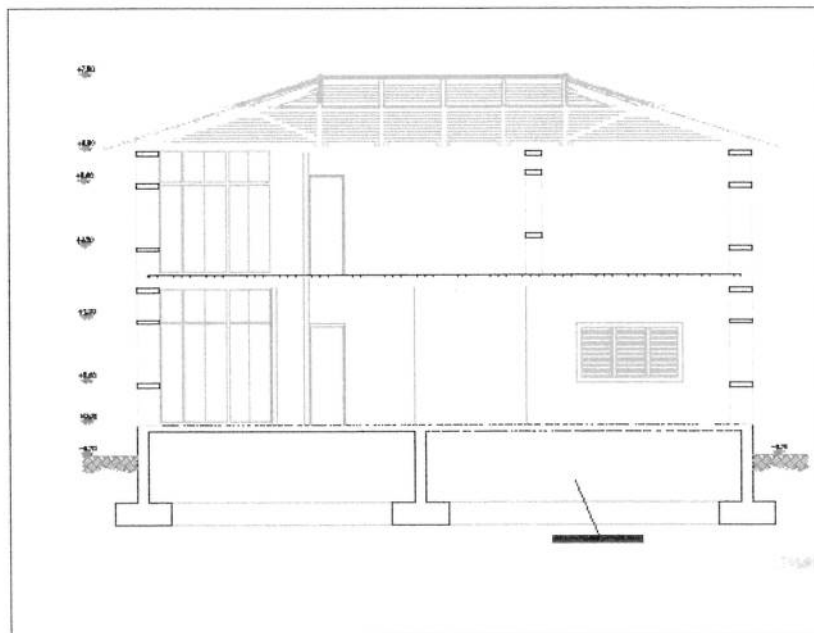


Τ.Ε.Ι. ΠΕΙΡΑΙΑ

ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ: ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΘΕΜΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ
ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΔΟΜΗ ΚΑΙ
ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΜΕ ΕΠΕΝΔΥΣΗ ΠΕΤΡΑΣ,
ΕΥΛΙΝΗΣ ΣΤΕΓΗΣ ΚΑΙ ΠΑΤΩΜΑΤΩΝ



ΟΙ ΣΥΝΤΑΞΑΝΤΕΣ:

ΔΕΡΜΕΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ
ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ - ΕΙΡΗΝΗ
ΦΩΤΟΠΟΥΛΟΥ ΙΩΣΗΦΙΝΑ

ΟΙ ΕΙΣΗΓΗΤΕΣ:

ΓΙΑΝΝΑΚΟΠΟΥΛΟΣ ΦΩΤΙΟΣ (ΕΡΓ. ΣΥΝΕΡΓΑΤΗΣ)
ΠΑΠΙΑΣ ΧΡΙΣΤΟΦΟΡΟΣ (ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ)

ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΟ ΕΤΟΣ: 2007 - 2008

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ
2. ΠΡΟΛΟΓΟΣ
3. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ
4. ΣΤΑΤΙΚΑ ΞΥΛΙΝΟΥ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΜΠΙΕΤΟ ΣΕ
ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΑΠΟ ΠΕΤΡΑ
5. ΣΤΑΤΙΚΑ ΞΥΛΙΝΟΥ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΣΙΔΗΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΗ
6. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΤΕΓΗΣ
7. ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ
8. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΙΔΗΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
9. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ
10. ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ
11. ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσουμε τους καθηγητές μας:

- κ. ΠΑΠΠΑ ΧΡΙΣΤΟΦΟΡΟ και
- κ. ΓΙΑΝΝΑΚΟΠΟΥΛΟ ΦΩΤΙΟ

για την δυνατότητα που μας έδωσαν να ασχοληθούμε με το πολυδιάστατο και διδακτώδες θέμα της μελέτης σύγκρισης φέρουσας τοιχοποιίας με πέτρα με την σιδηροκατασκευή.

Ευχαριστούμε επίσης τους γονείς μας για την υπομονή και την συμπαράστασή τους.

Πρόλογος

Οι Ευρωκώδικες αποτελούν πλέγμα κανονισμών αναφερομένων στο σχεδιασμό δομικών έργων ειδικότητας πολιτικού μηχανικού. Στόχος τους είναι η βελτιστοποίηση της λειτουργίας της αγοράς στις χώρες της Ευρωπαϊκής ένωσης στην περιοχή των τεχνικών έργων, με την παράκαμψη των εμποδίων που προέρχονται από την ύπαρξη πολλών εθνικών κανονισμών.

Οι νέοι κανονισμοί επέφεραν σημαντικές αλλαγές στη φιλοσοφία του σχεδιασμού των έργων. Στην παρούσα εργασία απαιτείται η χρήση του Ευρωκώδικα 5, ο οποίος αναφέρεται στον υπολογισμό ξύλινων κατασκευών και αυτή του Ευρωκώδικα 3 ο οποίος αναφέρεται στο σχεδιασμό δομικών έργων από χάλυβα, του Ευρωκώδικα ο οποίος αναφέρεται στο σχεδιασμό δομικών έργων από οπλισμένο σκυρόδεμα και του Ευρωκώδικα 6 ο οποίος αναφέρεται στο σχεδιασμό δομικών έργων από τοιχοποιία.

Τέλος από την θέση αυτή θεώρησα χρέος μου να ευχαριστήσω θερμά τους, κ. Παππά Χριστόφορο (καθηγητή εφαρμογών Τ.Ε.Ι. Πειραιά) και κ. Γιαννακόπουλο Φώτιο (εργαστηριακό συνεργάτη Τ.Ε.Ι. Πειραιά), οι οποίοι ενέπνευσαν και παρότρυναν την συγγραφή της παρούσης εργασίας και για την όλη επιμέλεια σύνταξης και παρουσίασης αυτής.

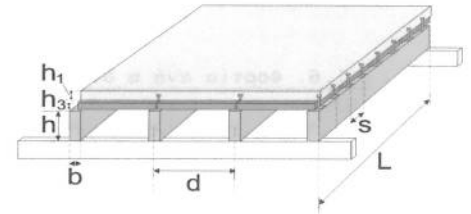
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ – 2
2. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ – 3
3. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ – 5
4. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ – 6
5. ΓΟΚ 2000

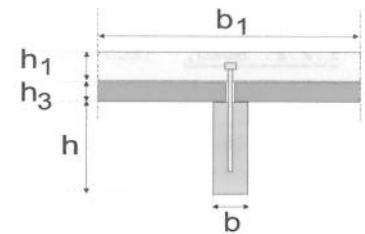
ΣΤΑΤΙΚΑ ΕΥΛΙΝΟΥ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ
ΜΕ ΜΠΕΤΟ
ΣΕ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ
ΑΠΟ ΠΕΤΡΑ

ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ**1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : ΔΑΠΕ.-002****Δάπεδο Ξύλο-Μπετόν****1.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία****1.1.1. Τρόπος Κατασκευής**

Σύνθετο πάτωμα ξύλο-σκυρόδεμα
 Κατηγορία ξυλείας: C35
 Κατηγορία σκυροδέματος: C25/30
 Ελεύθερο άνοιγμα δοκών πατώματος: $L= 5.600\text{m}$
 Πάχος πλάκας σκυροδέματος: $h_1= 40\text{mm}$.
 Διατομή δοκών πατώματος : $B \times H=70\text{mm} \times 220\text{mm}$.
 Απόσταση μεταξύ δοκών πατώματος : 0.300 m

**1.1.2. Κανονισμοί**

EN1990-1-1:2002 Δράσεις
 EN1991-1-1:2003 Φορτία κατασκευής
 ENV1995-1-1:1994 Ξύλινες κατασκευές
 EN1992-1-1:2004 Κατασκευές από σκυρόδεμα
 EN1994-1-1:2000 Σύμμικτες κατασκευές από σκυρόδεμα και χάλυβα

**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 Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικας 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι φέρουσας ικανότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5, (EC5 ENV1995-1-1:1994, §5). Ελέγχονται επίσης τα β σε κατάσταση λειτουργικότητας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5, EC5 ENV1995-1-1:1994, §4.3.1, καθώς και σύμφωνα με (EC5 ENV1995-1-1:1994, §4.4.3)

Ιδιότητες σύνθετου πατώματος από ξύλο και σκυρόδεμα σύμφωνα με:
 EC5 ENV1995-1-1:1994, Παραρτ. Β

1.1.4. Ιδιότητες υλικών**Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας (EC5 ENV1995-1-1:1994, §3)**

Ποιότητα ξυλείας: C35
 Κλάση λειτουργίας : Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$ (ENV1995-1-1, §3.1.5)
 $f_{mk} = 35.0\text{ MPa}$, $f_{t0k} = 21.0\text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4\text{ MPa}$
 $f_{c0k} = 25.0\text{ MPa}$, $f_{c90k} = 6.0\text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.4\text{ MPa}$
 $E_{0m} = 13000\text{ MPa}$, $E_{005} = 8700\text{ MPa}$, $E_{90m} = 430\text{ MPa}$
 $G_m = 810\text{ MPa}$, $\rho_k = 400\text{ Km/m}^3$

Χαρακτηριστικές ιδιότητες σκυροδέματος (EC2 ENV1992-1-1:1993, §3.1)

Πλάκα σκυροδέματος: C25/30, $f_{ck}=25\text{ N/mm}^2$, $f_{cm}=2.60\text{ N/mm}^2$, $E_{cm}=30500\text{ N/mm}^2$
 $f_{cd}=0.85 \times 25/1.50=14.17\text{ N/mm}^2$, $f_{ctmd}=0.85 \times 3/1.50=1.47\text{ N/mm}^2$ (EC4 ENV1994-1-1:1992, §4.4.1.4)
 Χάλυβας σκυροδέματος S500

Χαρακτηριστικές ιδιότητες συνδέσμων

Διάμετρος συνδέσμων $\Phi=10.0\text{ mm}$, Εφελκυστική αντοχή $f_u=500\text{ N/mm}^2$
 Απόσταση συνδέσμων: $s_{min}=100\text{ mm}$ ($0-L/4$, $3L/4-L$), $s_{max}=300\text{ mm}$ ($L/4-3L/4$)
 $s_{ef}=0.75 \times 100 + 0.25 \times 300 = 150\text{ mm}$ (EC5 ENV1995-1-1:1994, §5.3.3(4))

1.3.3. Δυνάμεις σχεδιασμού (EC5 ENV1995-1-1:1994, §5)

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γ_g	γ_q	ψ_0
(Gk) Μόνιμα Gk = 0.558	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qkf) Κινητά Qk = 0.600	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.60

Σ.Φ.	Ευνοδιασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot Gk$	Μόνιμη	0.60	3.515	4.922
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qkf$	Μεσοχρόνια	0.80	5.787	8.101
	Μέγιστες τιμές			5.787	8.101

1.3.4. Τάσεις σχεδιασμού

Μεγίστη Ροπή $M=6.48$ kNm, μέγιστη Τέμνουσα $V=4.63$ kN

Πλευρά σκυροδέματος

$\sigma_{cd} = \gamma_1 \cdot E_1 \cdot \alpha_1 \cdot M / (EI)_{ef} = 2.38$ N/mm² (EC5 ENV1995-1-1:1994, Eq.B.7)

$\sigma_{md} = 0.5E_1 \cdot h_1 \cdot M_d / (EI)_{ef} = 1.56$ N/mm² (EC5 ENV1995-1-1:1994, Eq.B.8)

$\sigma_{cd} = 2.38 + 1.56 = 3.94$ N/mm² < 14.17 N/mm² (θλίψη)

$\sigma_{cd} = 2.38 - 1.56 = 0.83$ N/mm² < 14.17 N/mm² (θλίψη)

Πλευρά ξύλου

$\sigma_{2d} = \gamma_2 \cdot E_2 \cdot \alpha_2 \cdot M / (EI)_{ef} = 1.86$ N/mm² (EC5 ENV1995-1-1:1994, Eq.B.7)

$\sigma_{m2d} = 0.5E_2 \cdot h_2 \cdot M_d / (EI)_{ef} = 3.65$ N/mm² (EC5 ENV1995-1-1:1994, Eq.B.8)

$\tau_{2max} = 1.50 V_d / (b \cdot h) = 0.45$ N/mm² (EC5 ENV1995-1-1:1994, Eq.B.9)

$f_{md} = 0.80 \times 35.00 / 1.30 = 21.54$ N/mm²

$f_{t0d} = 0.80 \times 21.00 / 1.30 = 12.92$ N/mm²

$f_{vd} = 0.80 \times 3.40 / 1.30 = 2.09$ N/mm²

$\sigma_{2d} / f_{t0d} + \sigma_{m2d} / f_{md} = 1.86 / 12.92 + 3.65 / 21.54 = 0.31$ < 1.00

$\tau_{2max} = 0.45$ N/mm² < 2.09 N/mm²

1.3.5. Σχεδιασμός συνδέσμων

Απόσταση συνδέσμων: $s_{min} = 100$ mm (0-L/4, 3L/4-L), $s_{max} = 300$ mm (L/4-3L/4)

$s_{ef} = 0.75 \times 100 + 0.25 \times 300 = 150$ mm (EC5 ENV1995-1-1:1994, §5.3.3(4))

$F_{1d} = \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \alpha_1 \cdot s_1 \cdot V_d / (EI)_{ef}$ (EC5 ENV1995-1-1:1994, Eq.B.10)

$F_{1d} = 0.33 \times 30500 \times 12000 \times 94.05 \times 100.0 \times 4.63 / 2.54E+012 = 2.04$ kN < 7.04 kN

1.4. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (EC5 ENV1995-1-1:1994, §4)**1.4.1. Ιδιότητες σύνθετης διατομής** (EC5 ENV1995-1-1:1994 Παραρτ. Β)

Συμμεγασμένο πλάτος, $b_1 = 2L/8 = 2 \times 5600/8 = 1400$ mm and $b_1 \leq 300$ mm. $b_1 = 300$ mm (ENV1994-1-1, §2.2.21)

$K_{ser} = (\rho_k)^{1.5} (d/20) = (400)^{1.5} (10/20) = 12500$ N/mm (EC5 ENV1995-1-1:1994, Table 4.2)

μέση απόσταση συνδέσμων $s_{ef} = 150$ mm

$A_1 = 300 \times 40 = 12000$ mm²

$A_2 = 70 \times 220 = 15400$ mm²

$I_1 = 300 \times 40^3 / 12 = 1.60E+006$ mm⁴

$I_2 = 70 \times 220^3 / 12 = 6.21E+007$ mm⁴

$E_1 = 30500$ N/mm²

$E_2 = 13000$ N/mm²

$\gamma_1 = 0.42$

$\gamma_2 = 1.00$

$\alpha_1 = 84.9$ mm

$\alpha_2 = 65.1$ mm

$EI_{ef} = 2.81E+012$ Nmm²

1.4.2. Εντατικά μεγέθη δοκού (L= 5.60 m)

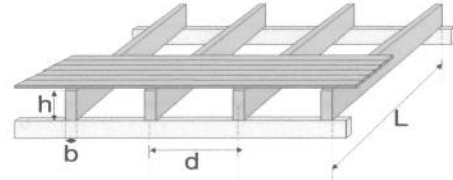
Μόνιμα φορτία $G_k = 0.558$ kN/m, $\max V = 1.56$ kN, $\max M = 2.19$ kNm, $\max \Delta = 2.54$ mm

Κινητά φορτία $Q_k = 0.600$ kN/m, $\max V = 1.68$ kN, $\max M = 2.35$ kNm, $\max \Delta = 2.73$ mm

ΣΤΑΤΙΚΑ ΕΥΛΙΝΟΥ ΠΑΤΩΜΑΤΟΣ
ΜΕ ΣΙΔΗΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : ΔΑΠΕ.-001

Δάπεδο ενός ανοίγματος

1.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία1.1.1. Τρόπος Κατασκευής

Εύλινο δάπεδο, από ξυλεία C35.

Απόσταση μεταξύ δοκών πατώματος 0.30m, ελεύθερο άνοιγμα δοκών 5.60m

Διατομή δοκών πατώματος $B \times H = 70 \text{mm} \times 220 \text{mm}$. Πάχος πατώματος 25mm

1.1.2. Κανονισμοί

EN1990-1-1:2002 Δράσεις

EN1991-1-1:2003 Φορτία κατασκευής

ENV1995-1-1:1994 Εύλινες 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 Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικας 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι φέρουσας ικανότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5, (EC5 ENV1995-1-1:1994, §5). Ελέγχονται επίσης τα β σε κατάσταση λειτουργικότητας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5, EC5 ENV1995-1-1:1994, §4.3.1, καθώς και σύμφωνα με (EC5 ENV1995-1-1:1994, §4.4.3)

1.1.4. Ιδιότητες υλικών (ξύλεια) (EC5 ENV1995-1-1:1994, §3)

Ποιότητα ξυλείας: C35

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$ (EC5 §3.1.5)

Συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 1.30$ (EC5 §2.3.3.2)

Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας

$f_{mk} = 35.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 21.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$

$f_{c0k} = 25.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 6.0 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.4 \text{ MPa}$

$E_{0m} = 13000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 8700 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 430 \text{ MPa}$

$G_m = 810 \text{ MPa}$, $\rho_k = 400 \text{ Km/m}^3$

1.1.5. Κατανεμημένα φορτία δαπέδου

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

Ιδιο βάρος (μόνωση-δοκοί) $G_w = 0.100 \text{ kN/m}^2$

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

Σύνολο μόνιμων φορτίων $G_e + G_w + G_f = G_s = 0.900 \text{ kN/m}^2$

Κινητό φορτίο δαπέδου $Q_f = 2.000 \text{ kN/m}^2$

1.1.6. Φορτία ανά m δοκού δαπέδου

Μόνιμο φορτίο $G_k = 0.300 \times 0.900 = 0.270 \text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο $Q_k = 0.300 \times 2.000 = 0.600 \text{ kN/m}$

1.1.7. Στοιχεία διατομής δοκών δαπέδου

Διατομή $B \times H = 70 \text{mm} \times 220 \text{mm}$, $A = 1.540 \text{E}+004 \text{mm}^2$, $I = 6.211 \text{E}+007 \text{mm}^4$, $W = 5.647 \text{E}+005 \text{mm}^3$

1.2. Εντατικά μεγέθη δοκού (L= 5.60 m)

Μόνιμα φορτία $G_k = 0.270 \text{ kN/m}$, $\max V = 0.76 \text{ kN}$, $\max M = 1.06 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 4.28 \text{ mm}$

Κινητά φορτία $Q_k = 0.600 \text{ kN/m}$, $\max V = 1.68 \text{ kN}$, $\max M = 2.35 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 9.52 \text{ mm}$

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd}=4.957 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §5.2.2)

Ορθογωνική διατομή, $b=70\text{mm}$, $h=220\text{mm}$, $A=1.540\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=5.647\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=1.797\text{E}+005\text{mm}^3$

Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.80$ (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (§2.3.3.2)

$f_{c0k}=25.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 25.00 / 1.30 = 15.38 \text{ N/mm}^2$

$f_{yk}=35.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{yk} / \gamma_M = 0.80 \times 35.00 / 1.30 = 21.54 \text{ N/mm}^2$

$f_{mk}=35.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.80 \times 35.00 / 1.30 = 21.54 \text{ N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §5.1.6.(2))

$\sigma_{yd}=M_{yd}/W_y, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 4.957 / 5.647\text{E}+005 = 8.78 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{zd}=M_{zd}/W_z, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 0.000 / 1.797\text{E}+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη Λυγισμού S_k

$S_{ky}=1.00 \times 5.60 = 5.60 \text{ m} = 5600 \text{ mm}$

$S_{kz}=0.10 \times 5.60 = 0.56 \text{ m} = 560 \text{ mm}$

Λυγηρότητες

$i_y=(I_y/A)^{1/2}=0.289 \times 220 = 64 \text{ mm}$, $\lambda_y=5600/64=87.50$

$i_z=(I_z/A)^{1/2}=0.289 \times 70 = 20 \text{ mm}$, $\lambda_z=560/20=28.00$

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{m,crity}=29.13 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my}=(f_{yk}/\sigma_{m,crity})^{1/2}=1.10$ (EC5 Εξ.5.2.1α)

$\sigma_{m,critz}=9042.46 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz}=(f_{mk}/\sigma_{m,critz})^{1/2}=0.06$ (EC5 Εξ.5.2.1β)

$\lambda_{rel,my}=1.10$, ($0.75 < \lambda_{rel} \leq 1.40$, $K_{crit}=1.56-0.75\lambda_{relm}$), $K_{crity}=0.74$ (EC5 Εξ.5.2.2γ-ε)

$\lambda_{rel,mz}=0.06$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz}=1.00$ (EC5 Εξ.5.2.2γ-ε)

$\sigma_{yd}/(K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{zd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.552 + 0.000 = 0.55 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.2β)

$K_m \cdot \sigma_{yd}/(K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{zd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.387 + 0.000 = 0.39 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.2β)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.5. Ταλαντώσεις (EC5 ENV1995-1-1:1994, §4.4.3)

Θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα πατώματος $f=(\pi/2L)^2(EI/M)^{1/2}$ (EC5 ENV1995-1-1:1994 §4.4.3)

$L=5.600 \text{ m}$, $E=1.300\text{E}+010 \text{ Nm}^2/\text{m}$, $I=6.211\text{E}-005 \text{ m}^4$, $M=27.52 \text{ kg/m}^2$, $f=8.58 \text{ Hz}$

$f=8.58 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz}$. Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα είναι αποδεκτή

ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ
ΕΥΛΙΝΗΣ ΣΤΕΓΗΣ

Γενικές πληροφορίες

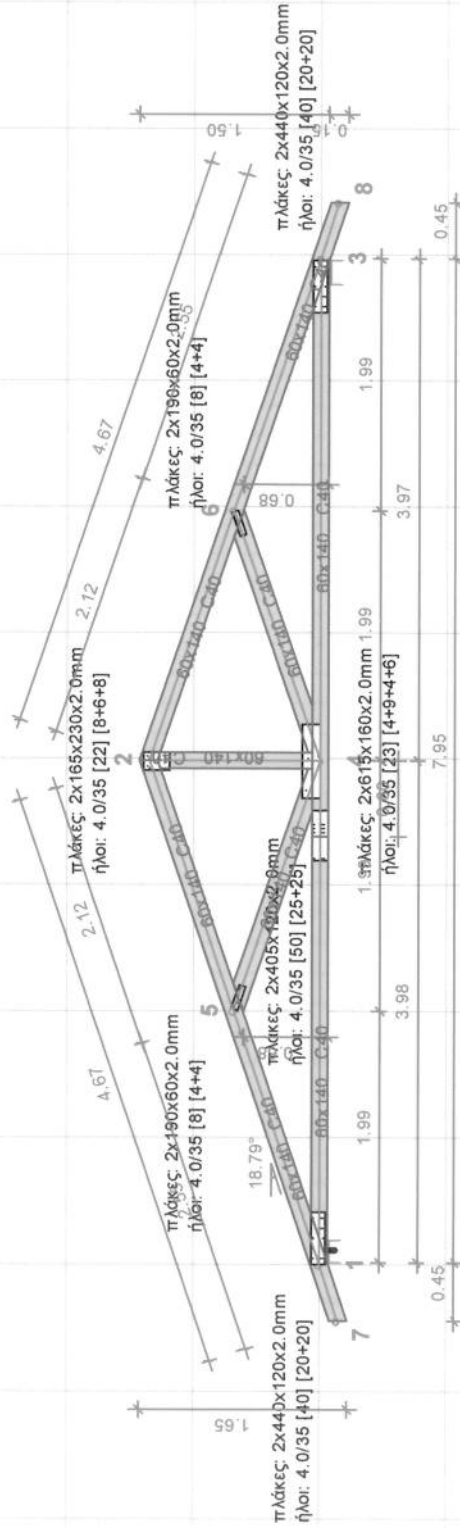
Κλάση ξυλείας ζευκτών C40
Απόσταση ζευκτών C/C 1.34 m
Τεγίδες C14, 50x50 mm, σε C/C 0.45 m
Σανίδωμα C14, πάχος 15 mm
Κλάση λειτουργίας (ENV1995-1-1, §3.1.5): Κλάση 2
Συντ. υλικού: 1.30 (EC5 ENV1995-1-1:1994, §2.3.3.2)
Όγκος ζευκτού = 0.192 m³

Κανονισμοί

EN1990-1-1:2002 Δράσεις
EN1991-1-1:2003 Φορτία κατασκευής
ENV1991-2-3:1995 Φορτία χιονιού
ENV1991-2-4:1995 Φορτία ανέμου
ENV1995-1-1:1994 Ξύλινες κατασκευές

Κατανεμημένα φορτία στέγης

Επικάλυψη στέγης
Τεγίδες, σανίδωμα, μόνωση
Οροφή κάτω επιφάνειας στέγης
Φορτίο χιονιού επί του εδάφους
Πίεση ανέμου σε κάθετη επιφάνεια



Ράβδοι ζευκτού

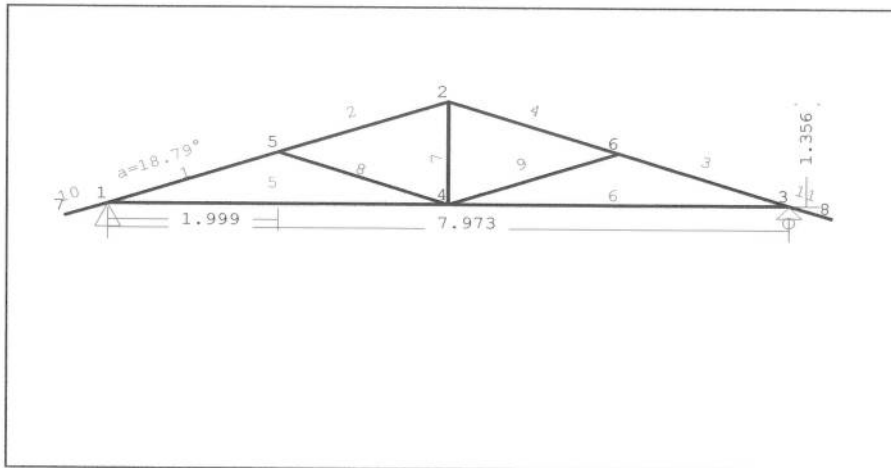
στοιχ	διατομή	ξύλεια	μήκος(L)	(L _{max})
Ei 1-2 :	60x140	C40	L1-2 = 4,21 m	L _{max} = 4,67 m
Ei 2-3 :	60x140	C40	L2-3 = 4,21 m	L _{max} = 4,67 m
Ei 1-3 :	60x140	C40	L1-3 = 7,97 m	L _{max} = 7,97 m
Ei 2-4 :	60x140	C40	L2-4 = 1,36 m	L _{max} = 1,21 m
Ei 4-5 :	60x140	C40	L4-5 = 2,10 m	L _{max} = 1,90 m
Ei 4-6 :	60x140	C40	L4-6 = 2,10 m	L _{max} = 1,90 m

Πλάκες συνδέσεων

κόμβος	είδος	μέγεθος (BxL)mm	ήλοι
Nd 2 :	Μεταλλική πλάκα 2.0mm	2x165x230mm	ήλοι 4.0/35 :22 [8+6+8]
Nd 1 :	Μεταλλική πλάκα 2.0mm	2x440x120mm	ήλοι 4.0/35 :40 [20+20]
Nd 3 :	Μεταλλική πλάκα 2.0mm	2x440x120mm	ήλοι 4.0/35 :40 [20+20]
Nd 4 :	Μεταλλική πλάκα 2.0mm	2x615x160mm	ήλοι 4.0/35 :23 [4+9+4+6]
Nd 5 :	Μεταλλική πλάκα 2.0mm	2x190x60mm	ήλοι 4.0/35 :8 [4+4]
Nd 6 :	Μεταλλική πλάκα 2.0mm	2x190x60mm	ήλοι 4.0/35 :8 [4+4]
Ei 5 :	Μεταλλική πλάκα 2.0mm	2x405x120mm	ήλοι 4.0/35 :50 [25+25]

ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : ΣΤΕΓ.-001

Στέγη απλή δίδριχητη

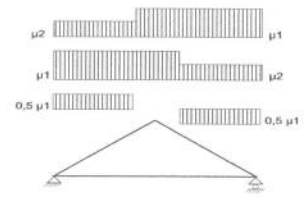
1.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία1.1.1. Τρόπος Κατασκευής

Εύλινη στέγη, από ζευκτά ξυλεία C40. Τύπος ζευκτού όπως το ανωτέρω σχέδιο.
 Ανοιγμα ζευκτών 7.973 m, ύψος 1.356 m, κλίση στέγης 18.79°, απόσταση ζευκτών 1.340m
 Πέτωμα από ξυλεία C40, πάχους 15 mm
 Τεγίδες από ξυλεία C35, διαστάσεων 50x50 mm, σε απόσταση 0.450 m
 Διατομές ράβδων ζευκτού BxH [mm]
 Ράβδοι 1, 2, 3, 4, διατομή 60x140 [mm]
 Ράβδοι 5, 6, διατομή 60x140 [mm]
 Ράβδοι 7, διατομή 60x140 [mm]
 Ράβδοι 8, 9, διατομή 60x140 [mm]
 Ογκος ζευκτού =0.193 m³, βάρος ζευκτού =0.795 kN

1.1.2. Κανονισμοί

EN1990-1-1:2002, Ευρωκώδικας 0 Μέρος 1-1, Δράσεις
 EN1991-1-1:2003, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-1, Φορτία κατασκευής
 EN1991-1-3:2003, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 1-3, Φορτία χιονιού
 ENV1991-2-4:1995, Ευρωκώδικας 1 Μέρος 2-4, Φορτία ανέμου
 ENV1995-1-1:1994, Ευρωκώδικας 5 Μέρος 1-1, Εύλινες κατασκευές

Snow load on the roof (EC1 ENV1991-2-3:1995, §7)
 Γωνία κλίσης στέγης : $\alpha=18.786^\circ$
 Συντελεστής έκθεσης : $C_e=1.000$
 Συντελεστής θερμότητας : $C_t=1.000$
 Συντελεστές μορφής EC1 2-3 Πιν 7.2, ($\alpha=18.79^\circ$), $\mu_1=0.80$, $\mu_2=0.88$
 $S_1(\alpha_1)=\mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0.800 \times 1 \times 1 \times 1.010=0.808 \text{ kN/m}^2$
 $S_2(\alpha_1)=\mu_2(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0.876 \times 1 \times 1 \times 1.010=0.884 \text{ kN/m}^2$
 $S_1(\alpha_2)=\mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0.800 \times 1 \times 1 \times 1.010=0.808 \text{ kN/m}^2$
 $S_2(\alpha_2)=\mu_2(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0.876 \times 1 \times 1 \times 1.010=0.884 \text{ kN/m}^2$



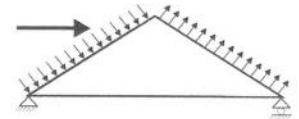
Φορτίσεις χιονιού σύμφωνα με EC1 ENV 1991 2-3:1995 §7.2

Περιπτώσεις φόρτισης (I) $S(\text{Αριστ})=S_2(\alpha_1)=0.884 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά})=S_1(\alpha_2)=0.808 \text{ kN/m}^2$
 Περιπτώσεις φόρτισης (II) $S(\text{Αριστ})=S_1(\alpha_1)=0.808 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Δεξιά})=S_2(\alpha_2)=0.884 \text{ kN/m}^2$
 Περιπτώσεις φόρτισης (III) $S(\text{Αριστ})=0.50 \times S_1(\alpha_1)=0.404 \text{ kN/m}^2$
 Περιπτώσεις φόρτισης (IV) $S(\text{Δεξιά})=0.50 \times S_1(\alpha_2)=0.404 \text{ kN/m}^2$

1.3. Φορτίο ανέμου (EC1 ENV1991-2-4:1995 §5)

Pick velocity pressure $Q(z)=Q_{ref} \cdot C_e(z)$, $Q_{ref}=V_{ref}^2/1.6$ (EC1 ENV1991-2-4:1995 §5.1)
 Εξωτερική πίεση ανέμου $w_e=Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$, $Q_{ref} \cdot C_e(z)=1.012 \text{ kN/m}^2$

Wind pressure on roof $w_e=Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$ (EC1 ENV1991-2-4:1995, §7.2)
External pressure coefficients (EC1 ENV1991-2-4:1995 Πιν. 10.2.4)
 For pitch angle $\alpha=18.79^\circ$, $C_{pe}(+)=0.29$, $C_{pe}(-)=-0.57$
 Πίεση ανέμου $w_e(\text{Αριστ})=0.292 \text{ kN/m}^2$
 υποπίεση ανέμου $w_e(\text{Δεξιά})=-0.582 \text{ kN/m}^2$



1.4.2. Έλεγχος σανιδώματος, Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

(EC5 ENV1995-1-1:1994, §5)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-0.167	0.245	0.028
2	γγ.Gk + γγ.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-0.314	0.461	0.052
3	γγ.Gk + γγ.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-0.111	0.273	0.031
4	γγ.Gk + γγ.Qk3	Στιγμιαία	1.10	-0.384	0.564	0.112
5	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-0.314	0.527	0.059
6	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-0.233	0.451	0.051
	Μέγιστες τιμές			-0.384	0.564	0.112

Σανίδωμα, συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, $F_{c0d} = -0.422 \text{ kN}$** (EC5 §5.1.4)Ορθογωνική διατομή, $b=1000 \text{ mm}$, $h=15 \text{ mm}$, $A=15000 \text{ mm}^2$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (§2.3.3.2) $f_{c0k}=26.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 26.00 / 1.30 = 22.00 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.2.3.2α) $F_{c0d} = -0.422 \text{ kN}$, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.422 / 15000 = 0.03 \text{ N/mm}^2 < 22.00 \text{ N/mm}^2 = f_{c0d}$ (Εξ.5.1.4)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος διάτμησης, $F_v = 0.621 \text{ kN}$** (EC5 §5.1.7)Ορθογωνική διατομή, $b=1000 \text{ mm}$, $h=15 \text{ mm}$, $A=15000 \text{ mm}^2$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (§2.3.3.2) $f_{vk}=3.80 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 1.10 \times 3.80 / 1.30 = 3.22 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Εξ.2.2.3.2α) $F_v = 0.621 \text{ kN}$, $\tau_{v0d} = 1.50 F_v / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 0.621 / 15000 = 0.06 \text{ N/mm}^2 < 3.22 \text{ N/mm}^2 = f_{vd}$ (Εξ.5.1.7.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος κάμψης, $M_{yd} = 0.123 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §5.1.6)Ορθογωνική διατομή, $b=1000 \text{ mm}$, $h=15 \text{ mm}$, $A=1.500 \text{ E}+004 \text{ mm}^2$, $W_y=3.750 \text{ E}+004 \text{ mm}^3$, $W_z=2.500 \text{ E}+006 \text{ mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (§2.3.3.2) $f_{mk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.10 \times 40.00 / 1.30 = 33.85 \text{ N/mm}^2$ $f_{mk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.10 \times 40.00 / 1.30 = 33.85 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §5.1.6.(2)) $\sigma_{yd} = M_{yd} / W_y, netto = 1 \text{ E}+06 \times 0.123 / 3.750 \text{ E}+004 = 3.28 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{zd} = M_{zd} / W_z, netto = 1 \text{ E}+06 \times 0.000 / 2.500 \text{ E}+006 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{yd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{zd} / f_{mzd} = 0.097 + 0.000 = 0.10 < 1$ (EC5 Εξ.5.1.6α) $K_m \cdot \sigma_{yd} / f_{myd} + \sigma_{zd} / f_{mzd} = 0.068 + 0.000 = 0.07 < 1$ (EC5 Εξ.5.1.6β)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Σανίδωμα, συνδυασμός φόρτισης Νο 4**Έλεγχος κάμψης με αξονική θλίψη, $F_{c0d} = -0.422 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.123 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §5.1.10)Ορθογωνική διατομή, $b=1000 \text{ mm}$, $h=15 \text{ mm}$, $A=1.500 \text{ E}+004 \text{ mm}^2$, $W_y=3.750 \text{ E}+004 \text{ mm}^3$, $W_z=2.500 \text{ E}+006 \text{ mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=1.10$ (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (§2.3.3.2) $f_{c0k}=26.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.10 \times 26.00 / 1.30 = 22.00 \text{ N/mm}^2$ $f_{mk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.10 \times 40.00 / 1.30 = 33.85 \text{ N/mm}^2$ $f_{mk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.10 \times 40.00 / 1.30 = 33.85 \text{ N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §5.1.6.(2)) $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.422 / 15000 = 0.03 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{yd} = M_{yd} / W_y, netto = 1 \text{ E}+06 \times 0.123 / 3.750 \text{ E}+004 = 3.28 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{zd} = M_{zd} / W_z, netto = 1 \text{ E}+06 \times 0.000 / 2.500 \text{ E}+006 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + \sigma_{yd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{zd} / f_{mzd} = 0.000 + 0.097 + 0.000 = 0.10 < 1$ (EC5 Εξ.5.1.10.α) $(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{yd} / f_{myd} + \sigma_{zd} / f_{mzd} = 0.000 + 0.068 + 0.000 = 0.07 < 1$ (EC5 Εξ.5.1.10.β)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.5. Υπολογισμός τεγίδων**Στατικό σύστημα τεγίδων**

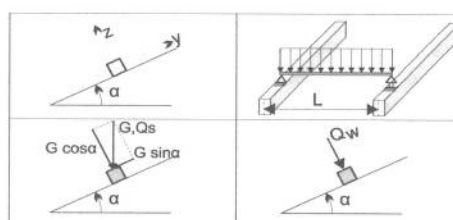
Οι τεγίδες υπολογίζονται σαν αμφιέρειστες δοκοί με άνοιγμα $L=1.340$ m την απόσταση των ζευκτών. Φορτίζονται με το φορτίο λωρίδας στέγης πλάτους $L_1=0.450$ m (απόσταση τεγίδων). Ο άξονας της τεγίδας έχει κλίση $\alpha=18.79^\circ$ με την κατακόρυφο. Τα κατακόρυφα φορτία (βάρος, χιόνι, φορτίο εργάτη) 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: C35, Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$, διατομή τεγίδων BxH: 50x50 mm
Απόσταση τεγίδων $L_1=0.450$ m, κλίση στέγης $\alpha=18.79^\circ$, απόσταση ζευκτών $L=1.340$ m.

Φορτία τεγίδων ανά m^2 στέγης

Επικάλυψη $G_e = 0.450$ kN/m²
Σανίδωμα+ιδ. βάρος $G_1 = 0.100$ kN/m²
Φορτίο χιονιού $Q_s = 0.884$ kN/m²
Φορτίο ανέμου $Q_w = 0.292$ kN/m²
Φορτίο εργάτη $Q_p = 1.000$ kN

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

Επικάλυψη+ιδ. βάρος $G_k = 0.247$ kN/m, $G_{kz} = 0.234$ kN/m, $G_{kez} = 0.080$ kN/m
Φορτίο χιονιού $Q_{ks} = 0.398$ kN/m, $Q_{ksz} = 0.377$ kN/m, $Q_{ksyz} = 0.128$ kN/m
Φορτίο ανέμου $Q_{kw} = 0.131$ kN/m, $Q_{kwz} = 0.131$ kN/m, $Q_{kwy} = 0.000$ kN/m
Φορτίο εργάτη $Q_{kp} = 1.000$ kN, $Q_{kpz} = 0.947$ kN, $Q_{kpy} = 0.322$ kN

Εντατικά μεγέθη τεγίδων (άνοιγμα $L=1.340$ m, BxH: 50x50 mm)

Φόρτιση	δράση	γ_g	γ_q	ψ_0	Q_z [kN]	Q_y [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.247$ [kN/m]	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00	0.157	0.053	0.053	0.000
(Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.398$ [kN/m]	Βραχυχρόνια	1.35	1.50	0.60	0.252	0.086	0.085	0.000
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = 0.131$ [kN/m]	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60	0.088	0.000	0.029	0.000
(Qk3) Εργάτης $Q_{kp} = 1.000$ [kN]	Στιγμιαία	0.00	1.00	0.00	0.473	0.161	0.317	0.000

1.5.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

(EC5 ENV1995-1-1:1994, §4)

Έλεγχος βέλους κάμψης (EC5 §4.1, §4.3)

Φόρτιση [kN/m]	U_k [mm]	δράση	ψ_1	K_{def}
(Gk) Μόνιμα $G_k = 0.234$ [kN/m]	0.603	Μόνιμη	1.00	0.60
(Qk1) Χιόνι $Q_{ks} = 0.377$ [kN/m]	0.970	Βραχυχρόνια	0.60	0.00
(Qk2) Άνεμος $Q_{kw} = 0.131$ [kN/m]	0.338	Βραχυχρόνια	0.60	0.00

Συνδυασμός Φόρτισης	$U_{2,inst}$	$U_{2,fin}$	$U_{net,inst}$	$U_{net,fin}$ [mm]
1 Gk	0.000	0.000	0.603	0.965
2 Gk + Qk1	0.970	0.970	1.573	1.935
3 Gk + Qk2	0.338	0.338	0.941	1.303
4 Gk + Qk1 + $\psi_1 \cdot Qk2$	1.173	1.173	1.776	2.138
5 Gk + Qk2 + $\psi_1 \cdot Qk1$	0.920	0.920	1.523	1.885

Μέγιστες τιμές βελών $U_{2,inst} = 1.173$ mm, $U_{2,fin} = 1.173$ mm $U_{net,inst} = 1.776$ mm, $U_{net,fin} = 2.138$ mm

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §5.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.388 / 2.083E+004 = 18.63 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.083E+004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη Αυγισμού S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 1.34 = 1.34 \text{ m} = 1340 \text{ mm}$
 $S_{kz} = 0.00 \times 1.34 = 0.00 \text{ m} = 0 \text{ mm}$

Αυγηρότητες

$i_y = (I_y/A)^{1/4} = 0.289 \times 50 = 14 \text{ mm}$, $\lambda_y = 1340 / 14 = 95.71$
 $i_z = (I_z/A)^{1/4} = 0.289 \times 50 = 14 \text{ mm}$, $\lambda_z = 0 / 14 = 0.00$

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{m,crity} = 289.73 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my} = (f_{mk}/\sigma_{m,crity})^{1/2} = 0.35$ (EC5 Εξ.5.2.1α)
 $\sigma_{m,critz} = 250.00 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz} = (f_{mk}/\sigma_{m,critz})^{1/2} = 0.00$ (EC5 Εξ.5.2.1β)

$\lambda_{rel,my} = 0.35$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity} = 1.00$ (EC5 Εξ.5.2.2γ-ε)
 $\lambda_{rel,mz} = 0.00$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Εξ.5.2.2γ-ε)

$\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.629 + 0.000 = 0.63 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.2β)
 $K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.440 + 0.000 = 0.44 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.2β)
Ο έλεγχος ικανοποιείται

Συντεταγμένες κόμβων				Ιδιότητες ράβδων ζευκτού							
Κόμβος	x[m]	y[m]	Στ.	Ράβδος	K1	K2	b×h[mm]	L[m]	A[mm ²]	Iy[mm ⁴]	Wy[mm ³]
1	0.000	0.000	11	1	1	5	60x140	2.111	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005
2	3.987	1.356		2	5	2	60x140	2.100	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005
3	7.973	0.000	01	3	6	3	60x140	2.111	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005
4	3.987	0.000		4	2	6	60x140	2.100	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005
5	1.999	0.680		5	1	4	60x140	3.987	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005
6	5.975	0.680		6	4	3	60x140	3.987	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005
7	-0.488	-0.166		7	4	2	60x140	1.356	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005
8	8.462	-0.166		8	5	4	60x140	2.101	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005
				9	4	6	60x140	2.101	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005
				10	7	1	60x140	0.516	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005
				11	3	8	60x140	0.516	8.400E+003	1.372E+007	1.960E+005

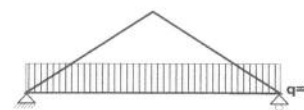
Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m δεξιά αμείβων προς τα κάτω)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	5	2.80	0.97	0.00	-2.80	-0.97	-0.04
2	5	2	2.86	0.95	0.04	-2.86	-0.95	0.00
3	6	3	6.29	-1.00	-0.40	-6.29	3.00	0.12
4	2	6	2.86	-0.19	0.01	-2.86	2.17	0.40
5	1	4	-2.80	0.01	0.00	2.80	-0.01	-0.03
6	4	3	-6.29	-0.01	0.03	6.29	0.01	0.00
7	4	2	0.00	-1.14	0.00	0.00	1.14	0.00
8	5	4	-0.06	0.02	0.00	0.06	-0.02	0.00
9	4	6	3.43	1.17	0.00	-3.43	-1.17	0.00
10	7	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	3	8	0.00	0.49	-0.12	0.00	0.00	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]	Q1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	Q2[kN]	M2[kNm]
1	1	5	-7.70	0.02	0.03	-7.70	0.02	0.08
2	5	2	-7.78	-0.04	0.08	-7.78	-0.04	0.00
3	6	3	-7.70	-0.02	0.08	-7.70	-0.02	0.03
4	2	6	-7.78	0.04	0.00	-7.78	0.04	0.08
5	1	4	7.29	1.49	0.03	7.29	-2.50	-1.99
6	4	3	7.29	2.50	-1.99	7.29	-1.49	0.03
7	4	2	4.94	0.00	0.00	4.94	0.00	0.00
8	5	4	0.09	0.00	0.00	0.09	0.00	0.00
9	4	6	0.09	0.00	0.00	0.09	0.00	0.00
10	7	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	3	8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



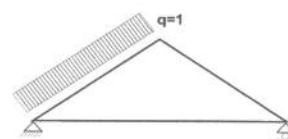
Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για μοναδιαία φόρτιση (1 kN/m κάτω πέλμα προς τα κάτω)

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	5	7.29	2.50	0.03	-7.29	-2.50	-0.08
2	5	2	7.37	2.47	0.08	-7.37	-2.47	0.00
3	6	3	7.29	-2.50	0.08	-7.29	2.50	-0.03
4	2	6	7.37	-2.47	0.00	-7.37	2.47	-0.08
5	1	4	-7.29	1.49	0.03	7.29	2.50	1.99
6	4	3	-7.29	2.50	-1.99	7.29	1.49	-0.03
7	4	2	0.00	-4.94	0.00	0.00	4.94	0.00
8	5	4	-0.09	0.03	0.00	0.09	-0.03	0.00
9	4	6	-0.09	-0.03	0.00	0.09	0.03	0.00
10	7	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	3	8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	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]	Q1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	Q2[kN]	M2[kNm]
1	1	5	-6.47	0.83	0.00	-6.47	-1.28	-0.48
2	5	2	-3.15	1.28	-0.48	-3.15	-0.82	0.01
3	6	3	-3.36	-0.02	0.04	-3.36	-0.02	0.00
4	2	6	-3.41	0.02	0.00	-3.41	0.02	0.04
5	1	4	7.22	0.01	0.00	7.22	0.01	0.03
6	4	3	3.18	-0.01	0.03	3.18	-0.01	0.00
7	4	2	1.32	0.00	0.00	1.32	0.00	0.00
8	5	4	-4.20	0.00	0.00	-4.20	0.00	0.00
9	4	6	0.07	0.00	0.00	0.07	0.00	0.00
10	7	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	3	8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



1.7.2. Εντατικά μεγέθη για φορτίσεις

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.847, Gk2 = 0.402 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	Q1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	Q2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Qm [kN]	Mm [kNm]
1	1	5	-11.94	0.75	-0.09	-11.36	-0.94	-0.29	-11.68	0.00	0.26
2	5	2	-8.87	0.98	-0.29	-8.30	-0.70	0.01	-8.53	0.00	0.31
3	6	3	-11.36	0.94	-0.29	-11.94	-0.75	-0.09	-11.68	0.00	0.26
4	2	6	-8.30	0.70	0.01	-8.87	-0.98	-0.29	-8.53	0.00	0.31
5	1	4	11.06	0.61	0.01	11.06	-0.99	-0.74	11.06	0.00	0.48
6	4	3	11.06	0.99	-0.74	11.06	-0.61	0.01	11.06	0.00	0.48
7	4	2	4.02	0.00	0.00	4.02	0.00	0.00	4.02	0.00	0.00
8	5	4	-3.15	0.00	0.00	-3.15	0.00	0.00	-3.15	0.00	0.00
9	4	6	-3.15	0.00	0.00	-3.15	0.00	0.00	-3.15	0.00	0.00
10	7	1	0.00	0.00	0.00	0.14	-0.41	-0.11	0.00	0.00	0.00
11	3	8	0.14	0.41	-0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Qk1) Χιόνι QksL= 1.185, QksR= 1.083 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	Q1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	Q2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Qm [kN]	Mm [kNm]
1	1	5	-11.41	0.98	-0.14	-10.65	-1.26	-0.43	-11.08	-0.01	0.31
2	5	2	-7.30	1.33	-0.43	-6.54	-0.90	0.01	-6.86	0.02	0.39
3	6	3	-10.31	1.15	-0.39	-11.01	-0.90	-0.13	-10.70	0.01	0.29
4	2	6	-6.57	0.83	0.01	-7.26	-1.21	-0.39	-6.86	-0.02	0.36
5	1	4	10.49	0.02	0.00	10.49	0.02	0.07	10.49	0.02	0.03
6	4	3	10.13	-0.02	0.07	10.13	-0.02	0.00	10.13	-0.02	0.03
7	4	2	2.58	0.00	0.00	2.58	0.00	0.00	2.58	0.00	0.00
8	5	4	-4.23	0.00	0.00	-4.23	0.00	0.00	-4.23	0.00	0.00
9	4	6	-3.85	0.00	0.00	-3.85	0.00	0.00	-3.85	0.00	0.00
10	7	1	0.00	0.00	0.00	0.19	-0.55	-0.14	0.00	0.00	0.00
11	3	8	0.17	0.50	-0.13	0.00	0.00	0.00	-0.02	-0.05	-0.01

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

Εντατικά μεγέθη, φόρτιση: (Qk2) Χιόνι QksL= 1.083, QksR= 1.185 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	N1 [kN]	Q1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	Q2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	Qm [kN]	Mm [kNm]
1	1	5	-11.01	0.90	-0.13	-10.31	-1.15	-0.39	-10.70	-0.01	0.29
2	5	2	-7.26	1.21	-0.39	-6.57	-0.83	0.01	-6.86	0.02	0.36
3	6	3	-10.65	1.26	-0.43	-11.41	-0.98	-0.14	-11.08	0.01	0.31
4	2	6	-6.54	0.90	0.01	-7.30	-1.33	-0.43	-6.86	-0.02	0.39
5	1	4	10.13	0.02	0.00	10.13	0.02	0.07	10.13	0.02	0.03
6	4	3	10.49	-0.02	0.07	10.49	-0.02	0.00	10.49	-0.02	0.03
7	4	2	2.58	0.00	0.00	2.58	0.00	0.00	2.58	0.00	0.00
8	5	4	-3.85	0.00	0.00	-3.85	0.00	0.00	-3.85	0.00	0.00
9	4	6	-4.23	0.00	0.00	-4.23	0.00	0.00	-4.23	0.00	0.00
10	7	1	0.00	0.00	0.00	0.17	-0.50	-0.13	0.00	0.00	0.00
11	3	8	0.19	0.55	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.02	0.05	0.01

1.7.3. Δυνάμεις στα άκρα ράβδων για φορτίσεις

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, φόρτιση: (Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.847, Gk2 = 0.402 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	5	11.06	4.56	-0.09	-11.06	-2.77	0.29
2	5	2	8.08	3.79	-0.29	-8.08	-2.01	-0.01
3	6	3	11.06	-2.77	-0.29	-11.06	4.56	0.09
4	2	6	8.08	-2.01	0.01	-8.08	3.79	0.29
5	1	4	-11.06	0.61	0.01	11.06	0.99	0.74
6	4	3	-11.06	0.99	-0.74	11.06	0.61	-0.01
7	4	2	0.00	-4.02	0.00	0.00	4.02	0.00
8	5	4	2.98	-1.02	0.00	-2.98	1.02	0.00
9	4	6	2.98	1.02	0.00	-2.98	-1.02	0.00
10	7	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.44	0.11
11	3	8	0.00	0.44	-0.11	0.00	0.00	0.00

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

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, φόρτιση: (Qk1) Χιόνι QksL= 1.185, QksR= 1.083 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	5	10.49	4.61	-0.14	-10.49	-2.24	0.43
2	5	2	6.49	3.61	-0.43	-6.49	-1.25	-0.01
3	6	3	10.13	-2.23	-0.39	-10.13	4.40	0.13
4	2	6	6.49	-1.33	0.01	-6.49	3.48	0.39
5	1	4	-10.49	0.02	0.00	10.49	-0.02	-0.07
6	4	3	-10.13	-0.02	0.07	10.13	0.02	0.00
7	4	2	0.00	-2.58	0.00	0.00	2.58	0.00
8	5	4	4.00	-1.37	0.00	-4.00	1.37	0.00
9	4	6	3.65	1.25	0.00	-3.65	-1.25	0.00
10	7	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.58	0.14
11	3	8	0.00	0.53	-0.13	0.00	0.00	0.00

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

Δυνάμεις στα άκρα ράβδων, φόρτιση: (Qk2) Χιόνι QksL= 1.083, QksR= 1.185 [kN/m]

ράβδος	κόμβ-1	κόμβ-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	5	10.13	4.40	-0.13	-10.13	-2.23	0.39
2	5	2	6.49	3.48	-0.39	-6.49	-1.33	-0.01
3	6	3	10.49	-2.24	-0.43	-10.49	4.61	0.14
4	2	6	6.49	-1.25	0.01	-6.49	3.61	0.43
5	1	4	-10.13	0.02	0.00	10.13	-0.02	-0.07
6	4	3	-10.49	-0.02	0.07	10.49	0.02	0.00
7	4	2	0.00	-2.58	0.00	0.00	2.58	0.00
8	5	4	3.65	-1.25	0.00	-3.65	1.25	0.00
9	4	6	4.00	1.37	0.00	-4.00	-1.37	0.00
10	7	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.53	0.13
11	3	8	0.00	0.58	-0.14	0.00	0.00	0.00

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

1.7.4. Κατακόρυφες μετατοπίσεις κόμβων (σε mm)

κόμβος	Gk	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	Qk6
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-2.24	-2.03	-2.03	-0.48	-0.48	0.28	0.43
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-2.29	-2.06	-2.06	-0.49	-0.49	0.28	0.44
5	-2.12	-1.99	-1.99	-0.57	-0.37	0.03	0.66
6	-2.12	-1.95	-1.99	-0.37	-0.57	0.51	0.18
7	0.83	0.84	0.81	0.29	0.11	0.19	-0.59
8	0.83	0.81	0.84	0.11	0.29	-0.54	0.14

1.7.5. Αντιδράσεις στηρίξεων (kN)

κόμβος	αντίδρ	Gk	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	Qk6
1	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.59	1.59
1	Fy	5.60	5.20	4.95	1.89	0.53	0.26	-1.81
3	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Fy	5.61	4.95	5.20	0.53	1.89	-1.81	0.26

1.8.2. Αντιδράσεις σε κόμβο : 3 (κΝ)

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	7.567	0.000	12.611
2	γγ.Gk + γq.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	14.985	0.000	16.650
3	γγ.Gk + γq.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	15.372	0.000	17.080
4	γγ.Gk + γq.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	8.362	0.000	9.292
5	γγ.Gk + γq.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	10.405	0.000	11.561
6	γγ.Gk + γq.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	4.855	0.000	5.394
7	γγ.Gk + γq.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	7.956	0.000	8.841
8	γγ.Gk + γq.Qk1 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	13.358	0.000	14.842
9	γγ.Gk + γq.Qk1 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	15.219	0.000	16.910
10	γγ.Gk + γq.Qk2 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	13.744	0.000	15.272
11	γγ.Gk + γq.Qk2 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	15.606	0.000	17.340
12	γγ.Gk + γq.Qk3 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	6.735	0.000	7.483
13	γγ.Gk + γq.Qk3 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	8.596	0.000	9.551
14	γγ.Gk + γq.Qk4 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	8.778	0.000	9.753
15	γγ.Gk + γq.Qk4 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	10.639	0.000	11.821
16	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	9.306	0.000	10.339
17	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	9.538	0.000	10.597
18	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	5.332	0.000	5.924
19	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	6.557	0.000	7.286
20	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	12.407	0.000	13.786
21	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	12.640	0.000	14.044
22	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	8.434	0.000	9.371
23	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	9.659	0.000	10.733
	Μέγιστες τιμές			0.000	15.606	0.000	17.340

1.9.2. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (EC5 ENV1995-1-1:1994, §4)

Έλεγχος βέλους κάμψης στο μέσο ράβδου 1 (EC5 §4.1, §4.3)

Φόρτιση [kN/m]	Uk [mm]	δράση	ψ1	Kdef
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.847, Gk2 = 0.402	0.449	Μόνιμη	1.00	0.60
(Qk1) Χιόνι QksL= 1.185, QksR= 1.083	0.628	Βραχυχρόνια	0.60	0.00
(Qk2) Χιόνι QksL= 1.083, QksR= 1.185	0.574	Βραχυχρόνια	0.60	0.00
(Qk3) Χιόνι QksL= 0.541, QksR= 0.000	0.287	Βραχυχρόνια	0.60	0.00
(Qk4) Χιόνι QksL= 0.000, QksR= 0.541	0.000	Βραχυχρόνια	0.60	0.00
(Qk5) Άνεμος QkwL= 0.391, QkwR=-0.779	0.219	Βραχυχρόνια	0.60	0.00
(Qk6) Άνεμος QkwL=-0.779, QkwR= 0.391	-0.437	Βραχυχρόνια	0.60	0.00

Συνδυασμός Φορτίσης	U2,inst	U2,fin	Unet,inst	Unet,fin [mm]
1 Gk	0.000	0.000	0.449	0.718
2 Gk + Qk1	0.628	0.628	1.077	1.347
3 Gk + Qk2	0.574	0.574	1.023	1.293
4 Gk + Qk3	0.287	0.287	0.736	1.005
5 Gk + Qk4	0.000	0.000	0.449	0.718
6 Gk + Qk5	0.219	0.219	0.668	0.937
7 Gk + Qk6	0.437	0.437	0.012	0.282
8 Gk + Qk1 + ψ1.Qk5	0.760	0.760	1.209	1.478
9 Gk + Qk1 + ψ1.Qk6	0.367	0.367	0.816	1.085
10 Gk + Qk2 + ψ1.Qk5	0.706	0.706	1.155	1.424
11 Gk + Qk2 + ψ1.Qk6	0.312	0.312	0.761	1.031
12 Gk + Qk3 + ψ1.Qk5	0.418	0.418	0.867	1.137
13 Gk + Qk3 + ψ1.Qk6	0.025	0.025	0.474	0.744
14 Gk + Qk4 + ψ1.Qk5	0.131	0.131	0.580	0.850
15 Gk + Qk4 + ψ1.Qk6	0.262	0.262	0.187	0.456
16 Gk + Qk5 + ψ1.Qk1	0.596	0.596	1.045	1.315
17 Gk + Qk5 + ψ1.Qk2	0.563	0.563	1.012	1.282
18 Gk + Qk5 + ψ1.Qk3	0.391	0.391	0.840	1.110
19 Gk + Qk5 + ψ1.Qk4	0.219	0.219	0.668	0.937
20 Gk + Qk6 + ψ1.Qk1	0.059	0.059	0.390	0.659
21 Gk + Qk6 + ψ1.Qk2	0.092	0.092	0.357	0.626
22 Gk + Qk6 + ψ1.Qk3	0.264	0.264	0.185	0.454
23 Gk + Qk6 + ψ1.Qk4	0.437	0.437	0.012	0.282

Μέγιστες τιμές βελών στο μέσο ράβδου 1

U2,inst = 0.760 mm, U2,fin = 0.760 mm

Unet,inst= 1.209 mm, Unet,fin= 1.478 mm

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 ENV1995-1-1:1994 §4.3Έλεγχος βέλους κάμψης λόγω μεταβλητών στιγμιαίων δράσεωνΈλεγχος τελικού βέλους κάμψης στο μέσο ράβδου 1

U2,inst = 0.760 mm < L/300=2111/300= 7.037 mm

U2,fin = 0.760 mm < L/200=2111/200= 10.555 mm

Unet,fin= 1.478 mm < L/200=2111/200= 10.555 mm

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.11. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**1.11.1. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας**

(EC5 ENV1995-1-1:1994, §5)

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.847, Gk2 = 0.402	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι QksL= 1.185, QksR= 1.083	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk2) Χιόνι QksL= 1.083, QksR= 1.185	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk3) Χιόνι QksL= 0.541, QksR= 0.000	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk4) Χιόνι QksL= 0.000, QksR= 0.541	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL= 0.391, QkwR=-0.779	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk6) Άνεμος QkwL=-0.779, QkwR= 0.391	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	-26.865	0.000	2.216	0.700
2	γg.Gk + γq.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-36.934	0.000	3.688	1.163
3	γg.Gk + γq.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-36.934	0.000	3.688	1.163
4	γg.Gk + γq.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-24.154	0.000	2.502	0.801
5	γg.Gk + γq.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-24.154	0.000	2.502	0.801
6	γg.Gk + γq.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-17.739	0.000	2.335	0.796
7	γg.Gk + γq.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-17.770	0.000	2.344	0.814
8	γg.Gk + γq.Qk1 + γq.ψo.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-36.831	0.000	4.203	1.376
9	γg.Gk + γq.Qk1 + γq.ψo.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-36.175	0.000	4.010	1.312
10	γg.Gk + γq.Qk2 + γq.ψo.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-36.156	0.000	4.005	1.302
11	γg.Gk + γq.Qk2 + γq.ψo.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-36.851	0.000	4.208	1.387
12	γg.Gk + γq.Qk3 + γq.ψo.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-24.052	0.000	3.017	1.014
13	γg.Gk + γq.Qk3 + γq.ψo.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-20.503	0.000	1.981	0.631
14	γg.Gk + γq.Qk4 + γq.ψo.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-20.484	0.000	1.976	0.621
15	γg.Gk + γq.Qk4 + γq.ψo.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-24.071	0.000	3.022	1.025
16	γg.Gk + γq.Qk5 + γq.ψo.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-29.153	0.000	3.662	1.229
17	γg.Gk + γq.Qk5 + γq.ψo.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-28.748	0.000	3.543	1.184
18	γg.Gk + γq.Qk5 + γq.ψo.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-21.485	0.000	2.950	1.012
19	γg.Gk + γq.Qk5 + γq.ψo.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-19.344	0.000	2.325	0.776
20	γg.Gk + γq.Qk6 + γq.ψo.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-28.780	0.000	3.552	1.202
21	γg.Gk + γq.Qk6 + γq.ψo.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-29.185	0.000	3.670	1.247
22	γg.Gk + γq.Qk6 + γq.ψo.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-19.376	0.000	2.334	0.793
23	γg.Gk + γq.Qk6 + γq.ψo.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-21.517	0.000	2.959	1.030
	Μέγιστες τιμές			-36.934	0.000	4.208	1.387

1.11.2. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4**Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης Νο 3****Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, Fc0d=-33.241 kN** (EC5 §5.1.4)Ορθογωνική διατομή, b=60 mm, h=140 mm, A= 8 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.90 (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (§2.3.3.2)

fc0k=26.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=0.90x26.00/1.30=18.00N/mm² (EC5 Εξ.2.2.3.2α)Fc0d=-33.241 kN, σc0d=Fc0d/Anetto=1000x33.241/8400=3.96N/mm² < 18.00N/mm²=fc0d (Εξ.5.1.4)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης Νο 11**Έλεγχος διάτμησης, Fv=3.787 kN** (EC5 §5.1.7)Ορθογωνική διατομή, b=60 mm, h=140 mm, A= 8 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.90 (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (§2.3.3.2)

fvk=3.80 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=0.90x3.80/1.30=2.63N/mm² (EC5 Εξ.2.2.3.2α)Fv=3.787 kN, τv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x3.787/8400=0.68N/mm² < 2.63N/mm²=fv0d (Εξ.5.1.7.1)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §5.1.6.(2))
 $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 33.241/8400=3.96 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 0.979/1.960E+005=5.00 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.000/8.400E+004=0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη Λυγισμού Sk

$S_{ky}=1.00 \times 2.11=2.11 \text{ m}=2111 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές)
 $S_{kz}=0.21 \times 2.11=0.45 \text{ m}=450 \text{ mm}$ (απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου= $0.45/2.11=0.21$)

Λυγηρότητες

$i_y=(I_y/A)^{1/2}=0.289 \times 140=40 \text{ mm}$, $\lambda_y=2111/40=52.78$
 $i_z=(I_z/A)^{1/2}=0.289 \times 60=17 \text{ mm}$, $\lambda_z=450/17=26.47$

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{c,crity}=\pi^2 E 005/\lambda_y^2=33.30 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y}=(f_{c0k}/\sigma_{c,crity})^{1/2}=0.88$ (EC5 Εξ.5.2.1α)
 $\sigma_{c,critz}=\pi^2 E 005/\lambda_z^2=132.41 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z}=(f_{c0k}/\sigma_{c,critz})^{1/2}=0.44$ (EC5 Εξ.5.2.1β)

$\beta_c=0.20$ (φυσικό ξύλο)

$k_y=0.5[1+\beta_c(l_{rel,y}-0.5)+l_{rel,y}^2]=0.93$, $K_{cy}=1/(k_y+(k_y^2-l_{rel,y}^2)^{1/2})=0.823$ (Eq.5.2.1h)
 $k_z=0.5[1+\beta_c(l_{rel,z}-0.5)+l_{rel,z}^2]=0.50$, $K_{cz}=1/(k_z+(k_z^2-l_{rel,z}^2)^{1/2})=1.000$ (Eq.5.2.1h)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d})+\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.267+0.180+0.000=0.45 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.1ε)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d})+K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.220+0.126+0.000=0.35 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.1ζ)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλας ράβδοι: 1, 2, 3, 4, συνδυασμός φόρτισης No 11

Έλεγχος Λυγισμού με κάμψη, $F_{c0d}=-29.282 \text{ kN}$, $M_{yd}=1.248 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §5.2.1)

Ορθογωνική διατομή, $b=60 \text{ mm}$, $h=140 \text{ mm}$, $A=8.400E+003 \text{ mm}^2$, $W_y=1.960E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=8.400E+004 \text{ mm}^3$

Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.90$ (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (§2.3.3.2, $E 005=9400 \text{ N/mm}^2$)

$f_{c0k}=26.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.90 \times 26.00/1.30=18.00 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk}/\gamma_M=0.90 \times 40.00/1.30=27.69 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk}/\gamma_M=0.90 \times 40.00/1.30=27.69 \text{ N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §5.1.6.(2))

$\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 29.282/8400=3.49 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 1.248/1.960E+005=6.37 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1E+06 \times 0.000/8.400E+004=0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη Λυγισμού Sk

$S_{ky}=1.00 \times 2.11=2.11 \text{ m}=2111 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές)
 $S_{kz}=0.21 \times 2.11=0.45 \text{ m}=450 \text{ mm}$ (απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου= $0.45/2.11=0.21$)

Λυγηρότητες

$i_y=(I_y/A)^{1/2}=0.289 \times 140=40 \text{ mm}$, $\lambda_y=2111/40=52.78$

$i_z=(I_z/A)^{1/2}=0.289 \times 60=17 \text{ mm}$, $\lambda_z=450/17=26.47$

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{c,crity}=\pi^2 E 005/\lambda_y^2=33.30 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y}=(f_{c0k}/\sigma_{c,crity})^{1/2}=0.88$ (EC5 Εξ.5.2.1α)

$\sigma_{c,critz}=\pi^2 E 005/\lambda_z^2=132.41 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z}=(f_{c0k}/\sigma_{c,critz})^{1/2}=0.44$ (EC5 Εξ.5.2.1β)

$\beta_c=0.20$ (φυσικό ξύλο)

$k_y=0.5[1+\beta_c(l_{rel,y}-0.5)+l_{rel,y}^2]=0.93$, $K_{cy}=1/(k_y+(k_y^2-l_{rel,y}^2)^{1/2})=0.823$ (Eq.5.2.1h)

$k_z=0.5[1+\beta_c(l_{rel,z}-0.5)+l_{rel,z}^2]=0.50$, $K_{cz}=1/(k_z+(k_z^2-l_{rel,z}^2)^{1/2})=1.000$ (Eq.5.2.1h)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d})+\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.235+0.230+0.000=0.47 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.1ε)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d})+K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.194+0.161+0.000=0.35 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.1ζ)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.11.3. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 ENV1995-1-1:1994, §5)

Ανω πέλμα ράβδοι: 10, 11

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γ _g	γ _q	ψ ₀
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.847, Gk2 = 0.402	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι QksL= 1.185, QksR= 1.083	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk2) Χιόνι QksL= 1.083, QksR= 1.185	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk3) Χιόνι QksL= 0.541, QksR= 0.000	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk4) Χιόνι QksL= 0.000, QksR= 0.541	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL= 0.391, QkwR=-0.779	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk6) Άνεμος QkwL=-0.779, QkwR= 0.391	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γ _g .Gk	Μόνιμη	0.60	0.000	0.317	0.931	0.240
2	γ _g .Gk + γ _q .Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-0.027	0.522	1.534	0.396
3	γ _g .Gk + γ _q .Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.522	1.534	0.396
4	γ _g .Gk + γ _q .Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-0.142	0.353	1.038	0.268
5	γ _g .Gk + γ _q .Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.353	1.038	0.268
6	γ _g .Gk + γ _q .Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.211	0.620	0.160
7	γ _g .Gk + γ _q .Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.211	0.670	0.173
8	γ _g .Gk + γ _q .Qk1 + γ _q .ψ ₀ .Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-0.027	0.522	1.534	0.396
9	γ _g .Gk + γ _q .Qk1 + γ _q .ψ ₀ .Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-0.027	0.522	1.534	0.396
10	γ _g .Gk + γ _q .Qk2 + γ _q .ψ ₀ .Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.522	1.534	0.396
11	γ _g .Gk + γ _q .Qk2 + γ _q .ψ ₀ .Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.522	1.534	0.396
12	γ _g .Gk + γ _q .Qk3 + γ _q .ψ ₀ .Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-0.142	0.353	1.038	0.268
13	γ _g .Gk + γ _q .Qk3 + γ _q .ψ ₀ .Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-0.142	0.353	1.038	0.268
14	γ _g .Gk + γ _q .Qk4 + γ _q .ψ ₀ .Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.353	1.038	0.268
15	γ _g .Gk + γ _q .Qk4 + γ _q .ψ ₀ .Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.353	1.038	0.268
16	γ _g .Gk + γ _q .Qk5 + γ _q .ψ ₀ .Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-0.016	0.397	1.168	0.301
17	γ _g .Gk + γ _q .Qk5 + γ _q .ψ ₀ .Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.397	1.168	0.301
18	γ _g .Gk + γ _q .Qk5 + γ _q .ψ ₀ .Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-0.085	0.296	0.871	0.225
19	γ _g .Gk + γ _q .Qk5 + γ _q .ψ ₀ .Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.296	0.871	0.225
20	γ _g .Gk + γ _q .Qk6 + γ _q .ψ ₀ .Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-0.016	0.397	1.168	0.301
21	γ _g .Gk + γ _q .Qk6 + γ _q .ψ ₀ .Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.397	1.168	0.301
22	γ _g .Gk + γ _q .Qk6 + γ _q .ψ ₀ .Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-0.085	0.296	0.871	0.225
23	γ _g .Gk + γ _q .Qk6 + γ _q .ψ ₀ .Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	0.000	0.296	0.921	0.237
	Μέγιστες τιμές			-0.142	0.522	1.534	0.396

1.11.4. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ανω πέλμα ράβδοι: 10, 11

Ανω πέλμα ράβδοι: 10, 11 , συνδυασμός φόρτισης Νο 11

Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, Ft0d=0.470 kN

(EC5 §5.1.2)

Ορθογωνική διατομή, b=60 mm, h=140 mm, A= 8 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.90 (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (§2.3.3.2)

ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.90×24.00/1.30=16.62N/mm² (EC5 Εξ.2.2.3.2α)Ft0d=0.470 kN, σt0d=Ft0d/Anetto=1000×0.470/8400=0.06N/mm² < 16.62N/mm²=ft0d (Εξ.5.1.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 10, 11 , συνδυασμός φόρτισης Νο 12

Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, Fc0d=-0.128 kN

(EC5 §5.1.4)

Ορθογωνική διατομή, b=60 mm, h=140 mm, A= 8 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.90 (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (§2.3.3.2)

fc0k=26.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=0.90×26.00/1.30=18.00N/mm² (EC5 Εξ.2.2.3.2α)Fc0d=-0.128 kN, σc0d=Fc0d/Anetto=1000×0.128/8400=0.02N/mm² < 18.00N/mm²=fc0d (Εξ.5.1.4)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.000 + 0.044 + 0.000 = 0.04 < 1$
 $(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.000 + 0.031 + 0.000 = 0.03 < 1$
 $\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.001 + 0.044 + 0.000 = 0.05 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.1ε)
 $\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.001 + 0.031 + 0.000 = 0.03 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.1ζ)
 Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ανω πέλμα ράβδοι: 10, 11, συνδυασμός φόρτισης Νο 3

Έλεγχος κάμψης δοκών με κύρτωση, $M_{yd}=0.356 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §5.2.2)

Ορθογωνική διατομή, $b=60\text{mm}$, $h=140\text{mm}$, $A=8.400\text{E}+003\text{mm}^2$, $W_y=1.960\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=8.400\text{E}+004\text{mm}^3$

Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.90$ (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (§2.3.3.2)

$f_{c0k}=26.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.90 \times 26.00/1.30=18.00\text{N/mm}^2$

$f_{yk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{yk}/\gamma_M=0.90 \times 40.00/1.30=27.69\text{N/mm}^2$

$f_{zk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{zk}/\gamma_M=0.90 \times 40.00/1.30=27.69\text{N/mm}^2$

Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §5.1.6.(2))

$\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 0.356/1.960\text{E}+005=1.82 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/8.400\text{E}+004=0.00 \text{ N/mm}^2$

Μήκη Λυγισμού S_k

$S_{ky}=1.00 \times 0.52=0.52 \text{ m} = 516 \text{ mm}$ (πιο δυσμενές)

$S_{kz}=0.87 \times 0.52=0.45 \text{ m} = 450 \text{ mm}$ (απόσταση εγκ. στηρίξ./μήκος ράβδου=0.45/0.52=0.87)

Λυγηρότητες

$i_y=(I_y/A)^{1/2}=0.289 \times 140=40 \text{ mm}$, $\lambda_y=516/40=12.90$

$i_z=(I_z/A)^{1/2}=0.289 \times 60=17 \text{ mm}$, $\lambda_z=450/17=26.47$

Κρίσιμες τάσεις

$\sigma_{m,crity}=395.43 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my}=(f_{yk}/\sigma_{m,crity})^{1/2}=0.32$ (EC5 Εξ.5.2.1α)

$\sigma_{m,critz}=5759.14 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz}=(f_{zk}/\sigma_{m,critz})^{1/2}=0.08$ (EC5 Εξ.5.2.1β)

$\lambda_{rel,my}=0.32$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity}=1.00$ (EC5 Εξ.5.2.2γ-ε)

$\lambda_{rel,mz}=0.08$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz}=1.00$ (EC5 Εξ.5.2.2γ-ε)

$\sigma_{myd}/(K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.066 + 0.000 = 0.07 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.2β)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/(K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd}/(K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.046 + 0.000 = 0.05 < 1$ (EC5 Εξ.5.2.2β)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Εφελκυστική τάση αμελητέα, ο έλεγχος κάμψης με αξονικό εφελκυσμό παραλείπεται

(EC5 §5.1.9)

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, συνδυασμός φόρτισης Νο 1**Έλεγχος κάμψης, $M_{yd}=1.005 \text{ kNm}$, $M_{zd}=0.000 \text{ kNm}$** (EC5 §5.1.6)Ορθογωνική διατομή, $b=60\text{mm}$, $h=140\text{mm}$, $A=8.400\text{E}+003\text{mm}^2$, $W_y=1.960\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=8.400\text{E}+004\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.60$ (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (§2.3.3.2) $f_{yk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{yk}/\gamma_M=0.60 \times 40.00/1.30=18.46\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.60 \times 40.00/1.30=18.46\text{N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §5.1.6.(2)) $\sigma_{yd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 1.005/1.960\text{E}+005=5.13 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{zd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/8.400\text{E}+004=0.00 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{yd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{zd}/f_{mzd}=0.278+0.000=0.28 < 1$ (EC5 Εξ.5.1.6α) $K_m \cdot \sigma_{yd}/f_{myd}+\sigma_{zd}/f_{mzd}=0.194+0.000=0.19 < 1$ (EC5 Εξ.5.1.6β)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, συνδυασμός φόρτισης Νο 8**Έλεγχος κάμψης με αξονικό εφελκυσμό, $F_{t0d}=31.918\text{kN}$, $M_{yd}=0.906\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$** (EC5 §5.1.9)Ορθογωνική διατομή, $b=60\text{mm}$, $h=140\text{mm}$, $A=8.400\text{E}+003\text{mm}^2$, $W_y=1.960\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=8.400\text{E}+004\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.90$ (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (§2.3.3.2) $f_{t0k}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k}/\gamma_M=0.90 \times 24.00/1.30=16.62\text{N/mm}^2$ $f_{yk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{yk}/\gamma_M=0.90 \times 40.00/1.30=27.69\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.90 \times 40.00/1.30=27.69\text{N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §5.1.6.(2)) $\sigma_{t0d}=F_{t0d}/A_{netto}=1000 \times 31.918/8400=3.80 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{yd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 0.906/1.960\text{E}+005=4.62 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{zd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/8.400\text{E}+004=0.00 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{t0d}/f_{t0d}+\sigma_{yd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{zd}/f_{mzd}=0.229+0.167+0.000=0.40 < 1$ (EC5 Εξ.5.1.9.α) $\sigma_{t0d}/f_{t0d}+K_m \cdot \sigma_{yd}/f_{myd}+\sigma_{zd}/f_{mzd}=0.229+0.117+0.000=0.35 < 1$ (EC5 Εξ.5.1.9.β)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Κάτω πέλμα ράβδοι: 5, 6, συνδυασμός φόρτισης Νο 1**Έλεγχος κάμψης με αξονικό εφελκυσμό, $F_{t0d}=14.933\text{kN}$, $M_{yd}=1.005\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$** (EC5 §5.1.9)Ορθογωνική διατομή, $b=60\text{mm}$, $h=140\text{mm}$, $A=8.400\text{E}+003\text{mm}^2$, $W_y=1.960\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=8.400\text{E}+004\text{mm}^3$ Τροπ. συντ. $K_{mod}=0.60$ (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού $\gamma_M=1.30$ (§2.3.3.2) $f_{t0k}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k}/\gamma_M=0.60 \times 24.00/1.30=11.08\text{N/mm}^2$ $f_{yk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{yk}/\gamma_M=0.60 \times 40.00/1.30=18.46\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk}/\gamma_M=0.60 \times 40.00/1.30=18.46\text{N/mm}^2$ Ορθογωνική διατομή άρα $K_m=0.70$ (EC5 §5.1.6.(2)) $\sigma_{t0d}=F_{t0d}/A_{netto}=1000 \times 14.933/8400=1.78 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{yd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 1.005/1.960\text{E}+005=5.13 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{zd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/8.400\text{E}+004=0.00 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{t0d}/f_{t0d}+\sigma_{yd}/f_{myd}+K_m \cdot \sigma_{zd}/f_{mzd}=0.160+0.278+0.000=0.44 < 1$ (EC5 Εξ.5.1.9.α) $\sigma_{t0d}/f_{t0d}+K_m \cdot \sigma_{yd}/f_{myd}+\sigma_{zd}/f_{mzd}=0.160+0.194+0.000=0.35 < 1$ (EC5 Εξ.5.1.9.β)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.11.9. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

(EC5 ENV1995-1-1:1994, §5)

Ράβδοι: 8, 9

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γg	γq	ψo
(Gk) Μόνιμα Gk1 = 0.847, Gk2 = 0.402	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(Qk1) Χιόνι QksL= 1.185, QksR= 1.083	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk2) Χιόνι QksL= 1.083, QksR= 1.185	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk3) Χιόνι QksL= 0.541, QksR= 0.000	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk4) Χιόνι QksL= 0.000, QksR= 0.541	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk5) Άνεμος QkwL= 0.391, QkwR=-0.779	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60
(Qk6) Άνεμος QkwL=-0.779, QkwR= 0.391	Βραχυχρόνια	0.00	1.50	0.60

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	γg.Gk	Μόνιμη	0.60	-7.091	0.000	0.000	0.000
2	γg.Gk + γq.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-11.780	0.000	0.000	0.001
3	γg.Gk + γq.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-11.780	0.000	0.000	0.001
4	γg.Gk + γq.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-7.997	0.000	0.000	0.000
5	γg.Gk + γq.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-7.997	0.000	0.000	0.000
6	γg.Gk + γq.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-7.532	0.790	0.000	0.000
7	γg.Gk + γq.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-7.559	0.763	0.000	0.000
8	γg.Gk + γq.Qk1 + γq.ψo.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-13.462	0.000	0.000	0.001
9	γg.Gk + γq.Qk1 + γq.ψo.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-12.850	0.000	0.000	0.001
10	γg.Gk + γq.Qk2 + γq.ψo.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-12.833	0.000	0.000	0.001
11	γg.Gk + γq.Qk2 + γq.ψo.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-13.479	0.000	0.000	0.001
12	γg.Gk + γq.Qk3 + γq.ψo.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-9.680	0.000	0.000	0.000
13	γg.Gk + γq.Qk3 + γq.ψo.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-6.373	0.000	0.000	0.000
14	γg.Gk + γq.Qk4 + γq.ψo.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-6.357	0.000	0.000	0.000
15	γg.Gk + γq.Qk4 + γq.ψo.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-9.696	0.000	0.000	0.000
16	γg.Gk + γq.Qk5 + γq.ψo.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-11.763	0.000	0.000	0.000
17	γg.Gk + γq.Qk5 + γq.ψo.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-11.386	0.000	0.000	0.000
18	γg.Gk + γq.Qk5 + γq.ψo.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-9.494	0.822	0.000	0.000
19	γg.Gk + γq.Qk5 + γq.ψo.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-7.500	0.000	0.000	0.000
20	γg.Gk + γq.Qk6 + γq.ψo.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-11.414	0.000	0.000	0.000
21	γg.Gk + γq.Qk6 + γq.ψo.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-11.791	0.000	0.000	0.000
22	γg.Gk + γq.Qk6 + γq.ψo.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-7.527	0.000	0.000	0.000
23	γg.Gk + γq.Qk6 + γq.ψo.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-9.521	0.794	0.000	0.000
	Μέγιστες τιμές			-13.479	0.822	0.000	0.001

1.11.10. Έλεγχοι αντοχής διατομής Ράβδοι: 8, 9

Ράβδοι: 8, 9, συνδυασμός φόρτισης Νο 18

Έλεγχος εφελκυσμού παράλληλα προς τις ίνες, Ft0d=0.740 kN (EC5 §5.1.2)

Ορθογωνική διατομή, b=60 mm, h=140 mm, A= 8 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.90 (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (§2.3.3.2)

ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.90x24.00/1.30=16.62N/mm² (EC5 Εξ.2.2.3.2α)Ft0d=0.740 kN, σt0d=Ft0d/Anetto=1000x0.740/8400=0.09N/mm² < 16.62N/mm²=ft0d (Εξ.5.1.2)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Ράβδοι: 8, 9, συνδυασμός φόρτισης Νο 11

Έλεγχος θλίψης παράλληλα προς τις ίνες, Fc0d=-12.131 kN (EC5 §5.1.4)

Ορθογωνική διατομή, b=60 mm, h=140 mm, A= 8 400 mm²

Τροπ. συντ. Kmod=0.90 (Πιν. 3.1.7), Συντ. ασφ. υλικού γM=1.30 (§2.3.3.2)

fc0k=26.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=0.90x26.00/1.30=18.00N/mm² (EC5 Εξ.2.2.3.2α)Fc0d=-12.131 kN, σc0d=Fc0d/Anetto=1000x12.131/8400=1.44N/mm² < 18.00N/mm²=fc0d (Εξ.5.1.4)

Ο έλεγχος ικανοποιείται

1.12. Συνδέσεις ζευκτού**1.12.1. Φέρουσα ικανότητα συνδέσεων** (EC5 ENV1995-1-1:1994, §6)**Ηλοι και πλάκες συνδέσεων**

Επιλέγονται ήλοι 4.0/35 mm ($d=4.0\text{mm}$, $L=35\text{mm}$). Πλάκες σύνδεσης, $t=2.0\text{mm}$.
Αντοχή διαρροής χάλυβα πλακών $f_y=240\text{ N/mm}^2$. Καθαρό εμβαδόν πλακών $A_{net}=(0.75)\cdot b\cdot t$

Στοιχεία διατομής

Πάχος ξύλου $d=60.0\text{mm}$, πάχος ελάσματος $t=2.0\text{mm}$

Ιδιότητες ήλων (EC5 §6.3.1)

Λείο ήλοι, κυκλικής διατομής, χωρίς προδιάτρηση

Συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=1.30$ (EC5 §2.3.3.2)

Διάμετρος ήλων $d=4.0\text{mm}$, μήκος ήλων $l=35\text{mm}$.

Αποστάσεις ήλων (EC5 Πίνακα 6.3.1.2)

Επιλέγουμε επί το δυσμενέστερον $a_1=10d=10\times 4.0=40\text{mm}$, $a_2=5d=20\text{mm}$

Χαρακτηριστική τιμή ροπής διαρροής (EC5 §6.3.1.2)

$M_{yk}=180d^2\cdot 2.6=6617\text{Nmm}$, $M_{yd}=M_{yk}/\gamma_M=6617/1.10=6015\text{Nmm}$ (ENV1995-1-1 Εξ.6.3.1.2d)

Μόνιμη δράση**Χαρακτηριστική τιμή αντοχής άντυγας +Αποστάσεις ήλων** (EC5 Πίνακα 6.3.1.2)

$f_{hk1}=0.082\rho_k/d^{0.3}=22.72\text{N/mm}^2$, ($\rho_k=420\text{kg/m}^3$, $d=4.0\text{mm}$) (ENV1995-1-1 Εξ.6.3.1.2a)

$f_{hd1}=k_{mod}\cdot f_{hk}/\gamma_M=0.60\times 22.72/1.30=10.49\text{ N/mm}^2$

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα ήλου -Μονότμητη σύνδεση (EC5 §6.2.2)

$t_2=33.0\text{mm}$ (βάθος έμπηξης), πάχος ελάσματος $t=2.0\leq 0.5d=0.5\times 4.0=2.0\text{mm}$

$R_d=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 ENV1995-1-1:1994 Εξ.6.2.2α...6.2.2β)

$0.40f_{hd}\cdot t_2\cdot d=0.554\text{ kN}$

$1.10[2M_{yd}\cdot f_{hd}\cdot d]^{1/2}=0.782\text{ kN}$

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα ήλου $R_d=0.554\text{ kN}$

Μεσοχρόνια δράση**Χαρακτηριστική τιμή αντοχής άντυγας +Αποστάσεις ήλων** (EC5 Πίνακα 6.3.1.2)

$f_{hk1}=0.082\rho_k/d^{0.3}=22.72\text{N/mm}^2$, ($\rho_k=420\text{kg/m}^3$, $d=4.0\text{mm}$) (ENV1995-1-1 Εξ.6.3.1.2a)

$f_{hd1}=k_{mod}\cdot f_{hk}/\gamma_M=0.80\times 22.72/1.30=13.98\text{ N/mm}^2$

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα ήλου -Μονότμητη σύνδεση (EC5 §6.2.2)

$t_2=33.0\text{mm}$ (βάθος έμπηξης), πάχος ελάσματος $t=2.0\leq 0.5d=0.5\times 4.0=2.0\text{mm}$

$R_d=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 ENV1995-1-1:1994 Εξ.6.2.2α...6.2.2β)

$0.40f_{hd}\cdot t_2\cdot d=0.738\text{ kN}$

$1.10[2M_{yd}\cdot f_{hd}\cdot d]^{1/2}=0.902\text{ kN}$

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα ήλου $R_d=0.738\text{ kN}$

Βραχυχρόνια δράση**Χαρακτηριστική τιμή αντοχής άντυγας +Αποστάσεις ήλων** (EC5 Πίνακα 6.3.1.2)

$f_{hk1}=0.082\rho_k/d^{0.3}=22.72\text{N/mm}^2$, ($\rho_k=420\text{kg/m}^3$, $d=4.0\text{mm}$) (ENV1995-1-1 Εξ.6.3.1.2a)

$f_{hd1}=k_{mod}\cdot f_{hk}/\gamma_M=0.90\times 22.72/1.30=15.73\text{ N/mm}^2$

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα ήλου -Μονότμητη σύνδεση (EC5 §6.2.2)

$t_2=33.0\text{mm}$ (βάθος έμπηξης), πάχος ελάσματος $t=2.0\leq 0.5d=0.5\times 4.0=2.0\text{mm}$

$R_d=\eta$ ελάχιστη των κάτωθι σχέσεων (EC5 ENV1995-1-1:1994 Εξ.6.2.2α...6.2.2β)

$0.40f_{hd}\cdot t_2\cdot d=0.831\text{ kN}$

$1.10[2M_{yd}\cdot f_{hd}\cdot d]^{1/2}=0.957\text{ kN}$

Εγκάρσια φέρουσα ικανότητα ήλου $R_d=0.831\text{ kN}$

Παραδοχές για το σχεδιασμό συνδέσεων με ήλους

Μελέτη των συνδέσεων με πλαστική ανάλυση. Οι ήλοι καταπονούνται από ίσες δυνάμεις.

Η αντοχή της μεταλλικής πλάκας βασίζεται στην πλαστική ροπή αντίστασης.

Οι θλιπτικές δυνάμεις μειώνονται στο $0.50x F_d$

Ελεγχος 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	-5.620	0.022	9 <	131
2	γγ.Gk + γγ.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-10.571	0.034	16 <	196
3	γγ.Gk + γγ.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-10.584	0.036	16 <	196
4	γγ.Gk + γγ.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-6.769	0.020	10 <	196
5	γγ.Gk + γγ.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-6.841	0.031	11 <	196
6	γγ.Gk + γγ.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-4.578	0.007	7 <	196
7	γγ.Gk + γγ.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-4.764	0.033	8 <	196
8	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-9.946	0.025	15 <	196
9	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-10.044	0.040	16 <	196
10	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-9.958	0.027	15 <	196
11	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-10.058	0.043	16 <	196
12	γγ.Gk + γγ.Qk3 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-6.147	0.010	9 <	196
13	γγ.Gk + γγ.Qk3 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-6.242	0.026	10 <	196
14	γγ.Gk + γγ.Qk4 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-6.209	0.022	10 <	196
15	γγ.Gk + γγ.Qk4 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-6.325	0.037	10 <	196
16	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-7.551	0.014	11 <	196
17	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-7.557	0.015	11 <	196
18	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-5.273	0.005	8 <	196
19	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-5.306	0.012	8 <	196
20	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-7.719	0.040	12 <	196
21	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-7.729	0.041	12 <	196
22	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-5.441	0.031	9 <	196
23	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-5.498	0.038	9 <	196

Ελεγχος σύνδεσης ράβδου 7, με ράβδους 2 και 4, στον κόμβο 2

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές πλάκες χαλύβδινες διαστάσεων

$B \times H = 165 \text{ mm} \times 230 \text{ mm}$, και πάχους 2.0 mm

Ήλοι 4.0/35 mm ($d = 4.0 \text{ mm}$, $L = 35 \text{ mm}$),

6 ήλοι σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ ήλων $a_1 = 40$, $a_2 = 20$ 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 σύνδεσης

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

n : αριθμός ήλων, a : διατομή ήλου

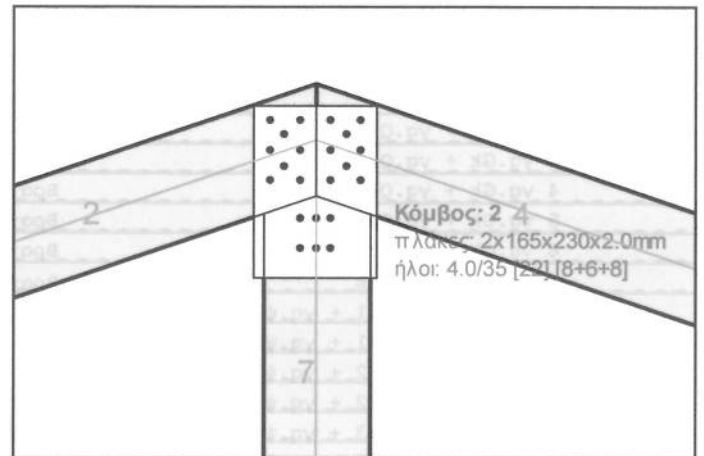
$A = n \cdot a$: συνολικό εμβαδόν ήλων

r : απόσταση ακραίου ήλου από κέντρο σύνδεσης

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

$n = 6$, $A = 75 \text{ mm}^2$, $r = 28 \text{ mm}$,

σ και σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm^2



1.12.3. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

Έλεγχος συνδέσεων με ήλους στους κόμβους : 1, 3 (EC5 ENV1995-1-1:1994, §6.3)

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

Έλεγχος σύνδεσης ράβδων 5 και 1, στον κόμβο 1

Εκλέγονται:

Δύο(2) μεταλλικές πλάκες χαλύβδινες διαστάσεων

$B \times H = 440 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$, και πάχους 2.0mm

ήλοι 4.0/35 mm ($d=4.0 \text{ mm}$, $L=35 \text{ mm}$),

20 ήλοι σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ ήλων $a_1=40$, $a_2=20$ 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 σύνδεσης

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

n : αριθμός ήλων, a : διατομή ήλου

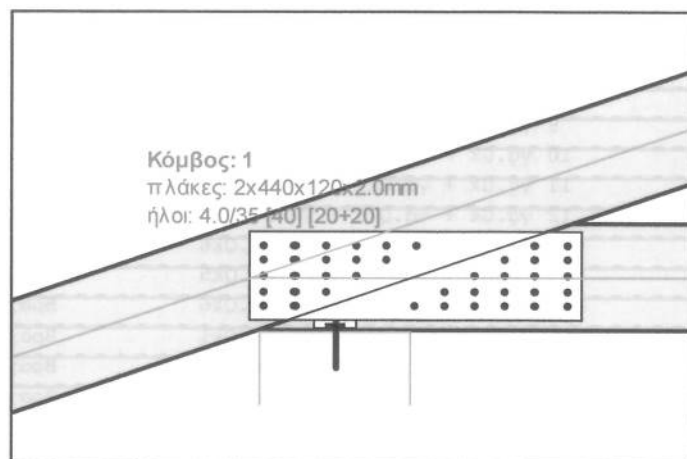
$A=nka$: συνολικό εμβαδόν ήλων

r : απόσταση ακραίου ήλου από κέντρο σύνδεσης

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

$n = 20$, $A = 251 \text{ mm}^2$, $r = 72 \text{ mm}$,

σ και σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm^2



Δυνάμεις στον κόμβο 1 , από ράβδο 5, 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	7.478	0.020	0.388 <	0.554
2	γγ.Gk + γγ.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	15.340	0.021	0.782 <	0.831
3	γγ.Gk + γγ.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	15.072	0.021	0.769 <	0.831
4	γγ.Gk + γγ.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	10.029	0.021	0.516 <	0.831
5	γγ.Gk + γγ.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	8.614	0.021	0.445 <	0.831
6	γγ.Gk + γγ.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	8.519	0.020	0.440 <	0.831
7	γγ.Gk + γγ.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	3.809	0.020	0.204 <	0.831
8	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	15.965	0.021	0.813 <	0.831
9	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	13.133	0.021	0.672 <	0.831
10	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	15.697	0.021	0.800 <	0.831
11	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	12.865	0.021	0.658 <	0.831
12	γγ.Gk + γγ.Qk3 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	10.654	0.021	0.547 <	0.831
13	γγ.Gk + γγ.Qk3 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	7.824	0.020	0.406 <	0.831
14	γγ.Gk + γγ.Qk4 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	9.239	0.021	0.476 <	0.831
15	γγ.Gk + γγ.Qk4 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	6.410	0.020	0.335 <	0.831
16	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	13.236	0.021	0.677 <	0.831
17	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	13.075	0.021	0.669 <	0.831
18	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	10.050	0.021	0.517 <	0.831
19	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	9.201	0.021	0.474 <	0.831
20	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	8.518	0.021	0.440 <	0.831
21	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	8.357	0.021	0.432 <	0.831
22	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	5.336	0.020	0.281 <	0.831
23	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	4.489	0.020	0.238 <	0.831

1.12.4. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

Έλεγχος συνδέσεων με ήλους στον κόμβο : 4 (EC5 ENV1995-1-1:1994, §6.3)
 Τοποθετούνται διπλές (2) χαλύβδινες πλάκες στις δύο όψεις του ζευκτού

Έλεγχος σύνδεσης ράβδων 5 και 6, με ράβδους 7, 8, 9, στον κόμβο 4

Εκλέγονται:

Δύο (2) μεταλλικές πλάκες χαλύβδινες διαστάσεων

$B \times H = 615 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$, και πάχους 2.0 mm

ήλοι 4.0/35 mm ($d = 4.0 \text{ mm}$, $L = 35 \text{ mm}$),

9 ήλοι σε κάθε συνδεόμενη ράβδο

Αποστάσεις μεταξύ ήλων $a_1 = 40$, $a_2 = 20$ 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 σύνδεσης

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

$n =$ αριθμός ήλων, $a =$ διατομή ήλου

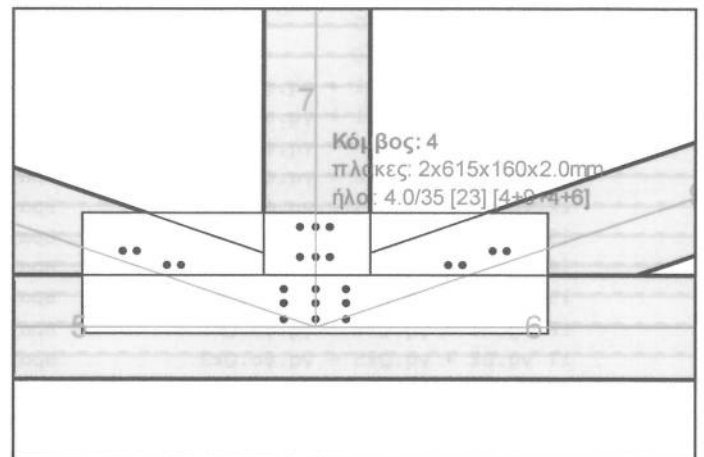
$A = n \cdot a =$ συνολικό εμβαδόν ήλων

$r =$ απόσταση ακραίου ήλου από κέντρο σύνδεσης

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

$n = 9$, $A = 113 \text{ mm}^2$, $r = 45 \text{ mm}$,

σ και σ_d ορθή τάση και αντοχή πλάκας σύνδεσης N/mm^2



Δυνάμεις στον κόμβο 4 , από ράβδους 7, 8, 9, στο κέντρο της σύνδεσης F (δύναμη) M (ροπή)

Έλεγχος αντοχής σύνδεσης

Σ.Φ.	Ευνδυσασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	k_{mod}	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	1.338	0.000	0.149 <	0.554
2	γγ.Gk + γγ.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	1.338	0.008	0.161 <	0.831
3	γγ.Gk + γγ.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	1.338	-0.008	0.155 <	0.831
4	γγ.Gk + γγ.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	1.944	0.043	0.315 <	0.831
5	γγ.Gk + γγ.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	1.944	-0.043	0.268 <	0.831
6	γγ.Gk + γγ.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	3.791	0.106	0.675 <	0.831
7	γγ.Gk + γγ.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	3.792	-0.106	0.622 <	0.831
8	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	2.732	0.072	0.475 <	0.831
9	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	2.277	-0.056	0.337 <	0.831
10	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	2.276	0.056	0.385 <	0.831
11	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	2.733	-0.072	0.425 <	0.831
12	γγ.Gk + γγ.Qk3 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	3.786	0.106	0.674 <	0.831
13	γγ.Gk + γγ.Qk3 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	1.513	-0.021	0.177 <	0.831
14	γγ.Gk + γγ.Qk4 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	1.512	0.021	0.212 <	0.831
15	γγ.Gk + γγ.Qk4 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	3.787	-0.106	0.622 <	0.831
16	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	3.936	0.111	0.702 <	0.831
17	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	3.635	0.102	0.646 <	0.831
18	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	4.594	0.132	0.823 <	0.831
19	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	3.010	0.081	0.528 <	0.831
20	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	3.636	-0.102	0.594 <	0.831
21	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	3.937	-0.111	0.650 <	0.831
22	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	3.011	-0.081	0.477 <	0.831
23	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	4.595	-0.132	0.770 <	0.831

Δυνάμεις στον κόμβο 4 , από ράβδο 7, στο κέντρο της σύνδεσης F(δύναμη) M(ροπή)

Ελεγχος αντοχής σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	Fn (kN)	Rd (kN)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	2.715	0.000	0.452 <	0.554
2	γγ.Gk + γγ.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	4.650	0.000	0.775 <	0.831
3	γγ.Gk + γγ.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	4.650	0.000	0.775 <	0.831
4	γγ.Gk + γγ.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	3.177	0.000	0.530 <	0.831
5	γγ.Gk + γγ.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	3.177	0.000	0.530 <	0.831
6	γγ.Gk + γγ.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	2.323	0.000	0.388 <	0.831
7	γγ.Gk + γγ.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	2.333	0.000	0.389 <	0.831
8	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	4.415	0.000	0.736 <	0.831
9	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	4.421	0.000	0.737 <	0.831
10	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	4.415	0.000	0.736 <	0.831
11	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	4.421	0.000	0.737 <	0.831
12	γγ.Gk + γγ.Qk3 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	2.942	0.000	0.491 <	0.831
13	γγ.Gk + γγ.Qk3 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	2.948	0.000	0.491 <	0.831
14	γγ.Gk + γγ.Qk4 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	2.942	0.000	0.490 <	0.831
15	γγ.Gk + γγ.Qk4 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	2.948	0.000	0.492 <	0.831
16	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	3.485	0.000	0.581 <	0.831
17	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	3.485	0.000	0.581 <	0.831
18	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	2.600	0.000	0.434 <	0.831
19	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	2.601	0.000	0.434 <	0.831
20	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	3.495	0.000	0.583 <	0.831
21	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	3.495	0.000	0.583 <	0.831
22	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	2.611	0.000	0.435 <	0.831
23	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	2.611	0.000	0.436 <	0.831

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	2.715	0.000	3 <	131
2	γγ.Gk + γγ.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	4.650	0.000	5 <	196
3	γγ.Gk + γγ.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	4.650	0.000	5 <	196
4	γγ.Gk + γγ.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	3.177	0.000	3 <	196
5	γγ.Gk + γγ.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	3.177	0.000	3 <	196
6	γγ.Gk + γγ.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	2.323	0.000	3 <	196
7	γγ.Gk + γγ.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	2.333	0.000	3 <	196
8	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	4.415	0.000	5 <	196
9	γγ.Gk + γγ.Qk1 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	4.421	0.000	5 <	196
10	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	4.415	0.000	5 <	196
11	γγ.Gk + γγ.Qk2 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	4.421	0.000	5 <	196
12	γγ.Gk + γγ.Qk3 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	2.942	0.000	3 <	196
13	γγ.Gk + γγ.Qk3 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	2.948	0.000	3 <	196
14	γγ.Gk + γγ.Qk4 + γγ.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	2.942	0.000	3 <	196
15	γγ.Gk + γγ.Qk4 + γγ.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	2.948	0.000	3 <	196
16	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	3.485	0.000	4 <	196
17	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	3.485	0.000	4 <	196
18	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	2.600	0.000	3 <	196
19	γγ.Gk + γγ.Qk5 + γγ.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	2.601	0.000	3 <	196
20	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	3.495	0.000	4 <	196
21	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	3.495	0.000	4 <	196
22	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	2.611	0.000	3 <	196
23	γγ.Gk + γγ.Qk6 + γγ.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	2.611	0.000	3 <	196

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

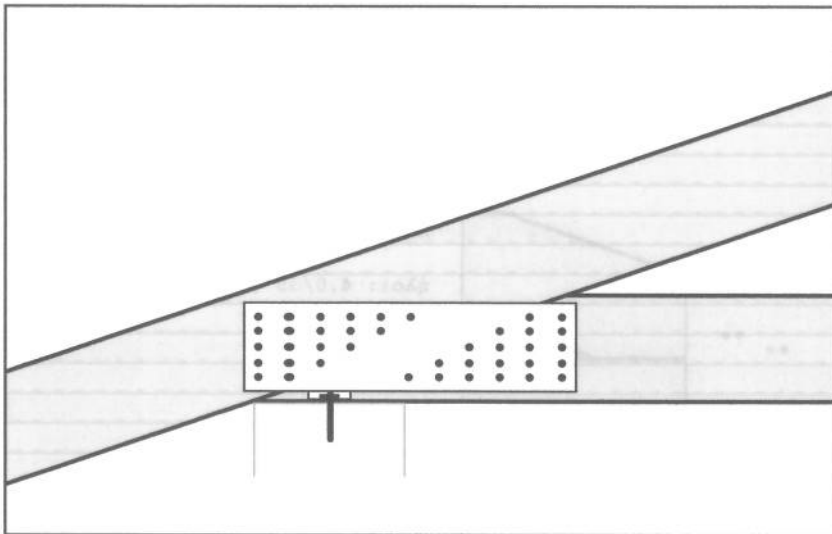
Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-2.127	0.000	4 <	131
2	γγ.Gk + γq.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-5.301	0.000	11 <	196
3	γγ.Gk + γq.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-5.018	0.000	10 <	196
4	γγ.Gk + γq.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-3.599	0.000	7 <	196
5	γγ.Gk + γq.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-2.103	0.000	4 <	196
6	γγ.Gk + γq.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-3.389	0.000	7 <	196
7	γγ.Gk + γq.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	0.343	0.000	1 <	196
8	γγ.Gk + γq.Qk1 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-6.058	0.000	13 <	196
9	γγ.Gk + γq.Qk1 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-3.819	0.000	8 <	196
10	γγ.Gk + γq.Qk2 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-5.775	0.000	12 <	196
11	γγ.Gk + γq.Qk2 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-3.536	0.000	7 <	196
12	γγ.Gk + γq.Qk3 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-4.356	0.000	9 <	196
13	γγ.Gk + γq.Qk3 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-2.116	0.000	4 <	196
14	γγ.Gk + γq.Qk4 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-2.861	0.000	6 <	196
15	γγ.Gk + γq.Qk4 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-0.621	0.000	1 <	196
16	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-5.294	0.000	11 <	196
17	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-5.124	0.000	11 <	196
18	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-4.272	0.000	9 <	196
19	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-3.375	0.000	7 <	196
20	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-1.561	0.000	3 <	196
21	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-1.391	0.000	3 <	196
22	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-0.540	0.000	1 <	196
23	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	0.358	0.000	1 <	196

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	-2.127	0.000	12 <	131
2	γγ.Gk + γq.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-5.301	0.000	30 <	196
3	γγ.Gk + γq.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-5.018	0.000	28 <	196
4	γγ.Gk + γq.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-3.599	0.000	20 <	196
5	γγ.Gk + γq.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-2.103	0.000	12 <	196
6	γγ.Gk + γq.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-3.389	0.000	19 <	196
7	γγ.Gk + γq.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	0.343	0.000	4 <	196
8	γγ.Gk + γq.Qk1 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-6.058	0.000	34 <	196
9	γγ.Gk + γq.Qk1 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-3.819	0.000	21 <	196
10	γγ.Gk + γq.Qk2 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-5.775	0.000	32 <	196
11	γγ.Gk + γq.Qk2 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-3.536	0.000	20 <	196
12	γγ.Gk + γq.Qk3 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-4.356	0.000	24 <	196
13	γγ.Gk + γq.Qk3 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-2.116	0.000	12 <	196
14	γγ.Gk + γq.Qk4 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	-2.861	0.000	16 <	196
15	γγ.Gk + γq.Qk4 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	-0.621	0.000	3 <	196
16	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-5.294	0.000	29 <	196
17	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-5.124	0.000	29 <	196
18	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-4.272	0.000	24 <	196
19	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	-3.375	0.000	19 <	196
20	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	-1.561	0.000	9 <	196
21	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	-1.391	0.000	8 <	196
22	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	-0.540	0.000	3 <	196
23	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	0.358	0.000	4 <	196

Ελεγχος αντοχής μεταλλικής πλάκας σύνδεσης

Σ.Φ.	Συνδυασμός φόρτισης	κλάση διάρκειας	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	γγ.Gk	Μόνιμη	0.60	7.484	-0.165	72 <	131
2	γγ.Gk + γq.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	15.342	-0.119	107 <	196
3	γγ.Gk + γq.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	15.074	-0.119	106 <	196
4	γγ.Gk + γq.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	10.033	-0.154	84 <	196
5	γγ.Gk + γq.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	8.619	-0.154	76 <	196
6	γγ.Gk + γq.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	8.524	-0.172	79 <	196
7	γγ.Gk + γq.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	3.821	-0.175	54 <	196
8	γγ.Gk + γq.Qk1 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	15.967	-0.123	111 <	196
9	γγ.Gk + γq.Qk1 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	13.136	-0.125	96 <	196
10	γγ.Gk + γq.Qk2 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	15.699	-0.123	110 <	196
11	γγ.Gk + γq.Qk2 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	12.868	-0.125	95 <	196
12	γγ.Gk + γq.Qk3 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	10.658	-0.158	88 <	196
13	γγ.Gk + γq.Qk3 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	7.829	-0.160	73 <	196
14	γγ.Gk + γq.Qk4 + γq.ψο.Qk5	Βραχυχρόνια	0.90	9.243	-0.158	81 <	196
15	γγ.Gk + γq.Qk4 + γq.ψο.Qk6	Βραχυχρόνια	0.90	6.417	-0.160	65 <	196
16	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	13.238	-0.144	100 <	196
17	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	13.078	-0.144	99 <	196
18	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	10.054	-0.165	86 <	196
19	γγ.Gk + γq.Qk5 + γq.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	9.205	-0.165	82 <	196
20	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk1	Βραχυχρόνια	0.90	8.522	-0.147	75 <	196
21	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk2	Βραχυχρόνια	0.90	8.362	-0.147	74 <	196
22	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk3	Βραχυχρόνια	0.90	5.344	-0.168	61 <	196
23	γγ.Gk + γq.Qk6 + γq.ψο.Qk4	Βραχυχρόνια	0.90	4.499	-0.168	56 <	196



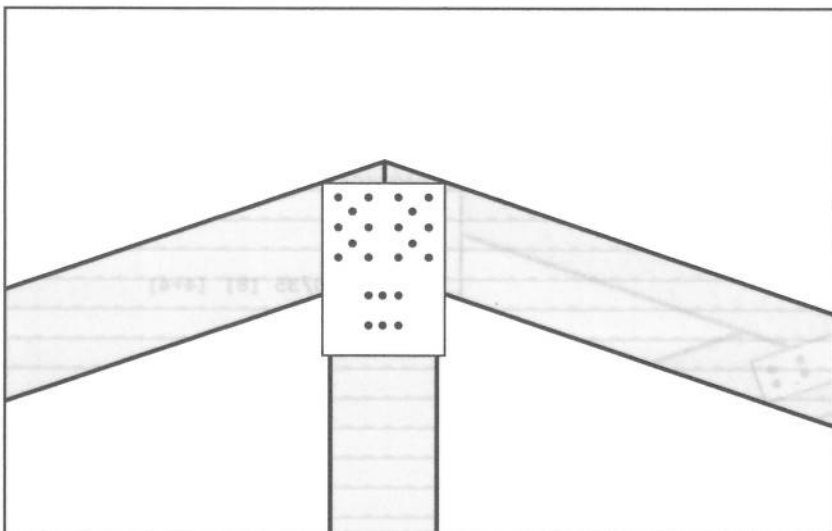
Σύνδεσμος στον κόμβο 1

(κόμβος σε $x=-0.217$ m, $y=0.000$ m)

πλάκες: 2x440x120x2.0mm

Ηλοι

ήλοι: 4.0/35 [40] [20+20]



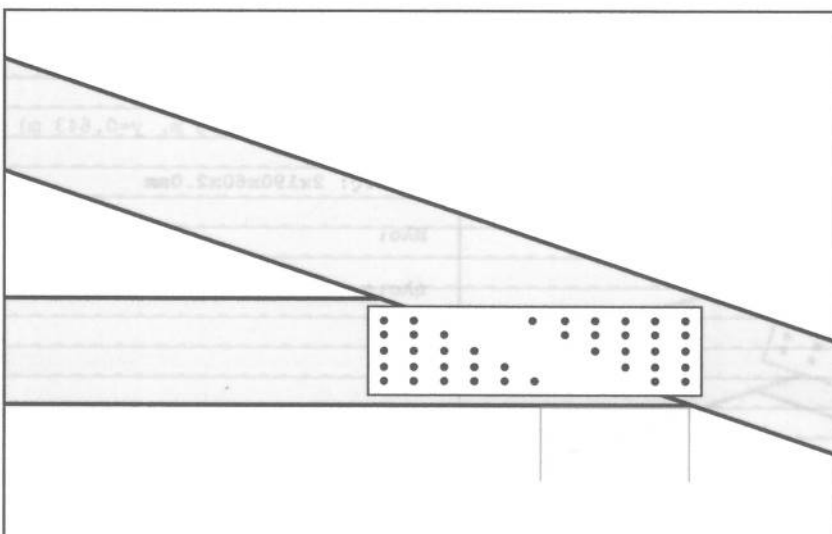
Σύνδεσμος στον κόμβο 2

(κόμβος σε $x=3.987$ m, $y=1.282$ m)

πλάκες: 2x165x230x2.0mm

Ηλοι

ήλοι: 4.0/35 [22] [8+6+8]



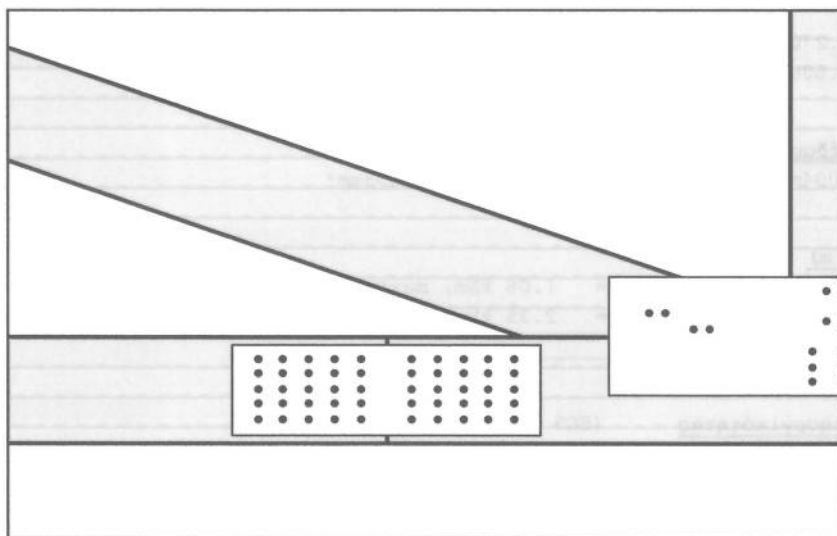
Σύνδεσμος στον κόμβο 3

(κόμβος σε $x=7.756$ m, $y=0.000$ m)

πλάκες: 2x440x120x2.0mm

Ηλοι

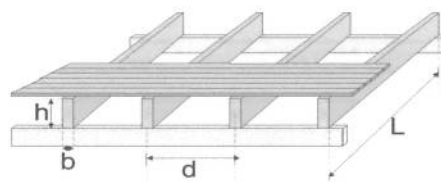
ήλοι: 4.0/35 [40] [20+20]

**Σύνδεσμος ράβδου**(σε $x=3.387\text{ m}$, $y=0.000\text{ m}$)πλάκες: $2 \times 405 \times 120 \times 2.0\text{ mm}$

Ηλοι

ήλοι: $4.0/35$ [50] [25+25]**2. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : ΔΑΠΕ.-001**

Δάπεδο ενός ανοίγματος

2.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία**2.1.1. Τρόπος Κατασκευής**

Εύλινο δάπεδο, από ξυλεία C35.

Απόσταση μεταξύ δοκών πατώματος 0.30 m , ελεύθερο άνοιγμα δοκών 5.60 m Διατομή δοκών πατώματος $B \times H = 70\text{ mm} \times 220\text{ mm}$. Πάχος πατώματος 25 mm **2.1.2. Κανονισμοί**

EN1990-1-1:2002 Δράσεις

EN1991-1-1:2003 Φορτία κατασκευής

ENV1995-1-1:1994 Εύλινες κατασκευές

2.1.3. 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 Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικας 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι φέρουσας ικανότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5, (EC5 ENV1995-1-1:1994, §5). Ελέγχονται επίσης τα β σε κατάσταση λειτουργικότητας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5, EC5 ENV1995-1-1:1994, §4.3.1, καθώς και σύμφωνα με (EC5 ENV1995-1-1:1994, §4.4.3)

2.1.4. Ιδιότητες υλικών (ξύλεια) (EC5 ENV1995-1-1:1994, §3)

Ποιότητα ξυλείας: C35

Κλάση λειτουργίας : Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$ (EC5 §3.1.5)Συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 1.30$ (EC5 §2.3.3.2)**Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας** $f_{mk} = 35.0\text{ MPa}$, $f_{t0k} = 21.0\text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4\text{ MPa}$ $f_{c0k} = 25.0\text{ MPa}$, $f_{c90k} = 6.0\text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.4\text{ MPa}$ $E_{0m} = 13000\text{ MPa}$, $E_{005} = 8700\text{ MPa}$, $E_{90m} = 430\text{ MPa}$ $G_m = 810\text{ MPa}$, $\rho_k = 400\text{ Km/m}^3$ **2.1.5. Κατανομημένα φορτία δαπέδου**Επικάλυψη δαπέδου $G_e = 0.500\text{ kN/m}^2$ Ιδιο βάρος (μόνωση-δοκοί) $G_w = 0.100\text{ kN/m}^2$ Οροφή κάτω επιφάνειας $G_c = 0.300\text{ kN/m}^2$ Σύνολο μονίμων φορτίων $G_e + G_w + G_f = G_s = 0.900\text{ kN/m}^2$ Κινητό φορτίο δαπέδου $Q_f = 2.000\text{ kN/m}^2$

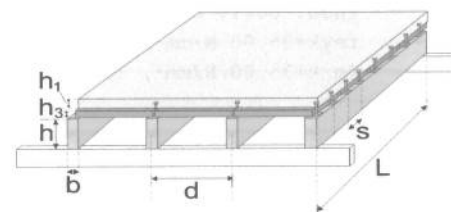
3. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : ΔΑΠΕ.-002

Δάπεδο Ξύλο-Μπετόν

3.1. Τεχνική Περιγραφή, παραδοχές, υλικά φορτία

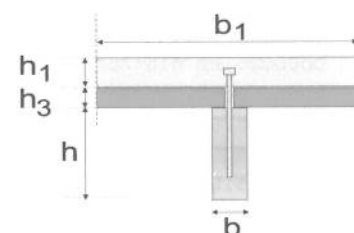
3.1.1. Τρόπος Κατασκευής

Σύνθετο πάτωμα ξύλο-σκυρόδεμα
 Κατηγορία ξυλείας: C35
 Κατηγορία σκυροδέματος: C25/30
 Ελεύθερο άνοιγμα δοκών πατώματος: $L = 5.600\text{m}$
 Πάχος πλάκας σκυροδέματος: $h_1 = 40\text{mm}$.
 Διατομή δοκών πατώματος : $B \times H = 70\text{mm} \times 220\text{mm}$.
 Απόσταση μεταξύ δοκών πατώματος : 0.600m



3.1.2. Κανονισμοί

EN1990-1-1:2002 Δράσεις
 EN1991-1-1:2003 Φορτία κατασκευής
 ENV1995-1-1:1994 Ξύλινες κατασκευές
 EN1992-1-1:2004 Κατασκευές από σκυρόδεμα
 EN1994-1-1:2000 Σύμμικτες κατασκευές από σκυρόδεμα και χάλυβα



3.1.3. 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 Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικας 5, και γίνονται όλοι οι έλεγχοι φέρουσας ικανότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5, (EC5 ENV1995-1-1:1994, §5). Ελέγχονται επίσης τα β σε κατάσταση λειτουργικότητας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5, EC5 ENV1995-1-1:1994, §4.3.1, καθώς και σύμφωνα με (EC5 ENV1995-1-1:1994, §4.4.3)

Ιδιότητες σύνθετου πατώματος από ξύλο και σκυρόδεμα σύμφωνα με:
 EC5 ENV1995-1-1:1994, Παραρτ. Β

3.1.4. Ιδιότητες υλικών

Χαρακτηριστικές ιδιότητες ξυλείας (EC5 ENV1995-1-1:1994, §3)

Ποιότητα ξυλείας: C35
 Κλάση λειτουργίας : Κλάση 1, περιεκτικότητα υγρασίας $\leq 12\%$ (ENV1995-1-1, §3.1.5)
 $f_{mk} = 35.0\text{ MPa}$, $f_{t0k} = 21.0\text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4\text{ MPa}$
 $f_{c0k} = 25.0\text{ MPa}$, $f_{c90k} = 6.0\text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.4\text{ MPa}$
 $E_{0m} = 13000\text{ MPa}$, $E_{005} = 8700\text{ MPa}$, $E_{90m} = 430\text{ MPa}$
 $G_m = 810\text{ MPa}$, $\rho_k = 400\text{ Km/m}^3$

Χαρακτηριστικές ιδιότητες σκυροδέματος (EC2 ENV1992-1-1:1993, §3.1)

Πλάκα σκυροδέματος: C25/30, $f_{ck} = 25\text{ N/mm}^2$, $f_{cm} = 2.60\text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 30500\text{ N/mm}^2$
 $f_{cd} = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17\text{ N/mm}^2$, $f_{ctmd} = 0.85 \times 3 / 1.50 = 1.47\text{ N/mm}^2$ (EC4 ENV1994-1-1:1992, §4.4.1.4)
 Χάλυβας σκυροδέματος S500

Χαρακτηριστικές ιδιότητες συνδέσμων

Διάμετρος συνδέσμων $\Phi = 10.0\text{ mm}$, Εφελκυστική αντοχή $f_u = 500\text{ N/mm}^2$
 Απόσταση συνδέσμων: $s_{min} = 100\text{ mm}$ ($0 - L/4$, $3L/4 - L$), $s_{max} = 300\text{ mm}$ ($L/4 - 3L/4$)
 $s_{ef} = 0.75 \times 100 + 0.25 \times 300 = 150\text{ mm}$ (EC5 ENV1995-1-1:1994, §5.3.3(4))

3.1.5. Καταμεμημένα φορτία δαπέδου

Επικάλυψη δαπέδου	$G_e = 0.500 \text{ kN/m}^2$
Ιδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος	$G_b = 0.960 \text{ kN/m}^2$
Ιδιο βάρος (μόνωση-δοκοί)	$G_w = 0.100 \text{ kN/m}^2$
Οροφή κάτω επιφάνειας	$G_c = 0.300 \text{ kN/m}^2$
Σύνολο μόνιμων φορτίων	$G_e + G_b + G_w + G_c = G_s = 1.860 \text{ kN/m}^2$
Κινητό φορτίο δαπέδου	$Q_f = 2.000 \text{ kN/m}^2$

3.1.6. Φορτία ανά m δοκού δαπέδου

Μόνιμο φορτίο	$G_k = 0.600 \times 1.860 = 1.116 \text{ kN/m}$
Κινητό φορτίο	$Q_k = 0.600 \times 2.000 = 1.200 \text{ kN/m}$

3.2. Αντοχή συνδέσεων**3.2.1. Σκυρόδεμα, (EC4 ENV1994-1-1:1992, §6.3.2.1)**

Αστοχία σε διάτμηση, $R_d = 0.8 f_u (\rho_d^2 / 4) / \gamma_v = 25.13 \text{ kN}$ (EC4 ENV1994-1-1:1992, Eq.6.13)
 Τοπική θλίψη, $R_d = 0.23 d^2 (f_{ck} \cdot E_{cm} / \gamma_v)^{1/2} = 17.96 \text{ kN}$ (EC4 ENV1994-1-1:1992, Eq.6.14)
 $d = 10.0 \text{ mm}$, $f_u = 500 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_v = 1.25$

3.2.2. Ξύλο, (EC5 ENV1995-1-1:1994, Eq.6.2.2.d, Eq.6.5.1.2e)

Κλάσεις διάρκειας : Μόνιμη, $k_{mod} = 0.60$
 $f_{hk} = 0.082 (1 - 0.01d) \rho_k = 29.52 \text{ N/mm}^2$, ($\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$, $d = 10.0 \text{ mm}$) (ENV1995-1-1 Εξ.6.3.1.2b)
 $f_{hd} = k_{mod} \cdot f_{hk} / \gamma_M = 0.60 \times 29.52 / 1.30 = 13.62 \text{ N/mm}^2$
 $M_{yk} = 0.80 f_{uk} \cdot d^3 / 6 = 66667 \text{ Nmm}$, ($f_{uk} = 500 \text{ N/mm}^2$) $M_{yd} = M_{yk} / \gamma_M = 66667 / 1.10 = 60606 \text{ Nmm}$ (ENV1995-1-1 Εξ.6.5.1.2e)
 $R_d = 1.50 [2 M_{yd} \cdot f_{hd} \cdot d]^{1/2} = 6.095 \text{ kN}$ (EC5 ENV1995-1-1:1994 Eq.6.2.2 d)

Κλάσεις διάρκειας : Μακροχρόνια, $k_{mod} = 0.70$
 $f_{hk} = 0.082 (1 - 0.01d) \rho_k = 29.52 \text{ N/mm}^2$, ($\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$, $d = 10.0 \text{ mm}$) (ENV1995-1-1 Εξ.6.3.1.2b)
 $f_{hd} = k_{mod} \cdot f_{hk} / \gamma_M = 0.70 \times 29.52 / 1.30 = 15.90 \text{ N/mm}^2$
 $M_{yk} = 0.80 f_{uk} \cdot d^3 / 6 = 66667 \text{ Nmm}$, ($f_{uk} = 500 \text{ N/mm}^2$) $M_{yd} = M_{yk} / \gamma_M = 66667 / 1.10 = 60606 \text{ Nmm}$ (ENV1995-1-1 Εξ.6.5.1.2e)
 $R_d = 1.50 [2 M_{yd} \cdot f_{hd} \cdot d]^{1/2} = 6.585 \text{ kN}$ (EC5 ENV1995-1-1:1994 Eq.6.2.2 d)

Κλάσεις διάρκειας : Μεσοχρόνια, $k_{mod} = 0.80$
 $f_{hk} = 0.082 (1 - 0.01d) \rho_k = 29.52 \text{ N/mm}^2$, ($\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$, $d = 10.0 \text{ mm}$) (ENV1995-1-1 Εξ.6.3.1.2b)
 $f_{hd} = k_{mod} \cdot f_{hk} / \gamma_M = 0.80 \times 29.52 / 1.30 = 18.17 \text{ N/mm}^2$
 $M_{yk} = 0.80 f_{uk} \cdot d^3 / 6 = 66667 \text{ Nmm}$, ($f_{uk} = 500 \text{ N/mm}^2$) $M_{yd} = M_{yk} / \gamma_M = 66667 / 1.10 = 60606 \text{ Nmm}$ (ENV1995-1-1 Εξ.6.5.1.2e)
 $R_d = 1.50 [2 M_{yd} \cdot f_{hd} \cdot d]^{1/2} = 7.039 \text{ kN}$ (EC5 ENV1995-1-1:1994 Eq.6.2.2 d)

3.3. Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (EC5 ENV1995-1-1:1994, §5)**3.3.1. Ιδιότητες σύνθετης διατομής (EC5 ENV1995-1-1:1994 Παραρτ. Β)**

Συnergieζόμενο πλάτος, $b_1 = 2L/8 = 2 \times 5600/8 = 1400 \text{ mm}$ and $b_1 < 600 \text{ mm}$. $b_1 = 600 \text{ mm}$ (ENV1994-1-1, §2.2.21)
 $K_u = (2/3) \cdot K_{ser} = (2/3) (\rho_k)^{1.5} (d/20) = (2/3) \times (400)^{1.5} \times (10/20) = 8333 \text{ N/mm}$ (Table 4.2)
 μέση απόσταση συνδέσεων $s_{ef} = 150 \text{ mm}$

$A_1 = 600 \times 40 = 24000 \text{ mm}^2$	$A_2 = 70 \times 220 = 15400 \text{ mm}^2$
$I_1 = 600 \times 40^3 / 12 = 3.20 \text{ E} + 006 \text{ mm}^4$	$I_2 = 70 \times 220^3 / 12 = 6.21 \text{ E} + 007 \text{ mm}^4$
$E_1 = 30500 \text{ N/mm}^2$	$E_2 = 13000 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_1 = 0.19$	$\gamma_2 = 1.00$
$\alpha_1 = 87.7 \text{ mm}$	$\alpha_2 = 62.3 \text{ mm}$
$E I_{ef} = 2.78 \text{ E} + 012 \text{ Nmm}^2$	

3.3.2. Εντατικά μεγέθη δοκού (L= 5.60 m)

Μόνιμα φορτία $G_k = 1.116 \text{ kN/m}$,	$\max V = 3.12 \text{ kN}$,	$\max M = 4.37 \text{ kNm}$,	$\max \Delta = 5.15 \text{ mm}$
Κινητά φορτία $Q_k = 1.200 \text{ kN/m}$,	$\max V = 3.36 \text{ kN}$,	$\max M = 4.70 \text{ kNm}$,	$\max \Delta = 5.54 \text{ mm}$

3.4.3. Έλεγχος βέλους κάμψης στο μέσο της δοκού (EC5 §4.1, §4.3)

Φόρτιση [kN/m]	Uk [mm]	δράση	ψ1	Kdef
(Gk) Μόνιμα Gk = 1.116	4.574	Μόνιμη	1.00	0.60
(Qkf) Κινητά Qk = 1.200	4.918	Μεσοχρόνια	0.60	0.25

Συνδυασμός Φόρτισης	U2,inst	U2,fin	Unet,inst	Unet,fin [mm]
1 Gk	0.000	0.000	4.574	7.318
2 Gk + Qk1	4.918	6.148	9.492	13.466

Μέγιστες τιμές βελών

U2,inst = 4.918 mm, U2,fin = 6.148 mm

Unet,inst = 9.492 mm, Unet,fin = 13.466 mm

Έλεγχος σύμφωνα με EC5 ENV1995-1-1:1994 §4.3

Έλεγχος βέλους κάμψης λόγω μεταβλητών στιγμιαίων δράσεων

Έλεγχος τελικού βέλους κάμψης

U2,inst = 4.918 mm < L/300=5600/300= 18.667 mm

U2,fin = 6.148 mm < L/200=5600/200= 28.000 mm

Unet,fin = 13.466 mm < L/200=5600/200= 28.000 mm

Ο έλεγχος ικανοποιείται

3.5. Τελικό στάδιο

Τελικό μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος (EC4 ENV1994-1-1:1992, §3.1.4.2(4))

E1,fin = Ecm/2 = 30500/2 = 15250 N/mm²

Τελικό μέτρο ελαστικότητας ξύλου (EC5 ENV1995-1-1:1994, §4.1)

E2,fin = Eo,meam / (1 + ψ2 · Kdef) = 13000 / (1 + 0.60 × 0.60) = 9559 N/mm²

Kser,fin = Kser / (1 + ψ2 · Kdef) = 12500.000 / (1 + 0.60 × 0.60) = 9191.177 N/mm

3.5.1. Ιδιότητες σύνθετης διατομής (EC5 ENV1995-1-1:1994 Παραρτ. Β)

Συμμετασχηματισμένο πλάτος, b1 = 2L/8 = 2 × 5600/8 = 1400 mm and b1 ≤ 600 mm. b1 = 600 mm (ENV1994-1-1, §2.2.21)

Ku = (2/3) · Kser = (2/3) × (9191) = 6127 N/mm

μέση απόσταση συνδέσεων sef = 150 mm

A1 = 600 × 40 = 24000 mm²

A2 = 70 × 220 = 15400 mm²

I1 = 600 × 40³ / 12 = 3.20E+006 mm⁴

I2 = 70 × 220³ / 12 = 6.21E+007 mm⁴

E1 = 15250 N/mm²

E2 = 9559 N/mm²

γ1 = 0.26

γ2 = 1.00

α1 = 90.9 mm

α2 = 59.1 mm

EIf = 1.95E+012 Nmm²

3.5.2. Εντατικά μεγέθη δοκού (L= 5.60 m)

Μόνιμα φορτία Gk = 1.116 kN/m, maxV = 3.12 kN, maxM = 4.37 kNm, maxΔ = 7.33 mm

Κινητά φορτία Qk = 1.200 kN/m, maxV = 3.36 kN, maxM = 4.70 kNm, maxΔ = 7.89 mm

3.5.3. Δυνάμεις σχεδιασμού (EC5 ENV1995-1-1:1994, §5)

Φόρτιση [kN/m]	δράση	γγ	γγ	ψo
(Gk) Μόνιμα Gk = 1.116	Μόνιμη	1.35	0.00	1.00
(QkF) Κινητά Qk = 1.200	Μεσοχρόνια	0.00	1.50	0.60

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ
ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

Μεθοδολογία επίλυσης και διαστασιολόγησης.

Η επίλυση του κτιρίου βασίζεται, στο ότι το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων, καθώς και οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις εξ ολοκλήρου, φέρονται από τους τοίχους. Τα υποστυλώματα δεν συμμετέχουν στην ανάληψη δυνάμεων σεισμού.

Η επίλυση των δαπέδων σε κατακόρυφα φορτία γίνεται ανεξάρτητα, θεωρώντας το δάπεδο σαν εσχάρα δοκών και μετακινώντας τα κινητά φορτία ώστε να επιτευχθούν οι δυσμενέστερες συνθήκες φόρτισης για κάθε δοκό. Οι πλάκες επιλύονται με τη μέθοδο των λωρίδων, κατά Marcus.

Οι οριζόντιες δυνάμεις σεισμού υπολογίζονται με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο ΕΑΚ. Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους γίνεται αφού υπολογισθούν οι ακριβείς ακαμψίες των τοίχων μέσω ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία.

Οι τοίχοι επιλύονται με πεπερασμένα στοιχεία για τον ακριβή υπολογισμό των εντατικών μεγεθών τους στα κατακόρυφα φορτία και στα φορτία σεισμού.

Η διαστασιολόγηση των στοιχείων από μπετόν, πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, πέδιλα γίνεται βάσει του **ελληνικού Κανονισμού οπλισμένου Σκυροδέματος**, η δε διαστασιολόγηση και έλεγχος τοίχων βάσει του Ευρωκώδικα 6.

Τέλος γίνονται όλοι οι έλεγχοι που απαιτούνται επί πλέον από το Εθνικό **Κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6** και οι έλεγχοι για απλά κτίρια τοιχοποιίας.

Η επίλυση και ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των πλακών γίνεται με τη μέθοδο Marcus. Η μέθοδος αυτή, ως γνωστόν, βασίζεται στην επίλυση διασταυρούμενων λωρίδων με κοινό βέλος κάμψης στο μέσον της πλάκας και κατανομή του φορτίου της πλάκας στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η ευνοϊκή επίδραση της συστροφής στις ροπές ανοιγμάτων δεν λαμβάνεται υπόψη, υπέρ της ασφαλείας.

Εν συνεχεία οι πλάκες επιλύονται σαν συνεχείς ανεξάρτητοι δοκοί η κάθε λωρίδα.

Σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (18.1) πλάκες με λόγο πλευρών μεταξύ 0.050 και 2.00 επιλύονται, σαν τετραέρειστες, άλλως ως διέρειστες.

Τα μεταφερόμενα στους δοκούς φορτία προκύπτουν για φόρτιση με κινητά στις πλάκες εκατέρωθεν της δοκού. Σε περίπτωση διέρειστων πλακών στους δοκούς που δεν παίρνουν φορτία μεταβιβάζεται ελάχιστο φορτίο από πλάκα ίσο με $qL/4$ όπου q το φορτίο ($1.35g+1.50q$) της πλάκας και L το άνοιγμα της δοκού.

Οι υπολογισμοί αντοχής (οριακή κατάσταση αστοχίας) γίνονται σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος 10.1 και 10.4. Ο έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας από παραμόρφωση, βασίζεται στον έλεγχο λυγνρότητας σύμφωνα με (Κανονισμό 16.2), οπότε ο έλεγχος βελών κάμψης μπορεί να παραλειφθεί. Γίνονται επίσης όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστους οπλισμούς και αποστάσεις σύμφωνα με (Κανονισμό 18.1). Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 20mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανονισμό 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό.

Δοκοί

Το σύστημα δοκών του πατώματος επιλύεται σαν εσχάρα δοκών στο χώρο, με πεπερασμένα στοιχεία. Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι ραβδόμορφα με τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δύο στροφές με άξονες τους άξονες της εσχάρας $x-x$ και $y-y$ και μία βύθιση στην κατακόρυφη διεύθυνση $z-z$. Η εσχάρα δοκών εδράζεται στους τοίχους και τα υποστυλώματα, όπου η βύθιση είναι 0.

Στις εδράσεις στους τοίχους επειδή πάντα παρεμβάλλεται σενάζ, η στροφή περί τον άξονα των στοιχείων που εδράζονται στον τοίχο λαμβάνεται ίση με 0.

Για τις ακαμψίες των στοιχείων της εσχάρας λαμβάνεται συνεργαζόμενο πλάτος 0.70L/10 στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και 0.70L/5 στις συμμετρικές πλακοδοκούς.

Η επίλυση γίνεται για μοναδιαία φορτία σε κάθε άνοιγμα της εσχάρας. Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών της εσχάρας δοκών γίνονται όλοι οι επικίνδυνοι συνδυασμοί φορτίσεων στα ανοίγματα με 1.35g (μόνιμα) και 1.50g (κινητά) φορτία. Η επίλυση γίνεται με μέθοδο Gauss για συμμετρικούς banded πίνακες, αφού προηγηθεί βελτιστοποίηση του πλάτους του μητρώου με αρμόζουσα επαναρίθμηση κόμβων.

Η διαστασιολόγηση των δοκών γίνεται βάσει του Ελληνικού κανονισμού οπλισμένου σκυροδέματος. Οι ροπές παρειάς στις στηρίξεις λαμβάνονται σε απόσταση 10 cm από τον άξονα του τοίχου ή υποστυλώματος.

Οι τέμνουσες σχεδιασμού λαμβάνονται σε απόσταση d (cm) από την παρειά (Κανονισμό 5.1) όπου δ το ύψος της δοκού. Το συνεργαζόμενο πλάτος λαμβάνεται 0.70L/10 στις μονόπλευρες πλακοδοκούς και 0.70L/5 στις συμμετρικές πλακοδοκούς (κανονισμό. 8.4).

Η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών λαμβάνεται 50 mm που ικανοποιεί τα όρια (Κανονισμό 5.1) για συνθήκες περιβάλλοντος ελάχιστα ή μετρίως διαβρωτικό. Οι δοκοί οπλίζονται με Ίσα σίδερα και η τέμνουσα παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από κατακόρυφους συνδετήρες.

Γίνονται όλοι οι έλεγχοι για ελάχιστα ποσοστά οπλισμών (κανονισμό 18.3.2, 18.3.4).

Γίνεται έλεγχος ρηγμάτωσης (κανονισμό 15.3) και μεγέθους παραμορφώσεων κανον.16.1).

Τοίχοι

Οι τοίχοι παραλαμβάνουν το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων και όλα τα οριζόντια φορτία λόγω σεισμού. Ο υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων ανά όροφο γίνεται βάσει NEAK (3.4) με ισοδύναμα στατικά φορτία. Η βάση για την κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους κάθε ορόφου είναι η ακαμψία κάθε τοίχου. Η ακαμψία αυτή εξαρτάται από τις διαστάσεις του τοίχου καθώς και από το είδος και θέση των ανοιγμάτων. Η ακαμψία του κάθε τοίχου υπολογίζεται με ακρίβεια από το πρόγραμμα αφού γίνει επίλυση του κάθε τοίχου με πεπερασμένα στοιχεία, για μοναδιαίες σχετικές μετατοπίσεις του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Ο κάθε τοίχος χωρίζεται αυτόματα σε πεπερασμένα στοιχεία επίπεδα επιφανειακά (plane stress) ορθογώνια τεσσάρων κόμβων. Ο υπολογισμός και η κατανομή σεισμικών δυνάμεων φαίνεται αναλυτικά στο τεύχος υπολογισμών. Στους υπολογισμούς ακαμψιών στο τεύχος δείχνεται και η προσεγγιστική τιμή της ακαμψίας κάθε τοίχου χωρίς ανοίγματα.

Εν συνεχεία γίνεται πάλι επίλυση των τοίχων με πεπερασμένα στοιχεία για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών, στους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων.

Οι τρεις βασικές τάσεις κάθε στοιχείου τοίχου ορθές τάσεις σ_{xx} , σ_{yy} και διάτμηση τ_{xy} εκτυπώνονται στο τεύχος υπολογισμών και μπορείτε επίσης να έχετε έγχρωμη εποπτεία πατώντας το αντίστοιχο πλήκτρο στο σχεδιαστικό

πρόγραμμα. Οι τάσεις αυτές δείχνονται για δύο φορτίσεις μόνο κατακόρυφα φορτία (1.35g+1.50q) και κατακόρυφα φορτία +σεισμό (1.00g+0.50q+σεισμός).

Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ. 4. Γίνονται έλεγχοι σε αξονικό φορτίο για κατακόρυφη φόρτιση 1.35g + 1.50q, και 1.00g + 0.50q + σεισμό, καθώς και έλεγχος διάτμησης για φόρτιση με σεισμό. Γίνονται επίσης έλεγχοι λυγηρότητας και συγκεντρωμένων φορτίων, συμφωνά πάντα με τον Ευρωκώδικα 6.

Οι βασικοί έλεγχοι σε κατακόρυφα φορτία βάσει του Ευρωκώδικα 6 είναι:

$N_{sd} < N_{rd}$, όπου N_{rd} =(τιμή σχεδιασμού κατακόρυφου φορτίου).

N_{sd} είναι το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού, το οποίο προσδιορίζεται σαν κατακόρυφη δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες θλιπτικές κατακόρυφες τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

$N_{rd} = \phi_i \cdot m$.

$t = f_k / \gamma_M$,

ϕ_i, m - είναι ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις συνέπειες της λυγηρότητας και της εκκεντρότητας του φορτίου.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών υπολογίζονται με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκώδικα (4.4.3) και (παράρτημα Γ)

t - είναι το πάχος του τοίχου

f_k - είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας που προκύπτει βάσει του κεφ.3 του Ευρωκώδικα ανάλογα με τα συστατικά (λιθοσώματα, κονίαμα) της τοιχοποιίας.

γ_M - είναι ο επί μέρους συντελεστής για το υλικό που προκύπτει από τον Ευρωκώδικα πίνακα 2.3.

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

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται βάσει του 4.5.3 του Ευρωκώδικα.6. $V_{sd} < V_{rd}$

V_{sd} - είναι η τιμή σχεδιασμού τέμνουσας η οποία προσδιορίζεται σαν οριζόντια δύναμη ανά μονάδα μήκους από τις μέγιστες διατμητικές τάσεις του τοίχου (εξαιρουμένων των περιοχών συγκέντρωσης τάσης στις στηρίξεις δοκών).

Οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στις περιοχές στήριξης των δοκών των δαπέδων ελέγχονται βάσει του (4.4.8) του Ευρωκώδικα να μην υπερβαίνουν την τάση f_k / γ_M .

EAK

Εφαρμόζεται η απλοποιημένη φασματική ανάλυση (EAK 3.5). Γίνεται ανάλυση για οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού αγνοείται. Τα ισοδύναμα στατικά φορτία υπολογίζονται με προσεγγιστική θεώρηση των δύο πρώτων ιδιομορφιών, μία κατά x και μία κατά y διεύθυνση. Οι ιδιομορφίες αυτές είναι τριγωνικής μορφής. Οι κύριοι άξονες αδρανεΐας των φερόντων στοιχείων θεωρούνται κατά το πλείστον παράλληλες προς τις διευθύνσεις x και y (EAK 3.3.3[4]). Θεωρείται επίσης ότι το κτίριο δεν έχει στρεπτική ευαισθησία (EAK 3.3.3 [5]). Οι μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις λόγω σεισμού προκύπτουν σαν οι μέγιστες τιμές που δίνουν αμφότερες οι σχέσεις (EAK 3.5.3 [1]) και (EAK 3.5.3 [4]).

ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ

Θέση οικοδομής :

Μηχανικός Μελέτης: ΔΕΜΕΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡΗΝΗ

ΦΩΤΟΠΟΥΛΟΥ ΙΩΣΗΦΙΝΑ

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Οροφοι Οροφοι : 2 Υπόγεια: 0 Τοιχοποιία Ωπλισμένη

Υψη ορόφων [m] Δάπεδα

Ισόγειο ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Ξυλινο δάπεδο

1ος οροφος ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Ξύλινη Στέγη

Φορτία Κατασκευής

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

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

Κινητά σε Εξώστες= 5.00 [kN/m²]

Μόνιμα Στέγης Κολυμβητά κεραμίδια+σανίδωμα+ζευκιά Ιδιο βάρος= 0.60 [kN/m²]

Οροφή= 0.60 [kN/m²]

Κινητά Στέγης Χιόνι= 1.00 [kN/m²], Άνεμος= 1.25 [kN/m²]

Άνεμος (κατακόρυφα) 1.25xημ² (25°)= 0.18 [kN/m²]

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Καν. 1.3) Ψ0=0.60, Ψ1=0.60, Ψ2=0.30

Υλικά Τοιχοποιίας Τοίχοι Λιθοδομή M5 0.50

Σκυρόδεμα-Εδαφος C20/25-S500 $q_u=0.20$ [N/mm²,MPa]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Σεισμική Ζώνη Κατηγορία: II $\alpha=0.24g$

Κατηγορία Εδάφους B T1=0.15sec T2=0.60sec

Σπουδαιότητα Κτιρίου Σ2 $\gamma I=1.00$

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 :ENV 1996-1-1/1995. Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Ελληνικός Κανονισμός για την Μελέτη και την Κατασκευή Εργων από Σκυρόδεμα ΕΚΩΣ 2000.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός,ΕΑΚ 2000 με τις τροποποιήσεις (ΦΕΚ Β 781/18.06.2003).

Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

Ελληνικός Κανονισμός Φορτίσεων.

Οπι/μή υπερρπατική-M5 0.30

Πάχος τοίχου : 0.30 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 15.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 4.50 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός ΟΧΙ**Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (Ευρωκώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Οπτόπλινθοι διάτρητοι 9x9x19

Τύπος Λιθοσωμάτων Οπτόπλινθοι EN 771-1

Κατηγορία II Ομάδα 2α

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 190 x90 x90

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 0.98

Θλιπτική αντοχή : 5.00 [N/mm²]Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή fb= 0.98x 5.00= 4.90 [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (Ευρωκώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk: 10.00 [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωκώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή fk $f_k = K f_b f_m^{0.65 \cdot 0.25} = 2.75$ [N/mm²] (K=0.55)Διατμητική αντοχή fnko = 0.20 [N/mm²]Fnk = 0.50fnko+0.40σb maxfnko= 1.00 [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 2.75 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

Λιθοδομή M5 0.50

Πάχος τοίχου : 0.50 [m]

Τύπος τοίχου

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]Βάρος ανά m² : 12.86 [KN/m²] Διαμήκης Αρμός ΟΧΙ**Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (Ευρωκώδικας 6, 3.1)**

Λιθοσώματα : Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία II Ομάδα 1

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων [mm] 250 x200 x200

Συντελεστής δ (πίνακας 3-2) = 1.15

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή fb= 1.15x 8.00= 9.20 [N/mm²]**Ιδιότητες Κονιάματος (Ευρωκώδικας 6, 3.2)**

Κονίαμα : Τσιμεντοκονίαμα-M5

Είδος Κονιάματος Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή fk: 5.00 [N/mm²]**Αντοχές Τοιχοποιίας (Ευρωκώδικας 6, 3.6)**Θλιπτική Αντοχή fk $f_k = K f_b f_m^{0.65 \cdot 0.25} = 3.80$ [N/mm²] (K=0.60)Διατμητική αντοχή fnko = 0.10 [N/mm²]Fnk = 0.50fnko+0.40σb maxfnko= 1.00 [N/mm²]Μέτρο Ελαστικότητας (E=1000fk) = 3.80 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

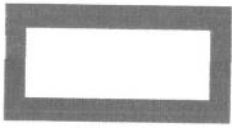
Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Ισόγειο	T1	Λιθοδομή M5 0.50	7.95x 3.00x0.50	1.25, 1.00, 0.00
Ισόγειο	T2	Λιθοδομή M5 0.50	13.40x 3.00x0.50	1.00, 1.25, 0.00
Ισόγειο	T3	Λιθοδομή M5 0.50	13.40x 3.00x0.50	1.00, 8.70, 0.00
Ισόγειο	T4	Λιθοδομή M5 0.50	7.95x 3.00x0.50	14.15, 1.00, 0.00
Ισόγειο	T6	Λιθοδομή M5 0.50	1.40x 3.00x0.50	9.50, 1.00, 0.00
Ισόγειο	T8	Οπτ/μή υπερμπατική-M5 0.30	7.95x 3.00x0.30	7.15, 1.00, 0.00
Ισόγειο	T9	Λιθοδομή M5 0.50	2.75x 3.00x0.50	9.73, 2.20, 0.00
1ος οροφ.	T7	Λιθοδομή M5 0.50	7.95x 3.00x0.50	1.25, 1.00, 0.00
1ος οροφ.	T10	Λιθοδομή M5 0.50	13.40x 3.00x0.50	1.00, 1.25, 0.00
1ος οροφ.	T11	Λιθοδομή M5 0.50	13.40x 3.00x0.50	1.00, 8.70, 0.00
1ος οροφ.	T12	Λιθοδομή M5 0.50	7.95x 3.00x0.50	14.15, 1.00, 0.00
1ος οροφ.	T15	Λιθοδομή M5 0.50	7.95x 3.00x0.50	7.05, 1.00, 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 **T7**

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Θέση $x = 1.25m$, $y = 1.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 23.85m²

Λιθοδομή M5 0.50

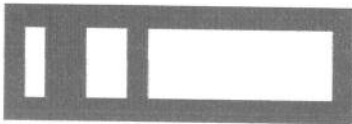
Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 23.85 \times 12.9 = 306.7 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 2.3kN/m κινητό= 2.2kN/m

Ευνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 18.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 17.5 \text{ kN}$
 φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$
 φορτίο σε υποκείμενο τοίχο **T1** μόνιμο $G_k = 325.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 17.5 \text{ kN}$

1ος οροφος **T10**

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Θέση $x = 1.00m$, $y = 1.25m$, $\theta = 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 37.86m²

Λιθοδομή M5 0.50

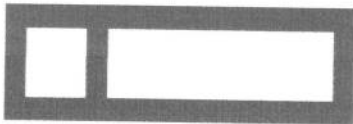
Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 37.86 \times 12.9 = 486.9 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 2.3kN/m κινητό= 2.2kN/m

Ευνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 30.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 29.5 \text{ kN}$
 φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$
 φορτίο σε υποκείμενο τοίχο **T2** μόνιμο $G_k = 517.7 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 29.5 \text{ kN}$

1ος οροφος **T11**

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Θέση $x = 1.00m$, $y = 8.70m$, $\theta = 0.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 39.55m²

Λιθοδομή M5 0.50

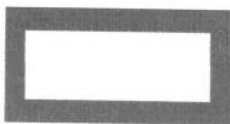
Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 39.55 \times 12.9 = 508.6 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 2.3kN/m κινητό= 2.2kN/m

Ευνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 30.8 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 29.5 \text{ kN}$
 φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$
 φορτίο σε υποκείμενο τοίχο **T3** μόνιμο $G_k = 539.4 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 29.5 \text{ kN}$

1ος οροφος **T12**

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Θέση $x = 14.15m$, $y = 1.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 23.85m²

Λιθοδομή M5 0.50

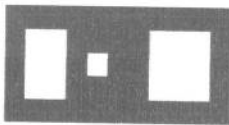
Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 23.85 \times 12.9 = 306.7 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 2.3kN/m κινητό= 2.2kN/m

Ευνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 18.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 17.5 \text{ kN}$
 φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$
 φορτίο σε υποκείμενο τοίχο **T4** μόνιμο $G_k = 325.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 17.5 \text{ kN}$

1ος οροφος **T15**

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Θέση $x = 7.05m$, $y = 1.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 19.10m²

Λιθοδομή M5 0.50

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 19.10 \times 12.9 = 245.7 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 2.3kN/m κινητό= 2.2kN/m

Ευνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G_d = 18.3 \text{ kN}$, κινητό $Q_d = 17.5 \text{ kN}$
 φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G_a = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_a = 0.0 \text{ kN}$
 φορτίο σε υποκείμενο τοίχο **T8** μόνιμο $G_k = 264.0 \text{ kN}$, κινητό $Q_k = 17.5 \text{ kN}$

1ος οροφοςΕυνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους,	μόνιμα $G_1 = 1044 \text{ kN}$,	κινητά $Q_1 = 112 \text{ kN}$
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 $G_0 = 1044 \text{ kN}$,	κινητά $Q_0 = 112 \text{ kN}$
Ευνδυσασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	$(1.35 \times G_0 + 1.50 \times Q_0) = 1577 \text{ kN}$	
Ευνδυσασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου	$(1.00 \times G_0 + 0.30 \times Q_0) = 1078 \text{ kN}$	
Ολική μάζα ορόφου $M_0 = (1.0 \times G_0 + 0.3 \times Q_0) / 9.81 =$	$1078 / 9.81 =$	$110 \text{ kNsec}^2 / \text{m}$

ΙσόγειοT8

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.30m

Θέση $x = 7.15m$, $y = 1.00m$, $\theta = 90.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 21.87m²

Οπτ/μή υπερμεπατική-M5 0.30

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 21.87 \times 4.5 = 98.4 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 1.4kN/m κινητό= 3.5kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G\delta = 11.1 \text{ kN}$, κινητό $Q\delta = 27.8 \text{ kN}$ φορτίο από υπερκείμενο τοίχο T15 μόνιμο $G\alpha = 264.0 \text{ kN}$, κινητό $Q\alpha = 17.5 \text{ kN}$ φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G\kappa = 373.5 \text{ kN}$, κινητό $Q\kappa = 45.3 \text{ kN}$ ΙσόγειοT9

Διαστάσεις μήκος= 2.75m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Θέση $x = 9.73m$, $y = 2.20m$, $\theta = 180.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου= 4.29m²

Λιθοδομή M5 0.50

Ιδιο βάρος τοίχου $G_t = 4.29 \times 12.9 = 55.2 \text{ kN}$

Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο= 1.4kN/m κινητό= 3.5kN/m

Συνολικό φορτίο στον τοίχο από δάπεδο μόνιμο $G\delta = 3.8 \text{ kN}$, κινητό $Q\delta = 9.6 \text{ kN}$ φορτίο από υπερκείμενο τοίχο μόνιμο $G\alpha = 0.0 \text{ kN}$, κινητό $Q\alpha = 0.0 \text{ kN}$ φορτίο σε υποκείμενο τοίχο μόνιμο $G\kappa = 59.0 \text{ kN}$, κινητό $Q\kappa = 9.6 \text{ kN}$ ΙσόγειοΣυνολικά φορτία ορόφουΟλικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα $G1 = 1863 \text{ kN}$, κινητά $Q1 = 192 \text{ kN}$ Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα $G2 = 0 \text{ kN}$, κινητά $Q2 = 0 \text{ kN}$ Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα $G\alpha = 1863 \text{ kN}$, κινητά $Q\alpha = 192 \text{ kN}$ Συνδυασμός δράσεων για κατακόρυφη φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.35 \times G\alpha + 1.50 \times Q\alpha) = 2803 \text{ kN}$ Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου $(1.00 \times G\alpha + 0.30 \times Q\alpha) = 1921 \text{ kN}$ Ολική μάζα ορόφου $M\alpha = (1.00 \times G\alpha + 0.30 \times Q\alpha) / 9.81 = 1921 / 9.81 = 196 \text{ kNsec}^2 / \text{m}$ ΙσόγειοΚέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T1	31.0	1.25	4.97	38.79	154.39
T2	47.4	7.70	1.25	364.65	59.20
T3	55.2	7.70	8.70	425.01	480.20
T4	31.0	14.15	4.97	439.13	154.39
T6	5.9	9.50	1.70	55.65	9.96
T8	12.0	7.15	4.98	85.89	59.80
T9	6.3	8.35	2.20	52.67	13.88

Σύνολα 188.8 1461.78 931.82

Κέντρο μάζας ορόφου $x_m = 1461.78 / 188.80 = 7.74m$, $y_m = 931.82 / 188.80 = 4.94m$

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

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (ΕΑΚ 3.5)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων, σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω και κάτω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογωνικά (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων.

Για κάθε τοίχο υπολογίζεται και η προσεγγιστική οριζόντια ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 1/(h^3/12EI + 1.2h/GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Σεισμική Ζώνη	Κατηγορία: II $\alpha=0.24g$
Κατηγορία Εδάφους	B $T1=0.15sec$ $T2=0.60sec$
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ2 $\gamma I=1.00$
Δομικό σύστημα	Ωπλισμένη $q=2.5$ ΕΑΚ 2.3.5 και Πιν. 2.6
Συντελεστής θεμελίωσης	$\theta=1.00$
Διορθωτικός συνι. απόβραση	$\eta=1.00$ ΕΑΚ 2.3.1[2] και Πιν.2.8

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου (προσέγγιση ΕΑΚ 3.5.2) $T=0.09 \cdot H \cdot (H/(H+L))^{1/2} \cdot (1/L)^{1/2} = 0.08sec$

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $Rd(T)=\alpha \cdot g \cdot \gamma I \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0 / q = 0.24 \times 1.00 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.5 \times g / 2.50g = 0.240g$

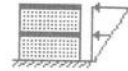
Συνολική μάζα κατασκευής = $(110 + 196) = 306 \text{ kNsec}^2/m$

Τέμνουσα βάση $V_0 = 306 \times 0.240 \times 9.81 = 720 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης (ΕΑΚ 3.5.1) ως σε κανονικά κτίρια.

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

Όροφος	Μάζα [kNsec ² /m]	Zi [m]	m · Zi	οριζόντια δύναμη Fi [kN]
1ος οροφος	110.00	6.00	660.00	$720 \times 660.0 / 1248.00 = 380.80$
Ισόγειο	196.00	3.00	588.00	$720 \times 588.0 / 1248.00 = 339.20$
σύνολα	306.00		1248.00	720.00



Διάφραγμα πλησιέστερο στη στάθμη 0.8H (ΕΑΚ 3.3.3[2]), το διάφραγμα 1ος οροφος Ελαστικός άξονας κτιρίου (ΕΑΚ 3.3.3[2]) στο P_0 $x=7.54[m]$, $y=5.19[m]$

Ακολουθως δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους ανάλογα με την σχετική ακαμψία τους που υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων για κάθε τοίχο.

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

1ος οροφος T7

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 168 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x22 κόμβων, συνολικά 198 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 4.642 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.225 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 4.642 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.29[m]$, $e_y=0.21[m]$

Οριζόντια Δύναμη Fx

Σεισμος x-x=	$380.80 \times 0.000 / 14.918 + 0.21x$	$295 \times 0.000 / 593.509 =$	0.00 [kN]
Σεισμος y-y=	$0.00 \times 0.000 / 14.918 + 0.21x$	$249 \times 0.000 / 593.509 =$	0.00 [kN]

Οριζόντια Δύναμη Fy

Σεισμος x-x=	$0.00 \times 4.642 / 12.238 + 6.29x$	$295 \times 4.642 / 593.509 =$	14.51 [kN]
Σεισμος y-y=	$380.80 \times 4.642 / 12.238 + 6.29x$	$249 \times 4.642 / 593.509 =$	156.72 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

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

$(\exp F_y)^2 = 14.51^2 + 156.72^2$, $\exp F_y = 157.39$ [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

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

$\max F_y = 156.72 + 0.30 \times 14.51 = 161.07$ [kN]

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=161.07 \text{ kN}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=6.61[m]$, $e_y=0.21[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος $x-x= 380.80x 0.000/ 14.918+ 0.21x 295x 0.000/ 593.509= 0.00[kN]$ Σεισμος $y-y= 0.00x 0.000/ 14.918+ 0.21x 249x 0.000/ 593.509= 0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος $x-x= 0.00x 4.642/ 12.238+ 6.61x 295x 4.642/ 593.509= 15.24[kN]$ Σεισμος $y-y= 380.80x 4.642/ 12.238+ 6.61x 249x 4.642/ 593.509= 157.33[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2= 0.00^2+ 0.00^2$, $expFx= 0.00 [kN]$ $(expFy)^2= 15.24^2+ 157.33^2$, $expFy= 158.06 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]$ $maxFy= 157.33+0.30x 15.24= 161.90 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=161.90 kN$ 1ος οροφοςT15

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 168 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο $9x22$ κόμβων, συνολικά 198 κόμβοι.Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 2.954 GN/m$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.225 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.000 GN/m$, κατά $y-y$ $K_y= 2.954 GN/m$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.49[m]$, $e_y=0.21[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος $x-x= 380.80x 0.000/ 14.918+ 0.21x 295x 0.000/ 593.509= 0.00[kN]$ Σεισμος $y-y= 0.00x 0.000/ 14.918+ 0.21x 249x 0.000/ 593.509= 0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος $x-x= 0.00x 2.954/ 12.238+ 0.49x 295x 2.954/ 593.509= 0.72[kN]$ Σεισμος $y-y= 380.80x 2.954/ 12.238+ 0.49x 249x 2.954/ 593.509= 92.53[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(expFx)^2= 0.00^2+ 0.00^2$, $expFx= 0.00 [kN]$ $(expFy)^2= 0.72^2+ 92.53^2$, $expFy= 92.53 [kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $maxFx= 0.00+0.30x 0.00= 0.00 [kN]$ $maxFy= 92.53+0.30x 0.72= 92.75 [kN]$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=92.75 kN$ Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	$K_x [GN/m]$	$K_y [GN/m]$	$x [m]$	$y [m]$	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$x^2 \cdot K_y$	$y^2 \cdot K_x$
T7	0.000	4.642	1.25	4.97	5.803	0.000	7.253	0.000
T10	7.034	0.000	7.70	1.25	0.000	8.792	0.000	10.991
T11	7.884	0.000	7.70	8.70	0.000	68.591	0.000	596.740
T12	0.000	4.642	14.15	4.97	65.684	0.000	929.433	0.000
T15	0.000	2.954	7.05	4.98	20.826	0.000	146.820	0.000

Σύνολα	14.918 [GN/m]	12.238 [GN/m]			92.312	77.383	1083.506	607.731
---------------	----------------------	----------------------	--	--	---------------	---------------	-----------------	----------------

Κέντρο διάτμησης $x= 92.312/12.238= 7.54 m$, $y= 77.383/14.918= 5.19 m$ Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=1083.506+607.731-7.54^2 \times 12.238-5.19^2 \times 14.918=593.509 [GNm]$

Ισόγειο**T2**

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 288 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x37 κόμβων, συνολικά 333 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 5.484 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.337 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 5.484 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 0.000 \text{ GN/m}$ Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.16[m]$, $e_y=3.94[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος x-x= $720.00x \ 5.484/ \ 13.579+ \ 3.94x \ 698x \ 5.484/ \ 499.277= \ 320.96[kN]$ Σεισμος y-y= $0.00x \ 5.484/ \ 13.579+ \ 3.94x \ 558x \ 5.484/ \ 499.277= \ 24.14[kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος x-x= $0.00x \ 0.000/ \ 8.542+ \ 0.16x \ 698x \ 0.000/ \ 499.277= \ 0.00[kN]$ Σεισμος y-y= $720.00x \ 0.000/ \ 8.542+ \ 0.16x \ 558x \ 0.000/ \ 499.277= \ 0.00[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\text{exp}F_x)^2= 320.96^2+ 24.14^2$, $\text{exp}F_x= 321.86 \text{ [kN]}$ $(\text{exp}F_y)^2= 0.00^2+ 0.00^2$, $\text{exp}F_y= 0.00 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\text{max}F_x= 320.96+0.30x \ 24.14= 328.20 \text{ [kN]}$ $\text{max}F_y= 0.00+0.30x \ 0.00= 0.00 \text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=328.20 \text{ kN}$ **Ισόγειο****T3**

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 288 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x37 κόμβων, συνολικά 333 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 7.884 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 7.337 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 7.884 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 0.000 \text{ GN/m}$ Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.16[m]$, $e_y=3.51[m]$ Οριζόντια Δύναμη FxΣεισμος x-x= $720.00x \ 7.884/ \ 13.579+ \ 3.51x \ 698x \ 7.884/ \ 499.277= \ 456.74[kN]$ Σεισμος y-y= $0.00x \ 7.884/ \ 13.579+ \ 3.51x \ 558x \ 7.884/ \ 499.277= \ 30.96[kN]$ Οριζόντια Δύναμη FyΣεισμος x-x= $0.00x \ 0.000/ \ 8.542+ \ 0.16x \ 698x \ 0.000/ \ 499.277= \ 0.00[kN]$ Σεισμος y-y= $720.00x \ 0.000/ \ 8.542+ \ 0.16x \ 558x \ 0.000/ \ 499.277= \ 0.00[kN]$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1])

 $(\text{exp}F_x)^2= 456.74^2+ 30.96^2$, $\text{exp}F_x= 457.79 \text{ [kN]}$ $(\text{exp}F_y)^2= 0.00^2+ 0.00^2$, $\text{exp}F_y= 0.00 \text{ [kN]}$

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\text{max}F_x= 456.74+0.30x \ 30.96= 466.03 \text{ [kN]}$ $\text{max}F_y= 0.00+0.30x \ 0.00= 0.00 \text{ [kN]}$ Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=466.03 \text{ kN}$ **Ισόγειο****T4**

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 168 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 9x22 κόμβων, συνολικά 198 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 3.801 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 4.225 GN/m

Ακαμψία κατά x-x $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y= 3.801 \text{ GN/m}$

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (ΕΑΚ 3.5)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.39[m]$, $e_y=0.21[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_xΣεισμος $x-x=$ $720.00x 0.000/$ $13.579+ 0.21x$ $698x 0.000/$ $499.277=$ $0.00[kN]$ Σεισμος $y-y=$ $0.00x 0.000/$ $13.579+ 0.21x$ $558x 0.000/$ $499.277=$ $0.00[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_yΣεισμος $x-x=$ $0.00x 0.614/$ $8.542+ 0.39x$ $698x 0.614/$ $499.277=$ $0.34[kN]$ Σεισμος $y-y=$ $720.00x 0.614/$ $8.542+ 0.39x$ $558x 0.614/$ $499.277=$ $52.02[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\text{exp}F_x)^2=$ 0.00^2+ 0.00^2 , $\text{exp}F_x=$ 0.00 [kN] $(\text{exp}F_y)^2=$ 0.34^2+ 52.02^2 , $\text{exp}F_y=$ 52.02 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\text{max}F_x=$ $0.00+0.30x$ $0.00=$ 0.00 [kN] $\text{max}F_y=$ $52.02+0.30x$ $0.34=$ 52.12 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=52.12$ kNΙσόγειοT9

Διαστάσεις μήκος= 2.75m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 56 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάρναβο 9x8 κόμβων, συνολικά 72 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K= 0.211$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.096 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x= 0.211$ 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 $e_x=0.81[m]$, $e_y=2.99[m]$ Οριζόντια Δύναμη F_xΣεισμος $x-x=$ $720.00x 0.211/$ $13.579+ 2.99x$ $698x 0.211/$ $499.277=$ $12.07[kN]$ Σεισμος $y-y=$ $0.00x 0.211/$ $13.579+ 2.99x$ $558x 0.211/$ $499.277=$ $0.70[kN]$ Οριζόντια Δύναμη F_yΣεισμος $x-x=$ $0.00x 0.000/$ $8.542+ 0.81x$ $698x 0.000/$ $499.277=$ $0.00[kN]$ Σεισμος $y-y=$ $720.00x 0.000/$ $8.542+ 0.81x$ $558x 0.000/$ $499.277=$ $0.00[kN]$ Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[1]) $(\text{exp}F_x)^2=$ 12.07^2+ 0.70^2 , $\text{exp}F_x=$ 12.09 [kN] $(\text{exp}F_y)^2=$ 0.00^2+ 0.00^2 , $\text{exp}F_y=$ 0.00 [kN]

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων σύμφωνα με (ΕΑΚ 3.5.3[4])

 $\text{max}F_x=$ $12.07+0.30x$ $0.70=$ 12.28 [kN] $\text{max}F_y=$ $0.00+0.30x$ $0.00=$ 0.00 [kN]Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=12.28$ 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	0.000	3.796	1.25	4.97	4.745	0.000	5.931	0.000
T2	5.484	0.000	7.70	1.25	0.000	6.855	0.000	8.569
T3	7.884	0.000	7.70	8.70	0.000	68.591	0.000	596.740
T4	0.000	3.801	14.15	4.97	53.784	0.000	761.046	0.000
T6	0.000	0.331	9.50	1.70	3.145	0.000	29.873	0.000
T8	0.000	0.614	7.15	4.98	4.390	0.000	31.389	0.000
T9	0.211	0.000	8.35	2.20	0.000	0.464	0.000	1.021

Σύνολα 13.579 [GN/m] 8.542 [GN/m] 66.064 75.910 828.239 606.330 Κέντρο διάτμησης $x= 66.064/ 8.542= 7.73$ m, $y= 75.910/13.579= 5.59$ mΣτρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=828.239+606.330-7.73^2 \times 8.542-5.59^2 \times 13.579=499.277$ [GNm]

Έλεγχος αντοχής τοίχων (Ευρωκ-6, 4)

Οι έλεγχοι των τοίχων γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας βάσει του Ευρωκώδικα 6, κεφ 4.

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που ελέγχονται είναι:

α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35xg+1.50xq$, $Nsd \leq Nrd$ Ευρωκ-6 4.4.2

β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.0xg+0.30xq$ +Σεισμό, $Nsd \leq Nrd$ Ευρωκ-6 4.4.2

γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.0xg+0.30xq$ +Σεισμό, $Vsd \leq Vrd$ Ευρωκ-6 4.5.3

Επίσης γίνεται έλεγχος λυγηρότητας τοίχων $hef/tef < 27$ Ευρωκ-6 4.4.6.

και έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών Ευρωκ-6 4.4.8

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος, λυγηρότητα, ύψος προς πάχος

σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Σε κάθε περίπτωση το φορτίο σχεδιασμού Nsd , ή Vsd προσδιορίζεται σαν φορτίο ανά μονάδα πλάτους

από τις ακριβείς μέγιστες τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών ϕ_i και ϕ_m υπολογίζονται

με ακρίβεια από τις φορτίσεις της κατασκευής βάσει του Ευρωκ-6 4.4.3

Οι ροπές M_i στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πλακών (Ευρωκ-6 Παράρτ.Γ)

Η εκκεντρότητα e_h υπολογίζεται από την πραγματική μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού

Το μήκος λυγισμού υπολογίζεται (Ευρωκ-6 4.4.4.3) λαμβάνοντας υπόψη την μερική ή ολική πάκτωση

στην κορυφή και βάση του τοίχου. Για τις κατακόρυφες παρειές λόγω ύπαρξης ανοιγμάτων στους τοίχους

οι συντελεστές ρ_3 , και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3 = \rho_4 = 1$

Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται $e_s = hef/450$ (Ευρωκ-6 4.4.7.2)

1ος οροφος T7

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Λιθοδομή M5 0.50

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων II (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.22 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.50$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού $hef = \rho \times h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $hef/tef = 3.00/0.50 = 6.00 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Οπλισμένη τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.500 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 6.00 \leq 15$ (εντάξει)

Ύψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.00/7.95 = 0.38 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 18.3 + 1.50 \times 17.5) / 7.95 = 6.41 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 6.41 / 0.50 = 0.013 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $Nrd = \phi_i \cdot m \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$

$Nsd = 6.4 < 1299.6 = Nrd$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (6.41 + 0.40 \times 1.35 \times 306.7) / 7.95 = 27.24 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 27.24 / 0.50 = 0.054 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 6.4 / 27.2 = 0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = hef/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00667 + 0.00000 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.025 / 0.50 = 0.90$

Ενάντι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 50x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4φ14 (και συνδετήρες φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

1ος οροφος T10

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Λιθοδομή M5 0.50

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων II (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.22 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.50$ (Ευρωκ-6, Πινακ.2.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = \rho x h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.00/0.50 = 6.00 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Οπλισμένη τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.500 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 6.00 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.00/13.40 = 0.22 \leq 3.0$ (εντάξει)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 30.8 + 1.50 \times 29.5) / 13.40 = 6.41 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 6.41 / 0.50 = 0.013 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 6.4 < 1299.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπιο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπιο $N_m = (6.41 + 0.40 \times 1.35 \times 486.9 / 13.40) = 26.03 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπιο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 26.03 / 0.50 = 0.052 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπιο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 6.4 / 26.0 = 0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπιο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00667 + 0.00000 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπιο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.025 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 517.7 + 1.50 \times 29.5) / 13.40 = 55.46 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 55.46 / 0.50 = 0.111 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 6.4 / 55.5 = 0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.126 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.126 = 62.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 62.9 < 1299.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

1ος οροφος T11

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Λιθοδομή M5 0.50

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων ΙΙ (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.22 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.50$ (Ευρωκ-6, Πινακ.2.3)Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))Μήκος λυγισμού $h_{ef} = \rho x h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.00/0.50 = 6.00 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)**Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα**

Οπλισμένη τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.500 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda = 6.00 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.00/13.40 = 0.22 \leq 3.0$ (εντάξει)**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35kg+1.50kg (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 30.8 + 1.50 \times 29.5)/13.40 = 6.41 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 6.41/0.50 = 0.013 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$ Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500/0.50 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 6.4 < 1299.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίαςΕλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (6.41 + 0.40 \times 1.35 \times 508.6/13.40) = 26.90 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 26.90/0.50 = 0.054 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 6.4/26.9 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00667 + 0.00000 = 0.00667 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.025/0.50 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 539.4 + 1.50 \times 29.5)/13.40 = 57.64 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 57.64/0.50 = 0.115 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 6.4/57.6 = 0.00000 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500/0.50 = 0.90$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.125 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.125 = 62.5 \text{ kN/m}$ $N_{sd} = 62.5 < 1299.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00kg+0.30kg+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)**Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 30.8 + 0.30 \times 29.5)/13.40 = 2.96 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.96/0.50 = 0.006 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35kg+1.50q (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 18.3 + 1.50 \times 17.5) / 7.95 = 6.41 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 6.41 / 0.50 = 0.013 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500/0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22/2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 6.4 < 1299.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (6.41 + 0.40 \times 1.35 \times 306.7 / 7.95) = 27.24 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 27.24 / 0.50 = 0.054 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 6.4 / 27.2 = 0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00667 + 0.00000 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.025/0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 325.0 + 1.50 \times 17.5) / 7.95 = 58.49 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 58.49 / 0.50 = 0.117 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 6.4 / 58.5 = 0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500/0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22/2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.123 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.123 = 61.3 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 61.3 < 1299.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00kg+0.30q+Ξεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 18.3 + 0.30 \times 17.5) / 7.95 = 2.96 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.96 / 0.50 = 0.006 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00003 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00003 + 0.00667 = 0.00670 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500/0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22/1.67 = 1949.4 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 3.0 < 1949.4 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (2.96 + 0.40 \times 1.00 \times 306.7 / 7.95) = 18.39 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 18.39 / 0.50 = 0.037 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 3.0 / 18.4 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00002 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00002 + 0.00667 = 0.00668 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00668 + 0.00000 = 0.00668 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.025/0.50 = 0.90$

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (6.41 + 0.40 \times 1.35 \times 245.7 / 7.95) = 23.10 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 23.10 / 0.50 = 0.046 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 6.4 / 23.1 = 0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00667 + 0.00000 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.025 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 264.0 + 1.50 \times 17.5) / 7.95 = 48.13 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 48.13 / 0.50 = 0.096 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 6.4 / 48.1 = 0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.123 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.123 = 61.5 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 61.5 < 1299.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00kg+0.30kg+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 18.3 + 0.30 \times 17.5) / 7.95 = 2.96 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 2.96 / 0.50 = 0.006 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i / N_i = 0$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00003 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00003 + 0.00667 = 0.00670 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 1.67 = 1949.4 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 3.0 < 1949.4 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (2.96 + 0.40 \times 1.00 \times 245.7 / 7.95) = 15.32 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 15.32 / 0.50 = 0.031 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 3.0 / 15.3 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00002 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00002 + 0.00667 = 0.00668 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00668 + 0.00000 = 0.00668 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.025 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 264.0 + 0.30 \times 17.5) / 7.95 = 33.87 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 33.87 / 0.50 = 0.068 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.00000 \times 3.0 / 33.9 = 0.00000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00003 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00003 + 0.00667 = 0.00670 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 1.67 = 1949.4 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.166 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.166 = 82.9 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 82.9 < 1949.4 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 621.1 + 1.50 \times 45.3) / 7.95 = 114.02 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 114.02 / 0.50 = 0.228 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.20000 \times 65.6 / 114.0 = 0.11511 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.11511 + 0.00000 + 0.00667 = 0.12177 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.12177 / 0.50 = 0.51$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.51 \times 0.50 \times 7.22 / 2.50 = 736.4 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.295 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.295 = 147.5 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 147.5 < 736.4 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.00xq+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 336.1 + 0.30 \times 45.3) / 7.95 = 43.99 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 43.99 / 0.50 = 0.088 \text{ N/mm}^2$
 Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.50 = 0.10 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_i/N_i = 0.20000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.20000 + 0.00008 + 0.00667 = 0.20675 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.20675 / 0.50 = 0.17$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.17 \times 0.50 \times 7.22 / 1.67 = 368.2 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 44.0 < 368.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (43.99 + 0.40 \times 1.00 \times 285.0) / 7.95 = 58.33 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 58.33 / 0.50 = 0.117 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.20000 \times 44.0 / 58.3 = 0.03017 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00004 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.03017 + 0.00004 + 0.00667 = 0.03687 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.03687 + 0.00000 = 0.03687 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.037 / 0.50 = 0.85$
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 621.1 + 0.30 \times 45.3) / 7.95 = 79.84 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.84 / 0.50 = 0.160 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.20000 \times 44.0 / 79.8 = 0.11019 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00008 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.11019 + 0.00008 + 0.00667 = 0.11694 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\Phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.11694 / 0.50 = 0.53$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \Phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.53 \times 0.50 \times 7.22 / 1.67 = 1148.0 \text{ kN/m}$
 Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.415 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.415 = 207.6 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 207.6 < 1148.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00xq+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max} = 0.140 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.140 = 69.8 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sd})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.470 + 0.4 \times 0.415) = 0.445 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.445 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.445 \times 0.50 / 1.67 = 133.6 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 69.8 < 133.6 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.00kg+0.30kg+Σεισμός (Ευρωκ-6, 4.4.2)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.00 \times 536.5 + 0.30 \times 76.4) / 13.40 = 41.75 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 41.75 / 0.50 = 0.083 \text{ N/mm}^2$

Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.50 = 0.10 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_i / N_i = 0.20000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00008 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.20000 + 0.00008 + 0.00667 = 0.20675 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.20675 / 0.50 = 0.17$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.17 \times 0.50 \times 7.22 / 1.67 = 368.2 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 41.7 < 368.2 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (41.75 + 0.40 \times 1.00 \times 431.7) / 13.40 = 54.63 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 54.63 / 0.50 = 0.109 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.20000 \times 41.7 / 54.6 = 0.03057 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00004 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.03057 + 0.00004 + 0.00667 = 0.03727 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.03727 + 0.00000 = 0.03727 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.037 / 0.50 = 0.85$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 968.2 + 0.30 \times 76.4) / 13.40 = 73.96 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 73.96 / 0.50 = 0.148 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i / N_i = 0.20000 \times 41.7 / 74.0 = 0.11289 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00008 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.11289 + 0.00008 + 0.00667 = 0.11964 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.11964 / 0.50 = 0.52$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.52 \times 0.50 \times 7.22 / 1.67 = 1126.3 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.321 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.321 = 160.4 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 160.4 < 1126.3 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00kg+0.30kg+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.095 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές

τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.095 = 47.5 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.470 + 0.4 \times 0.321) = 0.419 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.419 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.419 \times 0.50 / 1.67 = 125.7 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 47.5 < 125.7 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθερων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάξ οπλισμένου σκυροδέματος 50x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑΕκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00008 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=Mi/Ni+e_{hi}+e_s=0.20000+0.00008+0.00667=0.20675 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.20675/0.50=0.17$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\phi_{im} \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.17 \times 0.50 \times 7.22/1.67=368.2 \text{ kN/m}$ $N_{sd}=43.4 < 368.2=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίαςΈλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέλμα και βάση του τοίχουΚατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέλμα $N_m=(43.37+0.40 \times 1.00 \times 508.6/13.40)=58.55 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέλμα $\sigma_{sdo}=0.001 \times 58.55/0.50=0.117 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέλμα $M_m/N_m=0.20 \times 0.20000 \times 43.4/58.5=0.02963 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέλμα λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm}=0.00004 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m=(M_m/N_m)+e_{hm}+e_s=0.02963+0.00004+0.00667=0.03634 \text{ m}$ Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k=0$ Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέλμα (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m=e_m+e_k=0.03634+0.00000=0.03634 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέλμα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m=1-2e_m/t=1-2 \times 0.036/0.50=0.85$ Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i=(1.00 \times 1066.8+0.30 \times 76.4)/13.40=81.32 \text{ kN/m}$ Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo}=0.001 \times 81.32/0.50=0.163 \text{ N/mm}^2$ Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i=0.20000 \times 43.4/81.3=0.10665 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi}=0.00008 \text{ m}$ Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s=hef/450=3.00/450=0.00667 \text{ m}$ Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i=M_i/N_i+e_{hi}+e_s=0.10665+0.00008+0.00667=0.11341 \text{ m}$ Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i=0.05t=0.05 \times 0.50=0.02500 \text{ m}$ Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i=1-2e_i/t=1-2 \times 0.11341/0.50=0.55$ Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd}=\phi_{im} \cdot t \cdot f_k/\gamma_M=1000 \times 0.55 \times 0.50 \times 7.22/1.67=1191.3 \text{ kN/m}$ Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\sigma_{max}=-0.347 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd}=1000 \times 0.50 \times 0.347=173.7 \text{ kN/m}$ $N_{sd}=173.7 < 1191.3=N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίαςΈλεγχος σε διάτμηση φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Εισιός (Ευρωκ-6.4.5.3)Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{max}=0.090 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd}=1000 \times 0.50 \times 0.090=45.2 \text{ kN/m}$ Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=0.70 \times (f_{vk0}+0.4 \times \sigma_{od})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8)) $f_{vk}=0.70 \times (0.470+0.4 \times 0.347)=0.426 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk}=0.426 \text{ N/mm}^2$ Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3) $V_{rd}=1000 \times 0.426 \times 0.50/1.67=127.9 \text{ kN/m}$ $V_{sd}=45.2 < 127.9=V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίαςΕνός οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείρ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθετων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 50×20 [πλάτος \times ύψος cm]με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 14$ (και συνδετήρες $\Phi 8/20$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.ΙσόγειοT4

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Λιθοδομή M5 0.50

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων II (Ευρωκ-6, 3.1.1)

θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k=7.22 \text{ N/mm}^2$ Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M=2.50$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό $\gamma_M=(2/3) \times 2.50=1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))Μήκος λυγισμού $hef=r \times h=1.00 \times 3.00=3.00 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)Λυγηρότητα $hef/tef=3.00/0.50=6.00 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Οπλισμένη τοιχοποιία

Πάχος τοίχου= 0.500 $\geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)Λυγηρότητα $\lambda=6.00 \leq 15$ (εντάξει)Υψος/μήκος τοίχου $h/L=3.00/7.95=0.38 \leq 3.0$ (εντάξει)

ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.00 \times 621.1 + 0.30 \times 45.3) / 7.95 = 79.84 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 79.84 / 0.50 = 0.160 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.20000 \times 44.0 / 79.8 = 0.11019 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00008 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.11019 + 0.00008 + 0.00667 = 0.11694 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.11694 / 0.50 = 0.53$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.53 \times 0.50 \times 7.22 / 1.67 = 1148.0 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.427 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.427 = 213.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 213.6 < 1148.0 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

Μέγιστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.139 \text{ N/mm}^2$

(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.139 = 69.7 \text{ kN/m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_{sdo})$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))

$f_{vk} = 0.70 \times (0.470 + 0.4 \times 0.427) = 0.449 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.449 \text{ N/mm}^2$

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)

$V_{rd} = 1000 \times 0.449 \times 0.50 / 1.67 = 134.6 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 69.7 < 134.6 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείρ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθερων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 50x20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T6**

Διαστάσεις μήκος= 1.40m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Λιθοδομή M5 0.50

Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων ΙΙ (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.22 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.50$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r_x h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.00/0.50 = 6.00 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Οπλισμένη τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.500 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 6.00 \leq 15$ (εντάξει)

Ύψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.00 / 1.40 = 2.14 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο φόρτιση 1.35xg+1.50xq (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 2.0 + 1.50 \times 4.9) / 1.40 = 7.18 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.18 / 0.50 = 0.014 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_i \cdot m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 7.2 < 1299.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος σε διάτμηση Φόρτιση 1.00κγ+0.30κγ+Σεισμός (Ευρωκ-6.4.5.3)

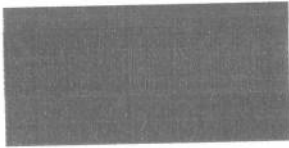
Μεγίστη τάση διάτμησης από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\tau_{\max} = 0.047 \text{ N/mm}^2$
 (Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις σιηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)
 Μέγιστη τιμή σχεδιασμού τέμνουσας ανά μονάδα μήκους $V_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.047 = 23.5 \text{ kN/m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = 0.70 \times (f_{vko} + 0.4 \times \sigma_d)$ (Ευρωκ-6 3.6.3, Ευρωκ-6 3.6.3(8))
 $f_{vk} = 0.70 \times (0.470 + 0.4 \times 0.203) = 0.386 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, και $f_{vk} = 0.386 \text{ N/mm}^2$
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$ (Ευρωκ-6 4.5.3)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.386 \times 0.50 / 1.67 = 115.7 \text{ kN/m}$
 $V_{sd} = 23.5 < 115.7 = V_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 50x20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ14 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T8**

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.30m



Οπ/μή υπερμπατική-M5 0.30
 Κατηγορία κατασκευής Β (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων ΙΙ (Ευρωκ-6, 3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 2.75 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.50$ (Ευρωκ-6, Πίνακ.2.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού $h_{ef} = \rho x h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)
 Λυγηρότητα $h_{ef} / t_{ef} = 3.00 / 0.30 = 10.00 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Οπλισμένη τοιχοποιία
 Πάχος τοίχου $= 0.300 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 10.00 \leq 15$ (εντάξει)
 Ύψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.00 / 7.95 = 0.38 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35κγ+1.50κγ (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου
 Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 275.1 + 1.50 \times 45.3) / 7.95 = 55.26 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 55.26 / 0.30 = 0.184 \text{ N/mm}^2$
 Βάθος έδρασης $= 0.20 \times 0.30 = 0.06 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_i / N_i = 0.12000 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hi} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_s = 0.12000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.12667 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i / t = 1 - 2 \times 0.12667 / 0.30 = 0.16$
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.16 \times 0.30 \times 2.75 / 2.50 = 52.8 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 55.3 > 52.8 = N_{rd}$ Δεν ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (55.26 + 0.40 \times 1.35 \times 98.4) / 7.95 = 61.95 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 61.95 / 0.30 = 0.206 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m / N_m = 0.20 \times 0.12000 \times 55.3 / 61.9 = 0.02141 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef} / 450 = 3.00 / 450 = 0.00667 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_s = 0.02141 + 0.00000 + 0.00667 = 0.02808 \text{ m}$
 Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερυσμού $e_k = 0$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.02808 + 0.00000 = 0.02808 \text{ m}$
 Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.30 = 0.01500 \text{ m}$
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m / t = 1 - 2 \times 0.028 / 0.30 = 0.81$

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής Ευρωκ-6, 5.2)

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπέρθυρων τυχόν παρουσιαζόμενες μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 30x20 [πλάτος x ύψος cm] με ελάχιστο οπλισμό 4Φ12 (και συνδετήρες Φ8/20) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ισόγειο**T9**

Διαστάσεις μήκος= 2.75m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m

Λιθοδομή M5 0.50

Κατηγορία κατασκευής B (Ευρωκ-6, Παράρτημα Η)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων II (Ευρωκ-6, 3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας $f_k = 7.22 \text{ N/mm}^2$

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 2.50$ (Ευρωκ-6, Πιν. 2.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό $\gamma_M = (2/3) \times 2.50 = 1.67$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού $h_{ef} = r \times h = 1.00 \times 3.00 = 3.00 \text{ m}$ (Ευρωκ-6, 4.4.4.3)

Λυγηρότητα $h_{ef}/t_{ef} = 3.00/0.50 = 6.00 < 27$ εντάξει (Ευρωκ-6, 4.4.6)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα

Οπλισμένη τοιχοποιία

Πάχος τοίχου $= 0.500 \geq 0.240 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 6.00 \leq 15$ (εντάξει)

Υψος/μήκος τοίχου $h/L = 3.00/2.75 = 1.09 \leq 3.0$ (εντάξει)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο Φόρτιση 1.35kg+1.50kg (Ευρωκ-6, 4.4.2)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_i = (1.35 \times 3.8 + 1.50 \times 9.6) / 2.75 = 7.10 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 7.10 / 0.50 = 0.014 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου ή στέγης στην κορυφή $M_i/N_i = 0$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$

$N_{sd} = 7.1 < 1299.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο και βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_m = (7.10 + 0.40 \times 1.35 \times 55.2) / 2.75 = 17.94 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 17.94 / 0.50 = 0.036 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου δαπέδου στο μεσαίο πέμπτο $M_m/N_m = 0.20 \times 0.00000 \times 7.1 / 17.9 = 0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα οφειλόμενη στα φορτία $e_m = (M_m/N_m) + e_{hm} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Η λυγηρότητα είναι ≤ 15 άρα (Ευρωκ-6 4.4.3.2) εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_m = e_m + e_k = 0.00667 + 0.00000 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_m = 1 - 2e_m/t = 1 - 2 \times 0.025 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_i = (1.35 \times 59.0 + 1.50 \times 9.6) / 2.75 = 34.20 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{sdo} = 0.001 \times 34.20 / 0.50 = 0.068 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_i/N_i = 0.00000 \times 7.1 / 34.2 = 0.00000 \text{ m}$

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

Τυχηματική εκκεντρότητα (Ευρωκ-6.4.4.7.2) $e_s = h_{ef}/450 = 3.00/450 = 0.00667 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην βάση (Ευρωκ-6 4.4.3) $e_i = M_i/N_i + e_{hi} + e_s = 0.00000 + 0.00000 + 0.00667 = 0.00667 \text{ m}$

Ελάχιστη εκκεντρότητα (Ευρωκ-6, 4.4.3) $e_i = 0.05t = 0.05 \times 0.50 = 0.02500 \text{ m}$

Μειωτικός συντελεστής στην βάση (Ευρωκ-6, 4.4.3) $\phi_i = 1 - 2e_i/t = 1 - 2 \times 0.02500 / 0.50 = 0.90$

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής ανά μονάδα μήκους $N_{rd} = \phi_{im} \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.50 \times 7.22 / 2.50 = 1299.6 \text{ kN/m}$

Μέγιστη κατακόρυφη θλιπτική τάση από αποτελέσματα πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{\text{comp}} = -0.234 \text{ N/mm}^2$

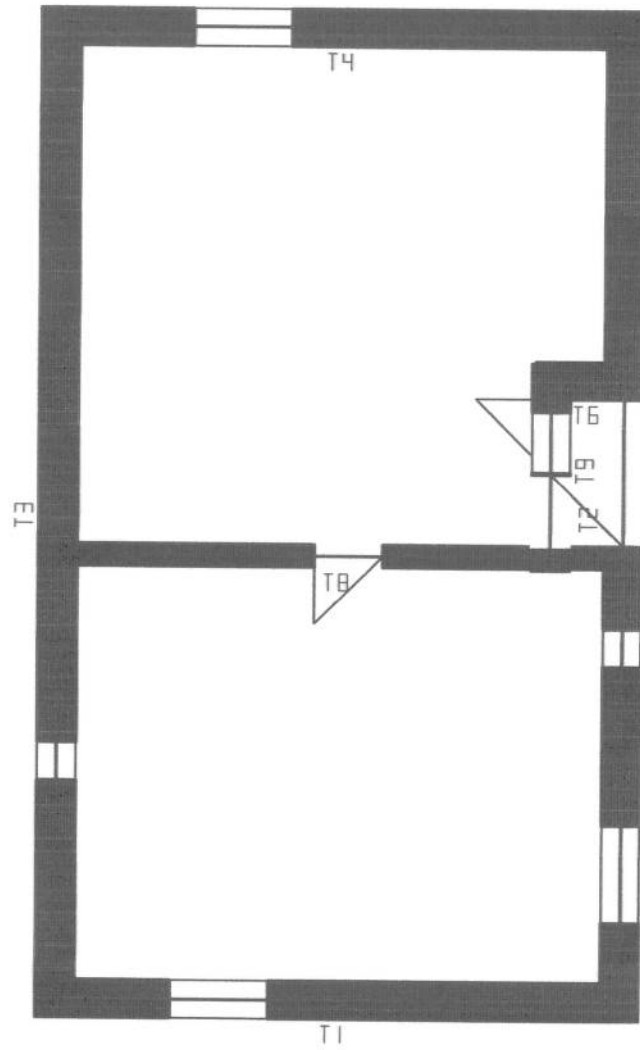
(Η μέγιστη τάση που προκύπτει από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων είναι για περιοχές τάσεων εκτός των περιοχών συγκέντρωσης τάσεων στις στηρίξεις δοκών που ελέγχονται χωριστά)

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{sd} = 1000 \times 0.50 \times 0.234 = 116.9 \text{ kN/m}$

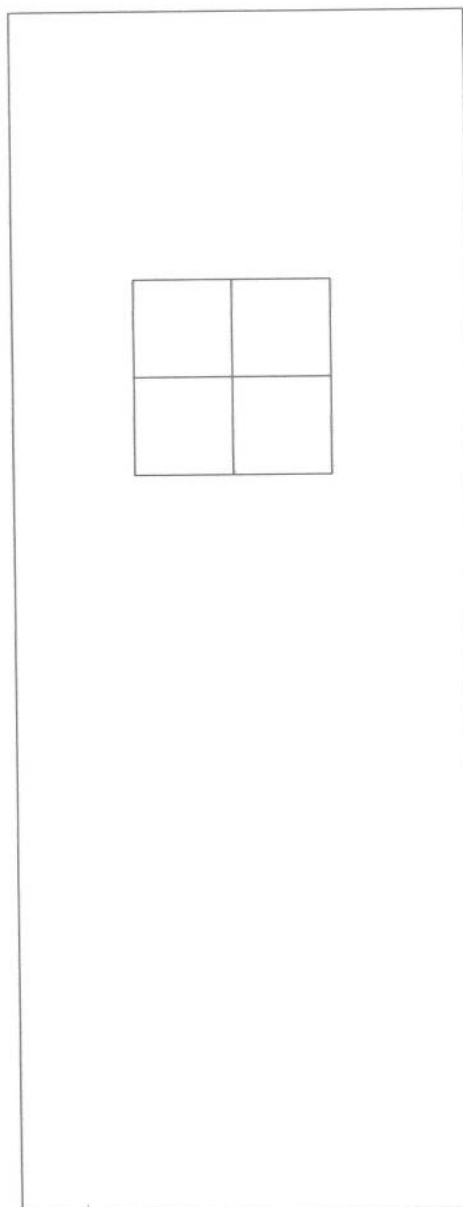
$N_{sd} = 116.9 < 1299.6 = N_{rd}$ ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Έλεγχος για "απλά κτίρια τοιχοποιίας" (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα-6, 7, 7.2)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 2, και η σεισμικότητα II $\alpha=0.24g$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $7.95/13.40= 0.59 > 0.25$
γ) Οι εξοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.
- (3) α) Η ακαμψία του κτιρίου εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών τοίχων που διατάσσονται περιμετρικά στις δύο κύριες κάθετες διευθύνσεις x-x και y-y του κτιρίου.
β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.
γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75% του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.
δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους διατμητικούς τοίχους.
- (5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- (6) Σε κάθε όροφο το εμβαδόν διατομής των διατμητικών τοίχων σε κάθε μία από τις κάθετες διευθύνσεις ως ποσοστό του συνολικού εμβαδού του ορόφου είναι μικρότερο από τα ποσοστά του πίνακα 4. που στην περίπτωσή μας είναι
τοιχοποιία : Ωπλισμένη, εδαφική επιτάχυνση σεισμού: II $\alpha=0.24g$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 5%
x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $14.775/96.105=0.154>0.05$
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $11.035/96.105=0.115>0.05$

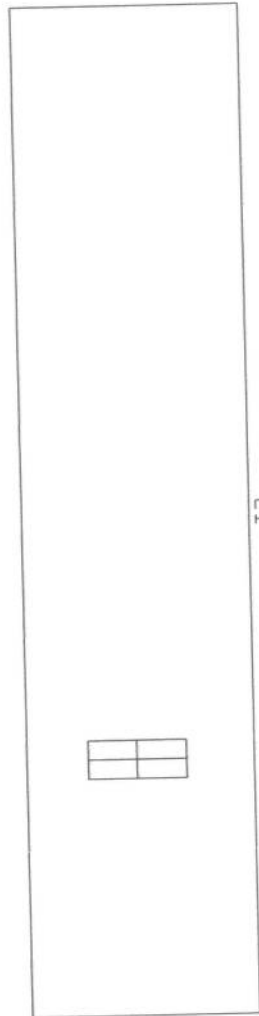


ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Κάτοψη Ισόγειου
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:100
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007

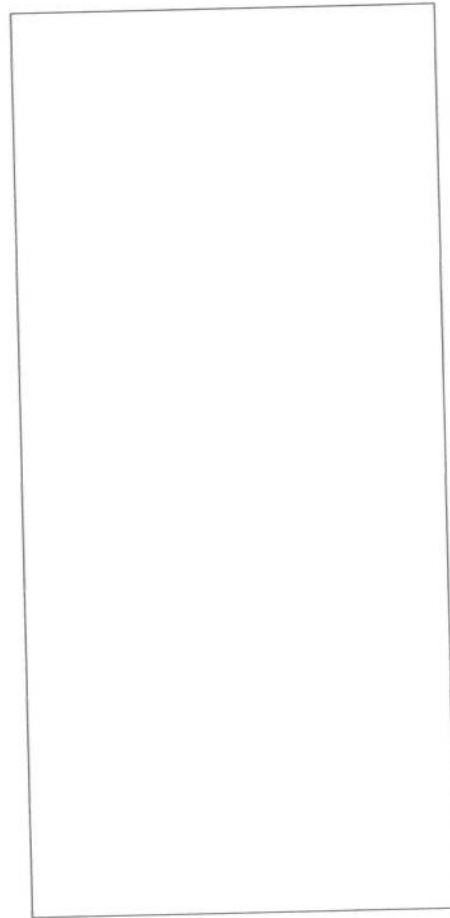


T1

ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Όψη τοίχου T1
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007

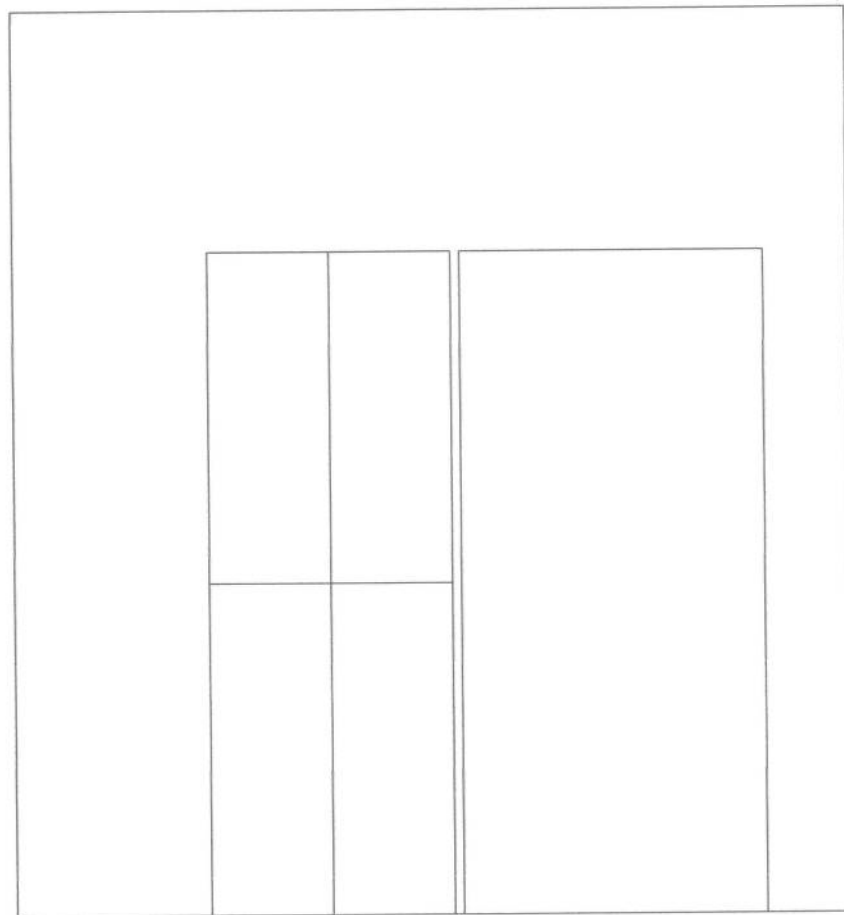


ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Όψη τοίχου T3
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:100
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007



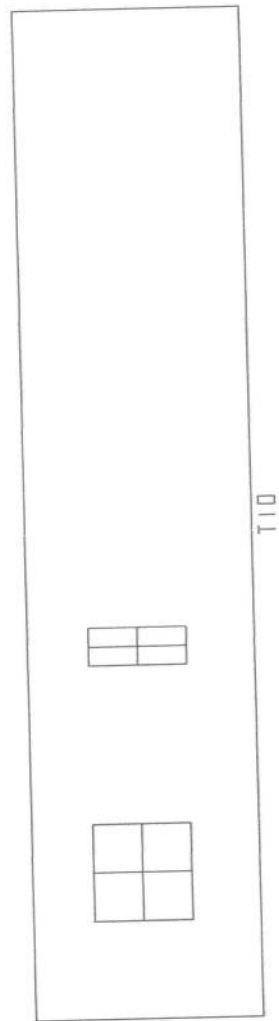
T6

ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Όψη τοίχου T6
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:25
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007

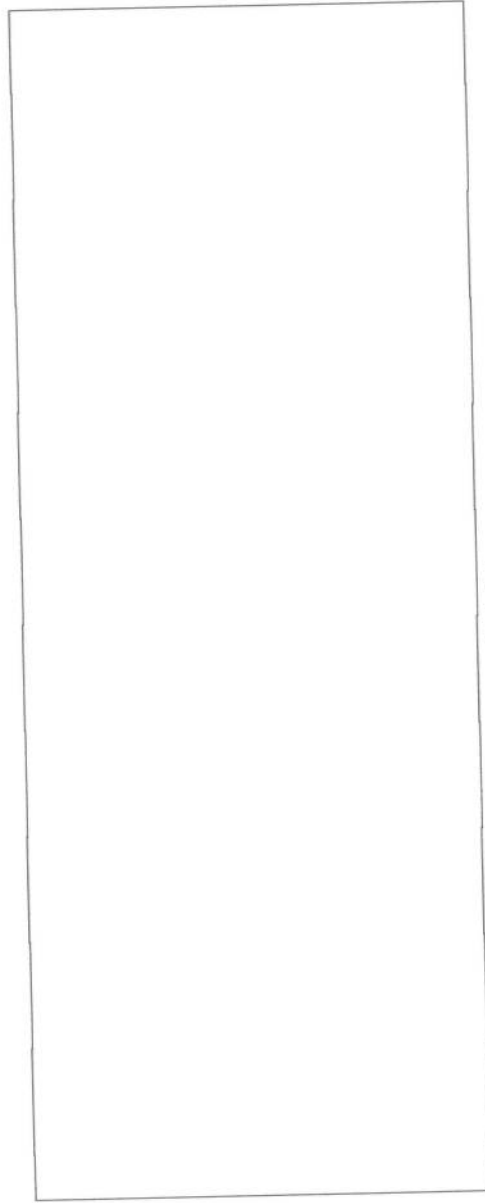


T9

ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Όψη τοίχου T9
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:25
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007

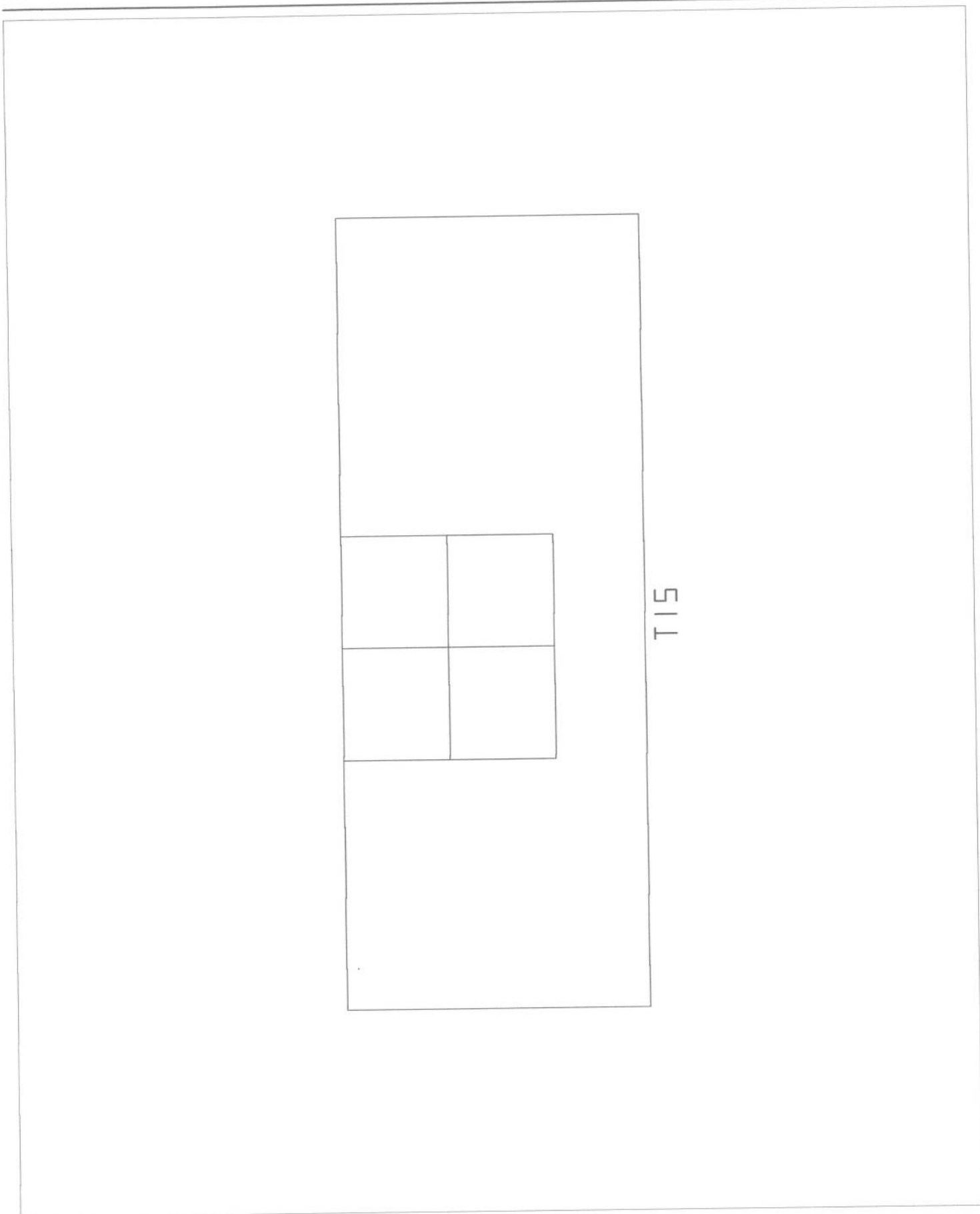


ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Όψη τοίχου T10
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:100
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007



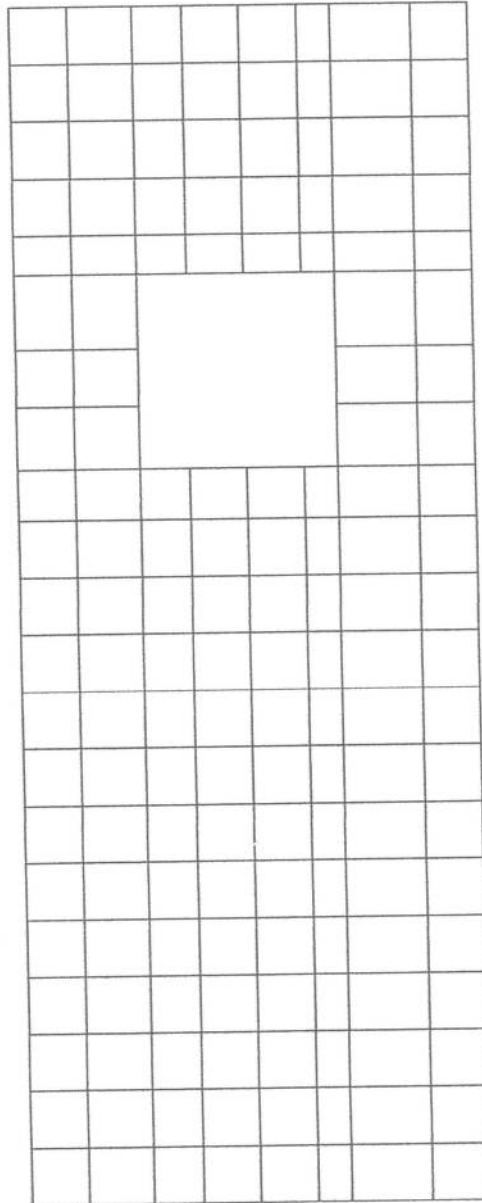
T12

ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Όψη τοίχου T12
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007



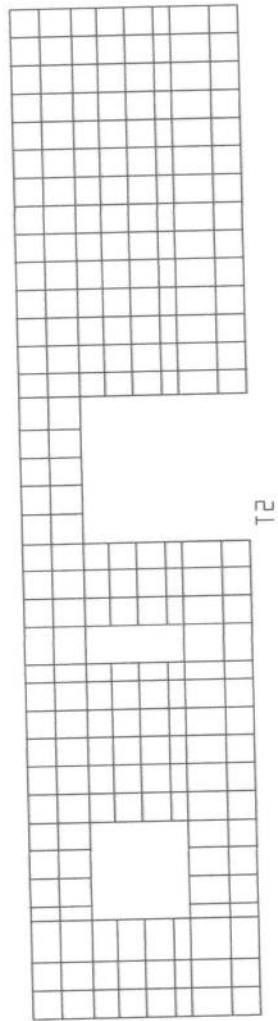
T15

ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Όψη τοίχου T15
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007

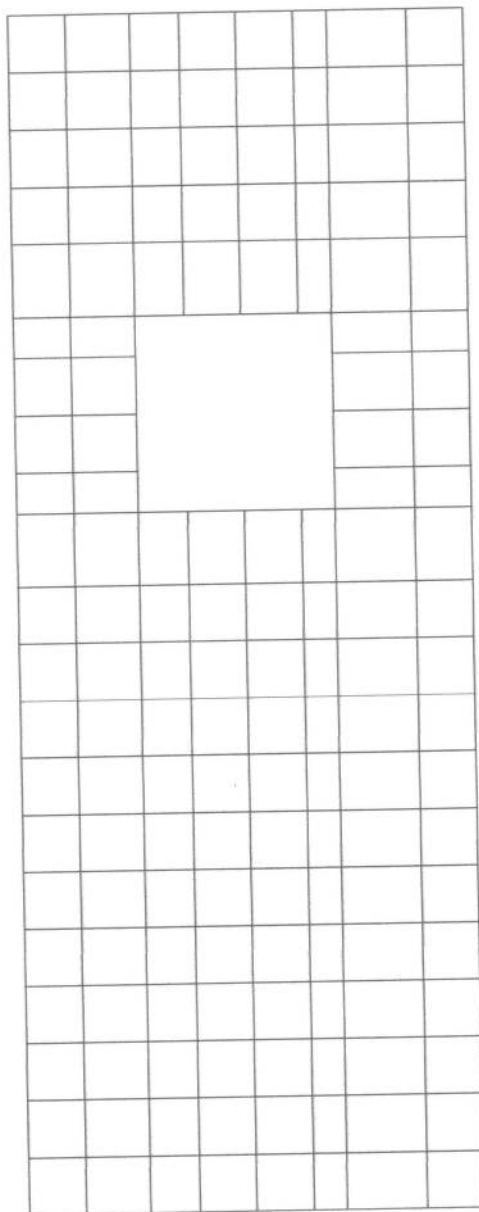


T1

ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Πεπ/μένα στοιχεία τοίχου T1
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007

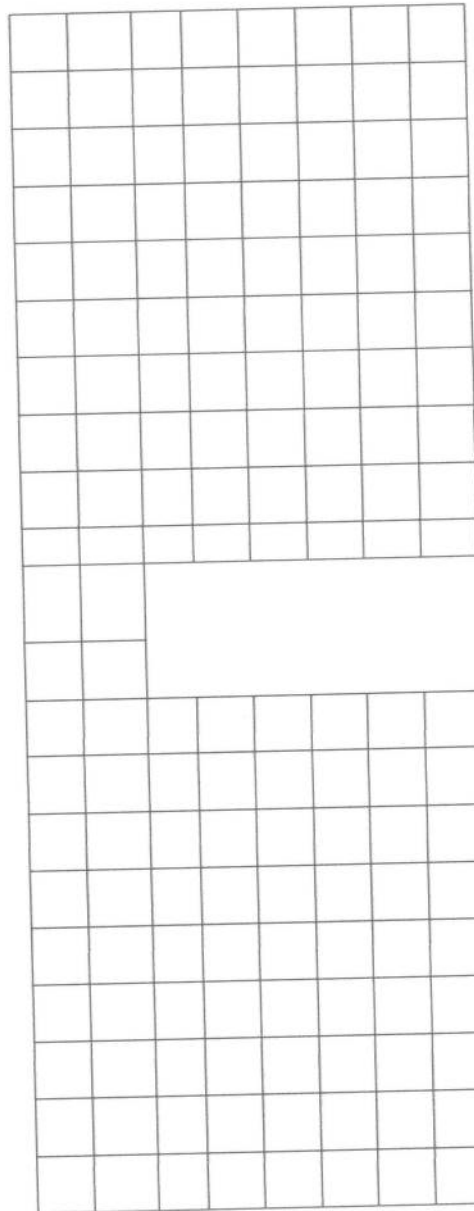


ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Πεπ/μένα στοιχεία τοίχου T2
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:100
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007



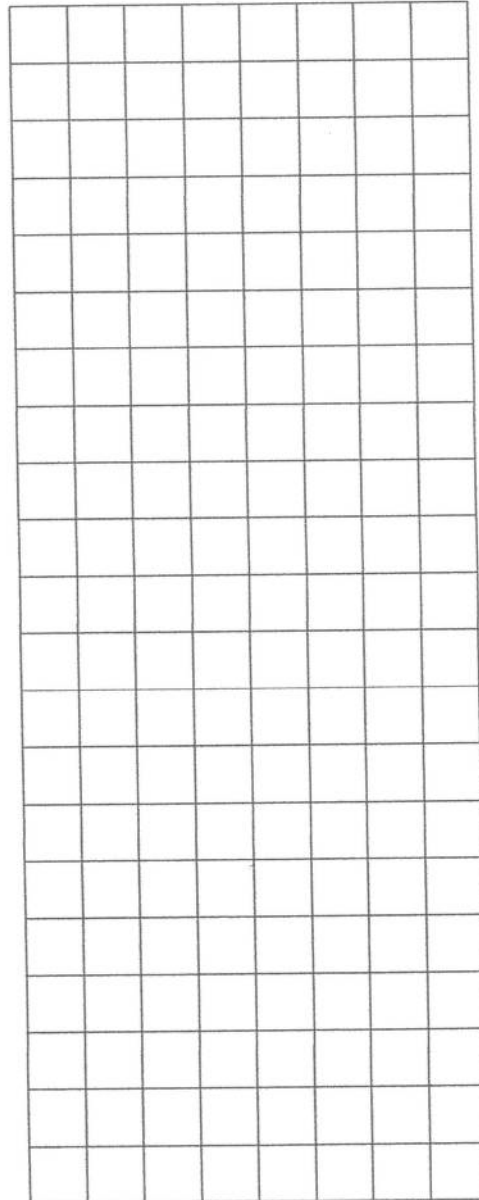
T4

ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Πεν/μένα στοιχεία τοίχου T4
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007

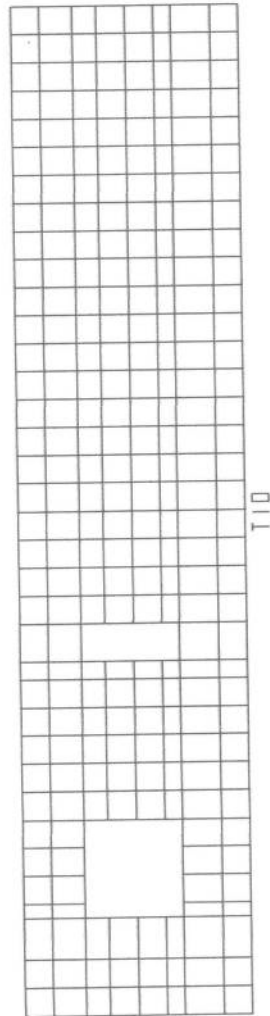


T8

ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Πην/μένα στοιχεία τοίχου T8
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007

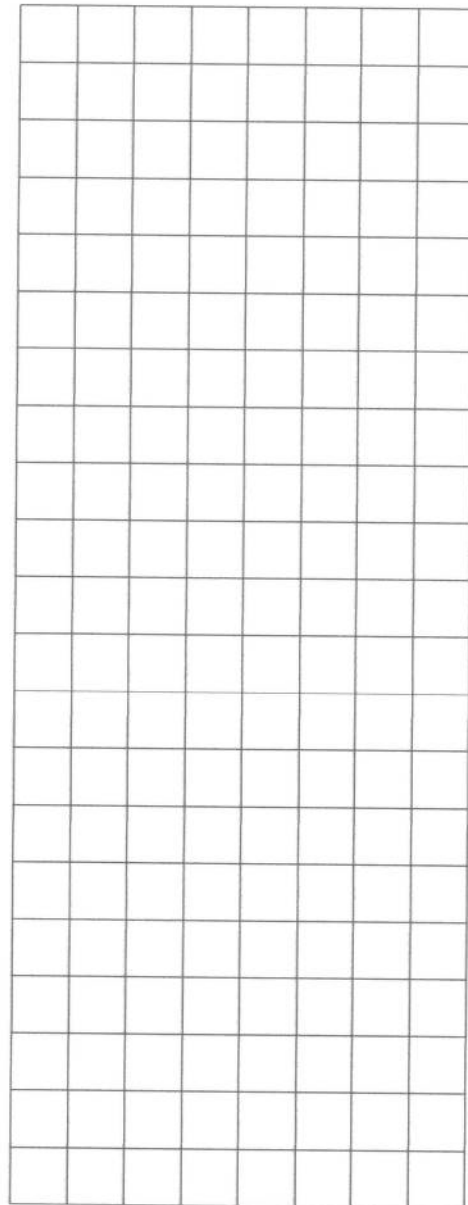


ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Πεπ/μένα στοιχεία τοίχου T7
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007



T10

ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Πεπ/μένα στοιχεία τοίχου T10
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:100
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007



T12

ΘΕΣΗ		ΘΕΜΑ	Πεπ/μένα στοιχεία τοίχου T12
ΕΡΓΟ	ΔΙΩΡΟΦΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΠΕΤΡΑ	ΚΛΙΜΑΚΑ	1:50
ΜΕΛΕΤΗ	ΡΤΖΙΔΟΥ ΦΩΤΕΙΝΗ ΠΑΠΑΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΑΝΤΩΝΙΑ-ΕΙΡ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	11/12/2007

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ
ΣΙΔΗΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

Τεχνική Έκθεση για τον Μεταλλικό Φορέα

Η μελέτη συντάχθηκε με το πρόγραμμα Steel της Εταιρείας 4M-VK Προγράμματα Πολιτικού Μηχανικού. Το Steel είναι πρόγραμμα επίλυσης χωρικού πλαισίου και εφαρμόζει τη μέθοδο «Άμεσης Αντίστασης» δηλ. την επίλυση των εξισώσεων

$$[R] = [K] \cdot [r] \text{ όπου:}$$

[R] = Μητρώο Φορτίων

[K] = Μητρώο Αντίστασης

[r] = Μητρώο Μετατοπίσεων (3 μετακινήσεις, 3 στροφές ανά κόμβο)

Για να καταλήξει το πρόγραμμα στην επίλυση των εξισώσεων αυτών χρειάζονται τα ακόλουθα στοιχεία:

Για τη δημιουργία του [K]

* Συντεταγμένες X,Y,Z, κάθε κόμβου στο χώρο (απόλυτο σύστημα)

* Συνδεσμολογία μελών (κόμβος αρχής, κόμβος τέλους μελών)

* Ιδιότητες μελών (αδρανειακά μεγέθη, Μέτρο Ελαστικότητας)

Για τη δημιουργία του [R]

* Επικόμβια φορτία (3 δυνάμεις + 3 ροπές ανά κόμβο, ανά περίπτωση φόρτισης)

Τα στοιχεία αυτά συγκεντρώνονται σε 3 αρχεία (DATA, DATAM, DATAF) τα οποία επεξηγούνται παρακάτω.

Το αποτέλεσμα της επίλυσης είναι αρχικά οι μετατοπίσεις των κόμβων για κάθε Περίπτωση Φόρτισης (Π.Φ.) από τις οποίες υπολογίζονται τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη των μελών.

Στη συνέχεια γίνονται οι έλεγχοι επάρκειας των διατομών, εφαρμόζοντας τους ελέγχους του κανονισμού και χρησιμοποιώντας τους Συνδυασμούς Φόρτισης (Σ.Φ.) που έχουμε επιλέξει.

Για τον έλεγχο των διατομών, συγκολλήσεων και κομβοελασμάτων και συνδέσεων κόμβων πλαισίων εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 3 (EC3) ενώ για τον σχεδιασμό της θεμελίωσης ο Νέος Κώδικας Ωπλισμένου Σκυροδέματος

(Ν.Κ.Ω.Σ.). Όσον αφορά τις σεισμικές δυνάμεις (συντελεστές Rd(t) κατά X και Y), υπολογίζονται από το πρόγραμμα σύμφωνα με τον Ν.Ε.Α.Κ., αρκεί να δοθεί η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, ο συντελεστής θεμελίωσης θ, ο συντελεστής συμπεριφοράς του δομήματος (διατομές κατηγορίας 3, q<2) και ο συντελεστής απόσβεσης (ζ=2-4%)

Η επίλυση γίνεται με ισοδύναμη στατική μέθοδο (εξισώσεις 3.15 ή 3.14 του Ε.Α.Κ.2000) και ο έλεγχος των διατομών σύμφωνα με τον EC3.

ΟΡΟΛΟΓΙΑ

ΜΟΝΑΔΕΣ

Συντεταγμένες σε ΜΕΤΡΑ (m, M)

Δυνάμεις σε ΚΙΛΟΝΙΟΥΤΟΝ (KN) και ΚΙΛΟΝΙΟΥΤΟΝ ΜΕΤΡΑ (KNM ή KNm)

Τάσεις σε ΚΙΛΑ/ΤΕΤΡΑΓΩΝΙΚΟ ΕΚΑΤΟΣΤΟ (Kg/cm²)

Γωνίες σε ΜΟΙΡΕΣ (ο)

Θερμοκρασία σε βαθμούς ΚΕΛΣΙΟΥ (C)

Αδρανειακά Μεγέθη: όπως αναγράφονται

Μετατοπίσεις σε ΧΙΛΙΟΣΤΑ (mm)

Στροφές σε ΜΟΙΡΕΣ (ο)

ΑΠΟΛΥΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

Όλες οι συντεταγμένες, οι συνιστώσες των διανυσμάτων δυνάμεων και μετατοπίσεων περιγράφονται σε δεξιόστροφο σύστημα καρτεσιανών συντεταγμένων.

Στο Steel το επίπεδο της οθόνης είναι το επίπεδο OYZ, με το (0,0) το κάτω αριστερό σημείο και με τον άξονα X να «βγαίνει» από την οθόνη.

ΚΟΜΒΟΙ

Κόμβοι είναι τα σημεία στο χώρο όπου θα συνδεθούν τα μέλη του φορέα και οι οποίοι επιδέχονται φορτίσεις FX, FY, FZ, MX, MY, MZ.

Όλοι οι κόμβοι πρέπει να είναι συνδεδεμένοι σε κάποιο μέλος.

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ (m)

Οι συντεταγμένες των κόμβων δίνονται στο απόλυτο σύστημα.

ΚΟΜΒΟΙ ΣΤΗΡΙΞΗΣ

Κόμβος στήριξης είναι το σημείο έδρασης του φορέα, ο οποίος δεν μπορεί να μετατοπιστεί στο χώρο (μπορεί να δεχτεί στροφή και στους 3 άξονες).

ΜΕΛΗ

Μέλη είναι ράβδοι (γραμμικά στοιχεία) που συνδέουν κόμβους, έχουν αδρανειακά μεγέθη >0 και επιδέχονται φορτία, ομοιόμορφα κατανεμημένα και συγκεντρωμένα.

ΣΥΝΔΕΣΜΟΛΟΓΙΑ

Όλα τα μέλη συνδέουν ΔΥΟ κόμβους. Τον κόμβο Αρχής (K/A) και τον κόμβο Τέλους (K/T).

Εργο100

Το αρχείο με την αρίθμηση όλων των Κόμβων και τις συντεταγμένες τους X, Y, Z στο απόλυτο σύστημα.

DATAM

Το αρχείο Μελών που περιέχει την αρίθμηση τους, τη συνδεσμολογία (Κ/Α, Κ/Τ), τα JX, JY, F (στο τοπικό σύστημα του κάθε μέλους) και το Μέτρο Ελαστικότητας.

DATAF

Το αρχείο Φορτίσεων που περιέχει για κάθε Π.Φ., τις επικόμβιες δυνάμεις FX, FY, FZ και επικόμβιες ροπές MX, MY, MZ στο απόλυτο σύστημα.

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

Τα δέκα εντατικά μεγέθη είναι

MY, MZ, QY, QZ αρχής

MY, MZ, QY, QZ τέλους

MX (στρεπτική ροπή), N (αξονική δύναμη)

Το σύστημα αναφοράς είναι το τοπικό (-N = θλίψη)

ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ

Οι μετατοπίσεις κόμβων δίνονται στο απόλυτο σύστημα και είναι οι ΔX, ΔY (σε mm) και ΦX, ΦY, ΦZ (σε ο).

ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Αριθμός Κόμβων:24

Αριθμός Μελών:32

Αριθμός Στιρίξεων:8

Θερμοκρασιακή Μεταβολή Δθ:1.00

ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II

Συντελεστής εδαφικής επιτάχυνσης $\alpha = 0.16$

Σπουδαιότητα κτιρίου Σ2

Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1 = 1.00$

Κατηγορία εδάφους B

Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς $q = 1.50$

Συντελεστής θεμελίωσης $\theta = 1.00$

Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0 = 2.50$

Συντελεστής συνδυασμού κινητών σε

σεισμικές δράσεις $\psi_2 = 0.30$

Χαρακτηριστικές περίοδοι $T_1 = 0.15\text{sec}$, $T_2 = 0.60\text{sec}$

Θεμελιώδεις περίοδοι κτιρίου $T_x = 0.15\text{sec}$, $T_y = 0.15\text{sec}$

Τεταγμένες επιταχύνσεων σχεδιασμού

αντίστοιχες των θεμελιωδών περιόδων του κτιρίου $R_{dx}(T) = 3.43\text{m/sec}^2$

$R_{dy}(T) = 3.43\text{ m/sec}^2$

ΆΛΛΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

[Παρακάτω αναφέρονται πρόσθετα στοιχεία για το έργο όπου μπορείτε να τα αλλάξετε – διορθώσετε ανάλογα με την μελέτη σας.]

Οι περιπτώσεις φόρτισης για τις οποίες έχουν εξεταστεί τα στοιχεία είναι:

Μόνιμα (Π.Φ.1) και κινητά φορτία (Π.Φ.11), σεισμική φόρτιση (Π.Φ.2 και Π.Φ.3), άνεμο στην μία πλευρά της στέγης (Π.Φ.4), υποπίεση στη άλλη πλευρά της στέγης (Π.Φ.6), άνεμος κατά την διεύθυνση των πλαισίων (κατά τον καθολικό άξονα Y, Π.Φ.5), άνεμος εγκάρσια στην διεύθυνση των πλαισίων (κατά τον καθολικό άξονα X, Π.Φ.7) και θερμοκρασιακή μεταβολή 40°C (Π.Φ.12).

Η σεισμική φόρτιση του φορέα γίνεται με ισοδύναμη στατική ανάλυση (εξίσωσεις 3.15 ή 3.14 του Ε.Α.Κ.2000) σύμφωνα με τα σεισμολογικά στοιχεία που αναφέρονται στις πρώτες σελίδες του τεύχους.

Για την επικάλυψη της στέγης θα χρησιμοποιηθούν panels R-1000 με πάχος $t=50\text{mm}$ και πάχος χάλυβα 0.50mm, ενώ για την πλαινή επικάλυψη panels W-1000 με πάχος $t=60\text{mm}$ και πάχος χάλυβα 0.60mm.

Θεωρήθηκε φορτίο χιονιού 0.65 KN/m² και φορτίο ανέμου 1.20 KN/m².

Στην μεταλλική κατασκευή χρησιμοποιούνται διατομές IPE360 και IPE330 για τους στύλους, IPE270 για τις δοκούς και C210 για τις τεγίδες και τις πλευρικές μηκίδες.

Η χρησιμοποιούμενη ποιότητα χάλυβα είναι Fe360.

[Μέχρι εδώ πρόσθετα στοιχεία για το έργο όπου μπορείτε να τα αλλάξετε – διορθώσετε ανάλογα με την μελέτη σας.]

Αδράνεις Μελών (DATAM)

Μέλος	Iz (cm4)	Iy (cm4)	Ix (cm4)	Iyz(cm4)	Wy (cm3)	Wz (cm3)	F (cm2)
1	288.000	5740.000	27.500	0.000	442.000	51.000	53.30
2	221.000	4250.000	20.600	0.000	354.000	41.700	46.10
3	288.000	5740.000	27.500	0.000	442.000	51.000	53.30
4	221.000	4250.000	20.600	0.000	354.000	41.700	46.10
5	288.000	5740.000	27.500	0.000	442.000	51.000	53.30
6	221.000	4250.000	20.600	0.000	354.000	41.700	46.10
7	288.000	5740.000	27.500	0.000	442.000	51.000	53.30
8	221.000	4250.000	20.600	0.000	354.000	41.700	46.10
9	451.000	9800.000	46.700	0.000	653.000	72.200	69.00
10	288.000	5740.000	27.500	0.000	442.000	51.000	53.30
11	221.000	4250.000	20.600	0.000	354.000	41.700	46.10
12	364.000	7590.000	36.400	0.000	542.000	61.200	61.00
13	288.000	5740.000	27.500	0.000	442.000	51.000	53.30
14	142.000	1940.000	5.170	0.000	194.000	28.500	28.50
15	288.000	5740.000	27.500	0.000	442.000	51.000	53.30
16	142.000	1940.000	5.170	0.000	194.000	28.500	28.50
17	81.300	1450.000	7.890	0.000	161.000	19.800	27.90
18	81.300	1450.000	7.890	0.000	161.000	19.800	27.90
19	81.300	1450.000	7.890	0.000	161.000	19.800	27.90
20	81.300	1450.000	7.890	0.000	161.000	19.800	27.90
21	117.000	2140.000	11.200	0.000	214.000	26.000	33.40
22	162.000	3060.000	15.300	0.000	278.000	33.100	39.50
23	81.300	1450.000	7.890	0.000	161.000	19.800	27.90
24	81.300	1450.000	7.890	0.000	161.000	19.800	27.90
25	81.300	1450.000	7.890	0.000	161.000	19.800	27.90
26	81.300	1450.000	7.890	0.000	161.000	19.800	27.90
27	162.000	3060.000	15.300	0.000	278.000	33.100	39.50
28	221.000	4250.000	20.600	0.000	354.000	41.700	46.10
29	117.000	2140.000	11.200	0.000	214.000	26.000	33.40
30	117.000	2140.000	11.200	0.000	214.000	26.000	33.40
31	81.300	1450.000	7.890	0.000	161.000	19.800	27.90
32	81.300	1450.000	7.890	0.000	161.000	19.800	27.90

Εργο100

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη
30	-14.4894 1.1495	-0.0309 0.9478	10.0704 -5.5374	-0.1418 -0.1418	-5.6108	-0.0001
31	-2.1510 -2.6734	1.0377 -1.8194	3.9065 -4.1928	0.7828 0.7828	-2.5075	-0.0504
32	-3.2016 -2.8189	-1.8182 1.2911	4.6423 -4.4556	-0.7583 -0.7583	-3.1413	0.0457

Συνδυασμός Εντατικών Μεγεθών ($[2] 1.35 \cdot \Pi\Phi 1 + 0.90 \cdot \Pi\Phi 8 + 1.50 \cdot \Pi\Phi 11$)

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη
1	0.8792 -1.4299	1.5350 -2.8887	-1.5394 -1.5394	2.9491 2.9491	-28.7593	-0.0002
2	1.7633 -2.8442	3.5349 -3.7608	-3.0716 -3.0716	4.8638 4.8638	-13.9560	-0.0006
3	0.0035 0.0009	0.3746 -0.5888	-0.0017 -0.0017	0.6422 0.6422	-46.3084	0.0000
4	0.0010 -0.0004	0.8588 -0.9349	-0.0010 -0.0010	1.1959 1.1959	-24.0071	0.0003
5	0.8076 -1.3307	-1.7553 3.6472	-1.4256 -1.4256	-3.6017 -3.6017	-30.8378	0.0003
6	1.8623 -2.8761	-4.3431 4.7655	-3.1589 -3.1589	-6.0724 -6.0724	-15.0427	-0.0006
7	-0.9914 1.9638	1.1725 -2.4635	1.9701 1.9701	2.4240 2.4240	-28.6499	-0.0002
8	-2.0599 3.6866	3.3688 -2.5304	3.8311 3.8311	3.9328 3.9328	-13.0497	0.0018
9	-0.0009 0.0009	-0.4301 0.6657	0.0012 0.0012	-0.7306 -0.7306	-69.7810	0.0003
10	0.0006 0.0009	4.0996 -6.9861	0.0002 0.0002	7.3905 7.3905	-46.2529	-0.0010
11	-0.9374 1.7364	-0.9162 1.6438	1.7826 1.7826	-1.7067 -1.7067	-49.5673	-0.0004
12	-2.2281 3.7810	-6.0193 10.9932	4.0061 4.0061	-11.3417 -11.3417	-33.1141	0.0025
13	0.2629 -0.3849	0.0375 0.0132	-0.4319 -0.4319	0.0162 0.0162	-25.0262	-0.0005
14	0.4691 -0.6723	0.0205 -0.0056	-0.7610 -0.7610	0.0174 0.0174	-12.4496	0.0004
15	0.1953 -0.3378	0.0568 0.0459	-0.3554 -0.3554	0.0073 0.0073	-25.0134	-0.0006
16	0.5584 -0.7089	0.0387 0.0180	-0.8449 -0.8449	0.0138 0.0138	-12.4093	0.0005
17	-6.4276 -12.0226	0.0013 -0.0008	8.5482 -10.3244	0.0003 0.0003	1.9146	0.0000
18	-13.4702 -7.9953	-0.0010 0.0017	11.1284 -9.5415	-0.0004 -0.0004	2.4682	0.0000
19	-3.1932 -3.4139	-0.0009 -0.0008	5.4066 -5.5275	0.0000 0.0000	1.5319	-0.0040
20	-4.2679 -4.0238	-0.0018 0.0030	6.2006 -6.0816	-0.0012 -0.0012	1.8610	0.0034
21	-5.8357 -11.8143	0.0010 0.0005	8.6702 -10.5681	0.0001 0.0001	1.5100	-0.0001
22	-15.2482 -7.6652	0.0018 -0.0054	11.8625 -9.6645	0.0010 0.0010	9.6310	0.0002
23	-3.1930 -3.4191	0.0025 -0.0068	5.4051 -5.5290	0.0026 0.0026	1.7329	0.0050
24	-4.3152 -3.9647	-0.0080 0.0083	6.2266 -6.0556	-0.0040 -0.0040	2.2224	-0.0021
25	-2.8444	-0.0071	5.2399	-0.0076	-3.0728	-0.0049

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη
21	-5.8357	0.0010	8.6702	0.0001	1.5100	-0.0001
	-11.8143	0.0005	-10.5681	0.0001		
22	-15.2482	0.0018	11.8625	0.0010	9.6310	0.0002
	-7.6652	-0.0054	-9.6645	0.0010		
23	-3.1930	0.0025	5.4051	0.0026	1.7329	0.0050
	-3.4191	-0.0068	-5.5290	0.0026		
24	-4.3152	-0.0080	6.2266	-0.0040	2.2224	-0.0021
	-3.9647	0.0083	-6.0556	-0.0040		
25	-2.8444	-0.0071	5.2399	-0.0076	-3.0728	-0.0049
	-3.6736	0.0205	-5.6942	-0.0076		
26	-4.3459	0.0210	6.3018	0.0098	-3.8338	0.0007
	-3.6871	-0.0191	-5.9804	0.0098		
27	-2.5311	-0.0173	6.3363	-0.0028	-3.9426	-0.0005
	-24.5261	0.0001	-13.3188	-0.0028		
28	-31.5122	-0.0009	32.0856	-0.0025	-11.3330	0.0004
	-11.0049	0.0165	-26.1414	-0.0025		
29	-3.7656	0.0065	7.9830	0.0012	-4.8713	0.0002
	-14.0731	-0.0011	-11.2553	0.0012		
30	-15.0081	-0.0009	12.0188	0.0003	-6.0672	-0.0002
	-4.7718	-0.0026	-9.0517	0.0003		
31	-2.8763	-0.0033	5.2579	-0.0052	-3.1587	0.0063
	-3.6399	0.0158	-5.6763	-0.0052		
32	-4.3488	0.0163	6.2795	0.0086	-4.0035	-0.0117
	-3.7814	-0.0191	-6.0027	0.0086		

Συνδυασμός Εντατικών Μεγεθών ($[4] 1.35*ΠΦ1 + 1.50*ΠΦ8 + 1.05*ΠΦ11$)

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη (
1	0.8783	1.5353	-1.5391	2.9495	-28.7590	-0.0002
	-1.4303	-2.8889	-1.5391	2.9495		
2	1.7625	3.5352	-3.0707	4.8642	-13.9557	-0.0006
	-2.8436	-3.7611	-3.0707	4.8642		
3	0.0033	0.3750	-0.0016	0.6427	-46.3084	0.0000
	0.0009	-0.5891	-0.0016	0.6427		
4	0.0009	0.8593	-0.0009	1.1965	-24.0071	0.0003
	-0.0004	-0.9354	-0.0009	1.1965		
5	0.8141	-1.7550	-1.4277	-3.6013	-30.8420	0.0002
	-1.3274	3.6470	-1.4277	-3.6013		
6	1.8685	-4.3428	-3.1662	-6.0720	-15.0454	-0.0006
	-2.8807	4.7651	-3.1662	-6.0720		
7	-0.9921	1.1227	1.9701	2.3435	-29.0796	-0.0003
	1.9631	-2.3926	1.9701	2.3435		
8	-2.0603	3.3151	3.8308	4.0415	-13.5562	0.0015
	3.6859	-2.7472	3.8308	4.0415		
9	-0.0005	-0.3087	0.0010	-0.4531	-63.5301	0.0003
	0.0010	0.3710	0.0010	-0.4531		
10	0.0008	3.2170	0.0001	5.6341	-39.9140	-0.0008
	0.0009	-5.2341	0.0001	5.6341		
11	-0.9351	-1.0146	1.7855	-1.9003	-44.5275	-0.0004
	1.7432	1.8359	1.7855	-1.9003		
12	-2.2267	-5.5191	4.0111	-9.6902	-28.0830	0.0020
	3.7900	9.0162	4.0111	-9.6902		
13	0.2620	0.0291	-0.4314	0.0138	-25.0272	-0.0006
	-0.3851	0.0085	-0.4314	0.0138		
14	0.4688	0.0157	-0.7609	0.0146	-12.4503	0.0003
	-0.6725	-0.0063	-0.7609	0.0146		
15	0.2011	0.0479	-0.3568	0.0053	-25.0019	-0.0006
	-0.3342	0.0399	-0.3568	0.0053		
16	0.5594	0.0323	-0.8434	0.0112	-12.4021	0.0004

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη
12	-2.2234	-4.3519	4.0230	-5.8367	-16.3437	0.0007
	3.8111	4.4031	4.0230	-5.8367		
13	0.2600	0.0096	-0.4304	0.0080	-25.0296	-0.0007
	-0.3857	-0.0024	-0.4304	0.0080		
14	0.4681	0.0045	-0.7606	0.0083	-12.4519	0.0000
	-0.6728	-0.0079	-0.7606	0.0083		
15	0.2147	0.0269	-0.3603	0.0007	-24.9752	-0.0007
	-0.3257	0.0259	-0.3603	0.0007		
16	0.5616	0.0175	-0.8398	0.0051	-12.3854	0.0000
	-0.6982	0.0098	-0.8398	0.0051		
17	-6.4291	0.0020	8.5487	0.0004	1.9146	0.0000
	-12.0213	-0.0008	-10.3239	0.0004		
18	-13.4714	-0.0009	11.1288	-0.0002	2.4687	0.0000
	-7.9939	0.0007	-9.5412	-0.0002		
19	-3.1920	-0.0018	5.4059	-0.0005	1.5299	-0.0038
	-3.4150	0.0000	-5.5282	-0.0005		
20	-4.2689	-0.0007	6.2011	-0.0008	1.8601	0.0031
	-4.0229	0.0025	-6.0811	-0.0008		
21	-5.4199	0.0015	8.4149	0.0001	2.1401	-0.0001
	-13.0069	0.0006	-10.8234	0.0001		
22	-14.4813	0.0013	11.9000	0.0009	3.4817	0.0002
	-6.6394	-0.0049	-9.6270	0.0009		
23	-3.2028	0.0013	5.4105	0.0016	1.7502	0.0052
	-3.4094	-0.0047	-5.5237	0.0016		
24	-4.2967	-0.0054	6.2178	-0.0028	2.2298	-0.0033
	-3.9824	0.0061	-6.0644	-0.0028		
25	-2.8425	-0.0076	5.2388	-0.0048	-3.0700	-0.0046
	-3.6757	0.0099	-5.6953	-0.0048		
26	-4.3485	0.0099	6.3030	0.0035	-3.8306	0.0033
	-3.6847	-0.0044	-5.9792	0.0035		
27	-3.2562	-0.0037	8.0257	-0.0004	-4.2986	-0.0005
	-14.6079	-0.0010	-11.6294	-0.0004		
28	-15.7540	-0.0013	12.6456	-0.0006	-5.8344	0.0005
	-4.4064	0.0027	-9.3564	-0.0006		
29	-3.7667	0.0071	7.9833	0.0013	-4.8701	0.0002
	-14.0723	-0.0010	-11.2550	0.0013		
30	-15.0089	-0.0007	12.0190	0.0005	-6.0680	-0.0002
	-4.7708	-0.0039	-9.0515	0.0005		
31	-2.8917	-0.0046	5.2673	-0.0028	-3.1826	0.0066
	-3.6210	0.0058	-5.6669	-0.0028		
32	-4.3192	0.0059	6.2649	0.0023	-4.0224	-0.0032
	-3.8116	-0.0034	-6.0173	0.0023		

Συνδυασμός Εντατικών Μεγεθών ($[6] 1.00 \cdot \Pi\Phi 1 + 0.90 \cdot \Pi\Phi 8 + 1.50 \cdot \Pi\Phi 11$)

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη (
1	0.6520	1.1367	-1.1405	2.1842	-21.3034	-0.0001
	-1.0588	-2.1396	-1.1405	2.1842		
2	1.3068	2.6182	-2.2760	3.6024	-10.3380	-0.0005
	-2.1073	-2.7854	-2.2760	3.6024		
3	0.0027	0.2771	-0.0013	0.4753	-34.3025	0.0000
	0.0008	-0.4359	-0.0013	0.4753		
4	0.0008	0.6358	-0.0008	0.8853	-17.7830	0.0002
	-0.0003	-0.6921	-0.0008	0.8853		
5	0.5927	-1.3005	-1.0542	-2.6682	-22.8392	0.0003
	-0.9886	2.7017	-1.0542	-2.6682		
6	1.3741	-3.2174	-2.3337	-4.4985	-11.1403	-0.0005
	-2.1265	3.5303	-2.3337	-4.4985		
7	-0.7338	0.9116	1.4593	1.8651	-20.8508	-0.0001

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη
3	0.0027	0.2771	-0.0013	0.4753	-34.3025	0.0000
	0.0008	-0.4359	-0.0013	0.4753		
4	0.0008	0.6358	-0.0008	0.8853	-17.7830	0.0002
	-0.0003	-0.6921	-0.0008	0.8853		
5	0.5927	-1.3005	-1.0542	-2.6682	-22.8392	0.0003
	-0.9886	2.7017	-1.0542	-2.6682		
6	1.3741	-3.2174	-2.3337	-4.4985	-11.1403	-0.0005
	-2.1265	3.5303	-2.3337	-4.4985		
7	-0.7338	0.9116	1.4593	1.8651	-20.8508	-0.0001
	1.4552	-1.8861	1.4593	1.8651		
8	-1.5256	2.5419	2.8380	2.8193	-9.2288	0.0016
	2.7315	-1.6871	2.8380	2.8193		
9	-0.0011	-0.4236	0.0010	-0.7809	-57.0917	0.0002
	0.0005	0.7478	0.0010	-0.7809		
10	0.0003	3.7995	0.0003	6.9923	-39.7394	-0.0009
	0.0007	-6.6889	0.0003	6.9923		
11	-0.6964	-0.5937	1.3179	-1.0969	-41.0718	-0.0003
	1.2805	1.0516	1.3179	-1.0969		
12	-1.6517	-4.8910	2.9631	-9.8284	-28.8769	0.0023
	2.7929	9.8517	2.9631	-9.8284		
13	0.1955	0.0350	-0.3203	0.0142	-18.5370	-0.0003
	-0.2849	0.0138	-0.3203	0.0142		
14	0.3477	0.0193	-0.5638	0.0152	-9.2213	0.0004
	-0.4979	-0.0035	-0.5638	0.0152		
15	0.1396	0.0499	-0.2620	0.0071	-18.5383	-0.0004
	-0.2533	0.0392	-0.2620	0.0071		
16	0.4128	0.0342	-0.6271	0.0125	-9.1983	0.0005
	-0.5279	0.0154	-0.6271	0.0125		
17	-4.7608	0.0008	6.3319	0.0002	1.4182	0.0000
	-8.9059	-0.0006	-7.6478	0.0002		
18	-9.9776	-0.0008	8.2432	-0.0003	1.8282	0.0000
	-5.9228	0.0015	-7.0679	-0.0003		
19	-2.3657	-0.0004	4.0051	0.0001	1.1353	-0.0030
	-2.5285	-0.0008	-4.0943	0.0001		
20	-3.1611	-0.0016	4.5929	-0.0010	1.3788	0.0026
	-2.9808	0.0024	-4.5050	-0.0010		
21	-4.4305	0.0006	6.4885	0.0000	0.9551	-0.0001
	-8.4422	0.0004	-7.7621	0.0000		
22	-11.4938	0.0015	8.7773	0.0008	8.7283	0.0001
	-5.9439	-0.0041	-7.1686	0.0008		
23	-2.3627	0.0022	4.0024	0.0021	1.2792	0.0037
	-2.5352	-0.0056	-4.0969	0.0021		
24	-3.2013	-0.0066	4.6146	-0.0032	1.6444	-0.0013
	-2.9322	0.0067	-4.4833	-0.0032		
25	-2.1074	-0.0052	3.8817	-0.0063	-2.2769	-0.0037
	-2.7206	0.0180	-4.2177	-0.0063		
26	-3.2185	0.0184	4.6676	0.0089	-2.8407	-0.0001
	-2.7319	-0.0180	-4.4303	0.0089		
27	-1.6869	-0.0164	4.2555	-0.0026	-2.8282	-0.0004
	-20.7389	0.0003	-10.3038	-0.0026		
28	-27.4278	-0.0006	28.8071	-0.0024	-9.8204	0.0003
	-9.8625	0.0158	-23.7157	-0.0024		
29	-2.7891	0.0047	5.9133	0.0009	-3.6087	0.0002
	-10.4248	-0.0009	-8.3373	0.0009		
30	-11.1169	-0.0007	8.9027	0.0001	-4.4940	-0.0002
	-3.5349	-0.0016	-6.7051	0.0001		
31	-2.1266	-0.0021	3.8923	-0.0045	-2.3335	0.0046
	-2.7011	0.0143	-4.2071	-0.0045		
32	-3.2290	0.0148	4.6552	0.0080	-2.9607	-0.0109

Εργο100

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη
28	-22.7004	-0.0007	22.9751	-0.0018	-8.1708	0.0003
	-7.8830	0.0117	-18.6802	-0.0018		
29	-2.7894	0.0049	5.9134	0.0009	-3.6084	0.0002
	-10.4245	-0.0008	-8.3372	0.0009		
30	-11.1171	-0.0006	8.9028	0.0002	-4.4943	-0.0001
	-3.5346	-0.0020	-6.7050	0.0002		
31	-2.1312	-0.0025	3.8951	-0.0038	-2.3407	0.0047
	-2.6954	0.0113	-4.2042	-0.0038		
32	-3.2201	0.0117	4.6509	0.0061	-2.9663	-0.0083
	-2.8023	-0.0135	-4.4470	0.0061		

Συνδυασμός Εντατικών Μεγεθών ($[9] 1.00 \cdot \Pi\Phi 1 + 1.50 \cdot \Pi\Phi 8$)

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη
1	0.6491	1.1378	-1.1395	2.1854	-21.3024	-0.0003
	-1.0602	-2.1402	-1.1395	2.1854		
2	1.3042	2.6192	-2.2731	3.6039	-10.3372	-0.0004
	-2.1054	-2.7867	-2.2731	3.6039		
3	0.0022	0.2785	-0.0011	0.4769	-34.3024	0.0001
	0.0005	-0.4369	-0.0011	0.4769		
4	0.0006	0.6373	-0.0006	0.8873	-17.7830	0.0002
	-0.0003	-0.6937	-0.0006	0.8873		
5	0.6142	-1.2994	-1.0612	-2.6671	-22.8532	0.0000
	-0.9776	2.7012	-1.0612	-2.6671		
6	1.3948	-3.2164	-2.3578	-4.4970	-11.1495	-0.0005
	-2.1419	3.5291	-2.3578	-4.4970		
7	-0.7360	0.7455	1.4594	1.5968	-22.2832	-0.0002
	1.4531	-1.6497	1.4594	1.5968		
8	-1.5267	2.3627	2.8372	3.1815	-10.9170	0.0005
	2.7290	-2.4096	2.8372	3.1815		
9	0.0004	-0.0187	0.0004	0.1439	-36.2552	0.0002
	0.0011	-0.2346	0.0004	0.1439		
10	0.0009	0.8575	-0.0001	1.1377	-18.6100	-0.0003
	0.0007	-0.8490	-0.0001	1.1377		
11	-0.6887	-0.9215	1.3277	-1.7424	-24.2727	-0.0003
	1.3028	1.6920	1.3277	-1.7424		
12	-1.6470	-3.2236	2.9800	-4.3235	-12.1064	0.0005
	2.8231	3.2616	2.9800	-4.3235		
13	0.1926	0.0071	-0.3189	0.0059	-18.5405	-0.0005
	-0.2857	-0.0018	-0.3189	0.0059		
14	0.3468	0.0033	-0.5634	0.0061	-9.2236	0.0000
	-0.4984	-0.0059	-0.5634	0.0061		
15	0.1590	0.0199	-0.2669	0.0005	-18.5002	-0.0005
	-0.2413	0.0192	-0.2669	0.0005		
16	0.4160	0.0129	-0.6221	0.0038	-9.1743	0.0000
	-0.5172	0.0073	-0.6221	0.0038		
17	-4.7623	0.0015	6.3323	0.0003	1.4182	0.0000
	-8.9046	-0.0006	-7.6474	0.0003		
18	-9.9788	-0.0007	8.2436	-0.0002	1.8286	0.0000
	-5.9214	0.0005	-7.0675	-0.0002		
19	-2.3644	-0.0014	4.0044	-0.0004	1.1333	-0.0028
	-2.5297	0.0000	-4.0949	-0.0004		
20	-3.1621	-0.0005	4.5934	-0.0006	1.3779	0.0023
	-2.9799	0.0019	-4.5045	-0.0006		
21	-4.0147	0.0011	6.2332	0.0001	1.5853	-0.0001
	-9.6348	0.0004	-8.0174	0.0001		
22	-10.7269	0.0009	8.8148	0.0007	2.5790	0.0001
	-4.9181	-0.0037	-7.1311	0.0007		
23	-2.3725	0.0010	4.0078	0.0012	1.2964	0.0038

Εργο100

Μέλος	My Αρχης (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχης (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχης (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχης (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη
19	-2.3759	-0.1534	4.0108	-0.1438	1.1021	0.0277
	-2.5178	0.3716	-4.0885	-0.1438		
20	-3.1616	0.3714	4.5933	0.1389	1.3430	-0.0270
	-2.9795	-0.1983	-4.5046	0.1389		
21	5.3776	-0.2303	3.4852	-0.0365	2.3458	-0.0001
	-17.5552	-0.0001	-10.7654	-0.0365		
22	-0.8408	0.0083	5.7372	-0.0387	8.2315	0.0001
	-16.2674	0.2753	-10.2087	-0.0387		
23	-2.3590	-0.1381	4.0003	-0.1373	1.3230	0.0339
	-2.5393	0.3629	-4.0991	-0.1373		
24	-3.1878	0.3624	4.6079	0.1367	1.6876	-0.0320
	-2.9461	-0.1981	-4.4900	0.1367		
25	-2.1178	-1.0900	3.8875	-0.7994	-2.4469	0.0523
	-2.7099	1.8279	-4.2119	-0.7994		
26	-3.2181	1.8260	4.6680	0.7394	-3.0222	-0.0487
	-2.7298	-1.2054	-4.4299	0.7394		
27	2.2876	-1.1355	4.3914	-0.1905	-4.0737	-0.0004
	-15.9084	0.0649	-10.1679	-0.1905		
28	-10.2077	0.0242	11.5516	-0.1701	-5.7601	0.0003
	-11.7246	1.1979	-11.9912	-0.1701		
29	2.0883	1.0024	4.5734	0.1610	-4.1333	0.0002
	-13.9889	-0.0116	-9.6772	0.1610		
30	-7.7456	0.0298	7.7355	0.1425	-3.3786	-0.0002
	-8.2177	-0.9531	-7.8723	0.1425		
31	-2.1269	-1.0439	3.8931	-0.7879	-2.1979	0.0601
	-2.6986	1.8320	-4.2063	-0.7879		
32	-3.2090	1.8310	4.6449	0.7642	-2.8103	-0.0538
	-2.8158	-1.3024	-4.4530	0.7642		

Μέλος	Μy Αρχής (KN.m) Μy Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη
	-10.4458	-0.0152	10.4806	0.0223		
3ΠΦ 90	-0.0565	9.3527	0.0204	11.4256	0.5319	-0.0252
	-0.0258	-7.7857	0.0204	11.4256		
4ΠΦ 81	10.4496	-0.0150	-6.9720	-0.0214	-0.0018	-0.0008
	-0.0084	0.0171	-6.9720	-0.0214		
4ΠΦ 82	-10.4496	0.0193	6.9720	0.0275	0.0020	0.0008
	0.0084	-0.0220	6.9720	0.0275		
4ΠΦ 83	-0.0258	6.0636	0.0172	8.6669	0.1727	-0.0412
	0.0000	-6.9367	0.0172	8.6669		
4ΠΦ 84	0.0258	-6.0636	-0.0172	-8.6669	-0.1727	0.0412
	0.0000	6.9367	-0.0172	-8.6669		
4ΠΦ 85	-0.1110	6.0634	0.0740	8.6666	0.1727	-0.0412
	0.0001	-6.9365	0.0740	8.6666		
4ΠΦ 86	-0.2021	-6.0621	0.1348	-8.6648	-0.1726	0.0412
	0.0002	6.9351	0.1348	-8.6648		
4ΠΦ 87	-0.0258	6.0636	0.0172	8.6669	0.1727	-0.0412
	0.0000	-6.9367	0.0172	8.6669		
4ΠΦ 88	-10.4496	0.0150	6.9720	0.0214	0.0018	0.0008
	0.0084	-0.0171	6.9720	0.0214		
4ΠΦ 89	-10.4496	0.0150	6.9720	0.0214	0.0018	0.0008
	0.0084	-0.0171	6.9720	0.0214		
4ΠΦ 90	-0.0258	6.0636	0.0172	8.6669	0.1727	-0.0412
	0.0000	-6.9367	0.0172	8.6669		
5ΠΦ 81	12.8943	0.0140	-8.4054	0.0154	-3.9221	0.0025
	0.2861	-0.0091	-8.4054	0.0154		
5ΠΦ 82	12.8923	-0.1256	-8.4041	-0.1356	-3.9801	0.0016
	0.2862	0.0778	-8.4041	-0.1356		
5ΠΦ 83	0.0228	7.9326	-0.0182	8.5793	3.3179	0.0479
	-0.0045	-4.9363	-0.0182	8.5793		
5ΠΦ 84	-0.0236	-7.9326	0.0188	-8.5793	-3.3176	-0.0479
	0.0045	4.9363	0.0188	-8.5793		
5ΠΦ 85	-9.8358	5.1187	6.4095	5.5359	5.1417	0.0291
	-0.2215	-3.1851	6.4095	5.5359		
5ΠΦ 86	0.6664	7.9227	-0.4378	8.5686	3.1176	0.0480
	0.0098	-4.9302	-0.4378	8.5686		
5ΠΦ 87	0.0231	7.9326	-0.0184	8.5793	3.3178	0.0479
	-0.0045	-4.9363	-0.0184	8.5793		
5ΠΦ 88	-12.8943	-0.0172	8.4054	-0.0188	3.9208	-0.0025
	-0.2861	0.0110	8.4054	-0.0188		
5ΠΦ 89	-12.8943	-0.0172	8.4054	-0.0188	3.9208	-0.0025
	-0.2861	0.0110	8.4054	-0.0188		
5ΠΦ 90	0.0231	7.9326	-0.0184	8.5793	3.3178	0.0479
	-0.0045	-4.9363	-0.0184	8.5793		
6ΠΦ 81	4.1783	0.0067	-5.2235	0.0109	-1.8359	0.0050
	-3.6570	-0.0096	-5.2235	0.0109		
6ΠΦ 82	-4.1783	-0.0121	5.2235	-0.0195	1.8340	-0.0051
	3.6570	0.0171	5.2235	-0.0195		
6ΠΦ 83	0.0086	3.2816	-0.0147	5.2733	1.1600	0.0903
	-0.0134	-4.6284	-0.0147	5.2733		
6ΠΦ 84	-0.0087	-3.2816	0.0148	-5.2733	-1.1600	-0.0903
	0.0135	4.6284	0.0148	-5.2733		
6ΠΦ 85	-3.5290	1.7512	4.4097	2.8140	2.1737	0.0441
	3.0855	-2.4698	4.4097	2.8140		
6ΠΦ 86	0.2306	3.2769	-0.2922	5.2658	1.0607	0.0905
	-0.2078	-4.6218	-0.2922	5.2658		
6ΠΦ 87	0.0086	3.2816	-0.0148	5.2733	1.1600	0.0903
	-0.0135	-4.6284	-0.0148	5.2733		
6ΠΦ 88	-4.1783	-0.0092	5.2235	-0.0149	1.8351	-0.0051
	3.6570	0.0131	5.2235	-0.0149		

Εργο100

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη (
	-13.3411	0.0154	12.5500	-0.0225		
9ΠΦ 89	-32.1660	-0.0184	12.5500	-0.0225	-0.0020	0.0003
	-13.3411	0.0154	12.5500	-0.0225		
9ΠΦ 90	0.0551	13.5894	-0.0169	16.7643	-0.7589	0.0324
	0.0298	-11.5570	-0.0169	16.7643		
10ΠΦ 81	13.3447	0.0149	-8.9027	0.0214	0.0006	0.0001
	-0.0093	-0.0172	-8.9027	0.0214		
10ΠΦ 82	-13.3447	-0.0191	8.9027	-0.0276	-0.0003	-0.0002
	0.0093	0.0222	8.9027	-0.0276		
10ΠΦ 83	0.0299	6.6414	-0.0199	9.5727	-0.4879	0.0402
	0.0000	-7.7176	-0.0199	9.5727		
10ΠΦ 84	-0.0298	-6.6414	0.0199	-9.5727	0.4879	-0.0402
	0.0000	7.7176	0.0199	-9.5727		
10ΠΦ 85	0.0177	-6.6413	-0.0118	-9.5726	0.4879	-0.0402
	0.0000	7.7176	-0.0118	-9.5726		
10ΠΦ 86	0.0434	6.6414	-0.0290	9.5726	-0.4879	0.0402
	0.0000	-7.7176	-0.0290	9.5726		
10ΠΦ 87	0.0298	6.6414	-0.0199	9.5727	-0.4879	0.0402
	0.0000	-7.7176	-0.0199	9.5727		
10ΠΦ 88	-13.3447	-0.0149	8.9027	-0.0214	-0.0006	-0.0001
	0.0093	0.0172	8.9027	-0.0214		
10ΠΦ 89	-13.3447	-0.0149	8.9027	-0.0214	-0.0006	-0.0001
	0.0093	0.0172	8.9027	-0.0214		
10ΠΦ 90	0.0298	6.6414	-0.0199	9.5727	-0.4879	0.0402
	0.0000	-7.7176	-0.0199	9.5727		
11ΠΦ 81	9.5545	0.0101	-5.8512	0.0118	3.2385	0.0013
	0.7776	-0.0076	-5.8512	0.0118		
11ΠΦ 82	9.5542	0.0607	-5.8510	0.0720	3.2763	0.0011
	0.7777	-0.0473	-5.8510	0.0720		
11ΠΦ 83	0.0152	6.3551	-0.0052	7.5648	4.7717	-0.0276
	0.0074	-4.9922	-0.0052	7.5648		
11ΠΦ 84	-0.0145	-6.3551	0.0048	-7.5648	-4.7714	0.0276
	-0.0074	4.9922	0.0048	-7.5648		
11ΠΦ 85	5.3695	5.2622	-3.2849	6.2638	5.7626	-0.0221
	0.4421	-4.1335	-3.2849	6.2638		
11ΠΦ 86	0.4538	-6.3474	-0.2820	-7.5557	-4.6073	0.0276
	0.0308	4.9862	-0.2820	-7.5557		
11ΠΦ 87	0.0149	6.3551	-0.0050	7.5648	4.7716	-0.0276
	0.0074	-4.9922	-0.0050	7.5648		
11ΠΦ 88	-9.5545	-0.0057	5.8512	-0.0065	-3.2352	-0.0011
	-0.7776	0.0041	5.8512	-0.0065		
11ΠΦ	-9.5545	-0.0057	5.8512	-0.0065	-3.2352	-0.0011

Εργο100

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη (
89						
	1.9050	0.0133	9.0913	0.0142		
13ΠΦ 90	-0.0382	10.1197	0.0297	4.3363	-0.0145	0.0016
	0.0064	3.6152	0.0297	4.3363		
14ΠΦ 81	4.0785	-0.0144	-6.0786	-0.0099	0.3081	0.0006
	-5.0394	0.0004	-6.0786	-0.0099		
14ΠΦ 82	-4.0785	0.0145	6.0786	0.0100	-0.3081	-0.0006
	5.0394	-0.0004	6.0786	0.0100		
14ΠΦ 83	-0.0160	3.6751	0.0240	2.5209	-0.0079	0.0020
	0.0199	-0.1063	0.0240	2.5209		
14ΠΦ 84	0.0159	-3.6751	-0.0238	-2.5209	0.0078	-0.0020
	-0.0198	0.1063	-0.0238	-2.5209		
14ΠΦ 85	4.0776	-0.0936	-6.0772	-0.0642	0.3082	0.0006
	-5.0382	0.0027	-6.0772	-0.0642		
14ΠΦ 86	1.1781	3.5143	-1.7557	2.4106	0.0826	0.0021
	-1.4555	-0.1016	-1.7557	2.4106		
14ΠΦ 87	-0.0160	3.6751	0.0239	2.5209	-0.0079	0.0020
	0.0199	-0.1063	0.0239	2.5209		
14ΠΦ 88	-4.0785	0.0145	6.0786	0.0099	-0.3081	-0.0006
	5.0394	-0.0004	6.0786	0.0099		
14ΠΦ 89	-4.0785	0.0145	6.0786	0.0099	-0.3081	-0.0006
	5.0394	-0.0004	6.0786	0.0099		
14ΠΦ 90	-0.0160	3.6751	0.0239	2.5209	-0.0079	0.0020
	0.0199	-0.1063	0.0239	2.5209		
15ΠΦ 81	14.1870	0.0331	-11.1426	0.0134	0.6968	-0.0010
	-2.5268	0.0130	-11.1426	0.0134		
15ΠΦ 82	-14.1870	-0.0298	11.1426	-0.0120	-0.6968	0.0010
	2.5268	-0.0119	11.1426	-0.0120		
15ΠΦ 83	0.0466	10.0818	-0.0360	4.3260	0.0160	0.0011
	-0.0075	3.5928	-0.0360	4.3260		
15ΠΦ 84	0.0514	10.0818	-0.0399	4.3260	0.0162	0.0011
	-0.0083	3.5928	-0.0399	4.3260		
15ΠΦ 85	14.1843	0.2307	-11.1404	0.0982	0.6970	-0.0010
	-2.5263	0.0835	-11.1404	0.0982		
15ΠΦ 86	-9.6436	7.3719	7.5745	3.1638	-0.4637	0.0015
	1.7182	2.6263	7.5745	3.1638		
15ΠΦ 87	0.0439	10.0818	-0.0339	4.3260	0.0158	0.0011
	-0.0070	3.5928	-0.0339	4.3260		
15ΠΦ 88	-14.1870	-0.0326	11.1426	-0.0132	-0.6968	0.0010
	2.5268	-0.0129	11.1426	-0.0132		
15ΠΦ	-14.1870	-0.0326	11.1426	-0.0132	-0.6968	0.0010

Εργο100

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη (
89						
	7.1657	-0.0100	2.5232	-0.0290		
17ΠΦ 90	8.5488	0.1919	-2.4707	0.0296	0.4243	-0.0004
	-7.0167	0.0054	-2.4707	0.0296		
18ΠΦ 81	6.6836	-0.0061	-2.1640	0.0255	-0.3270	0.0000
	-8.2480	-0.1818	-2.1640	0.0255		
18ΠΦ 82	-6.6836	0.0061	2.1640	-0.0255	0.3270	0.0000
	8.2480	0.1818	2.1640	-0.0255		
18ΠΦ 83	-1.7832	0.0228	0.5773	-0.0017	0.0906	-0.0017
	2.1999	0.0348	0.5773	-0.0017		
18ΠΦ 84	-6.6634	0.0044	2.1575	-0.0258	0.3257	0.0001
	8.2231	0.1823	2.1575	-0.0258		
18ΠΦ 85	-6.6832	0.0063	2.1639	-0.0254	0.3270	0.0000
	8.2475	0.1816	2.1639	-0.0254		
18ΠΦ 86	-0.0268	-0.0220	0.0088	-0.0053	-0.0022	0.0018
	0.0338	0.0149	0.0088	-0.0053		
18ΠΦ 87	6.5464	-0.0015	-2.1196	0.0260	-0.3196	-0.0004
	-8.0788	-0.1809	-2.1196	0.0260		
18ΠΦ 88	-6.6836	0.0061	2.1640	-0.0255	0.3270	0.0000
	8.2480	0.1818	2.1640	-0.0255		
18ΠΦ 89	-6.6836	0.0061	2.1640	-0.0255	0.3270	0.0000
	8.2480	0.1818	2.1640	-0.0255		
18ΠΦ 90	6.5464	-0.0015	-2.1196	0.0260	-0.3196	-0.0004
	-8.0788	-0.1809	-2.1196	0.0260		
19ΠΦ 81	3.2958	-0.0182	-1.7675	-0.0047	-0.4653	-0.0002
	-3.1556	-0.0011	-1.7675	-0.0047		
19ΠΦ 82	-3.2958	0.0182	1.7675	0.0047	0.4653	0.0002
	3.1556	0.0012	1.7675	0.0047		
19ΠΦ 83	-0.3920	0.1534	0.2100	0.1431	0.0882	-0.0303
	0.3745	-0.3690	0.2100	0.1431		
19ΠΦ 84	-0.0094	-0.1522	0.0053	-0.1436	-0.0318	0.0306
	0.0099	0.3718	0.0053	-0.1436		
19ΠΦ 85	-3.2875	0.0290	1.7630	0.0149	0.4665	-0.0020
	3.1476	-0.0253	1.7630	0.0149		
19ΠΦ 86	-0.0188	-0.1522	0.0103	-0.1435	-0.0305	0.0306
	0.0189	0.3718	0.0103	-0.1435		
19ΠΦ 87	-0.1080	0.1528	0.0577	0.1437	0.0483	-0.0306
	0.1025	-0.3715	0.0577	0.1437		
19ΠΦ 88	-3.2958	0.0182	1.7675	0.0047	0.4653	0.0002
	3.1556	0.0011	1.7675	0.0047		
19ΠΦ	-3.2958	0.0182	1.7675	0.0047	0.4653	0.0002

Εργο100

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη
89						
	8.1590	0.0005	2.7991	0.0366		
21ΠΦ 90	-9.3996	0.2308	2.7767	0.0369	-0.8792	-0.0002
	8.0935	-0.0018	2.7767	0.0369		
22ΠΦ 81	10.0394	0.0073	-3.0701	-0.0394	4.4226	0.0000
	-11.1441	0.2790	-3.0701	-0.0394		
22ΠΦ 82	-10.0394	-0.0073	3.0701	0.0394	-4.4226	0.0000
	11.1441	-0.2790	3.0701	0.0394		
22ΠΦ 83	3.7729	0.0193	-1.1536	-0.0114	1.6594	-0.0017
	-4.1871	0.0977	-1.1536	-0.0114		
22ΠΦ 84	10.0356	0.0068	-3.0689	-0.0395	4.4209	0.0001
	-11.1399	0.2791	-3.0689	-0.0395		
22ΠΦ 85	10.0394	0.0072	-3.0701	-0.0394	4.4226	0.0000
	-11.1441	0.2790	-3.0701	-0.0394		
22ΠΦ 86	0.0123	-0.0179	-0.0039	-0.0038	0.0082	0.0018
	-0.0146	0.0081	-0.0039	-0.0038		
22ΠΦ 87	-9.9950	-0.0055	3.0565	0.0396	-4.4033	-0.0002
	11.0949	-0.2785	3.0565	0.0396		
22ΠΦ 88	-10.0394	-0.0073	3.0701	0.0394	-4.4226	0.0000
	11.1441	-0.2790	3.0701	0.0394		
22ΠΦ 89	-10.0394	-0.0073	3.0701	0.0394	-4.4226	0.0000
	11.1441	-0.2790	3.0701	0.0394		
22ΠΦ 90	-9.9950	-0.0055	3.0565	0.0396	-4.4033	-0.0002
	11.0949	-0.2785	3.0565	0.0396		
23ΠΦ 81	3.8940	0.0161	-2.0904	0.0041	0.3364	0.0002
	-3.7361	0.0011	-2.0904	0.0041		
23ΠΦ 82	-3.8940	-0.0161	2.0904	-0.0041	-0.3364	-0.0002
	3.7361	-0.0012	2.0904	-0.0041		
23ΠΦ 83	0.4476	0.1403	-0.2401	0.1382	0.0098	-0.0298
	-0.4286	-0.3643	-0.2401	0.1382		
23ΠΦ 84	0.0122	-0.1393	-0.0068	-0.1387	0.0301	0.0301
	-0.0125	0.3668	-0.0068	-0.1387		
23ΠΦ 85	3.8795	0.0041	-2.0827	-0.0078	0.3377	0.0027
	-3.7224	0.0327	-2.0827	-0.0078		
23ΠΦ 86	0.0200	-0.1393	-0.0110	-0.1387	0.0308	0.0301
	-0.0200	0.3668	-0.0110	-0.1387		
23ΠΦ 87	0.1152	0.1398	-0.0616	0.1388	-0.0191	-0.0300
	-0.1097	-0.3667	-0.0616	0.1388		
23ΠΦ 88	-3.8940	-0.0161	2.0904	-0.0041	-0.3364	-0.0002
	3.7361	-0.0012	2.0904	-0.0041		
23ΠΦ	-3.8940	-0.0161	2.0904	-0.0041	-0.3364	-0.0002

Εργο100

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη (
89						
	2.6477	0.0085	1.5928	0.0152		
25ΠΦ 90	-0.0618	1.0858	0.0304	0.7955	0.1887	-0.0557
	0.0492	-1.8179	0.0304	0.7955		
26ΠΦ 81	2.3917	0.0004	-1.2848	-0.0127	1.3183	0.0000
	-2.8758	0.0526	-1.2848	-0.0127		
26ΠΦ 82	-2.3917	0.0015	1.2848	0.0135	-1.3185	-0.0001
	2.8758	-0.0539	1.2848	0.0135		
26ΠΦ 83	0.0005	1.8164	0.0005	0.7355	-0.1852	-0.0506
	0.0024	-1.1992	0.0005	0.7355		
26ΠΦ 84	0.1048	-1.8147	-0.0571	-0.7354	0.2431	0.0505
	-0.1291	1.2004	-0.0571	-0.7354		
26ΠΦ 85	2.3684	-0.2527	-1.2723	-0.1151	1.3313	0.0071
	-2.8482	0.2192	-1.2723	-0.1151		
26ΠΦ 86	0.0020	-1.8164	-0.0018	-0.7355	0.1866	0.0506
	-0.0055	1.1993	-0.0018	-0.7355		
26ΠΦ 87	-0.0414	1.8161	0.0230	0.7356	-0.2083	-0.0506
	0.0528	-1.2000	0.0230	0.7356		
26ΠΦ 88	-2.3917	0.0007	1.2848	0.0132	-1.3185	-0.0001
	2.8758	-0.0533	1.2848	0.0132		
26ΠΦ 89	-2.3917	0.0007	1.2848	0.0132	-1.3185	-0.0001
	2.8758	-0.0533	1.2848	0.0132		
26ΠΦ 90	-0.0414	1.8161	0.0230	0.7356	-0.2083	-0.0506
	0.0528	-1.2000	0.0230	0.7356		
27ΠΦ 81	4.5546	-1.1300	-1.2157	-0.1897	-0.9608	0.0000
	-3.1041	0.0653	-1.2157	-0.1897		
27ΠΦ 82	-4.5546	1.1299	1.2157	0.1897	0.9607	0.0000
	3.1041	-0.0652	1.2157	0.1897		
27ΠΦ 83	-4.5485	1.1315	1.2140	0.1908	0.9603	-0.0002
	3.0998	-0.0705	1.2140	0.1908		
27ΠΦ 84	2.4744	-0.6630	-0.6600	-0.1243	-0.5348	0.0037
	-1.6839	0.1203	-0.6600	-0.1243		
27ΠΦ 85	-4.5540	1.1308	1.2155	0.1901	0.9609	-0.0001
	3.1036	-0.0669	1.2155	0.1901		
27ΠΦ 86	-0.0209	-0.0533	0.0060	-0.0244	-0.0109	0.0044
	0.0172	0.1007	0.0060	-0.0244		
27ΠΦ 87	-4.5146	1.1278	1.2049	0.1914	0.9543	-0.0006
	3.0764	-0.0781	1.2049	0.1914		
27ΠΦ 88	-4.5546	1.1300	1.2157	0.1897	0.9607	0.0000
	3.1041	-0.0653	1.2157	0.1897		
27ΠΦ	-4.5546	1.1300	1.2157	0.1897	0.9607	0.0000

Εργο100

Μέλος	My Αρχής (KN.m) My Τέλους (KN.m)	Mz Αρχής (KN.m) Mz Τέλους (KN.m)	Qz Αρχής (KN) Qz Τέλους (KN)	Qy Αρχής (KN) Qy Τέλους (KN)	Αξονική (KN)	Στρέψη (KN.m)
89						
	3.5648	0.0108	1.3402	-0.1600		
29ΠΦ 90	4.8017	0.9947	-1.3191	0.1626	-0.5208	-0.0008
	-3.5086	-0.0295	-1.3191	0.1626		
30ΠΦ 81	3.3719	0.0303	-1.1675	0.1421	1.1161	0.0000
	-4.6836	-0.9504	-1.1675	0.1421		
30ΠΦ 82	-3.3719	-0.0303	1.1675	-0.1421	-1.1161	0.0000
	4.6836	0.9504	1.1675	-0.1421		
30ΠΦ 83	0.9284	0.1099	-0.3218	0.0632	0.3263	-0.0038
	-1.2922	-0.3260	-0.3218	0.0632		
30ΠΦ 84	-3.3636	-0.0376	1.1646	-0.1435	-1.1147	0.0003
	4.6722	0.9527	1.1646	-0.1435		
30ΠΦ 85	3.3714	0.0321	-1.1673	0.1425	1.1162	-0.0001
	-4.6829	-0.9514	-1.1673	0.1425		
30ΠΦ 86	-0.0086	-0.1057	0.0034	-0.0254	-0.0227	0.0039
	0.0147	0.0693	0.0034	-0.0254		
30ΠΦ 87	3.3209	0.0481	-1.1499	0.1443	1.1026	-0.0007
	-4.6132	-0.9476	-1.1499	0.1443		
30ΠΦ 88	-3.3719	-0.0303	1.1675	-0.1421	-1.1161	0.0000
	4.6836	0.9504	1.1675	-0.1421		
30ΠΦ 89	-3.3719	-0.0303	1.1675	-0.1421	-1.1161	0.0000
	4.6836	0.9504	1.1675	-0.1421		
30ΠΦ 90	3.3209	0.0481	-1.1499	0.1443	1.1026	-0.0007
	-4.6132	-0.9476	-1.1499	0.1443		
31ΠΦ 81	3.6609	0.0576	-1.8387	0.0140	-0.4048	0.0003
	-3.0503	0.0066	-1.8387	0.0140		
31ΠΦ 82	-3.6609	-0.0568	1.8387	-0.0133	0.4047	-0.0003
	3.0503	-0.0081	1.8387	-0.0133		
31ΠΦ 83	0.2024	1.0426	-0.1009	0.7850	-0.1783	-0.0551
	-0.1661	-1.8225	-0.1009	0.7850		
31ΠΦ 84	0.0132	-1.0408	-0.0074	-0.7853	0.1547	0.0552
	-0.0136	1.8257	-0.0074	-0.7853		
31ΠΦ 85	-3.4156	-0.4284	1.7153	-0.2957	0.4339	0.0196
	2.8450	0.6508	1.7153	-0.2957		
31ΠΦ 86	0.0191	-1.0407	-0.0103	-0.7853	0.1540	0.0552
	-0.0185	1.8257	-0.0103	-0.7853		
31ΠΦ 87	0.0652	1.0419	-0.0320	0.7855	-0.1633	-0.0552
	-0.0517	-1.8253	-0.0320	0.7855		
31ΠΦ 88	-3.6609	-0.0572	1.8387	-0.0137	0.4048	-0.0003
	3.0503	-0.0073	1.8387	-0.0137		
31ΠΦ	-3.6609	-0.0572	1.8387	-0.0137	0.4048	-0.0003

ΣΤΑΤΙΚΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Θεμελίωση τοίχων

Θλιπτική αντοχή εδάφους $q_u = 0.20$ [MPa=N/mm²]

Θεμελίωση τοίχου: T1

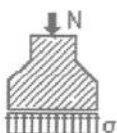
Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 621.1 + 1.50 \times 45.3 = 906.4$ [kN]
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 116$ [kN/m]
 Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.70$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 116 / 0.70 = 0.17$ [MPa]
 $N_{fd} = 116 \text{ kN/m} < 140 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.70 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T2

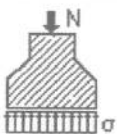
Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 968.2 + 1.50 \times 76.4 = 1421.7$ [kN]
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 108$ [kN/m]
 Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.70$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 108 / 0.70 = 0.15$ [MPa]
 $N_{fd} = 108 \text{ kN/m} < 140 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.70 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T3

Διαστάσεις μήκος=13.40m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 1066.8 + 1.50 \times 76.4 = 1554.8$ [kN]
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 118$ [kN/m]
 Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.70$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 118 / 0.70 = 0.17$ [MPa]
 $N_{fd} = 118 \text{ kN/m} < 140 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.70 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T4

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 621.1 + 1.50 \times 45.3 = 906.4$ [kN]
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 116$ [kN/m]
 Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.70$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 116 / 0.70 = 0.17$ [MPa]
 $N_{fd} = 116 \text{ kN/m} < 140 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.70 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T6

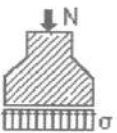
Διαστάσεις μήκος= 1.40m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 56.0 + 1.50 \times 4.9 = 82.9$ [kN]
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 61$ [kN/m]
 Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.70$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 61 / 0.70 = 0.09$ [MPa]
 $N_{fd} = 61 \text{ kN/m} < 140 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.70 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T8

Διαστάσεις μήκος= 7.95m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.30m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 373.5 + 1.50 \times 45.3 = 572.2$ [kN]
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 74$ [kN/m]
 Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.50$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 74 / 0.50 = 0.15$ [MPa]
 $N_{fd} = 74 \text{ kN/m} < 100 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.50 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

Θεμελίωση τοίχου: T9

Διαστάσεις μήκος= 2.75m, ύψος= 3.00m, πάχος=0.50m



Ολικό κατακόρυφο φορτίο $N_{sd} = 1.35 \times 59.0 + 1.50 \times 9.6 = 94.1$ [kN]
 Φορτίο ανά μέτρο μήκους τοίχου +ιδ. βάρος πεδίου $N_{fd} = 36$ [kN/m]
 Για πλάτος πεδίου $t_p = 0.70$ [m] μέγιστη τάση εδάφους $\sigma_{ed} = 0.001 \times 36 / 0.70 = 0.05$ [MPa]
 $N_{fd} = 36 \text{ kN/m} < 140 \text{ kN/m} = 1000 \times 0.20 \times 0.70 = R_{nd}$ (φέρουσα ικανότητα εδάφους EAK5.2.3)

ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΥΛΙΚΩΝ

ΠΕΤΡΟΧΤΙΣΤΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑ ΜΕ ΕΥΛΙΝΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΜΠΕΤΟ

ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ					
	ΚΥΒ. ΠΕΤΡΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑΣ m ³	ΚΥΒ. ΠΛΑΚΑΣ ΜΠΕΤΟΥ m ³	ΤΡ. m ΣΕΝΑΖ πάχους 50cm	ΤΡ. m ΣΕΝΑΖ πάχους 35cm	
ΙΣΟΓΕΙΟ	57,85	1,54	88,3	7,2	
1ΟΣ ΟΡΟΦΟΣ	137,65		85,4	13,9	
ΣΥΝΟΛΑ	195,50	1,54	173,7	21,1	

Προϋπολογισμός Μελέτης

Ημερομηνία : 9/4/2008
Δαπάνη

A/A	Είδος Εργασίας	Κωδικός Άρθρου	Αρ. Τιμ.	Άρθρο Αναθεώρησης	Μονά δα	Ποσό τητα	Τιμή (€)	Μερική (€)	Ολική (€)
1. ΕΡΓΑΣΙΕΣ									
1	Προμήθεια, μεταφορά επί τόπου, διάστρωση και συμπύκνωση σκυροδέματος με χρήση αντλίας ή πυργογερανού. Για κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25	ΟΙΚ 32.1.5		ΟΙΚ 3215	100%	m3	1,54	90,00	138,60
2	Αργολιθοδομές με ασβεστοσιμεντοκονίαμα των 150 kg τσιμέντου. Αργολιθοδομές με ασβεστοσιμεντοκονίαμα δύο ορατών όψεων	ΟΙΚ 42.5.3		ΟΙΚ 4207	100%	m3	195,5	70,00	13685,00
3	Διαζώματα (σενάζ) από ελαφρά οπλισμένο σκυρόδεμα. Γραμμικά διαζώματα (σενάζ) δρομικών τοίχων	ΟΙΚ 49.1.1		ΟΙΚ 3213	100%	m	21,1	13,00	274,30
4	Διαζώματα (σενάζ) από ελαφρά οπλισμένο σκυρόδεμα. Γραμμικά διαζώματα (σενάζ) μπατικών τοίχων	ΟΙΚ 49.1.2		ΟΙΚ 3213	100%	m	173,7	16,00	2779,20
Άθροισμα Εργασιών :								16.877,10	16.877,10
Εργασίες Προϋπολογισμού									
Σύνολο :									16.877,10
Γενικό Σύνολο :								16.877,10	

ΣΙΔΗΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΕ ΞΥΛΙΝΟ ΠΑΤΩΜΑ
ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ

	ΔΙΑΚΟΣΜ ΠΕΤΡΑ m ²	ΤΟΥΒΛΟ m ² 25 cm	ΤΟΥΒΛΟ m ² 35 cm	ΤΡ. ΣΕΝΑΖ ΠΑΧΟΥΣ 25cm	ΤΡ. ΣΕΝΑΖ ΠΑΧΟΥΣ 35cm	ΣΙΔ/ΣΚΕΥΗΣ ΣΕ tn
ΙΣΟΓΕΙΟ	112,62	111,20	7,05	83,80	20,10	
1ΟΣ ΟΡΟΦΟΣ	125,15	119,15	17,91	81,4	13,9	
ΣΥΝΟΛΑ	237,77	230,35	24,96	165,20	34,00	3,07

Προϋπολογισμός Μελέτης

Α/Α	Είδος Εργασίας	Κωδικός Άρθρου	Αρ. Τίμ.	Άρθρο Αναθεώρησης	Μονά δα	Ποσό τητα	Τιμή (€)	Ημερομηνία : 9/4/2008 Δαπάνη		
								Μερική (€)	Ολική (€)	
1. ΕΡΓΑΣΙΕΣ										
1	Φέροντα στοιχεία από σιδηροδοκούς ή κοιλοδοκούς ύψους ή	ΟΙΚ 61.6		ΟΙΚ 6104	100%	Kg	3070	2,10	6447,00	
2	Διαζώματα (σενάζ) από ελαφρά οπλισμένο σκυρόδεμα. Γραμμικά διαζώματα (σενάζ) μπατικών τοίχων	ΟΙΚ 49.1.2		ΟΙΚ 3213	100%	m	34	16,00	544,00	
3	Διαζώματα (σενάζ) από ελαφρά οπλισμένο σκυρόδεμα. Γραμμικά διαζώματα (σενάζ) δρομικών τοίχων	ΟΙΚ 49.1.1		ΟΙΚ 3213	100%	m	165,2	13,00	2147,60	
4	Οπτοπλινθοδομές με διακένους τυποποιημένους οπτοπλίνθους 6x9x19 cm Πάχους 1 (μιάς) πλίνθου (μπατικοί τοίχοι)	ΟΙΚ 46.1.3		ΟΙΚ 4623.1	100%	m2	24,96	30,00	748,80	
5	Οπτοπλινθοδομές με διακένους τυποποιημένους οπτοπλίνθους 6x9x19 cm Πάχους 1/2 πλίνθου (δρομικοί τοίχοι)	ΟΙΚ 46.1.2		ΟΙΚ 4622.1	100%	m2	230,35	15,00	3455,25	
6	Διαμόρφωση όψεων λιθοδομών χωρικού τύπου. Διαμόρφωση όψεων λιθοδομών ανωμάλου χωρικού τύπου	ΟΙΚ 45.1.1		ΟΙΚ 4501	100%	m2	237,77	15,00	3566,55	
Αθροισμα Εργασιών :									16.909,20	16.909,20
Εργασίες Προϋπολογισμού										16.909,20
Σύνολο :										16.909,20
Γενικό Σύνολο :										16.909,20

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΑ
ΚΑΙ
ΣΤΑΤΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ