

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ Ο/Σ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΟ ΣΧΕΔΙΟ ΟΔΗΓΙΩΝ.

**ΘΕΛΕΡΙΤΗΣ ΗΛΙΑΣ
ΚΑΤΕΡΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ**

ΠΕΡΙΛΗΨΗ:

Στην παρούσα εργασία αποτιμάται βάση του Νεοζηλανδικού σχεδίου οδηγιών σεισμικής αποτίμησης, ένα διώροφο μη τοιχοπληρωμένο κτίριο σχεδιασμένο με παλαιότερο Ελληνικό Κανονισμό. Η μέθοδος βασίζεται στις δυνάμεις και καταλήγει στη σύγκριση της διαθέσιμης τιμής του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων με την απαιτούμενη. Κατά την εφαρμογή αυτής της μεθόδου προέκυψε ότι το κτίριο είναι ανεπαρκές για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III, και κατηγορία εδάφους Γ, γι' αυτό και κρίνεται σκόπιμη η αντίστοιχη ενίσχυσή του.

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η σχεδίαση των κτιρίων για πολλά χρόνια με παρωχημένους και ασαφείς κανονισμούς, σε συνδυασμό με τη δεδομένη επικινδυνότητα του Ελλαδικού χώρου όσον αφορά τις έντονες και καταστροφικές σεισμικές επιταχύνσεις έχει φέρει την επιστημονική κοινότητα μπροστά στην έννοια της σεισμικής αποτίμησης των κατασκευών. Η οπτική επιθεώρηση του συνόλου μιας κατασκευής δεν μπορεί σε καμία περίπτωση να αντικαταστήσει την πραγματική, αναλυτική μελέτη αποτίμησης. Όπως κάθε μέθοδος και κάθε κανονισμός, έτσι και το Νεοζηλανδικό σχέδιο οδηγιών εκφράζει σαφώς το επιστημονικό, κοινωνικό και οικονομικό υπόβαθρο της χώρας που αναπτύχθηκε. Για το σκοπό αυτό στην παρούσα εργασία εξετάζεται ένα διώροφο μη τοιχοπληρωμένο κτίριο, συμμετρικών ανοιγμάτων και στις δυο διευθύνσεις, το οποίο είχε κατασκευασθεί με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του '59, για σεισμική επιτάχυνση $\varepsilon = 0.04$ και τον Κανονισμό Σκυροδέματος του '54.

Τα υλικά με τα οποία σχεδιάστηκε το κτίριο είναι σκυρόδεμα C16/20, χάλυβας κυρίων οπλισμών S400 και χάλυβας εγκάρσιων οπλισμών S220.

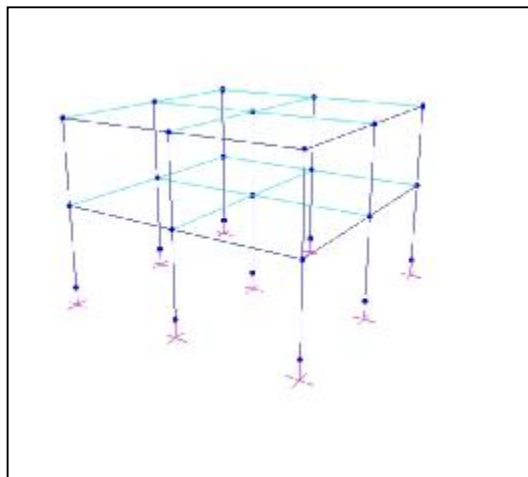
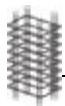
Το καθαρό ύψος ορόφου είναι 3m, οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων είναι $0.25*0.25$ m και των δοκών $0.25*0.50$ m. Το πάχος της πλάκας είναι 0.15m.

Τα κατακόρυφα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν είναι φορτίο επικάλυψης 1 KN/m^2 και κινητό φορτίο 2 KN/m^2 .

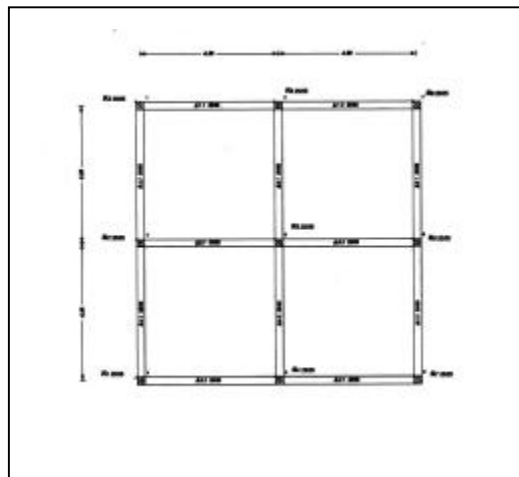
Οι λεπτομέρειες όπλισης καθορίστηκαν ώστε να συμφωνούν με τις τεχνικές που ακολουθούνταν εκείνη την χρονική περίοδο. Οι οπλισμοί κάθε μέλους περιγράφονται παρακάτω και φαίνονται αναλυτικότερα στα σχέδια που ακολουθούν.

Δοκοί: πάνω : 2Φ12 , κάτω : 4Φ12 (2Φ12 κάμπτονται προς τα πάνω στις στηρίξεις και 2Φ12 αγκυρώνονται στα υποστυλώματα) ,συνδετήρες Φ8/200.

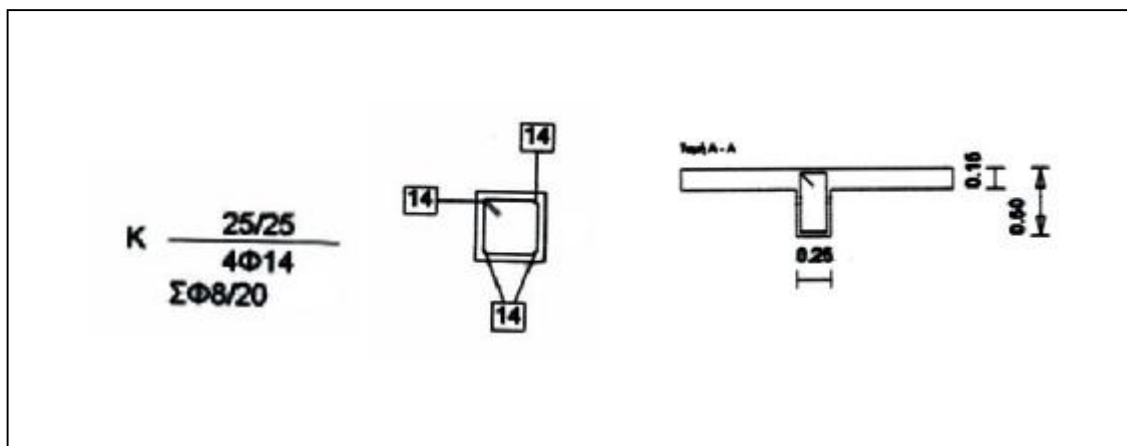
Υποστυλώματα: 4Φ14 , συνδετήρες Φ8/200.



Σχήμα 3.1 : Αξονομετρικό κτιρίου

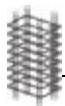


Σχήμα 3.2 : Κάτοψη κτιρίου



Σχήμα 3.3 : Λεπτομέρειες διατομών υποστυλώματος και δοκού

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια του κτιρίου εφαρμόσθηκε σε αυτό σεισμός με σεισμική επιτάχυνση εδάφους ίση με $0,24g$ που δρα τόσο στη διεύθυνση x όσο και στη z . Το φάσμα επιταχύνσεων που χρησιμοποιήθηκε είναι αυτό του EAK2000 για κατηγορία εδάφους Γ και απόσβεση 5% . Οι αναλύσεις έγιναν με χρήση του προγράμματος SAP2000 Nonlinear. Για τις αναλύσεις εισήχθησαν στο μοντέλο μειωμένες τιμές δυσκαμψίας των στοιχείων που αντιστοιχούν στις ενεργές ρηγματωμένες διατομές τους, σύμφωνα με τις συστάσεις.



2. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Α) Υπολογισμός καμπτικών και διατμητικών αντοχών των μελών

Στο πρώτο στάδιο προσδιορίζονται οι καμπτικές και διατμητικές αντοχές των μελών προκειμένου να διαπιστωθεί η πιθανή μορφή αστοχίας και οι θέσεις σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων. Η ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων δίνεται από τον τύπο :

$$M_u = M_{Rd,c} = m b d^2 f_c \quad [4.5] , \text{ όπου για ορθογωνική διατομή διαστάσεων } b \text{ επί } h , \text{ και}$$

συνολικά μηχανικά ποσοστά οπλισμού w_1 και w_2 , ομοιόμορφα κατανεμημένα παράλληλα στις δυο πλευρές η συνολική ανηγμένη ροπή αντοχής ισούται με:

$$\mu = 0.344\xi(1-0.832\xi) + w_1/2 (1-2d_1/h) + w_2 / (1-2d_1/h)[(\xi-d_1/h)(1-\xi-d_1/h) - 1/3(\xi f_y/700)^2]$$

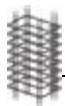
[4.5]. Όσον αφορά τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής χρησιμοποιείται η σχέση $V_u = V_{cd} + V_{wd}$ [4.5]. Όπως παρατηρούμε από τους παρακάτω πίνακες καθ' ύψος όλων των υποστυλωμάτων ισχύει $V_u > V = M_u/L_s$, οπότε πιθανότερη μορφή αστοχίας θεωρείται η **καμπτική**. Αντίστοιχα, υπολογίστηκαν οι ροπές αντοχής (καμπτικές και διατμητικές) των δοκών και οδηγήθηκαν στην ίδια μορφή αστοχίας.

Πίνακας 3.1: Καμπτικές αντοχές υποστυλωμάτων .

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ 1	ΟΡΟΦΟΣ 2
K1	35,35	34,19
K2	47,91	40,84
K3	39,46	35,09
K4	51,12	42,25
K5	56,47	50,07
K6	53,27	43,41
K7	47,32	38,04
K8	55,10	44,69
K9	49,96	39,23

Πίνακας 3.2: Διατμητικές αντοχές υποστυλωμάτων.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ 1	ΟΡΟΦΟΣ 2
K1	48,19	46,98
K2	64,44	54,45
K3	52,78	47,91
K4	70,38	56,22
K5	95,64	68,28
K6	75,46	57,75
K7	63,48	51,13
K8	81,40	59,52
K9	68,07	52,51

**Β) Υπολογισμός οριακής σεισμικής τέμνουσας βάσης**

Ως οριακή σεισμική τέμνουσα επιλέχθηκε να αθροισθούν σε κάθε όροφο οι τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων V_{R1} , όπως καθορίστηκαν στο πρώτο στάδιο διαδικασίας, δίνοντας έτσι την τέμνουσα αντοχής του ορόφου, V_R . Από τις αναλύσεις προέκυψε $V_{R1}=290,64$ KN, $V_{R2}=245,2$ KN.

Πίνακας 3.3 : Τέμνουσα δύναμη $V = M_u / L_s$ στην καμπτική αστοχία

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΟΡΟΦΟΣ 1	ΟΡΟΦΟΣ 2
K1	23,57	22,79
K2	31,94	27,23
K3	26,31	23,39
K4	34,08	28,17
K5	37,64	33,38
K6	35,51	28,94
K7	31,55	25,36
K8	36,73	29,79
K9	33,31	26,15

Γ) Υπολογισμός βασικής μεταφορικής ιδιοπεριόδου της κατασκευής

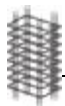
Η μέθοδος επιβάλλει καθορισμό ρεαλιστικών τιμών των δυσκαμψιών των μελών, οι οποίες αντικατοπτρίζουν την επιρροή της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος, των διατμητικών παραμορφώσεων και της ολίσθησης των ράβδων οπλισμού. Οι Νεοζηλανδικές οδηγίες αναφέρουν τιμές ενεργού δυσκαμψίας που λαμβάνουν υπόψη τις επιρροές αυτές, και οι οποίες είναι της τάξης του 25% της δυσκαμψίας της γεωμετρικής αρηγμάτωσης διατομής. Με τη βοήθεια μιας γραμμικής ελαστικής ανάλυσης προέκυψε ιδιοπερίοδος $T=0,9461$ sec.

Δ) Υπολογισμός απαιτούμενου συνολικού δείκτη πλαστιμότητας

Για διαφορετικά σεισμικά περιβάλλοντα και κανονιστικά πλαίσια όπως αυτό του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού, μπορεί να υπολογισθεί ο απαιτούμενος δείκτης συμπεριφοράς q ως το πηλίκο της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης σε ιδιοπερίοδο T προς το διαθέσιμο συντελεστή βάσης από το δεύτερο στάδιο. Κατόπιν μπορεί να μετατραπεί σε δείκτη μετακινήσεων μ_d , χρησιμοποιώντας τη σχέση $\mu_d = q$ [4.4] για ιδιοπερίοδο T στον κλάδο του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων που μεταβάλλεται με το $1/T$, στην προκειμένη περίπτωση. Συγκεκριμένα υπολογίστηκε : $q = \mu_d = 2,03$.

Ε) Υπολογισμός διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων μ_d κτιρίου και έλεγχος επάρκειας αυτού.

Οι Νεοζηλανδικές οδηγίες προτείνουν λεπτομερέστερους τρόπους εκτίμησης της διαθέσιμης τιμής του συνολικού δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων μ_d . Οι τρόποι αυτοί βασίζονται στον υπολογισμό της διαθέσιμης καμπυλότητας ϕ_u , και της καμπυλότητας διαρροής ϕ_y των μελών, συναρτήσει των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της διατομής και των οπλισμών τους.

**Υπολογισμός καμπυλοτήτων στην αστοχία.**

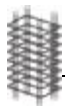
Η αστοχία της διατομής θα συμβεί είτε με θραύση του εφελκόμενου οπλισμού, είτε με αστοχία του σκυροδέματος σε θλίψη. Θραύση του εφελκόμενου χάλυβα πριν την εξάντληση της βράχυνσης αστοχίας του σκυροδέματος ε_{cu} , στις ακραίες θλιβόμενες ίνες συμβαίνει αν: $\xi < \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu})$, που μεταφράζεται στην εξής συνθήκη: $v = N/bdfc < A = (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}/3) / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}) + \rho' f_y' / f_c - \rho f_y / f_c - \rho_v (f_y + f_t) / f_c * [\varepsilon_{su}(1 + \delta') - \varepsilon_{cu}(1 - \delta')] / [(1 - \delta')(\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu})]$ [4.2]. Στον παρακάτω πίνακα παρατηρούμε ότι η παραπάνω ανίσωση δεν ικανοποιείται, γεγονός που συνεπάγεται ότι πριν τη θραύση του χάλυβα θα έχουμε εξάντληση της βράχυνσης αστοχίας του σκυροδέματος στις ακραίες θλιβόμενες ίνες, σε τιμή του (ανηγμένου στο d) ύψους θλιβόμενης ζώνης:

$$\xi_{cu} = [(1 - \delta')(N/bdfc + \rho f_y / f_c - \rho' f_y' / f_c) + (1 - \delta') * \rho_v f_y / f_c] / [(1 - \delta')(1 - \varepsilon_{co}/3 \varepsilon_{cu}) + 2 * \rho_v f_y / f_c] \quad [4.2]^*$$

Πίνακας 3.4 : Μορφή αστοχίας υποστυλωμάτων

	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	N/bdfc	A	Μορφή αστοχίας
ΟΡΟΦΟΣ 1	K1	0,0539	-0,0047	Αποφλοίωση
	K2	0,1939	-0,0047	Αποφλοίωση
	K3	0,0935	-0,0047	Αποφλοίωση
	K4	0,2470	-0,0047	Αποφλοίωση
	K5	0,4626	-0,0047	Αποφλοίωση
	K6	0,2888	-0,0047	Αποφλοίωση
	K7	0,1856	-0,0047	Αποφλοίωση
	K8	0,3399	-0,0047	Αποφλοίωση
	K9	0,2251	-0,0047	Αποφλοίωση
ΟΡΟΦΟΣ 2	K1	0,0397	-0,0047	Αποφλοίωση
	K2	0,1078	-0,0047	Αποφλοίωση
	K3	0,0470	-0,0047	Αποφλοίωση
	K4	0,1231	-0,0047	Αποφλοίωση
	K5	0,2270	-0,0047	Αποφλοίωση
	K6	0,1362	-0,0047	Αποφλοίωση
	K7	0,0793	-0,0047	Αποφλοίωση
	K8	0,1515	-0,0047	Αποφλοίωση
	K9	0,0911	-0,0047	Αποφλοίωση

Η παραπάνω εξίσωση [4.2]* ισχύει εφόσον κατά την εξάντληση της ε_{cu} στο θλιβόμενο πέγμα έχει διαρρεύσει ο εφελκόμενος οπλισμός. Αυτό συμβαίνει αν η παρακάτω ανίσωση επαληθεύεται: $v < B = \rho' f_y' / f_c - \rho f_y / f_c - \delta' / (1 - \delta') * \rho_v f_y / f_c + [(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}/3) + (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_y) * \rho_v f_y / (1 - \delta') f_c] / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y)$ [4.2]. Από τον παρακάτω πίνακα παρατηρούμε ότι συμβαίνει. Επειδή το σκυρόδεμα της θλιβόμενης ζώνης είναι περισφιγμένο, τότε εξάντληση της βράχυνσης αστοχίας, ε_{cu} , του σκυροδέματος στις ακραίες ίνες του απερίσφικτου φλοιού δεν συνεπάγεται και αστοχία της διατομής, καθότι το σκυρόδεμα του περισφιγμένου πυρήνα έχει υψηλότερη αντοχή $f_c^* > f_c$ και παραμόρφωση αστοχίας $\varepsilon_{cu}^* > \varepsilon_{cu}$. Συνεπώς, η εξάντληση της ε_{cu} σε καμπυλότητα φ_{cu} από την εξίσωση σημαίνει απλώς την αποφλοίωση του τμήματος της θλιβόμενης ζώνης έξω από τον περισφιγμένο πυρήνα, και όχι την αστοχία της διατομής. Επειδή η τιμή της φ_{cu} είναι μικρότερη αυτής της φ_{su} , η τελική αστοχία θα αφορά την αποφλοιωμένη διατομή.

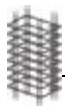
**Πίνακας 3.5 :** Έλεγχος για το αν διαρρέει ο εφελκόμενος οπλισμός με την αποτίναξη της επικάλυψης.

	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	N/bdf _c	B
ΟΡΟΦΟΣ 1	K1	0,0539	0,5291
	K2	0,1939	0,5291
	K3	0,0935	0,5291
	K4	0,2470	0,5291
	K5	0,4626	0,5291
	K6	0,2888	0,5291
	K7	0,1856	0,5291
	K8	0,3399	0,5291
	K9	0,2251	0,5291
ΟΡΟΦΟΣ 2	K1	0,0397	0,5291
	K2	0,1078	0,5291
	K3	0,0470	0,5291
	K4	0,1231	0,5291
	K5	0,2270	0,5291
	K6	0,1362	0,5291
	K7	0,0793	0,5291
	K8	0,1515	0,5291
	K9	0,0911	0,5291

Η τελική αστοχία της διατομής μετά την αποφλοιώση θα συμβεί με εξάντληση της βράχυνσης αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος και σε καμπυλότητα που δίδεται στον παρακάτω πίνακα. Οι τιμές ροπής που αντιστοιχούν στις χαρακτηριστικές καμπυλότητες υπολογίστηκαν με ικανοποιητική προσέγγιση σαν μονοαξονικές ροπές αντοχής διατομής οπλισμένου σκυροδέματος. Στον υπολογισμό αυτό χρησιμοποιήθηκαν οι πραγματικές τιμές των αντοχών των υλικών αντί των τιμών σχεδιασμού.

Πίνακας 3.6 : Καμπυλότητες αστοχίας διατομής.

	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ξ_{cu}	Φ_{cu}
ΟΡΟΦΟΣ 1	K1	0,0648	0,2807
	K2	0,2326	0,0782
	K3	0,1122	0,1621
	K4	0,2964	0,0613
	K5	0,5551	0,0328
	K6	0,3466	0,0525
	K7	0,2228	0,0816
	K8	0,4079	0,0446
	K9	0,2701	0,0673
ΟΡΟΦΟΣ 2	K1	0,0477	0,3812
	K2	0,1294	0,1405
	K3	0,0565	0,3219
	K4	0,1477	0,1231
	K5	0,2724	0,0667
	K6	0,1634	0,1112
	K7	0,0951	0,1911
	K8	0,1818	0,1000
	K9	0,1094	0,1662

**Υπολογισμός καμπυλότητας στη διαρροή**

Η καμπυλότητα στη διαρροή δίδεται από τις παρακάτω σχέσεις :

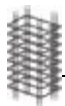
Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού η καμπυλότητα διαρροής προκύπτει ως $\varphi_{sy} = f_y / E_s (1 - \xi_y)$ [4.2], ενώ αν η διαρροή οφείλεται σε βράχυνση της ακραίας θλιβόμενης ίνας του σκυροδέματος πέρα από μια τιμή $\varepsilon_c \cong 1,8 f_c / E_c$, τότε η καμπυλότητα διαρροής προκύπτει ως $\varphi_{cy} = \varepsilon_c / \xi_y d$ [4.2]. Η καμπυλότητα των υποστυλωμάτων φ_y ισούται με την μικρότερη από τις τιμές φ_{cy} και φ_{sy} που υπολογίζονται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 3.7 : Καμπυλότητα λόγω διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού.

	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ξ_y	φ_{sy}
ΟΡΟΦΟΣ 1	K1	0,277333	0,0145
	K2	0,358427	0,0163
	K3	0,3039	0,0150
	K4	0,382147	0,0169
	K5	0,45683	0,0192
	K6	0,398979	0,0174
	K7	0,354481	0,0162
	K8	0,417813	0,0180
	K9	0,372713	0,0167
ΟΡΟΦΟΣ 2	K1	0,266738	0,0143
	K2	0,312712	0,0152
	K3	0,272258	0,0144
	K4	0,321649	0,0154
	K5	0,373536	0,0167
	K6	0,328993	0,0156
	K7	0,294775	0,0148
	K8	0,337229	0,0158
	K9	0,30243	0,0150

Πίνακας 3.8 : Καμπυλότητα λόγω διαρροής του σκυροδέματος.

	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ξ_y	φ_{cy}
ΟΡΟΦΟΣ 1	K1	0,256991	0,0278
	K2	0,331523	0,0215
	K3	0,276041	0,0259
	K4	0,365004	0,0196
	K5	0,526709	0,0136
	K6	0,393228	0,0182
	K7	0,326583	0,0219
	K8	0,429942	0,0166
	K9	0,350868	0,0204
ΟΡΟΦΟΣ 2	K1	0,250495	0,0285
	K2	0,283359	0,0252
	K3	0,253808	0,0281
	K4	0,291359	0,0245
	K5	0,352057	0,0203
	K6	0,298404	0,0239
	K7	0,269015	0,0265
	K8	0,306847	0,0233
	K9	0,274872	0,0260

**Υπολογισμός γωνιών στροφής χορδής σε διαρροή και αστοχία και αναγωγή αυτών σε μετατοπίσεις.**

Η γωνία στροφής χορδής στην διαρροή δίνεται από τη σχέση :

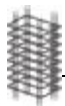
$$\theta_y = \varphi_y L_s / 3 + 0.0025 + \alpha_{sl} \left((0.25 \varepsilon_y d_b f_y) / (d - d') \sqrt{f_c} \right) \quad [4.1].$$

Το πρώτο τμήμα της γωνίας στροφής χορδής οφείλεται σε κάμψη, ενώ το δεύτερο αναπαριστά τις διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος διάτμησης του μέλους. Το τρίτο αναφέρεται στην ολίσθηση του οπλισμού.

Όσον αφορά την γωνία στροφής χορδής στην αστοχία, μπορεί να γίνει με χρήση της σχέσης $\theta_u = \varphi_y L_s / 3 + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} (1 - 0.5 L_{pl} / L_s)$ [4.2], η οποία βασίζεται σε καμπτική συμπεριφορά. Για το μήκος πλαστικής άρθρωσης εφαρμόζεται η σχέση των Paulay and Priestley (1992), $L_{pl} = 0.08 L_s + 0.022 d_b f_y$ [4.3]. Αν οι πλαστικές αρθρώσεις θεωρηθεί ότι δημιουργούνται και στα δύο άκρα των υποστυλωμάτων σε αντιμετρική κάμψη, η μέγιστη οριακή μετατόπιση δίνεται από την σχέση $\delta_u = 2 L_s \theta_u$ [4.2]. Αντίστοιχα στη διαρροή ισχύει $\delta_y = L_s \theta_y$ [4.2]. Τα αποτελέσματα των υπολογισμών φαίνονται αναλυτικά στους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 3.9 : Μέγιστη μετατόπιση.

	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	φ_u	φ_y	L_s (m)	L_{pl} (m)	δ_u (m)
ΟΡΟΦΟΣ 1	K1	0,2807	0,0145	1,5	0,2417	0,1992
	K2	0,0782	0,0163	1,5	0,2417	0,0657
	K3	0,1621	0,0150	1,5	0,2417	0,1206
	K4	0,0613	0,0169	1,5	0,2417	0,0550
	K5	0,0328	0,0136	1,5	0,2417	0,0331
	K6	0,0525	0,0174	1,5	0,2417	0,0495
	K7	0,0816	0,0162	1,5	0,2417	0,0679
	K8	0,0446	0,0166	1,5	0,2417	0,0436
	K9	0,0673	0,0167	1,5	0,2417	0,0588
ΟΡΟΦΟΣ 2	K1	0,3812	0,0143	1,5	0,2417	0,2660
	K2	0,1405	0,0152	1,5	0,2417	0,1063
	K3	0,3219	0,0144	1,5	0,2417	0,2266
	K4	0,1231	0,0154	1,5	0,2417	0,0949
	K5	0,0667	0,0167	1,5	0,2417	0,0584
	K6	0,1112	0,0156	1,5	0,2417	0,0871
	K7	0,1911	0,0148	1,5	0,2417	0,1398
	K8	0,1000	0,0158	1,5	0,2417	0,0798
	K9	0,1662	0,0150	1,5	0,2417	0,1233

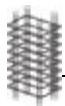


Πίνακας 3.10: Μετατόπιση στη διαρροή.

	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	φ_y	θ_y	L_s (m)	δ_y (m)
ΟΡΟΦΟΣ 1	K1	0,0145	0,0137	1,5	0,0206
	K2	0,0163	0,0146	1,5	0,0219
	K3	0,0150	0,0140	1,5	0,0210
	K4	0,0169	0,0149	1,5	0,0224
	K5	0,0136	0,0133	1,5	0,0199
	K6	0,0174	0,0152	1,5	0,0228
	K7	0,0162	0,0146	1,5	0,0219
	K8	0,0166	0,0148	1,5	0,0222
	K9	0,0167	0,0148	1,5	0,0222
ΟΡΟΦΟΣ 2	K1	0,0143	0,0136	1,5	0,0204
	K2	0,0152	0,0141	1,5	0,0211
	K3	0,0144	0,0137	1,5	0,0205
	K4	0,0154	0,0142	1,5	0,0213
	K5	0,0167	0,0148	1,5	0,0222
	K6	0,0156	0,0143	1,5	0,0214
	K7	0,0148	0,0139	1,5	0,0208
	K8	0,0158	0,0144	1,5	0,0216
	K9	0,0150	0,0140	1,5	0,0210

Πίνακας 3.11: Δείκτης πλαστιμότητας μετακινήσεων

	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	δ_u	δ_y	$\mu\delta$
ΟΡΟΦΟΣ 1	K1	0,1992	0,0206	9,6782
	K2	0,0657	0,0219	2,9924
	K3	0,1206	0,0210	5,7436
	K4	0,0550	0,0224	2,4529
	K5	0,0331	0,0199	1,6654
	K6	0,0495	0,0228	2,1722
	K7	0,0679	0,0219	3,1046
	K8	0,0436	0,0222	1,9634
	K9	0,0588	0,0222	2,643
ΟΡΟΦΟΣ 2	K1	0,2660	0,0204	13,0273
	K2	0,1063	0,0211	5,0307
	K3	0,2266	0,0205	11,0525
	K4	0,0949	0,0213	4,4575
	K5	0,0584	0,0222	2,6257
	K6	0,08715	0,0214	4,0697
	K7	0,1398	0,0208	6,7042
	K8	0,0798	0,0216	3,7029
	K9	0,1233	0,0210	5,8808



3.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το σχέδιο οδηγιών για τη σεισμική αποτίμηση κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος των Νεοζηλανδικών Αρχών παρέμεινε ατελής και δεν υιοθετήθηκε επίσημα. Παρόλα αυτά αντικατοπτρίζει το σύγχρονο τρόπο σκέψης πάνω στο θέμα αυτό και προσφέρει γόνιμο έδαφος για περαιτέρω ανάπτυξη. Η Νεοζηλανδική μέθοδος διακρίνεται σε αυτή που ελέγχει τις δυνάμεις και σε αυτή που ελέγχει τις μετατοπίσεις. Κατά τον έλεγχο των δυνάμεων, γίνεται σύγκριση μεταξύ του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας, που υπολογίζεται με τη βοήθεια του συντελεστή συμπεριφοράς q , (λόγος ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης επί μάζα του κτιρίου, προς τέμνουσα βάση) και του διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας που υπολογίζεται από το λόγο μετατόπισης αστοχίας προς τη μετατόπιση διαρροής. Κατά την εφαρμογή αυτής της μεθόδου προέκυψε ότι το κτίριο κρίνεται ανεπαρκές αφού η διαθέσιμη πλαστιμότητα είναι μικρότερη της απαιτούμενης.

4.ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. **Displacement-Based Seismic Assessment and Retrofit of RC Buildings**, Panagiotakos T.B ,Kosmopoulos A.I and Fardis M.N.
2. **Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate**, Panagiotakos T.B and Fardis M.N., ACI Structural Journal, March-April 2001.
3. **Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings**, Paulay, T. and Priestley, M.J.N., J.Wiley, New York. N.Y.
4. **Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, Ε.Α.Κ.2000.**
5. **Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος – Μέρος I**, Φαρδής Μ.Ν (1999), Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
6. **Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος**, Φαρδής Μ.Ν (2001), Σημειώσεις για το Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Πάτρα.
7. **New Zealand National Society for Earthquake Engineering (1996)**, “The Assessment and Improvement of the Structural Performance of risk Buildings”, Draft for General Release.
8. **SAP2000NonLinear**, User’ s Manual.

