	-27,21	-1,37

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
y	b	0,34	3,50	61,62	93,91	0,656	0,808	2999,80	947,54
z	b	0,34	3,50	61,62	93,91	0,656	0,808	2999,80	947,54

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 1	2	1	0,06		0,05	0,63	0,01	0,70	0,70	
ΣΦ 1	2	1	0,06		0,05	0,63	0,01	0,70	0,70	
ΣΣ: +x	1	1	0,04	0,03	0,06	0,29	0,17	0,50	0,52	
ΣΣ: +x	1	1	0,04	0,03	0,06	0,29	0,17	0,50	0,52	

Υποστύλωμα : 4, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα υποστυλώματος

Κόμβοι	Αρχή: 4(-1)	Τέλος: 4(0)	Μέλος: 4	
Διατομή	SHS150X10			Υψος = 3,50 [m]
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S235			Ελαστικές αρθρώσεις
ΣΠΕΜ	Σεισμικού φορτίου :1,00			Αρχή: ΟΧΙ Τέλος: ΟΧΙ
Συντελεστές	Ky=1,00	Kz=1,00	a0y=1,00	a0z=1,00

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	4(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	4(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1			-0,78	-5,62	6,16	0,73	1,76	15,93	6,16	0,73	-29,17	-0,78	-5,62
Φ 2			-0,50	-3,63	3,94	0,46	1,11	10,17	3,94	0,46	-18,05	-0,50	-3,63
ΣΦ 1			-1,81	-13,04	14,22	1,67	4,04	36,75	14,22	1,67	-66,45	-1,81	-13,04
ΣΣ: +x			13,07	-27,54	17,62	8,19	-8,90	34,13	-1,36	-6,28	-28,56	-8,90	7,88

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	4(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	4(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
ΣΣ:+x			-15,13	12,67	-1,36	-6,28	13,54	7,88	17,62	8,19	-47,82	-15,13	-27,54
ΣΣ:+z			13,07	-27,54	17,62	8,19	-8,90	34,13	-1,36	-6,28	-28,56	-8,90	7,88
ΣΣ:+x			-15,13	12,67	-1,36	-6,28	13,54	7,88	17,62	8,19	-47,82	-15,13	-27,54
ΣΣ:-x			13,07	-27,54	17,62	8,19	-8,90	34,13	-1,36	-6,28	-28,56	-8,90	7,88
ΣΣ:-x			-15,13	12,67	-1,36	-6,28	13,54	7,88	17,62	8,19	-47,82	-15,13	-27,54
ΣΣ:-z			13,07	-27,54	17,62	8,19	-8,90	34,13	-1,36	-6,28	-28,56	-8,90	7,88
ΣΣ:-z			-15,13	12,67	-1,36	-6,28	13,54	7,88	17,62	8,19	-47,82	-15,13	-27,54
ΣΦ 2			-1,28	-9,25	10,10	1,19	2,87	26,09	10,10	1,19	-47,22	-1,28	-9,25

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
y	b	0,34	3,50	61,62	93,91	0,656	0,808	2999,80	947,54
z	b	0,34	3,50	61,62	93,91	0,656	0,808	2999,80	947,54

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	KΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 1	2	1	0,06	0,05	0,01	0,07	0,60	0,72	0,72	
ΣΦ 1	2	1	0,06	0,05	0,01	0,07	0,60	0,72	0,72	
ΣΣ:+x	1	1	0,04	0,06	0,03	0,22	0,25	0,51	0,52	
ΣΣ:+x	1	1	0,04	0,06	0,03	0,22	0,25	0,51	0,52	

Έλεγχοι μεταλλικών μελών

Επεξήγηση συμβόλων, ελέγχων

ΕΛΕΓΧΟΙ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ $\frac{S_d}{R_d} \leq 1$

(Δ) : Διάτμηση : $\frac{V_{ySd}}{V_{yRd}} \leq 1, \frac{V_{zSd}}{V_{zRd}} \leq 1$

[Κ] :Κάμψη με Αξονική : $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} \leq 1$

[ΚΛ] :Κάμψη με Καμπτικό Λυγισμό : $\frac{N_{Sd}}{x_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zSd}}{M_{zRd}} \leq 1$

[ΣΚΛ] :Κάμψη με Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό : $\frac{N_{Sd}}{x_y \cdot N_{pl}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ySd} \cdot \gamma_{M1}}{x_{LT} \cdot W_{pl,y}} + \frac{k_z \cdot M_{zSd}}{M_{zRd}} \leq 1$

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μεταλλικών δοκών

Όνομα	Οροφος [/]	Τύπος [/]	Διατομή -	Κατηγορία [/]	vy	vz	Κ n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz	Πρόταση Διατομής
Δ1.1	0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	RHS180X100X8	1	0,18		0,44	0,45		RHS120X60X10
Δ2.1	0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	RHS180X100X8	1	0,22		0,31	0,31		RHS120X60X6
Δ3.1	0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	RHS180X100X8	1	0,23		0,75	0,80		RHS150X100X10
Δ4.1	0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	RHS180X100X8	1	0,24		0,81	0,86		RHS150X100X10

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μεταλλικών στύλων

Όνομα	Οροφος [/]	Τύπος [/]	Διατομή -	Κατηγορία [/]	vy	vz	Κ n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz	Πρόταση Διατομής
K1	0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	SHS150X10	1	0,06	0,04	0,84	0,85		SHS140X10
K2	0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	SHS150X10	1	0,06	0,05	0,91	0,90		SHS140X12
K3	0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	SHS150X10	1	0,03	0,06	0,70	0,70		SHS120X12
K4	0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	SHS150X10	1	0,06	0,03	0,72	0,72		SHS120X12.5

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Οροφ. [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κλάση μελών	vy	vz	Κ n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz	Πρόταση Διατομής
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	SHS150X10	1	0,06	0,06	0,91	0,90		SHS140X12
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	RHS180X100X8	1	0,24		0,81	0,86		RHS150X100X10

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κλάση μελών	vy	vz	Κ n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz	Πρόταση Διατομής
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	SHS150X10	1	0,06	0,06	0,91	0,90		SHS140X12
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	RHS180X100X8	1	0,24		0,81	0,86		RHS150X100X10

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	SHS150X10	14,00	603,40
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	RHS180X100X8	17,51	570,74
3	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	-----	31,51	1174,14

Συνολική προμέτρηση κτιρίου

Προμέτρηση δοκών ορόφου -1

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ10	Φ16	
199,01	206,51	Μέτρα
122,51	326,51	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	17,50	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	449,00
Αφαιρούνται	[m ²]	2,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m ³]	4,35
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	15,50	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	103,20

Προμέτρηση : Σύνολο ορόφου :-1

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διαμ [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ10	199,00	122,50	
Φ16	206,50	326,50	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	17,50	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	449,00
Αφαιρούνται	[m ²]	2,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m ³]	4,35
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	15,50	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	103,20

Προμέτρηση πλακών ορόφου 0

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ8	
211,36	Μέτρα
83,39	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	20,00	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	83,40
Αφαιρούνται	[m ²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m ³]	3,20
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	20,00	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	26,05

Προμέτρηση : Σύνολο ορόφου :0

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διαμ [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	211,35	83,40	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	20,00	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	83,40
Αφαιρούνται	[m ²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m ³]	3,20
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	20,00	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	26,05

Προμέτρηση : Σύνολο κτιρίου

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διαμ [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	211,35	83,40	
Φ10	199,00	122,50	
Φ16	206,50	326,50	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	37,50	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	532,40
Αφαιρούνται	[m ²]	2,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m ³]	7,55

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	35,50	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	70,50
---------------------------	------	-------	------------------------	---------	-------

Στατική Μελέτη

Αντισεισμικός Κανονισμός: ΕΑΚ 2003
Κανονισμός Σκυροδέματος: ΕΚΩΣ2000 + ΦΕΚ447β

Ο συντάξας μηχανικός

Περιεχόμενα

1. Πρώτη σελίδα.....	1
2. Περιληπτικά στοιχεία κτιρίου.....	3
<i>Περιληπτικά στοιχεία.....</i>	<i>3</i>
<i>Λοιπές φορτίσεις.....</i>	<i>3</i>
<i>Συνδυασμοί φορτίσεων.....</i>	<i>4</i>
3. Τεχνική έκθεση προγράμματος.....	5
<i>Τεχνική Έκθεση.....</i>	<i>5</i>
4. Απαίτηση ικανοτικού ελέγχου.....	11
<i>Γενικοί έλεγχοι δομήματος.....</i>	<i>11</i>
5. Πίνακας κοντών υποστυλωμάτων.....	12
<i>Πίνακας Κοντών Υποστυλωμάτων.....</i>	<i>12</i>
6. Πλάκες ορόφου 0.....	13
<i>Πλάκες Ορόφου : 0.....</i>	<i>13</i>
7. Στοιχεία - δεδομένα κτιρίου.....	14
<i>Δεδομένα κτιρίου.....</i>	<i>14</i>
<i>Όροφος -1.....</i>	<i>14</i>
<i>Όροφος 0.....</i>	<i>16</i>
<i>Λοιπές φορτίσεις.....</i>	<i>18</i>
<i>Συνδυασμοί φορτίσεων.....</i>	<i>18</i>
8. Αποτελέσματα επίλυσης.....	19
<i>Δεδομένα επίλυσης.....</i>	<i>19</i>
<i>Επίλυση στατικών φορτίσεων.....</i>	<i>19</i>
<i>Μετάθεση κέντρου μάζας.....</i>	<i>19</i>
<i>Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις Διεύθυνση 0,0.....</i>	<i>20</i>
<i>Συντεταγμένες πόλου στροφής σημαντικών ιδιομορφών.....</i>	<i>21</i>
<i>Φαινόμενα 2ας τάξης.....</i>	<i>21</i>
<i>Χωρικές Επαλληλίες.....</i>	<i>22</i>
<i>Πιθανοτικός προσδιορισμός συνδυασμού εντατικών μεγεθών.....</i>	<i>22</i>
<i>Αντισεισμικός αρμός.....</i>	<i>22</i>
9. Δοκοί ορόφου -1.....	23
<i>Δοκός :Δ5.....</i>	<i>23</i>
<i>Δοκός :Δ6.....</i>	<i>24</i>
<i>Δοκός :Δ7.....</i>	<i>25</i>
<i>Δοκός :Δ8.....</i>	<i>26</i>
10. Δοκοί ορόφου 0.....	28
<i>Δοκός :Δ5.....</i>	<i>28</i>
<i>Δοκός :Δ6.....</i>	<i>28</i>
<i>Δοκός :Δ7.....</i>	<i>29</i>
<i>Δοκός :Δ8.....</i>	<i>30</i>
11. Υποστυλώματα ορόφου 0.....	32
<i>Υποστώμα :Κ 5.....</i>	<i>32</i>
<i>Υποστώμα :Κ 6.....</i>	<i>32</i>
<i>Υποστώμα :Κ 7.....</i>	<i>33</i>
<i>Υποστώμα :Κ 8.....</i>	<i>34</i>
12. Πίνακας οπλισμών υποστυλωμάτων.....	35
13. Συνολική προμέτρηση κτιρίου.....	36
<i>Συνολική προμέτρηση κτιρίου.....</i>	<i>36</i>

ΠΕΡΙΛΗΠΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Διαστασιολόγηση με: Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ο.Σ 2000), ΦΕΚ 1329Β, 6 Νοεμβρίου 2000
Συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000, ΦΕΚ 447Β, 5 Μαρτίου 2004
Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός-έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184-20 Δεκεμβρίου 1999.
Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του ΕΑΚ 2000, ΦΕΚ 781 - 18 Ιουνίου 2003
Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000
Λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας,ΦΕΚ 1154-12 Αυγούστου 2003.
Επίλυση με βάση την Δυναμική Φασματική Μέθοδο:Με μετατόπιση μαζών.

Γενικά στοιχεία δομήματος

Αρ. ορόφων: 1

Στοιχεία Ανωδομής

Σκυρόδεμα: C20/25 Χάλυβας: B500C Συνδετήρες: B500C

Συντελεστές Ασφαλείας

Υλικά: Σκυρόδεμα γς: 1.500 Χάλυβας γς: 1.150
Φορτία: Μόνιμα γg: 1.350 Κινητά γq: 1.500

Έλεγχοι λειτουργικότητας

Κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος : 2

Στοιχεία Θεμελίωσης

Υλικά: Σκυρόδεμα: C20/25 Χάλυβας: B500C Συνδετήρες: B500C

Στοιχεία Εδάφους

Είδος εδάφους : Άργιλος πολύ υγρή
Δείκτης εδάφους : 20000.00 [kN/m²/m]
Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας εδάφους : Απλοποιημένη μέθοδος (χρήση σεπ)
Επιτρεπόμενη τάση : 200.00 [kN/m²]
Γωνία τριβής στη βάση του θεμελίου δ : 25.00 [°]
Συντ. υπολογισμού παθητικής ώθησης : 0.300

Στοιχεία Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού-έκδοση 2003

Μέθοδος επίλυσης : Δυναμική με μετατόπιση μαζών
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας : II (από σύνολο 3 ζωνών)
Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α : 0.240
Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου Σ : III (εκπαιδευτήρια, χώροι συνάθροισης κλπ)
Συντελεστής σπουδαιότητας γ : 1.150
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qx : 3.000
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qz : 3.000
Συντ. κατακόρυφης σεισμικής συμπεριφοράς qv : 1.750
Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού : Όχι
Απόσβεση ζ : 0.050
Πολλαπλασιαστικός συντελεστής φάσματος λ : 1.000
Αριθμός σεισμικών διευθύνσεων : 2
Κατηγορία εδάφους : B
Συντελεστής θεμελίωσης Θ : 1.000
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης Β0 : 2.50

Φάσμα : Φάσμα σχεδιασμού
Εξασφάλιση ελαστοπλαστικού μηχανισμού (ΕΑΚ 4.1.4[5]) : Ναι

Υπολογισμός πλασματικού άξονα : Ναι

Στοιχεία ορόφων

Οροφος	Υψόμετρο οροφής [m]	Αριθμός κόμβων	Αριθμός υποστυλωμάτων	Αριθμός δοκών	Αριθμός πεδίων	Συντ. συνδυασμών ψ1	Συντ. συνδυασμών ψ2
Όροφος -1	0.00	4	0	4	0	0.500	0.300
Όροφος 0	3.50	4	4	4	0	0.800	0.500

Δεδομένα: Λοιπών φορτίσεων

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

A/A	Όνομα	Συντομογραφία
Φ1	Μόνιμα φορτία	G
Φ2	Κινητά φορτία	Q

Συνδυασμοί φορτίσεων κτιρίου

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.1)

A/A	Όνομα	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.00 * G + 1.00 * Q	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.2)

A/A	Όνομα	Περιγραφή συνδυασμού
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	1.35*G + 1.50*Q
ΣΦ2	1.00 * G + 1.00 * Q	1.00*G + 1.00*Q

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΕΑΚ-2003 - ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΜΑΖΩΝ

1. Εφαρμοζόμενοι Κανονισμοί

Κατά την σύνταξη της μελέτης του δομήματος που ακολουθεί έχουν εφαρμοσθεί οι παρακάτω κανονισμοί και διατάξεις.

- 1.1 Νέοι Κανονισμοί
 - α) Ελληνικός Κανονισμός για τη Μελέτη και Κατασκευή Εργων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, ΦΕΚ 1329β - 6 Νοεμβρίου 2000.
 - β) Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός-έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184β - 20 Δεκεμβρίου 1999
 - I) Διόρθωση λαθών στον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ-2000), ΦΕΚ 423β - 12 Απριλίου 2001
 - II) Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του "Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού", ΦΕΚ 781β - 18 Ιουνίου 2003
 - III) Τροποποίηση διατάξεων του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000» λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας", ΦΕΚ 1154β - 12 Αυγούστου 2003
- 1.2 Άλλοι Σχετικοί Κανονισμοί και Διατάξεις
 - Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων Δομικών Εργων, Β.Δ. ΦΕΚ 325α 31/12/1945.
 - Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος 97, ΦΕΚ 315/Β/17-4-97, ΦΕΚ 479/Β/11-6-97, ΦΕΚ537/Β/1-5-02
 - Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων οπλισμού σκυροδέματος (ΚΤΧ-00), ΦΕΚ 381/Β/24-3-00.
 - Έλεγχος τεχνικών χαρακτηριστικών χαλύβων οπλισμού σκυροδέματος, ΦΕΚ 649/Β/18-7-06.
- 1.3 Σχόλια επι των Κανονισμών
 - Τα σχόλια επί των εις 1.1.α και 1.1.β αναφερομένων κανονισμών έχουν ληφθεί υπ'όψη κατά την σύνταξη της ανα χείρας μελέτης.

2. Υλικά

- 2.1 Τα υλικά που προδιαγράφονται από την μελέτη αναφέρονται πινακοποιημένα κατ' όροφο και δομικό στοιχείο στο τέλος της τεχνικής έκθεσης.
- 2.2 Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών
 - Σκυρόδεμα $\gamma_c = 1.50$
 - Χάλυβας $\gamma_s = 1.15$ [ΕΚΩΣ2000] & 6.3.3 πιν. 6.5
- 2.3 Στην ανά χείρας μελέτη ο συμβολισμός του χάλυβα οπλισμού σκυροδέματος κατηγορίας S500, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του προτύπου ΕΛΟΤ 971, είναι ταυτόσημος με τον συμβολισμό B500C, σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ 1421.

3. Μέθοδοι Υπολογισμού, Γενικές Αρχές

- 3.1 Προσομοίωση Δυσκαμψίας Φερόντων Στοιχείων
 - Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής εισέρχεται εξ' αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντροτήτων των στοιχείων θεμελίωσης.
 - Λαμβάνονται υπ'όψιν έργα, από αξονικές & τέμνουσες δυνάμεις & ροπές κάμψης & ροπές στρέψης. Οι καμπτικές δυσκαμψίες των στοιχείων λαμβάνονται σύμφωνα με την &3.2.3[2] του ΕΑΚ-2000, δηλαδή η δυσκαμψία της γεωμετρικής διατομής για τα υποστυλώματα, ίση με τα 2/3 της αντίστοιχης τιμής για τα τοιχώματα, και για τα οριζόντια στοιχεία (δοκούς) ίση με το 1/2, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία των δοκών λαμβάνεται ίση με το 1/10 της αντίστοιχης τιμής, όπως λεπτομερώς αναγράφεται στο κεφάλαιο "Δεδομένα κτιρίου" στους πίνακες 401.1, 402.1 για τις δοκούς και 201.1, 202.1 για τα κατακόρυφα στοιχεία.
- 3.2 Προσομοίωση Μαζών
 - Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος μιά και οι κόμβοι αυτοί είναι οριζόντια παγιωμένοι.
- 3.3 Ελευθερίες Κίνησης
 - Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν στη θεμελίωση θεωρούνται οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας.
- 3.4 Επιλύσεις Προσομοιώματος
 - Οι επιλύσεις έγιναν με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά GAUSS) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Λαμβάνονται υπ'όψιν έργα από αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.
- 3.5 Δυναμική Ανάλυση του Δομήματος, Πλήθος Ιδιομορφών
 - Στην μελέτη που ακολουθεί αναλύεται το δόμημα με την δυναμική φασματική μέθοδο &3.3.2[ΕΑΚ-2000]. Το πλήθος των ιδιομορφών που αναλύονται έχει επιλεγεί ώστε να πληρούνται τα κριτήρια της &3.4.2[1] -[2] του [ΕΑΚ-2000], όπως λεπτομερώς αναφέρεται στο Κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης-Σεισμικοί συντελεστές" της παρούσας μελέτης.
- 3.6 Κατακόρυφη Σεισμική Διέγερση, Πρόβολοι - Φυτευτά υποστυλώματα.
 - Κατά τον υπολογισμό των πλακών - προβόλων, η συνεισφορά της κατακόρυφης συνιστώσας λαμβάνεται υπ'όψιν με την προσεγγιστική μεθοδολογία της &3.6 του [ΕΑΚ-2000], ενώ όταν υπάρχουν φυτευτά υποστυλώματα ή μεγάλοι πρόβολοι - δοκοί ακολουθείται η ακριβής διαδικασία της φασματικής και χωρικής επαλληλίας.
 - Εν τούτοις και όταν κρίνεται απαραίτητο η κατακόρυφη διέγερση λαμβάνεται υπ'όψη. Λεπτομέρειες αναγράφονται στο κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης - Σεισμικοί συντελεστές" της παρούσας μελέτης.

4. Κανονικότητα Δομήματος

Το αναλυόμενο δόμημα θεωρείται ως μη κανονικό κατά την έννοια της &3.5.1.[4] και εφαρμόζονται οι αντίστοιχες διατάξεις για τα μη κανονικά κτίρια, ως εκ τούτου οι αντίστοιχοι έλεγχοι παρέλκουν.

5. Τυχηματικές Εκκεντρότητες Ορόφων

Το Κέντρο Μάζας κάθε ορόφου λαμβάνεται μετατεθειμένο κατά την τυχατική εκκεντρότητα $e_i = 0.05L_i$, όπου L_i η κάθετη προς την εκκεντρότητα διάσταση του κτιρίου. Με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση, ΕΑΚ 2000 & 3.3.1.

6. Οργανισμός Πλήρωσης - Ελεγχος ([ΕΑΚ-2000] & 4.1.2.2)

Η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου (λαμβάνομενης υπ' όψη και της σχετικής στροφής των διαδοχικών πλακών περί κατακόρυφο άξονα) αναφέρεται πινακοποιημένη ανά εξεταζόμενη στάθμη στο Κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης - Σεισμικοί συντελεστές". Η αναγραφόμενη τιμή δ/h είναι πολλαπλασιασμένη με το λόγο $q/2.5$ ([ΕΑΚ-2000] 4.2.2.[2]).

7. Αντισεισμικός Αρμός - Μέγεθος ([ΕΑΚ-2000] & 4.1.7.2 [2]-[3]-[4])

Το μέγεθος του αντισεισμικού αρμού εκτιμάται από το μέγεθος $S\delta = q \cdot \Delta\epsilon_l$ που αναγράφεται στο Κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης-Σεισμικοί συντελεστές". Το μέγεθος $\Delta\epsilon_l$ παριστάνει την μέγιστη μετακίνηση της εξεταζόμενης πλάκας συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής περί κατακόρυφο άξονα.

Σημείωση

Σε περίπτωση υπάρχουσας γειτονικής οικοδομής κατασκευασμένης χωρίς αντισεισμικό αρμό, το μέγεθος του αντισεισμικού αρμού εκτιμάται τελικά ως $S\delta \cdot 1.414$, ΕΑΚ 2000 διορθώσεις 12/4/2001 & 4.1.7.2[3].

8. Επιρροές 2ας Τάξεως - Δείκτες Σχετικής Μεταθετότητας Θ

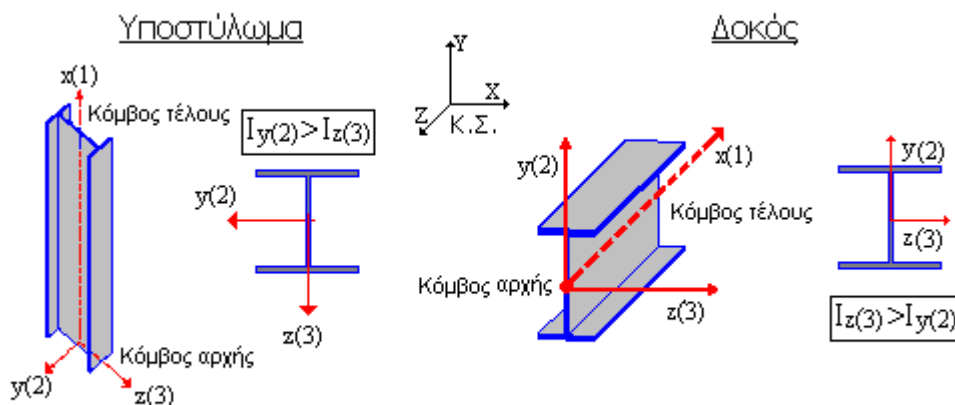
Υπολογίζονται και παρουσιάζονται με μορφή πίνακα οι δείκτες σχετικής μεταθετότητας του δομήματος Θ ανά όροφο και για κάθε εξεταζόμενη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, στο Κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης-Σεισμικοί συντελεστές". Για τιμές του $\Theta > .1$ γίνεται επαύξηση της αντίστοιχης σεισμικής δράσης σύμφωνα με την & 4.1.2.2.[3] του [ΕΑΚ-2000]. Το Θ δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.20 σε καμία περίπτωση.

Σημείωση

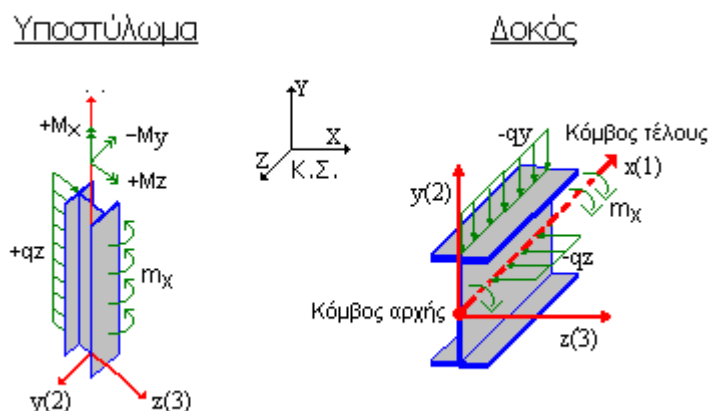
Στην εφαρμοζόμενη σχέση (4.2) του [ΕΑΚ-2000], η μετακίνηση Δ νοείται μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου, και υπολογίζεται ως $\Delta = q \cdot \Delta\epsilon_l$, σχ. (4.3)[ΕΑΚ-2000].

9. Ανάλυση του Δομήματος

9.1 Αξονες



9.2 Φορτίσεις



Γίνεται επίλυση του χωρικού προσομοιώματος για τις εξής φορτίσεις:

- | | | | |
|----|-----------------|---------------|-----------|
| Φ1 | Στατική Φόρτιση | Μόνιμα φορτία | ΦΟΡΤΙΣΗ G |
| Φ2 | Στατική Φόρτιση | Κινητά φορτία | ΦΟΡΤΙΣΗ Q |

ΣΦ1 Βασικός Συνδυασμός Δράσεων $S1 = S(\gamma_g * G + \gamma_q * Q)$
 $\gamma_g = 1.35 \quad \gamma_q = 1.50$

Παρατήρηση

Ακολουθούν οι λοιπές Φορτίσεις και οι Συνδυασμοί. Στον συνδυασμό ΣΦ2, περιέχεται ο έλεγχος λειτουργικότητας (αν υπάρχει ο συνδυασμός αυτός στον πίνακα 816). Μετά από αυτόν ακολουθούν οι λοιπές φορτίσεις όπως περιγράφονται στους πίνακες 808, 809, 815, και οι συνδυασμοί τους όπως περιγράφονται στον πίνακα 816. Εται στην περίπτωση 2 λοιπών φορτίσεων (π.χ. η μία είναι Θερμοκρασιακή μεταβολή πιν. 815) έχουμε τις παρακάτω φορτίσεις:

Φ3 1η Λοιπή φόρτιση, όπως περιγράφεται στον πιν. 809.
 Φ4 2η Λοιπή φόρτιση, όπως περιγράφεται στον πιν. 815.
 ΣΦ2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ - ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ (Δοκοί) ($G + Q$)
 ΣΦ3 1ος Συνδυασμός, όπως περιγράφεται στον πιν. 816.
 ΣΦ4 2ος Συνδυασμός, όπως περιγράφεται στον πιν. 816.
 ΣΣ Σεισμικός Συνδυασμός

Με όμοιο τρόπο διατάσσεται ο πίνακας των φορτίσεων, όταν έχω διαφορετικό αριθμό λοιπών φορτίσεων.

9.3 Ιδιοπερίοδοι T - Φασματικές επιταχύνσεις Rd(T)

Οι τιμές των φασματικών επιταχύνσεων Rd(T) ([ΕΑΚ-2000] &2.2.2.1) και των ιδιοπεριόδων T του δομήματος αναγράφονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο "Αποτελέσματα Επίλυσης - Σεισμικοί συντελεστές. Στο ίδιο μέρος αναγράφονται και οι λοιπές παραδοχές για τη σεισμική ζώνη, σπουδαιότητα, κ.λ.π.

9.4 Σεισμικοί συνδυασμοί

Λαμβάνονται οι ακόλουθοι Σεισμικοί Συνδυασμοί $G + E_j + \psi_2 * Q$ [ΕΑΚ-2000] &4.1.2.1 (σχ. 4.1)

ΣΣ: +x Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση 0° (μετακίνηση μάζας κατά + X)
 ΣΣ: +x Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση 90° (μετακίνηση μάζας κατά + X)
 ΣΣ: +z Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση 0° (μετακίνηση μάζας κατά + Z)
 ΣΣ: +z Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση 90° (μετακίνηση μάζας κατά + Z)
 ΣΣ: -x Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση 0° (μετακίνηση μάζας κατά - X)
 ΣΣ: -x Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση 90° (μετακίνηση μάζας κατά - X)
 ΣΣ: -z Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση 0° (μετακίνηση μάζας κατά - Z)
 ΣΣ: -z Σεισμικός Συνδυασμός κατα διεύθυνση 90° (μετακίνηση μάζας κατά - Z)

ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΩΝ με φόρτιση τις ροπές αντοχής των ήδη οπλισμένων δοκών (γίνεται όπου απαιτείται).

Χρησιμοποιούνται οι προηγούμενοι συνδυασμοί σεισμικών φορτίσεων, όπου η σεισμική συνιστώσα πολλαπλασιάζεται με acd

Το Ψ καθορίζεται από το [ΕΑΚ-2000] &4.1.2.1 (πιν. 4.1)

Οι επιμέρους τιμές του Ψ αναγράφονται ανά όροφο στο Κεφάλαιο "Δεδομένα Κτιρίου", Στοιχεία Ορόφων.

ΕΚΤΥΠΩΝΟΝΤΑΙ ΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ, Η ΦΟΡΤΙΣΗ ΠΟΥ ΤΑ ΠΡΟΚΑΛΕΙ, ΟΙ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ κατά φόρτιση και τελικά οι μέγιστοι οπλισμοί και οι πυκνότεροι συνδετήρες από ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΕΛΕΓΧΟΥΣ.

10. Καθορισμός Τοιχώματος {ΕΑΚ 2003 - ΦΕΚ 781Β/18-06-2003}.

Με το ΦΕΚ 781β/18-06-2003 διαχωρίζεται η έννοια του αντισεισμικού τοιχώματος κατά ΕΑΚ και του τοιχώματος κατά ΕΚΩΣ.

1. Τοίχωμα κατά τον ΕΚΩΣ 2000

Σύμφωνα με την §18.5.1 του ΕΚΩΣ 2000, ένα κατακόρυφο στοιχείο θεωρείται τοίχωμα όταν ο λόγος των πλευρών του (l / b) > 4 (τοίχωμα ΕΚΩΣ). Οι ακραίες περιοχές των κρίσιμων περιοχών τοιχωμάτων ΕΚΩΣ με αυξημένες απαιτήσεις πλαστικότητας διαμορφώνονται και οπλίζονται σαν περισιγμένα υποστύλματα, σύμφωνα με την §18.5.3 β, ενώ ισχύουν οι §18.5.3α για τον κορμό και §18.5.2 για τις κρίσιμες περιοχές. Επίσης τηρούνται όλες οι υπόλοιπες διατάξεις της §18 για όσα τοιχώματα ΕΚΩΣ εμπίπτουν σε αυτές τις διατάξεις.

2. Τοίχωμα κατά τον ΕΑΚ 2003

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2003 (ΦΕΚ 781β), για τα συνήθη ύψη ορόφων και δοκών οικοδομικών έργων, στοιχεία των οποίων η μεγάλη διάσταση έχει μήκος 1.5μ (για κτίριο που έχει ή προβλέπεται να αποκτήσει μέχρι και 4 υπέργειους ορόφους) ή 2.0μ (για κτίριο με περισσότερους από 4 ορόφους) θεωρούνται τοιχώματα (τοιχώματα ΕΑΚ). Τέτοια στοιχεία θεωρούνται τοιχώματα υπό την έννοια της §4.1.4.2[β] του ΕΑΚ ($n_v > 0.60$, απαλλαγή από ικανοτικούς ελέγχους) και της §18.4.4.2[β] του ΕΚΩΣ ($n_v > 0.75$, απαλλαγή από ειδικούς κανόνες περίσφιξης), χωρίς περαιτέρω ελέγχους.

3. Ενδεχόμενο τοίχωμα κατά ΕΑΚ 2003

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2003 (ΦΕΚ 781β), ένα κατακόρυφο στοιχείο με λόγο πλευρών (l / b) > 4 είναι δυνατό να είναι τοίχωμα αρκεί να παρουσιάζει υπό στατική οριζόντια φόρτιση, διάγραμμα ροπών καμπτικού προβόλου κατά κύριο λόγο και να εξασφαλίζεται η δημιουργία μίας μόνο πλαστικής άρθρωσης στη βάση του. Επειδή η εξασφάλιση της δημιουργίας της μίας και μοναδικής πλαστικής άρθρωσης μπορεί να επιτευχθεί με τη διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού κατά τη διάρκεια της όπλισης, ένα τοίχωμα το οποίο έχει λόγο πλευρών (l / b) > 4 και το διάγραμμα ροπών του έχει τη μορφή ροπών καμπτικού προβόλου, αποτελεί ενδεχόμενο τοίχωμα κατά ΕΑΚ 2003. Κατά την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου και για την εφαρμογή του εμπειρικού τύπου 3.13, §3.5.2 του ΕΑΚ 2000, όταν αυτός χρησιμοποιείται, στο λόγο ρ της επιφανείας των τοιχωμάτων προς τη συνολική επιφάνεια, ως τοιχώματα πρέπει να λογίζονται τα κατά ΕΑΚ 2003 τοιχώματα και τα ενδεχόμενα τοιχώματα, υπό την προϋπόθεση ότι αυτά θα ελεγχθούν ικανοτικά.

4. Σημείωση.

Τα τοιχώματα που συμμετέχουν στην τιμή του n_v , αναφέρονται στην οικεία παράγραφο ενώ ο καθορισμός του του τοιχώματος ως τοίχωμα - υποστύλωμα ή ενδεχόμενο τοίχωμα αναγράφεται στην επικεφαλίδα κάθε κατακόρυφου στοιχείου

11. Ικανοτικός Σχεδιασμός

11.1 Αποφυγή Σχηματισμού Πλαστικών Αρθρώσεων σε Υποστύλματα-Ενδεχόμενα τοιχώματα.

(Αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου - Ικανοτικός Σχεδιασμός Κόμβων)

α) Υπολογίζονται τα κριτήρια για το υποχρεωτικό της εφαρμογής του ικανοτικού ελέγχου των κόμβων [ΕΑΚ-2000]&4.1.4

β) Υπολογίζονται τα αθροίσματα των ροπών υπεραντοχής των δοκών και διανέμονται στα συντρέχοντα υποστύλματα σύμφωνα με τον συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης acd ([ΕΑΚ-2000] σχ 4.5 & 4.6). Τέλος τα υποστύλματα και τα ενδεχόμενα τοιχώματα σχεδιάζονται με την ως άνω προσαυξημένη ροπή.

γ) Τα αναφερόμενα πιό πάνω (§11.1.β) εφαρμόζονται για κάθε ενδεχόμενο τοίχωμα πάντα ανεξάρτητα της τιμής του n_v .

11.2 Ικανοτικός Σχεδιασμός Εναντι Διατμήσεως (Αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας - διατμητική αστοχία.)

Ο έλεγχος σε διάτμηση των στοιχείων του δομήματος (υποστυλώματα, δοκοί, τοιχώματα, συνδετήριες δοκοί, πεδιλοδοκοί) γίνεται σε κάθε περίπτωση με τα ικανοτικά εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή του Παραρτήματος Β του [ΕΑΚ-2000]. Στις δοκούς, όταν απαιτείται, τοποθετείται διαδιαγώνιος οπλισμός, ο οποίος εκτείνεται μέχρι την αναγκαία θέση όπως αναλυτικά υπολογίζεται και περιγράφεται στις αντίστοιχες θέσεις των υπολογισμών των δοκών. Ακολουθείται γενικά η μεθοδολογία της §11.2 του [ΕΚΩΣ-2000], ενώ για τον συνδυασμό δράσεων με σεισμό §11.2.3.2[β] η διάκριση των περιπτώσεων που προκύπτουν από τις σχέσεις 11.14 και 11.15 επισημαίνεται με χ ή χχ (βλέπε πίνακα ειδικών συμβόλων πιο κάτω στην τεχνική έκθεση).

11.3 Ικανοτικός Σχεδιασμός Θεμελιώσεως

11.3.1 Θεμελιούμενα Στοιχεία

Οι σεισμικές συνιστώσες των εντατικών μεγεθών και των τάσεων εδάφους στις θέσεις θεμελιώσεως των κατακόρυφων στοιχείων προσαυξάνονται σύμφωνα με το άρθρο 4.1.4.2.[2] [ΕΑΚ-2000] και οπλίζονται ανάλογα.

12. Κοντά Υποστυλώματα

12.1 Γενικά Στοιχεία

Με το ΦΕΚ 447β(5/3/2004), το οποίο συμπληρώνει τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000.

12.2 Γενικές έννοιες και ορισμοί

- Φύσει κοντό υποστύλωμα είναι αυτό το οποίο λόγω της γεωμετρίας του, της θέσης του στο δομικό σύστημα και της εφαρμοζόμενης φόρτισης, παρουσιάζει μικρό λόγο διάτμησης.
- Θέσει κοντό υποστύλωμα είναι αυτό που δημιουργείται από την παρεμβολή δύσκαμπτων πετασμάτων πλήρωσης (από σκυρόδεμα ή από τοιχοποιία) στα φατνώματα μεταξύ των δοκών, π.χ. όταν οι τοίχοι πληρώσεως ή τα τοιχώματα υπογείου που βρίσκονται σε επαφή με αυτό δε συνεχίζονται σε όλο το ύψος του ορόφου. Δεν δημιουργούνται θέσει κοντά υποστυλώματα όταν λαμβάνονται ειδικά κατασκευαστικά μέτρα για τη διαμόρφωση αρμού μεταξύ τοίχων πλήρωσης και υποστυλωμάτων.

12.3 Απαιτήσεις για εξασφάλιση κοντού υποστυλώματος από αστοχία

Κατά το σχεδιασμό ενός υποστυλώματος, διαμορφώνεται τέτοιος οπλισμός, ο οποίος το εξασφαλίζει από τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων. Αυτό είναι πιο επιτακτικό σε μέλος με ισχυρή τέμνουσα (μικρό λόγο διάτμησης). Έτσι, σε περίπτωση που πληρείται μία από τις δύο πιο κάτω συνθήκες, δεν απαιτούνται πρόσθετοι έλεγχοι.

- Όταν και στους δύο κόμβους στους οποίους συντρέχει το υποστύλωμα, εξασφαλίζεται μέσω ικανοτικών ελέγχων (ΕΑΚ2000 §4.1.4.1[1] έως [4]) ότι οι πλαστικές αρθρώσεις θα σχηματιστούν μόνο στις δοκούς. (ΕΚΩΣ §18.4.9.1 α.)
- Όταν και στις δύο ακραίες διατομές του υποστυλώματος ικανοποιείται η συνθήκη (ΕΚΩΣ §18.4.9.1 β): $M_v + (q/1.50) \cdot Med < MR_d$

12.4 Έλεγχοι του προγράμματος

Εκτυπώνεται ειδικός πίνακας κοντών υποστυλωμάτων (βλέπε και §4.2.4), στον οποίο εμφανίζονται όλα τα υποστυλώματα τα οποία:

I. Έχουν την παράμετρο «Κοντό υποστύλωμα = ναι»

II. Έχουν την παράμετρο «Κοντό υποστύλωμα = αυτόματο» και ο λόγος διάτμησής τους προκύπτει μικρότερος ή ίσος του 2.5.

Για τα υποστυλώματα αυτά προκύπτει πρόσθετος οπλισμός, ο οποίος εξαρτάται (μεταξύ άλλων) και από την παράμετρο «Εξασφάλιση κοντού υποστυλώματος». Σε περίπτωση που η διατομή του υποστυλώματος βρεθεί ανεπαρκής, το Fespa εμφανίζει μήνυμα σφάλματος για αλλαγή της διατομής του.

13. Περίσφιξη Υποστυλωμάτων

Στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων υπολογίζεται και τοποθετείται (όταν απαιτείται) ο αναγκαίος οπλισμός περίσφιξης σύμφωνα με την §18.4.4.2 [ΕΚΩΣ-2000]. Το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό περίσφιξης αναγράφεται μαζί με τις άλλες λεπτομέρειες του υπολογισμού των υποστυλωμάτων των ορόφων, στο Κεφάλαιο "Οπλισμοί Διάτμησης".

14. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας από Παραμορφώσεις (Λυγισμός)

Για κάθε ευλύγιστο με την έννοια της §14.4.6 του [ΕΚΩΣ-2000] (σχέση 14.13) γίνονται οι έλεγχοι που απαιτούνται με την §14.13 και συγκεκριμένα χρησιμοποιείται η ακριβής μέθοδος υπολογισμού της §14.4.7 τόσο όταν πρόκειται για μονοαξονικό όσο και για διαξονικό λυγισμό.

15. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας από Ρηγμάτωση

Ακολουθείται και ο απλοποιητικός έλεγχος, σύμφωνα με τη μεθοδολογία του ΕΚΩΣ 2000 §15.3.1, και ο πλήρης έλεγχος, κατά τον οποίο γίνεται αναλυτικός υπολογισμός ανοίγματος ρωγμών. Από τον τελευταίο έλεγχο προκύπτει και πρόσθετος οπλισμός δοκών αν το υπολογιζόμενο εύρος ρωγμής προκύψει μεγαλύτερο μιας ονομαστικής τιμής (0.3mm).

Σε κάθε περίπτωση ελέγχεται και τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός για τον έλεγχο ρηγμάτωσης (όπως προκύπτει από την §15.5).

16. Επιφανειακές Θεμελιώσεις

16.1 Οι δράσεις σχεδιασμού των στοιχείων θεμελίωσης υπολογίζονται με βάση την υπεραντοχή του πλάστιμου στοιχείου της ανωδομής που εδράζεται στο στοιχείο θεμελίωσης (ΕΑΚ 2000 §5.5.2).

α) Πέδιλα

Οι υπολογιστικές δράσεις των πεδίων προσαυξάνονται σύμφωνα με τις σχέσεις 5.1 και 5.2 ή 5.2α του ΕΑΚ 2000, λαμβανοντας υπ'όψη την ροπή υπεραντοχής του Θεμελιούμενου στοιχείου.

β) Συνδετήριοι Δοκοί

Οι σεισμικές συνιστώσες των υπολογιστικών δράσεων στις συνδετήριες δοκούς λαμβάνονται προσαυξημένες με ενιαία τιμή του $acd=1.35$ (ΕΑΚ 2000 §5.2.2.[4]).

γ) Πεδιλοδοκοί

Οι σεισμικές συνιστώσες των υπολογιστικών δράσεων στις πεδιλοδοκούς λαμβάνονται προσαυξημένες με ενιαία τιμή του $acd=1.35$ (ΕΑΚ 2000 §5.2.2.[4]).

16.2 Γίνεται αναλυτικός έλεγχος της φέρουσας ικανότητας έδρασης (οριακού φορτίου) στα μεν αργιλώδη εδάφη θεωρώντας φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες (ΕΑΚ 2000 §5.2.3.2α και Παράρτημα Ζ3), στα δε αμμώδη εδάφη θεωρώντας φόρτιση χωρίς ανάπτυξη υδατικών υπερπιάσεων πόρων (ΕΑΚ 2000 Παράρτημα Ζ3).

16.3 Επιπλέον γίνεται και έλεγχος έναντι αστοχίας σε ολίσθηση, σύμφωνα με ΕΑΚ 2000 §5.2.3.2β

16.4 Όλα τα μέλη επί ελαστικού εδάφους ελέγχονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπό την επίδραση δράσεων σχεδιασμού και των σχετικών αντιδράσεων του εδάφους, που προκύπτουν από θεώρηση ελαστικού ημιχώρου (Winkler), ΕΑΚ 2000 & 5.2.3.2γ

17. Συνοπτική Περιγραφή της Ακολουθουμένης Μεθόδου

Συνοπτικά η δυναμική φασματική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Καθορισμός - επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του δομήματος, την κατηγορία εδάφους κ.λ.π.
2. Εξιδανίκευση του δομήματος και καθορισμός προσομοιώματος.
3. Προκύπτουν τέσσερις φορείς από τη μετάθεση του Κέντρου Μάζας κατά την τυχημαική εκκεντρότητα (+x, +z, -x, -z).

Για κάθε έναν από τους 4 φορείς:

1. Υπολογισμός των μητρώων μάζας [M] και ακαμψίας [K].
2. Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των πιο χαμηλόσυχων (υψηλότερες ιδιοπερίοδοι T_i)
3. Υπολογισμός της μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής:
 - α) Για κάθε ιδιοπερίοδο T_i ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης Rd(T)
 - β) Με βάση τα Rd(T) υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων.
 - γ) Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.
4. Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC).
5. Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις τρεις (ή τις δύο) συνιστώσες του σεισμικού κραδασμού (μέθοδος τετραγωνικής επαλληλίας SRSS) ΕΑΚ 2000 & 3.4.4
6. Υπολογισμός των ταυτόχρονων (με τις μέγιστες) τιμών των εντατικών μεγεθών (Ελλιψη Gupta).
7. Γίνεται έλεγχος αν οι δύο πιο σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές, ΕΑΚ 2000 & 4.1.4.2
8. Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλάστιμη κατασκευή σε δύο φάσεις:
 - α) Ανθεκτική κατασκευή. Υπολογισμός οπλισμών που να παραλαμβάνουν τις εφελκυστικές τάσεις σε κάθε θέση του φορέα.
 - β) Πλάστιμη κατασκευή, σχεδιασμός πλαστικών αρθρώσεων. Τα δομικά μέλη οπλίζονται έτσι ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής με υπολογισμό και διάταξη οπλισμών σε κάθε πιθανή θέση ψαθυρής αστοχίας, ενώ υπολογίζεται και τοποθετείται τόσο ο οπλισμός σε κάθε υποστυλώμα ώστε η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο.

18. Επεξήγηση κωδικών συνδετήρων SIDENOR, στο FESPA

Η μορφή των κωδικών των συνδετήρων είναι της μορφής: SDWWWW/ZV/Y, όπου:

1. SD=τυποποιημένοι συνδετήρες SIDENOR
2. W=Διαστάσεις διατομής.
 - α. μήκος πλευράς κατά τον άξονα X
 - β. μήκος πλευράς κατά τον άξονα Z
3. Z,V=Τμήσεις συνδετήρα ανά διάσταση διατομής.
 - α. Z= αντιστοιχεί στην 1η διάσταση
 - β. V= αντιστοιχεί στην 2η διάσταση
 - γ. π.χ. Z=2(δίτημος), 3(τρίτημος), 4(τετράτημος), 6(εξάτημος).
4. Y=διάμετρος συνδετήρων, Φ8 ή Φ10.
5. Οι αποστάσεις μεταξύ των συνδετήρων είναι πάντα 10 εκ.

19. Παραδοχές Φορτίσεων

Αν δεν αναφέρεται άλλως στην λεπτομερή ανάλυση, εφαρμόζονται τα παρακάτω:

1. Μόνιμα Φορτία

1.1 Ιδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25,00 KN/m ³
1.2 Επικάλυψεις δαπέδων γενικά	1,00 KN/m ²
1.2.1 Επικάλυψεις με μάρμαρα	1,50 KN/m ²
1.2.1 Επικάλυψεις με ξύλα	0,50 KN/m ²
1.2.3 Επικάλυψεις με πλακίδια	1,30 KN/m ²
1.3 Επικάλυψεις δώματος	2,00 KN/m ²
1.4 Τοιχοποιία δρομική	2,10 KN/m ²
1.5 Τοιχοποιία μπατική	3,60 KN/m ²
1.6 Επιχωμάτωση	18,00 KN/m ³
2. Μεταβλητά Φορτία

2.1 Μεταβλητά φορτία πλακών γενικά	2,00 KN/m ²
2.2 Μεταβλητά φορτία εξωστών	5,00 KN/m ²
2.3 Μεταβλητά φορτία κλιμάκων γενικά	3,50 KN/m ²

2.3.1 Κλίμακες κτιρίων κατοικιών	3,50 KN/m ²
2.3.2 Κλίμακες καταστημάτων - γραφείων	5,00 KN/m ²
2.4 Μεταβλητά φορτία χώρων στάθμευσης (garage)	5,00 KN/m ²
2.5 Μεταβλητά φορτία δώματος (άβατου)	0,50 KN/m ²
2.6 Μεταβλητά φορτία δώματος (βατού)	2,00 KN/m ²

20. Πίνακας ειδικών συμβόλων αποτελεσμάτων οπλισμών.

A/A	Σύμβολο	Έλεγχος	Σημασία
1.	Λ	Οπουδήποτε	Το υπόψιν στοιχείο απέτυχε στον έλεγχο.
2.	&	Zoellner	Διαδοκίδα ως ορθογωνική διατομή
3.	!	Λυγηρότητα	Υπέρβαση ορίων λυγηρότητας ΝΚΩΣ Παρ.6.2
4.	ΠΛ	Κάμψη προβόλου	Κρίσιμος είναι ο έλεγχος στην πλάκα.
5.	Πρ	Κάμψη προβόλου	Κρίσιμος είναι ο έλεγχος στον πρόβολο.
6.	*	ΚΑΜΨΗ στύλων	Ο έλεγχος έχει γίνει σε διαξονική κάμψη.
7.	* Γ	ΚΑΜΨΗ στύλων	Ο έλεγχος έχει γίνει σε διαξονική κάμψη, με οπλισμό στις γωνίες.
8.	* Π	ΚΑΜΨΗ στύλων	Ο έλεγχος έχει γίνει σε διαξονική κάμψη, με οπλισμό περιμετρικά.
9.	λ	ΚΑΜΨΗ στύλων	Ο έλεγχος έχει γίνει σε λυγισμό, με οπλισμό στις γωνίες
10.	ρ	ΚΑΜΨΗ στύλων	Μείωση του ελάχιστου ποσοστού οπλισμού του υποστυλώματος σύμφωνα με την (18.4.3 ΕΚΩΣ 2000)
11.	+	ΔΙΑΤΜΗΣΗ δοκών/στύλων	Στοιχείο υπό ανακυκλιζόμενη τέμνουσα και μικρό αξονικό φορτίο. Δεν απαιτείται διαδιαγώνιος οπλισμός.
12.	x	ΔΙΑΤΜΗΣΗ δοκών	Στοιχείο υπό ανακυκλιζόμενη τέμνουσα και μικρό αξονικό φορτίο. Απαιτείται (και τοποθετείται) διαδιαγώνιος οπλισμός που παραλαμβάνει το 50% της τέμνουσας.
13.	xx	ΔΙΑΤΜΗΣΗ δοκών	Στοιχείο υπό ανακυκλιζόμενη τέμνουσα και μικρό αξονικό φορτίο. Απαιτείται (και τοποθετείται) διαδιαγώνιος οπλισμός που παραλαμβάνει το 100% της τέμνουσας.
14.	π	ΔΙΑΤΜΗΣΗ στύλων	Ο οπλισμός έχει εξαχθεί με τούς κανόνες περισφίξεως.
15.	!	ΠΕΔΙΛΑ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ	Υπέρβαση επιτρεπομένων τάσεων εδάφους.
16.	@	ΠΕΔΙΛΑ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ	Αρνητική τάση εδάφους.
17.	ΚΟΜΒΟΣ 0	ΚΑΜΨΗ δοκών	Σημείο μέγιστης ροπής της δοκού.

21. Βιβλιογραφία

1. "Numerical methods in finite element analysis", K.J. Bathe and E.L. Wilson, 1976.
2. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", T. Paulay and M. J. N. Priestley, 1992.
3. "Dynamics of Structures", R. W. Clough and J. Penzien, 1993.
4. "Ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση το νέο κανονισμό σκυροδέματος", Θ.Π. Τάσιου και Π.Ι. Γιαννόπουλου και Κ.Γ. Τρέζου και Σ.Γ. Τσουκαντά, 1994.
5. "Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα", Γ.Πενέλη και Α.Κάππου, 1990.
6. "Αντισεισμικές κατασκευές Ι", Κ. Κ. Αναστασιάδη, 1989.
7. "Earthquake-resistant concrete structures", G. Penelis and A. Kappos, 1997.
8. "Ο νέος αντισεισμικός κανονισμός και η δυναμική μέθοδος", Σ.Π. Λιβιεράτου και Δ.Κ. Χαραμιδόπουλου, 1995.
9. "FESPA for Windows - Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς", LH Λογισμική, 1998.
10. "FESPA 2 for Windows - Πρόσθετες οδηγίες χρήσης", LH Λογισμική, 2001.
11. "Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός - Έκδοση 2000" ΦΕΚ 2185β/20-12-1999 και ΦΕΚ 423β/12-4-2001.
12. "Ελληνικός Κανονισμός για την μελέτη και την κατασκευή έργων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα" ΦΕΚ 1329β/9-11-2000.

Έλεγχοι απαίτησης Ικανοτικού σχεδιασμού κόμβων πλαισίων.

Υπολογισμός nV βάσει: όλων των τοιχωμάτων (ην>0.60)

Έλεγχος επάρκειας τοιχωμάτων ΕΑΚ 2003 παρ. 4.1.4.2.β[2]

Φόρτιση: ΣΣ:+x		Φόρτιση: ΣΣ:+z		Φόρτιση: ΣΣ:-x		Φόρτιση: ΣΣ:-z	
ηνX	ηνZ	ηνX	ηνZ	ηνX	ηνZ	ηνX	ηνZ
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Σημείωση

* Το υψόμετρο βάσης του κτιρίου είναι: H= 0,00

* Ο υπολογισμός του (ην) γίνεται στους στύλους του ορόφου: 0

Έλεγχοι Δυστρεψίας Ορόφων - ΕΑΚ 2003 παρ. 4.1.4.2.β(3).(β) {ρm > r}

Οροφος [/]	Υψόμετρο βάσης	Υψόμετρο οροφής	ρmI [m]	>	r [m]	ρmII [m]	>	r [m]
0:ην	0,00	3,50	2,63	>	1,29	2,83	>	1,29

Έλεγχος δύο πρώτων σημαντικών Ιδιομορφών αν είναι κυρίως μεταφορικές: (MP1>r),(MP2>r)

ΕΑΚ 2003 παρ. 4.1.4.2.β(3).(γ)

		Μετ.Μάζας [+X]		Μετ. Μάζας [+Z]		Μετ.Μάζας [-X]		Μετ.Μάζας [-Z]	
Οροφος	r	MP1	MP2	MP1	MP2	MP1	MP2	MP1	MP2
0:ην	1,29	28,59	99,99	28,59	99,99	28,59	99,99	28,59	99,99

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

Πίνακας Κοντών Υποστυλωμάτων

Πίνακας Κοντών Υποστυλωμάτων

Υποστυλώμα	Οροφος	Διατομή	Msd/Vsd	h[m]	as	Κοντό	Εξασφάλιση
5	0	25/25	1,75	0,25	7,01	OXI	
6	0	25/25	1,76	0,25	7,05	OXI	
7	0	25/30	1,78	0,30	5,93	OXI	
8	0	25/30	1,81	0,30	6,02	OXI	

Επίλυση πλακών θου ορόφου

Στατικό σύστημα πλακών : Επιφανειακός φορέας.
Υπολογισμοί οπλισμών κατά τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (έκδοση 2000).
Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των πλακών έγινε με την μέθοδο Pieper-Martins
Υπολογισμός κοινού οικοδομικού έργου - Χωρίς ανάγκη Δυσμενών Φορτίσεων

Ποιότητες υλικών πλακών

Πλάκα	Σκυρόδεμα	Οπλισμός
2	C20/25	B500C
3	C20/25	B500C

Διαστάσεις - φορτία πλακών. g..= Μόνιμα φορτία, p..= Κινητά Φορτία

Πλάκα [']	lx [m]	lz [m]	h [m]	h _π [m]	I.B. [kPa]	gpl [kPa]	rpl [kPa]	gra [kN/m]	pra [kN/m]	mg [kNm/m]	Pol [kPa]
2	2,45	2,71	0,170	--	4,25	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	14,44
3	1,55	1,07	0,170	0,170	4,25	4,00	4,00	0,00	0,00	0,00	17,14

Συνδεσμολογία πλακών. Απλή έδραση = 0, Ελεύθερη παρειά = -1

Πλάκα	Αρισ	Δεξιά	Άνω	Κάτω	Χαρακτηρισμός	Τύπος
2	0	0	0	0	Τετραέριστη οπλισμένη κατά δύο διευθύνσεις Πρόβολος	4
3	-1	-1	3	-1		0

Μέγιστα αντιδράσεων [kN/m] - Λυγηρότητες πλακών

Πλάκα [']	Αριστ. [kN]	Δράσεις Δεξιά [kN]	[Gk] Ανω [kN]	Κάτω [kN]	Αριστ. [kN]	Δράσεις Δεξιά [kN]	[Qk] Ανω [kN]	Κάτω [kN]	[li/d] <λo <30	[li²/d] <λ1o <150	
2	4,20	4,20	3,83	3,83	2,69	2,69	2,45	2,45	16,9	41,4	
3	0,00	0,00	8,85	0,00	0,00	0,00	4,29	0,00	17,8	45,7	

Τα όρια λυγηροτήτων από §16.2 ΝΕΚΩΣ 2000 'Περιπτώσεις απαλλαγής από έλεγχο βελών....'
Στις πλάκες που δεν πληρούν τα κριτήρια, γίνεται έλεγχος με το επιτρεπόμενο βέλος

Εντατικά μεγέθη - Οπλισμοί πλακών

Πλάκα	Τύπος	Στ.	Διε	dx d d	mfx max mr max mer		asx asr aser	asx' asr' aser'	dz	mfz		asz	asz'	
[']	[']	[']	[']	[m]	[kNm]		[cm²]	[cm²]	[m]	[kNm]		[cm²]	[cm²]	
2	4	1	x-z	0,145	3,92		0,64	0,00	0,135	3,10		0,54	0,00	

Στις πλάκες zoellner ή sandwich, τα εντατικά μεγέθη και οι οπλισμοί έχουν αναχθεί ανά διαδοκίδα

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού Πλακών

Πλάκα [']	Διεύθυνση Κάτω	x Άνω	Διεύθυνση Κάτω	z Άνω	Ελεύθερη Κάτω	παρειά Άνω	Οπλισ Κάτω	συστροφής Άνω
2	Φ8/20	Φ8/25	Φ8/20					
3								

Ροπές και οπλισμοί στηρίξεων

Πλάκα [']	Πλάκα [']	d [m]	Ms1 [kNm]	Ms2 [kNm]	Ms _d [kNm]	ase [cm²]		ase' [cm²]		Ανω	Κάτω	
3 (Av)	3 (Ka)	0,145	9,86	9,86	9,86	2,55		0,00	Πρ	+ Φ8/19		

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΧΩΡΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Διαστασιολόγηση με: Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ο.Σ 2000), ΦΕΚ 1329Β, 6 Νοεμβρίου 2000
Συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000, ΦΕΚ 447Β, 5 Μαρτίου 2004
Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός-έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184-20 Δεκεμβρίου 1999.
Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του ΕΑΚ 2000, ΦΕΚ 781 - 18 Ιουνίου 2003
Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000
Λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας,ΦΕΚ 1154-12 Αυγούστου 2003.
Επίλυση με βάση την Δυναμική Φασματική Μέθοδο:Με μετατόπιση μαζών.

Γενικά στοιχεία δομήματος

Αρ. ορόφων: 1

Στοιχεία Ανωδομής

Σκυρόδεμα: C20/25 Χάλυβας: B500C Συνδετήρες: B500C

Συντελεστές Ασφαλείας

Υλικά: Σκυρόδεμα γς: 1.500 Χάλυβας γς: 1.150
Φορτία: Μόνιμα γg: 1.350 Κινητά γq: 1.500

Έλεγχοι λειτουργικότητας

Κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος : 2

Στοιχεία Θεμελίωσης

Υλικά: Σκυρόδεμα: C20/25 Χάλυβας: B500C Συνδετήρες: B500C

Στοιχεία Εδάφους

Είδος εδάφους : Άργιλος πολύ υγρή
Δείκτης εδάφους : 20000.00 [kN/m²/m]
Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας εδάφους : Απλοποιημένη μέθοδος (χρήση σεπ)
Επιτρεπόμενη τάση : 200.00 [kN/m²]
Γωνία τριβής στη βάση του θεμελίου δ : 25.00 [°]
Συντ. υπολογισμού παθητικής ώθησης : 0.300

Στοιχεία Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού-έκδοση 2003

Μέθοδος επίλυσης : Δυναμική με μετατόπιση μαζών
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας : II (από σύνολο 3 ζωνών)
Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α : 0.240
Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου Σ : III (εκπαιδευτήρια, χώροι συνάθροισης κλπ)
Συντελεστής σπουδαιότητας γ : 1.150
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς q_x : 3.000
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς q_z : 3.000
Συντ. κατακόρυφης σεισμικής συμπεριφοράς q_v : 1.750
Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού : Όχι
Απόσβεση ζ : 0.050
Πολλαπλασιαστικός συντελεστής φάσματος λ : 1.000
Αριθμός σεισμικών διευθύνσεων : 2
Κατηγορία εδάφους : B
Συντελεστής θεμελίωσης Θ : 1.000
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης β₀ : 2.50

Φάσμα : Φάσμα σχεδιασμού
Εξασφάλιση ελαστοπλαστικού μηχανισμού (ΕΑΚ 4.1.4[5]) : Ναι

Υπολογισμός πλασματικού άξονα : Ναι

Στοιχεία ορόφων

Οροφος	Υψόμετρο οροφής [m]	Αριθμός κόμβων	Αριθμός υποστυλωμάτων	Αριθμός δοκών	Αριθμός πεδίων	Συντ. συνδυασμών ψ1	Συντ. συνδυασμών ψ2
Όροφος -1	0.00	4	0	4	0	0.500	0.300
Όροφος 0	3.50	4	4	4	0	0.800	0.500

Δεδομένα: Όροφος -1

Συντεταγμένες λοιπών κόμβων (Πίνακας 301)

Όνομα	X [m]		Y [m]		Z [m]		Ομάδα δ
	5	15.056		0.000		-2.501	0
	6	16.728		0.000		-1.326	0
	7	13.587		0.000		-0.611	0
	8	15.441		0.000		0.818	0

Διαστάσεις διατομών δοκών (Πίνακας 401.1)

Όνομα	Είδος μέλους	Κατηγορία διατομής	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	bw [m]	h [m]	b _{eff} [m]	h _{f1} [m]	b _{eff1} [m]	h _{f2} [m]	c _{nom} [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας σκαμψίας
5.1 - 8.1	Πεδιλοδοκός	Ορθογωνική	0.00	0.500	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.040	1.000

Αδρανειακά στοιχεία διατομών δοκών (Πίνακας 402.1)

Όνομα	A _x (1) [m²]	A _y (2) [m²]	A _z (3) [m²]	I _x (1) [m ⁴]	I _y (2) [m ⁴]	I _z (3) [m ⁴]	Γωνία β [°]	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	A _{ιβ} [m²]	Αυτόματος υπολογισμός
5.1 - 8.1	0.25	0.21	0.21	8.792E-4	5.208E-3	2.604E-3	0.00	0.00	0.25	Ναι

Σταθερές υλικών δοκών (Πίνακας 403.1)

Όνομα	E [kN/m²]	G [kN/m²]	α [°]	ε [kN/m³]	ρ [t/m³]	*Τύπος Υλικού	*Ποιότητα σκυροδέματος
5.1 - 8.1	2.9e+007	1.21e+007	0.000E+0	25.00	0.00	Σκυρόδεμα	C20/25

Στοιχεία εδάφους δοκών (Πίνακας 404)

Όνομα	Επί ελαστικού εδάφους	K _s [kN/m²/m]	K _g [kN/m²]	σεπ [kN/m²]	δ [°]	Συντελεστής υπολογισμού Παθητικής ώθησης	Βάθος θεμελίων D [m]
5.1 - 8.1	Ναι	20000.00	10000.00	200.00	25.00	0.300	3.00

Στατικά-γενικά δοκών (Πίνακας 405)

Όνομα	Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας	Με διαστασιολόγηση	Με Εκτύπωση	*Δεσμική μπετόν	*Δεσμική χάλυβα	Πρόβολος
5.1 - 8.1	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Αυτόματο

Ακαμπτες απολήξεις δοκών (Πίνακας 406)

Όνομα	δX αρχής [m]	δY αρχής [m]	δZ αρχής [m]	Συντελεστής z _i	δX τέλους [m]	δY τέλους [m]	δZ τέλους [m]	Συντελεστής z _j	Αυτόματος υπολογισμός
5.1	0.030	0.000	0.174	1.000	-0.174	0.000	0.030	1.000	Ναι
6.1	0.159	0.000	-0.002	1.000	0.027	0.000	0.179	1.000	Ναι
7.1	-0.030	0.000	-0.193	1.000	-0.180	0.000	0.038	1.000	Ναι
8.1	0.160	0.000	-0.003	1.000	-0.055	0.000	-0.152	1.000	Ναι

Σκυρόδεμα (Πίνακας 408)

Όνομα	Ενισχυμένη ζώνη	Ροπή ανοίγματος με την ροπή μονοπάκτου	Βελτιστοποίηση οπλισμού στηρίξεων	Διάτμ. γRd αρχής	Διάτμ. γRd τέλους	Δισδιαγώνιος οπλισμός	Εφαρμογή κανόνων αγκύρωσης
5.1 - 8.1	Όχι	Όχι	Όχι	1.200	1.200	45 μοίρες	Ναι

Δυνατότητες μετατόπισης στηρίξεων (Πίνακας 501)

Κόμβος	Τύπος	D _x	D _y	D _z	Φ _x	Φ _y	Φ _z
5 - 8	Οριζόντια στήριξη	Σταθερή	Ελεύθερη	Σταθερή	Ελεύθερη	Ελεύθερη	Ελεύθερη

Συνδεσμολογία δοκών (Πίνακας 703)

Όνομα	Κόμβος αρχής	Κόμβος τέλους	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... - Y	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... - Y	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... - Z	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... - Z	Πλάκα δεξιά (όνομα - πλευρά)	Πλάκα αριστερά (όνομα - πλευρά)	*ν[X] αρχής [m]	*ν[Z] αρχής [m]	*ν[X] τέλους [m]	*ν[Z] τέλους [m]
5.1	5 (-1)	6	5 (-1)	6 (-1)	5 (-1)	6 (-1)			15.09	-2.33	16.55	-1.30
6.1	7 (-1)	5	7 (-1)	5 (-1)	7 (-1)	5 (-1)			13.75	-0.61	15.08	-2.32
7.1	8 (-1)	6	8 (-1)	6 (-1)	8 (-1)	6 (-1)			15.41	0.63	16.55	-1.29
8.1	7 (-1)	8	7 (-1)	8 (-1)	7 (-1)	8 (-1)			13.75	-0.61	15.39	0.67

Στοιχεία δοκών (Πίνακας 705)

Όνομα	Είδος μέλους	Διατομή	Κόμβος αρχής	Κόμβος τέλους	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Υλικό[J]	Αρθρ. Αρχ.	Αρθρ. Τέλ.
5.1	50/50	Πεδιλοδοκός	Ορθογωνική	5 (-1)	6	0.00	Ω.Σ.	Όχι
6.1	50/50	Πεδιλοδοκός	Ορθογωνική	7 (-1)	5	0.00	Ω.Σ.	Όχι

Στοιχεία δοκών (Πίνακας 705)

Όνομα	Είδος μέλους	Διατομή	Κόμβος αρχής	Κόμβος τέλους	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Υλικό[/]	Αρθρ. Αρχ.	Αρθρ. Τέλ.
7.1 50/50	Πεδιλοδοκός	Ορθογωνική	8 (-1)	6	0.00	Ω.Σ.	Όχι	Όχι
8.1 50/50	Πεδιλοδοκός	Ορθογωνική	7 (-1)	8	0.00	Ω.Σ.	Όχι	Όχι

Δράσεις μονίμων φορτίων δοκών (Πίνακας 802)

Όνομα δοκού	Gx [kN/m]	Gy [kN/m]	Gz [kN/m]	Gy πλακών [kN/m]
5.1 - 8.1	0.00	-14.00	0.00	0.00

Δράσεις κινητών φορτίων δοκών (Πίνακας 803)

Όνομα δοκού	Qx [kN/m]	Qy [kN/m]	Qz [kN/m]	Qy πλακών [kN/m]
5.1 - 8.1	0.00	-2.00	0.00	0.00

Δεδομένα: Όροφος 0

Διαστάσεις διατομών υποστυλωμάτων (Πίνακας 201.1)

Όνομα	Κατηγορία διατομής	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	b [m]	d [m]	b1 [m]	b3 [m]	d1 [m]	d3 [m]	cnom [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας σκαμψίας
5 - 6	Ορθογωνική	324.91	0.250	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	1.000
7	Ορθογωνική	322.46	0.250	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	1.000
8	Ορθογωνική	329.13	0.250	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	1.000

Αδρανειακά στοιχεία υποστυλωμάτων (Πίνακας 202.1)

Όνομα	Ax(1) [m²]	Ay(2) [m²]	Az(3) [m²]	Ix(1) [m^4]	Iy(2) [m^4]	Iz(3) [m^4]	Γωνία β [°]	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Aιβ [m²]	Αυτόματος υπολογισμός
5 - 6	0.06	0.05	0.05	5.495E-5	3.260E-4	3.260E-4	324.91	324.91	0.06	Ναι
7	0.07	0.06	0.06	7.748E-5	5.620E-4	3.910E-4	142.46	322.46	0.07	Ναι
8	0.07	0.06	0.06	7.748E-5	5.630E-4	3.910E-4	149.13	329.13	0.07	Ναι

Σταθερές υλικών υποστυλωμάτων (Πίνακας 203.1)

Όνομα	E [kN/m²]	G [kN/m²]	α [/°]	ε [kN/m³]	ρ [tn/m³]	*Τύπος Υλικού	*Ποιότητα σκυροδέματος
5 - 8	2.9e+007	1.21e+007	1.000E-5	25.00	2.55	Σκυρόδεμα	C20/25

Θέση - χαρακτηριστικά (Πίνακας 205.2)

Όνομα	X [m]	Y [m]	Z [m]	Ομάδα δ διαφράγματος	Ικανοτικός κόμβων	Συντ. ικανοτικής μεγέθυνσης κόμβου	Περιορισμός (acd) από q	Με διστασιολόγηση	Με εκτύπωση
5	15.056	3.500	-2.501	1	Αυτόματο	1.400	Χωρίς περιορισμό	Ναι	Ναι
6	16.728	3.500	-1.326	1	Αυτόματο	1.400	Χωρίς περιορισμό	Ναι	Ναι
7	13.587	3.500	-0.611	1	Αυτόματο	1.400	Χωρίς περιορισμό	Ναι	Ναι
8	15.441	3.500	0.818	1	Αυτόματο	1.400	Χωρίς περιορισμό	Ναι	Ναι

Άκαμπτες απολήξεις υποστυλωμάτων (Πίνακας 206)

Όνομα	ΔΧ κάτω [m]	ΔΥ κάτω [m]	ΔΖ κάτω [m]	Συντελεστής zj	ΔΧ άνω [m]	ΔΥ άνω [m]	ΔΖ άνω [m]	Συντελεστής zi	Αυτόματος υπολογισμός
5 - 8	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	Ναι

Στατικά - γενικά υποστυλωμάτων (Πίνακας 205.1)

Όνομα	Κρίσιμο ύψος άνω [m]	Κρίσιμο ύψος κάτω [m]	Μήκος λυγισμού lx [m]	Μήκος λυγισμού lz [m]	Τρόπος οπλισμού	Τοίχωμα EAK2003	Τοίχωμα ΕΚΩΣ2000	Ομάδα υποστυλώματος
5 - 8	0.00	0.00	0.00	0.00	Έλεγχος Επάρκει...	Αυτόματο	Αυτόματο	0

Σκυρόδεμα (Πίνακας 208)

Όνομα	Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας	Κοντό υποστυλωμα	Εξασφάλιση κοντού υποστ/τος	Κάτω άκαμπτο τμήμα Ht [m]	Ικανοτικός διάτμησης	Διάτμηση γRd άνω	Διάτμηση γRd κάτω	Περίσφιγξη
5 - 8	Ναι	Αυτόματο	Με προσαύ...	0.00	Αυτόματο	1.400	1.400	Αυτόματο

Διαστάσεις διατομών δοκών (Πίνακας 401.1)

Όνομα	Είδος μέλους	Κατηγορία διατομής	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	bw [m]	h [m]	b _{eff} [m]	h _{f1} [m]	b _{eff1} [m]	h _{f2} [m]	c _{nom} [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
5.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.00	0.250	0.500	0.700	0.170	0.000	0.000	0.027	1.000
6.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.00	0.250	0.330	0.850	0.170	0.000	0.000	0.027	1.000
7.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.00	0.250	0.330	0.900	0.170	0.650	0.000	0.027	1.000
8.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκός	0.00	0.300	0.510	1.050	0.170	0.550	0.000	0.027	1.000

Αδρανειακά στοιχεία διατομών δοκών (Πίνακας 402.1)

Όνομα	A _x (1) [m²]	A _y (2) [m²]	A _z (3) [m²]	I _x (1) [m^4]	I _y (2) [m^4]	I _z (3) [m^4]	Γωνία β [°]	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	A _{ιβ} [m²]	Αυτόματος υπολογισμός
5.1	0.20	0.17	0.17	3.209E-4	5.289E+1	2.040E-3	0.00	0.00	0.08	Ναι
6.1	0.18	0.16	0.16	1.941E-4	8.908E+1	6.430E-4	0.00	0.00	0.04	Ναι
7.1	0.19	0.16	0.16	2.033E-4	1.054E+2	6.585E-4	0.00	0.00	0.04	Ναι
8.1	0.28	0.24	0.24	5.353E-4	1.717E+2	2.817E-3	0.00	0.00	0.10	Ναι

Σταθερές υλικών δοκών (Πίνακας 403.1)

Όνομα	E [kN/m²]	G [kN/m²]	α [/°]	ε [kN/m³]	ρ [tn/m³]	*Τύπος Υλικού	*Ποιότητα σκυροδέματος
5.1 - 8.1	2.9e+007	1.21e+007	1.000E-5	25.00	2.55	Σκυρόδεμα	C20/25

Στατικά-γενικά δοκών (Πίνακας 405)

Όνομα	Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας	Με διαστασιολόγηση	Με Εκτύπωση	*Δεσμική μπετόν	*Δεσμική χάλυβα	Πρόβολος
5.1 - 8.1	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Αυτόματο

Ακαμπτες απολήξεις δοκών (Πίνακας 406)

Όνομα	δX αρχής [m]	δY αρχής [m]	δZ αρχής [m]	Συντελεστής z _i	δX τέλους [m]	δY τέλους [m]	δZ τέλους [m]	Συντελεστής z _j	Αυτόματος υπολογισμός
5.1	0.102	0.000	0.072	1.000	-0.102	0.000	-0.072	1.000	Ναι
6.1	0.092	0.000	-0.119	1.000	-0.072	0.000	0.102	1.000	Ναι
7.1	0.077	0.000	-0.129	1.000	-0.072	0.000	0.102	1.000	Ναι
8.1	0.099	0.000	0.076	1.000	-0.107	0.000	-0.065	1.000	Ναι

Σκυρόδεμα (Πίνακας 408)

Όνομα	Ενισχυμένη ζώνη	Ροπή ανοίγματος με την ροπή μονοπάκτου	Βελτιστοποίηση οπλισμού στηρίξεων	Διάτμ. γR _d αρχής	Διάτμ. γR _d τέλους	Δισδιαγώνιος οπλισμός	Εφαρμογή κανόνων αγκύρωσης
5.1 - 8.1	Όχι	Όχι	Ναι	1.200	1.200	45 μοίρες	Ναι

Συνδεσμολογία υποστυλωμάτων (Πίνακας 702)

Όνομα	Κόμβος τέλους	Κόμβος αρχής	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... Υ	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... Υ	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... Z	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... Z	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... Z	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... Z
5	5	5 (-1)	5 (-1)	5 (-1)	5 (0)	5 (-1)	5 (-1)	5 (0)
6	6	6 (-1)	6 (-1)	6 (-1)	6 (0)	6 (-1)	6 (-1)	6 (0)
7	7	7 (-1)	7 (-1)	7 (-1)	7 (0)	7 (-1)	7 (-1)	7 (0)
8	8	8 (-1)	8 (-1)	8 (-1)	8 (0)	8 (-1)	8 (-1)	8 (0)

Συνδεσμολογία δοκών (Πίνακας 703)

Όνομα	Κόμβος αρχής	Κόμβος τέλους	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... - Υ	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... - Υ	Κόμβος αρχής για διαστασιολ... - Z	Κόμβος τέλους για διαστασιολ... - Z	Πλάκα δεξιά (όνομα - πλευρά)	Πλάκα αριστερά (όνομα - πλευρά)	*ν[X] αρχής [m]	*ν[Z] αρχής [m]	*ν[X] τέλους [m]	*ν[Z] τέλους [m]
5.1	5 (0)	6	5 (0)	6 (0)	5 (0)	6 (0)	2-3		15.16	-2.43	16.63	-1.40
6.1	7 (0)	5	7 (0)	5 (0)	7 (0)	5 (0)	2-1		13.68	-0.73	14.98	-2.40
7.1	8 (0)	6	8 (0)	6 (0)	8 (0)	6 (0)		2-2	15.52	0.69	16.66	-1.22
8.1	7 (0)	8	7 (0)	8 (0)	7 (0)	8 (0)	3-3	2-4	13.69	-0.54	15.33	0.75

Στοιχεία υποστυλωμάτων (Πίνακας 704)

Όνομα	Διατομή	X [m]	Y [m]	Z [m]	Κόμβος άνω	Κόμβος κάτω	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Υλικό[/]	Αρθρ. Αρχ.	Αρθρ. Τέλ.	Ομάδα δ
5	25/25	15.056	3.500	-2.501	5	5 (-1)	324.91	Ω.Σ.	Όχι	Όχι	1
6	25/25	16.728	3.500	-1.326	6	6 (-1)	324.91	Ω.Σ.	Όχι	Όχι	1
7	25/30	13.587	3.500	-0.611	7	7 (-1)	322.46	Ω.Σ.	Όχι	Όχι	1
8	25/30	15.441	3.500	0.818	8	8 (-1)	329.13	Ω.Σ.	Όχι	Όχι	1

Στοιχεία δοκών (Πίνακας 705)

Όνομα	Είδος μέλους	Διατομή	Κόμβος αρχής	Κόμβος τέλους	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Υλικό[/]	Αρθρ. Αρχ.	Αρθρ. Τέλ.
5.1 25/50/70/17	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	5 (0)	6	0.00	Ω.Σ.	Όχι	Όχι
6.1 25/33/85/17	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	7 (0)	5	0.00	Ω.Σ.	Όχι	Όχι
7.1 25/33/90/17	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	8 (0)	6	0.00	Ω.Σ.	Όχι	Όχι
8.1 30/51/105/17	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκός	7 (0)	8	0.00	Ω.Σ.	Όχι	Όχι

Δράσεις μονίμων φορτίων δοκών (Πίνακας 802)

Όνομα δοκού	Gx [kN/m]	Gy [kN/m]	Gz [kN/m]	Gy πλακών [kN/m]
5.1	0.00	-3.00	0.00	-3.83
6.1 - 7.1	0.00	-3.00	0.00	-4.20
8.1	0.00	-3.00	0.00	-12.68

Δράσεις κινητών φορτίων δοκών (Πίνακας 803)

Όνομα δοκού	Qx [kN/m]	Qy [kN/m]	Qz [kN/m]	Qy πλακών [kN/m]
5.1	0.00	0.00	0.00	-2.45
6.1 - 7.1	0.00	0.00	0.00	-2.69
8.1	0.00	0.00	0.00	-6.74

Δεδομένα: Λοιπών φορτίσεων

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

A/A	Όνομα	Συντομογραφία
Φ1	Μόνιμα φορτία	G
Φ2	Κινητά φορτία	Q

Συνδυασμοί φορτίσεων κτιρίου

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.1)

A/A	Όνομα	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.00 * G + 1.00 * Q	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.2)

A/A	Όνομα	Περιγραφή συνδυασμού
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	1.35*G + 1.50*Q
ΣΦ2	1.00 * G + 1.00 * Q	1.00*G + 1.00*Q

FESPA Dynamic for Windows
Finite Element SPace Analysis
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ
Χ Ω Ρ Ι Κ Ω Ν Φ Ο Ρ Ε Ω Ν
Μελέτη και κατασκευή προγράμματος από την LH Λογισμική
Στουρνάρη 23 Αθήνα ΤΚ. 10682

Δεδομένα φορέα (M= 0)

Συνολικός αριθμός κόμβων φορέα	=	8
Μέγιστος αρ. βαθμ. ελευθ. ανά κόμβο	=	6
Διαστάσεις του προβλήματος	=	3
Χώρος εργασίας σε πραγματικούς αριθμούς	=	32000000

Στηρίξεις (M= 0)

Αριθμός εξισώσεων προς επίλυση	=	40
Αριθμός δεδομένων μετατοπίσεων	=	0
Αριθμός μηδενικών βαθμών ελευθερίας	=	8
Συνολικός αριθμός προκαθορισμένων βαθμών ελευθερίας	=	8

Στοιχεία επιπέδων

Αριθμός επιπέδων	=	1
------------------	---	---

Δεδομένα ιδιοτήτων μελών (M= 0)

Αριθμός ειδών	=	8
Αριθμός ιδιοτήτων ανά είδος	=	20

Κατασκευή γενικού μητρώου και επίλυση (M= 0)

Μητρώο επίλυσης στατικών φορτίσεων	=	1
Δείκτης υπολογισμού αντιδράσεων	=	584
Μήκος ενός block στην κεντρική μνήμη	=	1
Μέγιστος αριθμός blocks	=	1

Έλεγχοι αντιστροφής μητρώου

Μέγιστο κατά απόλυτη τιμή στοιχείο διαγωνίου	=	0.29091E+10
Ελάχιστο κατά απόλυτη τιμή στοιχείο διαγωνίου	=	0.68178E+04
Λόγος (Max/Min)	=	0.42670E+06
Μέγιστος αρ. απωλεσθέντων ψηφίων	=	5 (5.0733)

Ανάλυση φασματικής αποκρίσεως (M= 0)

Δεδομένα φάσματος τύπου	=	1
Φάσμα Ελληνικού αντισεισμικού κανονισμού Rd(T) (ΕΑΚ 2003)	=	
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z	=	II
Επιτάχυνση εδάφους A	=	0.24g
Κατηγορία σπουδαιότητας	=	Σ3
Συντελεστής σπουδαιότητας γ1	=	1.15
Κατηγορία εδάφους	=	B
Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος T1	=	0.15
Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος T2	=	0.60
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ζ%	=	5.00
Συντελεστές οριζ. σεισμ. συμπεριφοράς qx	=	3.00
Συντελεστές οριζ. σεισμ. συμπεριφοράς qz	=	3.00
Συντελεστής κατακ. σεισμ. συμπεριφοράς qv	=	1.75
Συντελεστής θεμελίωσης θ	=	1.00
Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης β0	=	2.50
Πολλαπλασιαστικός συντελεστής φάσματος λ	=	1.00
Προσοχή: Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς της κατακόρυφης συνιστώσας qv πρέπει να είναι:		
qv = 0.50q και qv>=1.00 [ΕΑΚ παρ. 2.3.2]		

Ανάλυση δυναμικών χαρακτηριστικών (ΕΑΚ) (M= 0)

Εύρεση ιδιοτιμών φορέα: (Subspace iteration)

Αριθμός ζητούμενων ιδιοτιμών	=	4
Μέγιστος επιτρεπόμενος αριθμός επαναλήψεων	=	24
Ακρίβεια συγκλίσεως ιδιοτιμών	=	0.10000E-03
Μετάθεση ιδιοτιμών (shift)	=	0.10000E-02
Διάσταση υποχώρου	=	0
Δείκτης διαγώνιου μητρώου μάζας	=	0
Μέγιστος επιτρεπόμενος αριθμός επαναλ. υποχώρου	=	36
Ακρίβεια συγκλίσεως υποχώρου	=	0.10000E-13
Δείκτης αυτοματισμού αναζήτησης 90% της μάζας	=	Nai
Δείκτης πολλαπλασιασμού μεγεθών με M/ΣMi	=	Nai
Δείκτης υπολογισμού πόλων ιδιομορφών	=	Nai

Μετάθεση κέντρου μάζας.

Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα.

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	83.318	0.000	16.359	83.318	0.000	16.359
2	16.428	0.000	83.570	99.747	0.000	99.929
3	0.253	0.000	0.071	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	83.318	0.000	16.359	83.318	0.000	16.359
2	16.428	0.000	83.570	99.747	0.000	99.929
3	0.253	0.000	0.071	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	83.318	0.000	16.359	83.318	0.000	16.359
2	16.428	0.000	83.570	99.747	0.000	99.929
3	0.253	0.000	0.071	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	83.318	0.000	16.359	83.318	0.000	16.359
2	16.428	0.000	83.570	99.747	0.000	99.929
3	0.253	0.000	0.071	100.000	0.000	100.000
4	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις (M= 0)

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
1	0.3708	2.25630	0.230	2.25630	0.230
2	0.3452	2.25630	0.230	2.25630	0.230
3	0.2129	2.25630	0.230	2.25630	0.230
4	0.0077	2.68426	0.274	2.68426	0.274

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
1	0.3708	2.25630	0.230	2.25630	0.230
2	0.3452	2.25630	0.230	2.25630	0.230
3	0.2129	2.25630	0.230	2.25630	0.230
4	0.0077	2.68426	0.274	2.68426	0.274

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec2]	- [Ποσοστό g]
1	0.3708	2.25630	0.230	2.25630	0.230
2	0.3452	2.25630	0.230	2.25630	0.230
3	0.2129	2.25630	0.230	2.25630	0.230
4	0.0077	2.68426	0.274	2.68426	0.274

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια	-	Οριζόντια	-
-	-	Συνιστώσα 0	-	Συνιστώσα 90	-
-	[sec]	[m/sec2]	[Ποσοστό g]	[m/sec2]	[Ποσοστό g]
1	0.3708	2.25630	0.230	2.25630	0.230
2	0.3452	2.25630	0.230	2.25630	0.230
3	0.2129	2.25630	0.230	2.25630	0.230
4	0.0077	2.68426	0.274	2.68426	0.274

Συντεταγμένες πόλου στροφής σημαντικών ιδιομορφών

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Επίπεδο	Υψόμετρο	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X	Συντεταγμένη Y	Συντεταγμένη Z
-	[m]	-	[m]	[m]	[m]
1	3.50	1	0.266E+02	0.350E+01	-0.268E+02
1	3.50	2	0.399E+03	0.350E+01	0.170E+03

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Επίπεδο	Υψόμετρο	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X	Συντεταγμένη Y	Συντεταγμένη Z
-	[m]	-	[m]	[m]	[m]
1	3.50	1	0.266E+02	0.350E+01	-0.268E+02
1	3.50	2	0.399E+03	0.350E+01	0.170E+03

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Επίπεδο	Υψόμετρο	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X	Συντεταγμένη Y	Συντεταγμένη Z
-	[m]	-	[m]	[m]	[m]
1	3.50	1	0.266E+02	0.350E+01	-0.268E+02
1	3.50	2	0.399E+03	0.350E+01	0.170E+03

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Επίπεδο	Υψόμετρο	Ιδιομορφή	Συντεταγμένη X	Συντεταγμένη Y	Συντεταγμένη Z
-	[m]	-	[m]	[m]	[m]
1	3.50	1	0.266E+02	0.350E+01	-0.268E+02
1	3.50	2	0.399E+03	0.350E+01	0.170E+03

Βάρος Κτιρίου

Επίπεδο	Υψος ορόφου	Συνολικό βάρος
-	[m]	[kN]
1	3.50	0.139E+03

Φαινόμενα 2ας τάξης

Τα Θ, Σδmax υπολογίζονται με q= 1.0, (Δ = Δελ * 3.00)
Το δ/h υπολογίζεται με q/2.5= 1.20)

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.761E-02	0.298E+02	0.2151	0.392E+04	0.030	1.00	0.0027	2.39

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.697E-02	0.299E+02	0.2155	0.429E+04	0.028	1.00	0.0024	2.10

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.761E-02	0.298E+02	0.2151	0.392E+04	0.030	1.00	0.0027	2.39

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.697E-02	0.299E+02	0.2155	0.429E+04	0.028	1.00	0.0024	2.10

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.761E-02	0.298E+02	0.2151	0.392E+04	0.030	1.00	0.0027	2.39

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.697E-02	0.299E+02	0.2155	0.429E+04	0.028	1.00	0.0024	2.10

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)

Διεύθυνση σεισμού: 0.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.761E-02	0.298E+02	0.2151	0.392E+04	0.030	1.00	0.0027	2.39

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1-θ)	δ/h [/]	Σδmax [cm]
1	0.697E-02	0.299E+02	0.2155	0.429E+04	0.028	1.00	0.0024	2.10

Υπολογισμός ελαστικού πλασματικού άξονα (M= 0)

Αριθμός διαφραγμάτων = 1
Διάφραγμα που καθορίζει τον πλασματικό άξονα = Στο 80% του ύψους.

Συντεταγμένες πόλου στροφής

Συντεταγμένη X [m]	Συντεταγμένη Y [m]	Συντεταγμένη Z [m]
0.151E+02	0.350E+01	-0.826E+00

Γωνία κύριου συστήματος α= 23.737 μοίρες

Ακτίνες δυστρεψίας και αδράνειας και στατικές εκκεντρότητες.

Ομάδα [/]	ρmI [m]	ρmII [m]	r [m]	eoI [m]	eoII [m]
1	0.263E+01	0.283E+01	0.129E+01	-0.832E-02	0.197E+00

Χωρικές επαλληλίες (M= 0)

Μέθοδος ανάλυσης = Δυναμική
Μέθοδος εύρεσης μεγεθών διαστασιολόγησης = Ταυτόχρονες τιμές

Πιθανοτικός προσδιορισμός συνδυασμού εντατικών μεγεθών
Μέθοδος: Ταυτόχρονων τιμών των μεγεθών. (A.Gupta)

Μετατόπιση μαζών κατά +X.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Μετατόπιση μαζών κατά +Z.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Μετατόπιση μαζών κατά -X.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Μετατόπιση μαζών κατά -Z.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Αντισεισμικός αρμός. Μέγιστα για τους 4 φορείς.

Αντισεισμικός αρμός.

Επίπ. [/]	Θήτα [/]	δ/h [/]	Σδmax(X) [cm]	Σδmax(Z) [cm]
1	0.030	0.0027	2.39	2.10

Τέλος επιλύσεων

Χρησιμοποιήθηκαν 42140 πραγματικοί αριθμοί από τους 32000000 διαθέσιμους

Υπολογισμός δοκών ορόφου -1

Δοκός 5, Άνοιγμα 1, Όροφος -1

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 5	Τέλος: 6	Μέλος: 5	ΣΠΕΜ = 1,00	
Διατομή	Ορθογωνική		Πεδιλοδοκός	Ακαμπτες απολήξεις	
Διαστάσεις	50/50/5,7 [cm]		Μήκος L=1,79m	Bl=0,13m	Br=0,12m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C	

Φέρουσα ικανότητα - Αντίσταση ολίσθησης

Φόρτ [/]	aCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	64,8	0,00	0,00	0,0	407,5		257,4	
ΣΣ:+x	1,35	25,3	0,02	0,00	5,1	292,1		241,6	
ΣΣ:+x	1,35	60,7	0,01	0,00	12,1	296,2		255,8	
ΣΣ:+x	1,35	25,3	0,01	0,00	5,1	295,3		241,6	
ΣΣ:+x	1,35	60,7	0,01	0,00	12,1	294,8		255,8	
ΣΣ:+z	1,35	25,3	0,02	0,00	5,1	292,1		241,6	
ΣΣ:+z	1,35	60,7	0,01	0,00	12,1	296,2		255,8	
ΣΣ:+z	1,35	25,3	0,01	0,00	5,1	295,3		241,6	
ΣΣ:+z	1,35	60,7	0,01	0,00	12,1	294,8		255,8	
ΣΣ:-x	1,35	25,3	0,02	0,00	5,1	292,1		241,6	
ΣΣ:-x	1,35	60,7	0,01	0,00	12,1	296,2		255,8	
ΣΣ:-x	1,35	25,3	0,01	0,00	5,1	295,3		241,6	
ΣΣ:-x	1,35	60,7	0,01	0,00	12,1	294,8		255,8	
ΣΣ:-z	1,35	25,3	0,02	0,00	5,1	292,1		241,6	
ΣΣ:-z	1,35	60,7	0,01	0,00	12,1	296,2		255,8	
ΣΣ:-z	1,35	25,3	0,01	0,00	5,1	295,3		241,6	
ΣΣ:-z	1,35	60,7	0,01	0,00	12,1	294,8		255,8	

Μέγιστα αντοχής εδάφους

Φόρτ [/]	aCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	64,8	0,00	0,00	0,0	407,5		257,4	
ΣΣ:-z	1,35	60,7	0,01	0,00	12,1	294,8		255,8	
ΣΣ:-z	1,35	60,7	0,01	0,00	12,1	294,8		255,8	

Εντατικά μεγέθη πεδιλοδοκού

Φόρτ [/]	Αρχή M [kNm]	[5] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[6] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	σ.εδ [kPa]	Εδαφος minσ.εδ [kPa]	maxσ.εδ [kPa]	
Φ 1	-0,16	-8,11	0,02	8,18	0,00	-0,07	-4,21	56,8	56,4	57,1	
Φ 2	-0,13	-1,25	-0,05	1,28	0,00	-0,02	-0,73	6,5	6,4	6,7	
ΣΦ 1	-0,42	-12,82	-0,05	12,96	0,00	-0,13	-6,79	63,3	62,8	63,8	
ΣΣ:+x	14,09	12,99	14,18	30,11	0,00	-1,42	-14,53	9,6	1,9	19,1	
ΣΣ:+x	-14,56	-30,63	-14,19	-12,30	0,00	-1,42	-14,56	109,3	99,8	116,1	
ΣΣ:+z	14,09	12,99	14,18	30,11	0,00	-1,42	-14,53	9,6	1,9	19,1	
ΣΣ:+z	-14,56	-30,63	-14,19	-12,30	0,00	-1,42	-14,56	109,3	99,8	116,1	
ΣΣ:-x	14,09	12,99	14,18	30,11	0,00	-1,42	-14,53	9,6	1,9	19,1	
ΣΣ:-x	-14,56	-30,63	-14,19	-12,30	0,00	-1,42	-14,56	109,3	99,8	116,1	
ΣΣ:-z	14,09	12,99	14,18	30,11	0,00	-1,42	-14,53	9,6	1,9	19,1	
ΣΣ:-z	-14,56	-30,63	-14,19	-12,30	0,00	-1,42	-14,56	109,3	99,8	116,1	
ΣΦ 2	-0,30	-9,36	-0,03	9,46	0,00	-0,09	-4,95	63,3	62,8	63,8	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm ²]	As2 [cm ²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	5	0,13	-14,51	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	5	0,13	11,97	0,00	9,95	9,95	0,796	0,01	2	
ΣΣ:+x	0	0,00	-14,56	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΦ 1	0	1,02	-6,79	0,00	9,95	9,95	0,796	0,01	2	
ΣΣ:+x	6	0,12	-14,35	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	6	0,12	-14,35	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm ²]	Al [cm ²]	
ΣΣ:+x	5	0,13	61,14	-0,73	1,42	797,40	0,57	57,49	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/19	0,00	0,00	+
ΣΣ:+x	6	0,12	59,87	-0,72	1,42	797,40	0,57	56,87	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/19	0,00	0,00	+

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/ε]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοιγμα		9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/19	ΣΣ: +x						
Κόμβος	5	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ: +x						
Κόμβος	6	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ: +x						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ5

Θέση		Κάτω σε μήκος				Σπάνε στις θέσεις				Άνω σε μήκος		Πρ.λοξά θέσεις	
Ανοι	1	5Φ16								5Φ16			
Συνδετήρες :			2τμ.ΣΦ10/19			Πύκνωση		Αρχή:	0,90m -2τμ.ΣΦ10/16			Τέλος:	0,90m -2τμ.ΣΦ10/16
Οπλισμός πέλματος πεδιλοδοκού: 0,00cm ²								Ράβδοι οπλισμού πέλματος: Φ0/0,0					

- (5) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)
- (6) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)

Δοκός 6, Άνοιγμα 1, Όροφος -1

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 7	Τέλος: 5	Μέλος: 6	ΣΠΕΜ = 1,00
Διατομή	Ορθογωνική		Πεδιλοδοκός	Ακαμπτες απολήξεις
Διαστάσεις	50/50/5,7 [cm]		Μήκος L=2,17m	Bl=0,10m Br=0,12m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C

Φέρουσα ικανότητα - Αντίσταση ολίσθησης

Φόρτ [/]	aCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	94,5	0,10	0,00	0,0	439,7		306,8	
ΣΣ: +x	1,35	14,6	0,37	0,00	2,9	242,0		274,8	
ΣΣ: +x	1,35	86,8	0,05	0,00	17,4	336,4		303,7	
ΣΣ: +x	1,35	86,8	0,29	0,00	17,4	265,2		303,7	
ΣΣ: +x	1,35	86,8	0,21	0,00	17,4	290,1		303,7	
ΣΣ: +z	1,35	14,6	0,37	0,00	2,9	242,0		274,8	
ΣΣ: +z	1,35	86,8	0,05	0,00	17,4	336,4		303,7	
ΣΣ: +z	1,35	86,8	0,29	0,00	17,4	265,2		303,7	
ΣΣ: +z	1,35	86,8	0,21	0,00	17,4	290,1		303,7	
ΣΣ: -x	1,35	14,6	0,37	0,00	2,9	242,0		274,8	
ΣΣ: -x	1,35	86,8	0,05	0,00	17,4	336,4		303,7	
ΣΣ: -x	1,35	86,8	0,29	0,00	17,4	265,2		303,7	
ΣΣ: -x	1,35	86,8	0,21	0,00	17,4	290,1		303,7	
ΣΣ: -z	1,35	14,6	0,37	0,00	2,9	242,0		274,8	
ΣΣ: -z	1,35	86,8	0,05	0,00	17,4	336,4		303,7	
ΣΣ: -z	1,35	86,8	0,29	0,00	17,4	265,2		303,7	
ΣΣ: -z	1,35	86,8	0,21	0,00	17,4	290,1		303,7	

Μέγιστα αντοχής εδάφους

Φόρτ [/]	aCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	94,5	0,10	0,00	0,0	439,7		306,8	
ΣΣ: -z	1,35	86,8	0,21	0,00	17,4	290,1		303,7	
ΣΣ: -z	1,35	86,8	0,21	0,00	17,4	290,1		303,7	

Εντατικά μεγέθη πεδιλοδοκού

Φόρτ [/]	Αρχή M [kNm]	[7] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[5] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	σ.εδ [kPa]	Εδαφος minσ.εδ [kPa]	maxσ.εδ [kPa]	
Φ 1	0,73	-17,79	0,57	13,51	0,00	0,32	-8,63	67,6	57,1	78,1	
Φ 2	0,21	-5,12	0,22	3,30	0,00	0,13	-2,29	11,3	6,7	15,9	
ΣΦ 1	1,30	-31,69	1,09	23,18	0,00	0,63	-15,07	78,9	63,8	94,0	
ΣΣ: +x	22,38	6,65	15,36	38,76	0,00	1,30	-20,80	67,3	26,3	114,8	
ΣΣ: +x	-20,69	-48,06	-13,97	-7,99	0,00	1,30	-23,55	78,6	5,0	145,9	
ΣΣ: +z	22,38	6,65	15,36	38,76	0,00	1,30	-20,80	67,3	26,3	114,8	
ΣΣ: +z	-20,69	-48,06	-13,97	-7,99	0,00	1,30	-23,55	78,6	5,0	145,9	
ΣΣ: -x	22,38	6,65	15,36	38,76	0,00	1,30	-20,80	67,3	26,3	114,8	
ΣΣ: -x	-20,69	-48,06	-13,97	-7,99	0,00	1,30	-23,55	78,6	5,0	145,9	
ΣΣ: -z	22,38	6,65	15,36	38,76	0,00	1,30	-20,80	67,3	26,3	114,8	
ΣΣ: -z	-20,69	-48,06	-13,97	-7,99	0,00	1,30	-23,55	78,6	5,0	145,9	
ΣΦ 2	0,94	-22,91	0,79	16,80	0,00	0,45	-10,91	78,9	63,8	94,0	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ: +x	7	0,10	-21,46	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ: +x	7	0,10	19,24	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ: +x	0	0,72	-23,55	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΦ 1	0	1,20	-15,07	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	5	0,12	-14,87	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	5	0,12	-14,87	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm²]	Al [cm²]	
ΣΣ:+x	7	0,10	82,67	-0,54	1,30	797,40	0,54	75,62	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/19	0,00	0,00	+
ΣΣ:+x	5	0,12	69,77	-0,59	1,30	797,40	0,57	66,40	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/19	0,00	0,00	+

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/e]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοιγμα		9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/19	ΣΣ:+x						
Κόμβος	7	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ:+x						
Κόμβος	5	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ:+x						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ6

Θέση		Κάτω σε μήκος				Σπάνε στις θέσεις				Ανω σε μήκος		Πρ.λοξά θέσεις	
Ανοι	1	5Φ16								5Φ16			
Συνδετήρες :			2τμ.ΣΦ10/19			Πύκνωση		Αρχή:	1,08μ - 2τμ.ΣΦ10/16		Τέλος:	1,08μ - 2τμ.ΣΦ10/16	
Οπλισμός πέλματος πεδילוδοκού: 0,00cm ²								Ράβδοι οπλισμού πέλματος: Φ0/0,0					

(7) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)
(5) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)

Δοκός 7, Άνοιγμα 1, Όροφος -1

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 8	Τέλος: 6	Μέλος: 7	ΣΠΕΜ = 1,00
Διατομή	Ορθογωνική			Ακαμπτες απολήξεις
Διαστάσεις	50/50/5,7 [cm]			Μήκος L=2,23m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25			Χάλυβας: B500C
				Συνδετήρες: B500C

Φέρουσα ικανότητα - Αντίσταση ολίσθησης

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	98,1	0,11	0,00	0,0	458,0		319,9	
ΣΣ:+x	1,35	88,5	0,06	0,00	17,7	347,6		316,0	
ΣΣ:+x	1,35	88,5	0,29	0,00	17,7	282,4		316,0	
ΣΣ:+x	1,35	88,5	0,24	0,00	17,7	295,9		316,0	
ΣΣ:+z	1,35	88,5	0,06	0,00	17,7	347,6		316,0	
ΣΣ:+z	1,35	88,5	0,29	0,00	17,7	282,4		316,0	
ΣΣ:+z	1,35	88,5	0,24	0,00	17,7	295,9		316,0	
ΣΣ:-x	1,35	88,5	0,06	0,00	17,7	347,6		316,0	
ΣΣ:-x	1,35	88,5	0,29	0,00	17,7	282,4		316,0	
ΣΣ:-x	1,35	88,5	0,24	0,00	17,7	295,9		316,0	
ΣΣ:-z	1,35	88,5	0,06	0,00	17,7	347,6		316,0	
ΣΣ:-z	1,35	88,5	0,29	0,00	17,7	282,4		316,0	
ΣΣ:-z	1,35	88,5	0,24	0,00	17,7	295,9		316,0	

Μέγιστα αντοχής εδάφους

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΦ 1	1,00	98,1	0,11	0,00	0,0	458,0		319,9	
ΣΣ:-z	1,35	88,5	0,24	0,00	17,7	295,9		316,0	
ΣΣ:-z	1,35	88,5	0,24	0,00	17,7	295,9		316,0	

Εντατικά μεγέθη πεδילוδοκού

Φόρτ [/]	Αρχή M [kNm]	[8] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[6] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	σ.εδ [kPa]	Εδαφος minσ.εδ [kPa]	maxσ.εδ [kPa]	
Φ 1	0,59	-18,17	0,82	13,89	0,00	-0,23	-9,21	67,3	56,4	78,1	
Φ 2	0,13	-5,20	0,31	3,38	0,00	-0,09	-2,47	11,2	6,4	15,9	
ΣΦ 1	0,99	-32,33	1,58	23,82	0,00	-0,44	-16,08	78,4	62,8	94,0	
ΣΣ:+x	23,91	7,21	16,42	39,04	0,00	-0,87	-22,95	21,6	1,9	33,8	
ΣΣ:+x	-22,58	-49,47	-14,43	-7,41	0,00	-0,87	-24,47	123,5	111,1	143,8	
ΣΣ:+z	23,91	7,21	16,42	39,04	0,00	-0,87	-22,95	21,6	1,9	33,8	
ΣΣ:+z	-22,58	-49,47	-14,43	-7,41	0,00	-0,87	-24,47	123,5	111,1	143,8	
ΣΣ:-x	23,91	7,21	16,42	39,04	0,00	-0,87	-22,95	21,6	1,9	33,8	
ΣΣ:-x	-22,58	-49,47	-14,43	-7,41	0,00	-0,87	-24,47	123,5	111,1	143,8	
ΣΣ:-z	23,91	7,21	16,42	39,04	0,00	-0,87	-22,95	21,6	1,9	33,8	
ΣΣ:-z	-22,58	-49,47	-14,43	-7,41	0,00	-0,87	-24,47	123,5	111,1	143,8	

Εντατικά μεγέθη πεδιλοδοκού

Φόρτ [/]	Αρχή M [kNm]	[8] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[6] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	σ.εδ [kPa]	Εδαφος minσ.εδ [kPa]	maxσ.εδ [kPa]	
ΣΦ 2	0,72	-23,37	1,13	17,27	0,00	-0,32	-11,64	78,4	62,8	94,0	

Μέγιστα οπλισμών ροών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	χ [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	8	0,15	-23,43	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	8	0,15	18,92	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	0	0,50	-24,47	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΦ 1	0	1,25	-16,08	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	6	0,12	-15,55	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	6	0,12	-15,55	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm²]	Al [cm²]	
ΣΣ:+x	8	0,15	84,57	-0,55	0,87	797,40	0,59	77,20	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/20	0,00	0,00	+
ΣΣ:+x	6	0,12	69,88	-0,58	0,87	797,40	0,57	67,04	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/20	0,00	0,00	+

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/e]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοιγμα		9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/20	ΣΦ 1						
Κόμβος		9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΦ 1						
Κόμβος	6	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΦ 1						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ7

Θέση		Κάτω σε μήκος				Σπάνε στις θέσεις				Ανω σε μήκος		Πρ.λοξά θέσεις	
Ανοι	1	5Φ16								5Φ16			
Συνδετήρες :			2τμ.ΣΦ10/20			Πύκνωση		Αρχή:	1,11m -2τμ.ΣΦ10/16			Τέλος:	1,11m -2τμ.ΣΦ10/16
Οπλισμός πέλματος πεδιλοδοκού: 0,00cm ²								Ράβδοι οπλισμού πέλματος: Φ0/0,0					

- (8) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)
- (6) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)

Δοκός 8, Άνοιγμα 1, Όροφος -1

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 7	Τέλος: 8	Μέλος: 8	ΣΠΕΜ = 1,00
Διατομή	Ορθογωνική		Πεδιλοδοκός	Ακαμπτες απολήξεις
Διαστάσεις	50/50/5,7 [cm]		Μήκος L=2,08m	Bl=0,12m Br=0,14m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C

Φέρουσα ικανότητα - Αντίσταση ολισθησης

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]	RSd+RPd [kN]
ΣΦ 1	1,00	110,0	0,00	0,00	0,0	468,1	307,3
ΣΣ:+x	1,35	98,0	0,00	0,00	19,6	341,7	302,6
ΣΣ:+x	1,35	49,4	0,27	0,00	9,9	264,4	283,1
ΣΣ:+x	1,35	51,0	0,26	0,00	10,2	267,1	283,7
ΣΣ:+x	1,35	2,3	0,13	0,00	0,5	303,6	264,3
ΣΣ:+x	1,35	98,0	0,02	0,00	19,6	337,9	302,6
ΣΣ:+z	1,35	98,0	0,00	0,00	19,6	341,7	302,6
ΣΣ:+z	1,35	49,4	0,27	0,00	9,9	264,4	283,1
ΣΣ:+z	1,35	51,0	0,26	0,00	10,2	267,1	283,7
ΣΣ:+z	1,35	2,3	0,13	0,00	0,5	303,6	264,3
ΣΣ:+z	1,35	98,0	0,02	0,00	19,6	337,9	302,6
ΣΣ:-x	1,35	98,0	0,00	0,00	19,6	341,7	302,6
ΣΣ:-x	1,35	49,4	0,27	0,00	9,9	264,4	283,1
ΣΣ:-x	1,35	51,0	0,26	0,00	10,2	267,1	283,7
ΣΣ:-x	1,35	2,3	0,13	0,00	0,5	303,6	264,3
ΣΣ:-x	1,35	98,0	0,02	0,00	19,6	337,9	302,6
ΣΣ:-z	1,35	98,0	0,00	0,00	19,6	341,7	302,6
ΣΣ:-z	1,35	49,4	0,27	0,00	9,9	264,4	283,1
ΣΣ:-z	1,35	51,0	0,26	0,00	10,2	267,1	283,7
ΣΣ:-z	1,35	2,3	0,13	0,00	0,5	303,6	264,3
ΣΣ:-z	1,35	98,0	0,02	0,00	19,6	337,9	302,6

Μέγιστα αντοχής εδάφους

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]	RSd+RPd [kN]
ΣΦ 1	1,00	110,0	0,00	0,00	0,0	468,1	307,3

Μέγιστα αντοχής εδάφους

Φόρτ [/]	αCD [/]	Nsd [kN]	eL [m]	eB [m]	Vsd [kN]	RNd [kN]		RSd+RPd [kN]	
ΣΣ:-z	1,35	98,0	0,02	0,00	19,6	337,9		302,6	
ΣΣ:-z	1,35	98,0	0,02	0,00	19,6	337,9		302,6	

Εντατικά μεγέθη πεδιλοδοκού

Φόρτ [/]	Αρχή M [kNm]	[7] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[8] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	σ.εδ [kPa]	Εδαφος minσ.εδ [kPa]	maxσ.εδ [kPa]	
Φ 1	1,08	-21,34	0,90	21,17	0,00	-0,02	-11,35	78,0	77,9	78,1	
Φ 2	0,34	-6,76	0,27	6,70	0,00	-0,01	-3,60	15,9	15,8	15,9	
ΣΦ 1	1,97	-38,96	1,63	38,64	0,00	-0,04	-20,72	93,9	93,7	94,0	
ΣΣ:+x	22,37	-1,67	22,80	49,32	0,00	-0,90	-23,85	35,2	26,3	47,7	
ΣΣ:+x	-19,82	-48,72	-20,68	0,67	0,00	-0,90	-24,03	136,9	124,4	145,8	
ΣΣ:+z	22,37	-1,67	22,80	49,32	0,00	-0,90	-23,85	35,2	26,3	47,7	
ΣΣ:+z	-19,82	-48,72	-20,68	0,67	0,00	-0,90	-24,03	136,9	124,4	145,8	
ΣΣ:-x	22,37	-1,67	22,80	49,32	0,00	-0,90	-23,85	35,2	26,3	47,7	
ΣΣ:-x	-19,82	-48,72	-20,68	0,67	0,00	-0,90	-24,03	136,9	124,4	145,8	
ΣΣ:-z	22,37	-1,67	22,80	49,32	0,00	-0,90	-23,85	35,2	26,3	47,7	
ΣΣ:-z	-19,82	-48,72	-20,68	0,67	0,00	-0,90	-24,03	136,9	124,4	145,8	
ΣΦ 2	1,42	-28,10	1,17	27,88	0,00	-0,03	-14,95	93,9	93,7	94,0	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	7	0,12	-21,34	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	7	0,12	17,98	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	0	0,70	-24,03	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΦ 1	0	1,17	-20,72	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	8	0,14	-22,08	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	
ΣΣ:+x	8	0,14	-22,08	0,00	9,95	9,95	0,796	0,02	2	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm²]	Al [cm²]	
ΣΣ:+x	7	0,12	75,74	-0,40	0,90	797,40	0,57	69,03	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/20	0,00	0,00	
ΣΣ:+x	8	0,14	77,17	-0,42	0,90	797,40	0,58	69,70	91,29	27,39	2τμ.ΣΦ10/16/20	0,00	0,00	

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [η Φ/ε]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοιγμα		9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/20	ΣΣ:+x						
Κόμβος	7	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ:+x						
Κόμβος	8	9,95	ΣΦ 1	9,95	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ10/16	ΣΣ:+x						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ8

Θέση		Κάτω σε μήκος				Σπάνε στις θέσεις				Ανω σε μήκος		Πρ.λοξά θέσεις	
Ανοι	1	5Φ16								5Φ16			
Συνδετήρες :			2τμ.ΣΦ10/20			Πύκνωση		Αρχή:	1,04μ - 2τμ.ΣΦ10/16			Τέλος:	1,04μ - 2τμ.ΣΦ10/16
Οπλισμός πέλματος πεδιλοδοκού: 0,00cm ²								Ράβδοι οπλισμού πέλματος: Φ0/0,0					

- (7) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)
- (8) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(16)-> L=0,54 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,28)

Υπολογισμός δοκών ορόφου 0

Δοκός 5, Άνοιγμα 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 5	Τέλος: 6	Μέλος: 9	ΣΠΕΜ = 1,00	
Διατομή	Πλακοδοκός		Ανωδομής	Ακαμπτες απολήξεις	
Διαστάσεις	25/50/70/17/4,4 [cm]		Μήκος L=1,79m	Bl=0,12m	Br=0,12m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C	

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	w [kN/m]	Αρχή M [kNm]	[5] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[6] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	
Φ 1	8,89	0,73	8,02	0,80	-7,94	-0,04	0,02	4,35	
Φ 2	2,45	0,19	2,22	0,23	-2,18	-0,03	0,01	1,20	
ΣΦ 1	15,68	1,28	14,15	1,43	-13,98	-0,09	0,04	7,67	
ΣΣ:+x	10,12	9,99	19,36	10,12	1,20	0,19	0,04	9,99	
ΣΣ:+x	10,12	-8,33	-1,10	-8,28	-19,26	-0,29	0,04	10,12	
ΣΣ:+z	10,12	9,99	19,36	10,12	1,20	0,19	0,04	9,99	
ΣΣ:+z	10,12	-8,33	-1,10	-8,28	-19,26	-0,29	0,04	10,12	
ΣΣ:-x	10,12	9,99	19,36	10,12	1,20	0,19	0,04	9,99	
ΣΣ:-x	10,12	-8,33	-1,10	-8,28	-19,26	-0,29	0,04	10,12	
ΣΣ:-z	10,12	9,99	19,36	10,12	1,20	0,19	0,04	9,99	
ΣΣ:-z	10,12	-8,33	-1,10	-8,28	-19,26	-0,29	0,04	10,12	
ΣΦ 2	11,34	0,92	10,24	1,03	-10,12	-0,06	0,03	5,55	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm ²]	As2 [cm ²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	5	0,00	-8,33	0,00	3,15	1,55	0,376	0,02	2	
ΣΣ:+x	5	0,00	9,99	0,00	3,15	1,55	0,376	0,01	2	
ΣΦ 1	0	0,90	7,67	0,00	3,15	0,00	0,252	0,01	2	
ΣΣ:+x	6	0,00	-8,28	0,00	3,15	1,55	0,376	0,02	2	
ΣΦ 1	6	0,00	1,43	0,00	3,15	1,55	0,376	0,00	2	

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός Ρηγμάτωσης - $w_k < 0,20/0,20$

Φορ [/]	Κόμβ [/]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	σs [MPa]	Asmin [cm ²]	Φeff [mm]	Φmax [mm]	seff [mm]	Smax [mm]	wk [mm]	Προσθ. -
ΣΦ 2	0	5,55	-0,06	36	1,97	12	< 36	75,0	< 250	0,02	
ΣΦ 2	5	0,92	-0,06	5	1,97	12	< 36	75,0	< 250	0,00	
ΣΦ 2	6	1,03	-0,06	6	1,97	12	< 36	75,0	< 250	0,00	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm ²]	Al [cm ²]
ΣΦ 1	5	0,00	14,15	1,00	0,04	410,40	0,46	7,00	44,36	44,36	2τμ.ΣΦ8/10/10	0,00	0,00
ΣΦ 1	6	0,00	13,98	1,00	0,04	410,40	0,46	6,83	44,36	44,36	2τμ.ΣΦ8/10/10	0,00	0,00

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm ²]	Φορ [/]	Ανω [cm ²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/e]	Φορ [/]	Λοξός [cm ²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm ²]	Φορ [/]	Κορμ [cm ²]	Φορ [/]
Άνοιγμα	.	3,15	ΣΦ 1	2,26	ΣΣ:+x	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						
Κόμβος	5	3,15	ΣΦ 1	3,15	ΣΣ:+x	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						
Κόμβος	6	3,15	ΣΦ 1	3,15	ΣΣ:+x	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ5

Θέση	Κάτω σε μήκος	Σπάνε στις θέσεις	Άνω σε μήκος	Πρ.λοξά θέσεις
Ανοι 1	3Φ12		3Φ12	
Συνδετήρες :		2τμ.ΣΦ8/10	Πύκνωση Αρχή: 0,90m -2τμ.ΣΦ8/10	Τέλος: 0,90m -2τμ.ΣΦ8/10

(5) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(12)-> L=0,46 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,27)

(6) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(12)-> L=0,46 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,27)

Δοκός 6, Άνοιγμα 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 7	Τέλος: 5	Μέλος: 10	ΣΠΕΜ = 1,00	
Διατομή	Πλακοδοκός		Ανωδομής	Ακαμπτες απολήξεις	
Διαστάσεις	25/33/85/17/4,4 [cm]		Μήκος L=2,12m	Bl=0,15m	Br=0,12m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C	

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	w [kN/m]	Αρχή M [kNm]	[7] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[5] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	
Φ 1	8,20	-3,78	10,65	0,37	-6,73	0,06	-0,06	3,13	
Φ 2	2,69	-1,77	3,78	0,19	-1,92	0,06	-0,03	0,87	
ΣΦ 1	15,11	-7,76	20,03	0,79	-11,96	0,18	-0,11	5,50	
ΣΣ: +x	9,55	7,88	22,83	9,74	2,61	0,79	-0,09	8,14	
ΣΣ: +x	9,55	-17,21	2,23	-8,80	-17,99	-0,61	-0,09	9,74	
ΣΣ: +z	9,55	7,88	22,83	9,74	2,61	0,79	-0,09	8,14	
ΣΣ: +z	9,55	-17,21	2,23	-8,80	-17,99	-0,61	-0,09	9,74	
ΣΣ: -x	9,55	7,88	22,83	9,74	2,61	0,79	-0,09	8,14	
ΣΣ: -x	9,55	-17,21	2,23	-8,80	-17,99	-0,61	-0,09	9,74	
ΣΣ: -z	9,55	7,88	22,83	9,74	2,61	0,79	-0,09	8,14	
ΣΣ: -z	9,55	-17,21	2,23	-8,80	-17,99	-0,61	-0,09	9,74	
ΣΦ 2	10,89	-5,55	14,42	0,56	-8,65	0,13	-0,08	3,98	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ: +x	7	0,00	-17,21	0,00	2,05	1,00	0,370	0,03	2	
ΣΣ: +x	7	0,00	7,88	0,00	2,05	1,00	0,370	0,01	2	
ΣΣ: +x	0	0,21	8,14	0,00	2,05	0,00	0,248	0,01	2	
ΣΣ: +x	5	0,00	-8,80	0,00	2,05	1,00	0,370	0,02	2	
ΣΦ 1	5	0,00	0,79	0,00	2,05	1,00	0,370	0,00	2	

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός Ρηγμάτωσης - wk < 0,20/0,20

Φορ [/]	Κόμβ [/]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	σs [MPa]	Asmin [cm²]		Φeff [mm]		Φmax [mm]		seff [mm]		Smax [mm]	wk [mm]	Προσθ. -
ΣΦ 2	0	3,98	0,13	41	1,30		12	<	36		75,0	<	250	0,03	
ΣΦ 2	7	-5,55	0,13	87	1,30		12	<	36		150,0	<	250	0,08	
ΣΦ 2	5	0,56	0,13	8	1,30		12	<	36		150,0	<	250	0,01	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm²]	Al [cm²]	
ΣΦ 1	7	0,00	20,03	1,00	-0,11	257,40	0,29	15,71	33,66	33,66	2τμ.ΣΦ8/10/10	0,00	0,00	
ΣΦ 1	5	0,00	11,96	1,00	-0,11	257,40	0,29	7,64	33,66	33,66	2τμ.ΣΦ8/10/10	0,00	0,00	

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/e]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χίαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοίγμα		2,26	ΣΣ: +x	2,26	ΣΣ: +x	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						
Κόμβος	7	2,05	ΣΣ: +x	2,05	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						
Κόμβος	5	2,05	ΣΦ 1	2,05	ΣΣ: +x	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ6

Θέση	Κάτω σε μήκος			Σπάνε στις θέσεις			Ανω σε μήκος			Πρ.λοξά θέσεις	
Ανοι	1	3Φ12					2Φ12				
Συνδετήρες :			2τμ.ΣΦ8/10			Αρχή:	0,66m -2τμ.ΣΦ8/10			Τέλος:	0,66m -2τμ.ΣΦ8/10

(7) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(12)-> L=0,46 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,27)
(5) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(12)-> L=0,46 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,27)

Δοκός 7, Άνοιγμα 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 8	Τέλος: 6	Μέλος: 11	ΣΠΕΜ = 1,00
Διατομή	Πλακοδοκός		Ανωδομής	
Διαστάσεις	25/33/90/17/4,4 [cm]		Μήκος L=2,23m	Bl=0,15m Br=0,12m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	w [kN/m]	Αρχή M [kNm]	[8] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[6] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	
Φ 1	8,20	-4,11	11,13	0,35	-7,13	0,05	0,06	3,45	
Φ 2	2,69	-1,90	3,94	0,20	-2,05	0,06	0,03	0,97	
ΣΦ 1	15,11	-8,40	20,94	0,78	-12,69	0,16	0,13	6,09	
ΣΣ: +x	9,55	8,21	23,46	10,25	2,21	0,70	0,14	8,59	
ΣΣ: +x	9,55	-18,33	2,74	-9,35	-18,51	-0,53	0,14	10,25	
ΣΣ: +z	9,55	8,21	23,46	10,25	2,21	0,70	0,14	8,59	
ΣΣ: +z	9,55	-18,33	2,74	-9,35	-18,51	-0,53	0,14	10,25	
ΣΣ: -x	9,55	8,21	23,46	10,25	2,21	0,70	0,14	8,59	
ΣΣ: -x	9,55	-18,33	2,74	-9,35	-18,51	-0,53	0,14	10,25	

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	w [kN/m]	Αρχή M [kNm]	[8] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[6] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	
ΣΣ:-z	9,55	8,21	23,46	10,25	2,21	0,70	0,14	8,59	
ΣΣ:-z	9,55	-18,33	2,74	-9,35	-18,51	-0,53	0,14	10,25	
ΣΦ 2	10,89	-6,01	15,07	0,55	-9,17	0,11	0,09	4,40	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	8	0,00	-18,33	0,00	2,05	1,00	0,370	0,03	2	
ΣΣ:+x	8	0,00	8,21	0,00	2,05	1,00	0,370	0,01	2	
ΣΣ:+x	0	0,22	8,59	0,00	2,05	0,00	0,248	0,01	2	
ΣΣ:+x	6	0,00	-9,35	0,00	2,05	1,00	0,370	0,02	2	
ΣΦ 1	6	0,00	0,78	0,00	2,05	1,00	0,370	0,00	2	

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός Ρηγμάτωσης - wk < 0,20/0,20

Φορ [/]	Κόμβ [/]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	σs [MPa]	Asmin [cm²]		Φeff [mm]		Φmax [mm]		seff [mm]		Smax [mm]	wk [mm]	Προσθ. -
ΣΦ 2	0	4,40	0,11	45	1,30		12	<	36		75,0	<	250	0,03	
ΣΦ 2	8	-6,01	0,11	94	1,30		12	<	36		150,0	<	250	0,09	
ΣΦ 2	6	0,55	0,11	8	1,30		12	<	36		150,0	<	250	0,01	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [n Φ/e]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm²]	Al [cm²]	
ΣΦ 1	8	0,00	20,94	1,00	0,13	257,40	0,29	16,62	33,66	33,66	2τμ.ΣΦ8/10/10	0,00	0,00	
ΣΦ 1	6	0,00	12,69	1,00	0,13	257,40	0,29	8,37	33,66	33,66	2τμ.ΣΦ8/10/10	0,00	0,00	

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/e]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοιγμα	.	2,26	ΣΣ:+x	2,26	ΣΣ:+x	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						
Κόμβος	8	2,05	ΣΣ:+x	2,05	ΣΦ 1	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						
Κόμβος	6	2,05	ΣΦ 1	2,05	ΣΣ:+x	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ7

Θέση	Κάτω σε μήκος			Σπάνε στις θέσεις			Ανω σε μήκος			Πρ.Λοξά θέσεις		
Ανοι	1	3Φ12					2Φ12					
Συνδετήρες :			2τμ.ΣΦ8/10			Πύκνωση	Αρχή:	0,66m -2τμ.ΣΦ8/10			Τέλος:	0,66m -2τμ.ΣΦ8/10

(8) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(12)-> L=0,46 (για Καμπύλη αγκύρωσης D=20Φ L1=0,27)
(6) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(12)-> L=0,46 (για Καμπύλη αγκύρωσης D=20Φ L1=0,27)

Δοκός 8, Άνοιγμα 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 7	Τέλος: 8	Μέλος: 12	ΣΠΕΜ = 1,00
Διατομή	Ανεστ. πλακοδοκός		Ανωδομής	Ακαμπτές απολήξεις
Διαστάσεις	30/51/105/17/4,4 [cm]		Μήκος L=2,09m	Bl=0,12m Br=0,12m
Υλικά	Σκυρόδεμα: C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	w [kN/m]	Αρχή M [kNm]	[7] V [kN]	Τέλος M [kNm]	[8] V [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]	maxM [kNm]	
Φ 1	18,23	1,68	19,34	2,25	-18,79	0,00	4,98	11,93	
Φ 2	6,74	0,59	7,17	0,84	-6,93	-0,03	2,41	4,40	
ΣΦ 1	34,73	3,15	36,86	4,29	-35,77	-0,04	10,34	22,71	
ΣΣ:+x	21,60	16,05	36,44	16,92	-8,74	0,11	-6,44	18,11	
ΣΣ:+x	21,60	-12,10	9,41	-11,59	-35,77	-0,13	6,47	18,71	
ΣΣ:+z	21,60	16,05	36,44	16,92	-8,74	0,11	-6,44	18,11	
ΣΣ:+z	21,60	-12,10	9,41	-11,59	-35,77	-0,13	6,47	18,71	
ΣΣ:-x	21,60	16,05	36,44	16,92	-8,74	0,11	-6,44	18,11	
ΣΣ:-x	21,60	-12,10	9,41	-11,59	-35,77	-0,13	6,47	18,71	
ΣΣ:-z	21,60	16,05	36,44	16,92	-8,74	0,11	-6,44	18,11	
ΣΣ:-z	21,60	-12,10	9,41	-11,59	-35,77	-0,13	6,47	18,71	
ΣΦ 2	24,97	2,27	26,51	3,09	-25,72	-0,02	7,39	16,33	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΣ:+x	7	0,00	-12,10	0,00	3,85	1,90	0,376	0,01	2	
ΣΣ:+x	7	0,00	16,05	0,00	3,85	1,90	0,376	0,02	2	

Μέγιστα οπλισμών ροπών κάμψης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	ρ [%]	x [m]	E [/]	
ΣΦ 1	0	1,05	22,71	0,00	3,85	0,00	0,252	0,03	2	
ΣΣ: +x	8	0,00	-11,59	0,00	3,85	1,90	0,376	0,01	2	
ΣΦ 1	8	0,00	4,29	0,00	3,85	1,90	0,376	0,01	2	

Ο. Κ. Λειτουργικότητας: Περιορισμός Ρηγμάτωσης - wk < 0,20/0,20

Φορ [/]	Κόμβ [/]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	σs [MPa]	Asmin [cm²]		Φeff [mm]		Φmax [mm]		seff [mm]		Smax [mm]	wk [mm]	Προσθ. -
ΣΦ 2	0	16,33	-0,02	78	2,42		12	<	36		66,7	<	250	0,05	
ΣΦ 2	7	2,27	-0,02	10	2,42		12	<	36		66,7	<	250	0,01	
ΣΦ 2	8	3,09	-0,02	14	2,42		12	<	36		66,7	<	250	0,01	

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης

Φορτ [/]	Κόμβ [/]	Θέση [m]	Vsd2 [kN]	ζ [/]	Tsd [kNm]	VRd2 [kN]	Θέση [m]	Vsd3 [kN]	VRd1 [kN]	Vcd [kN]	Συνδετήρες τμ. [mm/cm]	Alw [cm²]	Al [cm²]	
ΣΦ 1	7	0,00	36,86	1,00	10,34	503,28	0,47	20,68	54,34	54,34	2τμ.ΣΦ8/10/10	0,00	1,72	
ΣΦ 1	8	0,00	35,77	1,00	-10,29	503,28	0,47	19,59	54,34	54,34	2τμ.ΣΦ8/10/10	0,00	1,71	
ΣΦ 1	7	0,00	36,86	1,00	10,34	503,28	0,47	20,68	54,34	54,34	2τμ.ΣΦ8/10/10	0,00	1,72	
ΣΦ 1	8	0,00	35,77	1,00	-10,29	503,28	0,47	19,59	54,34	54,34	2τμ.ΣΦ8/10/10	0,00	1,71	

Μέγιστα απαιτούμενων οπλισμών κάμψης και διάτμησης

Θέση [/]	.	Κάτω [cm²]	Φορ [/]	Ανω [cm²]	Φορ [/]	Συνδετήρες [n Φ/e]	Φορ [/]	Λοξός [cm²]	Φορ [/]	Χιαστ [cm²]	Φορ [/]	Κορμ [cm²]	Φορ [/]
Ανοιγμα		3,85	ΣΦ 1	2,26	ΣΣ: +x	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1					1,72	ΣΦ 1
Κόμβος	7	3,85	ΣΦ 1	3,85	ΣΣ: +x	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						
Κόμβος	8	3,85	ΣΦ 1	3,85	ΣΣ: +x	2τμ.ΣΦ8/10	ΣΦ 1						

Ράβδοι σιδηρού οπλισμού : Δοκού Δ8

Θέση		Κάτω σε μήκος	Σπάνε στις θέσεις	Ανω σε μήκος	Πρ.Λοξά θέσεις
Ανοι	1	4Φ12		4Φ12	(Οπλ κορμού= 2Φ12)
Συνδετήρες :		2τμ.ΣΦ8/10	Πύκνωση	Αρχή: 1,05m -2τμ.ΣΦ8/10	Τέλος: 1,05m -2τμ.ΣΦ8/10

- (7) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(12)-> L=0,46 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,27)
- (8) : Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης στήριξης Για Φ(12)-> L=0,46 (για Καμπύλη αγκύρωση D=20Φ L1=0,27)

Υπολογισμός υποστυλωμάτων ορόφου 0

Υποστύλωμα : 5, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα υποστυλώματος

Κόμβοι	Αρχή: 5(-1)	Τέλος: 5(0)	Μέλος: 1	
Διατομή	Ορθογωνική: 25/25 /d'=5,0			Υψος = 3,50 [m]
Υλικά	Σκυρόδεμα C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C
Κοντό= ΟΧΙ	Ητολ=0,00 - ασ=7,01			
ΣΠΕΜ	Σεισμικού φορτίου :1,00			

Εντατικά μεγέθη

A/A Φόρτ [/]	Αρχή My [kNm]	5(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	5(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]
Φ 1	0,65	-0,13	-0,06	-0,04	0,50	-0,34	-0,06	-0,04	-18,88	0,00
Φ 2	0,25	0,01	-0,04	-0,05	0,06	-0,12	-0,04	-0,05	-4,55	0,00
ΣΦ 1	1,25	-0,16	-0,14	-0,14	0,76	-0,64	-0,14	-0,14	-32,31	0,00
ΣΣ:+x	11,67	10,38	5,90	6,06	11,09	10,01	5,90	6,06	-6,32	-0,05
ΣΣ:+x	-10,12	-10,63	-6,06	-6,20	-10,03	-10,81	-6,06	-6,20	-35,99	-0,05
ΣΣ:+z	11,67	10,38	5,90	6,06	11,09	10,01	5,90	6,06	-6,32	-0,05
ΣΣ:+z	-10,12	-10,63	-6,06	-6,20	-10,03	-10,81	-6,06	-6,20	-35,99	-0,05
ΣΣ:-x	11,67	10,38	5,90	6,06	11,09	10,01	5,90	6,06	-6,32	-0,05
ΣΣ:-x	-10,12	-10,63	-6,06	-6,20	-10,03	-10,81	-6,06	-6,20	-35,99	-0,05
ΣΣ:-z	11,67	10,38	5,90	6,06	11,09	10,01	5,90	6,06	-6,32	-0,05
ΣΣ:-z	-10,12	-10,63	-6,06	-6,20	-10,03	-10,81	-6,06	-6,20	-35,99	-0,05
ΣΦ 2	0,90	-0,12	-0,10	-0,10	0,55	-0,46	-0,10	-0,10	-23,43	0,00

Έλεγχος επάρκειας διατομής σε κάμψη

Ποσοστό επάρκειας [/]	Κρίσιμη N [kN]	Φόρτιση My [kNm]	Mz [kNm]	Ποσοστό οπλισμού [/]
426,12%	-9,06	8,27	-7,33	1,629%

Ράβδοι Διατομής

Ομάδα Οπλισμού	Αριθμός Ράδβων	Οπλισμός [cm²]
1	4 Φ18	10,18
Σύνολα	4 Ράβδοι	10,18

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης (θεωρητικά απαιτούμενων)

Φορτ [/]	Διε [/]	Vsd [kN]	Tsd [kNm]	vd [/]	ζ [/]	Vcd [kN]	Συνδετήρες Lkr=0,70 [/ mm cm cm]	ωwd [/]	
ΣΣ:+x	Y	17,93	0,05	-0,03	-1,00	24,20	2 τμ.Φ8 /20 /10	0,55	+n
ΣΣ:+x	Z	18,38	0,05	-0,03	-1,00	24,20	2 τμ.Φ8 /20 /10	0,55	+n

Ράβδοι οπλισμού υποστυλώματος: Κ 5(0)

Διαμήκης οπλισμός [/]	Συνδετήρες Εσχάρες [/]	Ομοιομ. οπλισμού [/]	Ποσοστό επάρκειας [%]	Ποσοστό οπλισμού [%]
4Φ18	2τμ.ΣΦ8/10		426,12%	1,629%

Υποστύλωμα : 6, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα υποστυλώματος

Κόμβοι	Αρχή: 6(-1)	Τέλος: 6(0)	Μέλος: 2	
Διατομή	Ορθογωνική: 25/25 /d'=5,0			Υψος = 3,50 [m]
Υλικά	Σκυρόδεμα C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C
Κοντό= ΟΧΙ	Ητολ=0,00 - ασ=7,05			
ΣΠΕΜ	Σεισμικού φορτίου :1,00			

Εντατικά μεγέθη

A/A Φόρτ [/]	Αρχή My [kNm]	6(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	6(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]
Φ 1	0,77	0,18	0,03	-0,07	0,52	0,28	0,03	-0,07	-19,33	0,00
Φ 2	0,29	0,02	0,02	-0,07	0,05	0,09	0,02	-0,07	-4,66	0,00
ΣΦ 1	1,48	0,28	0,06	-0,20	0,77	0,50	0,06	-0,20	-33,09	0,00
ΣΣ:+x	12,28	10,69	6,00	6,30	11,59	10,72	6,00	6,30	-6,19	-0,05
ΣΣ:+x	-10,46	-10,29	-5,93	-6,51	-10,50	-10,08	-5,93	-6,51	-37,13	-0,05
ΣΣ:+z	12,28	10,69	6,00	6,30	11,59	10,72	6,00	6,30	-6,19	-0,05

Εντατικά μεγέθη

A/A Φόρτ [/]	Αρχή My [kNm]	6(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	6(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]
ΣΣ:+z	-10,46	-10,29	-5,93	-6,51	-10,50	-10,08	-5,93	-6,51	-37,13	-0,05
ΣΣ:-x	12,28	10,69	6,00	6,30	11,59	10,72	6,00	6,30	-6,19	-0,05
ΣΣ:-x	-10,46	-10,29	-5,93	-6,51	-10,50	-10,08	-5,93	-6,51	-37,13	-0,05
ΣΣ:-z	12,28	10,69	6,00	6,30	11,59	10,72	6,00	6,30	-6,19	-0,05
ΣΣ:-z	-10,46	-10,29	-5,93	-6,51	-10,50	-10,08	-5,93	-6,51	-37,13	-0,05
ΣΦ 2	1,06	0,21	0,04	-0,14	0,57	0,36	0,04	-0,14	-23,99	0,00

Έλεγχος επάρκειας διατομής σε κάμψη

Ποσοστό επάρκειας [/]	Κρίσιμη N [kN]	Φόρτιση My [kNm]	Mz [kNm]	Ποσοστό οπλισμού [/]
407,21%	-8,93	8,84	7,45	1,629%

Ράβδοι Διατομής

Ομάδα Οπλισμού	Αριθμός Ράδβων	Οπλισμός [cm²]
1	4 Φ18	10,18
Σύνολα	4 Ράβδοι	10,18

Μέγιστα οπλισμών διātμησης (θεωρητικά απαιτουμένων)

Φορτ [/]	Διε [/]	Vsd [kN]	Tsd [kNm]	vd [/]	ζ [/]	Vcd [kN]	Συνδετήρες Lkr=0,70 [/ mm cm cm]	ωwd [/]	
ΣΣ:+x	Y	17,91	0,05	-0,03	-1,00	24,26	2 τμ.Φ8 /20 /10	0,55	+n
ΣΣ:+x	Z	19,20	0,05	-0,03	-1,00	24,26	2 τμ.Φ8 /20 /10	0,55	+n

Ράβδοι οπλισμού υποστυλώματος: Κ 6(0)

Διαμήκης οπλισμός [/]	Συνδετήρες Εσχάρες [/]	Ομοιομ. οπλισμού [/]	Ποσοστό επάρκειας [%]	Ποσοστό οπλισμού [%]
4Φ18	2τμ.ΣΦ8/10		407,21%	1,629%

Υποστύλωμα : 7, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα υποστυλώματος

Κόμβοι	Αρχή: 7(-1)	Τέλος: 7(0)	Μέλος: 3	
Διατομή	Ορθογωνική: 25/30 /d'=5,0			Υψος = 3,50 [m]
Υλικά	Σκυρόδεμα C20/25		Χάλυβας: B500C	Συνδετήρες: B500C
Κοντό= ΟΧΙ	Ητολ=0,00 - as=5,93			
ΣΠΕΜ	Σεισμικού φορτίου :1,00			

Εντατικά μεγέθη

A/A Φόρτ [/]	Αρχή My [kNm]	7(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	7(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]
Φ 1	0,71	0,76	-0,03	-0,08	0,42	0,67	-0,03	-0,08	-35,84	0,00
Φ 2	0,20	0,21	0,02	-0,08	-0,07	0,28	0,02	-0,08	-11,89	0,00
ΣΦ 1	1,26	1,35	0,00	-0,23	0,47	1,32	0,00	-0,23	-66,22	0,00
ΣΣ:+x	16,71	16,55	8,96	8,45	14,49	16,56	8,96	8,45	-25,30	-0,08
ΣΣ:+x	-15,09	-14,81	-8,99	-8,69	-13,72	-14,94	-8,99	-8,69	-58,28	-0,08
ΣΣ:+z	16,71	16,55	8,96	8,45	14,49	16,56	8,96	8,45	-25,30	-0,08
ΣΣ:+z	-15,09	-14,81	-8,99	-8,69	-13,72	-14,94	-8,99	-8,69	-58,28	-0,08
ΣΣ:-x	16,71	16,55	8,96	8,45	14,49	16,56	8,96	8,45	-25,30	-0,08
ΣΣ:-x	-15,09	-14,81	-8,99	-8,69	-13,72	-14,94	-8,99	-8,69	-58,28	-0,08
ΣΣ:-z	16,71	16,55	8,96	8,45	14,49	16,56	8,96	8,45	-25,30	-0,08
ΣΣ:-z	-15,09	-14,81	-8,99	-8,69	-13,72	-14,94	-8,99	-8,69	-58,28	-0,08
ΣΦ 2	0,91	0,97	0,00	-0,16	0,35	0,95	0,00	-0,16	-47,73	0,00

Έλεγχος επάρκειας διατομής σε κάμψη

Ποσοστό επάρκειας [/]	Κρίσιμη N [kN]	Φόρτιση My [kNm]	Mz [kNm]	Ποσοστό οπλισμού [/]
386,43%	-28,58	8,85	12,28	1,357%

Ράβδοι Διατομής

Ομάδα Οπλισμού	Αριθμός Ράδβων	Οπλισμός [cm²]
1	4 Φ18	10,18
Σύνολα	4 Ράβδοι	10,18

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης (θεωρητικά απαιτούμενων)

Φορτ [/]	Διε [/]	Vsd [kN]	Tsd [kNm]	vd [/]	ζ [/]	Vcd [kN]	Συνδετήρες Lkr=0,70 [/ mm cm cm]	ωwd [/]	
ΣΣ:+x	Y	26,93	0,08	-0,04	-1,00	31,01	2 τμ.Φ8 /20 /10	0,47	+n
ΣΣ:+x	Z	25,71	0,08	-0,04	-1,00	31,33	2 τμ.Φ8 /20 /10	0,47	+n

Ράβδοι οπλισμού υποστυλώματος: Κ 7(0)

Διαμήκης οπλισμός [/]	Συνδετήρες Εσχάρες [/]	Ομοιομ. οπλισμού [/]	Ποσοστό επάρκειας [%]	Ποσοστό οπλισμού [%]
4Φ18	2τμ.ΣΦ8/10		386,43%	1,357%

Υποστύλωμα : 8, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα υποστυλώματος

Κόμβοι	Αρχή: 8(-1)	Τέλος: 8(0)	Μέλος: 4
Διατομή	Ορθογωνική: 25/30 /d'=5,0		
Υλικά	Σκυρόδεμα C20/25	Χάλυβας: B500C	Υψος = 3,50 [m]
Κοντό= ΟΧΙ	Ητολ=0,00 - as=6,02		
ΣΠΕΜ	Σεισμικός φορτίου :1,00		

Εντατικά μεγέθη

A/A Φόρτ [/]	Αρχή My [kNm]	8(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	8(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	Στρέψη T [kNm]
Φ 1	0,72	-0,67	0,00	-0,03	0,60	-0,69	0,00	-0,03	-36,06	0,00
Φ 2	0,17	-0,18	-0,04	-0,04	0,02	-0,31	-0,04	-0,04	-11,90	0,00
ΣΦ 1	1,22	-1,16	-0,07	-0,11	0,83	-1,39	-0,07	-0,11	-66,53	0,00
ΣΣ:+x	17,28	15,21	9,07	8,82	15,21	15,04	9,07	8,82	-25,99	-0,08
ΣΣ:+x	-15,67	-16,72	-9,12	-8,93	-14,00	-16,73	-9,12	-8,93	-58,03	-0,08
ΣΣ:+z	17,28	15,21	9,07	8,82	15,21	15,04	9,07	8,82	-25,99	-0,08
ΣΣ:+z	-15,67	-16,72	-9,12	-8,93	-14,00	-16,73	-9,12	-8,93	-58,03	-0,08
ΣΣ:-x	17,28	15,21	9,07	8,82	15,21	15,04	9,07	8,82	-25,99	-0,08
ΣΣ:-x	-15,67	-16,72	-9,12	-8,93	-14,00	-16,73	-9,12	-8,93	-58,03	-0,08
ΣΣ:-z	17,28	15,21	9,07	8,82	15,21	15,04	9,07	8,82	-25,99	-0,08
ΣΣ:-z	-15,67	-16,72	-9,12	-8,93	-14,00	-16,73	-9,12	-8,93	-58,03	-0,08
ΣΦ 2	0,89	-0,84	-0,04	-0,08	0,61	-1,00	-0,04	-0,08	-47,96	0,00

Έλεγχος επάρκειας διατομής σε κάμψη

Ποσοστό επάρκειας [/]	Κρίσιμη N [kN]	Φόρτιση My [kNm]	Mz [kNm]	Ποσοστό οπλισμού [/]
378,12%	-29,27	9,88	-11,91	1,357%

Ράβδοι Διατομής

Ομάδα Οπλισμού	Αριθμός Ράδβων	Οπλισμός [cm²]
1	4 Φ18	10,18
Σύνολα	4 Ράβδοι	10,18

Μέγιστα οπλισμών διάτμησης (θεωρητικά απαιτούμενων)

Φορτ [/]	Διε [/]	Vsd [kN]	Tsd [kNm]	vd [/]	ζ [/]	Vcd [kN]	Συνδετήρες Lkr=0,70 [/ mm cm cm]	ωwd [/]	
ΣΣ:+x	Y	27,31	0,08	-0,04	-1,00	31,04	2 τμ.Φ8 /20 /10	0,47	+n
ΣΣ:+x	Z	26,62	0,08	-0,04	-1,00	31,36	2 τμ.Φ8 /20 /10	0,47	+n

Ράβδοι οπλισμού υποστυλώματος: Κ 8(0)

Διαμήκης οπλισμός [/]	Συνδετήρες Εσχάρες [/]	Ομοιομ. οπλισμού [/]	Ποσοστό επάρκειας [%]	Ποσοστό οπλισμού [%]
4Φ18	2τμ.ΣΦ8/10		378,12%	1,357%

Πίνακας Οπλισμών Υποστυλωμάτων

Πίνακας Οπλισμών Κατακορύφων μελών

α/α	Ορ.	Διατομή	Ο π λ ι σ μ ο ι	Εσχάρες - Συνδετήρες
K5	Ορ.0	25/25	4Φ18	2τμ.ΣΦ8/10
K6	Ορ.0	25/25	4Φ18	2τμ.ΣΦ8/10
K7	Ορ.0	25/30	4Φ18	2τμ.ΣΦ8/10
K8	Ορ.0	25/30	4Φ18	2τμ.ΣΦ8/10

Συνολική προμέτρηση κτιρίου

Προμέτρηση δοκών ορόφου -1

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ10	Φ16	
108,01	120,51	Μέτρα
66,01	190,01	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	8,30	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	256,00
Αφαιρούνται	[m²]	2,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	2,05
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	6,30	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	124,90

Προμέτρηση : Σύνολο ορόφου :-1

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διαμ [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ10	108,00	66,00	
Φ16	120,50	190,00	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	8,30	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	256,00
Αφαιρούνται	[m²]	2,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	2,05
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	6,30	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	124,90

Προμέτρηση πλακών ορόφου 0

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ8	
104,84	Μέτρα
41,37	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	8,30	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	41,35
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	1,40
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	8,30	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	29,35

Προμέτρηση δοκών ορόφου 0

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ8	Φ12	
111,01	75,01	Μέτρα
43,51	66,51	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	4,00	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	110,00
Αφαιρούνται	[m²]	0,55	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	0,55
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	3,45	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	200,05

Προμέτρηση στύλων ορόφου 0

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ18	
74,88	Μέτρα
149,59	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	14,70	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	149,60
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	0,95
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	14,70	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	155,80

Προμέτρηση : Σύνολο ορόφου :0

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διαμ [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	215,85	84,85	
Φ12	75,00	66,50	
Φ18	74,90	149,60	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	27,00	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	300,95
Αφαιρούνται	[m ²]	0,55	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	2,90
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	26,45	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	103,05

Προμέτρηση : Σύνολο κτιρίου

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διαμ [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	215,85	84,85	
Φ10	108,00	66,00	
Φ12	75,00	66,50	
Φ16	120,50	190,00	
Φ18	74,90	149,60	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	35,30	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	556,95
Αφαιρούνται	[m ²]	2,55	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	4,95
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	32,75	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	112,05