

20 Μαΐου 1995

Γ. Λάπτα
Λέκτορας Ε.Μ.Π.



Στοιχεία απόκτησης δικαιωμάτων

ΕΤΟ ΝΕΟ ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΣΕΜΙΝΑΡΙΟ

ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΤΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ
ΠΕΡΙΦ. ΤΜΗΜΑ ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ - ΔΥΤΙΚΗΣ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΛΑΡΙΣΣΑ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

1. Μέθοδοι Υπολογισμού Σεισμικής Απόκρισης

[1] Ο παρών Κανονισμός προβλέπει την εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

α. Δυναμική φασματική μέθοδος

β. Ισοδύναμη στατική μέθοδος

[2] Το πεδίο και ο τρόπος εφαρμογής των παραπάνω μεθόδων καθορίζεται στις παραγρ. 3.3 και 3.4 αντιστοίχως.

[3] Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται συμπληρωματικά προς τις παραπάνω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού όπως γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων κ.λπ. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπο μορφή προσθέτων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας.

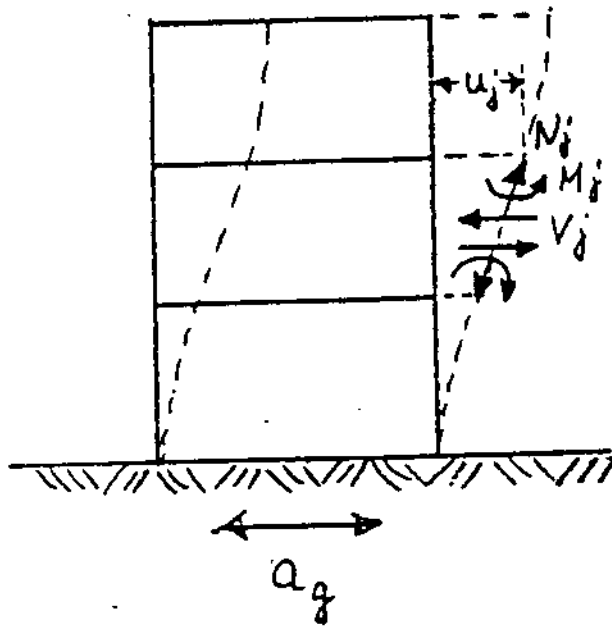
[4] Ανεξάρτητα από την μέθοδο που ακολουθείται η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού θα θεωρείται ότι δρα χωριστά σε δύο οριζόντιες κάθετες μεταξύ των διευθύνσεως. Οι προκύπτουσες αποκρίσεις θα συνδυάζονται σύμφωνα με τα οριζόμενα στην παραγρ. 3.3.3

[5] Για τον υπολογισμό των μεγίστων τιμών των μετακινήσεων του φορέα, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από τον γραμμικό υπολογισμό με την σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς.

[6] -- Επιτρέπεται εν γένει η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυροδεμα και δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα (βλ. και παραγρ. 4.1.2.3.). Στις περιπτώσεις αυτές επιτρέπεται η προσομοίωση και ανάλυση των παραπάνω δομικών στοιχείων σύμφωνα με την παραγρ. 3.5 ανεξάρτητα από την υπόλοιπη κατασκευή.

Σεισμική απόκριση ενδοεί:

Τα ενταπνά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που προκύπτουν από την σεισμική κίνηση στη βάση της καίσαρευής.



Άλλες μέθοδοι, π.χ. γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν λόγω ολοκλήρωση επιταχυνσιοχρονισμάτων, επιτρέπονται μόνο σε ειδικές περιπτώσεις και συμπληρωματικά. Οι μέθοδοι αυτές είναι αριθμητικά ευαίσθητες. Επιπλέον χρειάζεται για την μη γραμμική ανάλυση ακριβή προσομοίωση της ογκομετρικής συμπεριφοράς των πλαστικοποιούμενων περιοχών, γι' αυτό δεν προσφέρεται για σχεδιασμό.

Οι οριζόντιες αποκρίσεις υπολογίζονται χωριστά σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις που είναι κάθετες μεταξύ τους και συνδυάζονται μετά.

Οι μέγιστες τιμές των μετακινήσεων υπολογίζονται παρατηρώντας τις μετακινήσεις που προκύπτουν από τον γραμμικό υπολογισμό επί του συντελεστή συμπίεσης q .

Η κατακόρυφη συνιστώσα παραλείπεται συνήθως.

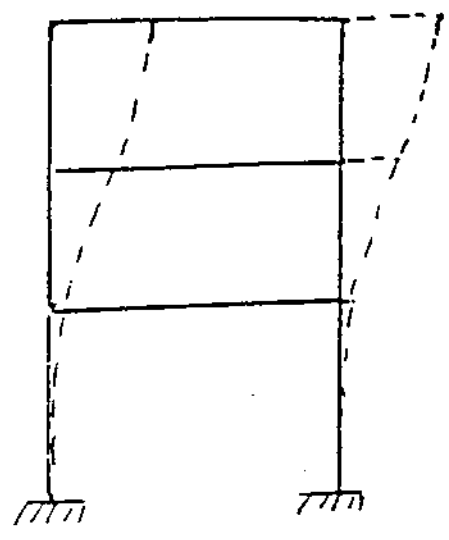
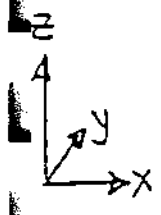
3.2 Προσομοίωση

3.2.1 Ελευθερίες Κινήσεως

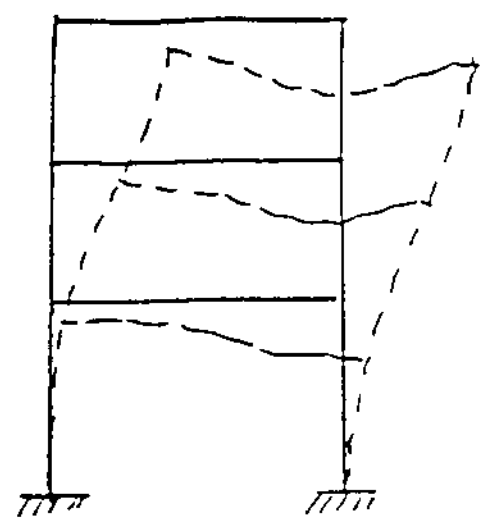
- [1] Ο αριθμός και το είδος των ελευθεριών κινήσεως εκλέγεται σε κάθε περίπτωση με κριτήριο την απόδοση με επαρκή προσέγγιση όλων των σημαντικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αδράνειας των φορέων.
- [2] Σε κτίρια υποκείμενα σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη την διαφραγματική λειτουργία των πλακών αρκεί, γενικά, η θεώρηση τριών ελευθεριών κινήσεως ανά όροφο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή).
- [3] Η στήριξη των φορέων στο έδαφος θεωρείται, γενικά, στερεά. Επιτρέπεται η εισαγωγή πρόσθετων ελευθεριών κινήσεως των σημείων στήριξεως (ελαστική στήριξη).

Το προσομοίωμα πρέπει να είναι κατάλληλο για να προσεγγιστούν οι ιδιότητες της πραγματικής κατασκευής.

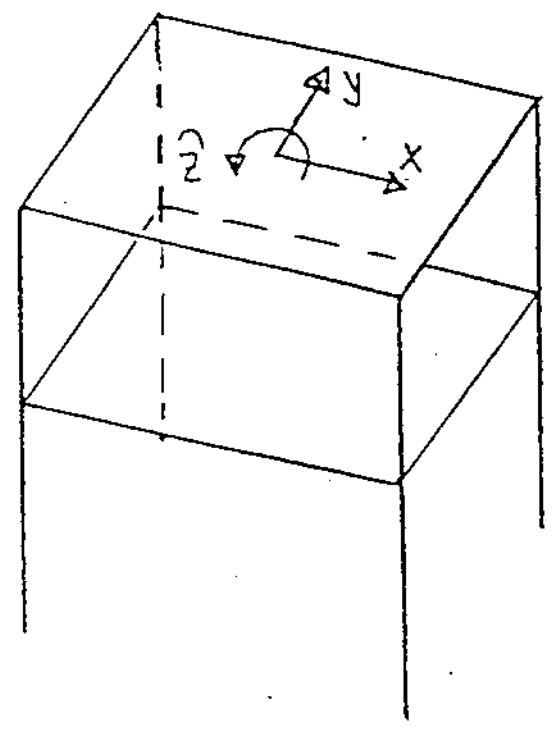
Ελευθερίες κινήσεως (βαθμοί ελευθερίας) είναι οι ανεξάρτητες γεωμετρικές παράμετροι που απαιτούνται για την πλήρη περιγραφή της παραμόρφωσης του φορέα στον χώρο.



μετατόπιση κατά x



μετατοπίσεις κατά x & z
στρόφη γύρω από το y



Στην γενική περίπτωση υπάρχουν 6 ελευθερίες κινήσεως. Σε κτίρια με οριζόντια βελιστική δράση και διαφραγματική λειτουργία των πλάνων οι μετακινήσεις των κόμβων που συνδέονται με τις πλάκες εξαρτώνται γραμμικά από τις 3 ελευθερίες κίνησης του διαφράγματος (2 οριζόντιες και 1 στρόφη).

3.2.2 Προσομοίωση των Μαζών

{1} — Η διακριτοποίηση των κατανεμημένων μαζών των κατασκευών σε ιδεατές συγκεντρωμένες μάζες γίνεται με τους παρακάτω όρους:

- α. Κάθε σημείο συγκέντρωσης μάζας εφοδιάζεται με την μάζα και με τις ροπές αδράνειας μάζας του στερεού τμήματος στο οποίο αντιστοιχεί, ανάλογα με τον αριθμό και το είδος των ελευθεριών κινήσεως που διαθέτει.
- β. Η κατανομή των συγκεντρωμένων μαζών στην έκταση της κατασκευής γίνεται με κριτήριο τη διατήρηση του κέντρου βάρους και των ροπών αδράνειας των κατανεμημένων μαζών.
- γ. Επιτρέπεται η αιτιολογημένη παράλειψη των ροπών αδράνειας μάζας και η απαλοιφή των αντίστοιχων δυναμικών ελευθεριών κινήσεως από το προσομοίωμα.

[2] Στα κτίρια αρκεί, γενικά, η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και της αντίστοιχης ροπής αδράνειας μάζας περί κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου.

[3] Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία $G_x + \psi_2 Q_x$, όπου G_x και Q_x είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και των μεταβλητών φορτίων και ψ_2 μετωπικός συντελεστής που δίδεται από τον Πίνακα 4.1.

Η κατανεμημένες μάζες συγκεντρώνονται στους κόμβους. Κριτήριο είναι η διατήρηση των δυνάμεων αδράνειας. Συγκεντρωμένες μάζες αντιστοιχούν στις μεταφορικές ελευθερίες κινήσεως, μαζικές ροπές αδράνειας στις στρωφικές ελευθερίες κινήσεως.

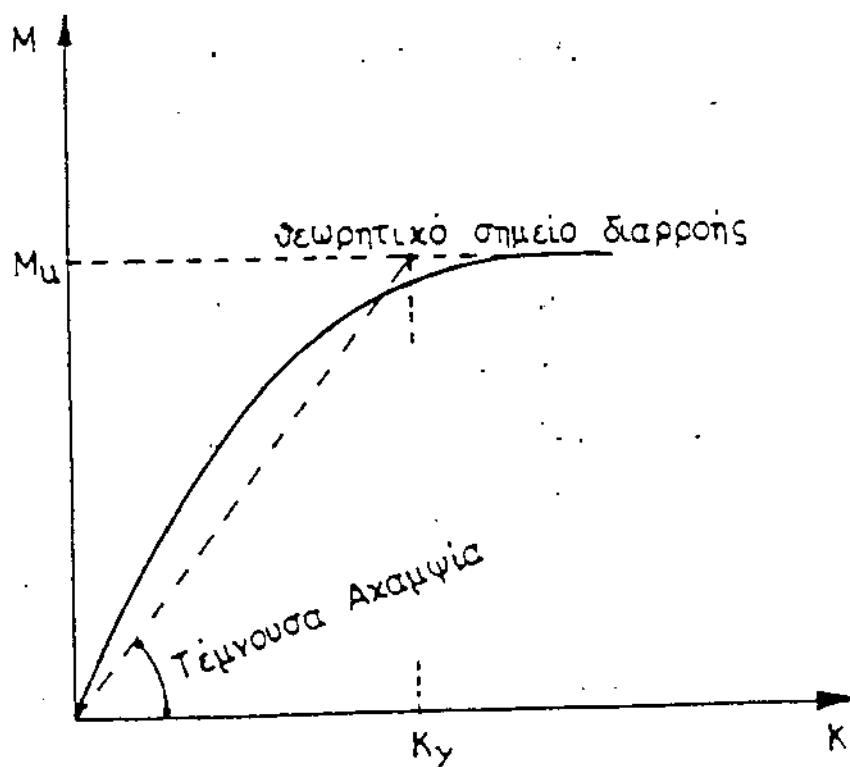
Στα κτίγια συγκεντρώνεται η μάζα κάθε ορόφου στο κέντρο βάρους του ορόφου, επίσης η ροπή αδράνειας μάζας.

Οι μάζες προκύπτουν από τα φορτία $G_k + \psi_2 Q_k$ όπου ψ_2 είναι ένας μειωτικός συντελεστής, π.χ. για κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία $\psi_2 = 0.3$

3.2.3 Προσομοίωση Δυσκαμψίας Φερόντων Στοιχείων

- [1] Στο προσομοίωμα του δομήματος θα λαμβάνονται υπόψη όλα τα φέροντα στοιχεία που έχουν σημαντική συμβολή στην δυσκαμψία του συστήματος.
- [2] Σε περίπτωση που το υλικό του δομικού συστήματος είναι οπλισμένο ακυρόδεμα οι δυσκαμψίες των στοιχείων θα υπολογίζονται με παραδοχή Σταδίου II. Εάν δεν γίνεται αναλυτικότερη εκτίμηση της δυσκαμψίας στο Στάδιο II, η καμπτική δυσκαμψία Σταδίου II επιτρέπεται να λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτήν του Σταδίου I χωρίς συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού (δυσκαμψία γεωμετρικής διατομής) για τα τοιχώματα ίση με τα $2/3$ της παραπάνω τιμής και για τα οριζόντια στοιχεία ίση με το $1/2$, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) ίση με $1/10$ της αντίστοιχης τιμής του Σταδίου I.
- [3] Μέσα στα πλαίσια ισχύος των γραμμικών μεθόδων υπολογισμού που δέχεται ο παρών κανονισμός προβλέπεται:
- α. Η χρήση γραμμικού προσομοιώματος μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής με την εισαγωγή του κατάλληλου "δείκτη συμπεριφοράς" η .
 - β. Η εξομοίωση όλων των τύπων αποσβέσεως -πλην της υστερητικής- με μία ισοδύναμη ιξώδη γραμμική απόσβεση, η οποία εκφράζεται ως ποσοστό ζ (%) της κρίσιμης απόσβεσης. Στον Πίνακα 2.14 δίδονται οι τιμές του ζ για τα συνήθη είδη κατασκευών που ισχύουν για ελαστική απόκριση.
 - γ. Η λήψη κατασκευαστικών μέτρων για την υποβάθμιση ειδικών φαινομένων μη γραμμικότητας (βλ. παρ.4.1.2.4, 5.2.3.2).
- [4] Κατά την προσομοίωση του εδάφους θεμελιώσεως επιτρέπεται εν γένει η παράλειψη των αδρανειακών και αποσβεστικών του χαρακτηριστικών και η θεωρήση μόνον των ελαστικών (ελατηριακές σταθερές).

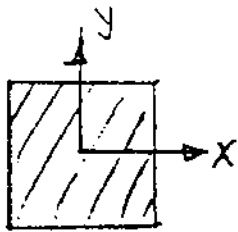
Οι μέθοδοι γραμμικού υπολογισμού βασίζονται σε ιδεατή ελαστοπλαστική συμπεριφορά των φορέα. Η ελαστική συμπεριφορά περιγράφεται από την τμήγουσα ακαμψία των στοιχείων στο θεωρητικό σημείο διαρροής των πλαστικών αθροίσεων, για όσα στοιχεία περιέχουν πλαστικές αθροίσεις. Στα υπόλοιπα στοιχεία λαμβάνεται η ακαμψία σταδίου I. (I)



Διάγραμμα Ρομών - Καμπυλοτήτων

Για παταθνευές αϊτο οπλϊσμένο σκυρόδεμα
οι δυσπαμφϊες υπολογϊζονται στο σταδϊο II
(ρηχματωμένες διατομές). Επτρεπόμεναι οι εξής
αποποιήσεις :

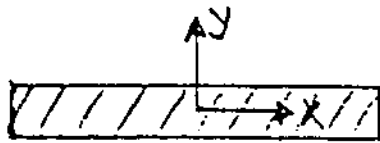
- Υποστυλόμενα : δυσπαμφια της γεωμετρϊκής
διατομής χωρίς οπλϊσμούς στο σταδϊο I (αρηχμά-
τοτη διατομή)
- Τοιχώματα : 2/3 της γεωμετρϊκής διατομής
- Οριζόμενα στοιχεία : 1/2 της γεωμετρϊκής διατομής
- Στρεπτομή δυσπαμφια : ή αγνοείται ή το 1/10 της
τιμής του σταδϊου I.



$$I_x^{\text{II}} \approx I_x^{\text{I}}$$

$$I_y^{\text{II}} \approx I_y^{\text{I}}$$

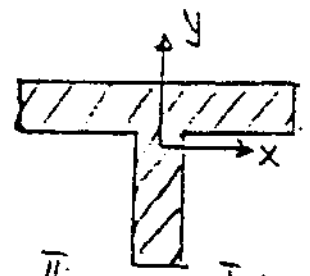
$$I_z^{\text{II}} \approx I_z^{\text{I}} / 10 \text{ ή } 0$$



$$I_x^{\text{II}} \approx I_x^{\text{I}} \text{ ή } 0$$

$$I_y^{\text{II}} \approx 2/3 I_y^{\text{I}}$$

$$I_z^{\text{II}} \approx I_z^{\text{I}} / 10 \text{ ή } 0$$



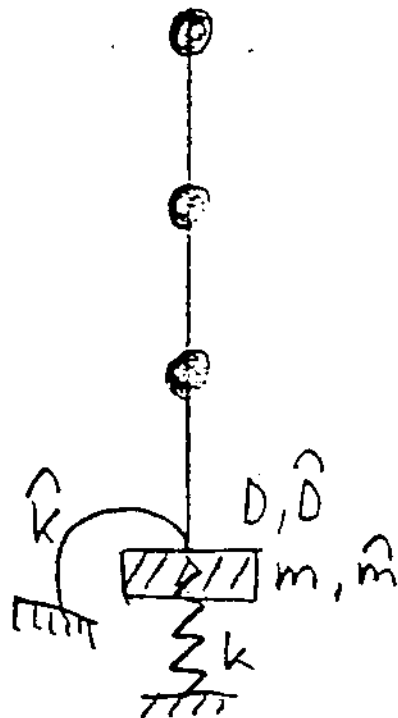
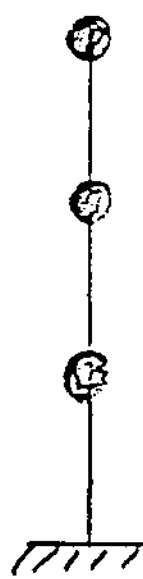
$$I_x^{\text{II}} \approx I_x^{\text{I}} / 2$$

$$I_y^{\text{II}} \approx \infty$$

$$I_z^{\text{II}} \approx I_z^{\text{I}} / 10 \text{ ή } 0$$

Μέσα στις γραμμικές μεθόδους υπολογισμού προβλέπεται:

- Δείκτης συμπεριφοράς q
- Απόσβεση ως ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ζ
π.χ. οπλισμένο σκυρόδεμα $\zeta = 5\%$
- Αποφυγή ειδικών φαινομένων μη γραμμικότητας με παθησιαστικά μέτρα.



Αδράγεια και απόσβεση του εδάφους δεμελιώσεως αγνοούνται.

Η στήριξη στο έδαφος θεωρείται συνήθως στερεά, εντός όταν είναι πολύ εύκαμπτο το έδαφος και / ή πολύ μεγάλη η ένταση που μεταβιβάζεται στο έδαφος.

Σε τοιχώματα που έχουν καμπηθείς ροπές και δεν υπάρχει υπόγειο ή που έχουν σημαντικές καμπηθείς ροπές πρέπει να προβλεπτούν ελαστικές στήριξεις. Το ίδιο ισχύει και στις δεμελιώσεις με πατάριους. Οι ελαστικές σταθμεύσεις για αυτές τις στήριξεις πρέπει να έχουν υπόψη τα χαρακτηριστικά ταχείας παραμόρφωσης του εδάφους.

Προσοχή: Η αύξηση των ιδιοπεριόδων λόγω των ελαστικών στήριξεων δεν πρέπει να οδηγήσει σε σημαντικές μειώσεις της φασματικής επιτάχυνσης.

3.2.4 Τυχηματική Εκκεντρότητα Ορόφου

- [1] Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπονήσεων ενός κτιρίου οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η σεισμική δράση σε κάθε όροφο θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά, εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα e_{Ti} του ορόφου i .
- [2] Η τυχηματική εκκεντρότητα e_{Ti} λαμβάνεται ίση προς $0.05L$ όπου L το πλάτος του ορόφου κάθετα προς τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.
- [3] Λόγω της εγγενούς αβεβαιότητας της τιμής της τυχηματικής εκκεντρότητας επιτρέπεται σε κάθε περίπτωση ο προσδιορισμός των σχετικών αποκρίσεων να γίνεται με μεθόδους αναλόγου ακρίβειας. Κατά συνέπεια αντί της δυναμικής ή στατικής ανάλυσης συστημάτων με μετατοπισμένα κέντρα μάζας, επιτρέπεται η αποτίμηση μέσω πρόσθετης στατικής φόρτισης από ομόσημα στρεπτικά ζεύγη σε κάθε όροφο ίσα προς $\pm e_{Ti} F_i$ όπου το σεισμικό φορτίο του ορόφου F_i , αν δεν υπολογίζεται ακριβέστερα, μπορεί να λαμβάνεται από την σχέση (3.7) ακόμα και στην περίπτωση κατά την οποία ο υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης γίνεται με την δυναμική φασματική μέθοδο.
- [4] Σε εύστρεπτους ορόφους η τυχηματική εκκεντρότητα πολλαπλασιάζεται επί συντελεστή :

$$\xi_i = (\Delta_{max}/1.2\Delta_m)^2 \leq 3.0 \quad \text{όπου :}$$

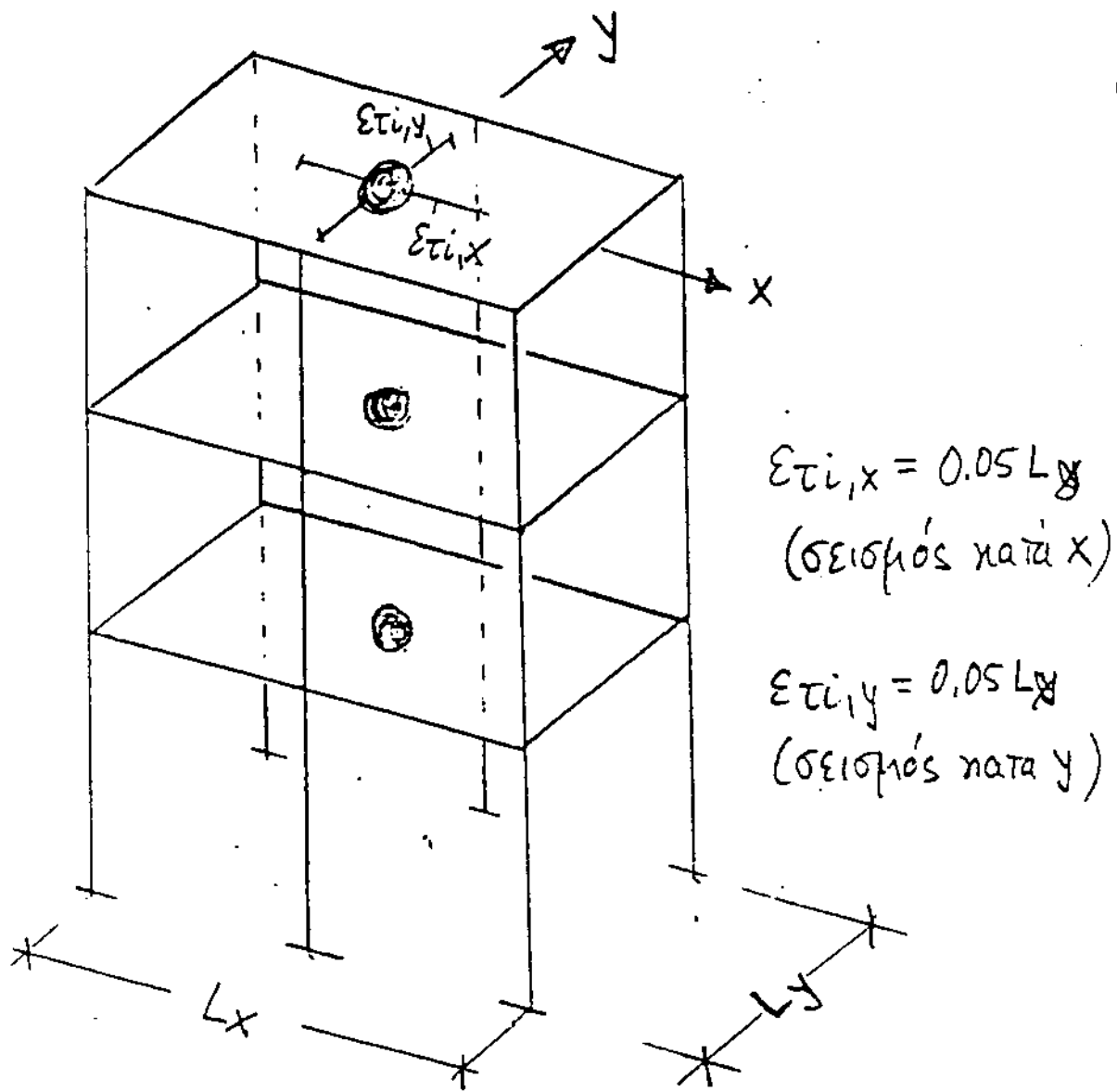
Δ_{max} είναι η μέγιστη σχετική μετακίνηση της οροφής ως προς το δάπεδο του ορόφου i , μετρούμενης κατά μήκος μιας σειράς περιμετρικών κατακόρυφων στοιχείων

$\Delta_m = (\Delta_{max} + \Delta_{min})/2$ είναι η μέση σχετική μετακίνηση του ορόφου i

Δ_{min} είναι η αντίστοιχη ελάχιστη σχετική μετακίνηση του ίδιου ορόφου στην ίδια διεύθυνση (σε απέναντι στοιχεία της περιμέτρου)

Στις παραπάνω μετακινήσεις πρέπει να περιλαμβάνεται και η συμβολή της τυχηματικής εκκεντρότητας χωρίς την επαύξηση με τον συντελεστή ξ_i . Με την έννοια αυτής της διατάξεως ένας όροφος θεωρείται εύστρεπτος όταν $\xi_i \geq 1.0$.

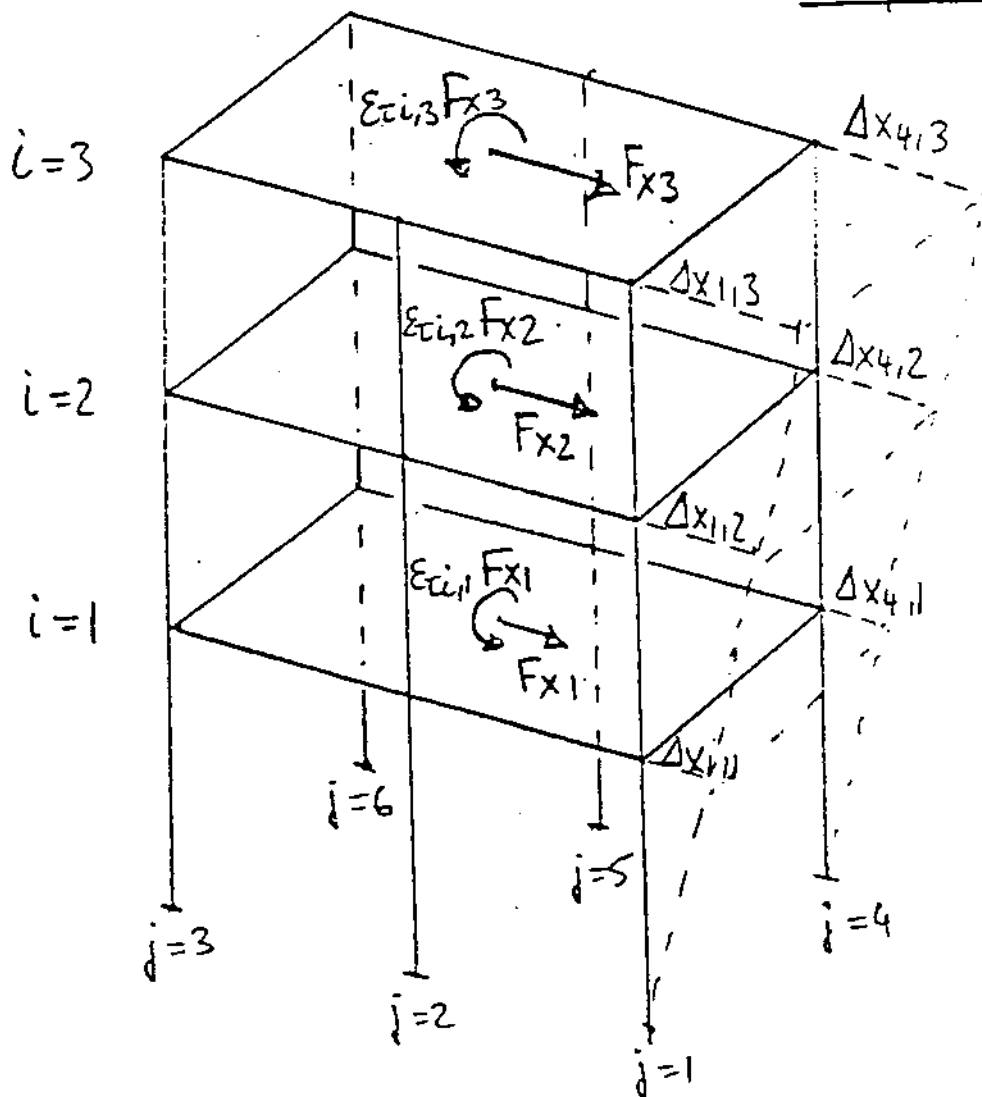
- [5] Επιτρέπεται εναλλακτικά να λαμβάνεται η τυχηματική εκκεντρότητα ίση με $0.10L$ χωρίς επαύξηση με τον συντελεστή ξ_i , ο οποίος όμως στην περίπτωση αυτή δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 2.00.



Υπάρχουν παράγοντες που δεν αποδίδονται ουσιαστικά με της προσομοίωση. Η επίδραση τους θα ήταν μια μετατόπιση των κέντρων μάζας του κάθε ορόφου i κατά $\pm \epsilon_{\tau i}$. Η μετατόπιση του κ.μ. επηρεάζει το μητρώο μάζας του συστήματος και επομένως και τις ιδιοπεριόδους και τις ιδιομορφές, δηλ. θα έπρεπε να λυθούν 4 διαφορετικά συστήματα. Ο παρονομασμός επιτρέπει την αποτίμηση της τυχηματικής επημεντρώνης με μια απλή στατική στρεπτική φόρτιση, και στην περίπτωση της δυναμικής φασματικής μεθόδου. -14-

Αυτή η φόρτωση αποτελείται από ομοιόμορφες
 στρεπτικές ροπές $\pm e_i F_i$ σε κάθε ορόφο i ,
 όπου F_i είναι η οριζόντια βελονική δράση του
 ορόφου. Η βελονική δράση F_i μπορεί (και
 στην περίπτωση της φασματικής ανάλυσης)
 να υπολογιστεί με την απλή τριγωνική κατανομή.
 Σε εύστεπτους ορόφους η τυχημοπήνη εκκεντρότητα
 παρατησιάζεται με ξ_i όπου $1.0 \leq \xi_i \leq 3.0$

Βελονός κατά x



Ευσταθής όρος : $\xi_i \geq 1.0$

ξ_i υπολογίζεται με F_i και ε_{Ti} χωρίς επαύξηση.

$$\text{π.χ. } \xi_3 : \Delta_{\max,3} = \max \{ \Delta x_{j13} - \Delta x_{j12} \}$$

$$\Delta_{\min,3} = \min \{ \Delta x_{j13} - \Delta x_{j12} \}$$

$$\Delta_{m,3} = (\Delta_{\max,3} + \Delta_{\min,3}) / 2$$

$$\xi_3 = (\Delta_{\max,3} / 1.2 \Delta_{m,3})^2 \leq 3.0$$

Όταν $\xi_i \leq 2.0$ επιτρέπεται να υπολογιστεί
η τυχηματική ενεργότητα $\varepsilon_{Ti} = 0.10 L$.

3.3. Δυναμική Φασματική Μέθοδος

3.3.1 Ορισμός και Πεδίο Εφαρμογής

- [1] Στην δυναμική φασματική μέθοδο η απόκριση του συστήματος προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή.
- [2] Η μέθοδος αυτή είναι γενικής εφαρμογής.

3.3.2 Πλήθος Ιδιομορφών

- [1] Ο ελάχιστος αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνεται υπόψη καθορίζεται εν γένει έτσι ώστε το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών να μη υπολείπεται από το 90% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος.
- [2] Σε περιπτώσεις στις οποίες η παραπάνω απαίτηση δεν είναι δυνατόν να ικανοποιηθεί (π.χ. κτίρια και γενικώς δομήματα τα οποία παρουσιάζουν σύζευξη μεταφορικών και στρεπτικών ταλαντώσεων) το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνεται υπόψη αρκεί, εν γένει να είναι τουλάχιστον ίσο με $3\sqrt{N}$ όπου N ο αριθμός των ορόφων και να περιλαμβάνει όλες τις ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T_i > 0.20$ sec

3.3.3 Επαλληλία Ιδιομορφικών Αποκρίσεων

- [1] Η επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών X_i τυχόντος μεγέθους αποκρίσεως X για κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού επιτρέπεται εν γένει να γίνεται με τον κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας :

$$X = \pm [X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_k^2]^{0.5} \quad 3.$$

οπου k είναι το πλήθος των ιδιομορφών.

- [2] Όταν ο λόγος των τιμών διαδοχικών ιδιοπεριοδών T_{i+1}/T_i είναι μεγαλύτερος από $10/10 + \zeta$ συνιστάται η εφαρμογή κανόνων επαλληλίας που να λαμβάνουν υπόψη ακριβέστερα τον συγχρονισμό των αντιστοιχών αποκρίσεων.

[3] Οι κανόνες επαλληλίας ιδιομορφικών μεγεθών δίνουν τις πιθανές ακρότατες τιμές (μέγιστη και ελάχιστη) οποιουδήποτε μεγέθους έντασης ή παραμόρφωσης. ~~Δεν δίνουν όμως τις πιθανές ταυτόχρονες τιμές άλλων συνυπαρχόντων μεγεθών. Ο προσδιορισμός των πιθανών ταυτόχρονων τιμών άλλων μεγεθών είναι αναγκαίος σε περιπτώσεις που η αντοχή εξαρτάται από περισσότερα από ένα εντατικά μεγέθη. Στις περιπτώσεις αυτές αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός επιτρέπεται οι πιθανές ταυτόχρονες τιμές να λαμβάνονται ίσες με τις μέγιστες είτε με εναλλασσόμενο πρόσημο είτε με κατάλληλη επιλογή του πιθανού προσήμου. (βλ. και παραγρ. 4.1.3 [2].)~~

3.4 Χωρική Επαλληλία

[1] Η πιθανή μέγιστη τιμή τυχόντος μεγέθους αποκρίσεως X για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού υπολογίζεται με την σχέση :

$$X = \pm [X_x^2 + X_y^2 + X_z^2]^{0.5} \quad 3.2$$

Όπου X_x , X_y και X_z οι μέγιστες πιθανές τιμές του υπόψη μεγέθους για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x, y , και z .

[2] Αντί της προηγούμενης σχέσης επιτρέπεται να εφαρμόζεται και ο δυσμενέστερος από τους επόμενους συνδυασμούς :

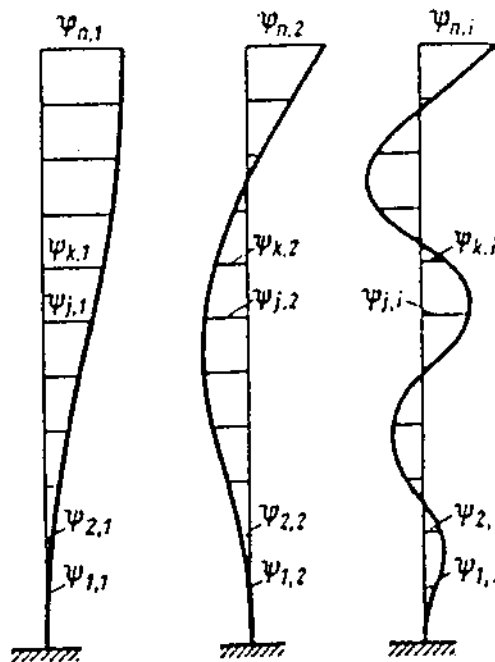
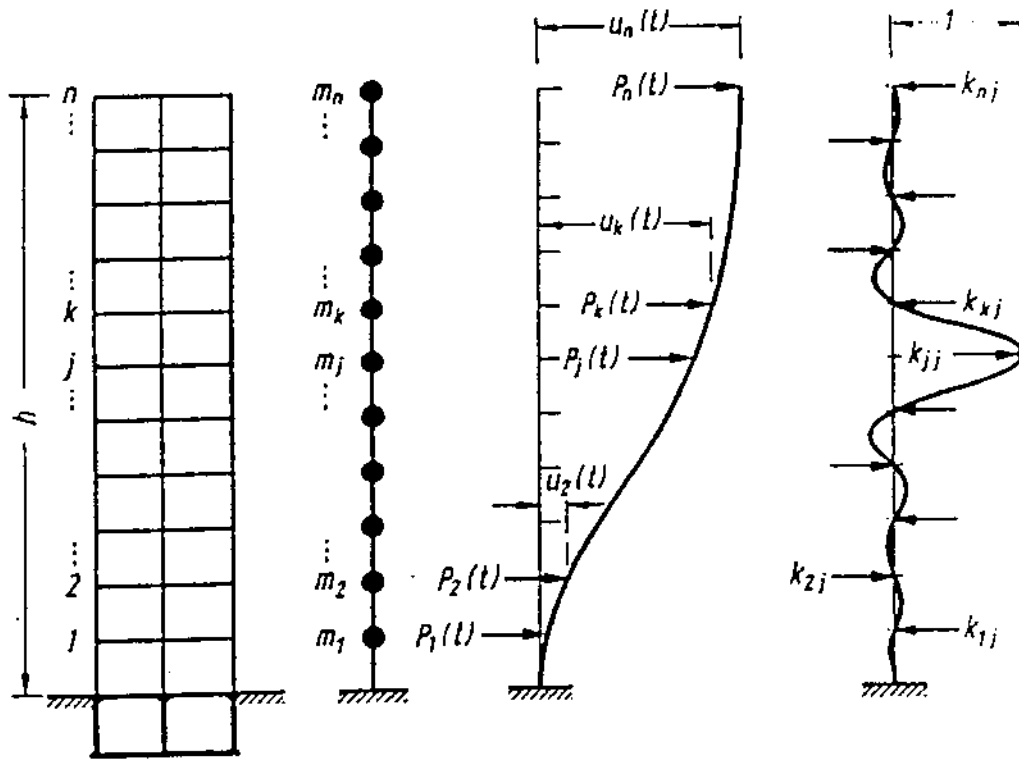
$$X = \pm X_x \pm \lambda X_y \pm \mu X_z \quad 3.3\alpha$$

$$X = \pm \lambda X_x \pm X_y \pm \mu X_z \quad 3.3\beta$$

$$X = \pm \lambda X_x \pm \mu X_y \pm X_z \quad 3.3\gamma$$

όπου $\lambda = \mu = 0.3$.— Στη συνήθη περίπτωση αγνοήσεως της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού (βλ. παραγρ. 4.1.2.1) ο τρίτος συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται $\mu = 0$ στους δύο πρώτους.

Δυναμική φασματική μέθοδος (για οποιαδήποτε κατασκευή)



α) Ιδιοτιμές του συστήματος:

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

$[K]$: μητρώο ανακμίας

$[M]$: μητρώο μάζας $[M] = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_n \end{bmatrix}$ διαγώνιο

Υπολογισμός ενός καταλληλού πλάτους ιδιοπεριόδων και των αντίστοιχων ιδιομορφών.

Ο συστηματικός αριθμός ιδιοτιμών είναι ίσος με τον αριθμό των ελευθερίων κινήσεως, αλλά συνήθως υπολογίζονται μόνο οι κ πρώτοι.

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad \{\psi_i\} = \begin{Bmatrix} \psi_{1,i} \\ \psi_{2,i} \\ \vdots \\ \psi_{n,i} \end{Bmatrix}$$

β) Υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης σε κάθε ιδιομορφή με χρήση του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού $B_d(T_i)$.

Με την σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A = a \cdot g$ και τους διορθωτικούς συντελεστές $\delta, \eta, \rho, \theta$ αποτελούνται οι τεταγμένες των φασματικών επιταχύνσεων σχεδιασμού ανά ιδιομορφή

$$R_d(T_i) = A \cdot \gamma_I \cdot \frac{B_d(T_i)}{g} \cdot n \cdot \theta \quad (\text{π.χ. } [m/s^2])$$

γ) Επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφωτικών αποκρίσεων.

Εάν υπήρχε μόνο μια μάζα m και για ιδιοπερίοδο T , τότε η μέγιστη δράση του σεισμού (περίουσα βάσης) θα ήταν

$$F_E = m \cdot R_d(T)$$

Όταν υπάρχουν πολλές ιδιομορφές, ένα μέρος της συνολικής μάζας πηγαίνει σε κάθε ιδιομορφή.

Αυτή η μάζα ιδιομορφής ορίζεται ως

$$m_{ei} = \frac{\zeta_i^2}{M_i^*} = \frac{\left(\sum_{j=1}^n m_j \psi_{ji}\right)^2}{\sum_{j=1}^n m_j \psi_{ji}^2}$$

Ο λόγος της μάζας ιδιομορφής και της συνολικής μάζας είναι

$$\xi_i = \frac{m_{ei}}{m} \quad \text{συντελεστής μάζας ιδιομορφής}$$

Κάθε ανώτερη ιδιομορφή έχει μικρότερο συντελεστή μάζας ιδιομορφής

$$\varepsilon_1 > \varepsilon_2 > \varepsilon_3 \dots > \varepsilon_k > \dots > \varepsilon_n$$

$$\text{και } \sum_{i=1}^n \varepsilon_i = 1.0$$

Όταν υπολογίζονται στη φασματική ανάλυση οι πρώτες k ιδιομορφές πρέπει να ισχύει

$$\sum_{i=1}^k \varepsilon_i \geq 0.90$$

Η τέμνουσα βάσης για μια ιδιομορφή i υπολογίζεται ως

$$\text{tot } F_{eii} = m_{eii} R_d(T_i)$$

και σε κάθε μάζα m_j υπάρχει η σεισμική δράση

$$F_{eijii} = \text{tot } F_{eii} \frac{m_j \psi_{jii}}{\sum_{j=1}^n m_j \psi_{jii}}$$

Η τελευταία σχέση απλοποιείται για την βασική ιδιομορφή και $\varepsilon_1 = 1$

$$F_{eij11} = m R_d(T_1) \frac{m_j \psi_{j11}}{\sum_{j=1}^n m_j \psi_{j11}}$$

Στην περίπτωση γραμμικής πρώτης ιδιομορφής

$$\psi_{j,1} = \varphi \cdot z_j$$

η σχέση γράφεται

$$F_{e,j,1} = m R_d(T_1) \frac{m_j z_j}{\sum_{j=1}^n m_j z_j}$$

δηλ. η γνωστή μορφή της τριγωνικής κατανομής των οριζόντιων σεισμικών δράσεων.

Η $F_{e,j,1}$ είναι η απόλυτη τιμή της μέγιστης σεισμικής δράσεως για μια ιδιομορφή i σε όλη την διάρκεια του σεισμού. Για τις δράσεις μίας ιδιομορφής μπορούν να υπολογιστούν με τους κανόνες της στατικής, εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις. Οι μέγιστες τιμές των διαφόρων ιδιομορφιών δεν προκύπτουν την ίδια στιγμή ούτε με το ίδιο πρόσημο. Γι'αυτούς τους λόγους πρώτα πρέπει να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις ξεχωριστά για κάθε ιδιομορφή και στην συνέχεια να συνδυαστούν με κατάλληλη μέθοδο.

Όταν όλες οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους οι επαλληλίες γίνεται με τον

κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας (ΚΑΤΕ)
(SRSS: Square Root of Sum of Squares).

Τότε η πιθανή μέγιστη τιμή ενός μεγέθους X
είναι

$$X = \sqrt{\sum_{i=1}^n X_i^2}$$

Όταν μόνο οι κατώτερες p ιδιομορφίες είναι
ανεξάρτητες

$$X = \sqrt{\sum_{i=1}^p X_i^2 + \left(\sum_{i=p+1}^n X_i\right)^2}$$

Πιο μεγάλη ακρίβεια έχει ο κανόνας της
πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (Complete
Quadratic Combination CQC) που περιγράφεται
στα σχόλια Σ3.3.3.

Πλήθος ιδιομορφιών

$$\sum_{i=1}^k \varepsilon_i \geq 0,90 \quad \Rightarrow \quad k$$

$$k = 3\sqrt{N} \quad N: \text{αριθμός ορόφων}$$

$$\text{αλλά } T_{k+1} \leq 0,205$$

Για την διαστασιολόγηση :



Η φορά των μεγεθών χάνεται με την φασματική ανάλυση.

Επιτρέπεται οι τιμές να λαμβάνονται ίσες με τις μέγιστες είτε με εναλλασσόμενο πρόσημο είτε με κατάλληλη επιλογή.

Χωριστή επαλληλία

Όταν αγνοείται η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού επιτρέπεται

$$X = \pm X_x \pm 0.3 X_y$$

$$X = \pm 0.3 X_x \pm X_y$$

3.4 Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος

3.4.1 Ορισμός και Πεδίο Εφαρμογής

[1] Στην ισοδύναμη στατική μέθοδο η απόκριση του συστήματος προκύπτει από την εφαρμογή ισοδυνάμων σεισμικών φορτίων τα οποία υπολογίζονται σύμφωνα με την παραγ. 3.4.2. Τα ισοδύναμα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται στις θέσεις των συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής σαν στατικά φορτία.

[2] Η μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες έχουν την ακόλουθη ιδιότητα: υπάρχουν δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις οριζόντιας σεισμικής δράσης για κάθε μία από τις οποίες η ιδιομορφή με υψηλό ποσοστό συμμετοχής στην σεισμική απόκριση είναι κυρίως μεταφορική.

[3] Ειδικότερα, επιτρέπεται η εφαρμογή της μεθόδου στις παρακάτω περιπτώσεις:

- α. Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους
- β. Μη κανονικά κτίρια μέχρι 6 ορόφους. Εξαιρούνται τα μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ_4 άνω των 2 ορόφων ανεξάρτητα της σεισμικής ζώνης στην οποία ευρίσκονται καθώς και τα μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ_3 άνω των 3 ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.

[4] Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

- α. Δεν έχει κανένα εύστρεπτο όροφο κατά την έννοια της παραγ. 3.2.4[4]
- β. Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της δυσκαμψίας K_i ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35K_i$ και $0.50K_i$ αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία οριζόντια διεύθυνση μπορεί να υπολογισθεί ως ο λόγος της τέμνουσας του ορόφου στη διεύθυνση αυτή (άθροισμα των οριζοντίων σεισμικών φορτίων $-F_i$ κατά την εξ. 3.7 από την κορυφή του κτιρίου μέχρι και την στάθμη του εν λόγω ορόφου, συμπεριλαμβανομένου), προς τη σχετική μετακίνηση του κέντρου μάζας στην οριζόντια αυτή διεύθυνση.
- γ. Η αύξηση ή μείωση $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$ της μάζας m_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35m_i$ και $0.50m_i$ αντίστοιχα.

Στις παραπάνω συνθήκες θεωρείται ότι ο όροφος $i + 1$ υπέρκειται του ορόφου i .

3.4.2 Ισοδύναμα Σεισμικά Φορτία

[1] Το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων V_o (τέμνουσα βάσης) υπολογίζεται από την σχέση :

$$V_o = M \cdot R_d(T) \quad 3.4$$

όπου:

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής.

$R_d(T)$ είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού όπως υπολογίζεται από την σχέση 2.1

T είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης στην διεύθυνση της σεισμικής δράσης και επιτρέπεται να υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη προσεγγιστική μέθοδο της Μηχανικής. Σε ορθογωνική κάτοψη επιτρέπεται η εφαρμογή του παρακάτω τύπου για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου :

$$T = 0.09 H L^{-1/2} \left(H / (H + \rho L) \right)^{1/2} \quad 3.5$$

όπου:

H = ύψος του κτιρίου,

L = μήκος του κτιρίου κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού

ρ = πηλίκο της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων και των υποστυλωμάτων

[2] Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με την σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot m_i \cdot \varphi_i / \sum_{j=1}^N m_j \cdot \varphi_j \quad i = 1, 2, \dots, N \quad 3.6$$

όπου:

m_i είναι η συγκεντρωμένη μάζα στην στάθμη i

φ_i η μεταφορική συνιστώσα της ιδιομορφής στο κέντρο μάζας της στάθμης i κατά την διεύθυνση της οριζόντιας σεισμικής δράσης η οποία επιτρέπεται να υπολογίζεται προσεγγιστικά με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο

$V_H = 0.07 T V_0 < 0.25 V_0$ μια πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου όταν $T > 1 \text{ sec}$.

N είναι ο αριθμός των σταθμών (ορόφων).

~~[3] Σε κανονικά κτίρια γενικώς επιτρέπεται η καθύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με την σχέση :~~

$$F_i = (V_0 - V_H) \cdot m_i z_i / \sum_1^N m_j z_j \quad i = 1, 2, \dots, N \quad 3.7$$

όπου:

z_i η απόσταση της στάθμης i από την βάση.

~~[4] Η κατανομή των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την σχέση 3.7 επιτρέπεται να εφαρμόζεται επίσης στις παρακάτω περιπτώσεις :~~

- α. Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ_1 , Σ_2 και Σ_3 μέχρι 2 ορόφους σε οποιαδήποτε ζώνη σεισμικότητας
- β. Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ_1 , και Σ_2 μέχρι 3 ορόφους σε ζώνες σεισμικότητας I, II και III
- γ. Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ_1 , και Σ_2 μέχρι 4 ορόφους σε ζώνες σεισμικότητας I και II.

Ισοδύναμη στατική μέθοδος

Στην ισοδύναμη στατική μέθοδο η απόκριση του συστήματος προκύπτει από ισοδύναμα σεισμικά φορτία τα οποία εφαρμόζονται στις δέσμες των συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής σαν στατικά φορτία.

Με την μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου είναι ότι υπάρχουν σε μια κατασκευή δυο κότες μεταξύ τους οριζοντιοί άξονες στους οποίους αντιστοιχεί μια ιδιομορφή με ύψιστο ποσοστό συμμετοχής που είναι κυρίως μεταφορική.

Επιτρέπεται σε κτίρια

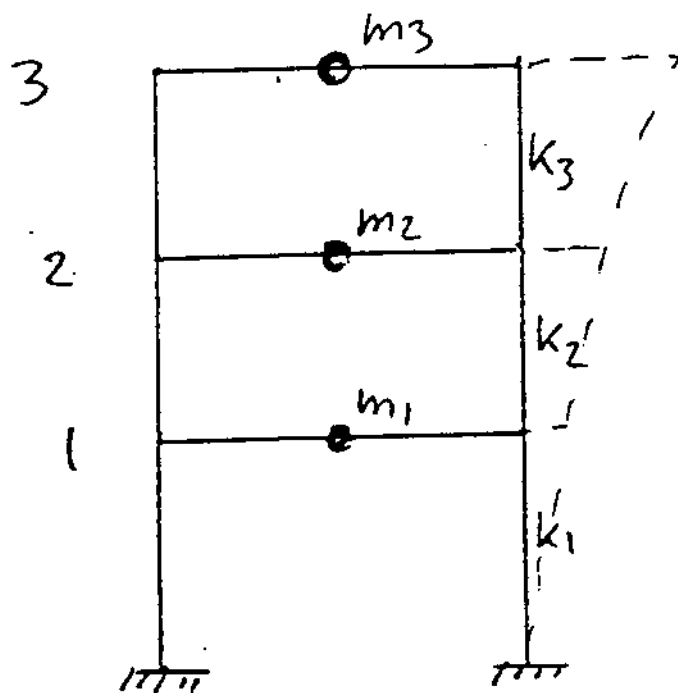
- πανομίνα μέχρι 10 ορόφους
- μη πανομίνα μέχρι 6 ορόφους

Δεν επιτρέπεται σε κτίρια

- μη πανομίνα σπουδαιότητας Σ_4 άνω των 2 ορόφων σε όλες τις σεισμικές ζώνες
- μη πανομίνα σπουδαιότητας Σ_3 άνω των 3 ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.

Κανονικά κτίρια

- Δεν υπάρχει κανένας εύστοχος ορόφος (με $\xi_i > 1$)
- Υπάρχει ομαλή μεταβολή της μάζας και της αναψύιας



$$\Delta k_i = k_i - k_{i-1} \leq 0.35 k_{i-1}$$
$$\geq -0.50 k_{i-1}$$

$$\Delta m_i = m_i - m_{i-1} \leq 0.35 m_{i-1}$$
$$\geq -0.50 m_{i-1}$$

$$k_i = \frac{\text{Τέμνουσα ορόφου}}{\text{σχετική μετακίνηση του κ.μ. ορόφου}}$$

Σε ορθογωνική κάτοψη

$$T [s] = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho L}}$$

$H [m]$: ύψος του κτιρίου

$L [m]$: μήκος του κτιρίου

$\rho [-]$: πηλίκο της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων και των υποστυλωμάτων

Τέμνουσα βάσης :

$$V_0 = M \cdot R_d(T)$$

Κατανομή καθ' ύψος :

$$F_i = (V_0 - V_H) \frac{m_i \phi_i}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_j}$$

όπου $V_H = 0.07 \cdot T \cdot V_0 < 0.25 V_0$ για $T > 1s$

$V_H = 0$ για $T \leq 1s$

Σε παραοριζή κτίγια :

$$F_i = (V_0 - V_H) \frac{m_i z_i}{\sum_{j=1}^N m_j z_j}$$

Η τριγωνική κατανομή επιτρέπεται επίσης
σε κτίγια

- μη πανορινά σπουδαιότητας Σ_1, Σ_2 και Σ_3
μέχρι 2 ορόφους
- μη πανορινά σπουδαιότητας Σ_1 και Σ_2 μέχρι 3
ορόφους σε ζώνες σεισμικότητας I, II και III
- μη πανορινά σπουδαιότητας Σ_1 και Σ_2 μέχρι 4
ορόφους σε ζώνες σεισμικότητας I και II.

3.5 Κατακόρυφη Σεισμική Διέγερση

[1] Ο έλεγχος μεμονωμένων δομικών στοιχείων για κατακόρυφη σεισμική διέγερση μπορεί να γίνει με την παρακάτω απλοποιημένη μεθοδολογία

α. Η κατακόρυφη σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στα σημεία στηρίξεως του στοιχείου.

β. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του στοιχείου υπολογίζεται με τον τύπο του Rayleigh :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_1^N m_i y_i^2}{\sum_1^N m_i y_i}}, \quad i = 1, 2, \dots, N,$$

όπου y_i οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών m_i λόγω των κατακόρυφων φορτίων $m_i g$ (όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας).

γ. Τα κατακόρυφα σεισμικά φορτία δίδονται από τον τύπο :

$$F_i = M \cdot R_{d,v}(T) \cdot m_i y_i / \sum_1^N m_j y_j, \quad i = 1, 2, \dots, N$$

όπου M η ταλαντούμενη μάζα του στοιχείου, $R_{d,v}(T)$ το φάσμα τη κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού και N το πλήθος των συγκεντρωμένων μαζών m_i .

[2] Η μεθοδολογία του προηγούμενου άρθρου εφαρμόζεται ανεξαρτήτως από τη μέθοδο υπολογισμού για οριζόντια σεισμική διέγερση.

2.6 Προσαρτήματα Κτιρίων

- [1] Προσαρτήματα κτιρίων είναι κατασκευές ή τμήματα κατασκευών που δεν αποτελούν οργανικά μέρος του σκελετού (στηθαία, διαχωριστικοί τοίχοι, μανδρότοιχοι, καπνοδόχοι υπερυψωμένες δεξαμενές κ.λ.π).
- [2] Η οριζόντια σεισμική δύναμη για τον υπολογισμό των προσαρτημάτων και των στοιχείων στηρίξεως των υπολογίζεται από την σχέση 4.17 όπου ο σεισμικός συντελεστής ϵ δίδεται από την σχέση :

$$\epsilon = \alpha \cdot \beta$$

όπου :

$$\alpha = A/g$$

$$\beta = 3(1 + z/H) / (1 + (1 - T_n/T)^2) \geq 3.0$$

T_n = ιδιοπερίοδος του προσαρτήματος για πλήρη πάκτωση στο στηρίζον υπόβαθρο,

T = θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου,

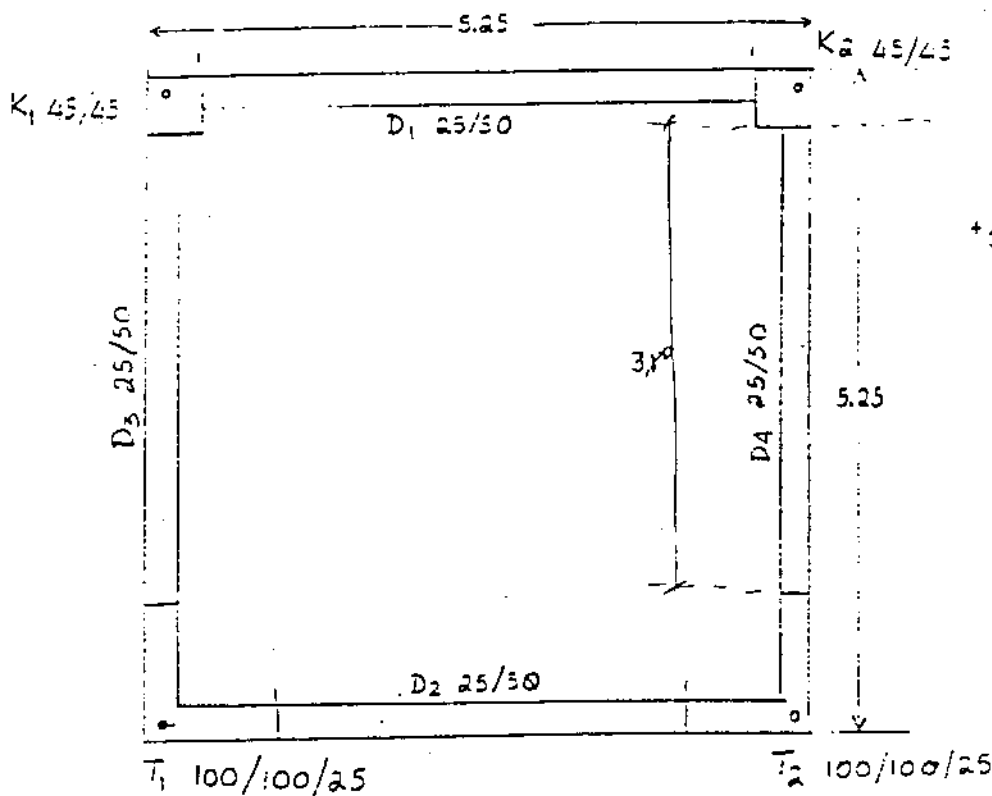
z = στάθμη στηρίξεως του προσαρτήματος,

H = ύψος κτιρίου.

- [3] Στην περίπτωση εγκαταστάσεων μεγάλης σπουδαιότητας ή επικινδύνων, συνιστάται η εκτέλεση ακριβέστερου υπολογισμού με τη χρήση φάσματος αποκρίσεως του δαπέδου-στηρίξεως και ρεαλιστική προσομοίωση της εγκαταστάσεως.

Υπολογισμός μονοπόρου κτιρίου

με την ισοδύναμη στατική μέθοδο



Πίνακας όορτιων

I. ΜΟΝΙΜΑ

α) πλάκα+επικάλυψη

$\frac{DIN 1055}{150 \text{ cm} \times 250}$

$$(d_{\text{πλ}} \cdot \gamma_{\text{beton}} + \text{επικάλυψη}) \cdot \ell^2 = (0.15 \cdot 25 + 1.5) \cdot 5.25^2 = 144.75 \text{ kN}$$

β) ίδιο βάρος δοκού

$$b_w \cdot h_{\text{κρεμ}} \cdot \gamma_{\text{beton}} = 0.25 \cdot 0.35 \cdot 25 = 2.19 \text{ kN/m}$$

$$2.19 \text{ kN/m} \cdot 4 \cdot 5 = 43.8 \text{ kN}$$

γ) Φορτία κατακορύθων μελών

$$\text{βεουλων} : 0.45 \cdot 0.45 \cdot 25 = 5.06 \text{ kN/m}$$

$$2 \cdot 4.35/2 \cdot 5.06 = 22.011 \text{ kN}$$

$$\text{τοιχείων} : (1.00 + 0.75) \cdot 0.25 \cdot 25 = 10.94 \text{ kN/m}$$

$$2 \cdot 4.35/2 \cdot 10.94 = 47.589 \text{ kN}$$

$$\text{τοιχων} : 3.6 \cdot (4.5 - 0.5) = 14.4 \text{ kN/m}$$

$$14.4 \cdot (3.25 + 2 \cdot 3.30 + 4.35) / 2 = 109.644 \text{ kN}$$

τοιχοποιία 3,6 kN/m²

II ΚΙΝΗΤΑ $\alpha) 2.00 \text{ kN/m} \cdot 5.25^2 = 55.13 \text{ kN}$
ΣΙΜΙΟΣ

III ΧΙΟΝΙ $\alpha) 1.25 \cdot 0.5 \cdot 5.25^2 = 17.23 \text{ kN}$

~~ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ~~

Υπολογισμός ταλαντούμενης μάζας

I. Μονιμα	α. πλακά+επικαλυση+ιδ. βάρος δοκων	188.50 kN (= 144,7 + 43,8)
	β. φορτία κατακορύφων μελων	<u>179.04 kN</u> (= 22,011 + 47,589 + 10)
		G = 367.54 kN
II. ΚΙΝΗΤΑ		Q = 55.13 kN
III. ΧΙΟΝΙ		W = 17.23 kN

$$M = G + \psi_2 Q + \psi_3 W = 367.54 + 0.3 \cdot 55.13 + 0.3 \cdot 17.23 = 389.248 \text{ kN}$$

$$m = M/g = 389.248/10 = 38.925 \text{ kN/m}^2 \text{sec}^2$$

Υπολογισμός εδαφικής επιταχυνσης ΝΕΑΚΣ 2.2.2.1

$$R_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{B_d(T)}{g} \cdot \eta \cdot \theta$$

- Ζωνη σεισμικής επικινδυνότητας II : $A = \alpha \cdot g = 0.16 \cdot 9.81 = 1.57$
- $\gamma_1 = 0.85$
- $\eta_1 = 1$ ($\gamma = 5$)
- $g = 3.5$
- κατηγορία εδάφους B $\theta = 1.0$
- $\beta_0 = 2.5$, $T_2 = 0.6 \text{ sec}$

$$R_d(T) = 1.57 \cdot 0.85 \cdot \frac{B_d(T)}{3.5} \cdot 1.0 \cdot 1.0 \Rightarrow R_d(T) = 0.38 B_d(T)$$

$$B_d(T) = \begin{cases} 2.5 & \text{για } T < 0.6 \\ 2.5 \left(\frac{0.6}{T}\right)^{2/3} & \text{για } 0.6 < T \end{cases}$$

Υπολογισμός ιδιοπεριόδου T

ΝΕΑΚ § 3.4.2

$$T = \frac{0.094}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho L}}$$

$$H = 4.5 \text{ m}$$

$$L = 5.25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1 \cdot 0.25 + 0.75 \cdot 0.25}{0.45 \cdot 0.45} = 2.16$$

$$T = \frac{0.09 \cdot 0.45}{\sqrt{5.25}} \cdot \sqrt{\frac{4.5}{4.5 + 2.16 \cdot 5.25}} \Rightarrow T = 0.09$$

$$\text{Άρα } \beta_d(0.09) = 2.5$$

$$R_d(T) = 0.38 \cdot 2.5 = 0.95$$

Υπολογισμός Σεισμικής Δύναμης ΝΕΑΚ § 3.4.2

$$V_0 = \eta \cdot R_d(T) = 38.925 \cdot 0.95 \Rightarrow V_0 = 36.979 \text{ kN}$$

$$\text{§ 3.4.2 [2]} \quad T = 0.09 < 1 \text{ sec} \Rightarrow V_H = 0$$

Καθώς κατανομή σεισμικών δυνάμεων

$$\text{Στη σταθμη } \perp \text{ ασκείται οριζόντια δύναμη } F = 36.979 \text{ kN}$$

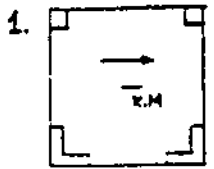
Υπολογισμός τυχηματικής εκκεντρότητας

$$e = 0.05 \ell = 0.05 \cdot 5.25 = 0.2625$$

$$M = e \cdot F = 0.2625 \cdot 36.979 = 9.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Η σεισμική δύναμη εφαρμόζεται σε κάθε ορόφο, μετατοπισμένη διαδοχικά, εκατέρωθεν του κέντρου βάρους.

$\overline{F_x}$ $\overline{F_y} \uparrow$ $\overline{M_z}$

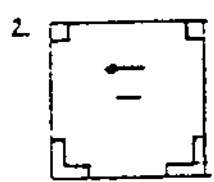


1

37.0

—

-9.6

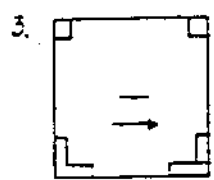


2

-37.0

—

9.6

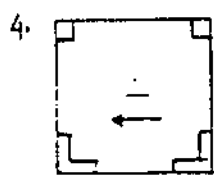


3

37.0

—

9.6

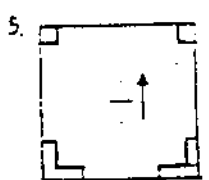


4

-37.0

—

-9.6

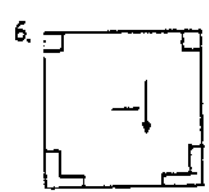


5

—

37.0

9.6

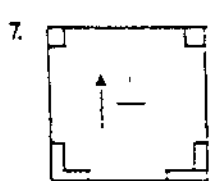


6

—

-37.0

-9.6

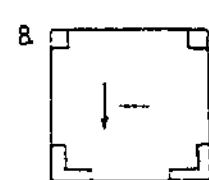


7

—

37.0

-9.6



8

—

-37.0

9.6

Συνδιαμοί των δυο οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης

συμώνα με τον ΝΕΑΚ §4.1.2.2.

	<u>ΣΕΙΣΜΟΣ Χ</u>				<u>ΣΕΙΣΜΟΣ Υ</u>			
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	1				0.3			
2	1					0.3		
3	1						0.3	
4	1							0.3
5		1			0.3			
6		1				0.2		
7		1					0.3	
8		1						0.3
9			1		0.3			
10			1			0.3		
11			1				0.3	
12			1					0.3
13				1	0.3			
14				1		0.3		
15				1			0.3	
16				1				0.3
17	0.3				1			
18	0.3					1		
19	0.3						1	
20	0.3							1
21		0.3			1			
22		0.3				1		
23		0.3					1	
24		0.3						1
25			0.3		1			
26			0.3			1		
27			0.3				1	
28			0.3					1
29				0.3	1			
30				0.3		1		
31				0.3			1	
32				0.3				1