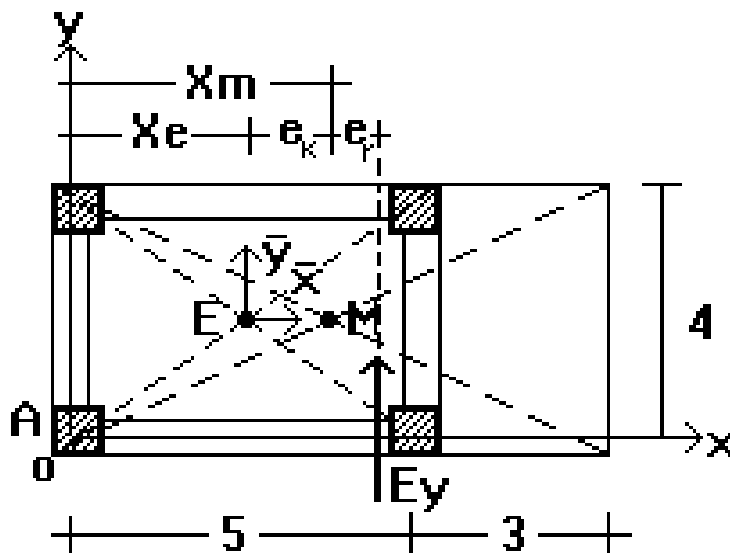


ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΑΣΚΗΣΕΙΣ
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ



ΣΕΡΡΕΣ 2016

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

**ΑΣΚΗΣΗ 1 Φάσματα απόκρισης και φάσματα σχεδιασμού στο δομικό σχεδιασμό
έναντι σεισμού.**

ΑΣΚΗΣΗ 2 Δυναμική φασματική μέθοδος

**ΑΣΚΗΣΗ 3 Καθ' ύψος κατανομή με χρήση της 1^{ης} ιδιομορφής και έλεγχος
ρηγμάτωσης τοίχων**

ΑΣΚΗΣΗ 4 Ισοδύναμη στατική μέθοδος. Τέμνουσα βάση και καθ' ύψος κατανομή

ΑΣΚΗΣΗ 5 Παράδειγμα υπολογισμού κέντρου ελαστικής στροφής κτιρίου

ΑΣΚΗΣΗ 6 Κατανομή του σεισμού χωρίς στροφή στους στύλους

ΑΣΚΗΣΗ 7 Παράδειγμα υπολογισμού στρέψης

ΑΣΚΗΣΗ 8 Παράδειγμα ελέγχων στρεπτικής ευαισθησίας

ΑΣΚΗΣΗ 9 Μόρφωση φέροντα οργανισμού

9.1 Διάταξη πλαισίων

9.2 Διάταξη τοιχωμάτων

9.3 Διάταξη γενικών ιδιομορφιών των κτιρίων

ΑΣΚΗΣΗ 10 Αντισεισμική μελέτη περιπτώσεως

10.1 Μόρφωση φέροντα οργανισμού

10.2 Επιλογή Διαστάσεων Υποστυλωμάτων και Τοιχωμάτων

10.3 Κατανομή του σεισμού στα κατακόρυφα στοιχεία

10.4 Κατακόρυφα φορτία για σεισμικές δράσεις

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ.....ΕΞ.....

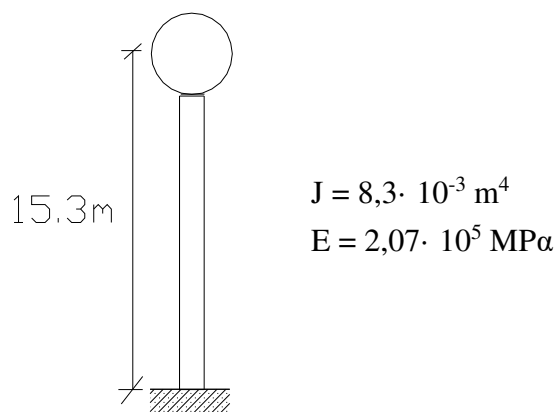
ΑΣΚΗΣΗ 1

Φάσματα απόκρισης και φάσματα σχεδιασμού στο δομικό σχεδιασμό έναντι σεισμού.

Πρόβλημα 1

Μικρή υδατοδεξαμενή στηρίζεται σε λεπτό στύλο όπως φαίνεται στο Σχήμα. Παραλείποντας το βάρος του στύλου να υπολογισθεί η φυσική περίοδος ταλάντωσης

$$W = 45,50 \text{ KN}$$



Λύση

Θεωρούμε ότι ο υδατόπυργος είναι ένας πρόβολος.

Η δυσκαμψία του "K" είναι η δύναμη που απαιτείται για να μετακινηθεί η δεξαμενή πλευρικά κατά 1m. Για μονόπακτο στύλο είναι:

$$K = 3 EJ / h^3 =$$

Η ιδιοπερίοδος είναι :

$$T = 2\pi \sqrt{(m / K)} = 2\pi \sqrt{[(W/g) / K]} =$$

Πρόβλημα 2

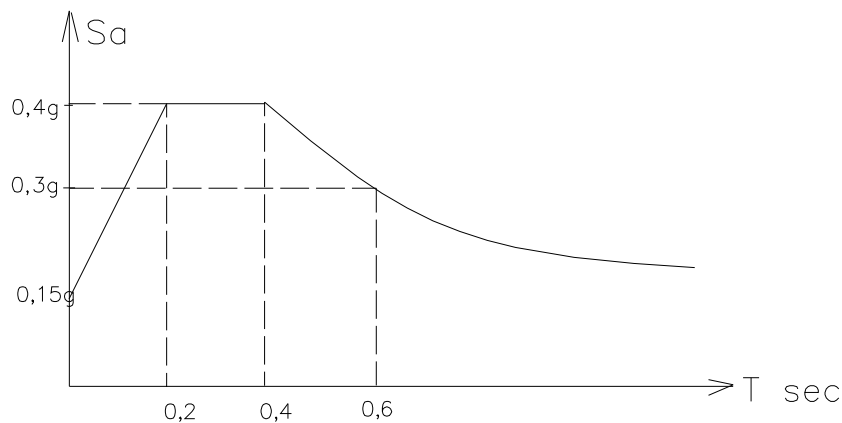
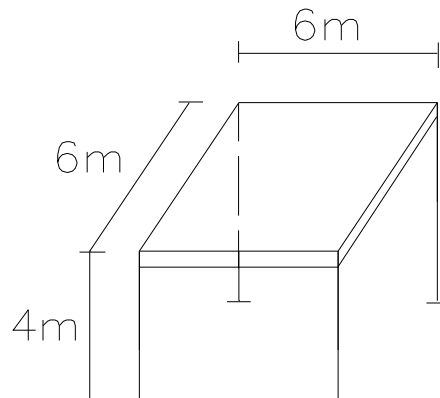
Μια συμμετρική μονώροφη κατασκευή φαίνεται με τις διαστάσεις της στο Σχήμα. Οι δοκοί οροφής έχουν άπειρη δυσκαμψία σε σχέση με τους στύλους. Η κατασκευή θα σχεδιασθεί για σεισμικές δράσεις που αναμένονται στην περιοχή και που αντιπροσωπεύονται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης του Σχήματος. Γίνεται παραδοχή ότι η κατασκευή θα παραμείνει ελαστική. Δίδονται συνολικό βάρος πλάκας οροφής $W = 10 \text{ KN / m}^2$, δυσκαμψία στύλων $K_c = 10 \cdot 10^3 \text{ KN / m}$ σε κάθε πλευρά και για κάθε στύλο, φορτίο τοίχων σε όλες τις πλευρές του κτιρίου $W = 19,17 \text{ KN / m}$

a. Να γίνει το δυναμικό προσομοίωμα της κατασκευής για ταλάντωση χωρίς απόσβεση και να εξηγηθεί τι πρέπει να περιλαμβάνει ως μάζα και δυσκαμψία.

b. Να προσδιορισθεί η μέγιστη σεισμική δύναμη κατά τη διεύθυνση $x - x$ που εφαρμόζεται στη στάθμη του ορόφου.

c. Να προσδιορισθεί η μέγιστη τέμνουσα του στύλου για τη δύναμη του ερωτήματος b με εφαρμογή τυχηματικής εκκεντρότητας του Κανανισμού.

d. Να προσδιορισθεί η μέγιστη μετατόπιση της οροφής κατά τη διεύθυνση $x - x$



Λύση

α. Επιλέγεται ένα δυδιάστατο προσομοίωμα ενός βαθμού ελευθερίας.

Για τη μάζα αθροίζεται η συνεισφορά του βάρους της πλάκας οροφής και του φορτίου των εξωτερικών τοίχων

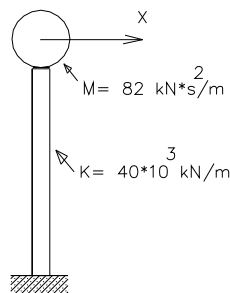
$$W = \text{KN}$$

$$M = W / g = \text{KN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}$$

Η συνολική δυσκαμψία για τους 4 στύλους είναι:

$$K = 4 K_c = \text{KN} / \text{m}$$

Άρα το ισοδύναμο δυναμικό προσομοίωμα είναι



β. Για το μονοβάθμιο ταλαντωτή η κυκλική ιδιοσυχνότητα, ω , είναι

$$\omega = (K / M)^{1/2} = \text{rad} / \text{sec}$$

Η περίοδος, T , είναι

$$T = 2\pi / \omega = \text{sec}$$

Από το ελαστικό φάσμα απόκρισης διαβάζουμε

$$S_a =$$

Άρα η τέμνουσα βάσης είναι

$$V = M \cdot S_a = \text{KN}$$

γ. Σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό δεχόμαστε τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_T = 0,05 \cdot L = \text{m}$$

Η στρεπτική ροπή είναι:

$$M_T = V \cdot e = \text{KNm}$$

Μέγιστη τέμνουσα του στύλου:

$$V_c = V \cdot J_i / \sum J_i + M_T \cdot J_i \cdot y_i / \sum (J_{iy} \cdot y_i^2 + J_{ix} \cdot x_i^2) = \text{KN}$$

δ. Η φασματική μετατόπιση σχετίζεται με τη φασματική επιτάχυνση με την εξίσωση

$$S_d = S_a / \omega^2 = \text{m}$$

Πρόβλημα 3

Ένα διώροφο κτίριο με πλαισιακό σκελετό σκυροδέματος φαίνεται στο Σχήμα. Η κατασκευή θεωρείται ότι έχει 5% απόσβεση. Έστω επίσης ότι κάθε όροφος αποκλίνει πλευρικά κατά 0,003 m υπό τέμνουσα δύναμη ορόφου 50 kN

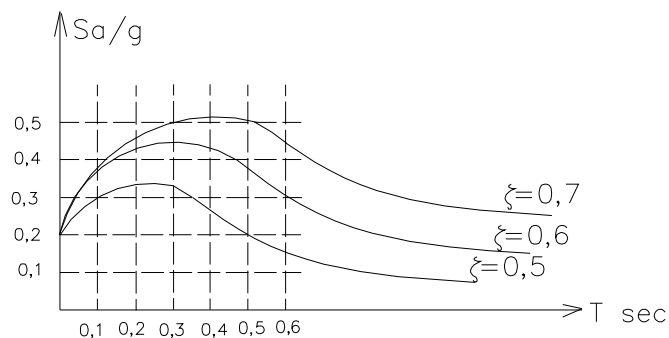
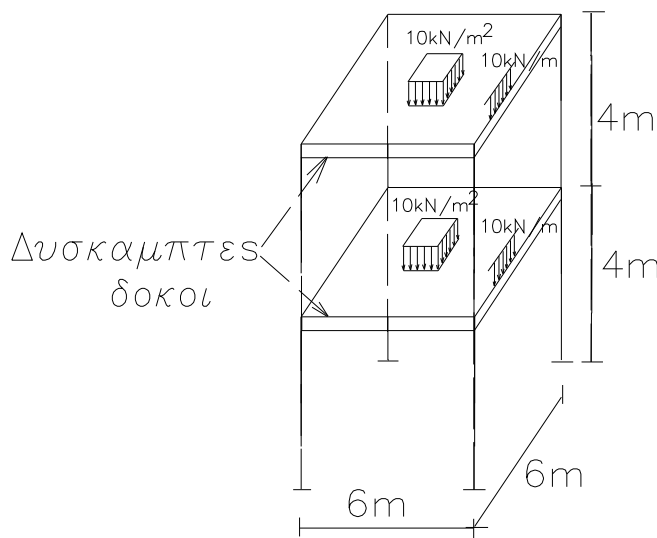
Ζητείται κατά τη x διεύθυνση απόκρισης:

α. Να προσδιορισθεί το μαθηματικό προσομοίωμα για δυναμική ανάλυση και να σχεδιασθεί με αναγραφή των μαζών και των δυσκαμψιών των ορόφων.

β. Να σχεδιασθεί μια προσέγγιση της πρώτης ιδιομορφής και να υπολογισθεί η θεμελιώδης περίοδος ταλάντωσης του μαθηματικού προσομοιώματος με χρήση της εξίσωσης του Reyleigh και αυτής που δίνει ο ΕΑΚ 2000.

γ. Για την πρώτη ιδιομορφή, θεωρώντας ότι $T_1 = 0,5$ sec και ότι το διάνυσμα της ιδιομορφής είναι $\Phi_1 = [\Phi_{11} \ \Phi_{21}] = [0,67 \ 1]$, να υπολογισθούν τα αδρανειακά φορτία των ορόφων.

δ. Ποια είναι η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους;



Λύση

a. Για τη διώροφη, συμμετρική, κανονική κατασκευή, το κατάλληλο μαθηματικό προσομοίωμα είναι ένα επίπεδο πλαίσιο που υφίσταται μόνο οριζόντιες μετατοπίσεις (δηλαδή χωρίς στρέψη). Αφού οι δοκοί είναι σχετικά δύσκαμπτες, οι στύλοι παραμένουν χωρίς στροφές στους κόμβους, και το κατάλληλο προσομοίωμα είναι ένα διώροφο διατμητικό κτίριο με τις μάζες συγκεντρωμένες στις στάθμες των ορόφων. Θεωρώντας το μισό κτίριο και λαμβάνοντας το βάρος από τους μισούς εξωτερικούς τοίχους, υπολογίζουμε τη μάζα και δυσκαμψία κάθε ορόφου i:

Μάζα:

$$m_i = W_i / g = (\text{φορτίο πλάκας} + \text{φορτίο εξωτερικών τοίχων}) / g =$$

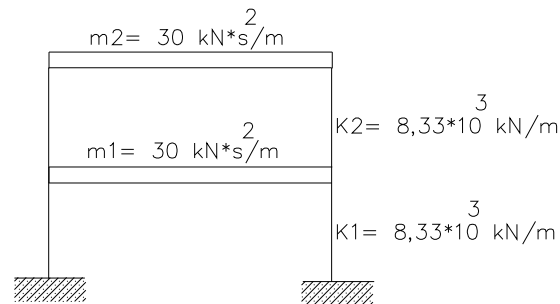
$$\text{KN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}$$

Δυσκαμψία:

$$K_i = 0,5 \cdot V_i / u_i =$$

$$\text{KN} / \text{m}$$

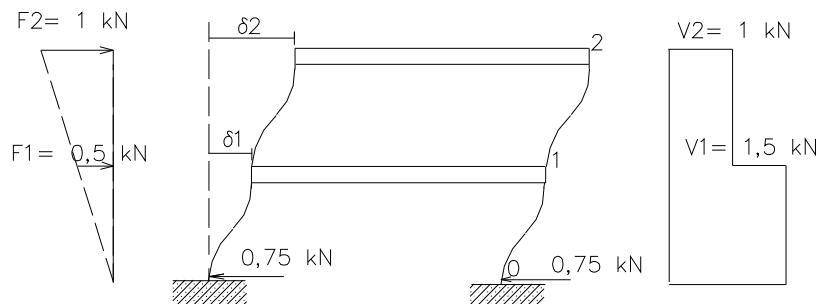
Το ισοδύναμο προσομοίωμα είναι:



b. Θεμελιώδης περίοδος

- Θεμελιώδης περίοδος με χρήση της μεθόδου Reyleigh:

Εφαρμόζεται ένα αυθαίρετο σύστημα πλευρικών δυνάμεων (π.χ. 1 KN στον δεύτερο όροφο και 0,5 KN στον πρώτο όροφο) για να δώσει τριγωνική κατανομή:



$$\delta_1 = V_1 / K_1 = \text{m}$$

$$\delta_2 = \delta_1 + V_2 / K_2 = \text{m}$$

$$T = 2\pi (\sum m_i \cdot \delta_i^2 / \sum F_i \cdot \delta_i)^{1/2} = \text{sec}$$

- Θεμελιώδης περίοδος με χρήση του τύπου του ΕΑΚ 2000

$$T = (0,09 H / L^{1/2}) \cdot [H / (H + \rho \cdot L)]^{1/2}$$

$$H = 8 \text{ m}, L = 6 \text{ m}, \text{ποσοστό τοιχωμάτων } \rho = 0$$

$$T = \text{sec}$$

- c. Η χαμηλότερη καμπύλη του φάσματος απόκρισης αντιστοιχεί σε απόσβεση 5%.

$$\text{Έτσι για } T_1 = 0,5 \text{ sec είναι } S_{a1} = (\text{φασματική επιτάχυνση})$$

Γενικευμένη μάζα πρώτης ιδιομορφής

$$M_1 = m_1 \cdot \varphi_{11}^2 + m_2 \cdot \varphi_{21}^2 =$$

Συντελεστής διεγέρσεως πρώτης ιδιομορφής

$$L_1 = m_1 \cdot \varphi_{11} + m_2 \cdot \varphi_{21} =$$

Συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής

$$\nu_1 = L_1 / M_1 =$$

Ιδιομορφική επιτάχυνση

$$\gamma_1 = \nu_1 \cdot \varphi_1 \cdot S_{a1} = (\text{μητρωϊκή μορφή})$$

Ιδιομορφικό σεισμικό φορτίο

$$P_1 = M \cdot \gamma_1 = (\text{μητρωϊκή μορφή}) \text{ Άρα:}$$

$$P_{11} = \text{KN}$$

$$P_{21} = \text{KN}$$

d. Αφού για μια άκαμπτη κατασκευή στην οποία $T_1 = 0$ η επιτάχυνση της κατασκευής είναι ίδια μ' αυτή του εδάφους, για το υπόψη φάσμα απόκρισης οι καμπύλες προσεγγίζουν το σημείο 0,2 g καθώς $T \rightarrow 0$.

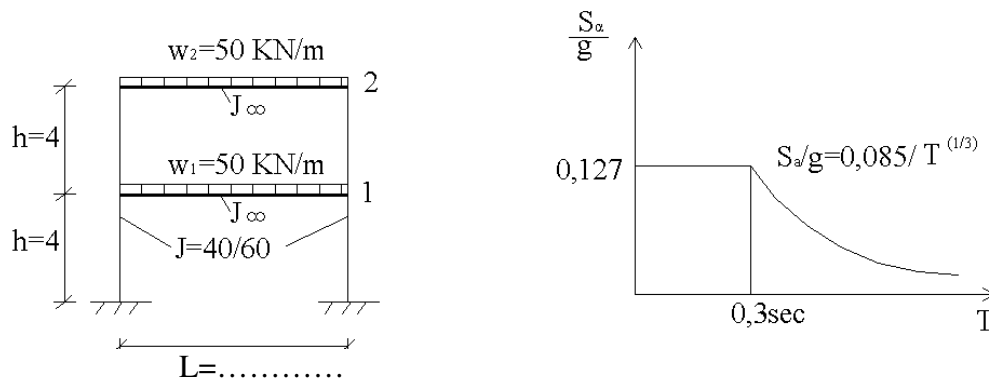
Άρα

$$S_{a, \max} =$$

ΑΣΚΗΣΗ 2

Δυναμική φασματική μέθοδος

Στο πλαίσιο του σχήματος 1 να υπολογισθεί η σεισμική απόκριση με τη Δυναμική φασματική μέθοδο.



Σχ. 1 Πλαίσιο και φάσμα σεισμού

Δίδονται: $E_b = 2,1 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$, $J = \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12} = 7,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$,

$$K = \frac{24EJ}{h^3} = \dots\dots\dots =$$

Λύση

α. Μητρώο μάζας **M**

Επειδή το πλαίσιο είναι επίπεδο με άπειρη ατένεια ζυγωμάτων, οι μάζες μπορεί να θεωρηθούν συγκεντρωμένες στα ζυγώματα.

$$m_1 = m_2 = \frac{q \cdot l}{g} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ kN/(m/sec}^2 \text{)}$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \dots\dots\dots$$

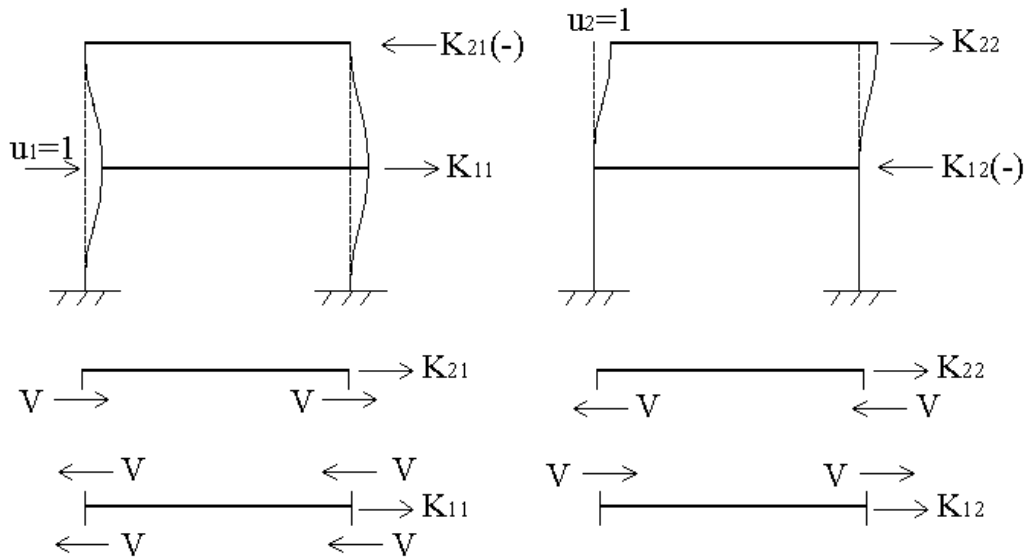
β. Μητρώο δυσκαμψίας **K**

Οι βαθμοί ελευθερίας είναι δύο, όσοι και ο αριθμός των ορόφων.

Οι δύο ανεξάρτητες μετακινήσεις είναι οι οριζόντιες μετατοπίσεις των ορόφων u_1 και u_2 .

$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} = \text{Δύναμη που προκαλεί } u = 1$$

K_{ij} : i = σημείο υπολογισμού δύναμης K
 j = αίτιο = μετατόπιση $u = 1$



Σχ. 2 Υπολογισμός μητρώου δυσκαμψίας

$$K_{21} = -2V$$

$$K_{11} = 4V$$

$$K_{22} = 2V$$

$$K_{12} = -2V$$

$$V = \frac{12EJ}{h^3} * 1$$

$$K = \frac{12EJ}{h^3} * 2 \begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

γ. Δυναμικά χαρακτηριστικά

Εξίσωση ιδιοσυχνοτήτων

Το σύστημα έχει δύο ιδιομορφές ταλαντώσεως όσους δηλαδή και βαθμούς ελευθερίας κινήσεως.

Για να έχει το σύστημα $K \cdot \Phi - \omega^2 M \cdot \Phi = 0$ μη μηδενικές λύσεις, εκτός από την προφανή λύση $\Phi_i = 0$ θα πρέπει να μηδενίζεται η ορίζουσα του.

$$\det [K - \omega^2 M] = 0$$

$$\dots\dots\dots = 0 \Rightarrow$$

$$\dots\dots\dots=0 \Rightarrow$$

$$\dots\dots\dots=0 \Rightarrow$$

$$\omega^4 * \dots\dots\dots - \omega^2 * \dots\dots\dots + \dots\dots\dots = 0 \Rightarrow$$

$$\omega^2 = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} =$$

$$\frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} =$$

$$= \begin{cases} \dots\dots\dots \Rightarrow \omega_2 = \dots\dots\dots \text{ rad/sec} \\ \dots\dots\dots \Rightarrow \omega_1 = \dots\dots\dots \text{ rad/sec} \end{cases}$$

Ιδιοπερίοδοι

Οι λύσεις των εξισώσεων μετακινήσεως του συστήματος παριστάνουν απλές αρμονικές ταλαντώσεις με κυκλικές συχνότητες ω_i (ή περιόδους $T_i = 2\pi/\omega_i$) και λέγονται φυσικές ταλαντώσεις ή ιδιοταλαντώσεις.

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \dots\dots\dots \text{sec}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \dots\dots\dots \text{sec}$$

Ιδιομορφές

Για κάθε τιμή $\omega^2 = \omega_i^2$ το ομογενές σύστημα $K*\Phi - \omega^2 M*\Phi = 0$ γίνεται συμβιβαστό και άρα από την επίλυση του υπολογίζονται οι N λύσεις (ιδιοδιανύσματα) Φ_i .

Κάθε ιδιοδιάνυσμα καθορίζει μονοσήμαντα μια απλή απειρία ομόλογων μετατοπίσεων, δηλαδή καθορίζει μονοσήμαντα μια μορφή (ή τρόπο) παραμορφώσεως του συστήματος (mode).

$$[K - \omega_i M] * \Phi_i = 0$$

$$\underline{\omega = \omega_1}$$

$$\dots\dots\dots * \begin{bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \end{bmatrix} = 0 \Rightarrow$$

$$= \begin{cases} \dots\dots\dots = 0 \\ \dots\dots\dots = 0 \end{cases}$$

θέτω : $\omega_1^2 = \dots\dots\dots$
 $\varphi_{11} = 1$

$\dots\dots\dots = 0 \Rightarrow$

$\varphi_{21} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots = \text{οπότε}$

$\varphi_1^T = [\varphi_{11} \quad \varphi_{21}] = \dots\dots\dots$

$\omega = \omega_2$

$\dots\dots\dots \left| * \begin{bmatrix} \varphi_{12} \\ \varphi_{22} \end{bmatrix} \right| = 0 \Rightarrow$

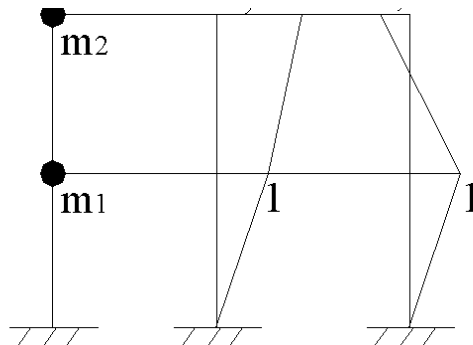
$= \begin{bmatrix} \dots\dots\dots = 0 \\ \dots\dots\dots = 0 \end{bmatrix}$

θέτω : $\omega_2^2 = \dots\dots\dots$
 $\varphi_{12} = 1$

$\dots\dots\dots = 0 \Rightarrow$

$\varphi_{22} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots = \text{οπότε}$

$\varphi_2^T = [\varphi_{12} \quad \varphi_{22}] = [\dots\dots\dots]$



Σχ.3 Ιδιομορφές

Γενικευμένες μάζες

Η γενικευμένη μάζα M_i και δυσκαμψία K_i παίζουν το ρόλο «μάζας» και «δυσκαμψίας» κατά την i^{η} ιδιοταλάντωση του συστήματος.

$M_1 = m_1 \varphi_{11}^2 + m_2 \varphi_{21}^2 = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$

$$M_2 = m_1 \varphi_{12}^2 + m_2 \varphi_{22}^2 = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

Συντελεστές διεγέρσεως

$$L_1 = m_1 \varphi_{11} + m_2 \varphi_{21} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

$$L_2 = m_1 \varphi_{12} + m_2 \varphi_{22} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

Συντελεστές συμμετοχής

Οι συντελεστές συμμετοχής v_i μειώνονται πολύ γρήγορα με την αύξηση του i .

$$v_i = \frac{L_i}{M_i}$$

$$v_1 = \frac{L_1}{M_1} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

$$v_2 = \frac{L_2}{M_2} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

έλεγχος : $v_1 + v_2 = 1,00$

Δρώσες ιδιομορφικές μάζες

Η δρώσα ιδιομορφική μάζα M_i^* είναι ένα ποσοτικό κριτήριο της μέγιστης ενέργειας παραμορφώσεως κάθε ιδιομορφής και αποτελεί ποσοτικό δείκτη της σπουδαιότητας της. Παρουσιάζει μεγάλο πρακτικό ενδιαφέρον γιατί δίνει τη δυνατότητα επιλογής των σημαντικών ιδιομορφών και την αγνόηση όλων των άλλων με την αμελητέα συμπεριφορά. Το άθροισμα των δρωσών μαζών όλων των ιδιομορφών ισούται με την σταθερή ποσότητα M_δ .

$$M_i^* = v_i^2 M_i = \frac{L_i^2}{M_i}$$

$$M_1^* = \frac{L_1^2}{M_1} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

$$M_2^* = \frac{L_2^2}{M_2} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

$$M_\delta = M_1^* + M_2^* = \dots\dots\dots (= m_1 + m_2)$$

Συμμετοχή ιδιομορφών στη συνολική απόκριση

Επομένως τα αδιάστατα πηλικά $\varepsilon_i = M_i^* / M_\delta$, $\Sigma \varepsilon_i = 1$ αποτελούν ένα μέτρο για την ενεργειακή σύγκριση όλων των ιδιομορφών. Η δρώσα μάζα M_i^* αντιπροσωπεύει το ποσοστό της συνολικής μάζας που «ενεργοποιείται» κατά την $i^{\text{η}}$ ιδιομορφή ταλαντώσεως.

$$\varepsilon_1 = \frac{M_1^*}{M_\delta} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \dots\dots\dots\%$$

$$\varepsilon_2 = \frac{M_2^*}{M_\delta} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \dots\dots\dots\%$$

δ. Ιδιομορφικά σεισμικά φορτία

Στη δρώσα μάζα M_i^* μπορούμε να αντιστοιχίσουμε και τη δρώσα σεισμική δύναμη P_i^* η οποία ισούται με τη συνισταμένη των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων $P_j^{(i)}$ όλων των ορόφων, δηλαδή με τη λεγόμενη τέμνουσα βάση.

i = 1 (πρώτη ιδιομορφή)

Φασματική επιτάχυνση :

$$T_1 = \dots\dots\dots \rightarrow S_{a1} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ m/sec}^2$$

Ιδιομορφική επιτάχυνση :

$$\gamma_1 = v_1 \phi_1 S_{a1} = \dots\dots\dots * \dots\dots\dots * \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

Ιδιομορφικό σεισμικό φορτίο :

$$P_1 = M^* \gamma_1 = \dots\dots\dots * \dots\dots\dots = \dots\dots\dots =$$

i = 2 (δεύτερη ιδιομορφή)

Φασματική επιτάχυνση :

$$T_2 = \dots\dots\dots \rightarrow S_{a2} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ m/sec}^2$$

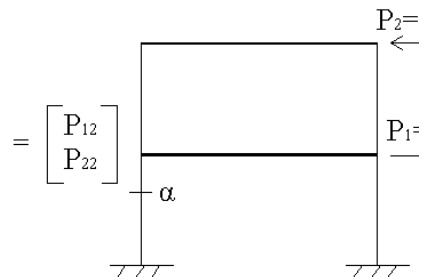
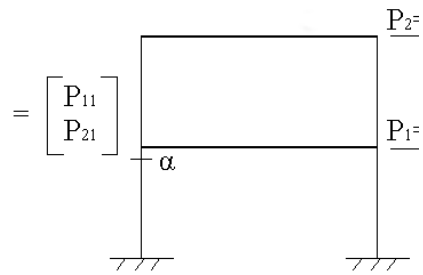
Ιδιομορφική επιτάχυνση :

$$\gamma_2 = v_2 \phi_2 S_{a2} = \dots\dots\dots * \dots\dots\dots * \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

Ιδιομορφικό σεισμικό φορτίο :

$$P_2 = M^* \gamma_2 = \dots\dots\dots * \dots\dots\dots = \dots\dots\dots =$$

ε. Στατικές επιλύσεις



Σχ . 4 Στατικές επιλύσεις

1. $V_{\alpha} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ kN}$

$M_{\alpha} = V_{\alpha} * \frac{h}{2} = \dots\dots\dots * \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ kNm}$

2. $V_{\alpha} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ kN}$

$M_{\alpha} = V_{\alpha} * \frac{h}{2} = \dots\dots\dots * \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ kNm}$

στ.Τετραγωνική επαλληλία ιδιομορφών

$\max M_{\alpha} = \sqrt{M_{\alpha 1}^2 + M_{\alpha 2}^2} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ kNm}$

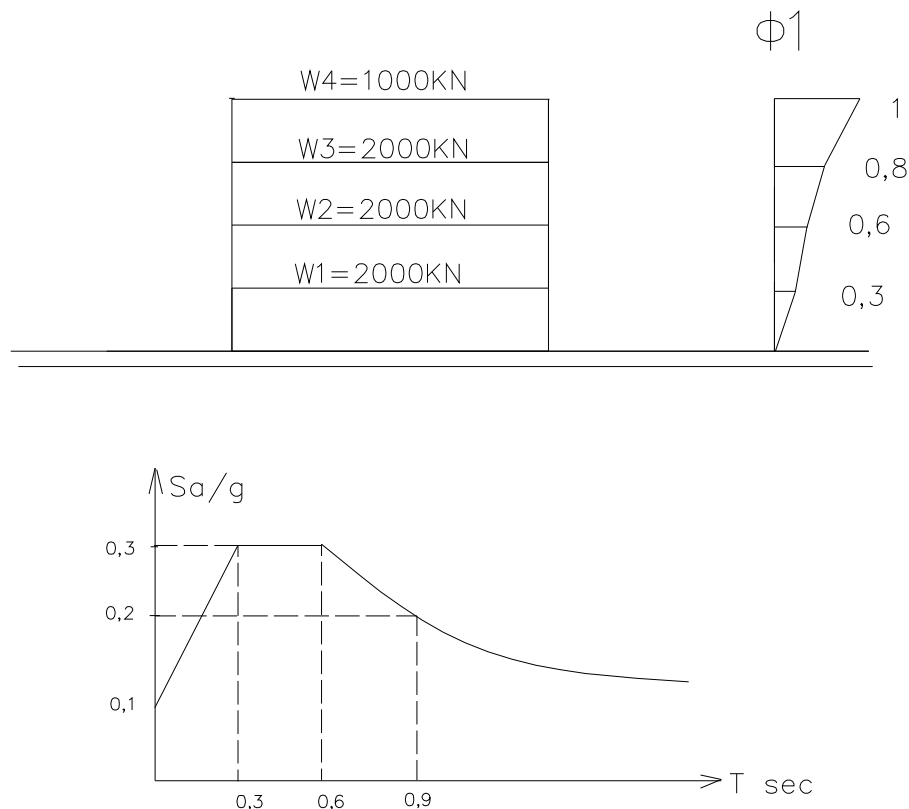
$\max V_{\alpha} = \sqrt{V_{\alpha 1}^2 + V_{\alpha 2}^2} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ kN}$

ΑΣΚΗΣΗ 3

Καθ' ύψος κατανομή με χρήση της 1^{ης} ιδιομορφής και έλεγχος ρηγμάτωσης τοίχων

Δίδεται το πλαίσιο του Σχήματος 1 με την πρώτη ιδιομορφή του και θεμελιώδη περίοδο ταλάντωσης ίση προς 0,35 sec. Αν θεωρηθεί ότι η περιοχή υφίσταται σεισμική διέγερση η οποία έχει εξομαλυσμένο φάσμα αποκρίσεως επιταχύνσεων της μορφής του σχήματος, ζητείται να προσδιορισθούν:

- 1) Οι σεισμικές δυνάμεις και οι τέμνουσες δυνάμεις των ορόφων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και για κατηγορία πλαστιμότητας DCM.
- 2) Σε ποιους ορόφους θα ρηγματωθούν οι τοίχοι πλήρωσης, δεδομένου ότι αντέχουν διατμητική παραμόρφωση της τάξης του 3.5%ο.



Σχ. 1 Πλαίσιο, 1^η ιδιομορφή και φάσμα σεισμού

- 1) Η σεισμική τέμνουσα βάση που εισάγεται στο σύστημα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_b = M \cdot \frac{Sa(T)}{q} \cdot \lambda$$

- Η επιτάχυνση στην οποία, υποβάλλεται το σύστημα προκύπτει από το φάσμα επιταχύνσεων για θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T = \dots \dots \dots$ sec είναι:

$$Sa(T) = \dots \dots \dots$$

-Μάζα κατασκευής (4 ορόφων):

$$M = (\sum W_i / g) = \dots \dots \dots MN/g$$

- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς

Αν θεωρηθεί ότι ο δείκτης ανελαστικής συμπεριφοράς που παρατηρήθηκε κατά τη διέγερση της κατασκευής είναι περίπου ίσος με τον αντίστοιχο δείκτη που λαμβάνεται υπόψη κατά τον σχεδιασμό, τότε για πλαισιωτό δομικό σύστημα από ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση Πίνακα, λαμβάνεται: $q = 3.9$ Άρα :

$$F_b = \dots \dots \dots$$

- Αυτή κατανέμεται στους ορόφους σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή (προσεγγιστικά) δεδομένου ότι δεν γνωρίζουμε τις υπόλοιπες ιδιομορφές του συστήματος ώστε να τις χρησιμοποιήσουμε για να επιτύχουμε ακριβέστερη προσέγγιση :

$$F_i = F_b \frac{m_i \Phi_i}{\sum_{j=1}^N m_i \Phi_j}$$

και δεδομένου ότι

$$\sum_{j=1}^N m_i \Phi_j = \dots \dots \dots$$

είναι:

$$F_i = \dots \dots \dots \frac{m_i \Phi_i}{\dots \dots \dots}$$

και

Όροφος Σεισμική συνιστώσα ορόφων

$$4^{ος} \quad F_4 = \dots \dots \dots MN$$

$$3^{ος} \quad F_3 = \dots \dots \dots MN$$

$$2^{ος} \quad F_2 = \dots \dots \dots MN$$

$$1^{ος} \quad F_1 = \dots \dots \dots MN$$

Τέμνουσα ορόφων

$$V_4 = F_4 = \dots \dots \dots MN$$

$$V_3 = V_4 + F_3 = \dots \dots \dots MN$$

$$V_2 = V_3 + F_2 = \dots \dots \dots MN$$

$$V_1 = V_2 + F_1 = \dots \dots MN (= V_b)$$

2) Έλεγχος τοίχων πληρώσεως

Η κυκλική ιδιοσυχνότητα της κατασκευής είναι:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \dots\dots\dots \frac{rad}{sec}$$

Η φασματική ελαστική μετατόπιση S_d , η οποία θεωρείται ίση με τη μέγιστη ελαστική μετατόπιση $\delta_{ελ}$ της κατασκευής, δίνεται από τη σχέση:

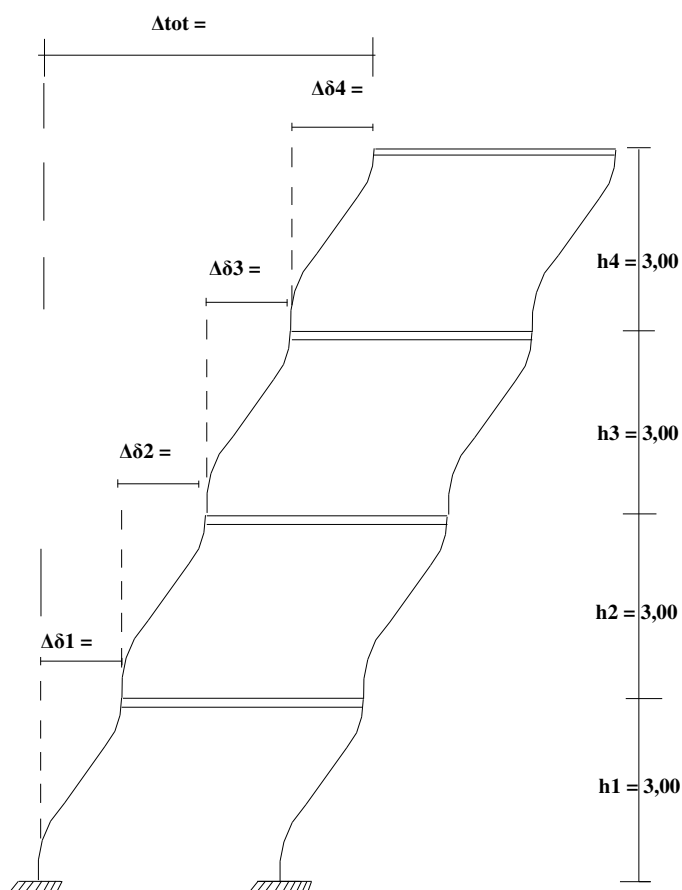
$$S_a = \omega^2 S_d \rightarrow S_d = S_a / \omega^2 = \dots\dots\dots m \quad (\text{λαμβάνεται } g=10)$$

Άρα η συνολική μετατόπιση (Δ_{tot}), λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά, είναι:

$$\Delta_{tot} = \Delta_{ελ} \cdot q = \dots\dots\dots m = \dots\dots\dots cm$$

Προσεγγιστικά, μπορεί να γίνει δεκτό ότι η κατανομή της παραμόρφωσης στους ορόφους δίνεται από τη σχέση

$$\delta_i = \Delta_{tot} \cdot \Phi_i \quad \text{όπου } \delta_i \text{ οι μετατοπίσεις των ορόφων}$$



Σχ. 2 Σχετική Μετατόπιση Ορόφων

Απόλυτη Μετατόπιση Ορόφων	Σχετική Μετατόπιση Ορόφων	Διατμητική Παραμόρφωση Ορόφων ($h_i=3m$)
$\delta_i = \Delta_{tot} \cdot \Phi_i$	$(\Delta\delta_i)$	$(\delta_i - \delta_{i-1})/h_i$
$\delta_4 = \dots\dots\dots cm \times \dots\dots = \dots\dots cm$	$\Delta\delta_4 = \delta_4 - \delta_3 = \dots\dots\dots cm$	$\dots\dots\dots\%$
$\delta_3 = \dots\dots\dots cm \times \dots\dots = \dots\dots cm$	$\Delta\delta_3 = \delta_3 - \delta_2 = \dots\dots\dots cm$	$\dots\dots\dots\%$
$\delta_2 = \dots\dots\dots cm \times \dots\dots = \dots\dots cm$	$\Delta\delta_2 = \delta_2 - \delta_1 = \dots\dots\dots cm$	$\dots\dots\dots\%$
$\delta_1 = \dots\dots\dots cm \times \dots\dots = \dots\dots cm$	$\Delta\delta_1 = \delta_1 = \dots\dots\dots cm$	$\dots\dots\dots\%$

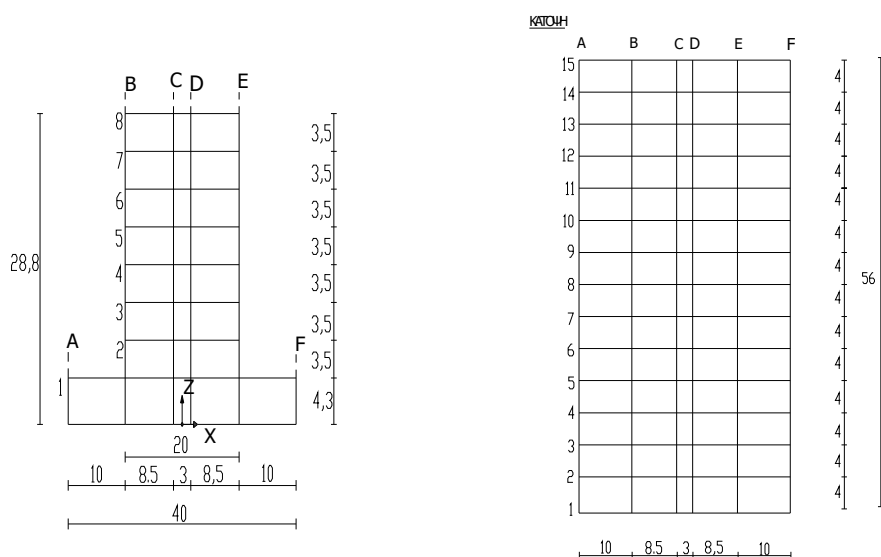
Συμπεραίνεται ότι η υπολογιζόμενη μέγιστη παραμόρφωση στους ορόφους είναι μεγαλύτερη από τη μέγιστη παραμόρφωση αντοχής (3.5 %) των τοίχων πληρώσεως.

Άρα αναμένεται ρηγμάτωση στους τοίχους πληρώσεως του ορόφου ενώ δεν αναμένονται ρηγματώσεις στους τοίχους πληρώσεως του ορόφου.

ΑΣΚΗΣΗ 4

Ισοδύναμη στατική μέθοδος. Τέμνουσα βάσης και καθ' ύψος κατανομή

Να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης για τρεις πιθανές επιλογές φέροντος συστήματος του κτιρίου του παραδείγματος: χαλύβδινο πλαίσιο καμπτικής αντίστασης, πλαίσιο καμπτικής αντίστασης από σκυρόδεμα, δυαδικό σύστημα (πυρήνας σκυροδέματος με πλαίσιο είτε από σκυρόδεμα είτε από χάλυβα).



Σχ. 1. Σχηματική κάτοψη και τομή του κτιρίου του παραδείγματος

Εστω ότι η συνολική ταλαντούμενη μάζα του κτιρίου είναι:

Πιν. 1. Υπολογισμός Σεισμικής μάζας

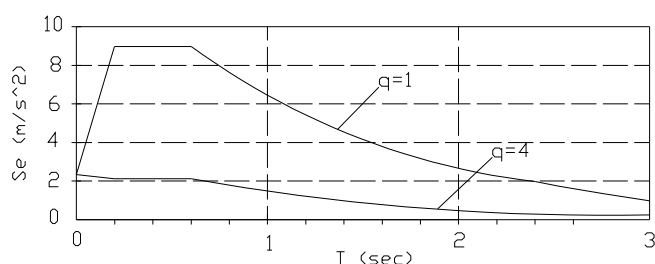
Στάθμη	G(KN)	Q(KN)	$w = G + 0,3Q(KN)$	Μάζα(W/g)(t)
8	5152	2240	5824	593,7
2-7	8862x6	2780x6	9696x6	988,4x6
1	14344	7260	16522	1684,2
Συνολική σεισμική μάζα				8208,3

Εστω ότι χρησιμοποιείται το φάσμα Τύπου 1 (για περιοχές υψηλής σεισμικότητας)

και τύπος εδάφους C. Άρα οι φασματικές παράμετροι, από τον Πιν. 1 της σελ. 29 είναι:
 $S = \dots\dots\dots$, $T_B = \dots\dots\dots s$, $T_C = \dots\dots\dots s$, $T_D = \dots\dots\dots s$

Εστω ότι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς είναι $a_{gr} = 3,0 \text{ m/s}^2$ - ανάλογη του Πιν. 4 της σελ. 36 και ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου είναι $\gamma_I = 1$. Έτσι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} = \dots\dots\dots \text{m/s}^2$.

Το φάσμα σχεδιασμού που προκύπτει φαίνεται στο Σχ. 2 για $q=1$ και $q=4$ – ανάλογο της σελ. 28 και οι φασματικές επιταχύνσεις σχεδιασμού μπορεί να αποκτηθούν από τις εξισώσεις της σελ. 35.



Σχ. 2 Φάσμα Σχεδιασμού

1. Πλαίσιο καμπτικής αντίστασης από χάλυβα

Υπολογίζεται η φυσική περίοδος σύμφωνα με την εξ.(1α) της σελ.66:

$$T_1 = C_t \cdot H^{0,75}$$

Για χαλύβδινο πλαίσιο $C_t = 0,085$, οπότε:

$$T_1 = \dots\dots\dots s$$

$T_C \leq T_1 \leq T_D$ έτσι εφαρμόζεται η εξ. (2γ) της σελ.35:

$$S_d = \dots\dots\dots$$

Από τον Πιν. 6.2 του EC8 θεωρώντας κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ), $q=4$ οπότε

$$S_d = \dots\dots\dots \text{m/s}^2$$

$$\text{Από την εξ. (5) της σελ.68: } F_b = \lambda \times m \times S_d$$

Επειδή $T_1 < 2T_C$ είναι $\lambda=0,85$ οπότε:

$$F_b = \dots\dots\dots \text{KN}$$

2. Πλαίσιο καμπτικής αντίστασης από σκυρόδεμα

Υπολογίζεται η φυσική περίοδος σύμφωνα με την εξ.(1α) της σελ.66:

$$T_1 = C_t \cdot H^{0,75}$$

Για πλαίσιο από σκυρόδεμα $C_t = 0,075$, οπότε:

$$T_1 = \dots \dots \dots s$$

$T_C \leq T_1 \leq T_D$ έτσι εφαρμόζεται η εξ. (2γ) της σελ.35:

$$S_d = \dots \dots \dots$$

Από τον Πίν. 3 της σελ.34 θεωρώντας κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ), $q = \dots \dots \dots \frac{a_u}{a_1}$ όπου a_u είναι ο συντελεστής φορτίου που προκαλεί συνολική αστάθεια λόγω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, και a_1 είναι ο συντελεστής φορτίου στην πρώτη καμπτική διαρροή του φορέα.

Όπου αυτές οι τιμές δεν έχουν προσδιοριστεί ρητά, για κανονικά κτίρια επιτρέπεται να λαμβάνονται προεπιλεγμένες τιμές του λόγου a_u/a_1 . Για το πολυώροφο, πολύστυλο πλαίσιο της περίπτωσης μας, $\frac{a_u}{a_1} = \dots \dots \dots$, οπότε $q = \dots \dots \dots = \dots \dots \dots$ οπότε:

$$S_d = \dots \dots \dots m/s^2.$$

Από την εξ. (5) της σελ.68: $F_b = \lambda \times m \times S_d$

Επειδή $T_1 < 2T_C$ είναι $\lambda = 0,85$ οπότε:

$$F_b = \dots \dots \dots KN$$

3. Δυναμικό σύστημα (πυρήνας σκυροδέματος με πλαίσια, είτε από σκυρόδεμα είτε από χάλυβα)

Υπολογίζεται η φυσική περίοδος σύμφωνα με την εξ. (1α) της σελ.66:

$$T_1 = C_t \times H^{0,75}$$

Για κατασκευές πλην καμπτικών πλαισίων ο EC8 δίδει $C_t = 0,05$ οπότε:

$$T_1 = \dots \dots \dots s$$

$T_C \leq T_1 \leq T_D$ έτσι εφαρμόζεται η εξ. (2γ) της σελ.35:

$$S_d = \dots \dots \dots$$

Από τον Πιν. 3 της σελ. 34 θεωρώντας κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ) για

δυναμικά συστήματα, $q = \dots \dots \dots \frac{a_u}{a_1}$ και λαμβάνοντας προεπιλεγμένη τιμή για το λόγο

$\frac{a_u}{a_1} = \dots \dots \dots$, , για ισοδύναμα προς συστήματα τοιχωμάτων δυναμικά συστήματα,

προκύπτει $q = \dots \dots \dots = \dots \dots \dots$ οπότε:

$$S_d = \dots \dots \dots \text{m/s}^2.$$

Από την εξ. (5) της σελ.68: $F_b = \lambda \times m \times S_1$

Επειδή $T_1 < 2T_C$ είναι $\lambda = 0,85$ οπότε:

$$F_b = \dots \dots \dots \text{KN}$$

4. Κατανομή φορτίου κατά το ύψος

Η αδρανειακή δύναμη που αναπτύσσεται σε ένα δεδομένο όροφο είναι ανάλογη προς το γινόμενο της μάζας του ορόφου και της στάθμης του από τη βάση. Θα υπολογίσουμε μία και μόνη κατανομή φορτίου βασισμένη σε τέμνουσα βάσης 1000 KN. Αυτή μετά απλά μπορεί να πολλαπλασιασθεί με την κατάλληλη τιμή της τέμνουσας βάσης από τα παραπάνω. Η εξ. (7) της σελ. 69 δίνει τη δύναμη στον i όροφο ως: $F_i =$

$$F_b \frac{Z_i \times m_i}{\sum Z_j \times m_j}$$

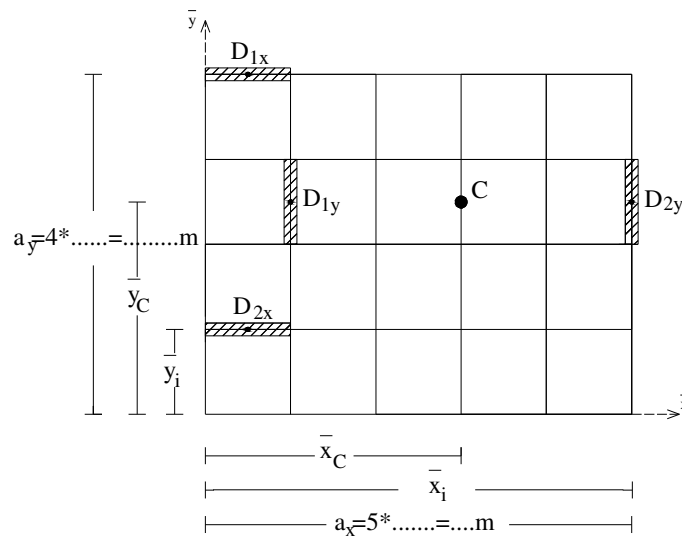
Στάθμη i	Ύψος Z_i	Μάζα m_i	$Z_i \times m_i$	Δύναμη F_i
	(m)	(t)	(m · t)	(KN)
8				
7				
6				
5				
4				
3				
2				
1				
Σύνολα	28,8	8208,5	122.486	1000,0

ΑΣΚΗΣΗ 5

Παράδειγμα υπολογισμού κέντρου ελαστικής στροφής κτιρίου

Δίδεται η κάτοψη κτιρίου του σχήματος διαστάσεων $a_x=5 \cdot l = \dots m$ και $a_y=4 \cdot l = \dots m$ με δύο τοιχώματα σε κάθε διεύθυνση $l = \dots m$ και $b=0,30 m$.

Ζητείται να υπολογισθεί η θέση του κέντρου ελαστικής στροφής C της κάτοψης του φέροντα οργανισμού.



Ξυλότυπος παραδείγματος

Λύση

D_{ix}, D_{iy} = οι δυσκαμψίες των τοιχωμάτων κατά x και y που μπορούν να λαμβάνονται ίσες προς τις κύριες ροπές αδράνειας της διατομής τους, σε m^4 δηλαδή:

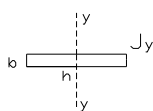
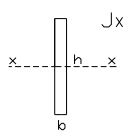
$$D_{ix} = J_{iy} = \frac{\ell_{ix}^3 b}{12}, \quad D_{iy} = J_{ix} = \frac{\ell_{iy}^3 b}{12} \quad \text{και} \quad D_i = \dots = \dots m^4$$

Συντεταγμένες του κέντρου ελαστικής στροφής ως προς άξονες που περνούν από την κάτω αριστερή γωνία της κάτοψης :

$$\bar{x}_c = \frac{\sum \bar{x}_i D_{iy}}{\sum D_{iy}}, \quad \bar{y}_c = \frac{\sum \bar{y}_i D_{ix}}{\sum D_{ix}}$$

όπου \bar{x}_i, \bar{y}_i οι συντεταγμένες των κέντρων βάρους των τοιχωμάτων ως προς άξονες που περνούν από την κάτω αριστερή γωνία της κάτοψης :

Τα ανωτέρω σε πίνακα έχουν ως εξής:



$$J_x = b h^3 / 12 \quad J_y = b h^3 / 12$$

Τοίχωμα	$D_{iy} = J_{ix}$	$D_{ix} = J_{iy}$	\bar{x}_i	$J_{ix} \cdot \bar{x}_i$	\bar{y}_i	$J_{iy} \cdot \bar{y}_i$
T _{1Y}=.....	-	-	-
T _{2Y}=.....	-	-	-
T _{1X}	-=.....	-	-
T _{2X}	-=.....	-	-
Σύνολα

$$\bar{x}_c = (..... +)/(..... +)=.....$$

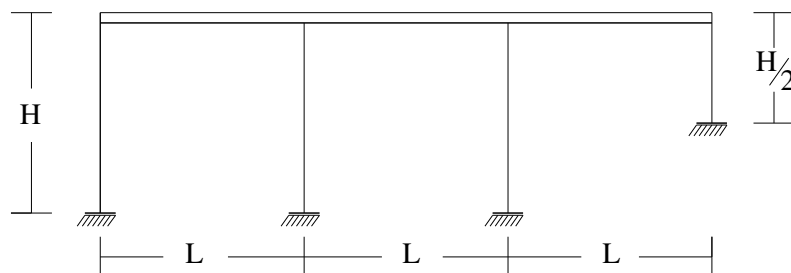
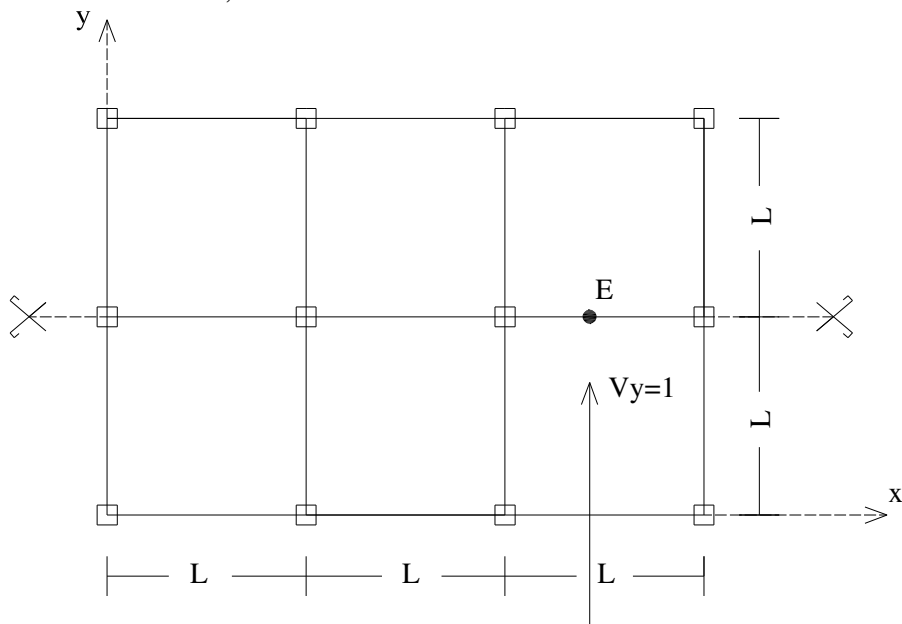
$$\bar{y}_c = (..... +)/(..... +)=.....$$

ΑΣΚΗΣΗ 6

Κατανομή του σεισμού χωρίς στροφή στους στύλους

Να υπολογιστούν τα διαγράμματα ροπών των στύλων για δύναμη σεισμού η οποία έχει διεύθυνση κατά y, διέρχεται από το κέντρο ελαστικής στροφής E και έχει ένταση ίση με 1 KN.

Δίδονται: $L = \dots\dots\dots \text{m}$, $H = \dots\dots\dots \text{m}$



Λύση

1. Δυσκαμψίες στύλων

Δυσκαμψία υψηλών στύλων

$$D_{x1} = \frac{12 E J_y}{H^3}$$

$$D_{y1} = \frac{12 E J_x}{H^3}$$

Δυσκαμψία κοντών στύλων

$$D'_{x1} = \frac{12 E J_y}{(H/2)^3} = \dots\dots\dots$$

$$D'_{y1} = \frac{12 E J_x}{(H/2)^3} = \dots\dots\dots$$

Συνολική δυσκαμψία ορόφου

$$\Sigma D_{xi} = \Sigma D_{x1} + \Sigma D'_{x1} = \dots\dots\dots$$

$$\Sigma D_{yi} = \Sigma D_{y1} + \Sigma D'_{y1} = \dots\dots\dots$$

Υποστήλωμα	D_{iy}	D_{ix}	x_i	$x_i D_{iy}$	y_i	$y_i D_{ix}$
K1						
K2						
K3						
K4						
K5						
K6						
K7						
K8						
K9						
K10						
K11						
K12						
Σύνολα

2. Συντεταγμένες κέντρου ελαστικής στροφής

$$x_E = \frac{\Sigma (x_i D_{yi})}{\Sigma D_{yi}} = \dots\dots\dots$$

$$y_E = \frac{\Sigma (y_i D_{xi})}{\Sigma D_{xi}} = \dots\dots\dots$$

3. Κατανομή Σεισμικής Δύναμης $V_y = 1$ στα υποστηλώματα όταν αυτή διέρχεται από το E:

Η κατανομή είναι ανάλογη προς τη δυσκαμψία του κάθε υποστηλώματος και δεν αναπτύσσεται στροφή.

Υψηλοί στύλοι

$$V_{y1} = V_y \frac{D_{y1}}{\sum D_{yi}} = \dots\dots\dots$$

Κοντοί στύλοι

$$V'_{y1} = V_y \frac{D_{y1}}{\sum D_{yi}} = \dots\dots\dots$$

4. Διαγράμματα ροπών Στύλων

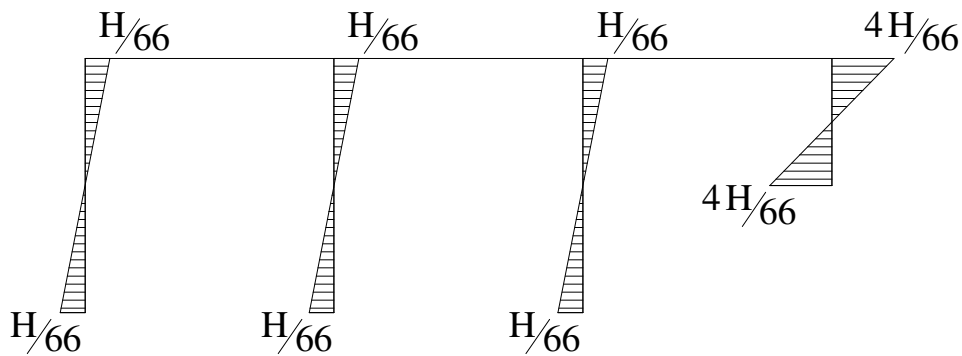
$$M = 0,5 \cdot V \cdot h$$

Υψηλοί στύλοι

$$M = \dots\dots\dots$$

Κοντοί στύλοι

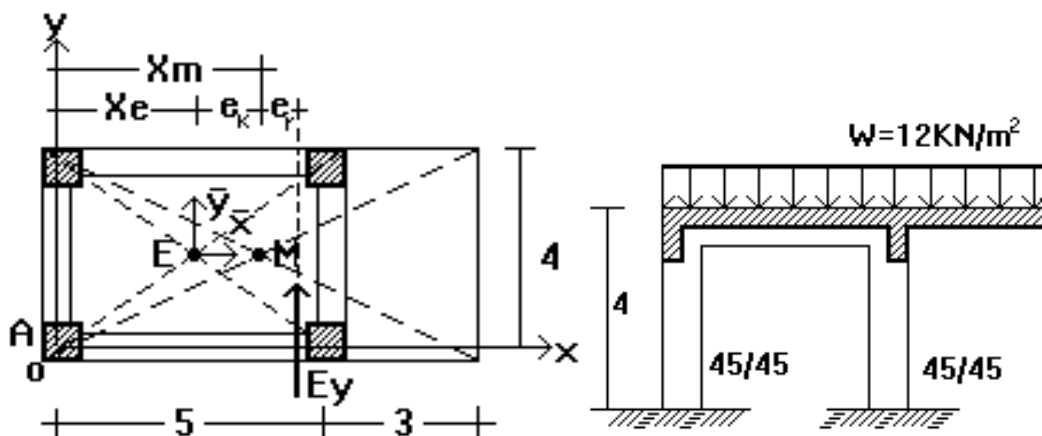
$$M = \dots\dots\dots$$



ΑΣΚΗΣΗ 7

Παράδειγμα υπολογισμού στρέψης

Να υπολογιστεί η ένταση από σεισμό στο υποστήλωμα Α με συνυπολογισμό και της στρέψης.



$$E = 2,1 \times 10^7 \text{ KN / m}^2$$

Υποστήλωμα Α: 45/45 cm

Σεισμός μόνο κατά y-y

$$W = G + 0,3Q = 12 \text{ KN / m}^2$$

Έδαφος Α

Σεισμική ζώνη Ι

1. Τέμνουσα βάσης:

$$T = \frac{0,09 \times H}{\sqrt{L}} = \frac{\dots}{\dots} = \dots \text{ sec} \Rightarrow T_1 \dots T_2 \quad \left\{ \frac{T_1}{T_2} = \dots \right\}$$

$$R_d(T) = A \gamma_1 \frac{\theta}{q} \beta_0 = \dots = \dots$$

$$V = M R_d(T) = \frac{\sum W_i}{g} R_d(T) = \dots = \dots \text{ KN}$$

2. Θέση κέντρου μάζας M:

$$X_m = \dots = \dots$$

3.Θέση κέντρου ελαστικής στρόφης E:

$$X_E = \frac{\sum D_y X}{\sum D_y} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

4.Κατασκευαστική εκκενρότητα:

$$e_K = X_m - X_E = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots m$$

5.Αθέλητη εκκενρότητα:

$$e_r = \pm 0,05 L = \pm \dots\dots\dots = \pm \dots\dots\dots m$$

6.Ολική ροπή στρέψης:

$$M = V(e_K + e_r) = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots KNm$$

7.Δείκτες αντίστασης κατακόρυφων στοιχείων:

$$D_X = D_Y = \frac{12EJ}{lh^3} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots KN/m$$

8.Κύριοι δείκτες αντίστασης πλάκας:

$$K_X = K_Y = \sum D_{xi} = 4D_X = \dots\dots\dots KN/m$$

$$K_\omega = \sum \bar{x}_i^2 D_{yi} + \sum \bar{y}_i^2 D_{xi} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$$

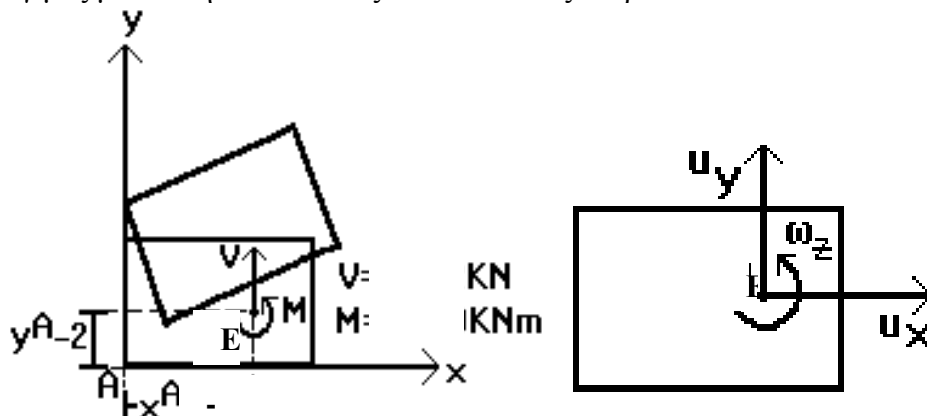
(\bar{x}_i , \bar{y}_i είναι οι συντεταγμένες κάθε κατακόρυφου στοιχείου ως προς σύστημα αξόνων που διέρχεται από το κέντρο ελαστικής στρόφης E)

Τα ανωτέρω σε πίνακα έχουν ως εξής:

Υποστ.	$\bar{x}_i = x_i - x_E$	$D_{i,x} = k_{i,x}$	$\bar{y}_i = y_i - y_E$	$D_{i,y} = k_{i,y}$	$\bar{x}_i^2 \cdot k_{i,y}$	$\bar{y}_i^2 \cdot k_{i,x}$
1						
2						
3						
4						
Σύνολα						

$$\text{και } K_\omega = \sum (x_i'^2 k_{i,y} + y_i'^2 k_{i,x} + k_{i,\omega}) = \dots\dots\dots MNm$$

9.Υπολογισμός μετακινήσεων πλάκας σαν απολύτως στερεού δίσκου:



$$u_y = \frac{F}{K_y} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \dots\dots\dots \text{m}$$

$$u_x = \dots\dots\dots$$

$$\omega_z = \frac{F}{K_\omega} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \dots\dots\dots \text{rad}$$

10.Υπολογισμός μετακινήσεων A από την παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας:

$$x^A = \dots\dots\dots \text{m} \quad y^A = \dots\dots\dots \text{m}$$

Αρα:

$$u_X^A = u_X^F - \omega_z^F \times y^A = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{m}$$

$$u_y^A = u_y^F + \omega_z^F \times x^A = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{m}$$

$$\omega_z^A = \omega_z^F = \dots\dots\dots \text{rad}$$

11.Τέμνουσες υποστηλώματος A:

$$V_X = D_X u_X^A = \dots\dots\dots \frac{\text{KN}}{\text{m}} \dots\dots\dots \text{m} = \dots\dots\dots \text{KN}$$

$$V_y = D_y u_y^A = \dots\dots\dots \frac{\text{KN}}{\text{m}} \dots\dots\dots \text{m} = \dots\dots\dots \text{KN}$$

12.Ροπές υποστηλώματος A:

$$M_X^O = M_X^u = V_X \frac{h}{2} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{KNm}$$

$$M_y^o = M_y^u = V_y \frac{h}{2} = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{KNm}$$

±.....

±.....



±.....

±.....

ΑΣΚΗΣΗ 8

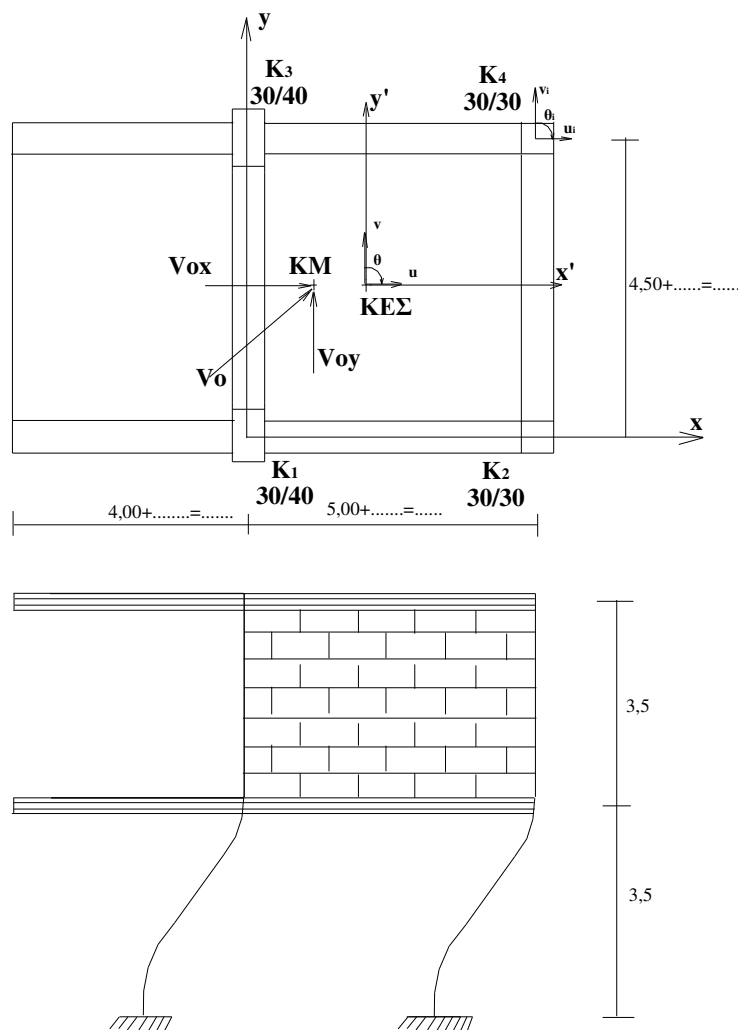
Παράδειγμα ελέγχων στρεπτικής ευαισθησίας

Ζητείται ο υπολογισμός των μεγεθών σχεδιασμού όλων των υποστυλωμάτων μονώροφης κατασκευής με κάτοψη που δίδεται στο παρακάτω σχήμα. Η ανάλυση του δομικού συστήματος να γίνει με τη προσέγγιση του μοντέλου του μονώροφου κτιρίου.

Δίδονται φορτία πλακών: Μόνιμα: $g=6 \text{ kN/m}^2$. Κινητά: $q=5 \text{ kN/m}^2$

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται $E=30 \text{ GPa}$

Η κατασκευή βρίσκεται στο Βόλο, σε έδαφος βραχώδες και είναι ένα συνηθισμένο κτίριο.



Σχ. 1 Η προς Επίλυση κατασκευή

1. Δυσκαμψίες κατακορύφων στοιχείων

Στην ανάλυση με βάση το μοντέλο του μονώροφου κτιρίου τα υποστυλώματα θεωρούνται αμφίπακτα. Αυτό προσεγγίζει την πραγματικότητα δεδομένου ότι στη εξεταζόμενη μονώροφη κατασκευή (τύπου pilotis) προβλέπονται ισχυρές δοκοί (ανοίγματα περίπου 4.5m και 5.0m) και επί αυτών τοιχοποιία. Αυτό δημιουργεί πρακτικά συνθήκες πλήρους πακτώσεως για τα σχετικά εύκαμπτα υποστυλώματα.

Επί πλέον θα πρέπει να σημειωθεί ότι για τη κατανομή των οριζοντίων (σεισμικών) δράσεων με βάση το μοντέλο του μονώροφου κτιρίου σημαντική είναι η σχετική δυσκαμψία των κατακορύφων στοιχείων και όχι η απόλυτη τιμή της δυσκαμψίας τους. Άρα με τη παρατήρηση ότι οι συνθήκες πακτώσεως όλων των υποστυλωμάτων του συγκεκριμένου προβλήματος είναι κατά προσέγγιση ίδιες (ελαστικές πακτώσεις του αυτού περίπου βαθμού), γίνεται πλέον φανερό ότι είναι ορθή η αρχική θεώρηση των υποστυλωμάτων ως αμφιπάκτων στο σύνολό τους.

Δυσκαμψίες στοιχείων κατά x

$$k_{1x} = \frac{12E_c I_{30/40}}{h^3} = \frac{\dots \dots \dots}{\dots \dots \dots} = \dots \dots \dots MN/m$$

$$k_{2x} = \frac{12E_c I_{30/30}}{h^3} = \frac{\dots \dots \dots}{\dots \dots \dots} = \dots \dots \dots MN/m$$

Δυσκαμψίες στοιχείων κατά y

$$k_{1y} = \frac{12E_c I_{40/30}}{h^3} = \frac{\dots \dots \dots}{\dots \dots \dots} = \dots \dots \dots MN/m$$

$$k_{2y} = \frac{12E_c I_{30/30}}{h^3} = \frac{\dots \dots \dots}{\dots \dots \dots} = \dots \dots \dots MN/m$$

2. Κέντρο ελαστικής στροφής

Η θέση του Κέντρου Ελαστικής Στροφής (ΚΕΣ) προσδιορίζεται, στη γενική περίπτωση, με βάση τις σχέσεις

$$x_{KEΣ} = \frac{\sum x_i k_{i,y}}{\sum k_{i,y}} \text{ και } y_{KEΣ} = \frac{\sum y_i k_{i,x}}{\sum k_{i,x}}$$

και άρα κατά τη μία διεύθυνση

$$x_{KEΣ} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \dots\dots\dots m$$

Ειδικά όμως, στο εξεταζόμενο σύστημα οι δυσκαμψίες στην κάτοψη κατανέμονται με απόλυτη συμμετρία ως προς άξονα κατά τη διεύθυνση x. Αυτό σημαίνει ότι το ΚΕΣ ευρίσκεται επί του άξονα συμμετρίας κατά x. Ο άξονας συμμετρίας είναι ο άξονας που διέρχεται από το μέσο των απέναντι πλευρών της κατόψεως κατά x και σε απόσταση y=.....m με βάση το αρχικό σύστημα συντεταγμένων. Άρα τελικά

$$(x_{KEΣ}, y_{KEΣ}) = (\dots\dots\dots, \dots\dots\dots).$$

3. Κέντρο μάζας

Για τον προσδιορισμό του Κέντρου Μάζας (ΚΜ) λαμβάνονται υπόψη τα φορτία του συνδυασμού δράσεων G+0,30Q. Η θέση του ΚΜ υπολογίζεται με βάση τη κατανομή της μάζας (φορτίων) στη κάτοψη με βάση τα φορτία των υποστυλωμάτων. Τα φορτία των υποστυλωμάτων για συνδυασμό δράσεων G+0,3Q είναι ανάλογα με την επιφάνεια της κάτοψης που φορτίζει κάθε υποστυλώμα (επιφάνεια επιρροής):

$$P_1=P_3= \dots\dots\dots \cdot \dots\dots\dots \cdot (6+0,3 \cdot 5) = \dots\dots\dots \text{ kN και για 2 ορόφους } P_1=P_3 \cong \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$P_2=P_4= \dots\dots\dots \cdot \dots\dots\dots \cdot (6+0,3 \cdot 5) = \dots\dots\dots \text{ kN και για 2 ορόφους } P_2=P_4 \cong \dots\dots\dots \text{ kN}$$

Η θέση του ΚΜ προσδιορίζεται, στη γενική περίπτωση, με βάση τις σχέσεις

$$x_{KM} = \frac{\sum x_i P_i}{\sum P_i} \text{ και } y_{KM} = \frac{\sum y_i P_i}{\sum P_i}$$

και άρα κατά τη μία διεύθυνση

$$x_{KM} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \dots\dots\dots m$$

ενώ κατά την άλλη διεύθυνση, λόγω της συμμετρικής κατανομής των φορτίων ($P_1=P_3$, $P_2=P_4$), το ΚΜ ευρίσκεται επί του άξονα συμμετρίας. Ο άξονας συμμετρίας είναι παράλληλος στον άξονα x και σε απόσταση y=.....m από αυτόν. Άρα τελικά

$$(x_{KM}, y_{KM}) = (\dots\dots\dots, \dots\dots\dots).$$

4. Προσδιορισμός ιδιοπεριόδων

Ταλαντούμενη μάζα

Η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής υπολογίζεται από το συνδυασμό κατακορύφων φορτίων $G+0,30Q$:

$P_{ολ} = \sum P_i = \dots\dots\dots + \dots\dots\dots + \dots\dots\dots + \dots\dots\dots = \dots\dots\dots$ MN και άρα

$$m_{ολ} = \frac{P_{ολ}}{g} = \dots\dots\dots /g$$

Δυσκαμψία κατασκευής

Κατά x

$$K_x = \sum k_{ix} = (\dots\dots\dots + \dots\dots\dots) \cdot 2 = \dots\dots\dots \text{ MN/m}$$

Κατά y

$$K_y = \sum k_{iy} = (\dots\dots\dots + \dots\dots\dots) \cdot 2 = \dots\dots\dots \text{ MN/m}$$

Ιδιοπερίοδοι

Κατά x

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{m_{ολ}}{K_x}} = 2\pi \sqrt{\frac{\dots\dots\dots /g}{\dots\dots\dots}} = \dots\dots\dots s$$

Κατά y

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{m_{ολ}}{K_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{\dots\dots\dots /g}{\dots\dots\dots}} = \dots\dots\dots s$$

5. Τέμνουσες βάσεως κατά EC8

Για κατηγορία εδάφους A (έδαφος βραχώδες) προκύπτει ότι οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σχεδιασμού είναι:

$$T_B = \dots\dots\dots, T_C = \dots\dots\dots \text{ και } T_D = \dots\dots\dots$$

Για την περιοχή Βόλου η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας είναι II και άρα η σεισμική επιτάχυνση εδάφους είναι $\alpha_g = \dots\dots\dots g$

Ο συντελεστής εδάφους S για κατηγορία εδάφους A είναι $S = \dots\dots\dots$

Η κατασκευή είναι σπουδαιότητας II (συνηθισμένη κατασκευή) και άρα $\gamma_1 = \dots\dots\dots$

Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς για πλαίσιο δομικό σύστημα μονώροφο πολύστυλο (DCM) λαμβάνεται $q = \dots\dots\dots$

Με την προϋπόθεση ότι το κτίριο ΔΕΝ είναι στρεπτικά ευαίσθητο:

Τέμνουσα βάσεως κατά x

$T_B = \dots\dots\dots < T_x = \dots\dots\dots s < T_c = \dots\dots\dots$ και άρα

$$S_d(T)_x = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots g$$

$T_x = \dots\dots\dots s \leq 2 \cdot T_c$ ($2 \cdot \dots\dots\dots = \dots\dots\dots s$)

αλλά το κτίριο είναι μονώροφο και άρα $\lambda = 1.0$

όποτε

$$V_{o,x} = S_d(T)_x \cdot m_{o\lambda} \cdot \lambda = \dots\dots\dots g \cdot \frac{\dots\dots\dots}{g} \cdot \dots\dots\dots = \dots\dots\dots kN$$

$$= \dots\dots\dots MN$$

Τέμνουσα βάσεως κατά y

$T_B = \dots\dots\dots s < T_y = \dots\dots\dots s < T_c = \dots\dots\dots s$ και άρα

$$S_d(T)_y = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots = \dots\dots\dots g$$

$T_y = \dots\dots\dots s \leq 2T_c$ ($2 \cdot \dots\dots\dots = \dots\dots\dots s$)

αλλά το κτίριο είναι μονώροφο και άρα $\lambda = 1.0$

όποτε

$$V_{o,y} = S_d(T)_y \cdot m_{o\lambda} \cdot \lambda = \dots\dots\dots g \cdot \frac{\dots\dots\dots}{g} \cdot \dots\dots\dots = \dots\dots\dots kN$$

$$= \dots\dots\dots MN$$

6. Ανάλυση δομικού συστήματος για οριζόντια φόρτιση (ΕΑΚ-2000)

6.1. Βοηθητικά μεγέθη

$$\text{Στροφική δυσκαμψία } k_\omega = \frac{GI_p}{H}$$

λαμβάνεται $G \cong 0,4E$, $J_p = cb^3h$ (c από Πίνακα)

Για υποστύλωμα 30/30 :

$$k_{\omega,30/30} = \frac{0,4 \cdot 30000 \cdot 0,141 \cdot 0,30^4}{3,5} = 3,916 MNm/rad$$

Για υποστύλωμα 30/40 :

$$k_{\omega,30/40} = \frac{0,4 \cdot 30000 \cdot 0,1799 \cdot 0,30^3 \cdot 0,40}{3,5} = 6,661 \text{ MNm/rad}$$

Με τον παρακάτω πίνακα υπολογίζονται ορισμένα βοηθητικά αθροίσματα.

Υποστ.	$\bar{x}_i = x_i - x_E$	$k_{i,x}$	$y'_i = y_i - y_E$	$k_{i,y}$	$\bar{x}_i^2 \cdot k_{i,y}$	$y_i'^2 \cdot k_{i,x}$	$k_{i,\omega}$
1		7,557		13,434			6,661
2		5,668		5,668			3,916
3		7,557		13,434			6,661
4		5,668		5,668			3,916
Σύνολα		26,45		38,204			21,154

$$\text{και } K_{Ez} = \sum (x_i'^2 k_{i,y} + y_i'^2 k_{i,x} + k_{i,\omega}) = \dots \dots \dots \text{ MNm}$$

6.2. Εκκεντρότητες

Φόρτιση κατά x

Για φόρτιση κατά x δεν υπάρχει στατική εκκεντρότητα διότι: $y_{KEΣ} = y_{KM} = \dots \dots$

Άρα: $e_{o,y} = |y_{KEΣ} - y_{KM}| = \dots \dots \dots$

Θα πρέπει όμως να ληφθεί υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα, e_t

$$e_{t,y} = 0,05 \cdot L_y = 0,05 \cdot \dots \dots \dots = \dots \dots \dots \text{ m}$$

Για ανάλυση σύμφωνα με τον ΕΑΚ-2000 θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες, e_f και e_r (όπως αυτές ορίζονται από τον ΕΑΚ-2000):

$$e_{f,y} = 1,50 \cdot e_{o,y} = \dots \dots \dots \text{ \& } e_{r,y} = 0,50 \cdot e_{o,y} = \dots \dots \dots$$

Έτσι για ανάλυση κατά ΕΑΚ-2000 οι τελικές εκκεντρότητες σχεδιασμού που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη για φόρτιση κατά x είναι:

$$\max e_{yd} = e_{f,y} + e_{t,y} = \dots \dots \dots \text{ m \& } \min e_{yd} = e_{r,y} - e_{t,y} = \dots \dots \dots \text{ m}$$

Φόρτιση κατά y

Δεν θα επιλυθεί ο φορέας για φόρτιση κατά y

6.3. Στροφές του δομικού συστήματος

Φόρτιση κατά x

Η στροφή σχεδιασμού του συστήματος λαμβάνει 2 τιμές, μία για κάθε εκκεντρότητα σχεδιασμού :

$$\theta_{o,x1,2} = \frac{V_{o,x} e_{yd}}{\sum (x_i'^2 k_{i,y} + y_i'^2 k_{i,x} + k_{i,\omega})} = \frac{\dots\dots\dots(\pm\dots\dots\dots)}{\dots\dots\dots\dots\dots\dots}$$
$$= \pm \dots\dots\dots \cdot 10^{-3} rad$$

Φόρτιση κατά y

Δεν θα επιλυθεί ο φορέας για φόρτιση κατά y

6.4. Μεταφορικές κινήσεις του δομικού συστήματος

Φόρτιση κατά x:

$$u_o = \frac{V_{o,x}}{\sum k_{i,x}} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} = \dots\dots\dots m = \dots\dots\dots mm$$

Φόρτιση κατά y:

Δεν θα επιλυθεί ο φορέας για φόρτιση κατά y

6.5. Μετατοπίσεις κατακόρυφων στοιχείων (συντεταγμένες $x_i = x'_i$, $y_i = y'_i$ ως προς ΚΕΣ)

Φόρτιση κατά x:

Υποστύλωμα K1

α) Για στροφή $\theta_{o,x1} = \dots\dots\dots rad$

$$u_{1,x} = u_o + y_1 \theta_{o,x1} = \dots\dots\dots + (\dots\dots\dots) (\dots\dots\dots) = \dots\dots\dots m$$

$$v_{1,x} = x_1 \theta_{o,x1} = (\dots\dots\dots) (\dots\dots\dots) = \dots\dots\dots m$$

β) Για στροφή $\theta_{o,x2} = \dots\dots\dots rad$

$$u_{1,x} = u_o + y_1 \theta_{o,x2} = \dots\dots\dots + (\dots\dots\dots) (\dots\dots\dots) = \dots\dots\dots m$$

$$v_{1,x} = x_1 \theta_{o,x2} = (\dots\dots\dots) (\dots\dots\dots) = \dots\dots\dots m$$

Δεν θα γίνει υπολογισμός για τα λοιπά υποστυλώματα

Φόρτιση κατά y

Δεν θα επιλυθεί ο φορέας για φόρτιση κατά y

7. Χωρική επαλληλία - Τέμνουσες λόγω σεισμού

Υποστύλωμα K1

$$\max |u_{1,x}| = \dots\dots\dots, \max |v_{1,x}| = \dots\dots\dots$$

Χωρική επαλληλία δεν μπορεί να γίνει διότι εξετάζεται μόνο φόρτιση κατά x. Άρα

$$V_{E1,x} = k_{1,x} u_1 = \dots\dots\dots (\pm \dots\dots\dots) = \pm \dots\dots\dots \text{ kN}$$

$$V_{E1,y} = k_{1,y} v_1 = \dots\dots\dots (\pm \dots\dots\dots) = \pm \dots\dots\dots \text{ kN}$$

8. Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας κατά EC8

Για να μην είναι στρεπτικά ευαίσθητο το κτίριο θα πρέπει να ισχύουν και στις δυο διευθύνσεις:

$$e_{o,i} \leq 0.30 r_i$$

$$r_i > l_{s,i}$$

Έλεγχος κατά x

Ακτίνα δυστρεψίας ως προς το ελαστικό κέντρο:

$$r_{Ey} = \sqrt{\frac{K_{Ez}}{K_x}}$$

όπου,

$$K_{Ez} = \dots\dots\dots \text{ MNm}$$

$$K_x = \dots\dots\dots \text{ MN/m}$$

$$e_{o,y} = \dots\dots\dots \text{ m}$$

Οπότε

$$r_{Ey} = \sqrt{\frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots}} = \dots\dots\dots \text{ m}$$

Ακτίνα αδρανείας ορόφου l_s :

$$l_s = \sqrt{\frac{L_x^2 + L_y^2}{12}} = \sqrt{\frac{\dots\dots\dots + \dots\dots\dots}{12}} = \dots\dots\dots \text{ m}$$

Έλεγχος

$$e_{oy} = \dots\dots\dots < 0.3 r_{Ey} = 0,3 \cdot \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ m}$$

$$r_{Ey} = \dots\dots\dots \text{ m} > l_s = \dots\dots\dots \text{ m}$$

Συνεπώς το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο στην διεύθυνση x.

Έλεγχος κατά y

Δεν θα εξεταστεί ο φορέας για φόρτιση κατά y

9. Μεγέθη σχεδιασμού των υποστυλωμάτων

Από τον συνδυασμό δράσεων 1.35 G + 1.5 Q:

Οι αξονικές δυνάμεις του υποστυλώματος εξ αιτίας των κατακορύφων φορτίων της δράσης χωρίς σεισμό είναι:

$$N_{sd,1} = N_{sd,3} = \dots \cdot (1,35 \cdot \dots + 1,5 \cdot \dots) \cdot 2 \text{οροφοί} = \dots \text{ kN}$$

Οι τέμνουσες και οι ροπές εξ αιτίας των κατακορύφων φορτίων είναι πολύ μικρές και θεωρούνται μηδενικές. Εξάλλου το μοντέλο του μονωρόφου δεν μπορεί να τις υπολογίσει. Αρα

$$V_{sd,1} = 0 \text{ \& } M_{sd,1} = 0$$

Από τους συνδυασμούς δράσεων με σεισμό G + 0.3 Q ± E:

Οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων λόγω σεισμικών δράσεων είναι πολύ μικρές και θεωρούνται μηδενικές. Εξάλλου το μοντέλο του μονωρόφου δεν μπορεί να τις υπολογίσει. Αρα $N_{E,1} = 0$, και τα μεγέθη σχεδιασμού από τους συνδυασμούς δράσεων με σεισμό προκύπτουν μόνο από τα κατακόρυφα φορτία της σεισμικής δράσης και είναι:

$$N_{sd,1} = N_{sd,3} = \dots \cdot (\dots + 0,3 \cdot \dots) \cdot 2 \text{οροφοί} \cong \dots \text{ kN}$$

Οι τέμνουσες των υποστυλωμάτων λόγω των σεισμικών δράσεων έχουν ήδη υπολογισθεί κατά την ανάλυση που προηγήθηκε.

Οι ροπές λόγω σεισμικών δράσεων προκύπτουν από τις τέμνουσες με τη παραδοχή ότι τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα) είναι αμφίπακτα, με βάση τη σχέση :

$$M_{i,u} = M_{i,o} = V_i \frac{h}{2}$$

όπου $M_{i,u}$, $M_{i,o}$ οι ροπές κάτω και άνω του υποστυλώματος i, αντίστοιχα.

Δεδομένου ότι, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, για όλα τα υποστυλώματα λαμβάνεται $V_{G,i} = V_{Q,i} = 0$, $M_{G,i} = M_{Q,i} = 0$, τα μεγέθη σχεδιασμού από τους συνδυασμούς δράσεων με σεισμό είναι:

Υποστύλωμα K1

Κατά x

$$V_{sd,1x} = V_{G,i} + 0,3 V_{Q,i} \pm V_{E,1x} = \pm \dots\dots\dots kN ,$$

$$M_{sd,1x} = \pm V_{E,1x} \frac{h}{2} = \dots\dots\dots \frac{\dots\dots}{2} = \pm \dots\dots\dots kNm$$

Κατά y: Δεν θα επιλυθεί ο φορέας για φόρτιση κατά y

ΑΣΚΗΣΗ 9

Μόρφωση φέροντα οργανισμού

Γενικά

Η ορθή αντιμετώπιση του αντισεισμικού προβλήματος αρχίζει από τη μόρφωση του Φ.Ο. του κτιρίου. Ένας σωστός Φ.Ο. για την ανάληψη των σεισμικών φορτίων αποτελεί ίσως το σημαντικότερο στοιχείο για την αντιμετώπιση της σεισμικής απειλής στο κτίριο.

Αυτό συμβαίνει γιατί ανεξάρτητα από υπολογισμούς και αναλύσεις, ένας Φ.Ο. που παρουσιάζει προβλήματα ασυμμετρίας, αδύναμες περιοχές, ασυνέχειες κλπ. είναι πολύ δύσκολο να αποκριθεί κατά τρόπο ελεγχόμενο σε όλες τις πιθανές μελλοντικές σεισμικές κινήσεις.

Παρ' όλες τις δυσκολίες υπάρχουν μεγάλα περιθώρια σημαντικής βελτίωσης στη μόρφωση αντισεισμικών Φ.Ο., αρκεί το πρόβλημα αυτό να τεθεί από την αρχή, δηλαδή όταν διαμορφώνονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια της οικοδομής και ο τεχνικός να τηρεί ορισμένους κανόνες τους οποίους συνοπτικά θα αναφέρουμε παρακάτω.

Βασική επιδίωξη του αντισεισμικού σχεδιασμού κτιρίων είναι η διαμόρφωση ενός σοφού και σωστού Φ.Ο. στο χώρο.

Τα στοιχεία που χρησιμοποιούνται για την παραλαβή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων είναι τα "στοιχεία ακαμψίας". Χρησιμοποιούνται οι παρακάτω μορφές στοιχείων ακαμψίας

α. Ορθογωνικά πλαίσια

Τα πλαίσια συντίθενται από δοκούς και στύλους με στερεούς μονολιθικούς κόμβους. Η παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται μέσω των κόμβων τους, ενόσω αυτοί διατηρούν τη φέρουσα ικανότητα τους.

Η χρησιμοποίηση πολυωρόφων ορθογωνικών πλαισίων για την ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων παρουσιάζει το πλεονέκτημα να μορφώνονται Φ.Ο. που διαθέτουν μεγάλη πλαστιμότητα δηλαδή δυνατότητα αντιμετώπισης σεισμικής υπερκαταπόνησης.

Παρουσιάζεται όμως το μειονέκτημα να γίνεται η κατασκευή πολύ εύκαμπτη και να προκαλούνται μεγάλα βέλη κάμψεως, με συνέπεια βλάβες στον οργανισμό πληρώσεως (σουβάδες, μπογιές, εγκαταστάσεις). Ακόμα οι μεγάλες αυτές παραμορφώσεις δεν είναι αποδεκτές από τον άνθρωπο που ζει σ' αυτές τις κατασκευές.

Άλλο μειονέκτημα που παρουσιάζεται είναι ότι η συνολική ευστάθεια της κατασκευής μπορεί εύκολα να κινδυνεύσει από τις οριζόντιες μετατοπίσεις γιατί η λοξότητα των υποστυλωμάτων σε πολλά πατώματα οδηγεί σε αύξουσα εκκεντρότητα του συνολικού φορτίου.

Για όλους τους παραπάνω λόγους συνιστάται η παραλαβή των οριζοντίων φορτίων με πολυόροφα ορθογωνικά πλαίσια για κτίριο μέχρι το πολύ τριών ορόφων.

β. Τοιχώματα

Ακριβώς αντίθετες ιδιότητες παρουσιάζουν οι Φ.Ο. από τοιχώματα ακαμψίας, τα οποία είναι μεν γενικά δύσκαμπτα και άρα προκαλούνται μειωμένες βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία, μειονεκτούν όμως ως προς την πλαστιμότητα και γι' αυτό δεν παρέχουν την ίδια ασφάλεια συγκριτικά με τα πλαίσια σε τυχόν υπερκαταπονήσεις.

γ. Διπλά συστήματα από πλαίσια και τοιχώματα

Ιδανική λύση αποτελεί ο συνδυασμός πλαισίων και τοιχωμάτων ακαμψίας ο οποίος επιτρέπει αφ' ενός μεν την αξιοποίηση των πλεονεκτημάτων και των δυο τύπων Φ.Ο., αφ' ετέρου δε την εξουδετέρωση των αντίστοιχων μειονεκτημάτων:

- Παρουσιάζουν μικρές διαφορικές μετατοπίσεις ορόφων τόσο στο ισόγειο (σε αντίθεση με τα πλαίσια) όσο και στους ανώτερους ορόφους (σε αντίθεση με τα τοιχώματα) με αποτέλεσμα να υφίστανται σχετικά λίγες ζημιές τα μη φέροντα στοιχεία κατά τη διάρκεια σεισμών μέσης έντασης.

- Έχουν σημαντική ικανότητα ανελαστικής συμπεριφοράς σε σύγκριση με τα μεμονωμένα τοιχώματα, και κατά συνέπεια είναι δυνατό να υποστούν μεγάλες παραμορφώσεις κατά την διάρκεια ισχυρών σεισμών με μικρή ή και μηδενική μείωση της αντοχής τους.

Η λύση αυτή ουσιαστικά επιβάλλεται από τον αντισεισμικό κανονισμό με δύο διατάξεις.

(α) τον περιορισμό των σχετικών βελών κάτω του 0,005 του ύψους του ορόφου.

(β) την απαλλαγή από τον έλεγχο του αθροίσματος των ροπών στους κόμβους όταν το κτίριο διαθέτει ικανό αριθμό τοιχωμάτων ακαμψίας.

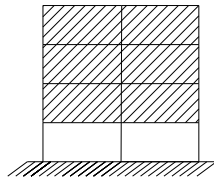
Η τυχόν προσπάθεια αντιμετώπισης των περιορισμών αυτών χωρίς τοιχώματα θα οδηγήσει σε αντιοικονομικούς Φ.Ο. εξ αιτίας των μεγάλων διατομών υποστυλωμάτων που θα απαιτηθούν.

Μέθοδος εργασίας

Να σχεδιαστούν στη δεξιά στήλη οι επιτυχείς λύσεις

α. Διάταξη πλαισίων

Εσφαλμένες μορφολογικές λύσεις που πρέπει να αποφεύγονται ή να αντιμετωπίζονται με ειδικές μεθόδους.



α1

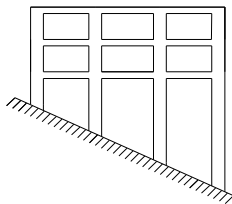
Επιτυχείς μορφολογικές λύσεις που πρέπει να επιδιώκονται.

Παρουσιάζεται συνήθως στην περίπτωση pilotis, εξαιτίας ελλείψεως στο ισόγειο των τοίχων πληρώσεως με συνέπεια την απότομη μεταβολή της δυσκαμψίας του κτιρίου καθ' ύψους.

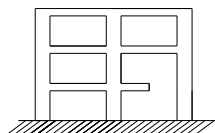
Οδηγεί σε μηχανισμό αστοχίας των υποστηλωμάτων.

Απαιτείται ενίσχυση της δυσκαμψίας και αντοχής του ισογείου για ομοιόμορφη δυσκαμψία και αντοχή καθ' ύψος.

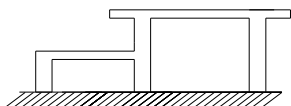
α2



Ενιαίο ύψος στύλων ισογείου με
θεμελίωση σε κοινή στάθμη.



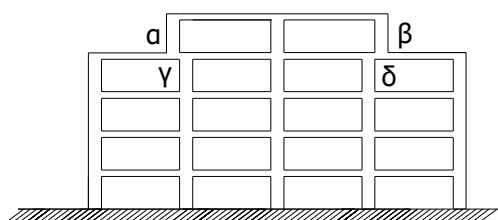
Αύξηση της δυσκαμψίας των
εύκαμπτων στύλων



Όταν συνεργάζονται κατακόρυφα
στοιχεία διαφορετικού ύψους, τα κοντά
υποστυλώματα υφίστανται επικίνδυνη
υπερκαταπόνηση.

Διάσπαση σε ανεξάρτητους Φ.Ο. με
σεισμικό αρμό.

α3



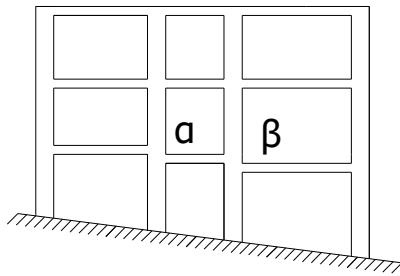
Τα φυτευτά υποστυλώματα
εμφανίζονται κυρίως στις εσοχές
(ρετιρέ).

Ενιαία υποστυλώματα.

Προκαλούν μεγάλη ευκαμψία στα
υποστυλώματα α & β.

Προκαλούν μεγάλη καταπόνηση των
κόμβων γ & δ.

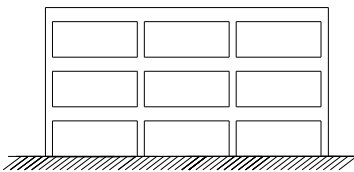
α4



Κακή πλαισιακή λειτουργία με άγνωστη συμπεριφορά των κόμβων α & β αφού δεν σχηματίζεται σαφής και μορφολογικά απλός πλαισιωτός σκελετός.

Καλή πλαισιακή λειτουργία με σχηματισμό σαφούς και μορφολογικά απλού πλαισιωτού σκελετού.

α5

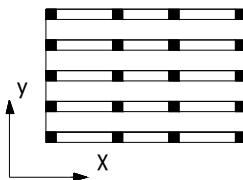


Ο συνδυασμός ισχυρών δοκών - ασθενών υποστυλωμάτων οδηγεί σε μηχανισμό αστοχίας πρώτα των υποστυλωμάτων.

Ο συνδυασμός ασθενών σχετικά με τα υποστυλώματα δοκών - ισχυρών υποστυλωμάτων οδηγεί σε μηχανισμό αστοχίας πρώτα των δοκών

α6

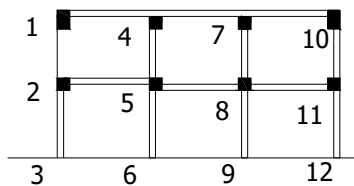
α



Κακή πλαισιακή λειτουργία από έλλειψη τυχωμάτων των πλαισίων κατά y.

Καλή πλαισιακή λειτουργία κατά x και y με σαφές και μορφολογικά σωστό πλαισιακό - δυαδικό σύστημα.

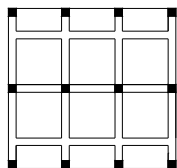
β



Έκκεντρη σεισμική καταπόνηση των υποστυλωμάτων 1,4,7,2,5,8.

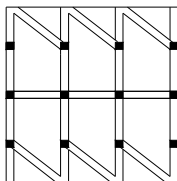
Όλα τα κατακόρυφα στοιχεία συνδέονται με τα οριζόντια σωστά.

γ



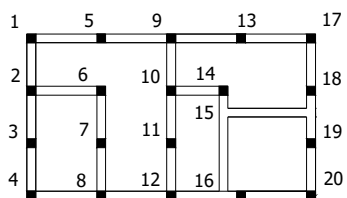
Κακή πλαισιακή λειτουργία κατά χ από έλλειψη ζυγωμάτων μερικών πλαισίων.

δ



Κακή πλαισιακή λειτουργία κατά χ .

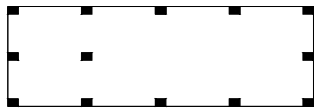
α7



Απαράδεκτη διάταξη δοκών γιατί κατά τις διευθύνσεις 2,6,10,14,18 και 13,14,15,16 δεν σχηματίζονται σαφή πλαίσια (δεν υπάρχουν ζυγώματα) για σωστή σεισμική συμπεριφορά.

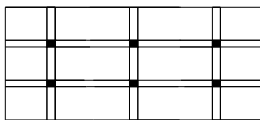
Καλή πλαισιακή λειτουργία κατά χ και ψ .

α8



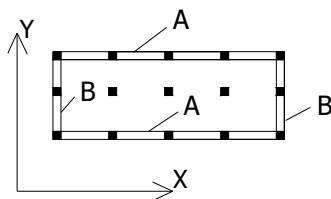
Ασύμμετρη διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων που οδηγεί σε απομάκρυνση του κέντρου μάζας από το κέντρο ελαστικής στροφής του κτιρίου και συνεπώς οδηγεί σε κίνδυνο στροφής της κατασκευής.

α9



Μεγάλοι πρόβολοι υφίστανται επικίνδυνη ταλάντωση στο σεισμό και πρέπει να αποφεύγονται.

α10



Κατά χ ο σεισμός αναλαμβάνεται μόνο από τα 2 πλαίσια A

Κατά ψ ο σεισμός αναλαμβάνεται μόνο από τα 2 πλαίσια B

Η ακαμψία των υποστυλωμάτων στα οποία δε συντρέχουν δοκοί είναι πολύ μικρή σε σχέση με την ακαμψία των υποστυλωμάτων των πλαισίων γι' αυτό και αυτά δεν μπορούν να παραλάβουν σεισμική δύναμη.

Συμμετρική διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων για μείωση του κινδύνου των στροφικών ταλαντώσεων.

Μικροί πρόβολοι δεν κινδυνεύουν από σεισμικές ταλαντώσεις και είναι προτιμητέοι.

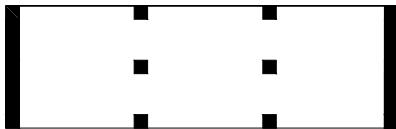
Κατά ψ ο σεισμός αναλαμβάνεται από 5 πλαίσια.

Κατά χ ο σεισμός αναλαμβάνεται όπως και παραπλεύρως μόνο από 2 πλαίσια.

β. Διάταξη τοιχωμάτων

Εσφαλμένες μορφολογικές λύσεις που πρέπει να αποφεύγονται ή να αντιμετωπίζονται με ειδικές μεθόδους.

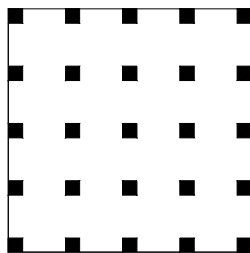
β1



Μεγάλη διαφορά δυσκαμψίας κτιρίου κατά χ και ψ .

Επιτυχείς μορφολογικές λύσεις που πρέπει να επιδιώκονται.

Ισόρροπη δυσκαμψία κατά χ και ψ δεδομένου ότι όλες οι διευθύνσεις αποτελούν δυνατές διευθύνσεις.

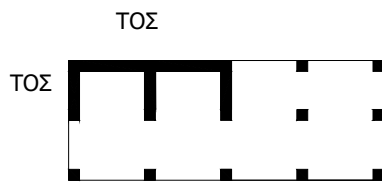


β2

Απόλυτα συμμετρικά κτίρια με ίση δυσκαμψία κατά χ και ψ παρουσιάζουν αυξημένο κίνδυνο στροφικών ταλαντώσεων.

Απαιτείται μια μικρή διαφορά δυσκαμψίας κατά χ και ψ για τη μείωση των στροφικών ταλαντώσεων.

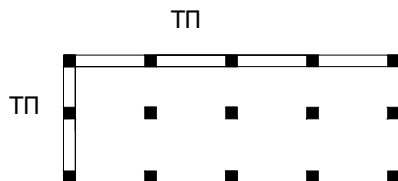
β3



Ασύμμετρη διάταξη των τοιχωμάτων οδηγεί σε απομάκρυνση του κέντρου μάζας από το κέντρο ελαστικής στροφής και συνεπώς οδηγεί σε κίνδυνο στροφής της κατασκευής

Συμμετρική διάταξη των τοιχωμάτων για μείωση του κινδύνου στροφικών ταλαντώσεων.

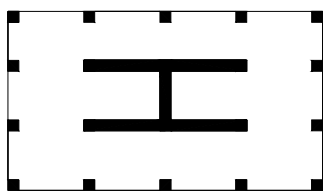
β4



Ασύμμετρη διάταξη και των τοίχων πληρώσεως οδηγεί σε απομάκρυνση του κέντρου μάζας από το κέντρο ελαστικής στροφής με συνέπεια τον κίνδυνο στροφής της κατασκευής.

Απαιτείται συμμετρική τοποθέτηση τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος ώστε να επανέλθει σε σύμπτωση το κέντρο μάζας με το κέντρο ελαστικής στροφής.

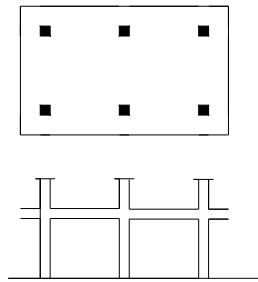
β5



Μειωμένη αντίσταση του κτιρίου σε στρόφη όταν τα τοιχώματα τοποθετούνται στο εσωτερικό του.

Αυξάνεται η αντίσταση του κτιρίου σε στρόφη- όταν τα τοιχώματα τοποθετούνται στην περίμετρο.

β6



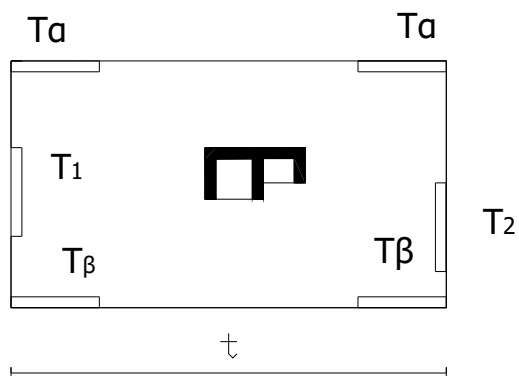
Η πλάκα χωρίς δοκούς παρουσιάζει:
Έλλειψη σαφούς πλαισιακής λειτουργίας.

Αυξημένη καμπτική καταπόνηση των υποστυλωμάτων.

Σημαντικό κίνδυνο έκκεντρης διατρήσεως.

Σε πλάκα χωρίς δοκούς η ανάληψη των σεισμικών δράσεων πρέπει να γίνεται εξ ολοκλήρου από τοιχώματα.

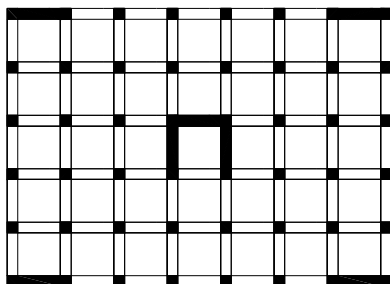
β7



Τοποθέτηση τοιχωμάτων κατά χ που δεν επιτρέπει τις μετακινήσεις από θερμοκρασιακές μεταβολές και απαιτεί διάταξη πυκνών αρμών διαστολής.

Τοποθέτηση τοιχωμάτων κατά χ που δεν εμποδίζουν την ελεύθερη παραμόρφωση του κτιρίου κατά χ .

β8



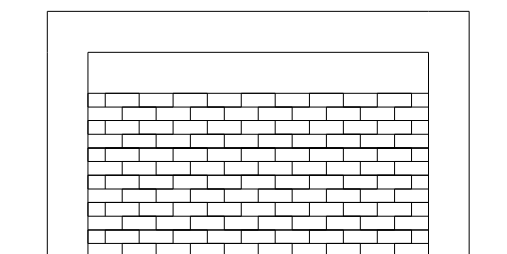
Τα γειτονικά υποστυλώματα προς τα τοιχώματα του κλιμακοστασίου, είναι κοντά στα τοιχώματα αυτά.

Τα γειτονικά υποστυλώματα προς τα τοιχώματα της περιμέτρου, είναι κοντά στα τοιχώματα αυτά.

Συνέπεια των ανωτέρω είναι ότι δεν παίρνουν σημαντικά φορτία τα τοιχώματα με αποτέλεσμα την αντικοινομική τους θεμελίωση.

Με απομάκρυνση των γειτονικών υποστυλωμάτων των τοιχωμάτων κλιμακοστασίου και περιμέτρου από τα τοιχώματα αυτά, τα τοιχώματα παίρνουν σημαντικά φορτία με αποτέλεσμα την οικονομική τους θεμελίωση.

Η παρουσία προβόλων επιθυμητή γιατί βοηθάει στην αύξηση των φορτίων των περιμετρικών τοιχωμάτων χωρίς να δυσκολεύει την αρχιτεκτονική λύση.

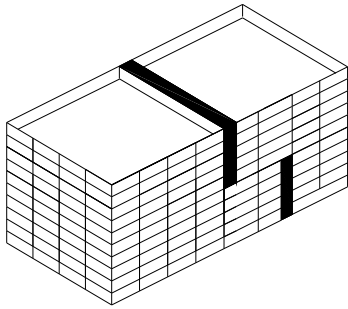


β9

Ο τοίχος πλήρωσης διακόπτεται καθ' ύψος για να διαμορφωθούν πλατειά - διαμπερή ανοίγματα με συνέπεια την υπερκαταπόνηση των εκατέρωθεν υποστυλωμάτων που μετατρέπονται σε "κοντά" και άρα δύσκαμπτα.

Ο τοίχος πλήρωσης γίνεται ανεξάρτητος από τον σκελετό με σεισμικό, αρμό.

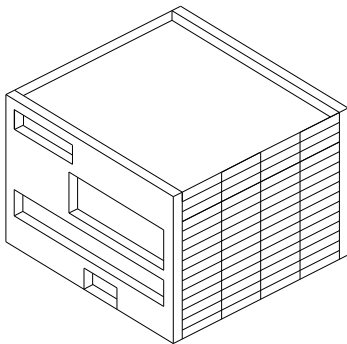
β10



Ασυνεχή τοιχώματα καθ' ύψος.

Τα τοιχώματα ακαμψίας κατεβαίνουν μέχρι τη θεμελίωση.

β11



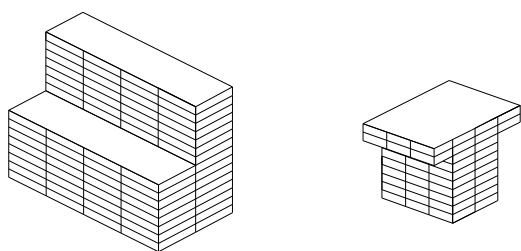
Ασύμμετρα ανοίγματα καταστρέφουν την ακαμψία των τοιχωμάτων.

Σύζευξη τοιχωμάτων με δοκούς συζεύξεως στις στάθμες των πλακών με σύγχρονο περιορισμό στο ελάχιστο της δημιουργίας μεγάλων ανοιγμάτων στα τοιχώματα.

γ. Διάταξη γενικών ιδιομορφιών των κτιρίων

Εσφαλμένες μορφολογικές λύσεις που πρέπει να αποφεύγονται ή να αντιμετωπίζονται με ειδικές μεθόδους.

γ1

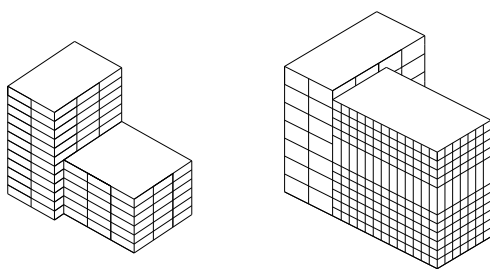


Εσοχές ή εξοχές προκαλούν απότομη μεταβολή της δυσκαμψίας του κτιρίου καθ' ύψος.

Επιτυχείς μορφολογικές λύσεις που πρέπει να επιδιώνονται.

Ενιαία καθ' ύψος κατακόρυφα στοιχεία.

γ2



α

β

Η γειτνίαση ξεχωριστών κτιρίων προσκαλεί αλληλοσύγκρουσή τους σε περίπτωση σεισμού.

Πιο επικίνδυνη η περίπτωση β από την α.

Δύσκολα να αντιμετωπισθεί το πρόβλημα χωρίς αλλαγή τους ΓΟΚ.

Απαιτείται πρόβλεψη σεισμικού αρμού.

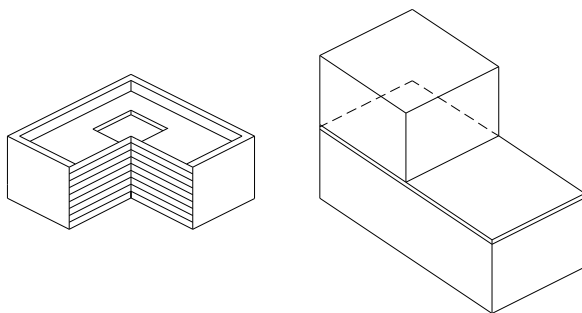
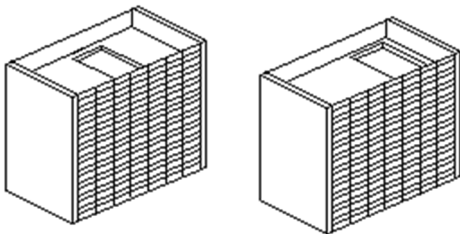
γ3

α

γ

β

δ



Τα μεγάλα ανοίγματα (περίπτωση α,β) και μάλιστα σε κρίσιμες θέσεις (περ. γ) καθώς και οι διακοπές για κατασκευή πύργων (περ. δ) προκειμένου να γίνει εκμετάλλευση διατάξεων του ΓΟΚ που εξασφαλίζουν μεγάλα ύψη δημιουργούν προβλήματα στη διαφραγματική λειτουργία των πατωμάτων.

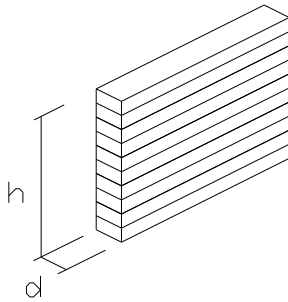
Όπου δεν είναι επιτρεπτή από πολεοδομικούς περιορισμούς η πρόβλεψη σεισμικού αρμού πρέπει:

Να αποφεύγονται οπωσδήποτε οι ανισοσταθμίες ορόφων.

Να ενισχύεται η υψηλότερη κατασκευή μέχρι και τον πρώτο όροφο πάνω από την ανώτατη στάθμη δυνατής επαφής.

Οι πλάκες είναι μεγάλης επιφάνειας σταθερές και άκαμπτες στο επίπεδό τους και συντελούν ώστε να μην υπάρξει σχετική κίνηση των στύλων σε κάθε όροφο (καλή διαφραγματική λειτουργία πλακών).

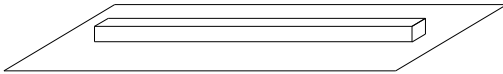
γ4



Υπερβολικά μεγάλες διαφορές στις διαστάσεις του κτιρίου με μεγάλο λόγο ύψους / βάθος με αποτέλεσμα το κτίριο να κινδυνεύει σε ανατροπή.

Οι διστάσεις του κτιρίου είναι αρμονικές και το κτίριο δεν κινδυνεύει από ανατροπή.

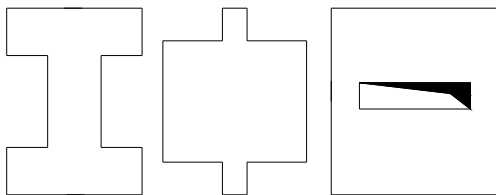
γ5



Η μεγάλη λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη οδηγεί σε κίνδυνο βλαβών από ανομοιόμορφη σεισμική διέγερση ιδιαίτερα όταν το κτίριο έχει και μικρή αντοχή σε οριζόντια κάμψη.

Απαιτείται πρόβλεψη σεισμικού αρμού για διάσπαση του κτιρίου σε δύο ανεξάρτητα τμήματα μικρής λυγηρότητας.

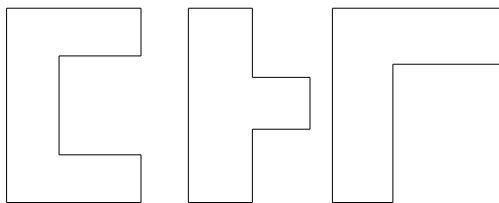
γ6



Απότομη μεταβολή της δυσκαμψίας του κτιρίου σε κάτοψη οδηγεί σε αλληλεπίδραση σκελετών διαφορετικής δυσκαμψίας με βλάβη των περιοχών συνδέσεων.

Απαιτείται πρόβλεψη σεισμικών αρμών για διάσπαση του κτιρίου σε ανεξάρτητα τμήματα.

γ7



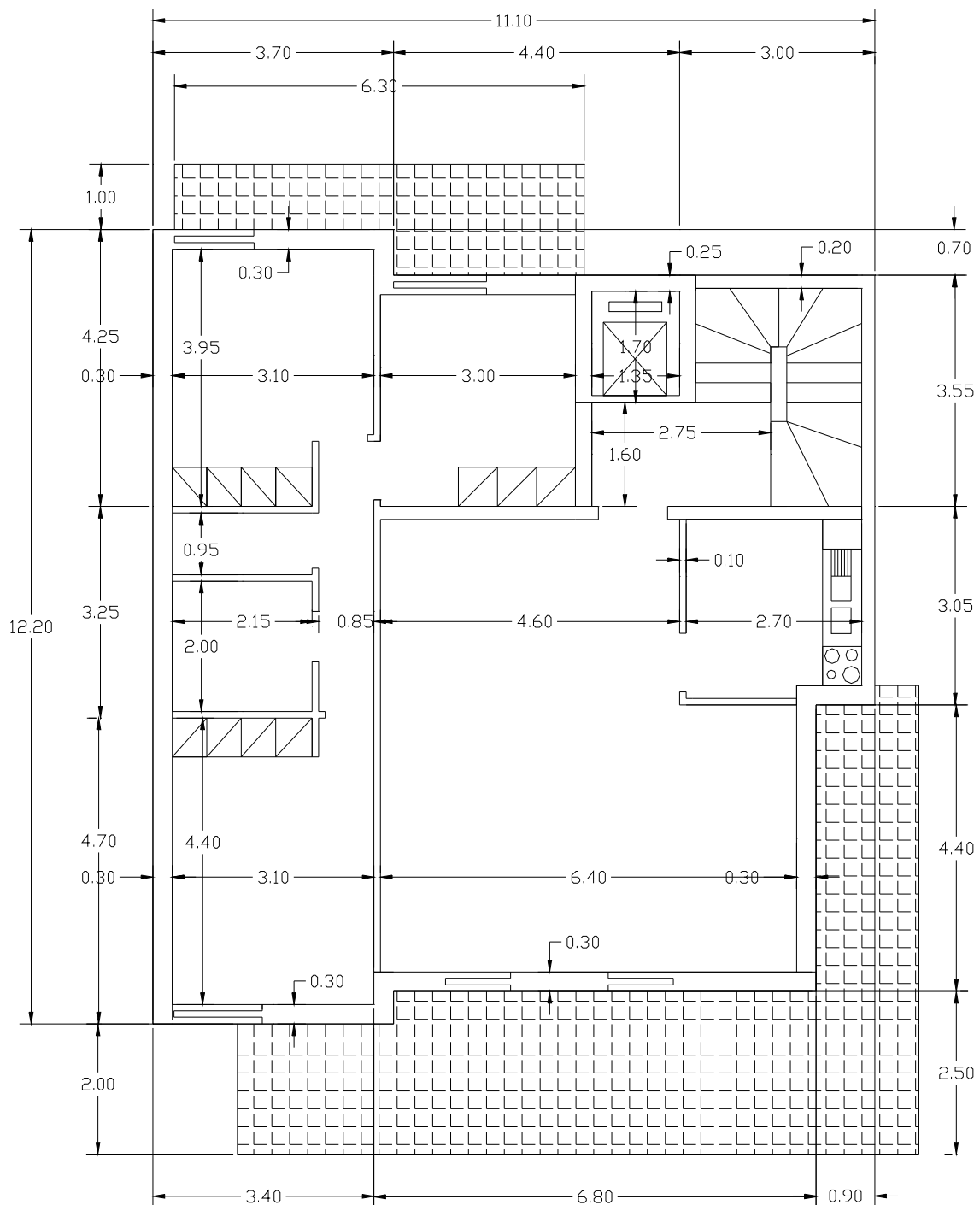
Ασυμμετρία κτιρίου σε κάτοψη με συνέπεια οι σεισμικές δράσεις να εφαρμόζονται στο κέντρο μάζας, που δεν συμπίπτει με το κέντρο διάτμησης και να προκαλεί στρέψη.

Απαιτείται διάσπαση σε συμμετρικά τμήματα με σεισμικό αρμό.

ΑΣΚΗΣΗ 10

Αντισεισμική μελέτη περιπτώσεως

Δίδεται 3 όροφο κτίριο με ύψος ορόφου $H_{op} = 3,0$ m. Η κάτοψη του τυπικού ορόφου φαίνεται στο Σχήμα. Φορτία: Φορτίο επικάλυψης $q_{ep} = 1,5$ KN/m². Κινητό φορτίο πλακών $q = 2,0$ KN/m². Κινητό φορτίο προβόλου $q = 5,0$ KN/m² (Ευρωκώδικας 1)
Υλικά: Σκυρόδεμα ποιότητας C16/20 και χάλυβας ποιότητας S400. Σεισμική Ζώνη Ι



10.1 Μόρφωση φέροντα οργανισμού

α. Χάραξη Καννάβου

Ως οδηγός για τη μόρφωση του ξυλότυπου χρησιμοποιείται ο αρχιτεκτονικός κάρναβος, που συνήθως είναι εμφανής. Πρέπει να καταβληθεί προσπάθεια ώστε να τηρούνται ίσες αποστάσεις ανάμεσα στα σημεία του καννάβου. Όσο δυσμενέστερη είναι η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας τόσο μικραίνει ο κάρναβος και άρα οι αποστάσεις των υποστυλωμάτων. Έτσι σαν οδηγό θα μπορούμε να έχουμε:

- Ζώνη I μέσος κάρναβος 5 μ. – 6 μ.
- Ζώνη II μέσος κάρναβος 4 μ. – 5 μ.
- Ζώνη III μέσος κάρναβος 3 μ. – 4 μ.

β. Περιγράμματα Πλακών

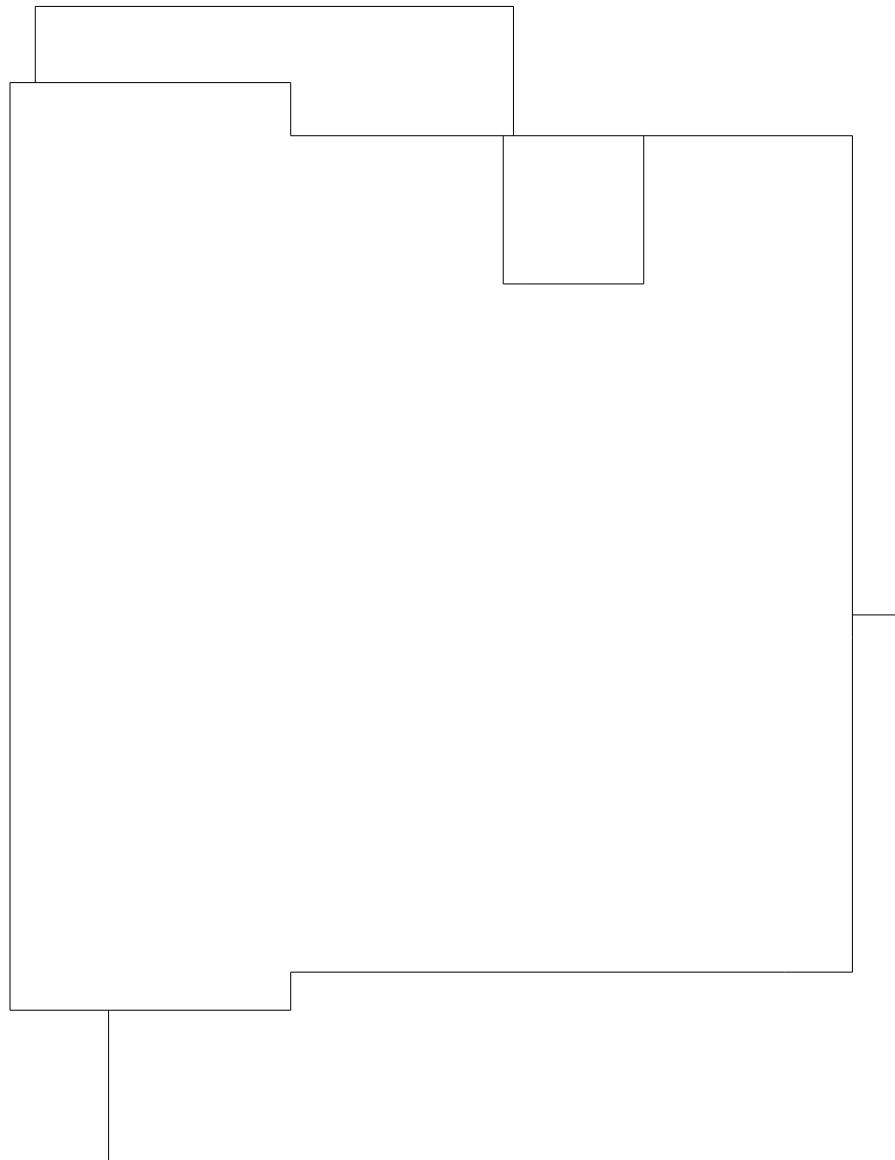
Μετά τη χάραξη του καννάβου, καθορίζουμε τα περιγράμματα των πλακών. Οι πλάκες επιλέγονται στα όρια του καννάβου και της αρχιτεκτονικής κάτοψης π.χ. στο σαλόνι προσπαθούμε να έχουμε ενιαία πλάκα.

Καλό είναι να αποφεύγονται εκτεταμένες αμφιέριστες πλάκες στην περίμετρο του κτιρίου διότι «μαζεύουν» την οικοδομή προς την εσωτερική πλευρά, δηλαδή δημιουργείται απόκλιση των περιμετρικών πλαισίων από την κατακόρυφο.

γ. Θέσεις Υποστυλωμάτων

Κατά την επιλογή των θέσεων των υποστυλωμάτων πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στο να μην μεταβάλλεται σημαντικά η αρχιτεκτονική κάτοψη. Είναι δηλαδή προτιμότερο τα υποστυλώματα να τοποθετούνται σε γωνίες της περιμέτρου της κάτοψης και σε σημεία τομής τοιχοποιιών. Επίσης τοποθετούνται σε περασιές, οι οποίες καθορίζονται από τους υπάρχοντες τοίχους της κάτοψης, ώστε οι δοκοί που θα ενώνουν τα υποστυλώματα να "κρύβονται" κατά το δυνατόν από τους τοίχους. Υπενθυμίζεται ότι πρέπει να καταβάλλεται προσπάθεια ώστε οι αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων να είναι κατά το δυνατόν ίσες. Οι αποστάσεις αυτές θα είναι ίσες με τον κάρναβο ή πολλαπλάσιες αυτού. Εκτός από τις θέσεις των υποστυλωμάτων καθορίζεται και η θέση τού ή τών πυρήνων. Πιθανές θέσεις είναι ο ανελκυστήρας και το κλιμακοστάσιο. Υπάρχουν, φυσικά, κατόψεις που λόγω θέσης του κλιμακοστασίου δεν εξυπηρετεί η τοποθέτηση πυρήνα.

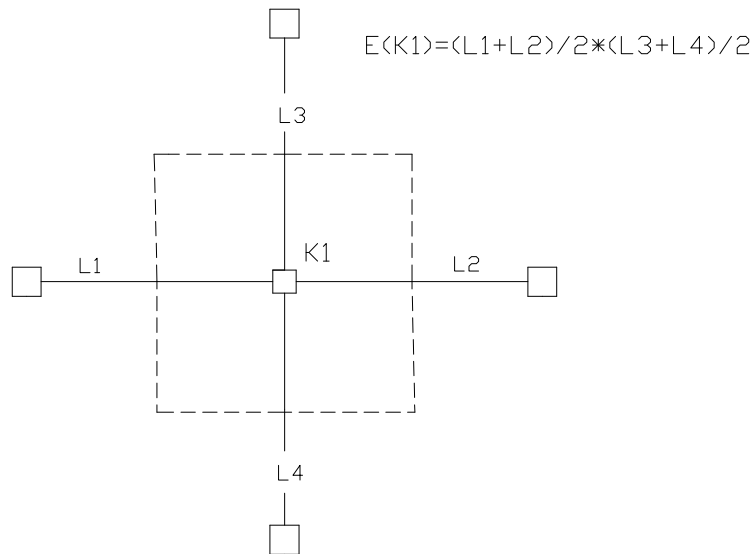
Να σχεδιασθούν: Χάραξη Καννάβου, Περιγράμματα Πλακών, Θέσεις Υποστυλωμάτων



10.2 Επιλογή Διαστάσεων Υποστυλωμάτων και Τοιχωμάτων

α. Φορτίο Υποστυλωμάτων

Οι αρχικές διαστάσεις των υποστυλωμάτων θα υπολογιστούν με βάση το φορτίο που θα αναλάβουν. Αυτό προκύπτει από το εμβαδόν επιρροής του καθ' ενός, E , δηλαδή η επιφάνεια της κάτοψης που φορτίζει το υποστύλωμα. Εμπειρικά, το φορτίο ανά m^2 κάτοψης είναι περίπου 12KN και συμπεριλαμβάνει όλα τα φορτία, ίδια βάρη, μόνιμα και κινητά (για κινητό φορτίο $2\text{KN}/m^2$ και κάρναβο 4 m). Ο καθορισμός της επιφάνειας φόρτισης ενός υποστυλώματος φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Το φορτίο που θα αναλάβει κάθε υποστύλωμα ($F_{\text{υπ,ορ.}}$) ανά όροφο είναι:

$$F_{\text{υπ,ορ.}} = E_{\text{εμβ. επιρροής}} \times 12 \text{ KN}/m^2.$$

Το φορτίο που θα αναλάβει το υποστύλωμα στο ισόγειο του κτιρίου θα είναι:

$$F_{\text{υπ,ολ.}} = F_{\text{υπ,ορ.}} \times 3 \text{ διότι το κτίριο αποτελείται από 3 ορόφους.}$$

Το απαιτούμενο εμβαδόν της διατομής των υποστυλωμάτων στο ισόγειο του κτιρίου προκύπτει από την ακόλουθη σχέση: $A_{\text{υπ}} = F_{\text{υπ,ολ.}} / \sigma_{\text{πρ.}}$

όπου $F_{\text{υπ,ολ.}}$ όπως αναφέρθηκε προηγουμένως είναι το φορτίο που θα αναλάβει κάθε υποστύλωμα στο ισόγειο του κτιρίου. Το $\sigma_{\text{πρ.}}$ είναι η τάση προδιαστασιολόγησης. Μ' αυτόν τον όρο εννοείται ένα ποσοστό της μέγιστης τάσης του διαγράμματος τάσεων - παραμορφώσεων του σκυροδέματος. Στο παράδειγμα για C16/20 είναι:

$$\sigma_{\text{πρ.}} = (0,85) \cdot \frac{16}{1,5} \cdot 0,35 \text{ MPa}$$

όπου 16MPa είναι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, $1,5$ ο συντελεστής ασφαλείας, $0,85$ ο συντελεστής ανομοιογένειας και $0,35$ είναι το ποσοστό χρήσιμης τάσης για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I. Το ποσοστό αυτό της τάσης που θα χρησιμοποιηθεί, εξαρτάται από τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας. Για τις

ζώνες I, II, III το ποσοστό αυτό είναι 35%, 28%, 20% αντίστοιχα. Εκτιμούμε εμπειρικά ότι το ποσοστό αυτό θα εξαντληθεί από μόνιμα και κινητά φορτία ενώ το υπόλοιπο θα μείνει διαθέσιμο για σεισμικά φορτία.

ΥΠ.	ΕΜΒΑΔΟΝ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ (m ²) $E_{εμβ. επιρ}$	ΦΟΡΤΙΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ (KN) $F_{υπ,ολ.}=F_{υπ,ορ.} \times 3 =$ $E_{εμβ.επιρ.}(m^2) \times 12(KN/m^2 \times 3)$	ΑΠΑΙΤ. ΕΜΒΑΔΟΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ (m ²) $A_{υπ}=F_{υπ,ολ.}/(\sigma_{πρ} 10^3)$
K ₁	2,1*1,8+1*1,5=5,28	190,08	0,05996
K ₂			
K ₃			
K ₄			
K ₅			
K ₆			
K ₇			
K ₈			
K ₉			
K ₁₀			
K ₁₁			
K ₁₂			
K ₁₃			
K ₁₄			

β. Διαστάσεις Υποστυλωμάτων - Τοιχωμάτων

- Σύμφωνα με τον Ν.Κ.Ω.Σ. (παρ. 18.4.2) οι διαστάσεις της διατομής των υποστυλωμάτων πρέπει να ακολουθούν τους εξής κανόνες:
 - Ελάχιστη πλευρά υποστυλώματος τουλάχιστον 250 mm.
 - Σε γωνιακά ή κύρια υποστυλώματα η μικρότερη πλευρά πρέπει να είναι τουλάχιστον 250 mm.
 - Σε γωνιακά υποστυλώματα με διατομή μορφής Γ το κάθε σκέλος πρέπει να έχει πάχος τουλάχιστον 200 mm και μήκος τουλάχιστον 350 mm.
- Όσον αφορά τις διαστάσεις της διατομής των τοιχωμάτων ο Ν.Κ.Ω.Σ. (παρ. 18.5.1) αναφέρει:
 - Ελάχιστο πάχος τοιχώματος 250 mm.
 - Ελάχιστο πάχος τοιχώματος που καταλήγει σε υποστύλωμα 150 mm.

- Ελάχιστο πάχος τοιχώματος $H_{op}/20$ όπου H_{op} το ύψος του ορόφου.

Στη συνέχεια, προκειμένου να γίνει μια πρώτη εκτίμηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων, προτείνονται λύσεις:

1η Λύση: Τετραγωνικά υποστυλώματα πλευρών $\sqrt{A_{up}} / \sqrt{A_{up}}$

2η Λύση: Ορθογωνικά υποστυλώματα πλευρών $0,25 / \frac{A_{up}}{0,25}$

Αυτές οι λύσεις δεν είναι οι τελικές. Αποτελούν μία αρχική εκτίμηση και δίνουν μία τάξη μεγέθους διαστάσεων που θα βοηθήσει στη συνέχεια να επιλέξουμε τις σωστές διαστάσεις των υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων.

3η Λύση: Τετραγωνικά υποστυλώματα και τοιχεία με κριτήριο τη σύμπτωση Κ.Β. με Κ.Ε.Σ και την ικανοποίηση διαφόρων γεωμετρικών δεσμεύσεων του ξυλοτύπου όπως εσοχές όπου πρέπει να αποφεύγεται η στήριξη δοκού επι δοκό κλπ.

Κατά την επιλογή των διαστάσεων υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην σύμπτωση του κέντρου ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ.) και του κέντρου βάρους των ορόφων. Το Κ.Ε.Σ. είναι το σημείο στο οποίο αν ασκούταν συγκεντρωμένη σεισμική δύναμη δεν θα υπήρχε στροφή στο κτίριο. Η σεισμική δράση ασκείται στο Κ.Β. του κτιρίου. Άρα με τη σύμπτωση των δύο αυτών σημείων δεν θα παρουσιαστεί πρόβλημα στροφής στο κτίριο. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με κατάλληλη διάταξη τοιχωμάτων στην κάτοψη. Τα τοιχώματα λόγω της μεγάλης ακαμψίας κατά τη μία διεύθυνση τους, μετατοπίζουν σημαντικά το Κ.Ε.Σ. Τα τοιχώματα πρέπει να τοποθετούνται συμμετρικά και σε τέτοιες θέσεις ώστε να αποφεύγονται προβλήματα από θερμοκρασιακές μεταβολές.

Επίσης η διάταξη κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων ή/ και τοιχωμάτων) πρέπει να είναι τέτοια ώστε να ελαχιστοποιεί την στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων κοντά στην περίμετρο, ή όπου αυτό δεν είναι δυνατόν, με τη διάταξη τοιχωμάτων παράλληλα και κοντά σε τρεις τουλάχιστον πλευρές της περιμέτρου.

Η τοποθέτηση μεγάλου σε μήκος τοιχείου μπορεί να δημιουργήσει αρχιτεκτονικά προβλήματα (θέσεις στάθμευσης, ανοίγματα κλπ.). Για το λόγο αυτό τα τοιχώματα μπορούν να αντικατασταθούν με άλλα μικρότερου μήκους αλλά με την ίδια συνολική ακαμψία.

Η σκάλα, επίσης, είναι προτιμότερο να περιστοιχίζεται από τοιχώματα ώστε να αποφευχθεί η κατάρρευσή της σε περίπτωση σεισμού. Ο Ε.Α.Κ. αναφέρει συγκεκριμένα (Σ.4.1.7.1) ότι: «γενικώς, συνιστάται η διάταξη τοιχωμάτων στην περιοχή ανελκυστήρων αλλά και κλιμακοστασίων και πλατύσκαλων, για την αποτροπή κατάρρευσης και εξασφάλιση ασφαλών οδών διαφυγής».

4η Λύση: Επιλογή τοιχωμάτων, διαστάσεων ίσων με τις διαστάσεις του μεγαλύτερου τοιχώματος της 3ης Λύσης και παραδοχή ότι ο σεισμός παραλαμβάνεται

μόνο από αυτά, δεδομένου ότι τα υποστυλώματα θεωρούνται αμελητέας δυσκαμψίας σχετικά με τη δυσκαμψία των τοιχωμάτων.

ΥΠΟΣ.	ΛΥΣΗ 1	ΛΥΣΗ 2	ΛΥΣΗ 3	ΛΥΣΗ 4
K ₁				
K ₂				
K ₃				
K ₄				
K ₅				
K ₆				
K ₇				
K ₈				
K ₉				
K ₁₀				
K ₁₁				
K ₁₂				
K ₁₃				
K ₁₄				

γ. Διαστάσεις Δοκών

Σύμφωνα με τον Ν.Κ.Ω.Σ. (παρ. 18.3.1) οι κατασκευαστικές απαιτήσεις των δοκών είναι οι εξής:

Το πλάτος b_w να ικανοποιεί τις συνθήκες:

$$b_w < 2b_c,$$

$$b_w < b_c + h_c/2,$$

$$b_w \geq 200 \text{ mm},$$

όπου b_c και h_c η διάσταση της διατομής του υποστυλώματος κάθετα και παράλληλα προς τον άξονα της δοκού.

Ο λόγος ανοίγματος προς ύψος να είναι τουλάχιστον ίσος προς 4.

Η εκκεντρότητα της δοκού δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει το 1/4 του πλάτους του υποστυλώματος που τη στηρίζει στη θέση του κόμβου.

Οι δοκοί τοποθετούνται στην κάτοψη κατά μήκος εσωτερικών και εξωτερικών τοίχων ώστε να αποφευχθούν αρχιτεκτονικά προβλήματα. Προτείνεται να αποφεύγονται έμμεσες στηρίξεις δοκών. Για την αποφυγή έμμεσης στήριξης της δοκού η διατομή του υποστυλώματος μετατρέπεται από ορθογωνική σε διατομή μορφής Γ.

Για τις δοκούς οι οποίες βρίσκονται πάνω από τοίχους πλάτους 0,30 m, επιλέγεται πλάτος ίσο με $b_w = 0,30 \text{ m}$. Για τις υπόλοιπες δοκούς πλάτος $b_w = 0,25 \text{ m}$.

Τα πλάτη αυτά ικανοποιούν τις απαιτήσεις του Ν.Κ.Ω.Σ., όμως

Η προεκτίμηση του ύψους των δοκών θα γίνει με βάση τη μεγαλύτερη σε μήκος δοκό της κάτοψης. Το απαιτούμενο ύψος θα προκύψει από έλεγχο αυτής της δοκού σε κάμψη και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, ώστε:

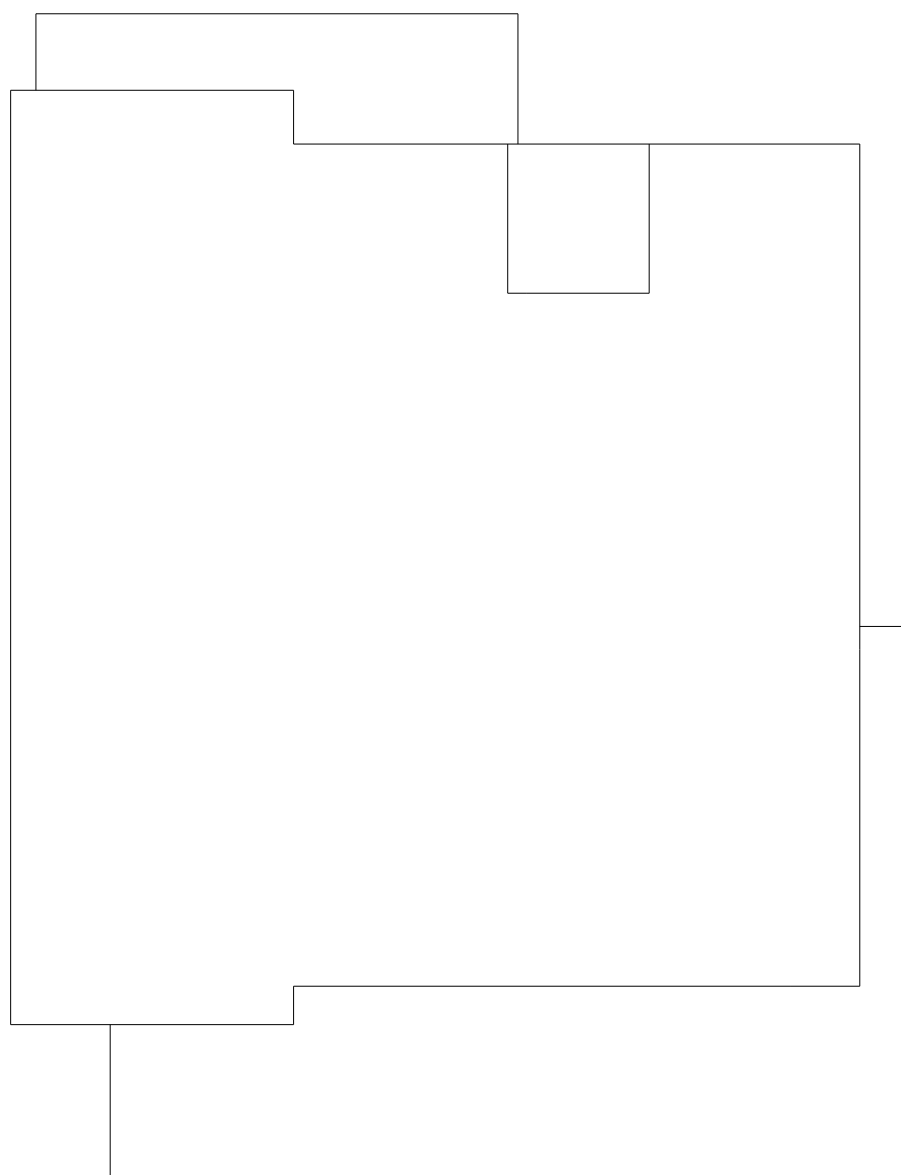
Να μην προκύπτει θλιβόμενος οπλισμός στο άνοιγμα.

Να προκύπτει ο ελάχιστος εφελκυσμένος οπλισμός στη στήριξη (στη στήριξη τοποθετείται πάντα θλιβόμενος οπλισμός λόγω κατασκευαστικών διατάξεων).

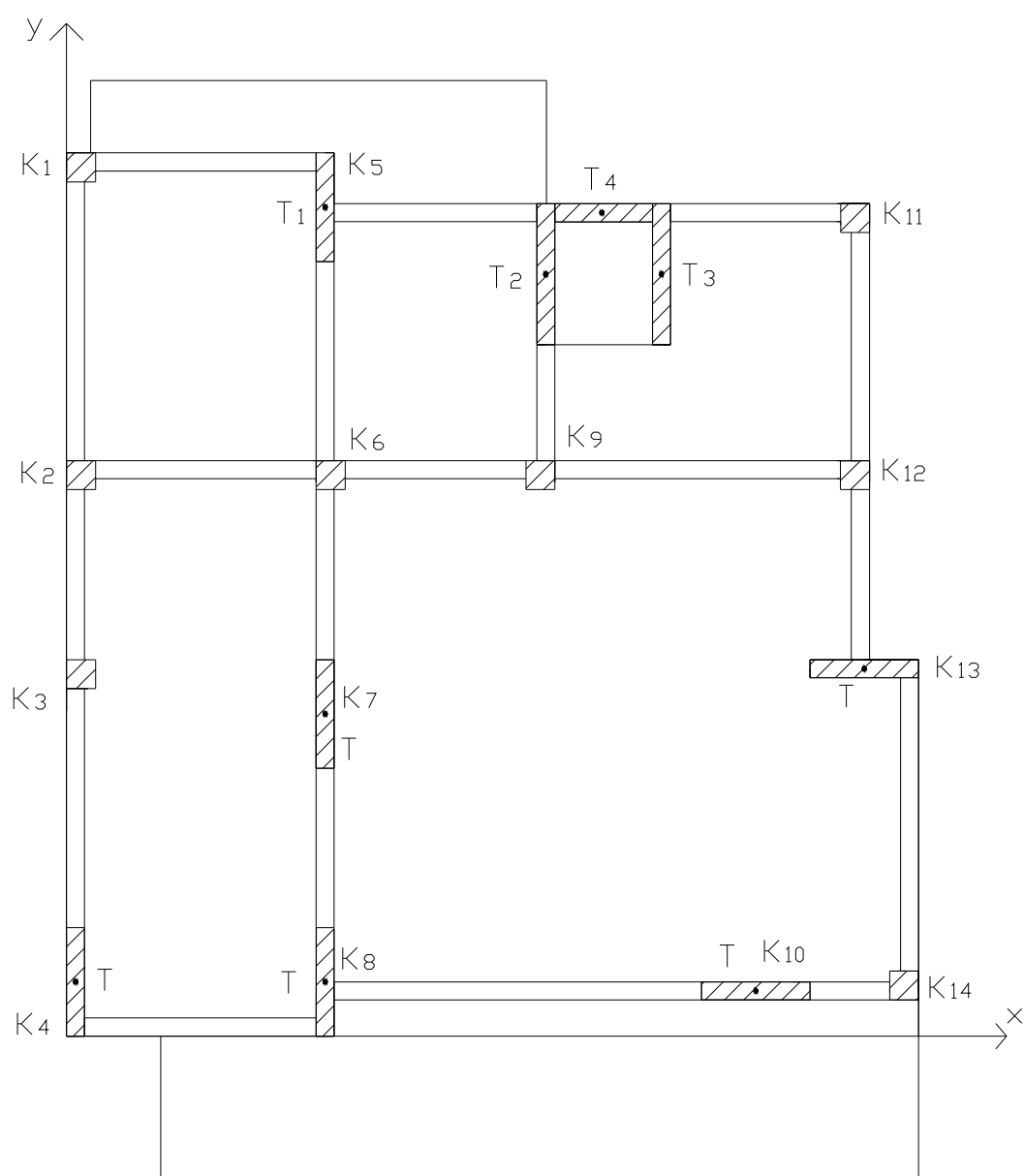
Προτείνεται σε κάθε ξυλότυπο να μη χρησιμοποιούνται περισσότερες από 2-3 διαφορετικές διαστάσεις δοκών. Συνήθως τηρείται ενιαία διάσταση για τις περιμετρικές δοκούς και ενιαία διάσταση για τις εσωτερικές. Καθοριστικό στην επιλογή ύψους δοκών είναι το ύψος από το δάπεδο στο οποίο κατασκευάζεται το πρέκι των ανοιγμάτων. Πχ. Για μικτό ύψος ορόφου 3.00 m και πρέκι στα 2.20 m, εξυπηρετεί κατασκευαστικά να τοποθετηθεί:

Δοκός $h = 0.80 \text{ m}$ ώστε να πρεκιάζει ή

Δοκός $h < 0.60 \text{ m}$ ώστε να κατασκευαστεί το πρέκι και ενδιάμεση σειρά από τούβλα.



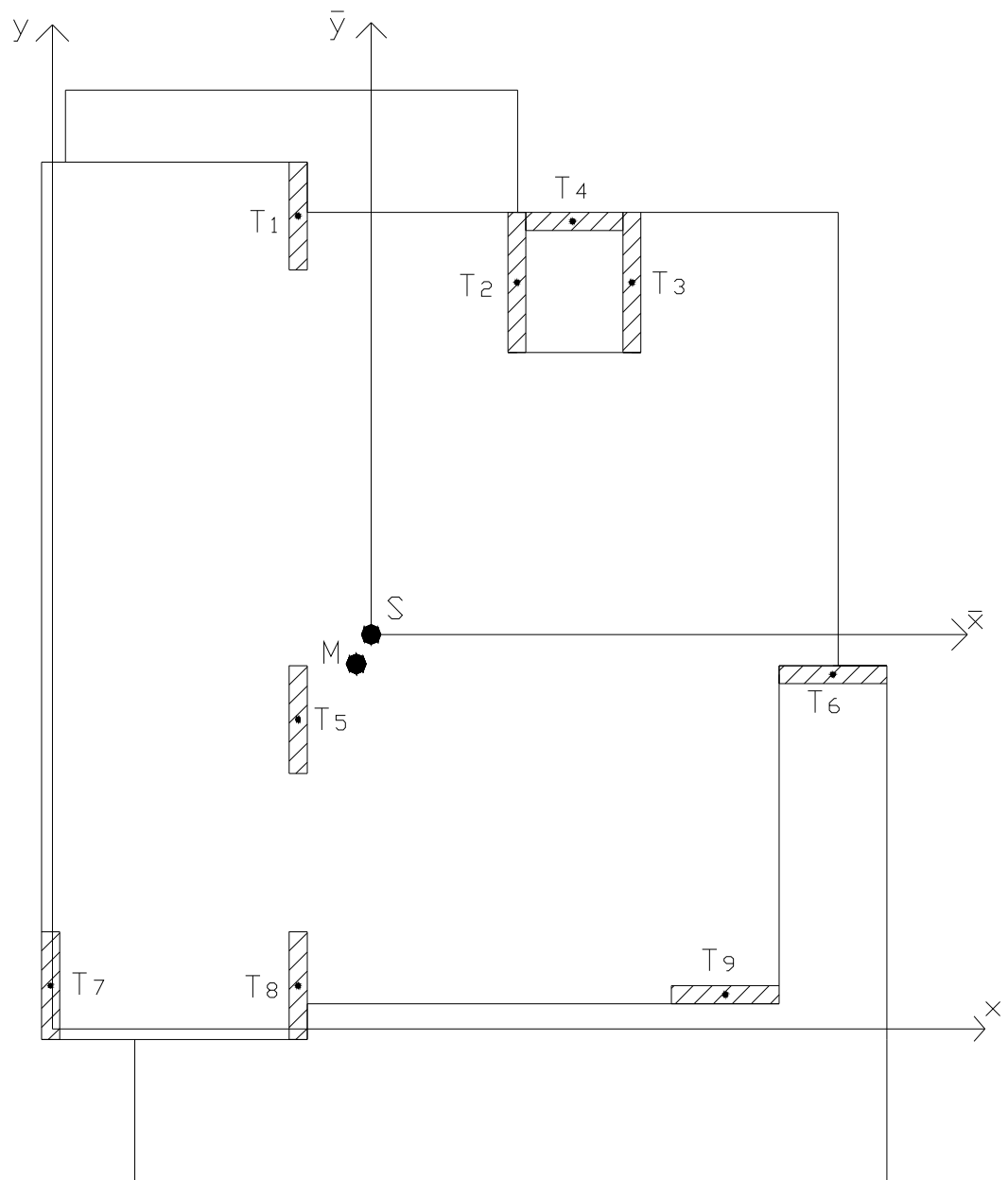
Να σχεδιασθεί η **3η Λύση** σύμφωνα με το παρακάτω υπόδειγμα



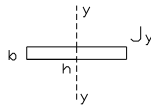
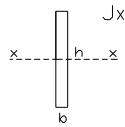
Υπόδειγμα ξυλοτύπου

10.3 Κατανομή του σεισμού στα κατακόρυφα στοιχεία

Γίνεται παραδοχή ότι ο σεισμός παραλαμβάνεται μόνο από τα τοιχώματα της **4ης Λύσης**, δεδομένου ότι τα υποστυλώματα θεωρούνται αμελητέας δυσκαμψίας σχετικά με τη δυσκαμψία των τοιχωμάτων



Κέντρο Ελαστικής Στροφής “S”



$$J_x = b h^3 / 12$$

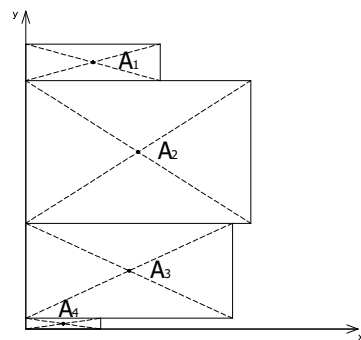
$$J_y = b h^3 / 12$$

Τοιχ.	J_{ix}	J_{iy}	x_i	y_i	$J_{ix} \cdot x_i$	$J_{iy} \cdot y_i$
1	$0,25 \cdot 1,5^3/12=$	-	3,5	-		
2	$0,25 \cdot 2^3/12=$	-	6,7	-		
3	$0,25 \cdot 2^3/12=$	-	8,4	-		
4	-	$0,25 \cdot 1,85^3/12=$	-	11,5		
5	$0,25 \cdot 1,5^3/12=$	-	3,5	-		
6	-	$0,25 \cdot 1,5^3/12=$	-	5		
7	$0,25 \cdot 1,5^3/12=$	-	0	-		
8	$0,25 \cdot 1,5^3/12=$	-	3,5	-		
9	-	$0,25 \cdot 1,5^3/12=$	-	0,5		
Σ	Σ	Σ			Σ	Σ

$$x_s = \frac{J_{1x} \cdot x_1 + J_{2x} \cdot x_2 + J_{3x} \cdot x_3 + J_{5x} \cdot x_5 + J_{7x} \cdot x_7 + J_{8x} \cdot x_8}{J_{1x} + J_{2x} + J_{3x} + J_{5x} + J_{7x} + J_{8x}} =$$

$$y_s = \frac{J_{4y} \cdot y_4 + J_{6y} \cdot y_6 + J_{9y} \cdot y_9}{J_{4y} + J_{6y} + J_{9y}} =$$

Κέντρο μάζας “M”



$$x_M = \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3 + A_4 \cdot x_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4} =$$

$$y_M = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3 + A_4 \cdot y_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4} =$$

Κατασκευαστική Εκκεντρότητα

$$e_{\kappa x} = x_M - x_s =$$

$$e_{\kappa y} = y_M - y_s =$$

Τυχηματική Εκκεντρότητα

$$e_{\tau x} = \pm 0,05 \cdot L_x =$$

$$e_{\tau y} = \pm 0,05 \cdot L_y =$$

Ολική Εκκεντρότητα

$$e_x = e_{\kappa x} + e_{\tau x} =$$

$$e_y = e_{\kappa y} + e_{\tau y} =$$

Κατανομή Τέμνουσας ορόφου (σεισμικής) V_x

Στο κέντρο ακαμψίας δρουν:

$$V_x = 1, \quad V_y = 0$$

$$T_x = 1 \cdot e_y = 1 \cdot (\dots) =$$

$$V_{ix} = V_x \frac{J_{iy}}{\Sigma J_{ij}} - T \frac{J_{iy} \cdot \bar{y}_i}{\Sigma (J_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + J_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

$$V_{iy} = V_y \frac{J_{ix}}{\Sigma J_{ix}} + T \frac{J_{ix} \cdot \bar{x}_i}{\Sigma (J_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + J_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

α/α	J_{ix}	$\bar{x}_i = x_i - x_s$	$J_{ix} \cdot \bar{x}_i$	J_{iy}	$\bar{y}_i = y_i - y_s$	$J_{iy} \cdot \bar{y}_i$	$J_{ix} \cdot \bar{x}_i^2 + J_{iy} \cdot \bar{y}_i^2$
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
	Σ		Σ	Σ		Σ	Σ

Τοιχ. 1: $V_{1x} = 1 \dots - \dots =$

$$V_{1y} = 0 \dots + \dots =$$

Τοιχ. 2: $V_{2x} = 1 \dots - \dots =$

$$V_{2y} = 0 \dots + \dots =$$

$$\begin{aligned}
\text{Τοιχ. 3:} \quad V_{3x} &= 1 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{3y} &= 0 \dots\dots + \dots\dots = \\
\text{Τοιχ. 4:} \quad V_{4x} &= 1 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{4y} &= 0 \dots\dots + \dots\dots = \\
\text{Τοιχ. 5:} \quad V_{5x} &= 1 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{5y} &= 0 \dots\dots + \dots\dots = \\
\text{Τοιχ. 6:} \quad V_{6x} &= 1 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{6y} &= 0 \dots\dots + \dots\dots = \\
\text{Τοιχ. 7:} \quad V_{7x} &= 1 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{7y} &= 0 \dots\dots + \dots\dots = \\
\text{Τοιχ. 8:} \quad V_{8x} &= 1 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{8y} &= 0 \dots\dots + \dots\dots = \\
\text{Τοιχ. 9:} \quad V_{9x} &= 1 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{9y} &= 0 \dots\dots + \dots\dots =
\end{aligned}$$

Ελεγχος ισοροπίας:

$$\Sigma V_{ix}=1$$

$$\Sigma V_{iy}=0$$

Κατανομή Τέμνουσας ορόφου (σεισμικής) V_y

Στο κέντρο ακαμψίας δρουν:

$$V_y = 1, \quad V_x = 0$$

$$T_y = 1 \cdot e_x = 1 \cdot (\dots) =$$

$$V_{ix} = V_x \frac{J_{iy}}{\Sigma J_{ij}} - T \frac{J_{ij} \cdot \bar{y}_i}{\Sigma (J_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + J_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

$$V_{iy} = V_y \frac{J_{ix}}{\Sigma J_{ix}} - T \frac{J_{ix} \cdot \bar{x}_i}{\Sigma (J_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + J_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}$$

Οι τιμές λαμβάνονται από τον προηγούμενο Πίνακα, οπότε:

$$\begin{aligned}
\text{Τοιχ. 1:} \quad V_{1x} &= 0 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{1y} &= 1 \dots\dots + \dots\dots = \\
\text{Τοιχ. 2:} \quad V_{2x} &= 0 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{2y} &= 1 \dots\dots + \dots\dots = \\
\text{Τοιχ. 3:} \quad V_{3x} &= 0 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{3y} &= 1 \dots\dots + \dots\dots = \\
\text{Τοιχ. 4:} \quad V_{4x} &= 0 \dots\dots - \dots\dots = \\
\quad V_{4y} &= 1 \dots\dots + \dots\dots =
\end{aligned}$$

$$\text{Τοιχ. 5: } V_{5x} = 0 \dots\dots - \dots\dots =$$

$$V_{5y} = 1 \dots\dots + \dots\dots =$$

$$\text{Τοιχ. 6: } V_{6x} = 0 \dots\dots - \dots\dots =$$

$$V_{6y} = 1 \dots\dots + \dots\dots =$$

$$\text{Τοιχ. 7: } V_{7x} = 0 \dots\dots - \dots\dots =$$

$$V_{7y} = 1 \dots\dots + \dots\dots =$$

$$\text{Τοιχ. 8: } V_{8x} = 0 \dots\dots - \dots\dots =$$

$$V_{8y} = 1 \dots\dots + \dots\dots =$$

$$\text{Τοιχ. 9: } V_{9x} = 0 \dots\dots - \dots\dots =$$

$$V_{9y} = 1 \dots\dots + \dots\dots =$$

Ελεγχος ισοροπίας:

$$\Sigma V_{ix}=0$$

$$\Sigma V_{iy}=1$$

10.4 Κατακόρυφα φορτία για σεισμικές δράσεις

α. Φορτία Δοκών

Θεωρείται ότι η δοκός καταπονείται από ομοιόμορφο φορτίο λόγω:

- του ιδίου βάρους, $g_{\text{id.βαρ}} = 200 \text{ Kgr/m}$,
- της τοιχοποιίας κατά μήκος της, $g_{\text{τοιχ.}} = 500 \text{ Kgr/m}$
- των πλακών εκατέρωθεν, $g_{\text{πλ}} = (\text{εμβ. επιρροής}) \times G$ όπου G το φορτίο

ανά m^2 πλάκας που αποτελείται από:

- το ίδιο βάρος ίσο με $G_{\text{π, ιδ.βαρ.}} = 350 \text{ Kgr/m}^2$,
- την επικάλυψη ίση με $G_{\text{π, επικ.}} = 150 \text{ Kgr/m}^2$ και
- το κινητό φορτίο της πλάκας ίσο με 200 Kgr/m^2 για πλάκες και 500 Kgr/m^2

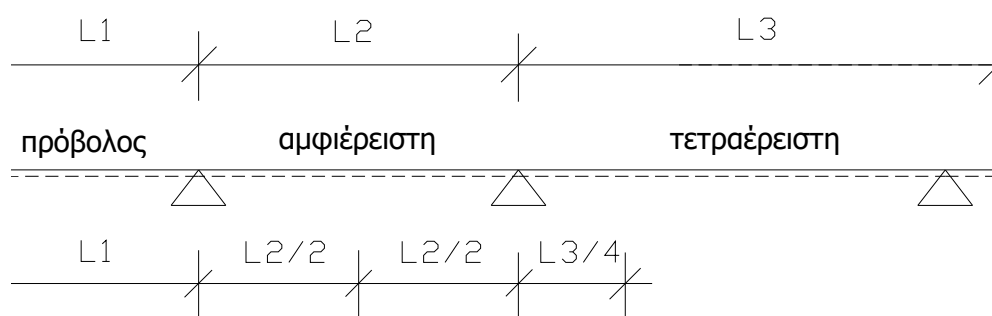
για πλάκες προβόλους.

Τα φορτία των πλακών αναφέρονται σε Kgr/m^2 λόγω ευκολότερης αντίληψης των φορτίων σε κιλά, $100 \text{ Kgr/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$.

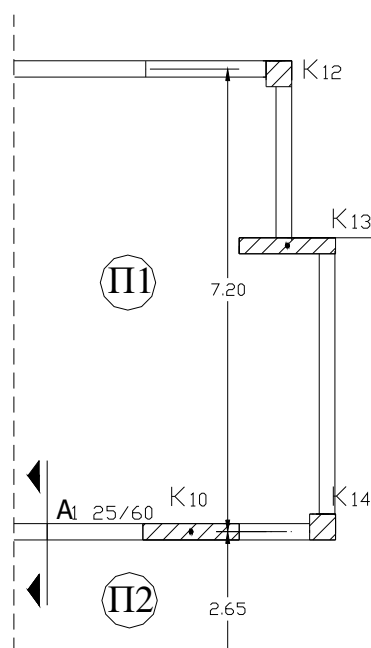
Ως εμβαδόν επιρροής της δοκού (σε επίπεδο προδιαστασιολόγησης) θεωρείται τμήμα της επιφάνειας της πλάκας πλάτους:

- $\ell/4$ για δοκούς στήριξης τετραέρειστων πλακών.
- $\ell/2$ για δοκούς στήριξης αμφιέρειστων πλακών.
- ℓ για δοκούς στήριξης πλακών προβόλων.

όπου ℓ η διάσταση της πλάκας κάθετα στον άξονα της δοκού (βλ. σχήμα).



Εφαρμογή στη Δοκό Δ1 :



Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, οι διαστάσεις των πλακών Π2 και Π1 κάθετα στον άξονα της δοκού Δ1 είναι 7,2 m και 2,65 m αντίστοιχα. Επομένως το φορτίο που μεταβιβάζουν οι πλάκες στη δοκό Δ1 υπολογίζεται όπως φαίνεται στον επόμενο Πίνακα.

Αναλόγως υπολογίζονται και τα φορτία των λοιπών δοκών στον επόμενο Πίνακα.

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ1 kg/m			
$g_{ιδ,βαρ.} =$	200		
$g_{τοιχ} =$	500		
$g_{πλ.αρ.} = (350+150) \cdot 2,65 =$	1325	$q_{πλ.αρ.} = 500 \cdot 2,65 =$	1325
$g_{πλ.δεξ.} = (350+150) 7,2/4 =$	900	$q_{πλ.αρ.} = 200 7,2/4 =$	360
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$	2925	Κινητό φορτίο δοκού $q =$	1685
ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} \cdot l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ $=$...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	
ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g=$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g=$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g=$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g=$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΟΥ Δ ...			
$g_{ιδ,βαρ.} =$...		
$g_{τοιχ} =$...		
$g_{πλ,αρ} = (G_{π,αρ,ιδ,βαρ.} + G_{π,αρ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,αρ} = Q_{π,αρ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
$g_{πλ,δεξ} = (G_{π,δεξ,ιδ,βαρ.} + G_{π,δεξ,επικ.}) * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...	$q_{πλ,δεξ} = Q_{π,δεξ} * l/4 \text{ ή } 2 \text{ ή } 1$ =	...
Μόνιμο φορτίο δοκού $g =$		Κινητό φορτίο δοκού $q =$	

β. Φορτίο ορόφου**ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΟΦΟΥ**

Δ_i	L_i	g_i	q_i	$g_i L_i$	$q_i L_i$
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
				$G_i =$	$Q_i =$

Φορτίο ορόφου σχεδιασμού για σεισμό: $W_i = G_i + 0,3 Q_i =$

Φορτία συνόλου ορόφων: $\Sigma W_i = 3 (G_i + 0,3 Q_i) =$