

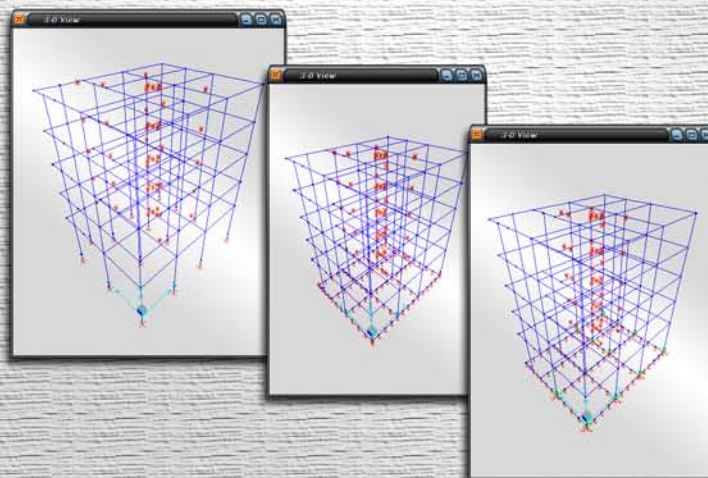
ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ
«ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ»

A.S.T.E.V

**Αντισεισμικός Σχεδιασμός Θεμελιώσεων,
Αντιστηρίξεων και Γεωκατασκευών**

Υπεύθυνος:
Αν. Σέξτος

Θέμα:
Αλληλεπίδραση Εδάφους-Θεμελίωσης



Όνομα φοιτητών:
Μουρελάτος Ηλίας
Οικονόμου Θεμιστοκλής

Δευτέρα, 9 Ιουνίου 2003



ΟΝΟΜΑ	Ημ/νία παραλαβής
A.E.M.	Ημ/νία παράδοσης

(ΑΣΤΕ 05) Δυναμική Αλληλεπίδραση Εδάφους-Θεμελίωσης-Ανωδομής

Κ. Πιτιλάκης pitilakis@geo.civil.auth.gr
Α. Σέξτος aseptos@geo.civil.auth.gr
Β. Τερζή terzi@geo.civil.auth.gr

Δίδεται πεντάωροφο κτίριο για το οποίο έχει πραγματοποιηθεί ο αντισεισμικός του σχεδιασμός στο πλαίσιο του μαθήματος «Μόρφωση, προσομοίωση και υπολογισμός αντισεισμικών κτιρίων».

Ζητείται η αποτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς του κτιρίου σε κάθε μία από τις παρακάτω περιπτώσεις με την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου.

1. Το κτίριο θεμελιώνεται με σχάρα πεδιλοδοκών αλλά κατά την ανάλυση θεωρείται ότι εξασφαλίζονται **πλήρεις συνθήκες πάκτωσης** των υποστυλωμάτων.
2. Το κτίριο θεμελιώνεται με **σχάρα πεδιλοδοκών** οι οποίες λαμβάνονται υπόψη κατά την ανάλυση. Οι πεδιλοδοκοί διακριτοποιούνται με 10 πεπερασμένα στοιχεία δοκού η κάθε μια. Στους κόμβους των στοιχείων αυτών τοποθετούνται μεμονωμένα γραμμικά (κατακόρυφα) ελατήρια για την προσομοίωση της ενδοσιμότητας του εδάφους, των οποίων η τιμή δίνεται από την $K_z = kL_xL_y$ όπου ο δείκτης εδάφους $k = 30.000 \text{ kN/m}^3$ και L_x, L_y οι διαστάσεις της επιφάνειας επιρροής του ελατηρίου. Δεσμεύονται οι οριζόντιες μεταφορικές ελευθερίες κίνησης των τεσσάρων γωνιακών κόμβων του προσομοιώματος του φορέα θεμελίωσης, ενώ οι ενδιάμεσοι κόμβοι αφήνονται οριζοντίως ελεύθεροι (αντικείμενο θέματος μαθήματος «ΑΣΤΕ 03»).
3. Το κτίριο θεμελιώνεται με **μεμονωμένα πέδιλα** διαστάσεων $1.50 \times 1.50 \text{ m}$ τα οποία συνδέονται με συνδετήριες δοκούς $25 \times 70 \text{ cm}$. Εξαιρείται η θεμελίωση του πυρήνα η οποία πραγματοποιείται με πεδιλοδοκούς όπως την περίπτωση (2). Στους κόμβους της βάσης των υποστυλωμάτων τοποθετούνται μεμονωμένα γραμμικά ελατήρια ($k_x, k_y, k_z, k_{xy}, k_{xz}, k_{yz}$) των οποίων η δυσκαμψία προκύπτει σύμφωνα με το επισυναπτόμενο τυπολόγιο. Οι συνδετήριες δοκοί διακριτοποιούνται με 10 πεπερασμένα στοιχεία και η κατακόρυφη δυσκαμψία τους δίνεται όπως και προηγουμένως. Δεν δεσμεύονται οι γωνιακοί κόμβοι του κτιρίου.

Παραδοχές:

1. Πραγματοποιείται η προσέγγιση ότι η θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα είναι κοινή για τους διαφορετικούς φορείς που έχουν δοθεί στο πλαίσιο του μαθήματος «Μόρφωση, προσομοίωση και υπολογισμός αντισεισμικών κτιρίων». παρά το γεγονός ότι τα εντατικά μεγέθη είναι διαφορετικά. Το αυτό ισχύει και για τις συνδετήριες δοκούς.
2. Δεν εξετάζονται ζητήματα σχετικής οικονομίας και διαφορετικής απόστασης υποστυλωμάτων μεταξύ των δυο μεθόδων θεμελίωσης.
3. Η ύπαρξη έκκεντρων (περιμετρικά) πεδύλων δεν μεταβάλλει τις ελατηριακές σταθερές εδαφικής δυσκαμψίας.



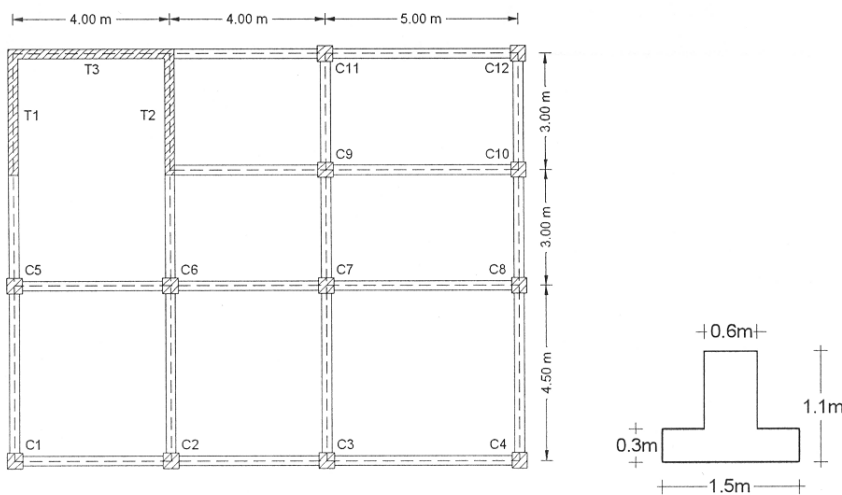
Ζητούμενα:

1. Οι θεμελιώδεις ασύζευκτες ιδιοπερίοδοι T_x, T_y για κάθε μία από τις τρεις περιπτώσεις σχεδιασμού.
2. Οι τέμνουσες βάσης V_{ox} και η κατανομή τους στις στάθμες των ορόφων για κάθε μία από τις τρεις περιπτώσεις σχεδιασμού.
3. Τα εντατικά μεγέθη στην βάση των στύλων C1 και C4 στο ισόγειο λόγω των ανεξάρτητων δράσεων: F_x (min e_y) για κάθε μία από τις τρεις περιπτώσεις σχεδιασμού.
4. Οι ακραίες τιμές των μετακινήσεων D_x, D_y στην κορυφή του κτιρίου (στο στύλο C1 και C4) λόγω δράσης του σεισμού στην οριζόντια διεύθυνση x για κάθε μία από τις τρεις περιπτώσεις σχεδιασμού.
5. Η ποιοτική αξιολόγηση της επιρροής της μεθόδου θεμελίωσης και προσομοίωσης στην ευκαμψία της κατασκευής και την αναμενόμενη ένταση των δομικών της στοιχείων.
6. Η διερεύνηση της δυνατότητας γενίκευσης των συμπερασμάτων από άποψη φυσικού φαινομένου και η πρόβλεψη περιορισμών και παραμέτρων από τους οποίους αυτή εξαρτάται.
7. Ο υπολογισμός των συντελεστών απόσβεσης θεμελίωσης για την περίπτωση που η κατασκευή είναι θεμελιωμένη με μεμονωμένα πέδιλα και αναλύεται στο πεδίο του χρόνου (χωρίς περαιτέρω ανάλυση) καθώς και η ποιοτική αποτίμηση των παραγόντων που θα πρέπει να συνεκτιμά ο μηχανικός προκειμένου η ανάλυση στο πεδίο του χρόνου να είναι συμβατή με αυτή στο πεδίο των συχνοτήτων.

επί για από τις 4 τύπους x 3 περιπτώσεις

Συγκεντρωτικός πίνακας ζητούμενων 1-4 κατά περίπτωση σχεδιασμού

Σχεδιασμός	T_x	T_y	V_{ox}	M_{bx} C1	M_{by} C1	M_{bx} C4	M_{by} C4	D_x C1	D_y C1	D_x C4	D_y C4
Σ1											
Σ2											
Σ3											

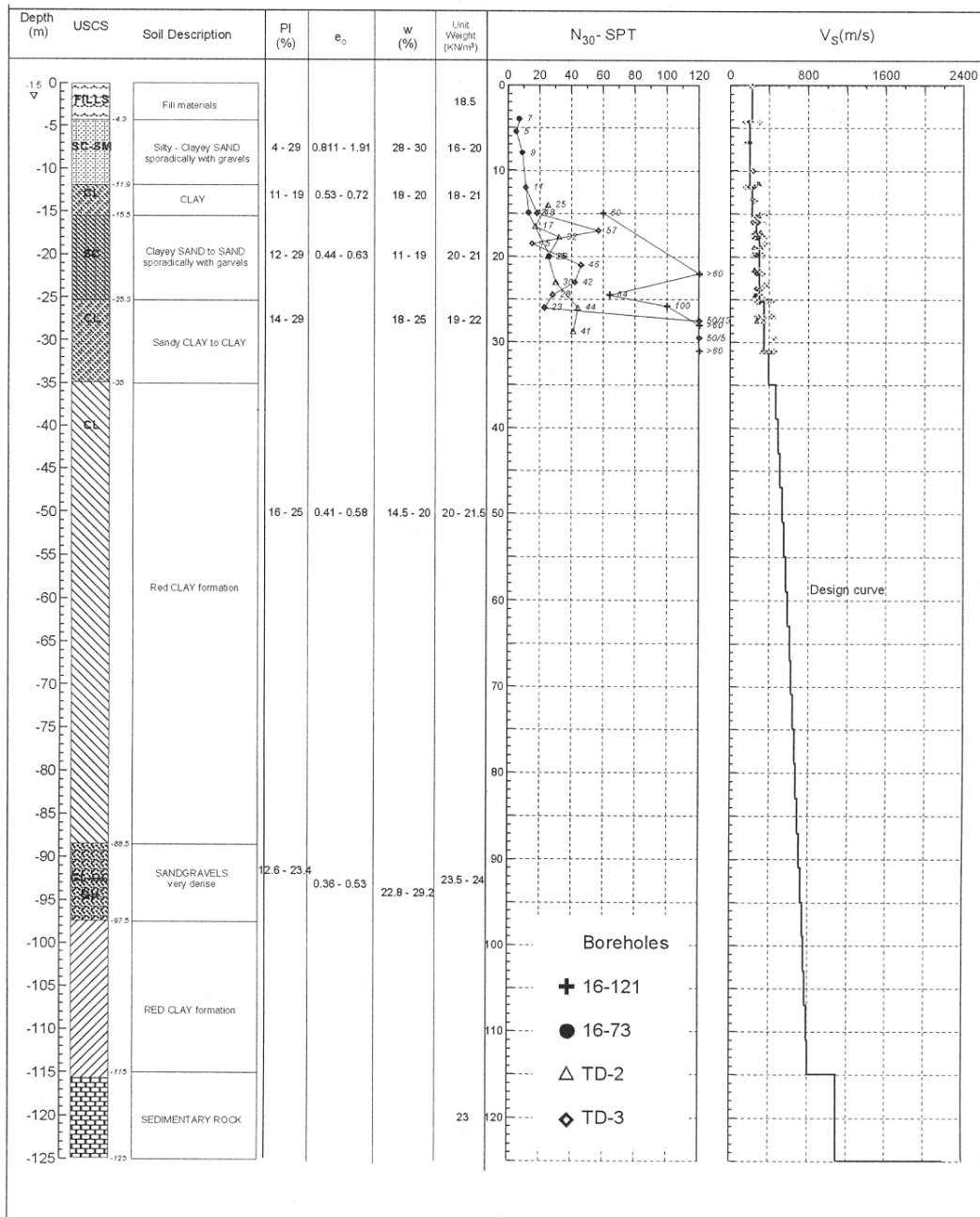




	Newmark et al. (1971)	Wolf (1984)	Gazetas (1991)	Gazetas (1991)
Είδος θεμελίωσης	Κυκλικό άκαμπτο πέδιλο ακτίνας R	Κυκλικό άκαμπτο πέδιλο ακτίνας R	Τετραγωνικό πέδιλο πλάτους B	Γενικής μορφής πέδιλο με ισοδύναμες διαστάσεις 2L, 2B, εμβαδόν A_b , ροπές αδράνειας I_{bx}, I_{by} περί τους άξονες χ, y , $J_b = I_{bx} I_{by}$ η πολική ροπή αδράνειας και $\chi = \frac{A_b}{4L^2}$
Οριζόντια (Διαμήκης) K_x	$\frac{18.2GR(1-\nu^2)}{(2-\nu)^2}$	$\frac{8GR}{2-\nu}$	$\frac{9GB}{2-\nu}$	$K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL(1 - \frac{B}{L})$
Οριζόντια (Εγκάρσια) K_y	$\frac{18.2GR(1-\nu^2)}{(2-\nu)^2}$	$\frac{8GR}{2-\nu}$	$\frac{9GB}{2-\nu}$	$\frac{2GL}{(2-\nu)} (2 + 2.50\chi^{0.85})$
Κατακόρυφη K_z	$\frac{4GR}{1-\nu}$	$\frac{4GR}{1-\nu}$	$\frac{4.54GR}{1-\nu}$	$\frac{2GL}{(1-\nu)} (0.73 + 1.54\chi^{0.75})$
Λικνιστική K_{rx}, K_{ry}	$\frac{8GR^3}{3}$	$\frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{16GR^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{G}{1-\nu} I_{bx}^{0.75} (\frac{L}{B})^{0.25} (2.4 + 0.5 \frac{B}{L})$ $\frac{G}{1-\nu} I_{by}^{0.75} (3 \frac{L}{B})^{0.15}$
Στρεπτική K_{rz}	$\frac{16GR^3}{3}$	$\frac{16GR^3}{3}$	$\frac{25GR^3}{3}$	$GJ_b^{0.75} [4 + 11(1 - \frac{B}{L})^{10}]$



ΕΔΑΦΙΚΗ ΤΟΜΗ



ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΕΑΚ 2000

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II

Κατηγορία εδάφους: όπως προκύπτει από την εδαφική τομή
 $\theta=1, q=3,5$

Κατηγορία σπουδαιότητας: 1.00

Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης: $\zeta=5\%$

Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης
Πολυτεχνική Σχολή
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

Μεταπτυχιακό πρόγραμμα σπουδών
«Αντισεισμικός Σχεδιασμός Τεχνικών Έργων»

**Μάθημα: «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Θεμελιώσεων,
Αντιστηρίξεων και Γεωκατασκευών»
(Α.Σ.Τ.Ε. 5)**

ΘΕΜΑ ΕΞΑΜΗΝΟΥ

«Αλληλεπίδραση Εδάφους–Θεμελίωσης»

Υπεύθυνος Θέματος:
Σέξτος Αναστάσιος

Μεταπτυχιακοί Φοιτητές:
Μουρελάτος Ηλίας
Οικονόμου Θεμιστοκλής

1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.

1.1 Γενικά.

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η δυναμική συμπεριφορά ενός πενταόροφου κτιρίου για τις παρακάτω τρεις περιπτώσεις ως προς την θεμελίωσή του:

- 1^η περίπτωση.

Το κτίριο θεμελιώνεται με σχάρα πεδιλοδοκών, αλλά κατά την ανάλυση θεωρείται ότι εξασφαλίζονται πλήρεις συνθήκες πάκτωσης των υποστυλωμάτων.

- 2^η περίπτωση.

Το κτίριο θεμελιώνεται με σχάρα πεδιλοδοκών αλλά κατά την ανάλυση λαμβάνεται υπόψη η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης.

- 3^η περίπτωση.

Το κτίριο θεμελιώνεται με μεμονωμένα πέδιλα διαστάσεων 1,50x1,50m τα οποία συνδέονται με συνδετήριες δοκούς 25x70cm. Εξαιρείται η θεμελίωση του πυρήνα που πραγματοποιείται με πεδιλοδοκούς.

Στις επόμενες παραγράφους δίνονται οι παραδοχές και ο τρόπος προσομοίωσης του φορέα για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις.

1.2 Δεδομένα ανωδομής.

1.2.1 Γεωμετρικά στοιχεία διατομών–Προσομοιώσεις.

1.2.1.1 Υποστυλώματα.

Προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με διατομές K50/50 για τον 1^ο όροφο και K40/40 για τον 2^ο, 3^ο, 4^ο και 5^ο όροφο.

Οι καμπτικές δυσκαμψίες του Σταδίου II ελήφθησαν ίσες με αυτές του Σταδίου I, ενώ η δυστρεψία ίση με 0,1 της αρχικής.(ΕΑΚ §3.2.3.[2])

1.2.1.2 Δοκοί.

Προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με διατομές μορφής Γ (G25/60) για τις πλευρικές δοκούς και διατομές μορφής T (T25/60) για τις αμφίπλευρες δοκούς.

Τα συνεργαζόμενα πλάτη σύμφωνα με τον ΕΑΚ (§3.2.3.[2]), είναι:

- Αμφίπλευρη δοκός T25/60: $b_m = 8h_F + b_w = 8 \times 0,15 + 0,25 \rightarrow b_m = 1,45m$
- Μονόπλευρη δοκός G25/60: $b_m = 3h_F + b_w = 3 \times 0,15 + 0,25 \rightarrow b_m = 0,70m$

Οι καμπτικές δυσκαμψίες του Σταδίου ΙΙ ελήφθησαν ίσες με το $\frac{1}{2}$ της αντίστοιχης του Σταδίου Ι, ενώ η δυστρεψία ίση με 0,1 της αρχικής. (ΕΑΚ §3.2.3.[2])

1.2.1.3 Πυρήνας.

Η προσομοίωση του πυρήνα έγινε με έναν ισοδύναμο στύλο στο κέντρο βάρους της διατομής του κάθε σκέλους. Στις στάθμες των ορόφων, προσομοιώθηκε με άκαμπτους βραχίονες, άπειρης δυστένειας, δυστημσίας και δυσκαμψίας και πεπερασμένης δυστρεψίας.

$$J = \frac{0,25^3 \times (2 + 3/2)}{3\mu} = 18,229 \times 10^{-3} m^4 \quad \text{για τη διατομή STER0} \quad (\mu=1 \text{ επειδή}$$

$$h/t=3,5/0,25=14).$$

$$J = \frac{0,25^3 \times 3}{3\mu} = 15,625 \times 10^{-3} m^4 \quad \text{για τη διατομή STER1} \quad (\mu=1 \text{ επειδή } h/t=3,0/0,25=12).$$

$$J = \frac{0,25^3 \times \frac{3}{2}}{3\mu} = 7,8125 \times 10^{-3} m^4 \quad \text{για τη διατομή STER5} \quad (\mu \approx 1 \text{ επειδή } h/t=1,5/0,25=6).$$

1.2.2 Φορτία πλακών δαπέδων και τοιχοποιιών.

1.2.2.1 Τοιχοποιίες.

Το κτίριο έχει περιμετρικά μπατική τοιχοποιία 3,6KN/m² σε όλους τους ορόφους. Κατά μήκος των εσωτερικών δοκών υπάρχει δρομική τοιχοποιία 2,1KN/m². Στο δώμα, σε όλη την περίμετρο υπάρχει στηθαίο από μπατική τοιχοποιία, ύψους 1m.

1.2.2.2 Πλάκες Δαπέδων.

Τα δάπεδα έχουν επίστρωση από μάρμαρο, βάρους 1,3KN/m². Το ωφέλιμο φορτίο (μεταβλητή δράση) ελήφθη ίσο με Q=2KN/m².

1.2.3 Λεπτομέρειες μόρφωσης μοντέλου προσομοίωσης.

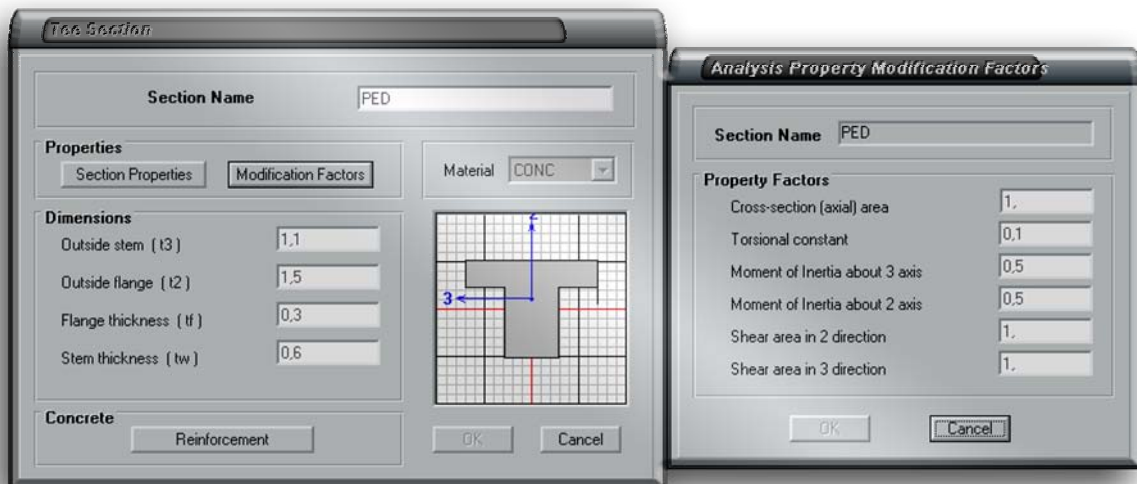
Κατά τη μόρφωση του μοντέλου, στους κόμβους θεωρήθηκαν απολύτως στερεά τμήματα.

Έγινε θεώρηση ατενούς διαφράγματος στις στάθμες των ορόφων με χρήση της ενσωματωμένης δυνατότητας του προγράμματος SAP2000 μέσω του block "Constraint". Οι στάθμες του ατενούς διαφράγματος ελήφθησαν στο επίπεδο του Κ.Β. της διατομής των πλακοδοκών.

1.3 Προσομοίωση πεδιλοδοκών και συνδετήριων δοκών¹². Ονομασία διατομών γραμμικών στοιχείων.

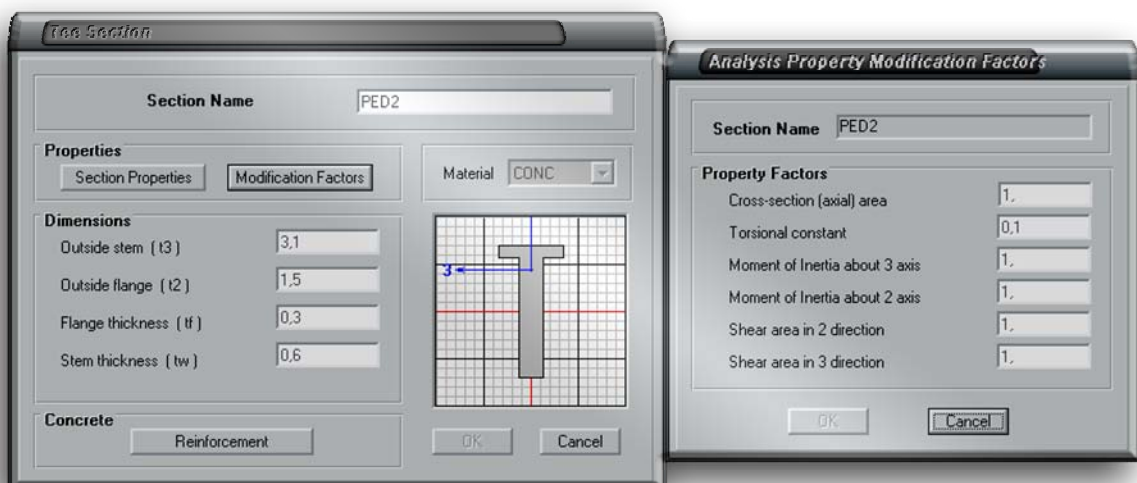
Η πεδιλοδοκός προσομοιώθηκε στο SAP 2000 με διατομή ανεστραμμένου T.

- PED (Προσομοίωση πεδιλοδοκών στύλων).



Η διατομή αυτή έχει ως υλικό το “CONC” που δεν συμπεριλαμβάνει το ίδιο βάρος του υλικού, είναι **τύπου Tee frame**.

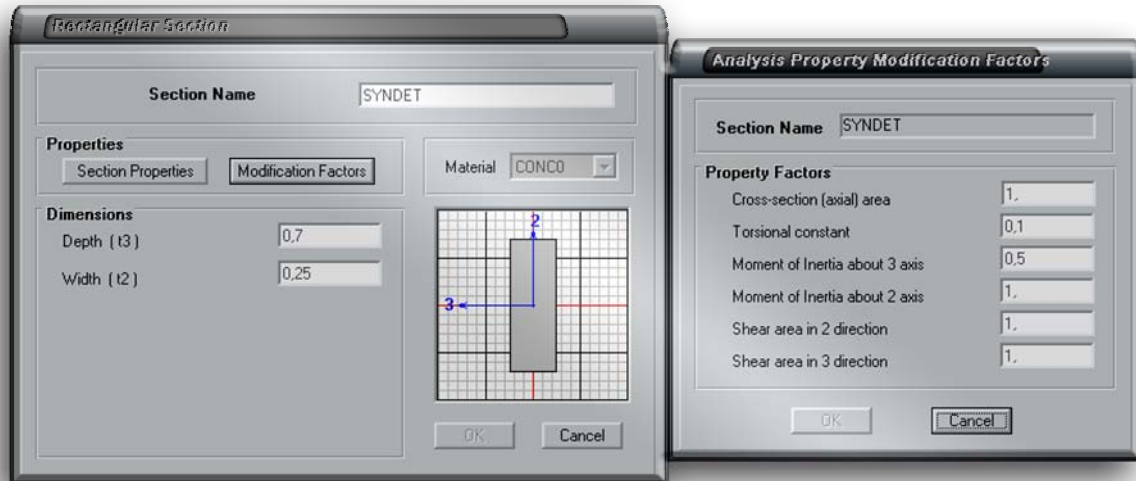
- PED2 (προσομοίωση πεδιλοδοκών πυρήνα).



Η διατομή αυτή έχει ως υλικό το “CONC” που δεν συμπεριλαμβάνει το ίδιο βάρος του υλικού, είναι **τύπου Tee frame**.

- **SYNDETHRIA (Προσομοίωση συνδετηριων δοκών).**

Η συνδετήρια δοκός προσομοιώθηκε στο SAP 2000 με διατομή ορθογωνική . Όπως και στις δοκούς, δόθηκε υλικό με μηδενικό I.B. Το στοιχείο frame που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση της πεδιλοδοκού ορίσθηκε στο κάτω πέλμα της διατομής.



Η διατομή αυτή έχει ως υλικό το “CONC”, είναι τύπου **rectangular frame**, με διαστάσεις **0,25×0,70 m**.

1.4 Αδρανειακή προσομοίωση.

1.4.1 Παραδοχές.

Η συνολική μάζα του κάθε ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο βάρους M του αντίστοιχου ατενούς διαφράγματος. Η συνολική μάζα του κάθε ορόφου συντίθεται από:

- Τη μάζα των πλακών και των δοκών του ορόφου συμπεριλαμβανομένων και των επιστρώσεων.
- Τη μάζα των τοιχοποιιών οι οποίες εδράζονται επί αυτών (η μάζα του στηθαίου προστίθεται στη μάζα του τελευταίου διαφράγματος).
- Τη μάζα των υποκείμενων και των υπερκείμενων υποστυλωμάτων μέχρι το μέσο του ύψους τους.
- Τη μάζα που αντιστοιχεί στο 30% του ωφέλιμου φορτίου

1.4.2 Αναλυτικός υπολογισμός μαζών- Συνολική μάζα κάθε ορόφου.

1.4.2.1 Μάζες Επιμέρους Δομικών Στοιχείων.

Σημείωση: Οι μάζες της πλάκας δαπέδου του ισογείου, των πεδιλοδοκών και της τοιχοποιίας του ισογείου δεν συμπεριλαμβάνονται στην ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής. Ως στάθμη ο θεωρήθηκε το επίπεδο από το οποίο διέρχεται ο άξονας της πεδιλοδοκού.

1^{ος} όροφος:

{1} Πλάκα

ίδιο βάρος πλάκας: $13 \times 10,5 \times 0,15 \times 25 = 511,875 \text{ KN}$

επίστρωση: $13 \times 10,5 \times 1,3 = 177,45 \text{ KN}$

Ωφέλιμο φορτίο: $13 \times 10,5 \times 2,0 = 273 \text{ KN}$

{2} Κρεμάσεις δοκών

I.B. 6 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 3,0 = 8,4375 \text{ KN}$

I.B. 6 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 4,0 = 11,25 \text{ KN}$

I.B. 4 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 4,5 = 12,65625 \text{ KN}$

I.B. 4 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 5,0 = 14,0625 \text{ KN}$

{3} Στύλοι

I.B. στύλων 1^{ου} ορόφου (50x50)(12 στύλοι) :
 $0,5 \times 0,5 \times 25 \times (4,0/2 + 3,0/2) = 21,875 \text{ KN}$

{4} Πυρήνας

I.B. σκελών 1,2 του πυρήνα στον 1^ο όροφο: $0,25 \times 3 \times 25 \times (4,0/2 + 3,0/2) = 65,625 \text{ KN}$

I.B. σκέλους 3 του πυρήνα στον 1^ο όροφο: $0,25 \times 4 \times 25 \times (4,0/2 + 3,0/2) = 87,5 \text{ KN}$

{5} Τοιχοποιίες

(A) Μπλατική (3,6 KN/m²):

- Τοιχοποιία 3 δοκών : $3,6 \times 3 \times 3,0 = 32,4 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 3 δοκών : $3,6 \times 4 \times 3,0 = 43,2 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 2 δοκών : $3,6 \times 4,5 \times 3,0 = 48,6 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 2 δοκών : $3,6 \times 5 \times 3,0 = 54 \text{ KN}$

(B) Δρομική (2,1 KN/m²):

- Τοιχοποιία 3 δοκών : $2,1 \times 3 \times 3,0 = 18,9 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 3 δοκών : $2,1 \times 4 \times 3,0 = 25,2 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 2 δοκών : $2,1 \times 4,5 \times 3,0 = 28,35 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 2 δοκών : $2,1 \times 5 \times 3,0 = 31,5 \text{ KN}$

Συνολικό μόνιμο: $G = (511,875 + 177,45) + (50,625 + 67,5 + 50,625 + 56,25) + 262,5 + (131,25 + 87,5) + (97,2 + 129,6 + 97,2 + 108) + (56,7 + 75,6 + 56,7 + 63) = 2079,575 \text{ KN}$

Συνολικό κινητό: $Q=273 \text{ KN}$
 $G+0,3Q = 2079,575 + 81,9 = 2161,475 \text{ KN}$
 $m=2161,475/9,81 = 220,3338$
 $J_m = 220,3338 \times (13^2 \times 10,5^2) / 12 = 5127,352 \text{ t} \times \text{m}^2$

2^{ος} – 4^{ος} όροφος:**{1} Πλάκα**

ίδιο βάρος πλάκας: $13 \times 10,5 \times 0,15 \times 25 = 511,875 \text{ KN}$
 επίστρωση: $13 \times 10,5 \times 1,3 = 177,45 \text{ KN}$
 Ωφέλιμο φορτίο: $13 \times 10,5 \times 2,0 = 273 \text{ KN}$

{2} Κρεμάσεις δοκών

I.B. 6 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 3,0 = 8,4375 \text{ KN}$
 I.B. 6 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 4,0 = 11,25 \text{ KN}$
 I.B. 4 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 4,5 = 12,65625 \text{ KN}$
 I.B. 4 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 5,0 = 14,0625 \text{ KN}$

{3} Στύλοι

I.B. στύλων 2^{ου}, 3^{ου}, 4^{ου} ορόφου (40x40)(12 στύλοι) : $0,4 \times 0,4 \times 25 \times 3,0 = 12 \text{ KN}$

{4} Πυρήνας

I.B. σκελών 1,2 του πυρήνα στον 2^ο, 3^ο, 4^ο όροφο: $0,25 \times 3 \times 25 \times 3,0 = 56,25 \text{ KN}$
 I.B. σκέλους 3 του πυρήνα στον 2^ο, 3^ο, 4^ο όροφο: $0,25 \times 4 \times 25 \times 3,0 = 75 \text{ KN}$

{5} Τοιχοποιίες**(A) Μπλατική (3,6 KN/m²):**

- Τοιχοποιία 3 δοκών : $3,6 \times 3 \times 3,0 = 32,4 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 3 δοκών : $3,6 \times 4 \times 3,0 = 43,2 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 2 δοκών : $3,6 \times 4,5 \times 3,0 = 48,6 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 2 δοκών : $3,6 \times 5 \times 3,0 = 54 \text{ KN}$

(B) Δρομική (2,1 KN/m²):

- Τοιχοποιία 3 δοκών : $2,1 \times 3 \times 3,0 = 18,9 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 3 δοκών : $2,1 \times 4 \times 3,0 = 25,2 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 2 δοκών : $2,1 \times 4,5 \times 3,0 = 28,35 \text{ KN}$
- Τοιχοποιία 2 δοκών : $2,1 \times 5 \times 3,0 = 31,5 \text{ KN}$

Συνολικό μόνιμο: $G = (511,875 + 177,45) + (50,625 + 67,5 + 50,625 + 56,25) + 144,0 + (112,5 + 75,0) + (97,2 + 129,6 + 97,2 + 108) + (56,7 + 75,6 + 56,7 + 63) = 1929,825 \text{ KN}$

Συνολικό κινητό: $Q=273 \text{ KN}$
 $G+0,3Q = 1929,825 + 81,9 = 2011,725 \text{ KN}$
 $m=2011,725/9,81 = 205,0688$
 $J_m = 205,0688 \times (13^2 \times 10,5^2) / 12 = 4772,122 \text{ t} \times \text{m}^2.$

5^{ος} όροφος:**{1} Πλάκα**

ίδιο βάρος πλάκας: $13 \times 10,5 \times 0,15 \times 25 = 511,875 \text{ KN}$
 επίστρωση: $13 \times 10,5 \times 1,3 = 177,45 \text{ KN}$
 Ωφέλιμο φορτίο: $13 \times 10,5 \times 2,0 = 273 \text{ KN}$

{2} Κρεμάσεις δοκών

I.B. 6 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 3,0 = 8,4375 \text{ KN}$
 I.B. 6 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 4,0 = 11,25 \text{ KN}$
 I.B. 4 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 4,5 = 12,65625 \text{ KN}$
 I.B. 4 δοκών : $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 \times 5,0 = 14,0625 \text{ KN}$

{3} Στύλοι

I.B. στύλων 5^{ου} ορόφου (40x40)(12 στύλοι) : $0,4 \times 0,4 \times 25 \times 3,0 / 2 = 6 \text{ KN}$

{4} Πυρήνας

I.B. σκελών 1,2 του πυρήνα στον 5^ο όροφο: $0,25 \times 3 \times 25 \times 3,0 / 2 = 28,125 \text{ KN}$
 I.B. σκέλους 3 του πυρήνα στον 5^ο όροφο: $0,25 \times 4 \times 25 \times 3,0 / 2 = 37,5 \text{ KN}$

{5} Τοιχοποιίες**(Α) Μπλοκ (3,6 KN/m²):**

- 2 στηθαία : $3,6 \times 3 \times 1,0 = 10,8 \text{ KN}$
- 2 στηθαία : $3,6 \times 4 \times 1,0 = 14,4 \text{ KN}$
- 2 στηθαία : $3,6 \times 4,5 \times 1,0 = 16,2 \text{ KN}$
- 2 στηθαία : $3,6 \times 5 \times 1,0 = 18 \text{ KN}$

Συνολικό μόνιμο: $G = (511,875 + 177,45) + (50,625 + 67,5 + 50,625 + 56,25) + 72,0 + (56,25 + 37,5) + (32,4 + 43,2 + 32,4 + 36) + (0 + 0 + 0 + 0) = 1224,075 \text{ KN}$

Συνολικό κινητό: $Q=273 \text{ KN}$
 $G+0,3Q = 1224,075 + 81,9 = 1305,975 \text{ KN}$
 $m=1305,975/9,81 = 133,1269$
 $J_m = 133,1269 \times (13^2 \times 10,5^2) / 12 = 3097,974 \text{ t} \times \text{m}^2.$

	Μάζα (t)	Μαζική ροπή αδράνειας (t·m ²)
1 ^{ος} όροφος	220,3338	5127,352
2 ^{ος} όροφος	205,0688	4772,122
3 ^{ος} όροφος	205,0688	4772,122
4 ^{ος} όροφος	205,0688	4772,122
5 ^{ος} όροφος	133,1269	3097,974

1.5 Φόρτιση δομικών στοιχείων.

$$g = 0,15 \times 25 + 1,3 = 5,05 \text{ kN/m}^2.$$

$$q = 2 \text{ kN/m}^2.$$

Ισχύει ότι $g^* = 1/2 \times g \times l_{\min}$ και $q^* = 1/2 \times q \times l_{\min}$.

Το φορτίο της πλάκας κατανέμεται σε κάθε όροφο σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα (βλ. τους πίνακες 2.16 ~ 2.19, σελ 56~59 βιβλίο Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος ΙΙΙ):

g= 5,05		q= 2,00				Άνω	Κάτω	Αριστερά	Δεξιά
Πλάκα	Τύπος	l _{min}	e	g	q	λ _v ^o	λ _v ^u	λ _v ^l	λ _v ^r
		l _{max}		g*	q*	g _v	g _v	g _v	g _v
		(=l _{max} /l _{min})	(=1/2g l _{min})		(=1/2q l _{min})	q _v	q _v	q _v	q _v
Π2	5β	3,00	1,3333	5,05	2,00	0,38367	0,66467	0,63400	0,63400
		4,00		7,58	3,00	2,90630	5,03488	4,80255	4,80255
						1,15101	1,99401	1,90200	1,90200
Π3	4	3,00	1,6667	5,05	2,00	0,51240	0,88741	0,63400	0,36600
		5,00		7,58	3,00	3,88143	6,72213	4,80255	2,77245
						1,53720	2,66223	1,90200	1,09800
Π4	5α	3,00	1,3333	5,05	2,00	0,71533	0,71533	0,28800	0,50000
		4,00		7,58	3,00	5,41862	5,41862	2,18160	3,78750
						2,14599	2,14599	0,86400	1,50000
Π5	6	3,00	1,3333	5,05	2,00	0,62500	0,62500	0,50000	0,50000
		4,00		7,58	3,00	4,73438	4,73438	3,78750	3,78750
						1,87500	1,87500	1,50000	1,50000
Π6	5α	3,00	1,6667	5,05	2,00	0,76333	0,76333	0,50000	0,28800
		5,00		7,58	3,00	5,78222	5,78222	3,78750	2,18160
						2,28999	2,28999	1,50000	0,86400
Π7	4	4,00	1,1250	5,05	2,00	0,63400	0,36600	0,40650	0,70450
		4,50		10,10	4,00	6,40340	3,69660	4,10565	7,11545
						2,53600	1,46400	1,62600	2,81800
Π8	5α	4,00	1,1250	5,05	2,00	0,50000	0,28800	0,64950	0,64950
		4,50		10,10	4,00	5,05000	2,90880	6,55995	6,55995
						2,00000	1,15200	2,59800	2,59800
Π9	4	4,50	1,1111	5,05	2,00	0,69700	0,40200	0,63400	0,36600
		5,00		11,36	4,50	7,21966	4,56773	7,20383	4,15868
						3,13650	1,80900	2,85300	1,64700

Κατανομή φορτίων πλακών σε δοκούς.

Στον δε πυρήνα, η κατανομή των φορτίων της πλάκας γίνεται αναλογικά με το μήκος των βραχιόνων. Δηλαδή,

$$g_{\pi} = (L_1 \times L_2) \times g / \Sigma L = (3,0 \times 4,0) \times 5,05 / 10 = 6,06 \text{ KN/m}.$$

$$q_{\pi} = (L_1 \times L_2) \times q / \Sigma L = (3,0 \times 4,0) \times 2 / 10 = 2,40 \text{ KN/m.}$$

Το ίδιο βάρος των δοκών (φόρτιση GD) είναι ίσο με $0,25 \times (0,60 - 0,15) \times 25 = 2,8125$ kN/m, το οποίο κατανέμεται ισοδύναμα σε όλες τις δοκούς, ενώ στον πυρήνα υπάρχει ήδη ενσωματωμένο στο υλικό (CONC).

Το ίδιο βάρος των στύλων υπάρχει ενσωματωμένο στο υλικό (CONC)

Το ίδιο βάρος των τοιχοποιιών (φόρτιση ΤΟΙΧΟΙ) είναι ίσο με :

Μπατικοί τοίχοι: $3,6 \text{ kN/m}^2 \times 3\text{m ύψος} = 10,8 \text{ kN/m.}$

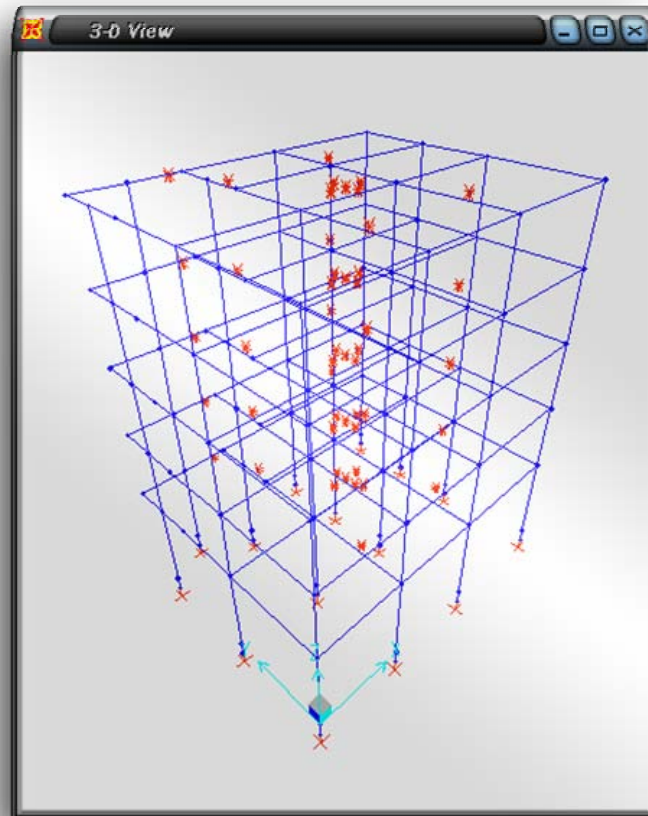
Δρομικοί τοίχοι: $2,1 \text{ kN/m}^2 \times 3\text{m ύψος} = 6,3 \text{ kN/m.}$

Στηθαίο (Μπατικό): $3,6 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m ύψος} = 3,6 \text{ kN/m.}$

2 ΜΟΝΤΕΛΑ ΓΙΑ ΤΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ.

2.1 Μοντέλο [1] πλήρους πάκτωσης.

Επειδή κατά την ανάλυση θεωρείται ότι η σχάρα πεδιλοδοκών εξασφαλίζει πλήρεις συνθήκες πάκτωσης των κατακορύφων στοιχείων, στο προσομοίωμα του κτιρίου δόθηκε πλήρης πάκτωση στη βάση των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων του πυρήνα.

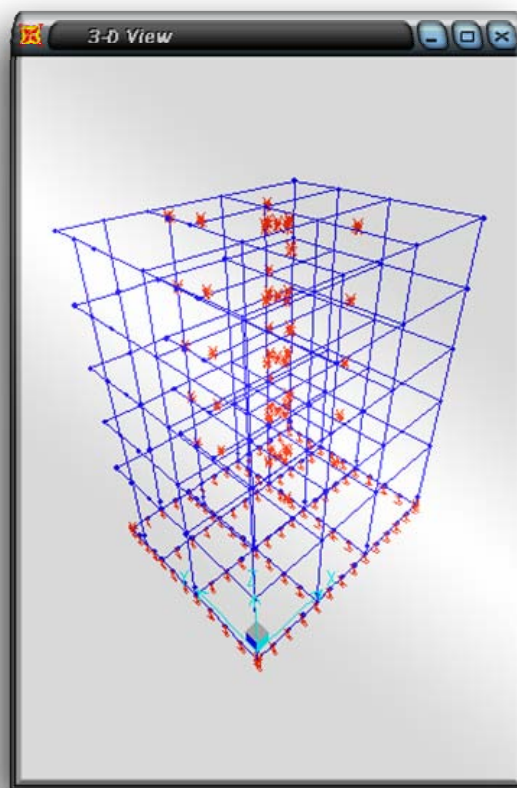


Μοντέλο [1]

2.2 Μοντέλο [2] προσομοίωσης του εδάφους με ελατ. Winkler.

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ενδοσιμότητας του εδάφους στην ανωδομή, η στήριξη της θεμελίωσης έγινε με κατακόρυφα μεταφορικά ελατήρια. Για το σκοπό αυτό, οι πεδילוδοκοί διακριτοποιήθηκαν με στοιχεία μήκους 1,00 m το καθένα και στους κόμβους που προέκυψαν καθώς και στους κόμβους στον πόδα των υποστυλωμάτων του ισογείου προσδόθηκαν ελατηριακές στηρίξεις, ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής κάθε κόμβου, ενώ δεσμεύτηκαν οι οριζόντιες μεταφορικές ελευθερίες κίνησης των τεσσάρων γωνιακών κόμβων της θεμελίωσης.

Η τιμή του δείκτη εδάφους ελήφθη ίση με $K_s = 30000 \text{ KN/m}^2$ (μέσης πυκνότητας άμμος).



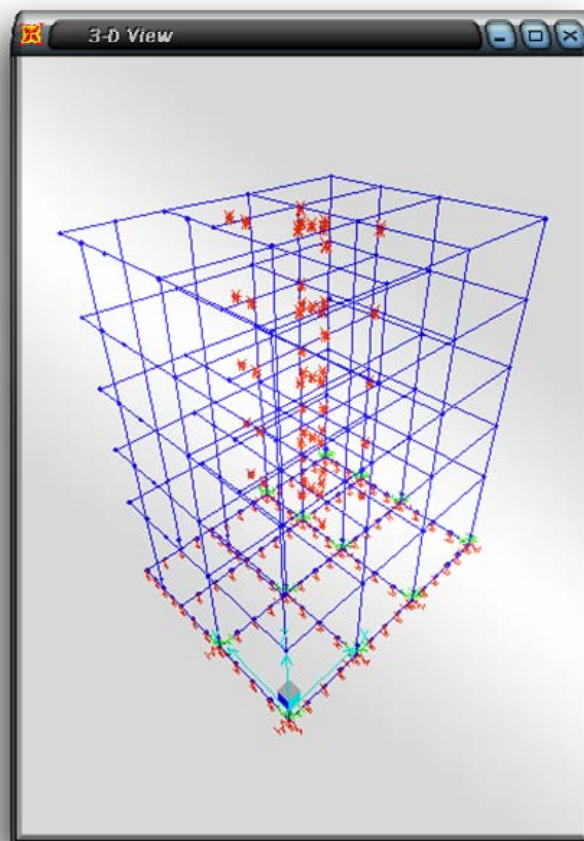
Μοντέλο [2]

2.3 Μοντέλο [3] με πέδιλα επί ελατηρίων $K_x, K_y, K_z, K_{rx}, K_{ry}, K_{rz}$.

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ενδοσιμότητας του εδάφους στην ανωδομή, η στήριξη της θεμελίωσης έγινε με μεμονωμένα πέδιλα. Για το σκοπό αυτό, οι συνδετήριες δοκοί και οι πεδιλοδοκοί της θεμελίωσης του πυρήνα διακριτοποιήθηκαν με στοιχεία μήκους 1,00 m το καθένα και στους κόμβους που προέκυψαν προσδόθηκαν ελατηριακές στηρίξεις, ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής κάθε κόμβου. Στους κόμβους του πόδα των υποστυλωμάτων του ισογείου τοποθετήθηκαν μεμονωμένα γραμμικά ελατήρια ($k_x, k_y, k_z, k_{rx}, k_{ry}, k_{rz}$) των οποίων η δυσκαμψία προκύπτει σύμφωνα με τους τύπους που δίνονται στον παρακάτω πίνακα για τετραγωνικό πέδιλο πλάτους $2B$ (Gazetas, 1991).

Το μέτρο διάτμησης G του εδάφους θεμελίωσης λαμβάνεται από τη σχέση $G = V_s^2 \times \rho$, όπου V_s είναι η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων σε βάθος $2B = 3$ m και προκύπτει από την εδαφική τομή ίσο με $V_s = 250$ m/sec² και ρ είναι η πυκνότητα του εδάφους θεμελίωσης. Στην εδαφική τομή δίνεται $\gamma = 18,5$ kN/m³, οπότε $\rho = \gamma/g = 18,5/9,81 = 1,8858 = 1885,8$ kg/m³. Επομένως το μέτρο διάτμησης υπολογίζεται :

$G = V_s^2 \times \rho = 117864,42$. Ο λόγος του Poisson λαμβάνεται ίσος με $\nu = 0,2$.



Μοντέλο [3]

Μέτρο διάτμησης G	B ή R	v	Είδος θεμελίωσης	Τετραγωνικό πέδιλο πλάτους 2B	Ελατήρια	K _i
117864,42	0,7500	0,2	Οριζόντια (Διαμήκης) k _x	$9GB/(2-v)$	k _x	441992
117864,42	0,7500	0,2	Οριζόντια (Εγκάρσια) k _y	$9GB/(2-v)$	k _y	441992
117864,42	0,8463	0,2	Κατακόρυφη k _z	$4,54GB/(1-v)$	k _z	566063
117864,42	0,8561	0,2	Δικνιστική k _{rx}	$16GB_3/3(1-v)$	k _{rx}	493017
117864,42	0,8561	0,2	Δικνιστική k _{ry}	$16GB_3/3(1-v)$	k _{ry}	493017
117864,42	0,8561	0,2	Στρεπτική k _{rz}	$25GB_3/3$	k _{rz}	616271

Εύρεση ελατηριακών σταθερών μοντέλου [3].

3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.

Η φασματική ανάλυση έγινε με βάση τον ΕΑΚ για περιοχή ΙΙ και έδαφος τύπου Δ.

Κατηγορία εδάφους Α : $T_1 = 0,20 \text{ sec}$, $T_2 = 1,2 \text{ sec}$

Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους: $A = 0,16g$

Συντελεστής θεμελίωσης $\theta = 1,0$

Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1 = 1,0$

Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0 = 2,5$

Συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3,5$

Εκτίμηση κατηγορίας εδάφους : Από την εδαφική τομή που δόθηκε στα πλαίσια της εργασίας εκτιμάται μια μέση ταχύτητα εδάφους $V_s = 675 \text{ m/sec}$. Υπολογίζοντας την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του εδάφους από τον τύπο $T = 4 \times H / V_s$ (θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μονοστρωματικού εδάφους) έχουμε: $T = \frac{4 \times 125}{675} = 0,75 \text{ sec}$. Η κατηγορία εδάφους με την πλησιέστερη τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου είναι η κατηγορία Δ.

Έτσι έχουμε :

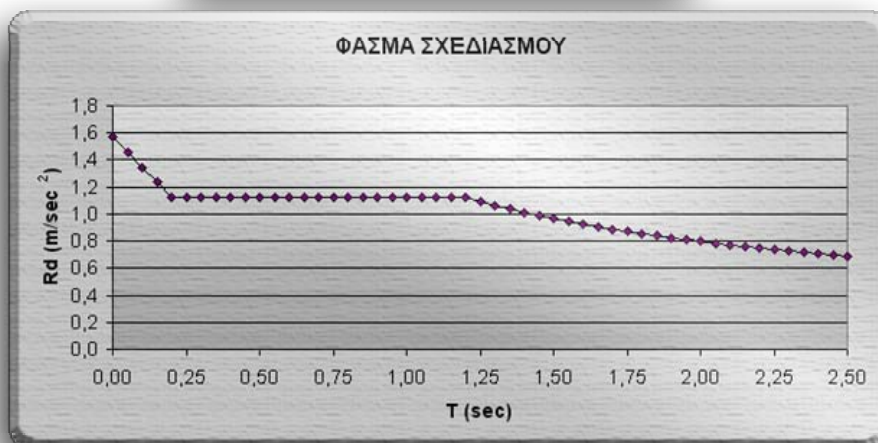
$$T < T_1 = 0,10 \text{ sec} \Rightarrow R_d = A \gamma_1 \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(\frac{n \times \theta \times \beta_0}{q} - 1 \right) \right] = 1,5696 \times [1 - 2,857 \times T]$$

$$T_1 = 0,10 \text{ sec} \leq T \leq T_2 = 0,40 \text{ sec} \Rightarrow R_d = A \gamma_1 \times n \frac{\theta}{q} \times \beta_0 = 1,121 \text{ m/sec}^2$$

$$T > T_2 = 0,40 \text{ sec} \Rightarrow R_d = A \gamma_1 \times n \frac{\theta}{q} \times \beta_0 \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 1,121 \times \left(\frac{0,40}{T} \right)^{2/3}$$

Δεδομένα						
Εδαφος	Επικ (1.4)	γ_1	q	ζ (%)	θ	β_0
Δ	2	1,00	3,5	5	1,0	2,5

Υπολογισμός					
a	$A = a \cdot g$	η	T_1	T_2	
0,16	1,5696	1	0,2	1,2	



4 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ.

4.1 Κοινά χαρακτηριστικά μεταξύ μοντέλων.

4.1.1 Εισαγωγικές σχέσεις για την εύρεση του εκάστοτε ελαστικού άξονα.

Για τον προσδιορισμό του πλασματικού ελαστικού άξονα επιλέγεται αρχικά και αυθαίρετα μία τέμνουσα βάσης π.χ. $V_0=100000$ KN, η οποία κατανέμεται στις στάθμες των ορόφων σύμφωνα με τη σχέση που ορίζει ο κανονισμός:

$$F_i = V_0 \times \frac{m_i \times z_i}{\sum_j m_j \times z_j}$$

Επομένως:

$$F_1' = 100000 \times \frac{220,334 \times 4}{220,334 \times 4 + 205,069 \times 7 + 205,069 \times 10 + 205,069 \times 13 + 133,127 \times 16}$$

$$F_2' = 100000 \times \frac{205,069 \times 7}{220,334 \times 4 + 205,069 \times 7 + 205,069 \times 10 + 205,069 \times 13 + 133,127 \times 16}$$

$$F_3' = 100000 \times \frac{205,069 \times 10}{220,334 \times 4 + 205,069 \times 7 + 205,069 \times 10 + 205,069 \times 13 + 133,127 \times 16}$$

$$F_4' = 100000 \times \frac{205,069 \times 13}{220,334 \times 4 + 205,069 \times 7 + 205,069 \times 10 + 205,069 \times 13 + 133,127 \times 16}$$

$$F_5' = 100000 \times \frac{133,127 \times 16}{220,334 \times 4 + 205,069 \times 7 + 205,069 \times 10 + 205,069 \times 13 + 133,127 \times 16}$$

$$F_1' = 100000 \times \frac{881,336}{9163,430} = 9617,964 \text{ KN}$$

$$F_2' = 100000 \times \frac{1435,483}{9163,430} = 15665,331 \text{ KN}$$

$$F_3' = 100000 \times \frac{2050,690}{9163,430} = 22379,044 \text{ KN}$$

$$F_4' = 100000 \times \frac{2665,897}{9163,430} = 29092,757 \text{ KN}$$

$$F_5' = 100000 \times \frac{2130,032}{9163,430} = 23244,904 \text{ KN}$$

όπου:

m_i : η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i .

z_i : η απόσταση της στάθμης i από τη βάση.

Ο φορέας στο SAP2000 φορτίζεται με τις στρεπτικές ροπές $M_z =$

9617,964
15665,331
22379,044
29092,757
23244,904

KNm

γύρω από κατακόρυφο άξονα z. Οι παραπάνω δυνάμεις έχουν πολλαπλασιαστεί με μοναδιαίο μοχλοβραχίονα.

Παρατηρούμε ότι οι ροπές εδώ έχουν εφαρμοστεί στο κέντρο βάρους κάθε ορόφου.

Ο πλασματικός ελαστικός άξονας του κτιρίου ορίζεται ο κατακόρυφος άξονας που διέρχεται από τον πόλο στροφής P_0 του πλησιέστερου προς τη στάθμη $z_0 = 0,8 \times H$, όπου H το ύψος του κτιρίου. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η πλησιέστερη στάθμη ως προς το z_0 είναι ο δεύτερος όροφος οπότε βάσει αυτού βρίσκεται ο πλασματικός ελαστικός άξονας του κτιρίου για κάθε ένα από τα τρία μοντέλα.

4.2 Μοντέλο [1].

4.2.1 Θέση πλασματικού ελαστικού άξονα.

Η μετακινήσεις του κόμβου 490 (κέντρο βάρους του 4^{ου} ορόφου που με ύψος 13m είναι πλησιέστερα στο $0,8 \times 16m = 12,8$ m από κάθε άλλον όροφο) λόγω των στρεπτικών ροπών του κεφαλαίου 4.1.1 φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Κόμβος	U_x	U_y	R_z
490	0,086606	0,053281	0,01709

Το ελαστικό κέντρο P_0 υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$e_{x0} = -\frac{u_y}{\theta_z}$$

$$e_{y0} = -\frac{u_x}{\theta_z}$$

Έτσι έχουμε :

Κ.Ε.Σ. (Κόμβοι 199)	
x	3,38233
y	10,31764

Το ελαστικά κέντρα όλων των ορόφων βρίσκονται στα σημεία (3.38233, 10.31764) σε κάθε αντίστοιχο ύψος ορόφου από την κάτω αριστερή γωνία της κάτοψης.

4.2.2 Γωνία κλίσης κύριου συστήματος.

Η γωνία στροφής των κυρίων αξόνων I-II ως προς το αρχικό σύστημα συντεταγμένων δίνεται από τον τύπο:

$$\tan 2a = \frac{2u_{xy}}{u_{xx} - u_{yy}}$$

Ο φορέας επιλύεται για δύο φορτιστικές καταστάσεις:

- Για φόρτιση των πλασματικών ελαστικών κέντρων παράλληλη προς τη

$$\text{διεύθυνση } x-x \text{ και ίση με } F_x = \begin{bmatrix} 9617,964 \\ 15665,331 \\ 22379,044 \\ 29092,757 \\ 23244,904 \end{bmatrix} .$$

- Για φόρτιση των πλασματικών ελαστικών κέντρων παράλληλη προς τη

$$\text{διεύθυνση } y-y \text{ και ίση με } F_y = \begin{bmatrix} 9617,964 \\ 15665,331 \\ 22379,044 \\ 29092,757 \\ 23244,904 \end{bmatrix} .$$

Για επίλυση με φορτίσεις ξεχωριστά F_x και F_y , οι μετατοπίσεις του πόλου P_0 φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Φόρτιση	Κόμβος	u_x	u_y
F_x	499	1,23007	-0,05423
F_y	499	-0,05522	1,20585

Η γωνία της κύριας διεύθυνσης είναι:

$$\tan 2a = \frac{2u_{xy}}{u_{xx} - u_{yy}} = \frac{-0,05522 - 0,05423}{1,23007 - 1,20585} = -4,51899 \Rightarrow a = -38,7611^\circ$$

Παρ' ότι είμαστε $a > 10^\circ$, ο κανονισμός επιτρέπει την μη στρέψη των αξόνων, επειδή τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού έχουν τοπικούς άξονες δυσκαμψίας παράλληλους με το γενικό σύστημα συντεταγμένων.

4.2.3 Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας.

Ένα κτίριο θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο, όταν κατά τη μία κύρια διεύθυνση (x ή y) η ακτίνα δυστρεψιάς $\rho_{m,i}$ ως προς το κέντρο μάζας M_i κάθε διαφράγματος είναι μικρότερη ή ίση από την ακτίνα αδράνειας του Γ_i του διαφράγματος ($\rho_{m,i} \leq \Gamma_i$).

$$\rho_{mx,i} = \sqrt{(\rho_x^2 + e_{ox,i}^2)}$$

$$\rho_{my,i} = \sqrt{(\rho_y^2 + e_{oy,i}^2)}$$

όπου:

$e_{ox,i}$, $e_{oy,i}$ οι στατικές εκκεντρότητες κατά τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων x,y.

ρ_x , ρ_y οι αντίστοιχες ακτίνες δυστρεψιάς ως προς τον ελαστικό άξονα.

$$\rho_x = \sqrt{\frac{c \times u_y}{\theta_z}} \quad \text{και} \quad \rho_y = \sqrt{\frac{c \times u_x}{\theta_z}}$$

όπου:

u_x , u_y οι μετατοπίσεις του σημείου P_0 για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις x,y αντίστοιχα.

θ_z η γωνία στροφής στο διάφραγμα (i_0) για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi} = +c \times F_i$.

Από τις επιλύσεις έχουν προκύψει:

Ακτίνες δυστρεψιάς ως προς το ελαστικό κέντρο P_0					
$\rho_x =$	8,40		$\rho_y =$	8,48	
ΟΡΟΦΟΣ	x_{mi}	y_{mi}	$e_{ox,i}$	$e_{oy,i}$	
1	6,5	5,25	3,117671	5,067642	
2	6,5	5,25	3,117671	5,067642	
3	6,5	5,25	3,117671	5,067642	
4	6,5	5,25	3,117671	5,067642	
5	6,5	5,25	3,117671	5,067642	
ΟΡΟΦΟΣ	Γ_i	$\rho_{mx,i}$	$\rho_{my,i}$	$\rho_{mx,i} > \Gamma_i$	$\rho_{my,i} > \Gamma_i$
1	4,8240	8,9598	9,8822	NAI	NAI
2	4,8240	8,9598	9,8822	NAI	NAI
3	4,8240	8,9598	9,8822	NAI	NAI
4	4,8240	8,9598	9,8822	NAI	NAI
5	4,8240	8,9598	9,8822	NAI	NAI
Το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο					

Κ.Ε.Σ. (Κόμβοι n99)	
x	3,38233
y	10,31764

$u_x(P_0, F_{ix})$	1,23007
$u_y(P_0, F_{iy})$	1,20585
$\theta_z(P_0, M_i)$	0,01709

4.2.4 Εκκεντρότητες σχεδιασμού.

Οι σεισμικές δυνάμεις εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας για κάθε κύρια διεύθυνση και σε κάθε διάφραγμα με τις εκκεντρότητες σχεδιασμού, που δίνονται από τις σχέσεις:

$$\max e_i = e_{fi} + e_{ci}$$

$$\min e_i = e_{ri} - e_{ci}$$

όπου:

$e_{ci} = 0,05 \times L_i$ η τυχηματική εκκεντρότητα.

e_{fi} , e_{ri} οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

Οπότε:

Όροφος	Διαστάσεις Κάτοψης		Τυχηματική Εκκεντρότητα		Στατική εκκεντρότητα	
	L_x	L_y	$e_{cx}=0,05L_x$	$e_{cy}=0,05L_y$	e_{oxi}	e_{oyi}
1 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	3,1177	5,0676
2 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	3,1177	5,0676
3 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	3,1177	5,0676
4 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	3,1177	5,0676
5 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	3,1177	5,0676

Ισοδύναμες Στατικές Εκκεντρότητες				
Όροφος	$e_{fx,i}$	$e_{fy,i}$	$e_{rx,i}$	$e_{ry,i}$
1 ^{ος}	4,6765	7,6015	1,5588	2,5338
2 ^{ος}	4,6765	7,6015	1,5588	2,5338
3 ^{ος}	4,6765	7,6015	1,5588	2,5338
4 ^{ος}	4,6765	7,6015	1,5588	2,5338
5 ^{ος}	4,6765	7,6015	1,5588	2,5338

Εκκεντρότητες Σχεδιασμού				
Όροφος	$\max(e_{xi})$	$\max(e_{yi})$	$\min(e_{xi})$	$\min(e_{yi})$
1 ^{ος}	5,3265	8,1265	0,9088	2,0088
2 ^{ος}	5,3265	8,1265	0,9088	2,0088
3 ^{ος}	5,3265	8,1265	0,9088	2,0088
4 ^{ος}	5,3265	8,1265	0,9088	2,0088
5 ^{ος}	5,3265	8,1265	0,9088	2,0088

Εκκεντρότητες Σχεδιασμού (στο Γενικό Σύστημα Συντεταγμένων)									
Όροφος	[n51] $\max(e_{xi}), \min(e_{yi})$		[n52] $\min(e_{xi}), \min(e_{yi})$		[n53] $\min(e_{xi}), \max(e_{yi})$		[n54] $\max(e_{xi}), \max(e_{yi})$		
	x	y	x	y	x	y	x	y	
1 ^{ος}	8,7088	8,3088	4,2912	8,3088	4,2912	2,1912	8,7088	2,1912	
2 ^{ος}	8,7088	8,3088	4,2912	8,3088	4,2912	2,1912	8,7088	2,1912	
3 ^{ος}	8,7088	8,3088	4,2912	8,3088	4,2912	2,1912	8,7088	2,1912	
4 ^{ος}	8,7088	8,3088	4,2912	8,3088	4,2912	2,1912	8,7088	2,1912	
5 ^{ος}	8,7088	8,3088	4,2912	8,3088	4,2912	2,1912	8,7088	2,1912	

4.2.5 Θεμελιώδεις ασύζευκτες ιδιοπερίοδοι.

Για τον υπολογισμό της ασύζευκτης T_x δεσμεύονται οι ελευθερίες κίνησης u_y και θ_z όλων των κόμβων των διαφραγμάτων, ενώ για τον υπολογισμό της ασύζευκτης T_y δεσμεύονται οι ελευθερίες κίνησης u_x και θ_z όλων των κόμβων των διαφραγμάτων. Η εφαρμογή των παραπάνω δεσμεύσεων στο SAP2000 έγινε με την χρήση του Constraint Equal.

$T_x(\text{sec})=$	0,309787	==>	$R_{d,x}(T)=$	1,121143
$T_y(\text{sec})=$	0,345411	==>	$R_{d,y}(T)=$	1,121143

Όπως είναι φανερό οι τιμές βρίσκονται στο πλατώ του φάσματος σχεδιασμού.

4.2.6 Τέμνουσες βάσης και κατανομή στις στάθμες των ορόφων.

Οι ασύζευκτες θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι καθώς και οι φασματικές επιταχύνσεις έχουν ήδη βρεθεί στην προηγούμενη σελίδα, η κατανομή της τέμνουσας βάσης στις στάθμες των ορόφων έχει ως εξής:

Για κανονικά κτίρια επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$F_{i,x} = (V_{ox}) \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j}, F_{i,y} = (V_{oy}) \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j}$$

Η διαδικασία έχει γίνει ήδη για $V_o=100000$, οπότε για τα κάτωθι καινούρια V_{ox} και V_{oy} έχουμε:

Τέμνουσες Βάσης					
Διεύθυνση x			Διεύθυνση y		
Μάζα	Φασματική επιτάχυνση	V_{ox}	Μάζα	Φασματική επιτάχυνση	V_{oy}
968,6672	1,121143	1086,0144	968,6672	1,121143	1086,0144

Τελική Κατανομή δυνάμεων		
Όροφος	F_{xi}	F_{yi}
1 ^{ος}	104,4525	104,4525
2 ^{ος}	170,1278	170,1278
3 ^{ος}	243,0396	243,0396
4 ^{ος}	315,9515	315,9515
5 ^{ος}	252,4430	252,4430

Οι δυνάμεις F εφαρμόζονται τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά τη y .

4.3 Μοντέλο [2].

4.3.1 Θέση πλασματικού ελαστικού άξονα.

Η μετακινήσεις του κόμβου 490 (κέντρο βάρους του 4^{ου} ορόφου που με ύψος 13m είναι πλησιέστερα στο $0,8 \times 16m = 12,8 m$ από κάθε άλλον όροφο) λόγω των παραπάνω στρεπτικών ροπών φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Κόμβος	U_x	U_y	R_z
490	0,080117	0,048467	0,020566

Το ελαστικό κέντρο P_0 υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$e_{x0} = -\frac{u_y}{\theta_z}$$

$$e_{y0} = -\frac{u_x}{\theta_z}$$

Έτσι έχουμε :

Κ.Ε.Σ. (Κόμβοι 99)	
x	4,14334
y	9,14560

Το ελαστικά κέντρα όλων των ορόφων βρίσκονται στα σημεία (4.14334, 9.14560) σε κάθε αντίστοιχο ύψος ορόφου από την κάτω αριστερή γωνία της κάτοψης.

4.3.2 Γωνία κλίσης κύριου συστήματος.

Η γωνία στροφής των κυρίων αξόνων I-II ως προς το αρχικό σύστημα συντεταγμένων δίνεται από τον τύπο:

$$\tan 2\alpha = \frac{2u_{xy}}{u_{xx} - u_{yy}}$$

Ο φορέας επιλύεται για δύο φορτιστικές καταστάσεις:

- Για φόρτιση των πλασματικών ελαστικών κέντρων παράλληλη προς τη

$$\text{διεύθυνση } x-x \text{ και ίση με } F_x = \begin{bmatrix} 9617,964 \\ 15665,331 \\ 22379,044 \\ 29092,757 \\ 23244,904 \end{bmatrix} .$$

- Για φόρτιση των πλασματικών ελαστικών κέντρων παράλληλη προς τη

$$\text{διεύθυνση } y-y \text{ και ίση με } F_y = \begin{bmatrix} 9617,964 \\ 15665,331 \\ 22379,044 \\ 29092,757 \\ 23244,904 \end{bmatrix} .$$

Για επίλυση με φορτίσεις ξεχωριστά F_x και F_y , οι μετατοπίσεις του πόλου P_0 φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Φόρτιση	Κόμβος	u_x	u_y
F_x	499	0,99996	-0,01481
F_y	499	-0,01665	1,08894

Η γωνία της κύριας διεύθυνσης είναι:

$$\tan 2\alpha = \frac{2u_{xy}}{u_{xx} - u_{yy}} = \frac{-0,01665 - 0,01481}{0,99996 - 1,08894} = 0,353563 \Rightarrow \alpha = 9,735845^\circ$$

Είναι $\alpha < 10^\circ \rightarrow$ ο κανονισμός επιτρέπει την μη στρέψη των αξόνων.

4.3.3 Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας.

Ένα κτίριο θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο, όταν κατά τη μία κύρια διεύθυνση (x ή y) η ακτίνα δυστρεψιάς $\rho_{m,i}$ ως προς το κέντρο μάζας M_i κάθε διαφράγματος είναι μικρότερη ή ίση από την ακτίνα αδράνειας του r_i του διαφράγματος ($\rho_{m,i} \leq r_i$).

$$\rho_{mx,i} = \sqrt{(\rho_x^2 + e_{ox,i}^2)}$$

$$\rho_{my,i} = \sqrt{(\rho_y^2 + e_{oy,i}^2)}$$

όπου:

$e_{ox,i}$, $e_{oy,i}$ οι στατικές εκκεντρότητες κατά τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων x,y .

ρ_x , ρ_y οι αντίστοιχες ακτίνες δυστρεψιάς ως προς τον ελαστικό άξονα.

$$\rho_x = \sqrt{\frac{c \times u_y}{\theta_z}} \quad \text{και} \quad \rho_y = \sqrt{\frac{c \times u_x}{\theta_z}}$$

όπου:

u_x , u_y οι μετατοπίσεις του σημείου P_0 για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις x,y αντίστοιχα.

θ_z η γωνία στροφής στο διάφραγμα (i_0) για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi} = +c \times F_i$.

Από τις επιλύσεις έχουν προκύψει:

Ακτίνες δυστροπίας ως προς το ελαστικό κέντρο					
$\rho_x =$	7,28		$\rho_y =$	6,97	
ΟΡΟΦΟΣ	x_{mi}	y_{mi}	$e_{ax,i}$	$e_{ay,i}$	
1	6,5	5,25	2,356657	3,895604	
2	6,5	5,25	2,356657	3,895604	
3	6,5	5,25	2,356657	3,895604	
4	6,5	5,25	2,356657	3,895604	
5	6,5	5,25	2,356657	3,895604	
ΟΡΟΦΟΣ	r_i	$\rho_{mx,i}$	$\rho_{my,i}$	$\rho_{mx,i} > r_i$	$\rho_{my,i} > r_i$
1	4,8240	7,6487	7,9873	NAI	NAI
2	4,8240	7,6487	7,9873	NAI	NAI
3	4,8240	7,6487	7,9873	NAI	NAI
4	4,8240	7,6487	7,9873	NAI	NAI
5	4,8240	7,6487	7,9873	NAI	NAI
Το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο					

Κ.Ε.Σ. (Κόμβοι n99)	
x	4,14334
y	9,14560

$u_x(P_0, F_{ix})$	0,99996
$u_y(P_0, F_{iy})$	1,08894
$\theta_z(P_0, M_i)$	0,02057

4.3.4 Εκκεντρότητες σχεδιασμού.

Οι σεισμικές δυνάμεις εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας για κάθε κύρια διεύθυνση και σε κάθε διάφραγμα με τις εκκεντρότητες σχεδιασμού, που δίνονται από τις σχέσεις:

$$max e_i = e_{fi} + e_{ti}$$

$$min e_i = e_{fi} - e_{ti}$$

όπου:

$$e_{ti} = 0,05 \times L_i \quad \text{η τυχηματική εκκεντρότητα.}$$

e_{fi} , e_{ri} οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

Οπότε:

Όροφος	Διαστάσεις Κάτοψης		Τυχηματική Εκκεντρότητα		Στατική εκκεντρότητα	
	L_x	L_y	$e_{ex}=0,05L_x$	$e_{ey}=0,05L_y$	$e_{ox,i}$	$e_{oy,i}$
1 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	2,3567	3,8956
2 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	2,3567	3,8956
3 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	2,3567	3,8956
4 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	2,3567	3,8956
5 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	2,3567	3,8956

Ισοδύναμες Στατικές Εκκεντρότητες				
Όροφος	$e_{fx,i}$	$e_{fy,i}$	$e_{rx,i}$	$e_{ry,i}$
1 ^{ος}	3,5350	5,8434	1,1783	1,9478
2 ^{ος}	3,5350	5,8434	1,1783	1,9478
3 ^{ος}	3,5350	5,8434	1,1783	1,9478
4 ^{ος}	3,5350	5,8434	1,1783	1,9478
5 ^{ος}	3,5350	5,8434	1,1783	1,9478

Εκκεντρότητες Σχεδιασμού				
Όροφος	$\max(e_{x,i})$	$\max(e_{y,i})$	$\min(e_{x,i})$	$\min(e_{y,i})$
1 ^{ος}	4,1850	6,3684	0,5283	1,4228
2 ^{ος}	4,1850	6,3684	0,5283	1,4228
3 ^{ος}	4,1850	6,3684	0,5283	1,4228
4 ^{ος}	4,1850	6,3684	0,5283	1,4228
5 ^{ος}	4,1850	6,3684	0,5283	1,4228

Εκκεντρότητες Σχεδιασμού (στο Γενικό Σύστημα Συντεταγμένων)								
Όροφος	[n51] $\max(e_{x,i})$, $\min(e_{y,i})$		[n52] $\min(e_{x,i})$, $\min(e_{y,i})$		[n53] $\min(e_{x,i})$, $\max(e_{y,i})$		[n54] $\max(e_{x,i})$, $\max(e_{y,i})$	
	x	y	x	y	x	y	x	y
	1 ^{ος}	8,3283	7,7228	4,6717	7,7228	4,6717	2,7772	8,3283
2 ^{ος}	8,3283	7,7228	4,6717	7,7228	4,6717	2,7772	8,3283	2,7772
3 ^{ος}	8,3283	7,7228	4,6717	7,7228	4,6717	2,7772	8,3283	2,7772
4 ^{ος}	8,3283	7,7228	4,6717	7,7228	4,6717	2,7772	8,3283	2,7772
5 ^{ος}	8,3283	7,7228	4,6717	7,7228	4,6717	2,7772	8,3283	2,7772

4.3.5 Θεμελιώσεις ασύζευκτες ιδιοπερίοδοι.

Για τον υπολογισμό της ασύζευκτης T_x δεσμεύονται οι ελευθερίες κίνησης u_y και θ_z όλων των κόμβων των διαφραγμάτων, ενώ για τον υπολογισμό της ασύζευκτης T_y δεσμεύονται οι ελευθερίες κίνησης u_x και θ_z όλων των κόμβων των διαφραγμάτων. Η εφαρμογή των παραπάνω δεσμεύσεων στο SAP2000 έγινε με την χρήση του Constraint Equal.

T_x (sec)=	0,528561	==>	$R_{d,x}(T)$ =	1,121143
T_y (sec)=	0,547857	==>	$R_{d,y}(T)$ =	1,121143

Όπως είναι φανερό οι τιμές βρίσκονται στο πλατό του φάσματος σχεδιασμού.

4.3.6 Τέμνουσες βάσης και κατανομή στις στάθμες των ορόφων

Οι ασύζευκτες θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι καθώς και οι φασματικές επιταχύνσεις έχουν ήδη βρεθεί στην προηγούμενη σελίδα, η κατανομή της τέμνουσας βάσης στις στάθμες των ορόφων έχει ως εξής:

Για κανονικά κτίρια επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$F_{i,x} = (V_{ox}) \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j}, F_{i,y} = (V_{oy}) \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j}$$

Η διαδικασία έχει γίνει ήδη για $V_0=100000$, οπότε για τα κάτωθι καινούρια V_{ox} και V_{oy} έχουμε:

Τέμνουσες Βάσης					
Διεύθυνση x			Διεύθυνση y		
Μάζα	Φασματική επιτάχυνση	V_{ox}	Μάζα	Φασματική επιτάχυνση	V_{oy}
968,6672	1,121143	1086,0144	968,6672	1,121143	1086,0144

Τελική Κατανομή δυνάμεων		
Όροφος	F_{xi}	F_{yi}
1 ^{ος}	104,4525	104,4525
2 ^{ος}	170,1278	170,1278
3 ^{ος}	243,0396	243,0396
4 ^{ος}	315,9515	315,9515
5 ^{ος}	252,4430	252,4430

Οι δυνάμεις F εφαρμόζονται τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά τη y.

4.4 Μοντέλο [3].

4.4.1 Θέση πλασματικού ελαστικού άξονα.

Η μετακινήσεις του κόμβου 490 (κέντρο βάρους του 4^{ου} ορόφου που με ύψος 13m είναι πλησιέστερα στο $0,8 \times 16m = 12,8$ m από κάθε άλλον όροφο) λόγω των παραπάνω στρεπτικών ροπών φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Κόμβος	U_x	U_y	R_z
490	0,071989	0,034018	0,025302

Το ελαστικό κέντρο P_0 υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$e_{xo} = -\frac{u_y}{\theta_z}$$

$$e_{yo} = -\frac{u_x}{\theta_z}$$

Έτσι έχουμε :

Κ.Ε.Σ. (Κόμβοι n99)	
x	5,15552
y	8,09519

Το ελαστικά κέντρα όλων των ορόφων βρίσκονται στα σημεία (5.15552, 8.09519) σε κάθε αντίστοιχο ύψος ορόφου από την κάτω αριστερή γωνία της κάτοψης.

4.4.2 Γωνία κλίσης κύριου συστήματος.

Η γωνία στροφής των κυρίων αξόνων I-II ως προς το αρχικό σύστημα συντεταγμένων δίνεται από τον τύπο:

$$\tan 2\alpha = \frac{2u_{xy}}{u_{xx} - u_{yy}}$$

Ο φορέας επιλύεται για δύο φορτιστικές καταστάσεις:

- Για φόρτιση των πλασματικών ελαστικών κέντρων παράλληλη προς τη

διεύθυνση x-x και ίση με $F_x = \begin{bmatrix} 9617,964 \\ 15665,331 \\ 22379,044 \\ 29092,757 \\ 23244,904 \end{bmatrix}$.

- Για φόρτιση των πλασματικών ελαστικών κέντρων παράλληλη προς τη

διεύθυνση y-y και ίση με $F_y = \begin{bmatrix} 9617,964 \\ 15665,331 \\ 22379,044 \\ 29092,757 \\ 23244,904 \end{bmatrix}$.

Για επίλυση με φορτίσεις ξεχωριστά F_x και F_y , οι μετατοπίσεις του πόλου P_0 φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Φόρτιση	Κόμβος	u_x	u_y
F_x	499	0,92438	-0,01291
F_y	499	-0,01464	0,99075

Η γωνία της κύριας διεύθυνσης είναι:

$$\tan 2\alpha = \frac{2u_{xy}}{u_{xx} - u_{yy}} = \frac{-0,01464 - 0,01291}{0,92438 - 0,99075} = 0,415173 \Rightarrow \alpha = 11,27344^\circ$$

Παρ' ότι είμαστε $\alpha > 10^\circ$, ο κανονισμός επιτρέπει την μη στρέψη των αξόνων, επειδή τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού έχουν τοπικούς άξονες δυσκαμψίας παράλληλους με το γενικό σύστημα συντεταγμένων.

4.4.3 Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας.

Ένα κτίριο θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο, όταν κατά τη μία κύρια διεύθυνση (x ή y) η ακτίνα δυστρεψίας $\rho_{m,i}$ ως προς το κέντρο μάζας M_i κάθε διαφράγματος είναι μικρότερη ή ίση από την ακτίνα αδράνειας του r_i του διαφράγματος ($\rho_{m,i} \leq r_i$).

$$\rho_{mx,i} = \sqrt{(\rho_x^2 + e_{ox,i}^2)}$$

$$\rho_{my,i} = \sqrt{(\rho_y^2 + e_{oy,i}^2)}$$

όπου:

$e_{ox,i}$, $e_{oy,i}$ οι στατικές εκκεντρότητες κατά τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων x,y.

ρ_x , ρ_y οι αντίστοιχες ακτίνες δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα.

$$\rho_x = \sqrt{\frac{c \times u_y}{\theta_z}} \quad \text{και} \quad \rho_y = \sqrt{\frac{c \times u_x}{\theta_z}}$$

όπου:

u_x , u_y οι μετατοπίσεις του σημείου P_o για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις x,y αντίστοιχα.

θ_z η γωνία στροφής στο διάφραγμα (i_o) για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi} = +c \times F_i$.

Από τις επιλύσεις έχουν προκύψει:

Ακτίνες διαστρέψιας ως προς το ελαστικό					
$\rho_x =$	6,26		$\rho_y =$	6,04	
ΟΡΟΦΟΣ	X_{mi}	Y_{mi}	$e_{ox,i}$	$e_{oy,i}$	
1	6,5	5,25	1,34448	2,84519	
2	6,5	5,25	1,34448	2,84519	
3	6,5	5,25	1,34448	2,84519	
4	6,5	5,25	1,34448	2,84519	
5	6,5	5,25	1,34448	2,84519	
ΟΡΟΦΟΣ	Γ_i	$\rho_{max,i}$	$\rho_{max,i}$	$\rho_{max,i} > \Gamma_i$	$\rho_{max,i} > \Gamma_i$
1	4,8240	6,4004	6,6805	NAI	NAI
2	4,8240	6,4004	6,6805	NAI	NAI
3	4,8240	6,4004	6,6805	NAI	NAI
4	4,8240	6,4004	6,6805	NAI	NAI
5	4,8240	6,4004	6,6805	NAI	NAI
Το κτίριο δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο					

Κ.Ε.Σ. (Κόμβοι n99)	
x	5,15552
y	8,09519

$u_x(P_0, F_{1x})$	0,92438
$u_y(P_0, F_{1y})$	0,99075
$\theta_z(P_0, M_1)$	0,02530

4.4.4 Εκκεντρότητες σχεδιασμού.

Οι σεισμικές δυνάμεις εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας για κάθε κύρια διεύθυνση και σε κάθε διάφραγμα με τις εκκεντρότητες σχεδιασμού, που δίνονται από τις σχέσεις:

$$\max e_i = e_{fi} + e_{ti}$$

$$\min e_i = e_{fi} - e_{ti}$$

όπου:

$$e_{ti} = 0,05 \times L_i \quad \text{η τυχηματική εκκεντρότητα.}$$

e_{fi} , e_{ti} οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

Οπότε:

Όροφος	Διαστάσεις Κάτοψης		Τυχηματική Εκκεντρότητα		Στατική εκκεντρότητα	
	L_x	L_y	$e_{ex}=0,05L_x$	$e_{ey}=0,05L_y$	$e_{ox,i}$	$e_{oy,i}$
1 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	1,3445	2,8452
2 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	1,3445	2,8452
3 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	1,3445	2,8452
4 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	1,3445	2,8452
5 ^{ος}	13,0	10,5	0,6500	0,5250	1,3445	2,8452

Ισοδύναμες Στατικές Εκκεντρότητες				
Όροφος	$e_{fx,i}$	$e_{fy,i}$	$e_{rx,i}$	$e_{ry,i}$
1 ^{ος}	2,0167	4,2678	0,6722	1,4226
2 ^{ος}	2,0167	4,2678	0,6722	1,4226
3 ^{ος}	2,0167	4,2678	0,6722	1,4226
4 ^{ος}	2,0167	4,2678	0,6722	1,4226
5 ^{ος}	2,0167	4,2678	0,6722	1,4226

Εκκεντρότητες Σχεδιασμού				
Όροφος	$\max(e_{x,i})$	$\max(e_{y,i})$	$\min(e_{x,i})$	$\min(e_{y,i})$
1 ^{ος}	2,6667	4,7928	0,0222	0,8976
2 ^{ος}	2,6667	4,7928	0,0222	0,8976
3 ^{ος}	2,6667	4,7928	0,0222	0,8976
4 ^{ος}	2,6667	4,7928	0,0222	0,8976
5 ^{ος}	2,6667	4,7928	0,0222	0,8976

Εκκεντρότητες Σχεδιασμού (στο Γενικό Σύστημα Συντεταγμένων)								
Όροφος	[n51] $\max(e_{x,i})$, $\min(e_{y,i})$		[n52] $\min(e_{x,i})$, $\min(e_{y,i})$		[n53] $\min(e_{x,i})$, $\max(e_{y,i})$		[n54] $\max(e_{x,i})$, $\max(e_{y,i})$	
	x	y	x	y	x	y	x	y
	1 ^{ος}	7,8222	7,1976	5,1778	7,1976	5,1778	3,3024	7,8222
2 ^{ος}	7,8222	7,1976	5,1778	7,1976	5,1778	3,3024	7,8222	3,3024
3 ^{ος}	7,8222	7,1976	5,1778	7,1976	5,1778	3,3024	7,8222	3,3024
4 ^{ος}	7,8222	7,1976	5,1778	7,1976	5,1778	3,3024	7,8222	3,3024
5 ^{ος}	7,8222	7,1976	5,1778	7,1976	5,1778	3,3024	7,8222	3,3024

4.4.5 Θεμελιώδεις ασύζευκτες ιδιοπερίοδοι.

Για τον υπολογισμό της ασύζευκτης T_x δεσμεύονται οι ελευθερίες κίνησης u_y και θ_z όλων των κόμβων των διαφραγμάτων, ενώ για τον υπολογισμό της ασύζευκτης T_y δεσμεύονται οι ελευθερίες κίνησης u_x και θ_z όλων των κόμβων των διαφραγμάτων. Η εφαρμογή των παραπάνω δεσμεύσεων στο SAP2000 έγινε με την χρήση του Constraint Equal.

T_x (sec)=	0,581795	==>	$R_{d_x}(T)$ =	1,121143
T_y (sec)=	0,575934	==>	$R_{d_y}(T)$ =	1,121143

Όπως είναι φανερό οι τιμές βρίσκονται στο πλατό του φάσματος σχεδιασμού.

4.4.6 Τέμνουσες βάσης και κατανομή στις στάθμες των ορόφων.

Οι ασύζευκτες θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι καθώς και οι φασματικές επιταχύνσεις έχουν ήδη βρεθεί στην προηγούμενη σελίδα, η κατανομή της τέμνουσας βάσης στις στάθμες των ορόφων έχει ως εξής:

Για κανονικά κτίρια επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$F_{i,x} = (V_{ox}) \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j}, F_{i,y} = (V_{oy}) \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j}$$

Η διαδικασία έχει γίνει ήδη για $V_o=100000$, οπότε για τα κάτωθι καινούρια V_{ox} και V_{oy} έχουμε:

Τέμνουσες Βάσης					
Διεύθυνση x			Διεύθυνση y		
Μάζα	Φασματική επιτάχυνση	V_{ox}	Μάζα	Φασματική επιτάχυνση	V_{oy}
968,6672	1,121143	1086,0144	968,6672	1,121143	1086,0144

Τελική Κατανομή δυνάμεων		
Όροφος	F_{xi}	F_{yi}
1 ^{ος}	104,4525	104,4525
2 ^{ος}	170,1278	170,1278
3 ^{ος}	243,0396	243,0396
4 ^{ος}	315,9515	315,9515
5 ^{ος}	252,4430	252,4430

Οι δυνάμεις F εφαρμόζονται τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά τη y.

5 ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΤΑ ΤΡΙΑ ΜΟΝΤΕΛΑ.

Τα αποτελέσματα από τις παραπάνω αναλύσεις εμφανίζονται συγκεντρωτικά παρακάτω χάριν συγκρίσεως και διεξαγωγής συμπερασμάτων:

Μοντέλο	T_x	T_y	V_{ax}
(1) Πάκτωση	0,309787	0,345411	1086,014
(2) Πεδιλοδοκοί	0,528561	0,547857	1086,014
(3) Πέδιλα	0,581795	0,575934	1086,014

Μοντέλο	M_{bx} C1	M_{by} C1	M_{bx} C4	M_{by} C4
(1) Πάκτωση	149,822	256,648	177,956	251,971
(2) Πεδιλοδοκοί	629,874	449,227	266,214	391,658
(3) Πέδιλα	269,269	266,860	170,848	263,917

Μοντέλο	D_x C1	D_y C1	D_x C4	D_y C4
(1) Πάκτωση	0,021982	0,008086	0,021982	0,017610
(2) Πεδιλοδοκοί	0,027193	0,015610	0,027193	0,020170
(3) Πέδιλα	0,027179	0,017908	0,027179	0,018213

- Από τη σύγκριση των ιδιοπεριόδων είναι προφανές ότι και τα τρία μοντέλα βρίσκονται στο πλατό του φάσματος σχεδιασμού και συνεπώς η τέμνουσα βάσης με την οποία θα καταπονηθούν είναι και στις τρεις περιπτώσεις η ίδια.
- Το μοντέλο στην πρώτη περίπτωση με την πάκτωση των υποστρωμάτων εμφανίζεται πιο δύσκαμπτο καθώς η ιδιοπερίοδος του είναι η μικρότερη εκ των τριών. Αυτό είναι κάτι το οποίο περιμέναμε καθώς η συγκεκριμένη προσομοίωση τις θεμελίωσης δεν επιτρέπει καμία μετακίνηση ή στροφή της βάσης.
- Στην περίπτωση των πεδιλοδοκών το μοντέλο εμφανίζεται πιο εύκαμπτο, με περίοδο μεγαλύτερη του πρώτου μοντέλου αλλά μικρότερη του τρίτου μοντέλου. Επίσης αυτό το γεγονός είναι αναμενόμενο καθώς η θεμελίωση προσομοιώνεται με πεδιλοδοκούς οι οποίες εδράζονται σε κατακόρυφα ελατήρια Winkler τα οποία έχουν κάποια ενδωσιμότητα σε σχέση με την πλήρη πάκτωση. Το μοντέλο δεν επιτρέπει οριζόντιες μετακινήσεις τις θεμελίωσης καθώς οι γωνιακοί κόμβοι της θεμελίωσης απαγορεύουν τους οριζόντιους βαθμούς ελευθερίας. Λαμβάνεται κατά κάποιο τρόπο η ενδωσιμότητα της θεμελίωσης σε σχέση με την ιδεατή παραδοχή της πλήρους άκαμπτης πάκτωσης.
- Επιπρόσθετα το τρίτο μοντέλο εμφανίζεται πιο εύκαμπτο από τα υπόλοιπα με την μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο εκ των τριών. Σε αυτή την περίπτωση το είδος της θεμελίωσης κατά την προσομοίωση επιτρέπει και οριζόντιες μετακινήσεις καθώς επιτρέπονται όλοι οι βαθμοί ελευθερίας προς όλες τις κατευθύνσεις. Σε αυτό το γεγονός συνηγορεί και το γεγονός ότι οι ισχυρές πεδιλοδοκοί

αντικαταστάθηκαν με τις ασθενέστερες συνδετήριες οι οποίες προφανώς αποδίδουν μικρότερη δυσκαμψία στη θεμελίωση.

- Τα εντατικά μεγέθη στους στύλους στο δεύτερο μοντέλο εμφανίζονται μεγαλύτερα από τα άλλα. Αυτό ίσως να οφείλεται στο γεγονός ότι με τη συγκεκριμένη προσομοίωση ένα μεγάλο ποσοστό της τέμνουσας βάσης παραλαμβάνεται από τους στύλους καθώς και το τοίχειο και οι στύλοι έχουν ενδοσιμότητα της ίδιας τάξης μεγέθους. Οι μετακινήσεις ακολουθούν προφανώς την ίδια λογική. Πάντως το μοντέλο με την πλήρη πάκτωση των στύλων στη βάση παρουσίασε όπως είναι φυσικό και τις μικρότερες μετακινήσεις των στύλων.

Οι συγκεκριμένες αναλύσεις της παρούσας εργασία δεν μπορούν να θεωρηθούν ικανοποιητικό δείγμα προς την διεξαγωγή γενικευμένων συμπερασμάτων, παρόλα αυτά θα επιχειρηθεί μια προσπάθεια κάποιων επισημάνσεων. Το γεγονός ότι και τα τρία μοντέλα βρίσκονται στο πλατό του φάσματος σχεδιασμού προσδίδει σε αυτά την ίδια τέμνουσα βάσης, με αποτέλεσμα να μην είναι τόσο εμφανείς οι διαφοροποιήσεις της απόκρισης των μοντέλων κατά τη διαφοροποίηση της θεμελίωσης και της προσομοίωσης των. Αυτό οφείλεται στη χρήση της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου. Αν αντί αυτής χρησιμοποιούταν η δυναμική φασματική μέθοδος πιθανόν οι διαφοροποιήσεις να ήταν πιο αισθητές.

Η ενδοσιμότητα της θεμελίωσης δίνει προφανώς πιο εύκαμπτο μοντέλο με μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Αυτό το γεγονός σε συνδυασμό με τη μορφή του φάσματος σχεδιασμού που προτείνεται από τον αντισεισμικό κανονισμό, μεταφέρει την τετμημένη του φάσματος προς τα δεξιά. Έτσι είναι δυνατόν η τεταγμένη του φάσματος να βρεθεί στον κατιόν κλάδο με αποτέλεσμα τα σεισμικά φορτία που θα υπολογιστούν και θα καταπονήσουν την κατασκευή να είναι μικρότερα. Αυτή η θεώρηση δεν δίνει όμως πάντα αποτελέσματα προς την πλευρά της ασφάλειας καθώς για συγκεκριμένο φάσμα με ανιών κλάδο στις πολύ μικρές περιόδους, ενδεχόμενη αύξηση της ιδιοπεριόδου του μοντέλου να έδινε μεγαλύτερα σεισμικά φορτία αν η ιδιοπερίοδος του κτιρίου ήταν πολύ μικρή (τις τάξης του 0,05sec).

5.1 Υπολογισμός των συντελεστών απόσβεσης θεμελίωσης (κατά D. Gazetas).

Απλοποιημένη μεθοδολογία (J.G. Sieffert):

Κατακόρυφη Συνιστώσα θεμελίωσης : $C=0,58$

Οριζόντια Συνιστώσα θεμελίωσης : $C=0,85$

Δικνιστική Συνιστώσα θεμελίωσης : $C=0,30/(1+B_r)=0,30/(1+0,8561)=0,1616$

Στρεπτική Συνιστώσα θεμελίωσης:

$$C=B_r^{0.5}/(1+32 \times B_r/3)=0,8561^{0.5}/(1+32 \times 0,8561/3)=0,0913$$

Η ανάλυση της απόκρισης της κατασκευής, δίνεται η δυνατότητα σήμερα από τον ισχύοντα κανονισμό, να γίνεται από το φάσμα σχεδιασμού (ανάλυση στο πεδίο των συχνοτήτων) ή από ανάλυση χρονοϊστορίας(ανάλυση στο πεδίο του χρόνου). Για να είναι όμως συμβατά τα αποτελέσματα στο πεδίο των συχνοτήτων με αυτά στο πεδίο του χρόνου ο μηχανικός πρέπει να λαμβάνει υπόψη του τα εξής:

Τόσο ο υπολογισμός του φάσματος σχεδιασμού όσο και οι χρονοϊστορίες που θα χρησιμοποιηθούν κατά την ανάλυση θα πρέπει να έχουν ίδια μεγέθη μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA), ταχύτητας(PGV) και μετακίνησης(PGD). Ακόμα η ενέργεια της σεισμικής διέγερσης θα πρέπει να είναι η ίδιου μεγέθους. Τα παραπάνω δείχνουν την σημασία κατάλληλης επιλογής χρονοϊστοριών κατά την ανάλυση καθώς μη συμβατές χρονοϊστορίες θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε αποτελέσματα μη ρεαλιστικά για την απόκριση της κατασκευής.