

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΙΑΠΩΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός αυτής της εργασίας είναι η αποτίμηση ενός κτιρίου κατασκευασμένο με τεχνογνωσία και κανονισμούς της δεκαετίας του 1970. Η αποτίμηση της κατασκευής θα γίνει με τους εξής κανονισμούς..

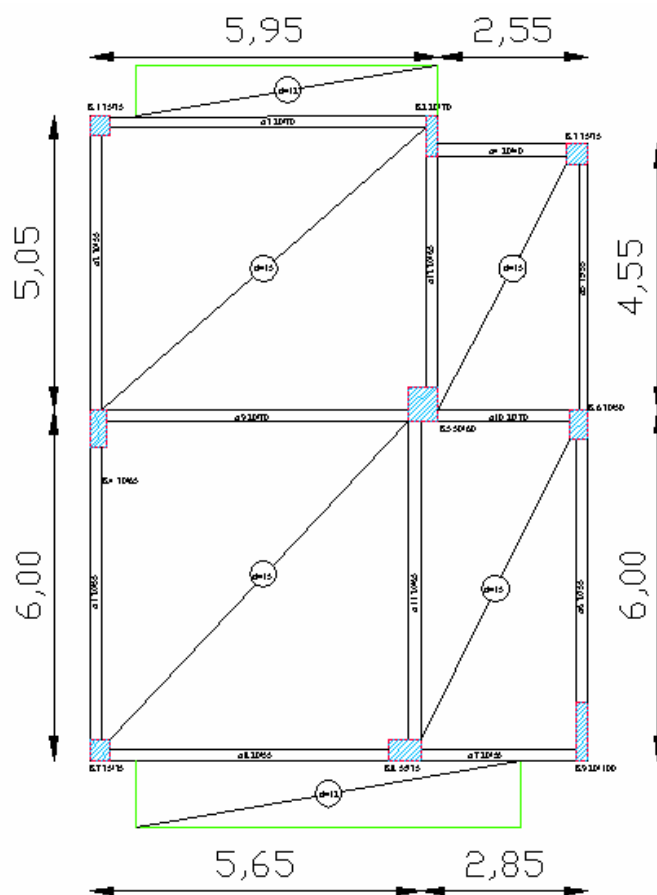
- Με τους ταχείς υπολογιστικούς ελέγχους των Ιαπωνικών Κανονισμών
- Με τους ελέγχους των Νέο-Ζηλανδικών κανονισμών

Κεφάλαιο 1

Περιγραφή κτιρίου-Παραδοχές για την ανάλυση

1.1 Γενικά.

Η κατασκευή είναι τριώροφη και η κάτοψη του τυπικού ορόφου φαίνεται παρακάτω (Σχ 1). Η κατασκευή κατασκευάστηκε το 1975 με βάση τις τότε διατάξεις (Βασιλικό Διάταγμα).



Σχήμα 1.1: Ευλότυπος οροφής ισογείου.(τυπικός όροφος)

Οι άνω όροφοι είναι ίδιοι αλλά οι διαστάσεις των κατακόρυφων στοιχείων μειώνονται καθ' ύψος.

1.2 Οπλισμοί-παραδοχές

Οι οπλισμοί και οι διαστάσεις κάθε δομικού μέλους παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

ΥΠΟΣΤ	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ 1		ΟΡΟΦΟΣ 2	
K1	35x35	4Φ20	35x35	4Φ20	30x30	4Φ20
K2	20x70	6Φ14	20x70	6Φ14	20x65	6Φ14
K3	35x35	4Φ20	35x35	4Φ20	30x30	4Φ20
K4	30x65	6Φ20	30x65	6Φ20	30x55	6Φ20
K5	50x60	8Φ20	50x60	8Φ20	40x55	6Φ20
K6	30x55	6Φ16	30x55	6Φ16	30x40	4Φ20
K7	35x35	4Φ20	35x35	4Φ20	30x30	4Φ20
K8	55x35	6Φ20	55x35	6Φ20	50x30	6Φ16
K9	20x100	8Φ14	20x100	8Φ14	20x100	8Φ14

Πίνακας 1.2: Οπλισμοί και διαστάσεις δοκών (και για τους τρεις ορόφους)

ΙΣΟΓΕΙΟ	ΣΤΗΡΙΞΗ	As(άνω)	As(κάτω)	ΑΝΟΙΓΜΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ	As(άνω)	As(κάτω)
<i>Δ1</i>	<i>K7</i>	5,1	3,1	6,2	<i>K4</i>	8,7	3,1
<i>Δ2</i>	<i>K4</i>	10,1	4,6	7,7	<i>K1</i>	6,5	4,6
<i>Δ3</i>	<i>K1</i>	7,1	6,3	12,6	<i>K2</i>	7,1	6,3
<i>Δ4</i>	<i>K2</i>	3,1	2,4	3,9	<i>K3</i>	3,1	2,4
<i>Δ5</i>	<i>K3</i>	5,6	3,4	5,7	<i>K6</i>	6,8	3,4
<i>Δ6</i>	<i>K6</i>	4,5	2,3	4,5	<i>K9</i>	4,9	2,3
<i>Δ7</i>	<i>K9</i>	4,8	2,3	4,5	<i>K8</i>	5,8	2,3
<i>Δ8</i>	<i>K8</i>	9,0	4,6	8,6	<i>K7</i>	9,7	4,6
<i>Δ9</i>	<i>K4</i>	8,5	6	10,1	<i>K5</i>	12,3	6
<i>Δ10</i>	<i>K5</i>	9,8	1,6	3,1	<i>K6</i>	2,6	1,6
<i>Δ11</i>	<i>K8</i>	10,3	6,3	12,6	<i>K5</i>	12,3	6,3
<i>Δ12</i>	<i>K5</i>	11,3	3,1	6,2	<i>K2</i>	6,1	3,1

1.3 Υλικά-παραδοχές.

Για την κατασκευή του τριώροφου κτιρίου χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα B160 το οποίο θεωρούμε ότι αντιστοιχεί σε σκυρόδεμα C12/15. Επιπλέον ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε είναι StI που αντιστοιχεί σε χάλυβα S220.

1.4 Φορτία για τα οποία σχεδιάστηκε η κατασκευή.

Στην κατασκευή λήφθηκε υπόψιν η επίδραση των εξής φορτίων :

- 1) Ίδιο βάρος του σκυροδέματος με ειδικό βάρος ίσο με 25 KN/m^3 .
- 2) Ωφέλιμο (κινητό) φορτίο πλακών ίσο με 2 KN/m^2 .
- 3) Φορτίο επικάλυψης δαπέδων ίσο με 1.3 KN/m^2 .
- 4) Φορτίο μπατικής τοιχοποιίας περιμετρικά σε κάθε όροφο, με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 KN/m^2 .
- 5) Φορτίο δρομικής τοιχοποιίας εσωτερικά κάτω από κάθε εσωτερική δοκό, με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 2.1 KN/m^2 .

Στους προβόλους αντίστοιχα το ωφέλιμο φορτίο λήφθηκε ίσο με 5 KN/m^2 .

1.5 Δεδομένα για τον σχεδιασμό σε σεισμικές δυνάμεις.

Για τον υπολογισμό έναντι σεισμικών δυνάμεων, το κτίριο βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα συνήθη. Οι συγκεντρωμένες μάζες κάθε ορόφου υπολογίστηκαν ίσες με:

$$M_{\text{ισογείου}} = 1010.1/\text{g}, M_{\text{ορόφου,I}} = 988.2 /\text{g}, M_{\text{ορόφου,II}} = 703.9 /\text{g}$$

Κεφάλαιο 2

Αποτίμηση κτιρίου με την χρήση Ιαπωνικών κανονισμών.[3]

2.1 Γενικά.

Η διαδικασία αποτίμησης αποτελείται από τρία επίπεδα με αύξουσα σειρά κατάταξης σχετικά με τον υπολογιστικό χρόνο αλλά και την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Ο Μηχανικός με το πρώτο επίπεδο ελέγχου αποκτά μια γενική άποψη σχετικά με την ανεπάρκεια ή όχι του κτιρίου ενώ στα επόμενα στάδια εξετάζονται τα κατακόρυφα στοιχεία πιο αναλυτικά (εύρεση τρόπου αστοχίας) αλλά και τα οριζόντια (έλεγχος στους κόμβους δοκού-υποστυλώματος).

2.2 Πρώτο επίπεδο ελέγχου.

Για το πρώτο επίπεδο ελέγχου υπάρχουν δύο μέθοδοι ανάλυσης. Ο πρώτος τρόπος στηρίζεται στην σύγκριση της ελαστικής τέμνουσας με την αντίστοιχη αντοχή. Οι αντοχές εξαρτώνται από την επιφάνεια του στοιχείου αλλά και το είδος του στοιχείου. Ο έλεγχος γίνεται σε κάθε όροφο και ανά διεύθυνση.

Η ελαστική σεισμική τέμνουσα πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή προσομοιώματος (4/3).

Οι αντοχές των στοιχείων δίνονται από τον παρακάτω πίνακα ενώ πολλαπλασιάζονται με τον χαρακτηριστικό δείκτη συμπεριφοράς q για την εύρεση της αντοχής του ορόφου.

Πίνακας 2.2.1: Αντοχές ανηγμένες στο A_c

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΑΝΤΟΧΗ ΑΝΗΓΜΕΝΗ ΣΤΟ A_c
Κοντά υποστυλώματα	$V_{Ri}=0.075f_c$
Υποστυλώματα με $2 < L/h < 6$	$V_{Ri}=0.035f_c$
Υποστυλώματα με $L/h > 6$	$V_{Ri}=0.05f_c$
Τοίχωμα χωρίς ενισχυμένα άκρα	$V_{Ri}=0.05f_c$
Τοίχωμα με ένα ενισχυμένο άκρο	$V_{Ri}=0.10f_c$
Τοίχωμα με ενισχυμένα άκρα	$V_{Ri}=0.15f_c$

Πίνακας 2.2.2: Αντοχή ορόφου.

Α) ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	
ΠΑΡΟΥΣΙΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	$V_{Rst}=q(\Sigma V_{wi}+0.7\Sigma V_{ci}) \quad q=1$
ΜΟΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	$V_{Rst}=q\Sigma V_{ci} \quad q=1$
Β) ΥΠΑΡΧΟΥΝ ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	
ΠΑΡΟΥΣΙΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	$V_{Rst}=q(V_{\text{κοντών}}+0,7\Sigma V_{wi}+0.5\Sigma V_{ci}) \quad q=0.8$
ΜΟΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	$V_{Rst}=q(V_{\text{κοντών}}+0,7\Sigma V_{ci}) \quad q=0.8$

Επίσης οι αντοχές πολλαπλασιάζονται με τους συντελεστές S_D (επίδραση μορφολογίας) και T (παλαιότητα).

Στο επίπεδο 1 ο συντελεστής T είναι ίσος με την ελάχιστη τιμή ενώ στα επίπεδα 2 και 3 είναι ίσος με τον μέσο όρο των παραπάνω παραγόντων.

Η δεύτερη μέθοδος ανάλυσης βασίζεται στην εύρεση του σεισμικού συντελεστή I_s όπου αν είναι μικρότερος από ένα συντελεστή απόφασης τότε το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές.

Ο σεισμικός συντελεστής I_s υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο.:

$$I_s = E_0 S_D T \quad (\text{όπου τα } S_D \text{ και } T \text{ υπολογίζονται παραπάνω)}$$

Το E_o είναι ίσο με την διατμητική αντοχή του ορόφου (όπως ορίστηκε παραπάνω) δια το βάρος των υπερκείμενων ορόφων. Βέβαια το E_o κάθε ορόφου μειώνεται καθ' ύψος με τον συντελεστή Φ όπου:

$$\Phi = \frac{(n+1)}{(n+i)} \quad (\text{n ο αριθμός των ορόφων του κτιρίου και i ο υπό εξέταση όροφος}) \quad [3]$$

Ο συντελεστής απόφασης είναι ίσος με $Isd=EZGU$

$E=0.8$ για το επίπεδο 1 και 0.6 για τα επίπεδα 2 και 3

$0.7 < Z < 1$ Μικροζωνικός συντελεστής.

U: Συντελεστής σπουδαιότητας (1 για συνήθη κτίρια)

G: Συντελεστής για το είδος εδάφους.

Θεωρώντας λοιπόν $Z, G, U=1$ έχουμε για το επίπεδο 1 $Isd=0.8$ και για τα επίπεδα 2 και 3 $Isd=0.6$

2.2.1 Εφαρμογή στο κτίριο με την μέθοδο της ελαστικής τέμνουσας.

A) Εύρεση V_{Ri}

Στην διεύθυνση X το κτίριο αποτελείται μόνο από υποστυλώματα δεδομένου ότι το K9 στην διεύθυνση της μικρής ροπής αδράνειας του λειτουργεί ως υποστύλωμα. Επομένως οι αντοχές υπολογίζονται από τον τύπο $V_{Ri}=0.05f_c$ αφού όλα τα υποστυλώματα έχουν $L/h > 6$. Επίσης η αντοχή του ορόφου δίνεται από $V_{Rst}=q \sum V_{ci}$ ($q=1$)

Στην διεύθυνση Y υπάρχει το τοίχωμα K9 όμως η αντοχή του δίνεται πάλι από τον τύπο $V_{Ri}=0.05f_c$ αφού δεν έχει τα άκρα του ενισχυμένα. Η αντοχή του ορόφου δίνεται από τον τύπο $V_{Rst}=q(\sum V_{wi}+0.7 \sum V_{ci})$ για $q=1$.

Πίνακας 2.2.3: Συγκεντρωτικός πίνακας αντοχών ορόφου.

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y
ΙΣΟΓΕΙΟ	927KN	684,9KN
ΟΡΟΦΟΣ 1	927KN	684,9KN
ΟΡΟΦΟΣ 2	681KN	475,3KN

Οι αντοχές αυτές θα πολλαπλασιαστούν με τα S_D και T έτσι ώστε να μπορούν να συγκριθούν με την ελαστική τέμνουσα η οποία θα κατανομηθεί τριγωνικά καθ' ύψος.

B) Εύρεση S_D και T.

Σύμφωνα με την γεωμετρία του κτιρίου όπου διαπιστώθηκε από έναν ταχύ οπτικό έλεγχο αλλά και από τα κατασκευαστικά σχέδια προέκυψαν τα δεδομένα για τους συντελεστές S_D και T. Επομένως $S_D=1,14$ ενώ $T=0,8$ αφού το κτίριο έχει ηλικία άνω των 30 ετών.

Γ) Εύρεση ελαστικής τέμνουσας.

Για την εύρεση της ελαστικής τέμνουσας ανά διεύθυνση χρειαζόμαστε την ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος είναι δυνατό να προσδιορισθεί από τους παρακάτω

προσεγγιστικούς τύπους:

$$A) T = \frac{N}{10} \quad (\text{όπου N ο αριθμός των ορόφων}) \quad [6]$$

$$B) T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad [1]$$

$$Γ) T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Όπου K το άθροισμα των δυσκαμψιών των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής.

Οι παραπάνω τύποι έχουν σκοπό τον ταχύ προσεγγιστικό προσδιορισμό της ιδιοπεριόδου της κατασκευής αφού οι ακριβέστερες μέθοδοι δεν συνάδουν με τον χαρακτήρα του πρώτου επιπέδου ανάλυσης.

Σύμφωνα λοιπόν με τον τύπο Α βρισκόμαστε στο πλατό του φάσματος με αποτέλεσμα η τέμνουσα να έχει το ίδιο μέγεθος και για τις δυο διευθύνσεις και να είναι ίση με:

$$V = 0.60 * g * M * \frac{4}{3} = 2161,7 \text{KN}$$

Ενώ κατανέμεται σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ καθ' ύψος ως εξής :

Πίνακας 2.2.4: Κατανομή της σεισμικής δύναμης.

Νοροφου2	874,3KN
Νορόφου1	860,5KN
Νισογείου	426,8KN

Α) Έλεγχος αντοχών με ελαστική τέμνουσα

Αφού πολλαπλασιάσαμε τις αντοχές του πίνακα 2.2.3 με τους δυο συντελεστές προκύπτει ο παρακάτω πίνακας όπου παρουσιάζονται οι αντοχές ανά όροφο.

Πίνακας 2.2.5: Έλεγχος αντοχών με ελαστική τέμνουσα.

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ	Vel
ΙΣΟΓΕΙΟ	845,42KN	624,63KN	2161,7KN
ΟΡΟΦΟΣ 1	845,42KN	624,63KN	1734,9KN
ΟΡΟΦΟΣ 2	621,07KN	433,68KN	874,4KN

Πίνακας 2.2.6: Δείκτης ανεπάρκειας.

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ
ΙΣΟΓΕΙΟ	2,56	3,46
ΟΡΟΦΟΣ 1	2,05	2,78
ΟΡΟΦΟΣ 2	1,41	2,02

2.2.2 Εφαρμογή στο κτίριο με την μέθοδο του σεισμικού συντελεστή.

Αν διαιρέσουμε την διατμητική αντοχή κάθε ορόφου με το βάρος των υπερκείμενων ορόφων έχουμε υπολογίσει το E_o , που πρέπει να μειωθεί σε κάθε όροφο με τον συντελεστή Φ .

Πίνακας 2.2.7: Μειωτικός συντελεστής καθ' ύψος.

ΣΤΑΘΜΗ	Φ
ΙΣΟΓΕΙΟ	1
ΟΡΟΦΟΣ 1	0,8
ΟΡΟΦΟΣ 2	0,67

Επομένως αφού πολλαπλασιάσουμε και με τους συντελεστές S_D και T προκύπτει το I_s για κάθε όροφο.

Πίνακας 2.2.8: Σεισμικός συντελεστής I_s .

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ
ΙΣΟΓΕΙΟ	0,31	0,23
ΟΡΟΦΟΣ 1	0,40	0,30
ΟΡΟΦΟΣ 2	0,59	0,41

Επομένως το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές και για τις δύο διευθύνσεις και για τους δυο τρόπους ανάλυσης. Περαιτέρω αξιολόγηση στην ενότητα 2.5.

2.3 Δεύτερο επίπεδο ελέγχου.

Στο επίπεδο 2 ο υπολογισμός των αντοχών και του δείκτη συμπεριφοράς q γίνεται ανάλογα με τους οπλισμούς και τον πιθανότερο τρόπο αστοχίας.

Αφού λοιπόν υπολογιστούν οι ροπές αντοχής υπολογίζεται η τέμνουσα την στιγμή της αστοχίας. Αν η παραπάνω τέμνουσα είναι μεγαλύτερη από την διατμητική αντοχή του στοιχείου τότε έχουμε διατμητική αστοχία ($q=1$) ενώ αν είναι μικρότερη τότε έχουμε καμπτική αστοχία και στην συνέχεια υπολογίζουμε το q του στοιχείου.

Πιο συγκεκριμένα για τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα πρέπει να βρεθεί το αξονικό φορτίο όπου ασκείται σε αυτά έτσι ώστε να προσδιορισθούν οι καμπτικές αντοχές.

Η τέμνουσα που αναπτύσσεται την στιγμή της αστοχίας υπολογίζεται για τα υποστυλώματα θεωρώντας ταυτόχρονη αστοχία στο άνω και κάτω άκρο του στοιχείου.

Δηλαδή:
$$V = \frac{M_{up} + M_d}{h_o}$$

Ενώ για τα υποστυλώματα :

$$V = \frac{aM_{uw}}{hw}$$

όπου $a=2$ (1 για τον άνω όροφο) και hw το μήκος από το πάτωμα του ορόφου που εκτιμάται μέχρι την κορυφή του τοιχώματος.

Η εκτίμηση του q για τα υποστυλώματα εφόσον έχουμε καμπτική αστοχία δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$q = \frac{\sqrt{(2\mu - 1)}}{0,75(1 + 0,05\mu)}$$

$$\text{με } \mu = 10\left(\frac{V_u L_s}{M_u} - 1\right) - 30\left(\frac{V_u}{bwzfc} - 0,1\right) - 2 \quad \text{ενώ } 1 \leq \mu \leq 5$$

Στα τοιχώματα διακρίνουμε τις παρακάτω δυο περιπτώσεις :

α) $\frac{V_u L_s}{M_u} \leq 1,2 : q = 1$

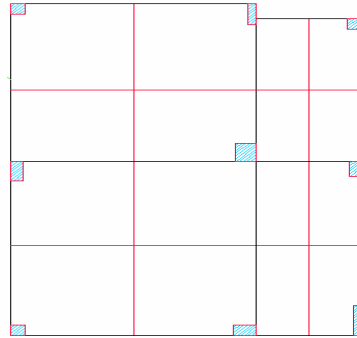
β) $\frac{V_u L_s}{M_u} \geq 1,3 : q = 2$ (για ενδιάμεσες τιμές έχουμε γραμμική παρεμβολή)

Η αντοχή του ορόφου δίνεται με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των γινομένων qV_{Ri} των στοιχείων.

Όπως και στο πρώτο επίπεδο ελέγχου υπάρχει και εδώ η μέθοδος με το σεισμικό συντελεστή I_s όπου και εδώ η E_0 μειώνεται καθ' ύψος.

2.3.1 Εφαρμογή στο κτίριο με την μέθοδο της ελαστικής τέμνουσας.

Γίνεται χωρισμός στην κάτοψη του κτιρίου έτσι ώστε να γίνει ένας προσεγγιστικός υπολογισμός του κατακόρυφου φορτίου που ασκείται σε κάθε υποστύλωμα.



Σχήμα 2.3.1: Διαχωρισμός κάτοψης για την εύρεση του αξονικού φορτίου.

Το κάθε υποστύλωμα αναλαμβάνει κατακόρυφα φορτία από το εμβαδόν που περικλείεται από τις κόκκινες γραμμές. Έτσι λοιπόν το αξονικό φορτίο που ασκείται σε κάθε κατακόρυφο στοιχείο για φορτίο $G+0.3Q$ δίνεται στον παρακάτω τύπο.

Από τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης για μονοαξονική κάμψη υπολογίστηκαν οι αντοχές των υποστυλωμάτων.

Το κτίριο λόγω παλαιότητας δεν διαθέτει εκείνες τις κατασκευαστικές διατάξεις όπου θα εξασφάλιζαν μια αξιόπιστη μετελαστική συμπεριφορά. Επομένως αφού δεν υπάρχουν υψηλές απαιτήσεις πλαστιμότητας, η αντοχή σε διάτμηση των στοιχείων υπολογίζονται με $V_{cd} = V_{rd1}$.

Πολλαπλασιάζοντας τις αντοχές με τα νέα S_D και T που είναι ίσα με 1,143 και 0.85 αντίστοιχα, έχουμε τον παρακάτω πίνακα με τις αντοχές των ορόφων

Πίνακας 2.3.1: Αντοχές ορόφων και ελαστική τέμνουσα.

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y	Vel
ΙΣΟΓΕΙΟ	334,9 KN	567,8 KN	2161,7KN
ΟΡΟΦΟΣ 1	275,4 KN	380,7 KN	1734,9KN
ΟΡΟΦΟΣ 2	192,6 KN	287,9 KN	874,4KN

Πίνακας 2.3.2: Δείκτης ανεπάρκειας.

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y
ΙΣΟΓΕΙΟ	6,46	3,81
ΟΡΟΦΟΣ 1	6,30	4,56
ΟΡΟΦΟΣ 2	4,54	3,04

2.3.2 Εφαρμογή στο κτίριο με την μέθοδο του σεισμικού συντελεστή.

Διαιρώντας τις διατμητικές αντοχές με το βάρος των υπερκείμενων ορόφων και πολλαπλασιάζοντας με το q που υπολογίστηκε παραπάνω εφαρμόζουμε την μέθοδο SRSS και έχουμε την E_0 την οποία μειώνουμε με Φ .

Πίνακας 2.3.3: Σεισμικός συντελεστής I_s .

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ
ΙΣΟΓΕΙΟ	0,124	0,192
ΟΡΟΦΟΣ 1	0,221	0,171
ΟΡΟΦΟΣ 2	0,169	0,250

Επομένως το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές και με τις δύο μεθόδους. Περαιτέρω αξιολόγηση στην ενότητα 2.5.

2.4 Τρίτο επίπεδο ελέγχου.

Στο τρίτο επίπεδο ελέγχου εξετάζεται και ο τρόπος αστοχίας των δοκών (κάμψη ή διάτμηση) και εξετάζεται η συμπεριφορά στον κόμβο δοκού-υποστυλώματος (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης)

Επίσης το τοίχωμα εξετάζεται και στην θεμελίωση αφού σε περίπτωση αστοχίας από ανατροπή ο δείκτης πλαστιμότητας του τριπλασιάζεται.

Για τις ομόρροπες ροπές αστοχίας δοκών και υποστυλωμάτων λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των ροπών καμπτικής αστοχίας και του γινομένου της τέμνουσας αντοχής επί το μήκος διάτμησης.

Στον έλεγχο κόμβου όπου οι δοκοί και τα υποστυλώματα συμμετέχουν με τις παραπάνω ροπές αν $\Sigma M_{Rc} < \Sigma M_{Rb}$ τότε προκύπτει ότι τα υποστυλώματα είναι κρίσιμα και η πλαστική άρθρωση δημιουργείται σε αυτά ενώ οι δοκοί αναπτύσσουν τελικά ροπή $M_{Rb} \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb}$.

Στην περίπτωση όπου $\Sigma M_{Rc} > \Sigma M_{Rb}$ τότε οι πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται στις δοκούς όπου εξαντλούν την αντοχή τους και τα υποστυλώματα συμμετέχουν με ροπή $M_{Rc} \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$.

Οι αντοχές V_{Ri} προκύπτουν από τις τελικές τιμές των αντοχών. Στην συνέχεια υπολογίζεται ο δείκτης συμπεριφοράς όπου για τα τοιχώματα λαμβάνει τιμές 1 για αστοχία σε κάμψη ή διάτμηση και 3 για ανατροπή.

Εάν οι δοκοί είναι κρίσιμες στον κόμβο τότε το q λαμβάνει τιμές 1.5 και 3 για αστοχία σε διάτμηση και κάμψη αντίστοιχα. Στα υποστυλώματα ο δείκτης συμπεριφοράς υπολογίζεται όπως στο επίπεδο 2.

Για την εύρεση της αντοχής ορόφου ακολουθείται η διαδικασία του επιπέδου 2. Στην μέθοδο με τον σεισμικό συντελεστή σε περίπτωση που η αστοχία είναι με μηχανισμό δοκών και στο τοίχωμα δεν εμφανίζεται διατμητική αστοχία η E_o πολλαπλασιάζεται με τον αυξητικό συντελεστή:

$$\frac{2}{3} \left(\frac{2n+1}{n+1} \right) \text{ με } n \text{ τον αριθμό των ορόφων.}$$

2.4.1 Εφαρμογή στο κτίριο με την μέθοδο της ελαστικής τέμνουσας.

Από τον έλεγχο κόμβων προκύπτει ένας μεικτός μηχανισμός αστοχίας με τις πλαστικές αρθρώσεις να δημιουργούνται σε δοκούς και υποστυλώματα. Οι ροπές όπου συμμετέχει το κάθε στοιχείο υπολογίζονται από τον έλεγχο των κόμβων.

Οι εξεταζόμενες διευθύνσεις είναι οι +X,-X,+Y,-Y αφού σε κάθε φορά φόρτισης οι δοκοί λειτουργούν διαφορετικά. Για τον έλεγχο κόμβων η κατασκευή αναλύθηκε σε πλαίσια.

Ο έλεγχος για ανατροπή του τοιχώματος απαιτεί την εύρεση των εντατικών μεγεθών στη θεμελίωση του τοιχώματος. Εξάλλου η θεμελίωση δεν είναι μεμονωμένη συνεπώς η περίπτωση ανατροπής περιορίζεται. Επομένως το τοίχωμα εμφανίζει δείκτη συμπεριφοράς $q=1$.

Ύστερα από την εύρεση των ομόροπων ροπών αστοχίας δοκών και υποστυλωμάτων, τον έλεγχο κόμβων και τον προσδιορισμό του q για κάθε στοιχείο ακολουθεί ο έλεγχος των αντοχών με την μέθοδο της ελαστικής τέμνουσας.

Έλεγχος αντοχών με ελαστική τέμνουσα

Πίνακας 2.4.1: Συγκεντρωτικός πίνακας αντοχών ορόφου.

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ	Vel
ΙΣΟΓΕΙΟ	436,1KN	471,6KN	2161,7KN
ΟΡΟΦΟΣ 1	251,0KN	316,6KN	1734,9KN
ΟΡΟΦΟΣ 2	243,6KN	332,6KN	874,4KN
ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ- Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ- Υ	Vel
ΙΣΟΓΕΙΟ	341,787	395,378	2161,7KN
ΟΡΟΦΟΣ 1	257,563	339,886	1734,9KN
ΟΡΟΦΟΣ 2	226,199	302,591	874,4KN

Πίνακας 2.4.2: Δείκτης ανεπάρκειας.

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ
ΙΣΟΓΕΙΟ	4,96	4,58
ΟΡΟΦΟΣ 1	6,91	5,48
ΟΡΟΦΟΣ 2	3,59	2,63
ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ- Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ- Υ
ΙΣΟΓΕΙΟ	6,32	5,47
ΟΡΟΦΟΣ 1	6,74	5,10
ΟΡΟΦΟΣ 2	3,87	2,89

2.4.2 Εφαρμογή στο κτίριο με την μέθοδο του σεισμικού συντελεστή.

Με την ίδια διαδικασία προκύπτουν οι παρακάτω δείκτες Is.

Πίνακας 2.4.3: Σεισμικός συντελεστής Is.

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ
ΙΣΟΓΕΙΟ	0,161	0,204
ΟΡΟΦΟΣ 1	0,151	0,175
ΟΡΟΦΟΣ 2	0,231	0,369
ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ- Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ- Υ
ΙΣΟΓΕΙΟ	0,126	0,146
ΟΡΟΦΟΣ 1	0,122	0,161
ΟΡΟΦΟΣ 2	0,214	0,287

Επομένως το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές και με τις δυο μεθόδους. Περαιτέρω αξιολόγηση στην ενότητα 2.5.

2.5 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων

□ ΕΠΙΠΕΔΟ 1

Πίνακας 2.5.1: Μεταβολή του λόγου ανεπάρκειας και του Is σε σχέση με το ισόγειο.(X)

ΣΤΑΘΜΗ	Μείωση λόγου ανεπάρκειας	Αύξηση Is
ΙΣΟΓΕΙΟ	0	0
ΟΡΟΦΟΣ 1	20%	29%
ΟΡΟΦΟΣ 2	45%	90%

Πίνακας 2.5.2: Μεταβολή του λόγου ανεπάρκειας και του Is σε σχέση με το ισόγειο.(Y)

ΣΤΑΘΜΗ	Μείωση λόγου ανεπάρκειας	Αύξηση Is
ΙΣΟΓΕΙΟ	0	0
ΟΡΟΦΟΣ 1	19.7%	30.4%
ΟΡΟΦΟΣ 2	41.6%	78.3%

Ο λόγος ανεπάρκειας μεταβάλλεται (μειώνεται) από το ισόγειο στον όροφο ενώ αντίθετα ο Is αυξάνεται όπως αναμενόταν. Στους δυο παραπάνω πίνακες φαίνεται ότι ο λόγος ανεπάρκειας δεν μεταβάλλεται γραμμικά με τον Is και ότι για μικρές αλλαγές του λόγου ανεπάρκειας έχουμε πολύ μεγαλύτερες αλλαγές για τον Is. Δυσμενέστερος όροφος το ισόγειο και για τις δυο διευθύνσεις και για τους δυο ορόφους. Επίσης ισχυρότερη φαίνεται να είναι η διεύθυνση X. Αυτό γίνεται γιατί λόγω της παρουσίας του τοιχώματος στην διεύθυνση X η αντοχή των υποστυλωμάτων συνεκτιμάται με το 70%.

□ ΕΠΙΠΕΔΟ 2

Πίνακας 2.5.3: Μεταβολή του λόγου ανεπάρκειας και του Is σε σχέση με το ισόγειο.(X)

ΣΤΑΘΜΗ	Μείωση λόγου ανεπάρκειας	Αύξηση Is
ΙΣΟΓΕΙΟ	0	0
ΟΡΟΦΟΣ 1	2%	78%
ΟΡΟΦΟΣ 2	30%	36%

Πίνακας 2.5.4: Μεταβολή του λόγου ανεπάρκειας και του Is σε σχέση με το ισόγειο.(Y)

ΣΤΑΘΜΗ	Μεταβολή λόγου ανεπάρκειας	Μεταβολή Is
ΙΣΟΓΕΙΟ	0	0
ΟΡΟΦΟΣ 1	0,20%(Αύξηση)	0,11%(Μείωση)
ΟΡΟΦΟΣ 2	0,20%(Μείωση)	0,30%(Αύξηση)

Παρατηρούμε ότι το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές με την πρώτη μέθοδο να δίνει δυσμενέστερη την διεύθυνση X ενώ η δεύτερη μέθοδος δίνει δυσμενέστερη την Y μόνο στον όροφο 1. Από τους παρακάτω πίνακες παρατηρούμε ότι η μεταβολή του λόγου ανεπάρκειας δεν συμβαδίζει με τον Is αφού μικρές μεταβολές του λόγου ανεπάρκειας συνοδεύονται από μεγάλες μεταβολές στον Is. Δυσμενέστερος όροφος για την διεύθυνση X και για τις δυο μεθόδους είναι το ισόγειο ενώ κατά την διεύθυνση Y και για τις δυο μεθόδους είναι ο όροφος 1 .

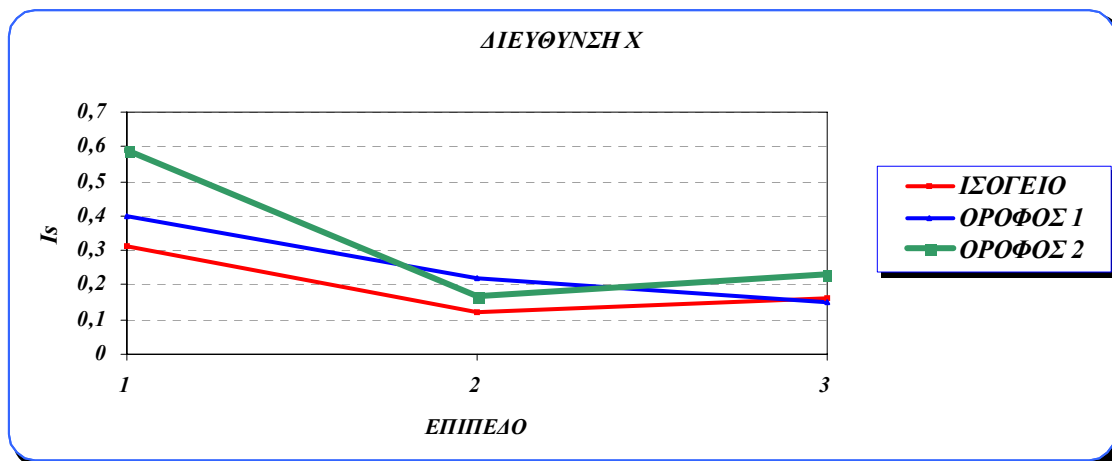
□ **ΕΠΙΠΕΔΟ 3**

Πίνακας 2.5.5: Μεταβολή του λόγου ανεπάρκειας και του I_s σε σχέση με το ισόγειο.

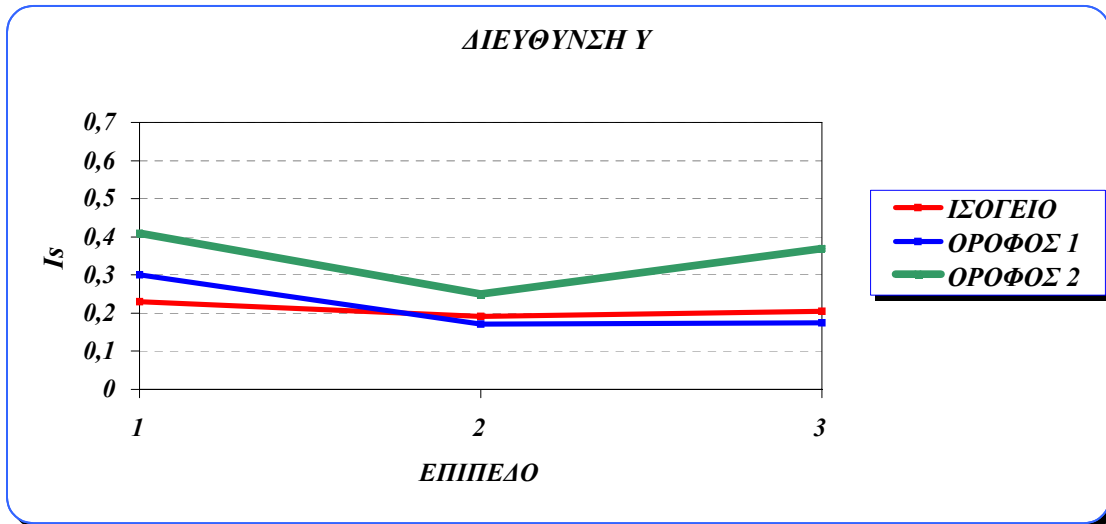
ΣΤΑΘΜΗ	Μεταβολή λόγου ανεπάρκειας	Μεταβολή I_s	
ΙΣΟΓΕΙΟ	0	0	X
ΟΡΟΦΟΣ 1	39%	-6%	
ΟΡΟΦΟΣ 2	-28%	43,4%	
ΣΤΑΘΜΗ	Μεταβολή λόγου ανεπάρκειας	Μεταβολή I_s	
ΙΣΟΓΕΙΟ	0	0	-X
ΟΡΟΦΟΣ 1	66%	-3%	
ΟΡΟΦΟΣ 2	-38.8%	69.8%	
ΣΤΑΘΜΗ	Μεταβολή λόγου ανεπάρκειας	Μεταβολή I_s	
ΙΣΟΓΕΙΟ	0	0	Y
ΟΡΟΦΟΣ 1	19.8%	-14.2%	
ΟΡΟΦΟΣ 2	-42.5%	80%	
ΣΤΑΘΜΗ	Μεταβολή λόγου ανεπάρκειας	Μεταβολή I_s	
ΙΣΟΓΕΙΟ	0	0	-Y
ΟΡΟΦΟΣ 1	-6.8%	10.2%	
ΟΡΟΦΟΣ 2	-47.1%	96.5%	

Οι δυο μέθοδοι δίνουν σαν δυσμενέστερο τον όροφο 1 στις διευθύνσεις φόρτισης κατά X,-X,Y ενώ στην διεύθυνση +Y δυσμενέστερος όροφος είναι στο ισόγειο.

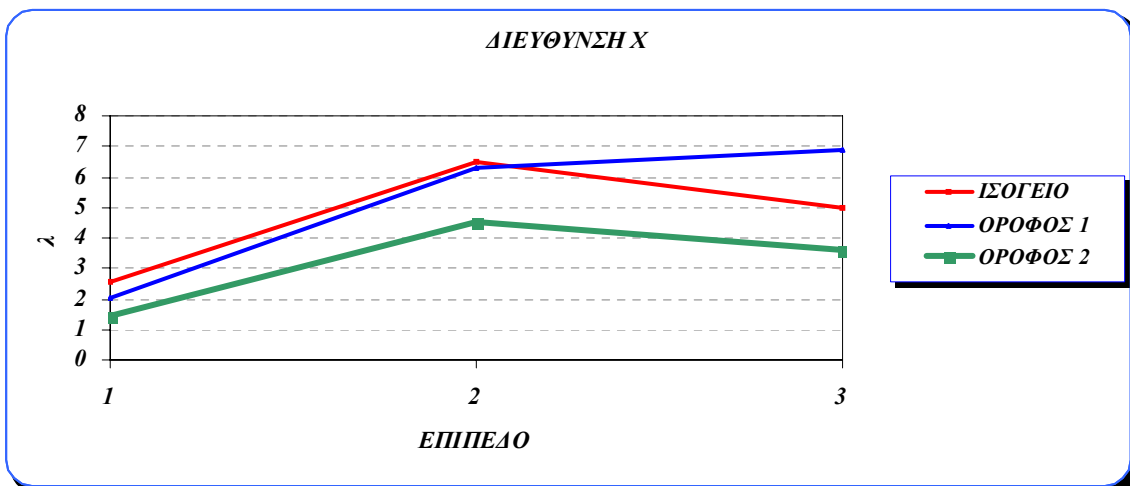
Παρατηρούμε λοιπόν μια συμφωνία ανάμεσα στις δυο μεθόδους αφού η διαδικασία εύρεσης των αντοχών είναι κοινή. Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζεται η μεταβολή του λόγου ανεπάρκειας και του σεισμικού συντελεστή σε σχέση με το επίπεδο ανάλυσης.



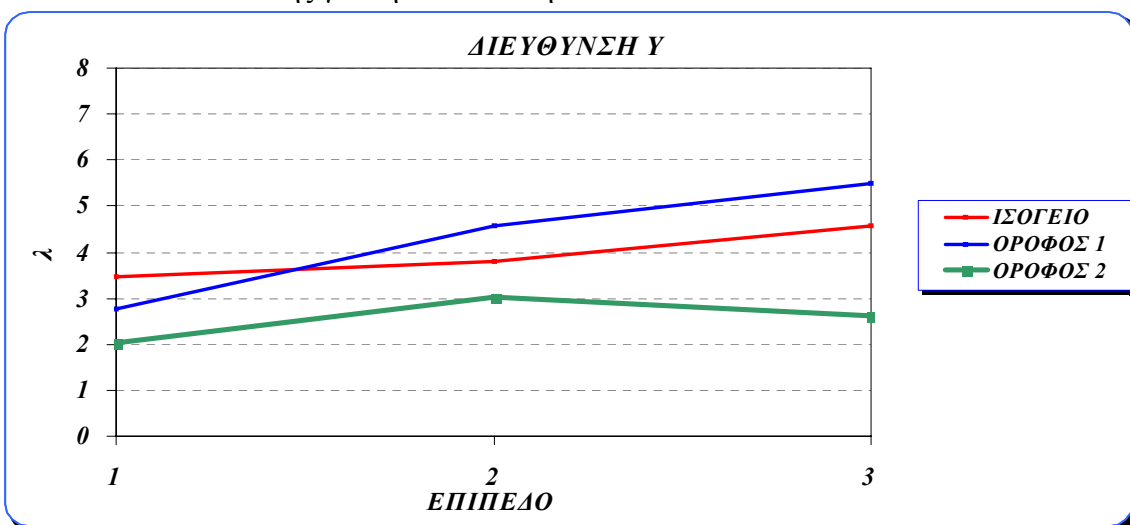
Σχήμα 2.5.1: Διάγραμμα μεταβολής του σεισμικού συντελεστή σε σχέση με το επίπεδο ανάλυσης, για την διεύθυνση X.



Σχήμα 2.5.2: Διάγραμμα μεταβολής του σεισμικού συντελεστή σε σχέση με το επίπεδο ανάλυσης για την διεύθυνση Y..



Σχήμα 2.5.3: Διάγραμμα μεταβολής του λόγου ανεπάρκειας σε σχέση με το επίπεδο ανάλυσης για την διεύθυνση X..



Σχήμα 2.5.4: Διάγραμμα μεταβολής του λόγου ανεπάρκειας σε σχέση με το επίπεδο ανάλυσης για την διεύθυνση Y..

Παρατηρούμε λοιπόν ότι στο πρώτο επίπεδο ανάλυσης ο Μηχανικός αποκτά μια σχετικά υπερεκτιμημένη άποψη για την επάρκεια του κτιρίου ενώ στα επόμενα στάδια η ικανότητα του κτιρίου μειώνεται αρκετά.. Στο συγκεκριμένο κτίριο οι διαφορές στις τιμές μεταξύ δευτέρου και τρίτου επιπέδου δεν είναι σημαντικές. Επομένως η ανάλυση θα μπορούσε να σταματήσει και στο επίπεδο 2.

Κεφάλαιο 3

Αποτίμηση κτιρίου με την χρήση των Νέο Ζηλανδικών κανονισμών. [4]

3.1 Εισαγωγικά-Μέθοδος δυνάμεων.

Οι Νέο-Ζηλανδικοί κανονισμοί εξετάζουν το κτίριο με δυο μεθόδους. Η πρώτη είναι η μέθοδος των δυνάμεων που χωρίζεται σε 5 βήματα.

Στο πρώτο βήμα γίνεται υπολογισμός της καμπτικής και διατμητικής αντοχής των μελών αλλά και ο έλεγχος των κόμβων όπως στο επίπεδο 3 των Ιαπωνικών κανονισμών. Η μικρότερη τέμνουσα σε κάθε όροφο είναι ίση με το την καθοριστική τέμνουσα σε κάθε όροφο.

Το δεύτερο στάδιο έχει σκοπό τον υπολογισμό της οριακής τέμνουσας. Η οριακή τέμνουσα υπολογίζεται με τρεις τρόπους:

- Γίνεται γραμμική ελαστική ανάλυση για μοναδιαία τέμνουσα βάσης με σκοπό να βρεθεί συντελεστής που θα πολλαπλασιάζει την μοναδιαία τέμνουσα βάσης ώστε να εξαντληθεί η αντοχή σε ένα μέλος.
- Γίνεται ανελαστική στατική ανάλυση και η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην πρώτη διαρροή είναι η οριακή τέμνουσα.
- Σε περίπτωση μηχανισμού ορόφου η οριακή τέμνουσα είναι ίση με το άθροισμα των αντοχών των κατακόρυφων φορτιών του ορόφου.

Το τρίτο στάδιο έχει στόχο τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου της κατασκευής συνεκτιμώντας και την επίδραση των διατμητικών παραμορφώσεων και της ρηγμάτωσης. Η ενεργός δυσκαμψία είναι ίση με το 25% της αρηγμάτωσης.

Στο τέταρτο στάδιο υπολογίζεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα μετατοπίσεων με την βοήθεια του q που είναι ίσο με την ελαστική τέμνουσα βάσης προς την οριακή τέμνουσα.

Στο πέμπτο στάδιο γίνεται έλεγχος με το διαθέσιμο δείκτη πλαστιμότητας μετατοπίσεων.

3.2 Εφαρμογή στο κτίριο.

Αφού έγινε ο έλεγχος της αστοχίας δοκών και υποστυλωμάτων γίνεται και διερεύνηση για τον μηχανισμό αστοχίας. Έτσι παρατηρούμε ότι δεν δημιουργείται μηχανισμός ορόφου αλλά δημιουργούνται κάποιες πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα.

Για την δημιουργία μαλακού ορόφου γίνεται έλεγχος στους κόμβους κορυφής του κάθε ορόφου. Συνεπώς αν $\Sigma(\Sigma M_{Rb})/\Sigma(\Sigma M_{Rb}) > 0.85$ έχουμε σχηματισμό μαλακού ορόφου.

Α)Στάδιο 1 Έλεγχος κόμβων.

Στον ανώτερο όροφο ο λόγος προκύπτει μεγαλύτερος του 0.85 αλλά δεν έχει σημαντική επίπτωση στον μηχανισμό αστοχίας του φορέα. Παρόμοια αποτελέσματα έχουμε και από την εξέταση κόμβων για την άλλη διεύθυνση. Επομένως ο μηχανισμός αστοχίας είναι ένας μεικτός μηχανισμός που προσεγγίζει τον μηχανισμό αστοχίας δοκών. Η εύρεση του μηχανισμού αστοχίας είναι σημαντική αφού αν έχουμε μηχανισμό μαλακού ορόφου είναι δυνατόν να λάβουμε σαν οριακή τέμνουσα το άθροισμα των τεμνουσών αντοχής του ορόφου που είναι ο πιο ταχύς τρόπος υπολογισμού της οριακής τέμνουσας.

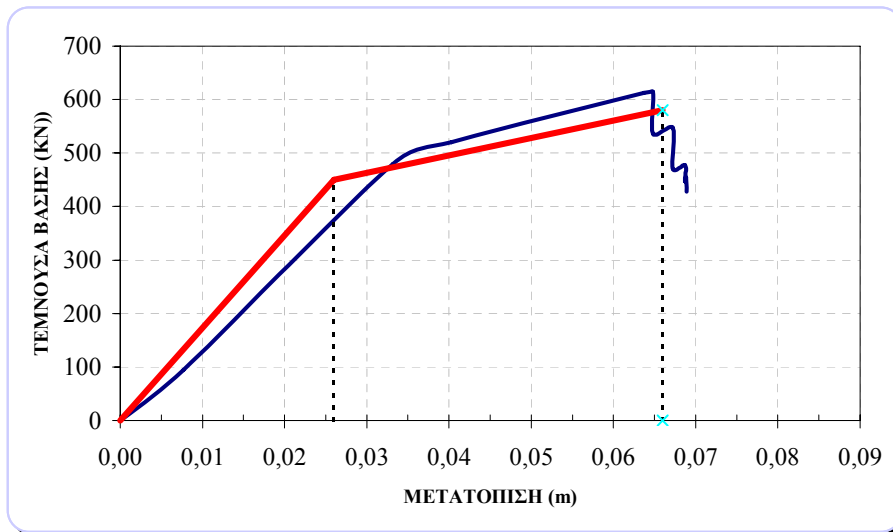
Β)Στάδιο 2-Υπολογισμος οριακής τέμνουσας.

Η οριακή τέμνουσα υπολογίσθηκε με την χρήση ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Η τέμνουσα βάσης κατά την στιγμή που εμφανίζεται η πρώτη διαρροή σε στοιχείο του κτιρίου είναι ίση με την οριακή τέμνουσα βάσης.

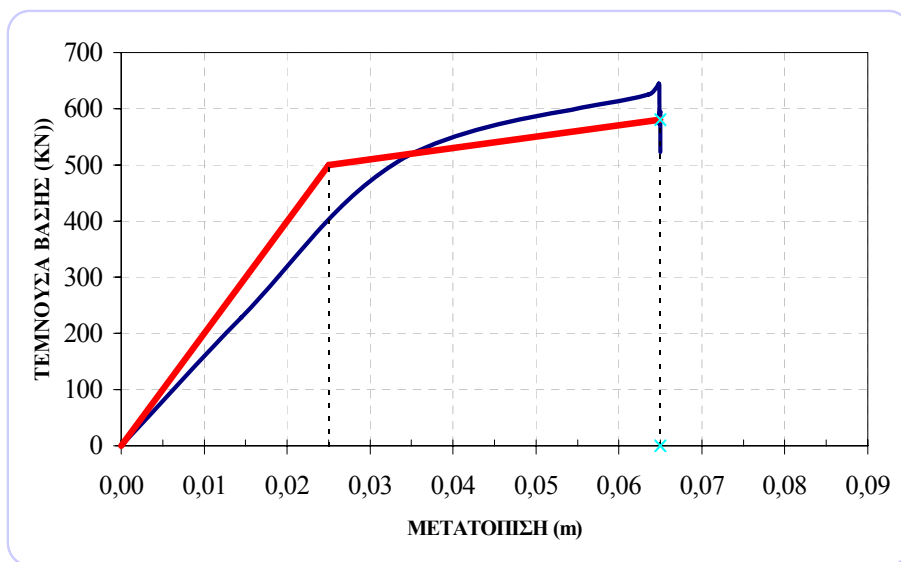
Η στατική ανελαστική ανάλυση έγινε με το πρόγραμμα SAP2000 και τα χαρακτηριστικά των στοιχείων υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις εξισώσεις όπου προτείνονται από τον ΚΑΝΕΠΕ. Έτσι λοιπόν η οριακή τέμνουσα βάσης με την χρήση ανελαστικής στατικής ανάλυσης παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.2.1: Οριακή τέμνουσα βάσης.

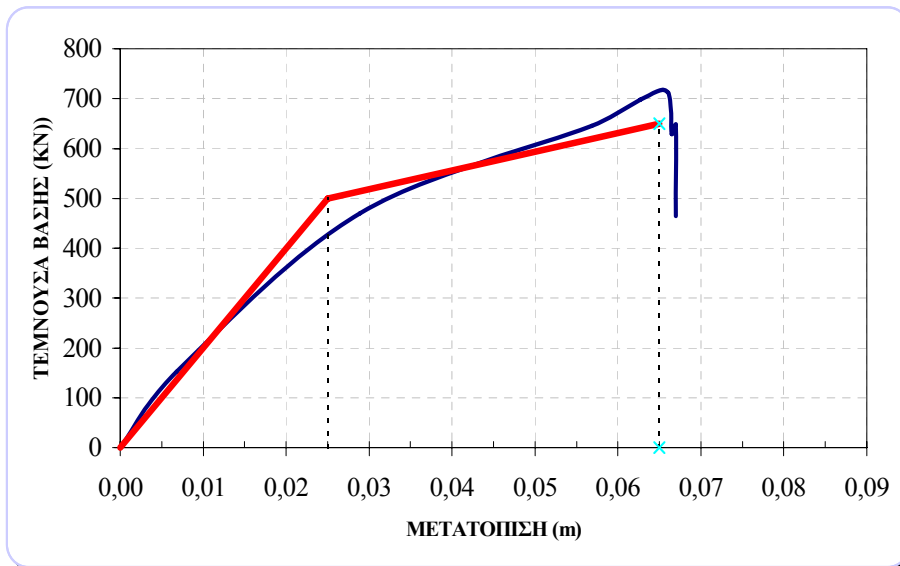
<i>ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ</i>	<i>ΟΡΙΑΚΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ</i>
X	140KN
X	178KN
Y	152KN
-Y	217KN



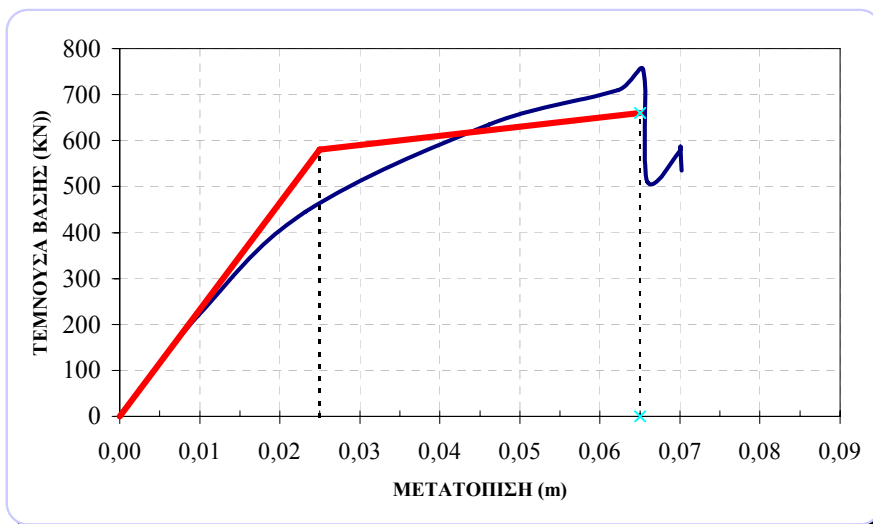
Σχήμα 3.2.1: Διάγραμμα τέμνουσας βάσης -μετατόπισης για την διεύθυνση X.



Σχήμα 3.2.2: Διάγραμμα τέμνουσας βάσης -μετατόπισης για την διεύθυνση -X.



Σχήμα 3.2.3: Διάγραμμα τέμνουσας βάσης -μετατόπισης για την διεύθυνση Y.



Σχήμα 3.2.4: Διάγραμμα τέμνουσας βάσης -μετατόπισης για την διεύθυνση -Y.

Γ) Στάδιο 3 –Υπολογισμός ιδιοπεριόδου-Υπολογισμός ελαστικής τέμνουσας.

Η ιδιοπερίοδος όπως υπολογίστηκε από την δυναμική ανάλυση που έγινε με το πρόγραμμα είναι ίση με $T_x=0.89$ sec ενώ η $T_y=0.61$ sec. Επομένως από το φάσμα κατά Ε.Α.Κ η τέμνουσα κατά X είναι $V_x=1246.5$ KN ενώ η τέμνουσα κατά Y είναι ίση με $V_y=1621.3$ KN.

Δ) Στάδιο 4 –Υπολογισμός απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας

Επειδή $T > T_2$ το απαιτούμενο μ_8 είναι ίσο με το $q=V_{EL}/V_{lim}$

Επομένως το απαιτούμενο μ_8 παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα. Για τον προσδιορισμό χρησιμοποιήθηκε η οριακή τέμνουσα από την ανελαστική ανάλυση.

Πίνακας 3.2.2: Απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας μετατοπίσεων.

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	$\mu_{δαπ}$
X	8,90
X	7.02
Y	10.60
-Y	7.50

Όπως παρατηρούμε οι απαιτήσεις είναι πολύ υψηλές. Συνεπώς το κτίριο χωρίς να διερευνηθεί ο διαθέσιμος μ_8 κρίνεται ως ανεπαρκές.

Ε) Στάδιο 5 –Υπολογισμός διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας

Από την ανελαστική καμπύλη παρατηρούμε ότι η πλαστιμότητα μετακινήσεων του κτιρίου κυμαίνεται από 2.53 έως 2.65 επομένως το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές. Αν δεν είχαμε τα στοιχεία από την ανελαστική ανάλυση θα θεωρούσαμε δείκτη πλαστιμότητας ίσο με 2 όπως προβλέπουν οι Νέο-Ζηλανδικοί κανονισμοί για κτίρια με αραιούς συνδετήρες.

3.3 Μέθοδος μετακινήσεων

Η μέθοδος των μετακινήσεων αποτελείται από 4 στάδια. Στο πρώτο στάδιο γίνεται ο έλεγχος κόμβων και εξετάζεται ο μηχανισμός αστοχίας.

Στο δεύτερο στάδιο γίνεται υπολογισμός της διαθέσιμης πλαστικής γωνίας στροφής.

Στο τρίτο στάδιο γίνεται ανελαστική ανάλυση και υπολογίζονται από διγραμμοποίηση της ανελαστικής καμπύλης τα Δ_u και Δ_y . Η καμπύλη σχεδιάζεται στο ύψος του σημείου εφαρμογής της συνισταμένης των σεισμικών δυνάμεων

Στο τέταρτο στάδιο υπολογίζεται η απαιτούμενη τιμή της ισοδύναμης οριζόντιας μετάθεσης. Αυτό γίνεται εφόσον υπολογισθεί το νέο ποσοστό απόσβεσης που θα χρησιμοποιηθεί στο φάσμα.

3.4 Εφαρμογή στο κτίριο**Α) Στάδιο 1 Έλεγχος κόμβων.**

Όπως προαναφέρθηκε ο μηχανισμός αστοχίας του κτιρίου είναι ένας μεικτός μηχανισμός με πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα.

Β) Στάδιο 2 Υπολογισμός διαθέσιμης τιμής πλαστικής στροφής.

Οι στροφές υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ. Ο μέσος όρος του διατιθέμενου θρη των κατακόρυφων στοιχείων στην βάση του κτιρίου είναι ίσος με 0.0243.

Γ) Στάδιο 3 Υπολογισμός $\delta_{rl-\mu\delta}$

Το $\mu\delta$ από την ανελαστική ανάλυση δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.4.1: Διαθέσιμος δείκτης πλαστιμότητας.

<i>ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ</i>	<i>$\mu\delta$</i>
X	2.53
-X	2.60
Y	2.62
-Y	2.65

Δ) Στάδιο 4 Υπολογισμός απαιτούμενης ικανότητας μετακίνησης.

Η απαιτούμενη ικανότητα μετακίνησης υπολογίζεται από το φάσμα του Ε.Α.Κ με περίοδο $T=T_{el}\mu\delta^{0.5}$ όπου T_{el} η ιδιοπερίοδος της κατασκευής με την μειωμένη δυσκαμψία. Το νέο ποσοστό απόσβεσης υπολογίζεται από τον τύπο:

$$\zeta(\%)=2+20(1-1/\sqrt{\mu\delta})$$

Έτσι προκύπτει ο παρακάτω πίνακας.

Πίνακας 3.4.2: Απαιτούμενη τιμή μετακίνησης.

	<i>X</i>	<i>-X</i>	<i>Y</i>	<i>-Y</i>
δ_y	0,026	0,025	0,025	0,025
δ_u	0,066	0,065	0,065	0,066
$\mu\delta$	2,54	2,60	2,62	2,65
$\zeta(\%)$	9,45	9,60	9,60	9,69
<i>T</i>	1,42	1,44	0,97	0,97
<i>Sd</i>	0,135m	0,136m	0,080m	0,081m

Όλες οι απαιτούμενες μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες από τις διατιθέμενες επομένως το κτίριο κρίνεται ως ανεπαρκές.

Κεφάλαιο 4

Συμπεράσματα.

4.1 Συμπερασματικά

Συμπερασματικά μπορούμε να πούμε ότι η εφαρμογή των Ιαπωνικών κανονισμών είναι σχετικά εύκολη και απαιτεί μικρό υπολογιστικό κόπο. Χαρακτηριστικό είναι ότι δεν χρησιμοποιήθηκε για την αποτίμηση η χρήση του Η.Υ ενώ δεν χρειάστηκε να γίνει προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών παρά μόνο ένας προσεγγιστικός υπολογισμός των αξονικών δυνάμεων. Συνεπώς μπορούμε να τους χαρακτηρίσουμε σαν ένα ταχύ υπολογιστικό έλεγχο που βασίζεται σε έλεγχο δυνάμεων. Ένα πολύ ενδιαφέρον σημείο των Ιαπωνικών κανονισμών είναι ότι δίνονται τύποι με τους οποίους είναι δυνατός ο ταχύς υπολογισμός των τοπικών δεικτών συμπεριφοράς των κατακόρυφων στοιχείων. Αντίθετα ο ΚΑΝΕΠΕ δεν εισάγει κάποιον τύπο για ταχεία εύρεση των δεικτών πλαστιμότητας των στοιχείων.

Οι Νέοι Ζηλανδικοί Κανονισμοί απαιτούν την χρήση Η.Υ (ειδικότερα στα πολυώροφα κτίρια) αφού ακόμη και οι απλοποιητικές παραδοχές απαιτούν γραμμική ελαστική ανάλυση. Βέβαια δίνουν πιο ακριβή αποτελέσματα ενώ ειδικότερα η μέθοδος μετακινήσεων μπορεί να μας δώσει στοιχεία για την επιλογή ενίσχυσης αφού μας δίνει μια εικόνα του πόσο μακριά βρίσκεται η ικανότητα της κατασκευής από την απαίτηση του φάσματος..

Συνεπώς θα μπορούσαμε να πούμε ότι πριν την ακριβή ανάλυση για την αποτίμηση ενός κτιρίου θα ήταν σκόπιμος και ένας προκαταρκτικός έλεγχος με μεθόδους που έχουν φιλοσοφία παρόμοια με τους Ιαπωνικούς Κανονισμούς έτσι ώστε να διαπιστωθεί ταχέως ο βαθμός ανεπάρκειας της κατασκευής. Ενώ για μια πιο ακριβή ανάλυση είναι χρήσιμη η εφαρμογή κανονισμών με την φιλοσοφία των Νέο-Ζηλανδικών κανονισμών και τη χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1.Ε.ΑΚ. 2000/2003 *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός Υπουργείο ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.*

2.ΚΑΝΕΠΕ (*Προσχέδιο κανονισμού*).

3.Takashi Kaminosono «*Essentials of Current Evaluation and Retro Fitting for Existing and Damaged Buildings in Japan.*»

4.New Zealand National Society for Earthquake Engineering «*The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings.*»

5.Δρίτσος Στ.

(*Σημειώσεις για το Μεταπτυχιακό Μάθημα «Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών»*)

6.Καραγιάννης Χ. «*Σχεδιασμός Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα Έναντι Σεισμού*»