



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ  
ΠΑΤΡΩΝ  
UNIVERSITY OF PATRAS

ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**“ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ”**

**ΑΘΑΝΑΣΟΠΟΥΛΟΥ ΣΩΤΗΡΙΑ**

ΕΡΓΑΣΙΑ ΓΙΑ ΤΟ ΜΑΘΗΜΑ ΤΟΥ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ  
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ:  
«ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΠΑΤΡΑ, ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2015

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ .....	2
ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	4
1.ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	5
1.1 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	5
1.2 ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	6
1.3 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	7
1.4 ΦΟΡΤΙΑ ΠΟΥ ΚΑΤΑΠΟΝΟΥΝ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	8
2.ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	9
2.1 ΓΩΝΙΕΣ ΠΡΟΒΟΛΩΝ.....	9
2.2 ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ .....	10
2.3 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	12
2.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΚΟΔΟΚΩΝ .....	12
2.5 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ .....	15
3.ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ .....	16
3.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕ ΤΗΝ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ q.....	16
3.1.1. Εισαγωγή .....	16
3.1.1.1 Βασικά χαρακτηριστικά της μεθόδου .....	16
3.1.1.2 Προυποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου .....	18
3.1.2. Εφαρμογή της μεθόδου q χωρίς συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων .....	19
3.1.2.1 Έλεγχος κριτηρίων εφαρμογής .....	19
3.1.2.2 Ανάλυση .....	23
3.1.3. Εφαρμογή της μεθόδου q με συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων.....	28
3.1.3.1 Έλεγχος κριτηρίων εφαρμογής .....	28
3.1.3.2 Ανάλυση .....	31
3.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ m.....	35

3.2.1. Εισαγωγή .....	35
3.2.1.1 Βασικά χαρακτηριστικά της μεθόδου .....	35
3.2.1.2 Προυποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου .....	35
3.2.2. Εφαρμογή της μεθόδου m χωρίς συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων .....	35
3.2.2.1 Έλεγχος κριτηρίων εφαρμογής .....	35
3.2.2.2 Ανάλυση .....	35
3.2.3. Εφαρμογή της μεθόδου m με συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων.....	39
3.2.3.1 Έλεγχος κριτηρίων εφαρμογής .....	39
3.2.3.2 Έλεγχος κριτηρίων εφαρμογής .....	39
3.3 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ pushover .....	43
3.3.1 Εισαγωγή .....	43
3.3.1.1 προυποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου .....	43
3.3.1.2 Βασικά χαρακτηριστικά της μεθόδου .....	43
3.3.1.3 Προσομοίωμα της ανάλυσης .....	44
3.3.2 Εφαρμογή της pushover χωρίς συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων.....	49
3.3.2.1 Ανάλυση της μεθόδου.....	49
3.3.2.2 Αποτελέσματα της μεθόδου .....	56
3.3.3 Εφαρμογή της pushover με συνυπολογισμό των τοιχοποιτηρώσεων.....	61
3.3.3.1 Ανάλυση της μεθόδου.....	61
3.3.3.2 Αποτελέσματα της μεθόδου .....	61
3.4 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
3.5 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ Ο ΦΟΡΕΑΣ ΕΠΑΡΚΕΙ .....	63
4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	65
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	67

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### Σκοπός της εργασίας

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής, για απαίτηση στόχου επιτελεσματικότητας Β1 «Ασφάλεια ζωής ενοίκων» σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. με την εφαρμογή τριών διαφορετικών μεθόδων:

- α) Της ελαστικής δυναμικής μεθόδου που χρησιμοποιεί τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$ .
- β) Της ελαστικής δυναμικής μεθόδου που χρησιμοποιεί τον δείκτη συμπεριφοράς  $m$ .
- γ) Της στατικής ανελαστικής μεθόδου (pushover).

Η παρουσίαση των αποτελεσμάτων, από την εφαρμογή των παραπάνω μεθόδων, αλλά και η σύγκριση αυτών αποτελεί το πρώτο επίπεδο στο οποίο στοχεύει η εν λόγω εργασία. Το δεύτερο επίπεδο στο οποίο στοχεύει είναι η διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στην αντισεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Προς το σκοπό αυτό δημιουργούνται δύο πανομοιότυπα μοντέλα, ένα με συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων κι ένα χωρίς αυτόν, για τα οποία γίνεται αποτίμηση και με τις τρεις μεθόδους που προαναφέρθηκαν.

### Δομή της εργασίας

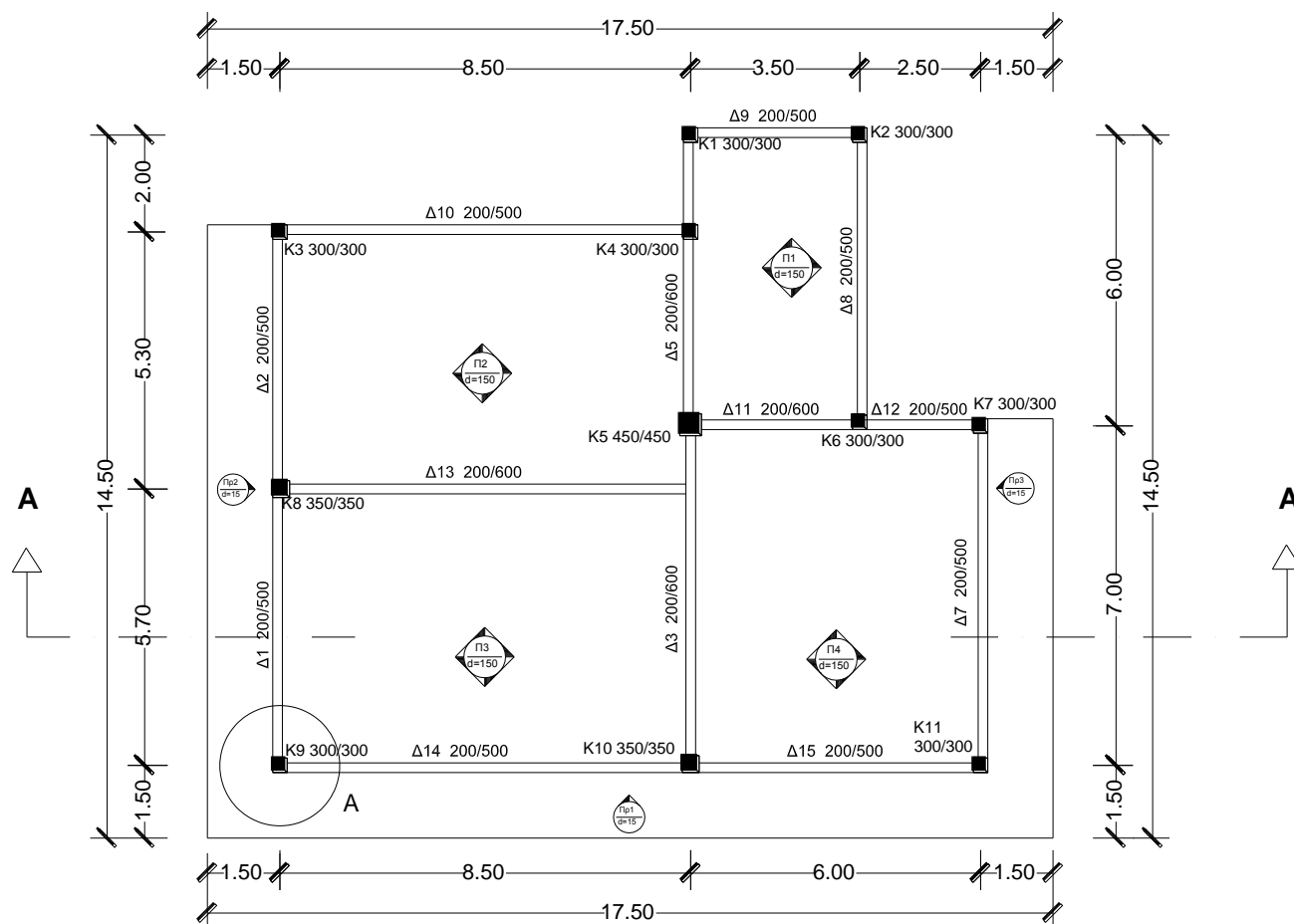
Στο πρώτο κεφάλαιο της εργασίας παρουσιάζεται η μορφολογία του κτιρίου καθώς επίσης και κάποια βασικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Επίσης δίνονται τα υλικά όπως επίσης και τα φορτία της κατασκευής. Στο επόμενο κεφάλαιο παρουσιάζεται η προσομοίωση της κατασκευής στο υπολογιστικό πρόγραμμα Scada pro 15 και όλες οι απαραίτητες παράμετροι που υπολογίσθηκαν για το σκοπό αυτό. Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με τις τρεις μεθόδους.

Στο τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζεται σύγκριση των αποτελεσμάτων καθώς επίσης και αποτελέσματα της διερεύνησης της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στην αποτίμηση με τις τρεις μεθόδους.

# 1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

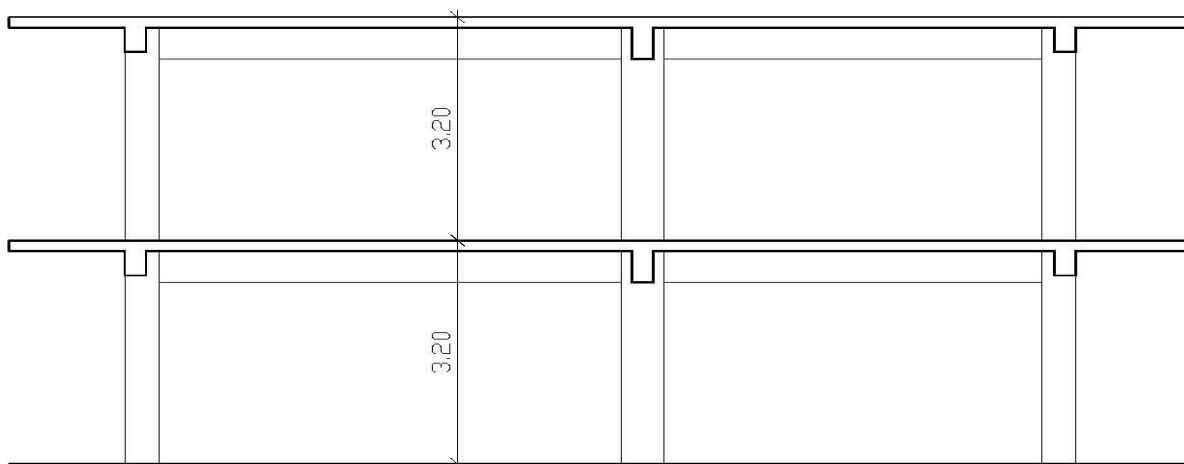
## 1.1 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτίριο που θα εξετασθεί είναι μια διώροφη οικοδομή κατασκευασμένη το 1975 με κάτοψη αυτή που φαίνεται στο Σχήμα 1.1.



Σχήμα 1.1 Κάτοψη κτιρίου

Στο σχήμα 1.2 δίνεται η διαμόρφωση των φερόντων στοιχείων ενός τυπικού ορόφου της διώροφης οικοδομής.



ΤΟΜΗ Α-Α

Σχήμα 1.2 Εγκάρσια τομή κτιρίου

## 1.2 ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Οι διαστάσεις αλλά και οι οπλισμοί της κατασκευής παρουσιάστηκαν εν μέρει, στην κάτοψη της κατασκευής, αναφέρονται όμως αναλυτικότερα στον παρακάτω πίνακα:

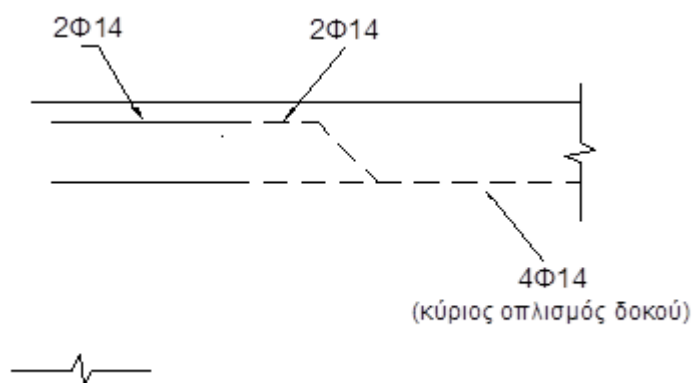
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ(mm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ
K1	300x300	4Φ20	Φ8/200
K2	300x300	4Φ20	Φ8/200
K3	300x300	4Φ20	Φ8/200
K4	300x300	4Φ20	Φ8/200
K5	450x450	8Φ16	Φ8/200
K6	300x300	4Φ20	Φ8/200
K7	300x300	4Φ20	Φ8/200
K8	350x350	4Φ18	Φ8/200
K9	300x300	4Φ20	Φ8/200
K10	350x350	4Φ18	Φ8/200
K11	300x300	4Φ20	Φ8/200

Πίνακας 1.1. Οπλισμοί υποστυλωμάτων

Αντίστοιχα αναφέρονται, αναλυτικά, και όλοι οι οπλισμοί των δοκών της κατασκευής στον Πίνακα 1.2 καθώς και η λεπτομέρεια όπλισης τους στο Σχήμα 1.3. Συνοπτικά αναφέρεται ότι, οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18.

ΔΟΚΛΟΣ	b(mm)	h(mm)	ΑΝΟΙΓΜΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΑΜΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ ΠΑΝΩ ΠΕΛΑΜΑ	ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ
Δ1	200	500	4Φ14	(2Φ14+2Φ14=) 4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ2	200	500	4Φ14	(2Φ14+2Φ14=) 4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ6	200	500	4Φ14	(2Φ14+2Φ14=) 4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ7	200	500	4Φ14	(2Φ14+2Φ14=) 4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ8	200	500	4Φ14	(2Φ14+2Φ14=) 4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ9	200	500	4Φ14	(2Φ14+2Φ14=) 4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ10	200	500	4Φ14	(2Φ14+2Φ14=) 4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ12	200	500	4Φ14	(2Φ14+2Φ14=) 4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ14	200	500	4Φ14	(2Φ14+2Φ14=) 4Φ14	2Φ14	Φ8/300
Δ15	200	500	4Φ14	(2Φ14+2Φ14=) 4Φ14	2Φ14	Φ8/300
<b>ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΟΚΟΙ</b>						
Δ3	200	600	4Φ16	2Φ16+2Φ18	2Φ18	Φ8/300
Δ4	200	600	4Φ16	2Φ16+2Φ18	2Φ18	Φ8/300
Δ5	200	600	4Φ16	2Φ16+2Φ18	2Φ18	Φ8/300
Δ11	200	600	4Φ16	2Φ16+2Φ18	2Φ18	Φ8/300
Δ13	200	600	4Φ16	2Φ16+2Φ18	2Φ18	Φ8/300

Πίνακας 1.2. Οπλισμοί δοκών



Σχήμα 1.3 Λεπτομέρεια όπλισης: Διαμόρφωση πρόσθετου αντισεισμικού οπλισμού σε κάθε ακραία στήριξη περιμετρικής δοκού

### 1.3 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Τα υλικά που έχουν χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή του κτιρίου είναι C16/20 για το σκυρόδεμα και S400 για το χάλυβα. Αξίζει βέβαια να σημειωθεί ότι ανάλογα με τη μέθοδο αποτίμησης χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές ή οι μέσες τιμές των αντοχών του σκυροδέματος και του χάλυβα.

## 1.4 ΦΟΡΤΙΑ ΠΟΥ ΚΑΤΑΠΟΝΟΥΝ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟΥ

### Κατακόρυφα φορτία:

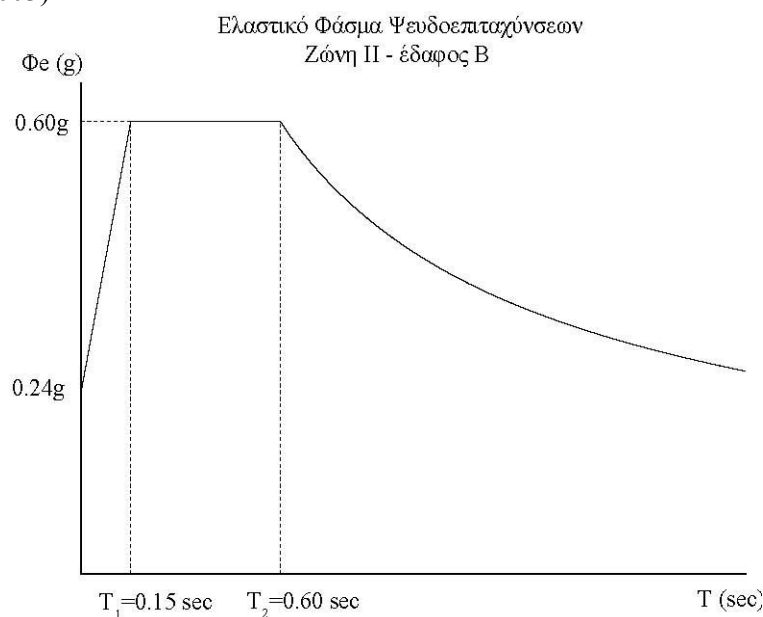
Όσον αφορά τα φορτία της κατασκευής, επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1.5 kN/m<sup>2</sup>. Το δώμα θεωρείται μη βατό. Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m<sup>2</sup> επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/m<sup>2</sup>. Προκειμένου να ληφθεί υπ' όψιν η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20m. Συγκεκριμένα λοιπόν τα φορτία του κτιρίου είναι:

- Μόνιμα φορτία πλακών (επίστρωση): 1,5KN/m<sup>2</sup>
- Ωφέλιμα φορτία πλακών (εσωτερικών) κάτω ορόφου (εθνικό προσάρτημα EC): 2,0KN/m<sup>2</sup>
- Ωφέλιμα φορτία προβόλων κάτω ορόφου (εθνικό προσάρτημα EC): 5,0KN/m<sup>2</sup>
- Ωφέλιμα φορτία πλακών (εσωτερικών) πάνω ορόφου :0,2KN/m<sup>2</sup>
- Ωφέλιμα φορτία προβόλων πάνω ορόφου : 0,5KN/m<sup>2</sup>
- Φορτίο μπατικών (περιμετρικών) τοίχων :  $3,6*(50\%)=1,8$  KN/m<sup>2</sup> δηλαδή  $1,8*2,7=4,86$  KN/m είναι το ομοιόμορφα γραμμικά κατανεμημένο φορτίο στις πλάκες λόγω της τοιχοποιίας
- Φορτίο δρομικών (εσωτερικών) τοίχων:  $2,1*(65\%)=1,4$  KN/m<sup>2</sup> δηλαδή  $1,4*2,6=3,64$  KN/m είναι το ομοιόμορφα γραμμικά κατανεμημένο φορτίο στις πλάκες λόγω της τοιχοποιίας
- Φορτία από το στηθαίο του πάνω ορόφου:  $3,6*1,20=4,32$  kN/m

Αξίζει να σημειωθεί πως ως ωφέλιμα φορτία για τον πάνω όροφο θεωρήθηκε το 1/10 της αντίστοιχης τιμής για τον κάτω όροφο, παρόλο που θεωρείται μη βατός, καθώς θεωρήθηκε υπερβολική αλλά και μη ρεαλιστική η μηδενική τιμή. Τα ωφέλιμα αυτά φορτία για βατούς και μη βατούς χώρους είναι σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα.

### Φορτία από σεισμό:

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της εν λόγω κατασκευής γίνεται για επιτάχυνση εδάφους 0,36g. Ακόμα το υφιστάμενο κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II (EAK2003) με κατηγορία εδάφους B και συνήθη σπουδαιότητα. Το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων, όπως διαμορφώνεται από τις παραπάνω συνθήκες απεικονίζεται στο Σχήμα που ακολουθεί (EAK2003)

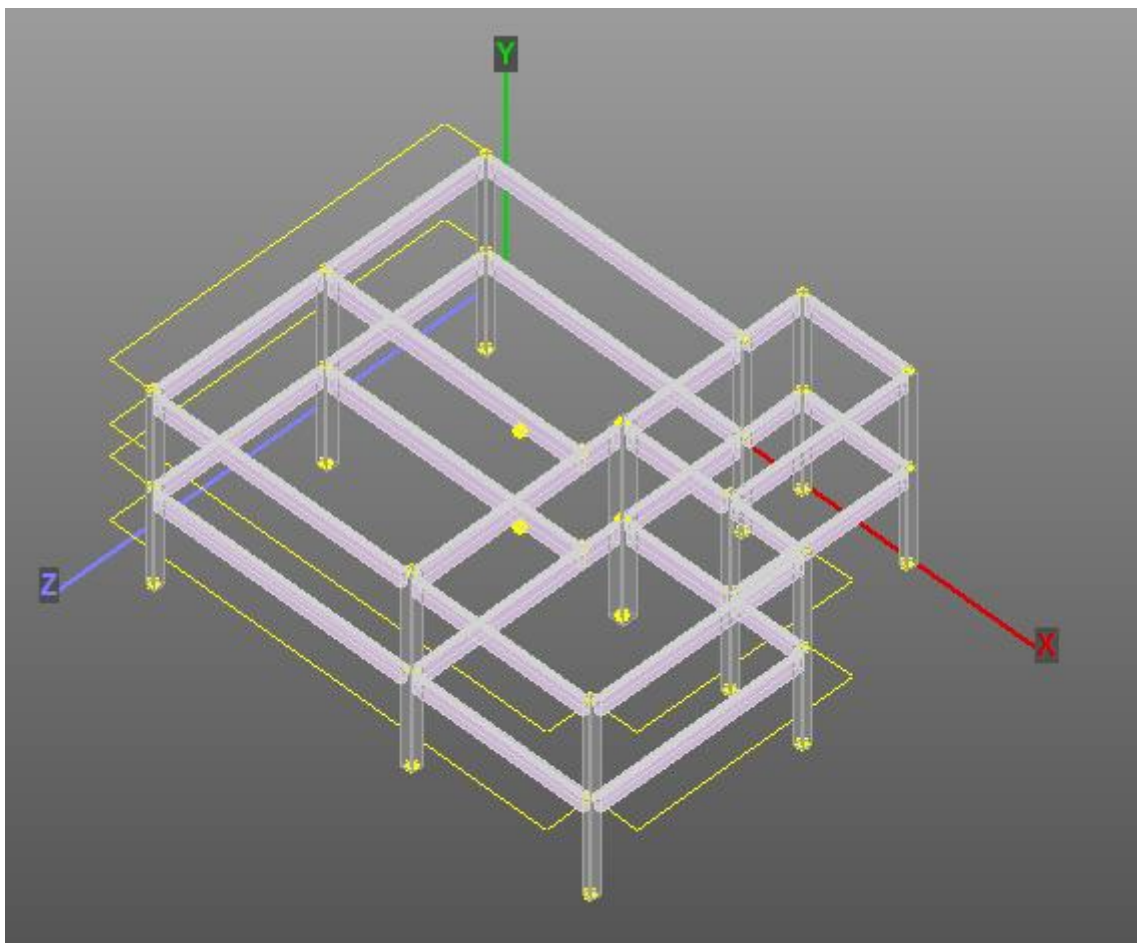


Σχήμα 1.4 Ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων κατά EAK



## 2.ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το μοντέλο στο οποίο προσομοιώθηκε η κατασκευή και που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις είναι αυτό που εικονίζεται στο Σχήμα παρακάτω. Για την δημιουργία αυτού του μοντέλου, όμως έγιναν ορισμένες παραδοχές, σύμφωνα με τις δυνατότητες του προγράμματος που χρησιμοποιήθηκε, Scada pro 15, αλλά και με τις υποδείξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Όλες οι παραδοχές αλλά και οι λεπτομέρειες κατασκευής του προσομοιώματος παρουσιάζονται αναλυτικά στο κεφάλαιο αυτό.



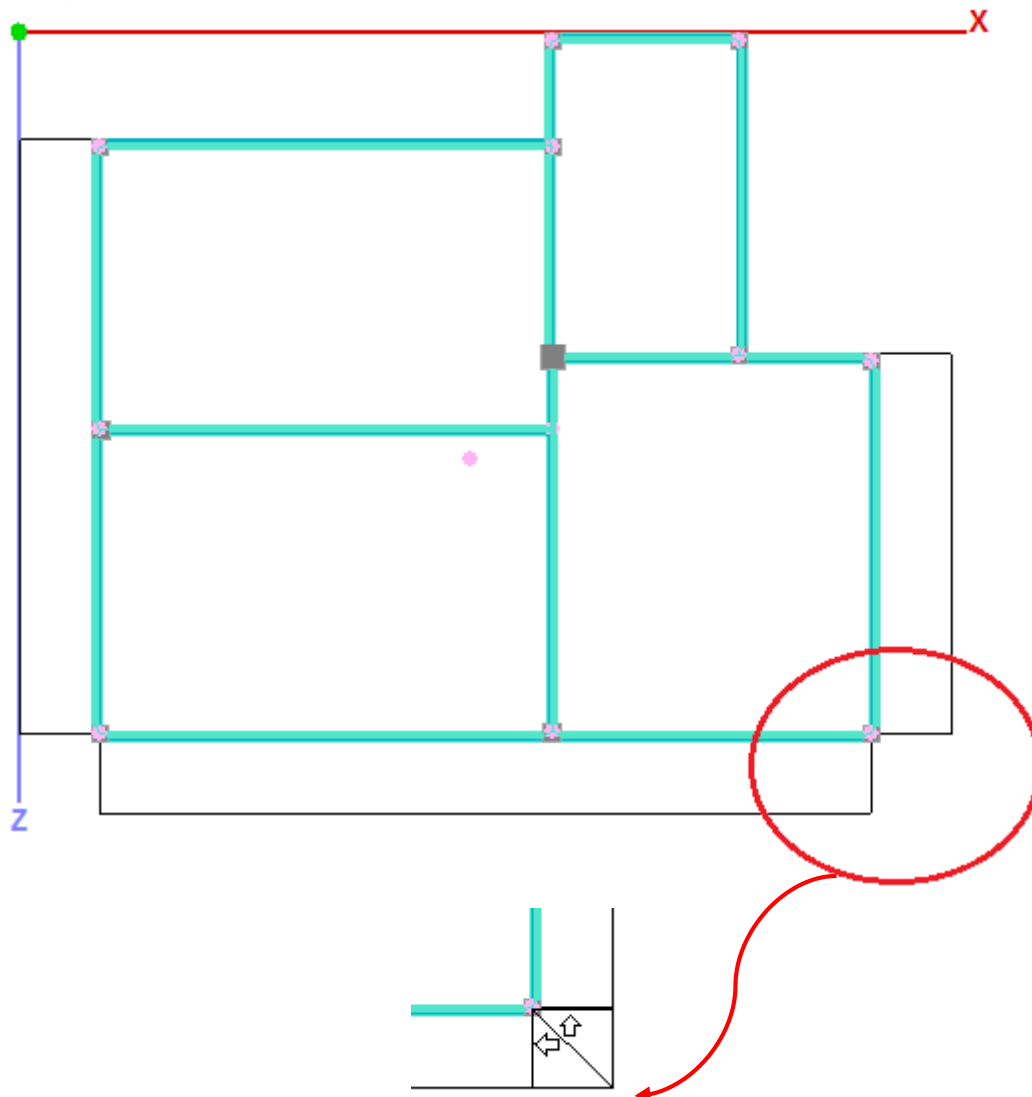
Σχήμα 2.1 Προσομοίωμα κατασκευής στο Scada pro 15

### 2.1 ΓΩΝΙΕΣ ΠΡΟΒΟΛΩΝ

Η προσομοίωση των προβόλων του κτιρίου στο Scada pro 15 δεν έχει τη δυνατότητα επιλογής συνεχόμενων στη γωνία προβόλων (πράγμα που συμβαίνει στις δύο γωνίες του κτιρίου) οπότε και οι πρόβολοι δεν θεωρούνται συνεχόμενοι και προσομοιώνονται όπως φαίνεται στο ακόλουθο Σχήμα, με το γωνιακό φορτίο να μοιράζεται από μισό στο κάθε πρόβολο ως γραμμικά κατανεμημένο στην άκρη του. Αυτό το γραμμικά κατανεμημένο φορτίο υπολογίζεται ως εξής:

- Ωφέλιμο φορτίο για πρόβολο κάτω πλάκας:  $5\text{kN/m}^2 * 1,5\text{m} * 1/2 = 3,75\text{ kN/m}$
- Ωφέλιμο φορτίο για πρόβολο άνω πλάκας:  $0,5\text{kN/m}^2 * 1,5\text{m} * 1/2 = 0,375\text{ kN/m}$
- Μόνιμο φορτίο (από Ι.Β.) για πρόβολο κάτω πλάκας:  $25\text{kN/m}^3 * 0,15\text{m} * 1,5\text{m} * 1/2 = 2.81\text{ kN/m}$
- Μόνιμο φορτίο (από Ι.Β.) για πρόβολο άνω πλάκας:  $25\text{kN/m}^3 * 0,15\text{m} * 1,5\text{m} * 1/2 = 2.81\text{ kN/m}$

- Μόνιμο φορτίο (από επίστρωση) για πρόβολο κάτω πλάκας:  $1,5\text{kN/m}^2 * 1,5\text{m} * 1/2 = 1,125\text{ kN/m}$
- Μόνιμο φορτίο (από επίστρωση) για πρόβολο άνω πλάκας:  $1,5(*1/10)\text{kN/m}^2 * 1,5\text{m} * 1/2 = 0,1125\text{ kN/m}$



Σχήμα 2.2 Προσομοίωση γωνίες προβόλων στο Scada pro 15

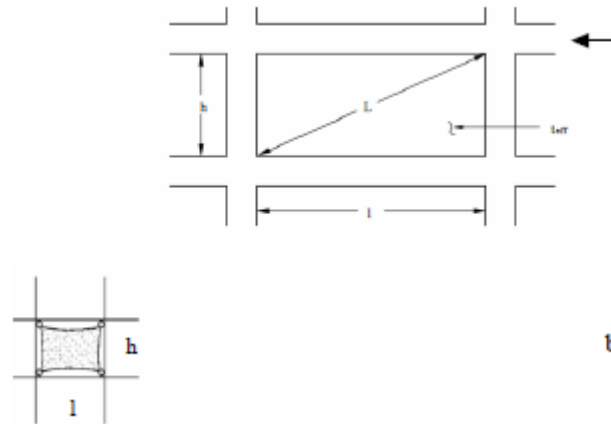
## 2.2 ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§3.7.3.) για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των τοιχοποιιών ενδιαφέρουν κυρίως η θλιπτική αντοχή η διατμητική αντοχή και τα αντίστοιχα μέτρα ελαστικότητας. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, τα ως άνω χαρακτηριστικά μπορούν να προσδιοριστούν έμμεσα από ημιεμπειρικές σχέσεις, με βάση τα επιμέρους χαρακτηριστικά, όπως την αντοχή των λιθοσωμάτων, την αντοχή κονιάματος, το πάχος των αρμών, το πάχος και την αντοχή του επιχρίσματος κ.τ.λ., σύμφωνα με όσα αναφέρονται στην §7.4. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας θεωρείται «ικανοποιητική» ενώ απλώς «ανεκτή» Σ.Α.Δ. δεν επιτρέπεται.

Οι άοπλες τοιχοπληρώσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.7.3.) (όπως αυτές της κατασκευής στη παρούσα εργασία) δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (βαρύτητας), πλην του ίδιου βάρους τους. Υπό σεισμό μπορούν να προσομοιωθούν:

Είτε ως διατμητικό φάνωμα/πέτασμα, ορθοτροπικό με τέσσερις κόμβους-αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου

- Είτε, απλούστερα, ως ισοδύναμη αμφιαρθωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου), με συγκεκριμένο πλάτος  $b$ .

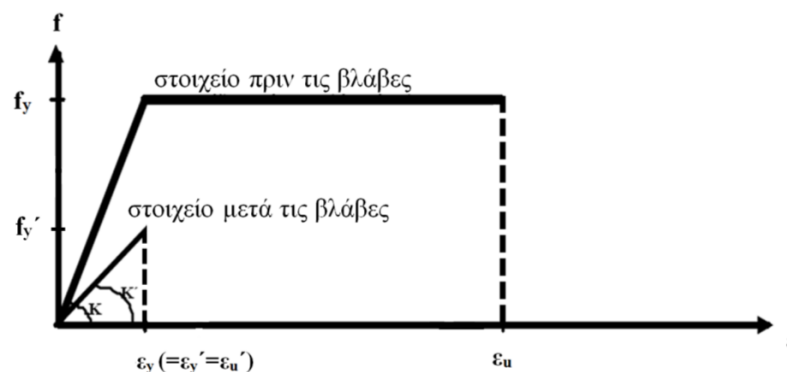


Σχήμα 2.3 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Αν η διαγώνια ράβδος αρχίζει και τελειώνει σε κόμβους του πλαισίου, η χρήση προσομοιώματος θλιπτήρα-ελκυστήρα κατά τις δύο διαγώνιες με ράβδους μισής δυστένειας σε σχέση με αυτές του προσομοιώματος της απλής θλιβόμενης διαγώνιας, έχει πρακτικώς ως αποτέλεσμα ίση ένταση στον φορέα πλην των αξονικών δυνάμεων κάποιων στοιχείων. Σχετικώς, υπάρχουν διαφορές στις αξονικές δυνάμεις εξωτερικών υποστυλωμάτων, οι οποίες όμως είναι μικρές σε σχέση με τις αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία έτσι η διαφορά μπορεί να αμεληθεί στις δοκούς, οι αξονικές δυνάμεις εν γένει μπορούν να αμεληθούν και οι διαφορές είναι ούτως ή άλλως μικρές. Οι διαφορές δεν μπορούν πάντα να αμεληθούν όταν οι ελκυστήρες/θλιπτήρες καταλήγουν σε ενδιάμεση περιοχή δοκού (ή υποστυλώματος).

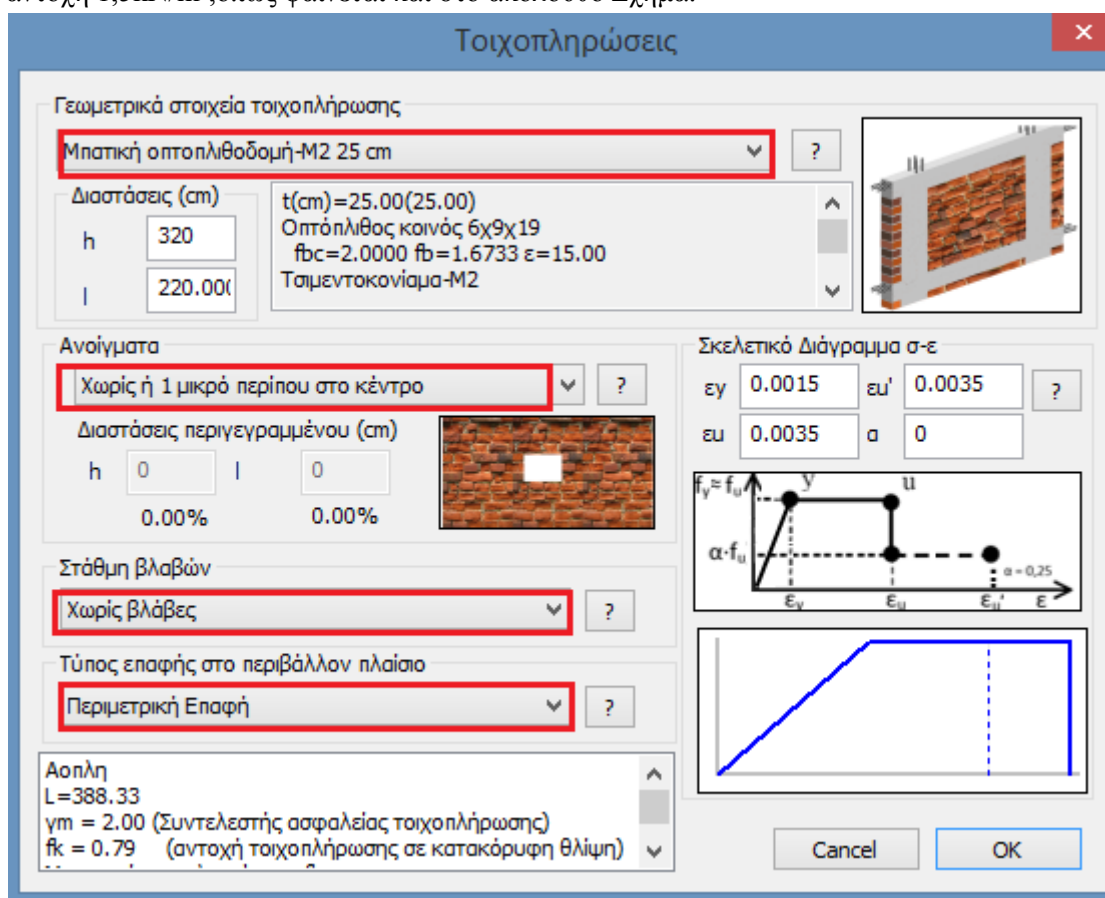
Οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις, συνήθεις και άοπλες, ελέγχονται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων και λαμβάνονται υπόψη μόνο στις στάθμες επιτελεστικότητας Α ή Β (για τη στάθμη Γ δεν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα).

Όταν εντός ενός φανώματος η τοιχοπλήρωση έχει άνοιγμα, η προσομοίωση της θα πρέπει να προσαρμόζεται καταλλήλως ελέγχοντας κατά πόσον η διάταξη των ανοιγμάτων επιτρέπει τη λειτουργία διατμητικού φανώματος ή την διαμόρφωση των λοξών θλιβόμενων ράβδων τοιχοποιίας, για τις οποίες να εξασφαλίζονται συννοριακές συνθήκες επιτρέπουσες την συμμετοχή των θλιβόμενων ράβδων στο σχήμα αντίστασης του πλαισίου.



Σχήμα 2.4 Συμπεριφορά άοπλης τοιχοποιίας σε σεισμό

Στο Scada pro 15 θεωρήθηκαν μαπατικές οπτοπλιθοδομές 25cm πάχους με ένα μικρό άνοιγμα περίπου στο κέντρο, χωρίς βλάβες, με περιμετρική επαφή στο περιβάλλον πλαίσιο (όχι επιμελημένη σφήνωση και αντοχή  $1,5\text{kN/m}^2$ , όπως φαίνεται και στο ακόλουθο Σχήμα:



Σχήμα 2.5 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων στο Scada pro 15

## 2.3 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στη μοντελοποίηση της εν λόγω κατασκευής το κτίριο θεωρήθηκε πακτωμένο στη βάση του.

## 2.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΚΟΔΟΚΩΝ

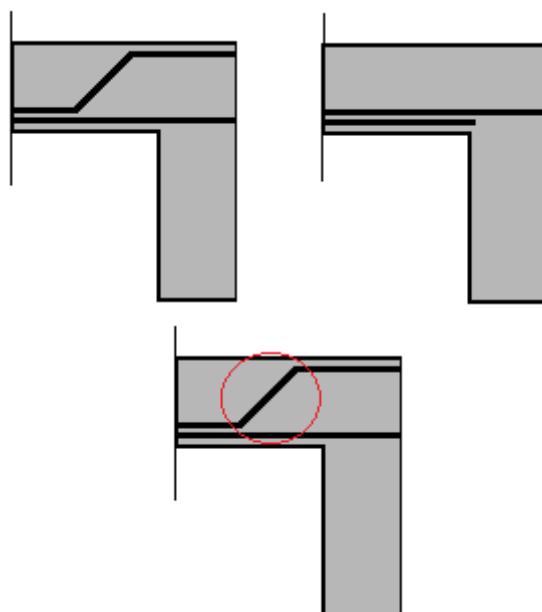
Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.2) στις πλακοδοκούς η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην πλάκα πρέπει να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού. Το συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{\text{eff}}$  της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού, ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο. Η ροπή αντοχής ή διαρροής πλακοδοκών εν γένει δεν επηρεάζεται ουσιαστικά από την τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους σε θλίψη, είναι όμως ευαίσθητη στην αντίστοιχη τιμή σε εφελκυσμό. Η υποτίμηση δε της καμπτικής αντοχής πλακοδοκών, με υιοθέτηση χαμηλής τιμής συνεργαζόμενου πλάτους σε εφελκυσμό, είναι σε βάρος της ασφάλειας, εάν οδηγεί στο εσφαλμένο συμπέρασμα ότι η πλακοδοκός διαρρέει σε κάμψη προτού αστοχήσει σε τέμνουσα ή ότι σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς αντί στα υποστυλώματα.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα αποτελέσματα του συνεργαζόμενου πλάτους για κάθε πλακοδοκό της κατασκευής.

<b>ΔΟΚΟΙ (13)</b>	<b>b<sub>eff</sub> καθαρό αριστερά (m)</b>	<b>b<sub>eff</sub> καθαρό δεξιά(m)</b>
<b>Δ1 200/500</b>	1,275	1,275
<b>Δ2 200/500</b>	1,175	1,175
<b>Δ3 200/600</b>	1,275	1,275
<b>Δ4 200/600</b>	0,175	0,175
<b>Δ5 200/600</b>	0,85	0,85
<b>Δ6 200/500</b>	0	0,35
<b>Δ7 200/500</b>	1,6	1,35
<b>Δ8 200/500</b>	1,35	0
	<b>b<sub>eff</sub> καθαρό πάνω(m)</b>	<b>b<sub>eff</sub> καθαρό κάτω(m)</b>
<b>Δ9 200/500</b>	0	0,725
<b>Δ10 200/500</b>	0	1,975
<b>Δ11 200/600</b>	0,725	0,725
<b>Δ12 200/500</b>	0	0,475
<b>Δ13 200/600</b>	1,975	1,975
<b>Δ14 200/500</b>	1,975	1,35
<b>Δ15 200/500</b>	1,35	1,35

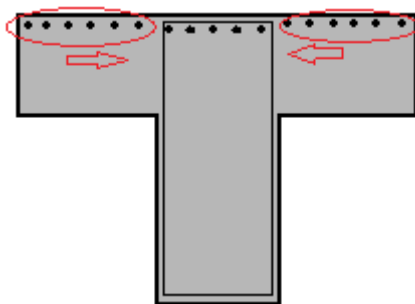
Πίνακας 2.1 Συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκών

Πέραν όμως από το  $b_{eff}$  το Scada pro 15 παρουσιάζει μία δυσκολία στα σίδερα που σπάνε από το άνοιγμα προς τις στηρίξεις τις δοκού ώστε να καλύψουν την ανάγκη της εκεί σε εφελκυσμό. Το πρόγραμμα αδυνατεί να ορίσει σίδερα στη δοκό που σπάνε. Προς το σκοπό αυτού θεωρήθηκε πως τα μισά σίδερα (κάτω) του ανοίγματος συνεχίζουν και αγκυρώνονται κανονικά ενώ τα υπόλοιπα συνεχίζουν μέχρι ένα ορισμένο σημείο πριν τη στήριξη ούτως ώστε να θεωρηθεί πως δεν αναλαμβάνουν ροπές στη στήριξη (βλέπε Σχήμα που ακολουθεί). Αξίζει βέβαια να σημειωθεί πως το λοξό σίδερο, εμβαδού  $A_s$ , (στην τελευταία εικόνα του Σχήματος που ακολουθεί) που τώρα στη προσομοίωση δεν υπάρχει αναλαμβάνει τέμνουσα, εφόσον δουλεύει ως λοξός συνδετήρας. Συνεπώς θα πρέπει να συνυπολογιστεί αυτή του η ιδιότητα στη κατασκευή κ επειδή λοξός συνδετήρας προφανώς δεν μπορεί να οριστεί, θεωρείται κατακόρυφος με εμβαδό  $A_s\sqrt{2}$  κατανεμημένος στο μήκος που καταλάμβανε ως λοξός οπλισμός. Όσον αφορά το πάνω πέλμα της δοκού, φυσικά στη στήριξη προστίθενται όλα τα σίδερα (μισά του ανοίγματος) που θα έσπαγαν από το κάτω πέλμα, ενώ στο άνοιγμα θεωρήθηκε οπλισμός 2Φ8, ως «μοντάζ» για να στηριχθούν οι εγκάρσιοι οπλισμοί της δοκού.



Σχήμα 2.6 Προσομοίωση οπλισμών δοκών στο Scada pro 15

Επιπλέον το πρόγραμμα δεν αντιλαμβάνεται την έννοια της «πλακοδοκού» όσον αφορά την τοποθέτηση οπλισμού στο πάνω πέλμα. Αντιλαμβάνεται ως όρια της δοκού τη διάσταση που χει δοθεί από τον ορισμό του στοιχείου χωρίς το συνεργαζόμενο πλάτος εκατέρωθεν αυτής και έως εκ τούτου υπολογίστηκαν όλα τα σίδερα μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος και μεταφέρθηκαν μέσα στο κορμό της δοκού.



Σχήμα 2.7 Μεταφορά οπλισμών συνεργαζόμενου πλάτους στο κορμό της δοκού στο Scada pro 15

Συνοπτικά λοιπόν τα σίδερα που ορίστηκαν στο πρόγραμμα για κάθε δοκό παρουσιάζονται στον ακόλουθο Πίνακα.

ΔΟΚΟΣ			A(mm <sup>2</sup> )
Δ1 200/500	2Φ20	3Φ18	1391,72
	2Φ20	3Φ18	1391,72
Δ2 200/500	3Φ20	2Φ16	1344,60
	3Φ20	2Φ16	1344,60
Δ3 200/600	4Φ20	3Φ14	1718,45
	4Φ20	3Φ14	1718,45
Δ4 200/600	4Φ18		1017,23
	4Φ18		1017,23

Δ5 200/600	3Φ20	2Φ18	1451,41
	3Φ20	2Φ18	1451,41
Δ6 200/500	3Φ18		763,41
	3Φ18		763,41
Δ7 200/500	6Φ18		1526,81
	6Φ18		1526,81
Δ8 200/500	4Φ18		1025,26
	4Φ18		1025,26
Δ9 200/500	4Φ16	1Φ10	882,79
	4Φ16	1Φ10	882,79
Δ10 200/500	5Φ18		1272,34
	5Φ18		1272,34
Δ11 200/600	3Φ20	2Φ16	1344,60
	3Φ20	2Φ16	1344,60
Δ12 200/500	3Φ18		759,84
	3Φ18		759,84
Δ13 200/600	4Φ22	2Φ20	2148,85
	4Φ22	2Φ20	2148,85
Δ14 200/500	4Φ20	2Φ16	1658,76
	4Φ20	2Φ16	1658,76
Δ15 200/500	4Φ18	3Φ14	1479,69
	4Φ18	3Φ14	1479,69

Πίνακας 2.2 Τελικοί οπλισμοί που τοποθετήθηκαν στις δοκούς στο Scada pro 15

## 2.5 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ) που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Η Σ.Α.Δ. δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτίριο. Προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών και διακρίνονται τρεις στάθμες: «υψηλή», «ικανοποιητική» και «ανεκτή».

Ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων των υφιστάμενων στοιχείων, οι τιμές γγ για τις μόνιμες δράσεις θα λαμβάνονται ως εξής:

- Για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως

- Ικανοποιητική ΣΑΔ γγ = 1,35

- Ανεκτή ή υψηλή ΣΑΔ γγ = 1,50 ή 1,20, αντιστοίχως

- Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών της δράσεως

- Ικανοποιητική ΣΑΔ γγ = 1,10

- Ανεκτή ή υψηλή ΣΑΔ γγ = 1,20 ή 1,00, αντιστοίχως.

Για τα νέα στοιχεία, τις νέες κατασκευές κ.λπ. χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γγ.

Στην εν λόγω εργασία έχει θεωρηθεί «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων Σ.Α.Δ. για όλες τις επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών του κτιρίου.

## 3. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

### 3.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕ ΤΗΝ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ q

#### 3.1.1. Εισαγωγή

##### 3.1.1.1 Βασικά χαρακτηριστικά της μεθόδου

Η ελαστική δυναμική ανάλυση, όπως και κάθε ανάλυση, έχει ορισμένα χαρακτηριστικά σημεία πάνω στα οποία βασίζεται ως μέθοδος αλλά και σημεία τα οποία θα πρέπει να ληφθούν υπόψη για την εφαρμογή της μεθόδου. Μερικά από αυτά είναι τα ακόλουθα:

- Η ανάλυση της μεθόδου γίνεται με την εφαρμογή ενός καθολικού δείκτη συμπεριφοράς «q», οπότε οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση θα πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή συμπεριφοράς «q», ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή τη ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων.
- Κατά την φάση της αποτίμησης του κτιρίου, η τιμή q' θα επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη τα εξής:
  - Την επάρκεια των Κανονισμών κατά την περίοδο της μελέτης και κατασκευής του κτιρίου. Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς διαφέρει αναλόγως του αν το κτίριο έχει ή δεν έχει σχεδιαστεί αντισεισμικώς με τη λογική του δείκτη συμπεριφοράς
  - Την τυχόν ύπαρξη ουσιωδών βλαβών (και φθορών), κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία. Ουσιώδεις βλάβες (και φθορές) θεωρούνται αυτές που έχουν οδηγήσει σε απομείωση φέρουσας ικανότητας μεγαλύτερη του 25%.
  - Την κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά κατ' όροφο υπεραντοχών (καθ' ύψος του δομήματος) και τον βαθμό αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου (π.χ. η πιλοτή θεωρείται, και εν γένει είναι, «μαλακός» ή «ασθενής» όροφος).
  - Το πλήθος των δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανισθούν πλαστικές αρθρώσεις, και το οποίο εξαρτάται από την υπερστατικότητα και την κανονικότητα του δομήματος
  - Την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και το βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους
  - Τους τρόπους αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί)
  - Τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές του κάθε δομικού στοιχείου
  - Τους διαθέσιμους επικουρικούς και βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κ.λπ.

Όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία επιτρέπεται να εφαρμοσθούν ως μέγιστες οι τιμές του πίνακα που ακολουθεί, αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων (στο σύνολο του κτιρίου).



Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	ΌΧΙ	ΝΑΙ	ΌΧΙ	ΝΑΙ
1995<....	3	2,3	2,3	1,7
1985<....<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
....<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Πίνακας 3.1 Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q'$  για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές βλάβες») (1)Περί του λόγου και της επιρροής των τοιχοπληρώσεων

(2)Για κτίρια αυτής της περιόδου, οι τιμές του Πίνακα ισχύουν με την προϋπόθεση πως ο έλεγχος αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων γίνεται σύμφωνα με την §9.3.3 (ικανοποίηση της συνθήκης  $\Sigma MRc \geq 1,3 \Sigma MRb$ )

Για δομήματα στρεπτικώς ευαίσθητα, ή για τα οποία τα τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους (ανεστραμμένα εκκρεμή), οι τιμές του Πίνακα πολλαπλασιάζονται με 2/3 αλλά είναι πάντοτε μεγαλύτερες του 1.0.

Αξίζει να σημειωθεί, βέβαια, πως οι παράγοντες που διαμορφώνουν τον  $q$ , όπως παρουσιάστηκαν παραπάνω ισχύουν τόσο για νέα όσο και για υφιστάμενα δομήματα, υπό αποτίμηση ή ανασχεδιασμό.

- Τα διαφράγματα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.4.2.) θα ελέγχονται για τη συνδυασμένη δράση των δυνάμεων που προκύπτουν από τη δυναμική ανάλυση, καθώς και εκείνων που δημιουργούνται λόγω ασυνεχειών της δυσκαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων πάνω και κάτω από το διάφραγμα. Οι δυνάμεις από τη δυναμική ανάλυση δεν επιτρέπεται να λαμβάνονται μικρότερες από το 85% εκείνων που προκύπτουν με βάση τις διατάξεις του ΕΚ 8-1. Οι δυνάμεις λόγω ασυνεχειών στη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων θα λαμβάνονται ίσες με τις ελαστικές δυνάμεις χωρίς μείωση, εκτός αν ακριβέστερη ανάλυση δικαιολογεί χρήση μειωμένων τιμών.
- Στην ελαστική ανάλυση, (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.4.7) όταν ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας  $\theta$ , ο οποίος ορίζεται στη §4.4.2.2 του EC8-1) προκύπτει μικρότερος του 0.1, οι επιρροές 2ας τάξεως μπορεί να αγνοηθούν. Όταν ο δείκτης  $\theta$  κυμαίνεται μεταξύ 0.1 και 0.2, οι σεισμικές δυνάμεις και μετακινήσεις στον όροφο  $i$  θα επαυξάνονται με τον συντελεστή  $1/(1-\theta_i)$ . Όταν ο δείκτης  $\theta$  υπερβαίνει την τιμή 0.2, το κτίριο θα θεωρείται οιονεί ασταθές, οπότε θα απαιτείται κατάλληλη ενισχύση του, ώστε να μειωθούν οι πλευρικές του μετακινήσεις προκειμένου ο δείκτης  $\theta$  να προκύπτει εντός των ανωτέρων ορίων.
- Στην περίπτωση εφαρμογής ελαστικών μεθόδων, (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.4.1.4) με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , οπότε γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου 1 (μη ρηγματωμένα στοιχεία). Όταν δε διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δυσκαμψίας κατά τον Πίνακα που ακολουθεί.

A/α	δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποσύλωμα εσωτερικό	0,8*(E <sub>c</sub> I <sub>g</sub> )
1.2	Υποσύλωμα περιμετρικό	0,6*(E <sub>c</sub> I <sub>g</sub> )
2.1	Τοίχωμα-μη ρηγματωμένο	0,7*(E <sub>c</sub> I <sub>g</sub> )
2.2	Τοίχωμα ρηγματωμένο (1)	0,5*(E <sub>c</sub> I <sub>g</sub> )
3.	Δοκός(2)	0,4*(E <sub>c</sub> I <sub>g</sub> )

Πίνακας 3.2 Τιμές δυσκαμψίας

(1) Ή επισκευασμένο, με απλές μεθόδους

(2) Για τις πλακοδοκούς Γ ή Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη  $I_g = (1.5 \text{ ή } 2)I_w$  αντιστοίχως, όπου  $I_w$  είναι η ροπή αδρανείας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνο

### 3.1.1.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η χρήση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης για την αποτίμηση, ή και τον ανασχεδιασμό, κατασκευών δεν είναι πάντοτε εφικτή και κατ' επέκταση εφαρμόσιμη για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β και Γ. Προς το σκοπό ετούτο, οι αυτές τις στάθμες, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. θέτει ορισμένα κριτήρια, η ικανοποίηση των οποίων, μας δίνει την δυνατότητα να αποτιμήσουμε το κτίριο με τη μέθοδο αυτή. Τα κριτήρια αυτά σχετίζονται με τη μορφολογική κανονικότητα του κτιρίου (καθώς τα μορφολογικά χαρακτηριστικά του κτιρίου επηρεάζουν τη συμπεριφορά του υπό σεισμικές δράσεις) αλλά και με την αντίστασή του σε σεισμό. Μία εικόνα της αντίστασης σε σεισμό μας τη δίνει ο δείκτης ανεπάρκειας "λ", ο οποίος δεν είναι άλλος από το λόγο του εντατικού μεγέθους (ροπής) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (όπου η σεισμική δύναμη λαμβάνεται χωρίς μείωση ( $q=1$ )) προς την αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του κτιρίου υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες αντοχές των υλικών. Όπως γίνεται σαφές ο δείκτης ανεπάρκειας υπολογίζεται για κάθε στοιχείο μέσω μίας προκαταρκτικής ελαστικής ανάλυσης του κτιρίου και προσδιορίζει το μέγεθος και την κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα στοιχεία (στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων).

Συγκεκριμένα ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. με αναφορά στην §5.6.1 δίνει τις ακόλουθες προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής δυναμικής μεθόδου:

- Για τις ελαστικές μεθόδους δεν τίθενται προϋποθέσεις εφαρμογής σχετιζόμενες με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.
- Το πεδίο εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου ορίζεται από τη συνθήκη πως για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει  $\lambda \leq 2,5$  ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει  $\lambda > 2,5$  και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

Σημειώνεται: το κτίριο θεωρείται ως μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι αναφερόμενες στον ΕΚ8-1 συνθήκες. Ειδικότερα για τα υφιστάμενα κτίρια μπορούν εναλλακτικά να ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες:

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.
- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή
- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας υπερβαίνει του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκειμένου ή υπερκειμένου) ορόφου, όπου:

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{si}}{\sum_1^n V_{si}}$$

Στη σχέση αυτή, είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο  $i$  του ορόφου, είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για  $q=1$ ), και  $n$  είναι ο αριθμός των κύριων στοιχείων (δηλ. πρωτεύοντων στοιχείων) του ορόφου "k".

Κρίσιμος λόγος  $\lambda$  για έναν όροφο είναι ο μεγαλύτερος λόγος  $\lambda$  για ένα επιμέρους στοιχείο στον όροφο.

Ο όροφος  $k$  του οποίου ο λόγος  $\bar{\lambda}_k > 1.5 \bar{\lambda}_{k-1}$  ή  $\bar{\lambda}_k > 1.5 \bar{\lambda}_{k+1}$  ονομάζεται καμπτοδιατμητικός ασθενής όροφος. Η συνθήκη αυτή δεν είναι απαραίτητο να ελέγχεται όταν  $\bar{\lambda}_k \leq 1.0$ .

- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μια δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, το πηλίκο του λόγου  $\lambda$  στοιχείου που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά (του ορόφου) υπερβαίνει το 1.5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαράμορφο εντός του επιπέδου του.

Ένας τέτοιος όροφος ονομάζεται στρεπτικώς ασθενής όροφος.

- c) Στη περίπτωση μη ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος  $\gamma_{sd}$  που προβλέπονται στην §4.5.1 αυξάνονται κατά 0,15.

Σύμφωνα με την §4.5.1(KAN.ΕΠΕ.), όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα (ή μόνον από αυτό) και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι (έτσι ώστε να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων), οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας,  $\gamma_{sd}$ , που θα χρησιμοποιούνται εξαρτώνται από τη σοβαρότητα (την ένταση) και την έκταση των βλαβών ή / και των επεμβάσεων (ανεξαρτήτως μεθόδου ανάλυσης). Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές  $\gamma_{sd}$  κατά τον πίνακα που ακολουθεί:

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή/και επεμβάσεις	Ελαφριές και τοπικές βλάβες ή/και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd}=1,20$	$\gamma_{sd}=1,10$	$\gamma_{sd}=1,00$

Πίνακας 3.2 Τιμές του συντελεστή  $\gamma_{sd}$

### 3.1.2. Εφαρμογή της μεθόδου $q$ χωρίς συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων

#### 3.1.2.1 Έλεγχος κριτηρίων εφαρμογής

Σύμφωνα λοιπόν με όσα αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., εφόσον η απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας για την εν λόγω κατασκευή είναι Β, θα πρέπει να γίνει μία προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου (με  $q=1$ ) βάσης της οποίας θα προσδιοριστούν οι δείκτες ανεπάρκειας των μελών και μέσω αυτών θα ελεγχθούν τα παραπάνω κριτήρια για σεισμική αντίσταση των μελών και κανονικότητας του κτιρίου (εφόσον χρειάζεται), η οποία όπως αναφέρθηκε παραπάνω προσδιορίζεται με τη χρήση των δεικτών ανεπάρκειας  $\lambda$ .

Προς το σκοπό ετούτο γίνεται μία ανάλυση για το σενάριο «προέλεγχος» στο ScadaPro15, με ακέραιες τις σεισμικές δυνάμεις ( $q=1$ ) και το δοθέν φάσμα σχεδιασμού μέσω της οποίας υπολογίζονται τα σεισμικά φορτία και οι ροπές αντοχής (από υφιστάμενους οπλισμούς με μέσες τιμές αντοχών) και προσδιορίζονται οι συντελεστές ανεπάρκειας για τα πρωτεύοντα στοιχεία.

Τύπος Φάσματος	Οριζόντιο	Κατακόρ.
Τύπος 1	S,avg 1.2	0.9
Εδαφος	TB(S) 0.15	0.05
B	TC(S) 0.5	0.15
	TD(S) 2	1

Σχήμα 3.1

Σχήμα 3.2

Ο συντελεστής  $\gamma_{sd}$  λαμβάνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1.  $\gamma_{sd}=1.00$  καθώς το κτίριο δεν έχει καθόλου βλάβες και επεμβάσεις. Τη δοσμένη τιμή  $\gamma_{sd}=0$  που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.2 τα πρόγραμμα την αντιλαμβάνεται ως μονάδα.

Κατόπιν αυτού ελέγχονται οι προϋποθέσεις και προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		$\lambda \leq 2.5$		$\lambda > 2.5$		$\lambda \leq 2.5$		$\lambda > 2.5$		$\lambda \leq 2.5$		$\lambda > 2.5$	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	0	0%	15	50%	1	5%	10	45%	1	2%	25	48%
2	6.400	1	3%	14	47%	0	0%	11	50%	1	2%	25	48%
Σύνολο		1	3%	<b>29</b>	97%	1	5%	<b>21</b>	95%	2	4%	<b>50</b>	96%

Πίνακας 3.3 Αποτελέσματα ελέγχου για τον δείκτη επάρκειας  $\lambda$  των μελών

Για όλα τα στοιχεία πρέπει  $\lambda \leq 2.5$  αλλά ακόμα κι αν  $\lambda > 2.5$  το κτίριο πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό. Όπως φαίνεται κ από τον Πίνακα ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, ενώ από τον παρακάτω Πίνακα προκύπτει και ότι το κτίριο δεν είναι μορφολογικά κανονικό καθώς οι λόγοι του μέσου δείκτη ανεπάρκειας  $\lambda_k$  ορόφου ανά κατεύθυνση δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5, πράγμα που συμβαίνει και στις δύο διευθύνσεις.

α/α	Συν/κο	$\lambda_{xki}$	$ \lambda_{x, ki} /  \lambda_{x, ki}  $		$\lambda_{zki}$	$ \lambda_{z, ki} /  \lambda_{z, ki}  $	
			$ \lambda_{x, ki+1}$	$ \lambda_{x, ki-1}$		$ \lambda_{z, ki+1}$	$ \lambda_{z, ki-1}$
1	3.200	5.99	1.03		6.83	1.67	
2	6.400	5.80		1.03	4.08		1.67

Πίνακας 3.4 Αποτελέσματα ελέγχου για τη μορφολογική κανονικότητα του κτιρίου

Εν συνεχεία, παρουσιάζονται αναλυτικοί Πίνακες με όλα τα στοιχεία της κατασκευής και τους αντίστοιχους δείκτες επάρκειας  $\lambda$ .

Μέλος	Κόμβ.	Mz	RMz	$\lambda$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
23	12	-556.58	-88.70	6.27	Οχι
	18	-539.34	-88.70	6.08	Οχι
24	18	-274.55	-88.70	3.10	Οχι
	17	-720.20	-88.70	8.12	Οχι
25	17	-756.58	-88.70	8.53	Οχι
	19	-737.16	-88.70	8.31	Οχι
26	19	-682.61	-88.70	7.70	Οχι
	16	-676.88	-88.70	7.63	Οχι
27	16	-229.44	-88.70	2.59	Οχι
	15	-724.70	-88.70	8.17	Οχι
28	12	-936.77	-88.70	10.56	Οχι
	20	-846.26	-88.70	9.54	Οχι
29	20	-808.73	-88.70	9.12	Οχι
	13	-898.56	-88.70	10.13	Οχι
30	13	-808.01	-88.70	9.11	Οχι
	21	-634.17	-88.70	7.15	Οχι
31	21	-903.90	-88.70	10.19	Οχι
	14	-976.30	-88.70	11.01	Οχι
32	18	-720.93	-145.60	4.95	Οχι
	22	-1469.04	-145.60	10.09	Οχι
33	16	-837.62	-145.60	5.75	Οχι
	22	-2172.07	-145.60	14.92	Οχι
34	21	-1115.63	-145.60	7.66	Οχι
	34	-779.36	-145.60	5.35	Οχι

<b>35</b>	14	-674.80	-88.70	<b>7.61</b>	<b>Οχι</b>		
	15	-677.80	-88.70	<b>7.64</b>	<b>Οχι</b>		
<b>36</b>	20	-767.12	-145.60	<b>5.27</b>	<b>Οχι</b>		
	34	-51.13	-145.60	0.35	Ναι		
<b>37</b>	34	-777.57	-145.60	<b>5.34</b>	<b>Οχι</b>		
	22	-1020.34	-145.60	<b>7.01</b>	<b>Οχι</b>		
<b>38</b>	23	-256.29	-88.70	2.89	<b>Οχι</b>		
	29	-242.38	-88.70	2.73	<b>Οχι</b>		
<b>39</b>	29	-128.57	-88.70	1.45	Ναι		
	28	-327.54	-88.70	3.69	<b>Οχι</b>		
<b>40</b>	28	-355.18	-88.70	<b>4.00</b>	<b>Οχι</b>		
	30	-342.11	-88.70	3.86	<b>Οχι</b>		
<b>41</b>	30	-311.79	-88.70	3.52	<b>Οχι</b>		
	27	-306.41	-88.70	3.45	<b>Οχι</b>		
<b>42</b>	27	-103.96	-88.70	1.17	Ναι		
	26	-341.24	-88.70	3.85	<b>Οχι</b>		
<b>43</b>	23	-421.12	-88.70	<b>4.75</b>	<b>Οχι</b>		
	31	-342.04	-88.70	3.86	<b>Οχι</b>		
<b>44</b>	31	-328.51	-88.70	3.70	<b>Οχι</b>		
	24	-401.11	-88.70	<b>4.52</b>	<b>Οχι</b>		
<b>45</b>	24	-371.02	-88.70	<b>4.18</b>	<b>Οχι</b>		
	32	573.47	246.90	2.32	Ναι		
<b>46</b>	32	596.55	250.70	2.38	Ναι		
	25	-452.00	-88.70	<b>5.10</b>	<b>Οχι</b>		
<b>47</b>	29	-358.30	-145.60	2.46	Ναι		
	33	-669.56	-145.60	<b>4.60</b>	<b>Οχι</b>		
<b>48</b>	27	-374.41	-145.60	2.57	<b>Οχι</b>		
	33	-1068.09	-145.60	<b>7.34</b>	<b>Οχι</b>		
<b>49</b>	32	-507.73	-145.60	3.49	<b>Οχι</b>		
	35	-402.51	-145.60	2.76	<b>Οχι</b>		
<b>50</b>	25	-299.40	-88.70	3.38	<b>Οχι</b>		
	26	-300.22	-88.70	3.38	<b>Οχι</b>		
	51	31	-358.55	-145.60	2.46	Ναι	
	35	-21.82	-145.60	0.15	Ναι		
<b>52</b>	35	-401.97	-145.60	2.76	<b>Οχι</b>		
	33	-453.62	-145.60	3.12	<b>Οχι</b>		

Πίνακας 3.5 δείκτες ανεπάρκειας λ για όλες τις δοκούς (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική γγ=1.35Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις γsd=1.00)

Μέλος	Κόμβ.	M <sub>y</sub>	RM <sub>y</sub>	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	M <sub>z</sub>	RM <sub>z</sub>	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	-727.87	-230.54	3.16	<b>Οχι</b>	500.33	189.23	2.64	<b>Οχι</b>
	12	626.73	220.82	2.84	<b>Οχι</b>	-367.14	-156.75	2.34	Ναι
<b>2</b>	2	-629.46	-14.98	<b>42.01</b>	<b>Οχι</b>	47.98	1.14	<b>42.01</b>	<b>Οχι</b>
	13	521.42	15.01	<b>34.74</b>	<b>Οχι</b>	-6.88	-0.20	<b>34.74</b>	<b>Οχι</b>
<b>3</b>	3	596.14	120.05	<b>4.97</b>	<b>Οχι</b>	-744.58	-142.75	<b>5.22</b>	<b>Οχι</b>
	14	-508.94	-103.20	<b>4.93</b>	<b>Οχι</b>	617.35	126.70	<b>4.87</b>	<b>Οχι</b>
<b>4</b>	4	-595.13	-177.55	3.35	<b>Οχι</b>	559.62	222.45	2.52	<b>Οχι</b>
	15	506.50	160.40	3.16	<b>Οχι</b>	-472.25	-201.03	2.35	Ναι
<b>5</b>	5	560.72	95.76	<b>5.86</b>	<b>Οχι</b>	-654.96	-175.30	3.74	<b>Οχι</b>
	16	-464.62	-78.09	<b>5.95</b>	<b>Οχι</b>	676.08	170.73	3.96	<b>Οχι</b>
<b>6</b>	6	-549.31	-222.72	2.47	Ναι	549.88	261.47	2.10	Ναι
	17	481.23	241.20	2.00	Ναι	-475.69	-262.21	1.81	Ναι
7	7	626.48	149.86	<b>4.18</b>	<b>Οχι</b>	-491.68	-223.37	2.20	Ναι
	18	-635.48	-135.69	<b>4.68</b>	<b>Οχι</b>	361.78	203.86	1.77	Ναι
<b>8</b>	8	-559.61	-170.94	3.27	<b>Οχι</b>	551.90	268.58	2.05	Ναι
	19	462.74	126.01	3.67	<b>Οχι</b>	-479.76	-257.88	1.86	Ναι
<b>9</b>	9	-1348.03	-418.31	3.22	<b>Οχι</b>	910.45	221.83	<b>4.10</b>	<b>Οχι</b>
	20	1167.28	392.91	2.97	<b>Οχι</b>	-565.04	-97.83	<b>5.78</b>	<b>Οχι</b>
<b>10</b>	10	973.76	378.05	2.58	<b>Οχι</b>	1415.17	383.15	3.69	<b>Οχι</b>
	21	-803.99	-374.46	2.15	Ναι	1128.70	324.79	3.48	<b>Οχι</b>
<b>11</b>	11	-2509.49	-808.72	3.10	<b>Οχι</b>	2447.33	749.95	3.26	<b>Οχι</b>
	22	1928.49	826.57	2.33	Ναι	-1632.58	-694.98	2.35	Ναι

<b>12</b>	12	-417.12	-115.16	3.62	Οχι	207.66	58.11	3.57	Οχι
	23	475.79	111.82	4.25	Οχι	-262.21	-66.59	3.94	Οχι
<b>13</b>	13	-362.03	-172.00	2.10	Ναι	303.20	54.18	5.60	Οχι
	24	423.12	178.33	2.37	Ναι	-379.36	-81.18	<b>4.67</b>	Οχι
<b>14</b>	14	364.57	33.80	<b>10.79</b>	Οχι	-410.45	-70.02	<b>5.86</b>	Οχι
	25	-424.39	-33.90	<b>12.52</b>	Οχι	475.06	70.84	<b>6.71</b>	Οχι
<b>15</b>	15	-361.56	-60.00	<b>6.03</b>	Οχι	349.69	111.36	3.14	Οχι
	26	422.12	57.40	<b>7.35</b>	Οχι	-395.65	-108.53	3.65	Οχι
<b>16</b>	16	310.08	36.45	<b>8.51</b>	Οχι	-589.41	-136.67	<b>4.31</b>	Οχι
	27	-365.40	-43.14	<b>8.47</b>	Οχι	578.17	133.19	<b>4.34</b>	Οχι
<b>17</b>	17	-336.91	-123.55	2.73	Οχι	356.36	184.08	1.94	Ναι
	28	372.71	115.76	3.22	Οχι	-392.33	-184.56	2.13	Ναι
<b>18</b>	18	529.58	99.98	5.30	Οχι	-192.63	-76.72	2.51	Οχι
	29	-525.15	-92.18	<b>5.70</b>	Οχι	246.39	100.62	2.45	Ναι
<b>19</b>	19	-307.70	-64.05	<b>4.80</b>	Οχι	363.13	166.19	2.19	Ναι
	30	363.97	64.89	<b>5.61</b>	Οχι	-399.81	-168.33	2.38	Ναι
<b>20</b>	20	-778.29	-274.93	2.83	Οχι	-436.14	-400.93	1.09	Ναι
	31	877.39	276.02	3.18	Οχι	593.02	403.42	1.47	Ναι
<b>21</b>	21	537.02	57.53	<b>9.33</b>	Οχι	-740.88	-154.91	<b>4.78</b>	Οχι
	32	-641.74	-86.12	<b>7.45</b>	Οχι	857.52	173.95	<b>4.93</b>	Οχι
<b>22</b>	22	-1119.82	-305.04	3.67	Οχι	813.91	346.76	2.35	Ναι
	33	1452.72	290.51	<b>5.00</b>	Οχι	-1207.75	-445.89	2.71	Οχι

Πίνακας 3.6 δείκτες ανεπάρκειας  $\lambda$  για όλα τα υποστυλώματα (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική  $\gamma_g=1.35$  Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις  $\gamma_{sd}=1.00$ )

Παρατηρούμε λοιπόν από τα παραπάνω αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης ότι για 29 δοκούς και 21 (από τα συνολικά 22!) υποστυλώματα ο δείκτης ανεπάρκειας είναι μεγαλύτερος του 2.5, οπότε και δεν επαρκούν ενώ παράλληλα δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια κανονικότητας του κτιρίου. Συνεπώς δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι οπότε η αποτίμηση του κτιρίου θεωρητικά δεν μπορεί να γίνει με την ελαστική δυναμική μέθοδο q. Σύμφωνα όμως με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ακόμα και όταν δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι είναι εφικτή η εφαρμογή της αποτίμηση εφόσον δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, όπως συμβαίνει και στην εν λόγω κατασκευή, όπου έχω πλήρη απουσία βλαβών. Συνεπώς η μέθοδος αποτίμησης αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί προσαυξάνοντας όμως τον συντελεστή ασφαλείας προσομοιώματος  $\gamma_{sd}$  από 1.0 σε 1.15.

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως οι δείκτες ανεπάρκειας  $\lambda$  πέραν του μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας και τους ελέγχους των παραπάνω κριτηρίων, δίνουν και μία πρώτη εικόνα της κατασκευής και ειδικότερα της αντίστασής της σε σεισμό. Συγκεκριμένα λοιπόν αν προκύπτει μεγάλο  $\lambda$  (π.χ.  $\lambda > 4$ ) για μεγάλο αριθμό στοιχείων (άνω του 1/3 του σύνολο) θα μπορούσε κανείς να πει ότι είναι προφανής η ανεπάρκεια της κατασκευής και όπως είναι φυσικό θα περίττεινε περαιτέρω αποτίμηση του κτιρίου. Με βάση τους προηγούμενους αναλυτικούς πίνακες με όλους τους δείκτες  $\lambda$  για όλα τα στοιχεία, παρατηρείται πως υπάρχουν 12 υποστυλώματα και 22 δοκοί που έχουν  $\lambda > 4$  πράγμα που μας αποτρέπει να κάνουμε την αποτίμηση του κτιρίου καθώς αυτά αποτελούν τα 34 από τα 52 συνολικά στοιχεία της κατασκευής δηλαδή το 65.4% του συνόλου που είναι πολύ μεγαλύτερο από το 1/3=33.3%. Τέλος παρατηρείται πως δεν υπάρχουν στοιχεία (παρά μόνο 2-3 στοιχεία σε μία από τις 2 του διευθύνσεις) με πολύ μικρό  $\lambda$ , και συγκεκριμένα με  $\lambda < 1$ , πράγμα που μας προμηνύει για μια αρκετά κακή συμπεριφορά έναντι των σεισμικών δράσεων.

### 3.1.2.2 Ανάλυση

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως θα εφαρμοστεί η ελαστική δυναμική μέθοδος καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q για την αποτίμηση του κτιρίου με μία μικρή διόρθωση ώστε να ληφθεί υπόψη η μη κανονικότητα του κτιρίου αλλά και η έλλειψη επάρκειας ορισμένων στοιχείων της κατασκευής. Η διόρθωση αυτή αφορά τον συντελεστή ασφαλείας προσομοιώματος που αυξάνεται κατά 15% με

αποτέλεσμα να πάρει την τιμή  $\gamma_{sd}=1.15$  από την προηγούμενη τιμή του που ήταν  $\gamma_{sd}=1.00$  (κτίριο χωρίς βλάβες και επεμβάσεις).

Για να κάνουμε την ανάλυση στο Scada pro 15 δημιουργούμε ένα σενάριο ελαστικής δυναμικής ανάλυσης και ορίζουμε τις κατάλληλες παραμέτρους όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα:

Παράμετροι Ελαστικής

Υπολογισμός σταθερής τιμής μήκους διάτμησης LS

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων:

Εκταση Βλαβών για το υπολογισμό του  $\gamma_{Sd}$  (Σ. 4.2):

Συντελεστής επαύξησης  $\gamma_{Sd}$ :

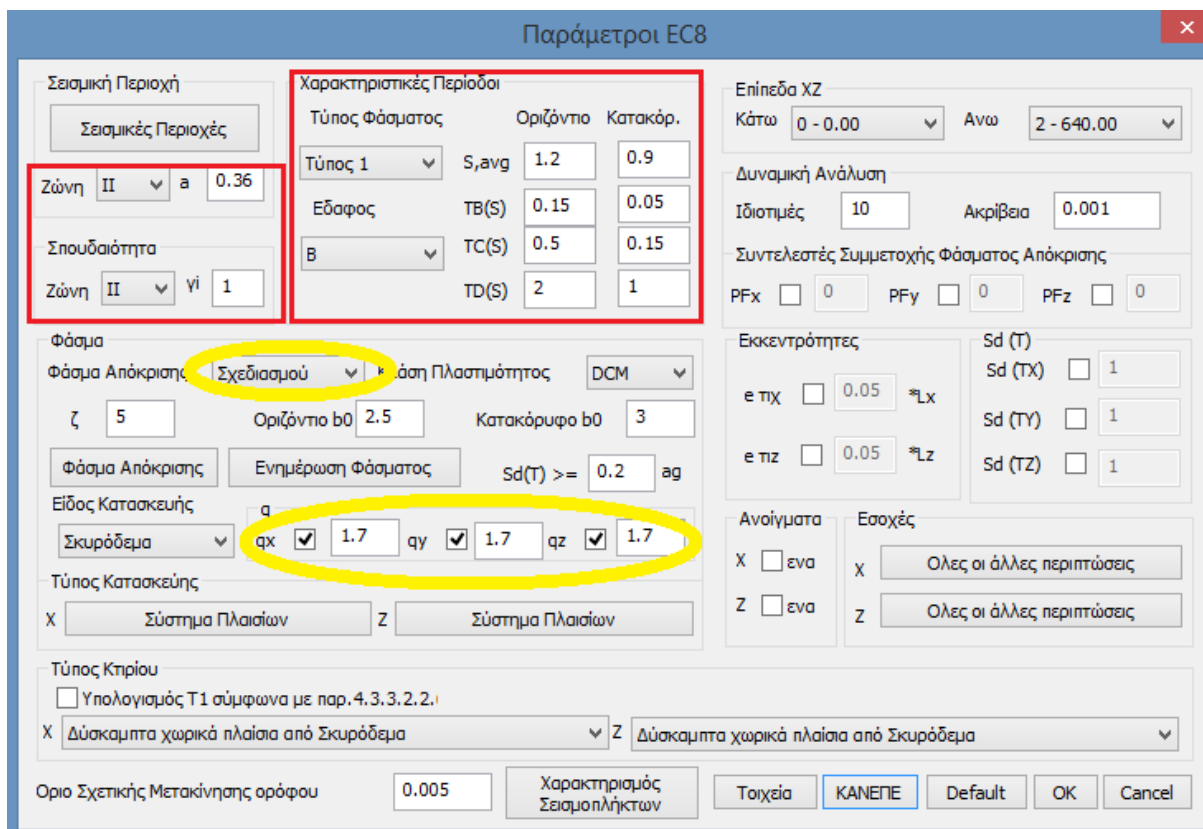
Μέθοδος Υπολογισμού - Ανάλυσης / Επιτελεστικότητα:

Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $\alpha'$

OK ΦΑΣΜΑΤΑ Cancel

Σχήμα 3.3





Σχήμα 3.4

Στο σημείο αυτό πρέπει να αναφερθεί ότι η μέθοδος  $q$  προϋποθέτει φάσμα σχεδιασμού με τροποποιημένο τον συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς  $q$  ο οποίος δίνεται από τον Πίνακα 3.1 παραπάνω σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§4.6.2). Η εν λόγω κατασκευή είναι κτισμένη πριν το 1985 (1875), δεν έχει ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία ενώ ισχύει η υπόθεση ευμενής παρουσίας τοιχοπληρώσεων. Ως εκ τούτου από τον Πίνακα 3.1 η τιμή του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς είναι 1,7 το οποίο, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.4, λαμβάνεται υπόψη στις παραμέτρους (στο Scada pro 15) για την ανάλυση της μεθόδου.

Εν συνεχεία πραγματοποιείται η ανάλυση από την οποία λαμβάνουμε τα αποτελέσματα που ακολουθούν.

Στον παρακάτω Πίνακα αναφέρονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από τον έλεγχο επάρκειας των δεικτών  $\lambda$  για όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Παρατηρείται από τον Πίνακα ότι 19 δοκοί και 6 υποστυλώματα δεν επαρκούν σύμφωνα με τον δείκτη  $\lambda$ , εφόσον πρέπει να ισχύει  $\lambda \leq 1.0$  κι αν  $\lambda > 1.0$  το κτίριο πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό. Κατά συνέπεια ο έλεγχος δεν ικανοποιείται οπότε και είναι προφανές ότι το κτίριο δεν αντέχει τη φόρτιση που του επιβάλλεται.

α/α	Συν/κο	Δοκοί		Υποστυλώματα		Σύνολο	
		$\lambda \leq 1.0$	$\lambda > 1.0$	$\lambda \leq 1.0$	$\lambda > 1.0$	$\lambda \leq 1.0$	$\lambda > 1.0$
0	0.000	0 0%	0 0%	0 0%	0 0%	0 0%	0 0%
1	3.200	0 0%	15 50%	0 0%	11 50%	0 0%	26 50%
2	6.400	0 0%	15 50%	0 0%	11 50%	0 0%	26 50%
Σύνολο		0 0%	30 100%	0 0%	22 100%	0 0%	52 100%

Πίνακας 3.7. Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας  $\lambda$  δομικών στοιχείων

Ακολούθως παρουσιάζεται και ο αναλυτικός Πίνακας με όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα αλλά και τους δείκτες  $\lambda$  για κάθε ένα από αυτά.

Μέλος	Κόμβ.	Mz	RMz	$\lambda$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
23	12	-297.96	-88.70	3.36	Οχι
	18	-279.09	-88.70	3.15	Οχι
24	18	-161.55	-88.70	1.82	Οχι
	17	-422.11	-88.70	4.76	Οχι
25	17	-447.36	-88.70	5.04	Οχι
	19	-425.12	-88.70	4.79	Οχι
26	19	-389.12	-88.70	4.39	Οχι
	16	-384.63	-88.70	4.34	Οχι
27	16	-130.62	-88.70	1.47	Οχι
	15	-418.48	-88.70	4.72	Οχι
28	12	-540.30	-88.70	6.09	Οχι
	20	-455.51	-88.70	5.14	Οχι
29	20	-435.28	-88.70	4.91	Οχι
	13	-511.17	-88.70	5.76	Οχι
30	13	-431.73	-88.70	4.87	Οχι
	21	-272.31	-88.70	3.07	Οχι
31	21	-473.95	-88.70	5.34	Οχι
	14	-554.18	-88.70	6.25	Οχι
32	18	-424.11	-145.60	2.91	Οχι
	22	-815.82	-145.60	5.60	Οχι
33	16	-477.62	-145.60	3.28	Οχι
	22	-1286.58	-145.60	8.84	Οχι
34	21	-613.40	-145.60	4.21	Οχι
	34	-469.56	-145.60	3.23	Οχι
35	14	-359.45	-88.70	4.05	Οχι
	15	-361.00	-88.70	4.07	Οχι
36	20	-363.50	-145.60	2.50	Οχι
	34	-24.87	-145.60	0.17	Ναι
37	34	-468.70	-145.60	3.22	Οχι
	22	-513.89	-145.60	3.53	Οχι
38	23	-130.05	-88.70	1.47	Οχι
	29	235.84	170.70	1.38	Οχι
39	29	-78.62	-88.70	0.89	Ναι
	28	-191.79	-88.70	2.16	Οχι
40	28	-210.36	-88.70	2.37	Οχι
	30	-195.38	-88.70	2.20	Οχι
41	30	-175.06	-88.70	1.97	Οχι
	27	-170.13	-88.70	1.92	Οχι
42	27	76.36	117.10	0.65	Ναι
	26	-194.68	-88.70	2.19	Οχι
43	23	-241.66	-88.70	2.72	Οχι
	31	-161.61	-88.70	1.82	Οχι
44	31	-155.22	-88.70	1.75	Οχι
	24	-224.96	-88.70	2.54	Οχι
45	24	-191.00	-88.70	2.15	Οχι
	32	428.27	246.90	1.73	Οχι
46	32	411.97	250.70	1.64	Οχι
	25	-253.31	-88.70	2.86	Οχι
47	29	-213.49	-145.60	1.47	Οχι
	33	548.21	230.70	2.38	Οχι
48	27	-208.62	-145.60	1.43	Οχι
	33	-636.39	-145.60	4.37	Οχι
49	32	-270.32	-145.60	1.86	Οχι
	35	-245.60	-145.60	1.69	Οχι
50	25	-151.28	-88.70	1.71	Οχι
	26	-151.29	-88.70	1.71	Οχι
51	31	-156.58	-145.60	1.08	Οχι
	35	28.34	364.10	0.08	Ναι

52	35	-245.45	-145.60	1.69	Οχι
33	491.67	311.20	1.58	Οχι	

Πίνακας 3.8 δείκτες ανεπάρκειας λ για όλες τις δοκούς (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική  $\gamma_g=1.35$  Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις  $\gamma_{sd}=1.00$ )

Μέλος	Κόμβ.	M <sub>y</sub>	RM <sub>y</sub>	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	M <sub>z</sub>	RM <sub>z</sub>	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	-430.37	-230.54	1.87	Οχι	289.72	189.23	1.53	Οχι
	12	374.19	220.82	1.69	Οχι	-203.66	-156.75	1.30	Οχι
2	2	430.70	42.77	10.07	Οχι	170.84	16.97	10.07	Οχι
	13	179.50	21.72	8.26	Οχι	379.86	45.96	8.26	Οχι
3	3	358.49	120.05	2.99	Οχι	-432.02	-142.75	3.03	Οχι
	14	-315.34	-103.20	3.06	Οχι	354.99	126.70	2.80	Οχι
4	4	-358.12	-177.55	2.02	Οχι	331.83	222.45	1.49	Οχι
	15	314.14	160.40	1.96	Οχι	-279.77	-201.03	1.39	Οχι
5	5	332.20	95.76	3.47	Οχι	-381.35	-175.30	2.18	Οχι
	16	-278.05	-78.09	3.56	Οχι	393.14	170.73	2.30	Οχι
6	6	-323.37	-222.72	1.45	Οχι	325.13	261.47	1.24	Οχι
	17	283.99	241.20	1.18	Οχι	-280.30	-262.21	1.07	Οχι
7	7	368.68	149.86	2.46	Οχι	-280.29	-223.37	1.25	Οχι
	18	-373.84	-135.69	2.76	Οχι	-262.71	-238.58	1.10	Οχι
8	8	-331.75	-170.94	1.94	Οχι	327.62	268.58	1.22	Οχι
	19	277.55	126.01	2.20	Οχι	-285.33	-257.88	1.11	Οχι
9	9	-791.86	-418.31	1.89	Οχι	519.86	221.83	2.34	Οχι
	20	686.38	392.91	1.75	Οχι	-294.14	-97.83	3.01	Οχι
10	10	581.01	378.05	1.54	Οχι	844.14	383.15	2.20	Οχι
	21	-489.01	-374.46	1.31	Οχι	647.45	324.79	1.99	Οχι
11	11	-1484.35	-808.72	1.84	Οχι	1448.78	749.95	1.93	Οχι
	22	1152.67	826.57	1.39	Οχι	-961.99	-694.98	1.38	Οχι
12	12	-253.25	-115.16	2.20	Οχι	101.97	58.11	1.75	Οχι
	23	288.09	111.82	2.58	Οχι	-130.66	-66.59	1.96	Οχι
13	13	-200.80	-172.00	1.17	Οχι	148.29	54.18	2.74	Οχι
	24	236.18	178.33	1.32	Οχι	-190.52	-81.18	2.35	Οχι
14	14	241.02	33.80	7.13	Οχι	-227.24	-70.02	3.25	Οχι
	25	-279.02	-33.90	8.23	Οχι	265.27	70.84	3.74	Οχι
15	15	-239.56	-60.00	3.99	Οχι	210.59	111.36	1.89	Οχι
	26	278.00	57.40	4.84	Οχι	-237.85	-108.53	2.19	Οχι
16	16	190.50	36.45	5.23	Οχι	-338.18	-136.67	2.47	Οχι
	27	-224.01	-43.14	5.19	Οχι	331.57	133.19	2.49	Οχι
17	17	-199.69	-123.55	1.62	Οχι	211.80	184.08	1.15	Οχι
	28	221.22	115.76	1.91	Οχι	-232.96	-184.56	1.26	Οχι
18	18	311.92	99.98	3.12	Οχι	-85.81	-76.72	1.12	Οχι
	29	-309.48	-92.18	3.36	Οχι	-247.86	-206.79	1.20	Οχι
19	19	-189.88	-64.05	2.96	Οχι	220.00	166.19	1.32	Οχι
	30	224.10	64.89	3.45	Οχι	-241.86	-168.33	1.44	Οχι
20	20	-456.17	-274.93	1.66	Οχι	-312.81	-400.93	0.78	Ναι
	31	514.50	276.02	1.86	Οχι	407.69	403.42	1.01	Οχι
21	21	340.71	57.53	5.92	Οχι	-404.81	-154.91	2.61	Οχι
	32	-402.77	-86.12	4.68	Οχι	470.72	173.95	2.71	Οχι
22	22	-685.74	-305.04	2.25	Οχι	490.92	346.76	1.42	Οχι
	33	882.42	290.51	3.04	Οχι	-723.66	-445.89	1.62	Οχι

Πίνακας 3.9 δείκτες ανεπάρκειας λ για όλες τα υποστυλώματα (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική  $\gamma_g=1.35$  Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις  $\gamma_{sd}=1.00$ )

Από την ανάλυση προκύπτει επίσης, ύστερα από ελέγχους κριτηρίων συμπεριφοράς, ψαθυρή συμπεριφορά σε ορισμένα στοιχεία της κατασκευής και συγκεκριμένα σε 4 δοκούς (από τις 30 συνολικά) και σε 5 υποστυλώματα (από τα 22 συνολικά). Γι' αυτά τα ψαθυρά στοιχεία γίνεται έλεγχος τεμνουσών όπως φαίνεται στους Πίνακες που ακολουθούν.

Μέλος	Κόμβ.	Ved/Vrdmax	Ved/Vrd	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
24	18	1.406	1.445	OXI
	17	1.409	1.448	OXI
37	34	3.071	1.122	OXI
	22	3.128	1.143	OXI
39	29	0.703	0.723	NAI
	28	0.734	0.755	NAI
52	35	2.983	1.570	OXI
	33	3.023	1.591	OXI

Πίνακας 3.10 Έλεγχος τεμνουσών για τις ψαθυρές δοκούς

Μέλος	Κόμβ.	Vedy/Vrdmaxy	Vedz/Vrdmaxz	Vedy/Vrdy	Vedz/Vrdz	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	0.796	1.131	1.636	2.324	OXI
	12	0.796	1.131	1.636	2.324	OXI
2	2	1.158	1.126	0.794	0.771	OXI
	13	1.158	1.126	0.794	0.771	OXI
4	4	0.859	0.945	1.767	1.942	OXI
	15	0.859	0.945	1.767	1.942	OXI
5	5	1.140	0.858	2.343	1.763	OXI
	16	1.140	0.858	2.343	1.763	OXI
10	10	1.593	1.090	3.822	2.615	OXI
	21	1.593	1.090	3.822	2.615	OXI

Πίνακας 3.11 Έλεγχος τεμνουσών για τα ψαθυρά υποστρώματα

### 3.1.3. Εφαρμογή της μεθόδου q με συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων

Η διαδικασία που ακολουθεί είναι εντελώς ανάλογη αυτής που αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο με την μόνη διαφορά ότι εφαρμόζεται σε ένα μοντέλο στο οποίο έχουν συνυπολογιστεί οι τοιχοπληρώσεις. Ο τρόπος με τον οποίο έχουν προσομοιωθεί οι τοιχοπληρώσεις έχει ήδη αναφερθεί στη περιγραφή της προσομοίωσης της κατασκευής.

#### 3.1.3.1 Έλεγχος κριτηρίων εφαρμογής

Ανάλογα με την προηγούμενη παράγραφο θα πρέπει να ελέγχει αν είναι εφικτό να γίνει αποτίμηση της κατασκευής με τη ελαστική δυναμική μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς, εφόσον η απαιτούμενη στάθμη επιτελεσματικότητας για την εν λόγω κατασκευή είναι Β. Υπενθυμίζεται, λοιπόν, ότι θα πρέπει να γίνει μία προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου (με  $q=1$ ) βάσης της οποίας θα προσδιοριστούν οι δείκτες ανεπάρκειας των μελών και μέσω αυτών θα ελεγχθούν τα κριτήρια για σεισμική αντίσταση των μελών. Η διαδικασία που ακολουθείται στο ScadaPro15 είναι ακριβώς η ίδια οπότε και παρουσιάζονται απευθείας τα αποτελέσματα.

Στάθμης	Υψός (M)	$\lambda \leq 2.5$	$\lambda > 2.5$	$\lambda \leq 2.5$	$\lambda > 2.5$	$\lambda \leq 2.5$	$\lambda > 2.5$	$\lambda \leq 2.5$	$\lambda > 2.5$
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	2	7%	13	43%	7	32%	4	18%
2	6.400	14	47%	1	3%	6	27%	5	23%

	Σύνολο		16	53%		14	47%		13	59%		9	41%		29	56%		23	44%	
--	--------	--	----	-----	--	----	-----	--	----	-----	--	---	-----	--	----	-----	--	----	-----	--

Πίνακας 3.12 Αποτελέσματα ελέγχου για τον δείκτη επάρκειας λ των μελών

Για όλα τα στοιχεία πρέπει  $\lambda \leq 2.5$  κι αν  $\lambda > 2.5$  το κτίριο πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό. Ο έλεγχος των λ δεν ικανοποιείται.

	α/α	Συν/κο		λκκί		λx, κί /  λx, κί /		λzκί		λz, κί /  λz, κί /	
	Στάθμης	Υψός (M)				λx, κί+1 λx, κί-1				λz, κί+1 λz, κί+1	
	1	3.200		2.59		1.10		3.01		1.82	
	2	6.400		2.84		1.10		1.65		1.82	

Πίνακας 3.13 Αποτελέσματα ελέγχου για τη μορφολογική κανονικότητα του κτιρίου

Για να είναι μορφολογικά κανονικό οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 αλλά όπως φαίνεται από τον Πίνακα έλεγχος δεν ικανοποιείται. Ακολουθεί λοιπόν οι αναλυτικοί πίνακες με όλα τα μέλη της κατασκευής και τους αντίστοιχους δείκτες επάρκειας λ.

Μέλος	Κόμβ.	Mz	RMz	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
23	12	-235.79	-88.70	2.66	Οχι
	18	-224.41	-88.70	2.53	Οχι
24	18	-31.75	-88.70	0.36	Ναι
	17	-204.07	-88.70	2.30	Ναι
25	17	-266.92	-88.70	3.01	Οχι
	19	-251.44	-88.70	2.83	Οχι
26	19	-284.72	-88.70	3.21	Οχι
	16	-283.27	-88.70	3.19	Οχι
27	16	53.39	117.10	0.46	Ναι
	15	-245.58	-88.70	2.77	Οχι
28	12	-271.56	-88.70	3.06	Οχι
	20	-199.34	-88.70	2.25	Ναι
29	20	-191.73	-88.70	2.16	Ναι
	13	-262.84	-88.70	2.96	Οχι
30	13	-339.28	-88.70	3.83	Οχι
	21	591.36	246.90	2.40	Ναι
31	21	-326.27	-88.70	3.68	Οχι
	14	-410.49	-88.70	4.63	Οχι
32	18	-349.96	-145.60	2.40	Ναι
	22	-644.65	-145.60	4.43	Οχι
33	16	-426.08	-145.60	2.93	Οχι
	22	-1099.67	-145.60	7.55	Οχι
34	21	-471.21	-145.60	3.24	Οχι
	34	-369.12	-145.60	2.54	Οχι
35	14	-280.77	-88.70	3.17	Οχι
	15	-289.16	-88.70	3.26	Οχι
36	20	-295.48	-145.60	2.03	Ναι
	34	-21.06	-145.60	0.14	Ναι
37	34	-368.92	-145.60	2.53	Οχι
	22	-391.69	-145.60	2.69	Οχι
38	23	176.55	170.70	1.03	Ναι
	29	184.12	170.70	1.08	Ναι
39	29	-74.91	-88.70	0.84	Ναι
	28	-81.27	-88.70	0.92	Ναι
40	28	-109.75	-88.70	1.24	Ναι
	30	-103.20	-88.70	1.16	Ναι
41	30	-114.89	-88.70	1.30	Ναι
	27	-110.72	-88.70	1.25	Ναι
42	27	61.44	117.10	0.52	Ναι
	26	-100.93	-88.70	1.14	Ναι
43	23	-106.48	-88.70	1.20	Ναι
	31	189.31	205.10	0.92	Ναι

44	31	189.27	197.80	0.96	Ναί	
	24	-101.12	-88.70	1.14	Ναί	
45	24	-131.89	-88.70	1.49	Ναί	
	32	349.78	246.90	1.42	Ναί	
46	32	317.20	250.70	1.27	Ναί	
	25	-172.31	-88.70	1.94	Ναί	
47	29	-212.44	-145.60	1.46	Ναί	
	33	451.08	230.70	1.96	Ναί	
48	27	-212.30	-145.60	1.46	Ναί	
	33	-504.83	-145.60	3.47	Όχι	
49	32	-186.85	-145.60	1.28	Ναί	
	35	-191.61	-145.60	1.32	Ναί	
50	25	-103.12	-88.70	1.16	Ναί	
	26	-105.73	-88.70	1.19	Ναί	
51	31	326.83	364.10	0.90	Ναί	
	35	22.50	364.10	0.06	Ναί	
52	35	-191.78	-145.60	1.32	Ναί	
	33	401.37	311.20	1.29	Ναί	

Πίνακας 3.14 δείκτες ανεπάρκειας λ για όλες τις δοκούς (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική  $\gamma_g=1.35$  Έκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις  $\gamma_{sd}=1.00$ )

Μέλος	Κόμβ.	M <sub>y</sub>	RM <sub>y</sub>	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	M <sub>z</sub>	RM <sub>z</sub>	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	-282.83	-230.54	1.23	Ναί	245.98	189.23	1.30	Ναί
	12	254.33	220.82	1.15	Ναί	-175.20	-156.75	1.12	Ναί
2	2	282.17	18.29	15.42	Όχι	101.77	6.60	15.42	Όχι
	13	-220.66	-17.06	12.94	Όχι	103.11	7.97	12.94	Όχι
3	3	324.73	120.05	2.70	Όχι	-381.20	-142.75	2.67	Όχι
	14	-292.29	-103.20	2.83	Όχι	321.73	126.70	2.54	Όχι
4	4	-321.40	-177.55	1.81	Ναί	295.41	222.45	1.33	Ναί
	15	285.54	160.40	1.78	Ναί	-253.41	-201.03	1.26	Ναί
5	5	289.95	95.76	3.03	Όχι	-342.07	-175.30	1.95	Ναί
	16	-248.51	-78.09	3.18	Όχι	354.44	170.73	2.08	Ναί
6	6	-263.09	-222.72	1.18	Ναί	275.58	261.47	1.05	Ναί
	17	232.52	241.20	0.96	Ναί	-243.11	-262.21	0.93	Ναί
7	7	298.82	149.86	1.99	Ναί	-244.82	-223.37	1.10	Ναί
	18	-303.42	-135.69	2.24	Ναί	-232.91	-238.58	0.98	Ναί
8	8	-290.38	-170.94	1.70	Ναί	280.39	268.58	1.04	Ναί
	19	249.67	126.01	1.98	Ναί	-251.82	-257.88	0.98	Ναί
9	9	-519.68	-418.31	1.24	Ναί	470.39	221.83	2.12	Ναί
	20	464.99	392.91	1.18	Ναί	-277.11	-97.83	2.83	Όχι
10	10	474.80	378.05	1.26	Ναί	731.41	383.15	1.91	Ναί
	21	-405.01	-374.46	1.08	Ναί	579.08	324.79	1.78	Ναί
11	11	-1223.38	-808.72	1.51	Ναί	1292.77	749.95	1.72	Ναί
	22	975.84	826.57	1.18	Ναί	-891.38	-694.98	1.28	Ναί
12	12	-151.61	-115.16	1.32	Ναί	61.01	58.11	1.05	Ναί
	23	171.60	111.82	1.53	Ναί	-85.35	-66.59	1.28	Ναί
13	13	150.67	241.33	0.62	Ναί	90.21	54.18	1.67	Ναί
	24	-173.21	-243.64	0.71	Ναί	-128.25	-81.18	1.58	Ναί
14	14	200.49	33.80	5.93	Όχι	-180.86	-70.02	2.58	Όχι
	25	-232.55	-33.90	6.86	Όχι	210.38	70.84	2.97	Όχι
15	15	-192.20	-60.00	3.20	Όχι	153.87	111.36	1.38	Ναί
	26	226.48	57.40	3.95	Όχι	-171.05	-108.53	1.58	Ναί
16	16	148.78	36.45	4.08	Όχι	-276.42	-136.67	2.02	Ναί
	27	-175.95	-43.14	4.08	Όχι	267.80	133.19	2.01	Ναί
17	17	-133.65	-123.55	1.08	Ναί	158.29	184.08	0.86	Ναί
	28	145.10	115.76	1.25	Ναί	-169.51	-184.56	0.92	Ναί
18	18	226.47	99.98	2.27	Ναί	157.06	207.20	0.76	Ναί

	29	-222.68	-92.18	2.42	Να ι	-193.81	-206.79	0.94	Να ι
19	19	-149.61	-64.05	2.34	Να ι	168.65	166.19	1.01	Να ι
	30	176.41	64.89	2.72	Οχι	-180.61	-168.33	1.07	Να ι
20	20	-268.47	-274.93	0.98	Να ι	-252.98	-400.93	0.63	Να ι
	31	299.99	276.02	1.09	Να ι	342.14	403.42	0.85	Να ι
21	21	244.87	57.53	4.26	Οχι	-312.52	-154.91	2.02	Να ι
	32	-297.50	-86.12	3.45	Οχι	366.73	173.95	2.11	Να ι
22	22	-507.32	-305.04	1.66	Να ι	351.06	346.76	1.01	Να ι
	33	683.07	290.51	2.35	Να ι	-576.53	-445.89	1.29	Να ι

Πίνακας 3.15 δείκτες ανεπάρκειας  $\lambda$  για όλες τα υποστυλώματα (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική  $\gamma_g=1.35$ . Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις  $\gamma_{sd}=1.00$ )

Παρατηρούμε λοιπόν από τα παραπάνω αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης ότι για 14 δοκούς και 9 υποστυλώματα ο δείκτης ανεπάρκειας είναι μεγαλύτερος του 2.5, οπότε και δεν επαρκούν ενώ παράλληλα δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια κανονικότητας του κτιρίου, εφόσον προκύπτει  $\lambda > 1.5$ , οπότε το κτίριο δεν είναι μορφολογικά κανονικό. Συνεπώς δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι οπότε η αποτίμηση του κτιρίου θεωρητικά δεν μπορεί να γίνει με την ελαστική δυναμική μέθοδο  $q$ . Σύμφωνα όμως με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ακόμα και όταν δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι είναι εφικτή η εφαρμογή της αποτίμησης εφόσον δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, όπως συμβαίνει και στην εν λόγω κατασκευή, όπου έχω πλήρη απουσία βλαβών. Συνεπώς η μέθοδος αποτίμησης αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί προσauξάνοντας όμως τον συντελεστή ασφαλείας προσομοιώματος  $\gamma_{sd}$  από 1.0 σε 1.15.

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως οι δείκτες ανεπάρκειας  $\lambda$  πέραν του μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας και τους ελέγχους των παραπάνω κριτηρίων, δίνουν και μία πρώτη εικόνα της κατασκευής και ειδικότερα της αντίστασής της σε σεισμό. Συγκεκριμένα λοιπόν αν προκύπτει μεγάλο  $\lambda$  (π.χ.  $\lambda > 4$ ) για μεγάλο αριθμό στοιχείων (άνω του 1/3 του συνόλου) θα μπορούσε κανείς να πει ότι είναι προφανής η ανεπάρκεια της κατασκευής και όπως είναι φυσικό θα περίττεινε περαιτέρω αποτίμηση του κτιρίου. Με βάση τους προηγούμενους αναλυτικούς πίνακες με όλους τους δείκτες  $\lambda$  για όλα τα στοιχεία, παρατηρείται πως υπάρχουν 3 υποστυλώματα και 3 δοκοί που έχουν  $\lambda > 4$  αλλά αυτό δεν μας «απαγορεύει» την αποτίμηση του κτιρίου καθώς αυτά είναι μόνο 6 στοιχεία από τα 52 συνολικά στοιχεία της κατασκευής δηλαδή το 11.5% του συνόλου που να μικρότερο από το 1/3=33.3%. Τέλος παρατηρείται πως μπορεί να υπάρχουν στοιχεία με αρκετά μεγάλο  $\lambda$  αλλά παράλληλα υπάρχουν και στοιχεία (περίπου 10) με πολύ μικρό  $\lambda$ , και συγκεκριμένα με  $\lambda < 1$ , πράγμα που μας προμηνύει για μια αρκετά καλή συμπεριφορά στις σεισμικές δράσεις.

### 3.1.3.2 Ανάλυση

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως θα εφαρμοστεί η ελαστική δυναμική μέθοδος καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$  για την αποτίμηση του κτιρίου με μία μικρή διόρθωση ώστε να ληφθεί υπόψη η μη κανονικότητα του κτιρίου αλλά και η έλλειψη επάρκειας ορισμένων στοιχείων της κατασκευής. Η διόρθωση αυτή αφορά τον συντελεστή ασφαλείας προσομοιώματος που αυξάνεται κατά 15% με αποτέλεσμα να πάρει την τιμή  $\gamma_{sd}=1.15$  από την προηγούμενη τιμή του που ήταν  $\gamma_{sd}=1.00$  (κτίριο χωρίς βλάβες και επεμβάσεις).

Η ανάλυση στο Scada pro15 γίνεται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που έγινε και για το μοντέλο χωρίς την παρουσία τοιχοπληρώσεων. Ανάλογα με πριν λοιπόν και επειδή η εν λόγω κατασκευή είναι

κτισμένη πριν το 1985 (1875), δεν έχει ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία ενώ ισχύει η υπόθεση ευμενής παρουσίας τοιχοπληρώσεων, η τιμή του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς είναι 1,7. Με τα δεδομένα αυτά η ανάλυση που πραγματοποιείται δίνει αποτελέσματα που παρουσιάζονται στους Πίνακες που ακολουθούν.

Στον παρακάτω Πίνακα αναφέρονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από τον έλεγχο επάρκειας των δεικτών  $\lambda$  για όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Παρατηρείται από τον Πίνακα ότι 19 δοκοί και 16 υποστυλώματα δεν επαρκούν σύμφωνα με τον δείκτη  $\lambda$ , εφόσον πρέπει να ισχύει  $\lambda \leq 1.0$  (ενώ υπενθυμίζεται ότι ακόμα κι αν  $\lambda > 1.0$  το κτίριο πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό). Κατά συνέπεια ο έλεγχος δεν ικανοποιείται οπότε και είναι προφανές ότι το κτίριο δεν αντέχει τη φόρτιση που του επιβάλλεται.

α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	0	0%	15	50%	2	9%	9	41%	2	4%	24	46%
2	6.400	11	37%	4	13%	4	18%	7	32%	15	29%	11	21%
Σύνολο		11	37%	<b>19</b>	63%	6	27%	<b>16</b>	73%	17	33%	<b>35</b>	67%

Πίνακας 3.16. Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας  $\lambda$  δομικών στοιχείων

Ακολουθως παρουσιάζεται και ο αναλυτικός Πίνακας με όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα αλλά και τους δείκτες  $\lambda$  για κάθε ένα από αυτά.

Μέλος	Κόμβ.	Mz	RMz	$\lambda$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
23	12	238.06	170.70	1.39	Οχι
	18	244.40	170.70	1.43	Οχι
24	18	-18.35	-88.70	0.21	Ναι
	17	-118.84	-88.70	1.34	Οχι
25	17	-156.02	-88.70	1.76	Οχι
	19	-143.83	-88.70	1.62	Οχι
26	19	-157.37	-88.70	1.77	Οχι
	16	-155.81	-88.70	1.76	Οχι
27	16	36.73	117.10	0.31	Ναι
	15	-141.46	-88.70	1.59	Οχι
28	12	-149.99	-88.70	1.69	Οχι
	20	247.61	205.10	1.21	Οχι
29	20	244.23	197.80	1.23	Οχι
	13	-141.25	-88.70	1.59	Οχι
30	13	-161.09	-88.70	1.82	Οχι
	21	428.18	246.90	1.73	Οχι
31	21	-140.96	-88.70	1.59	Οχι
	14	-228.28	-88.70	2.57	Οχι
32	18	-205.53	-145.60	1.41	Οχι
	22	-340.39	-145.60	2.34	Οχι
33	16	-241.11	-145.60	1.66	Οχι
	22	-647.16	-145.60	4.44	Οχι
34	21	-242.64	-145.60	1.67	Οχι
	34	-225.55	-145.60	1.55	Οχι
35	14	-134.25	-88.70	1.51	Οχι
	15	-139.25	-88.70	1.57	Οχι
36	20	461.70	364.10	1.27	Οχι
	34	27.98	364.10	0.08	Ναι
37	34	-225.59	-145.60	1.55	Οχι



	22	491.11	311.20	1.58	Οχι	
38	23	121.94	170.70	0.71	Ναί	
	29	129.61	170.70	0.76	Ναί	
39	29	-45.95	-88.70	0.52	Ναί	
	28	-47.11	-88.70	0.53	Ναί	
40	28	-63.66	-88.70	0.72	Ναί	
	30	-57.99	-88.70	0.65	Ναί	
41	30	-60.84	-88.70	0.69	Ναί	
	27	95.69	141.80	0.67	Ναί	
42	27	41.14	117.10	0.35	Ναί	
	26	-56.90	-88.70	0.64	Ναί	
43	23	-57.01	-88.70	0.64	Ναί	
	31	142.49	205.10	0.69	Ναί	
44	31	142.46	197.80	0.72	Ναί	
	24	-51.23	-88.70	0.58	Ναί	
45	24	170.59	231.20	0.74	Ναί	
	32	277.22	246.90	1.12	Οχι	
46	32	238.15	250.70	0.95	Ναί	
	25	-93.56	-88.70	1.05	Οχι	
47	29	-126.71	-145.60	0.87	Ναί	
	33	299.99	230.70	1.30	Οχι	
48	27	-117.20	-145.60	0.80	Ναί	
	33	-297.92	-145.60	2.05	Οχι	
49	32	193.11	281.80	0.69	Ναί	
	35	-118.94	-145.60	0.82	Ναί	
50	25	138.39	210.60	0.66	Ναί	
	26	140.61	210.60	0.67	Ναί	
51	31	238.49	364.10	0.66	Ναί	
	35	16.83	364.10	0.05	Ναί	
52	35	-119.18	-145.60	0.82	Ναί	
	33	287.65	311.20	0.92	Ναί	

Πίνακας 3.17 δείκτες ανεπάρκειας λ για όλες τις δοκούς (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική γρ=1.35Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις γsd=1.00)

Μέλος	Κόμβ.	My	RMy	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	Mz	RMz	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	-168.55	-230.54	0.73	Ναί	140.06	189.23	0.74	Ναί
	12	154.41	220.82	0.70	Ναί	-92.50	-156.75	0.59	Ναί
2	2	98.51	21.25	4.64	Οχι	194.65	41.98	4.64	Οχι
	13	-135.56	-33.19	4.08	Οχι	77.74	19.04	4.08	Οχι
3	3	197.55	120.05	1.65	Οχι	-220.61	-142.75	1.55	Οχι
	14	-185.17	-103.20	1.79	Οχι	183.42	126.70	1.45	Οχι
4	4	-195.64	-177.55	1.10	Οχι	174.81	222.45	0.79	Ναί
	15	181.28	160.40	1.13	Οχι	-149.85	-201.03	0.75	Ναί
5	5	172.53	95.76	1.80	Οχι	-199.47	-175.30	1.14	Οχι
	16	-150.13	-78.09	1.92	Οχι	206.27	170.73	1.21	Οχι
6	6	-155.10	-222.72	0.70	Ναί	162.53	261.47	0.62	Ναί
	17	137.61	241.20	0.57	Ναί	-142.73	-262.21	0.54	Ναί
7	7	175.77	149.86	1.17	Οχι	168.58	256.66	0.66	Ναί
	18	-178.34	-135.69	1.31	Οχι	-148.66	-238.58	0.62	Ναί
8	8	-172.91	-170.94	1.01	Οχι	166.40	268.58	0.62	Ναί
	19	151.19	126.01	1.20	Οχι	-149.95	-257.88	0.58	Ναί
9	9	-305.46	-418.31	0.73	Ναί	262.12	221.83	1.18	Οχι
	20	273.79	392.91	0.70	Ναί	-130.97	-97.83	1.34	Οχι
10	10	285.84	378.05	0.76	Ναί	437.51	383.15	1.14	Οχι
	21	-251.27	-374.46	0.67	Ναί	328.66	324.79	1.01	Οχι
11	11	-726.67	-808.72	0.90	Ναί	763.55	749.95	1.02	Οχι
	22	589.03	826.57	0.71	Ναί	-524.00	-694.98	0.75	Ναί
12	12	-96.29	-115.16	0.84	Ναί	-104.45	-205.05	0.51	Ναί
	23	108.28	111.82	0.97	Ναί	129.25	204.41	0.63	Ναί
13	13	97.83	241.33	0.41	Ναί	-155.70	-225.62	0.69	Ναί
	24	-111.43	-243.64	0.46	Ναί	185.47	225.57	0.82	Ναί

<b>14</b>	14	139.77	33.80	4.14	Οχι	-97.01	-70.02	1.39	Οχι
	25	-160.71	-33.90	4.74	Οχι	114.55	70.84	1.62	Οχι
<b>15</b>	15	-134.89	-60.00	2.25	Οχι	92.47	111.36	0.83	Ναι
	26	157.12	57.40	2.74	Οχι	-102.64	-108.53	0.95	Ναι
<b>16</b>	16	94.23	36.45	2.59	Οχι	-158.57	-136.67	1.16	Οχι
	27	-110.98	-43.14	2.57	Οχι	153.53	133.19	1.15	Οχι
17	17	-80.05	-123.55	0.65	Ναι	93.25	184.08	0.51	Ναι
	28	87.09	115.76	0.75	Ναι	-99.78	-184.56	0.54	Ναι
<b>18</b>	18	133.22	99.98	1.33	Οχι	113.20	207.20	0.55	Ναι
	29	-131.10	-92.18	1.42	Οχι	-137.55	-206.79	0.67	Ναι
<b>19</b>	19	-95.18	-64.05	1.49	Οχι	102.70	166.19	0.62	Ναι
	30	111.81	64.89	1.72	Οχι	-109.88	-168.33	0.65	Ναι
20	20	-157.83	-274.93	0.57	Ναι	-197.07	-400.93	0.49	Ναι
	31	176.44	276.02	0.64	Ναι	251.43	403.42	0.62	Ναι
<b>21</b>	21	163.89	57.53	2.85	Οχι	-162.62	-154.91	1.05	Οχι
	32	-195.03	-86.12	2.26	Οχι	-304.53	-261.29	1.17	Οχι
<b>22</b>	22	-320.63	-305.04	1.05	Οχι	210.25	346.76	0.61	Ναι
	33	424.43	290.51	1.46	Οχι	-343.51	-445.89	0.77	Ναι

Πίνακας 3.18 δείκτες ανεπάρκειας λ για όλες τα υποστυλώματα (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική γ<sub>g</sub>=1.35. Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις γ<sub>sd</sub>=1.00)

Από την ανάλυση προκύπτει επίσης, ύστερα από ελέγχους κριτηρίων συμπεριφοράς, ψαθυρή συμπεριφορά σε ορισμένα στοιχεία της κατασκευής και συγκεκριμένα σε 4 δοκούς (από τις 30 συνολικά) και σε 9 υποστυλώματα (από τα 22 συνολικά). Γι' αυτά τα ψαθυρά στοιχεία γίνεται έλεγχος τεμνουσών όπως φαίνεται στους Πίνακες που ακολουθούν.

Μέλος	Κόμβ.	Ved/Vrdmax	Ved/Vrd	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
24	18	0.844	0.867	ΝΑΙ
	17	0.839	0.862	ΝΑΙ
37	34	3.020	1.104	ΟΧΙ
	22	3.073	1.123	ΟΧΙ
39	29	0.792	0.815	ΝΑΙ
	28	0.817	0.840	ΝΑΙ
52	35	2.937	1.546	ΟΧΙ
	33	2.974	1.565	ΟΧΙ

Πίνακας 3.19 Έλεγχος τεμνουσών για τις ψαθυρές δοκούς

Μέλος	Κόμβ.	Vedy/Vrdmaxy	Vedz/Vrdmaxz	Vedy/Vrdy	Vedz/Vrdz	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
<b>1</b>	1	0.429	0.454	0.882	0.933	ΝΑΙ
	12	0.429	0.454	0.882	0.933	ΝΑΙ
<b>2</b>	2	0.633	0.453	0.434	0.311	ΝΑΙ
	13	0.633	0.453	0.434	0.311	ΝΑΙ
<b>3</b>	3	0.632	0.538	1.300	1.106	ΟΧΙ
	14	0.632	0.538	1.300	1.106	ΟΧΙ
<b>4</b>	4	0.456	0.530	0.938	1.089	ΟΧΙ
	15	0.456	0.530	0.938	1.089	ΟΧΙ
<b>5</b>	5	0.597	0.453	1.228	0.932	ΟΧΙ
	16	0.597	0.453	1.228	0.932	ΟΧΙ
<b>6</b>	6	0.428	0.411	0.880	0.845	ΝΑΙ
	17	0.428	0.411	0.880	0.845	ΝΑΙ
<b>7</b>	7	0.446	0.498	0.916	1.024	ΟΧΙ
	18	0.446	0.498	0.916	1.024	ΟΧΙ
<b>8</b>	8	0.445	0.455	0.914	0.936	ΝΑΙ
	19	0.445	0.455	0.914	0.936	ΝΑΙ
<b>10</b>	10	0.840	0.547	2.015	1.313	ΟΧΙ

Πίνακας 3.20 Έλεγχος τεμνουσών για τα ψαθυρά υποστυλώματα

## **3.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΜΕ ΤΗΝ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ m**

### **3.2.1. Εισαγωγή**

#### 3.2.1.1 Βασικά χαρακτηριστικά της μεθόδου

Η μέθοδος με την οποία θα γίνει η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής, σ αυτό το εδάφιο, είναι μια ελαστική δυναμική μέθοδος όπως ακριβώς δηλαδή και η μέθοδος q με την οποία έγινε η ανάλυση στο προηγούμενο εδάφιο. Είναι λοιπόν προφανές πως οι δύο αυτές μέθοδοι έχουν πολλά κοινά χαρακτηριστικά καθώς και για τη μέθοδο m απαιτούνται οι ίδιες προκαταρκτικές αναλύσεις για να ελεγχθεί η δυνατότητα εφαρμογής της, εφόσον είναι μια στατική μέθοδος, ενώ για την ανάλυση της απαιτείται ο προσδιορισμός ακριβώς των ίδιων παραγόντων. Η μόνη διαφορά των μεθόδων είναι ότι αντί της εφαρμογής ενός καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q σε ολόκληρη την κατασκευή, εφαρμόζονται επιμέρους τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας m σε κάθε ένα στοιχείο της κατασκευής. Κατ' αναλογία λοιπόν, με τη μέθοδο q, όλα τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση θα αυξάνονται κατάλληλα ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή τη ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Τέλος, τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις θα επαυξάνονται ώστε να συνεκτιμάται η επιρροή της στρέψης, κατά τρόπο ανάλογο αυτού που παρουσιάστηκε στο προηγούμενο εδάφιο.

#### 3.2.1.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

Οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου είναι ακριβώς ίδιες με αυτές που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 3.1.1.2

### **3.2.2. Εφαρμογή της μεθόδου m χωρίς συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων**

#### 3.2.2.1 Έλεγχος κριτηρίων εφαρμογής

Ο προκαταρκτικός έλεγχος πραγματοποιείται έτσι ώστε να ελεγχθεί εάν μπορεί να εφαρμοστεί μία ελαστική μέθοδος για την υποτίμηση μίας υφιστάμενης κατασκευής. Κατά συνέπεια αφορά όλες τις ελαστικές μεθόδους κι εφόσον αυτή η μέθοδος m είναι ελαστική δυναμική, όπως και η q, δεν χρειάζεται να επαναληφθεί. Ισχύει ο έλεγχος που έγινε στην παράγραφο 3.1.2.1, βάση του οποίου η εφαρμογή μίας ελαστικής δυναμικής μεθόδου είναι εφικτή με την προσαύξηση όμως του συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_{sd}$  από 1.00 σε 1.15.

#### 3.2.2.2 Ανάλυση

Η ανάλυση στο Scada pro 15 πραγματοποιείται κατά τρόπο όμοιο με της παραγράφου 3.1.2.2. με την μόνη διαφορά ότι η ανάλυση με τη μέθοδο m προϋποθέτει ελαστικό φάσμα απόκρισης και όχι φάσμα σχεδιασμού με δείκτη συμπεριφοράς 1.7, όπως στη μέθοδο q. Με βάση λοιπόν αυτό ορίζονται οι παράμετροι στο πρόγραμμα όπως φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα:

**Παράμετροι Ελαστικής**

Υπολογισμός σταθερής τιμής μήκους διάτμησης LS

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων: **Ικανοποιητική**

Εκταση Βλαβών για το υπολογισμό του  $\gamma_{Sd}$  (Σ.4.2): **Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις**

Συντελεστής επαύξησης  $\gamma_{Sd}$ : **0.15**

Μέθοδος Υπολογισμού - Ανάλυσης / Επιτελεσματικότητα: **Γοπικός Δείκτης πλασιμότητας(m) - B (SD)**

Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $\alpha'$ :

- Εφαρμοσθείς κανονισμός πριν 1985**
- Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων**
- Δεν υπάρχουν ουσιαστικές βλάβες σε πρωτεύοντα στ**

OK ΦΑΣΜΑΤΑ Cancel

Σχήμα 3.5

**Παράμετροι EC8**

Σεισμική Περιοχή: Σεισμικές Περιοχές

Ζώνη: **II**  $a = 0.36$

Σπουδαιότητα: Ζώνη **II**  $\gamma_i = 1$

Χαρακτηριστικές Περίοδοι:

Τύπος Φάσματος	Οριζόντιο	Κατακόρ.
Τύπος 1	$S_{avg}$ 1.2	0.9
Εδαφος	TB(S) 0.15	0.05
B	TC(S) 0.5	0.15
	TD(S) 2	1

Επίπεδα XZ: Κάτω 0 - 0.00 Άνω 2 - 640.00

Δυναμική Ανάλυση: Ιδιοτιμές 10 Ακρίβεια 0.001

Συντελεστές Συμμετοχής Φάσματος Απόκρισης: PFx 0 PFy 0 PFz 0

Εκκεντρότητες:  $e_{px} = 0.05$   $e_{pz} = 0.05$

Φάσμα: **Φάσμα Απόκρισης** Ελαστικό Κλάση Πλασιμότητας DCM

$\zeta = 5$  Οριζόντιο  $b_0 = 2.5$  Κατακόρυφο  $b_0 = 3$

Φάσμα Απόκρισης: Ενημέρωση Φάσματος  $S_d(T) \geq 0.2$  ag

Είδος Κατασκευής: Σκυρόδεμα

Τύπος Κατασκευής: X Σύστημα Πλασιών Z Σύστημα Πλασιών

Τύπος Κτηρίου:  Υπολογισμός T1 σύμφωνα με παρ. 4.3.3.2.2.1

X Δύσακαμπτα χωρικά πλαίσια από Σκυρόδεμα Z Δύσακαμπτα χωρικά πλαίσια από Σκυρόδεμα

Οριο Σχετικής Μετακίνησης ορόφου: 0.005

Χαρακτηρισμός Σεισμοπληκτών: Τοιχεία **ΚΑΝΕΠΕ** Default OK Cancel

Σχήμα 3.6

Εν συνεχεία πραγματοποιείται η ανάλυση από την οποία λαμβάνουμε τα αποτελέσματα που ακολουθούν.

Στον παρακάτω Πίνακα αναφέρονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από τον έλεγχο επάρκειας των δεικτών  $\lambda$  για όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Παρατηρείται από τον Πίνακα ότι 23 δοκοί και 22(όλα δηλαδή!) υποστυλώματα δεν επαρκούν σύμφωνα με τον δείκτη  $\lambda$ , εφόσον πρέπει να ισχύει  $\lambda \leq 1.0$  (Υπενθυμίζεται ότι ακόμα κι αν  $\lambda > 1.0$  και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό δεν υπάρχει πρόβλημα επάρκειας). Κατά συνέπεια ο έλεγχος δεν ικανοποιείται οπότε και είναι προφανές ότι το κτίριο δεν αντέχει τη φόρτιση που του επιβάλλεται.

α/α	Συν/κο	Δοκοί		Υποστυλώματα				Σύνολο	
		$\lambda \leq 1.0$	$\lambda > 1.0$	$\lambda \leq 1.0$	$\lambda > 1.0$	$\lambda \leq 1.0$	$\lambda > 1.0$	$\lambda \leq 1.0$	$\lambda > 1.0$
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	0	0%	15	50%	0	0%	11	50%
2	6.400	7	23%	8	27%	0	0%	11	50%
Σύνολο		7	23%	23	77%	0	0%	22	100%

Πίνακας 3.21. Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας  $\lambda$  δομικών στοιχείων

Ακολούθως παρουσιάζεται και ο αναλυτικός Πίνακας με όλες τις δοκούς αλλά και τους δείκτες  $\lambda$  για κάθε μία από αυτές.

Μέλος	Κόμβ.	Mz	RMz	$\lambda$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
23	12	-179.63	-88.70	2.03	Οχι
	18	312.93	170.70	1.83	Οχι
24	18	-58.21	-88.70	0.66	Ναι
	17	-149.03	-88.70	1.68	Οχι
25	17	-275.18	-88.70	3.10	Οχι
	19	-254.51	-88.70	2.87	Οχι
26	19	-236.63	-88.70	2.67	Οχι
	16	-233.11	-88.70	2.63	Οχι
27	16	66.01	117.10	0.56	Ναι
	15	-163.07	-88.70	1.84	Οχι
28	12	-306.57	-88.70	3.46	Οχι
	20	-229.95	-88.70	2.59	Οχι
29	20	-225.16	-88.70	2.54	Οχι
	13	-290.72	-88.70	3.28	Οχι
30	13	-242.58	-88.70	2.73	Οχι
	21	505.58	246.90	2.05	Οχι
31	21	-187.95	-88.70	2.12	Οχι
	14	-301.64	-88.70	3.40	Οχι
32	18	-145.65	-145.60	1.00	Οχι
	22	-341.31	-145.60	2.34	Οχι
33	16	-274.91	-145.60	1.89	Οχι
	22	-774.41	-145.60	5.32	Οχι
34	21	-318.73	-145.60	2.19	Οχι
	34	-206.83	-145.60	1.42	Οχι
35	14	-192.00	-88.70	2.16	Οχι
	15	-192.80	-88.70	2.17	Οχι
36	20	504.15	364.10	1.38	Οχι
	34	31.89	364.10	0.09	Ναι
37	34	-213.17	-145.60	1.46	Οχι
	22	460.74	311.20	1.48	Οχι
38	23	155.25	170.70	0.91	Ναι
	29	170.49	170.70	1.00	Ναι
39	29	-33.08	-88.70	0.37	Ναι
	28	-67.56	-88.70	0.76	Ναι
40	28	-104.24	-88.70	1.18	Οχι
	30	-90.24	-88.70	1.02	Οχι
41	30	-104.92	-88.70	1.18	Οχι
	27	-100.78	-88.70	1.14	Οχι

42	27	36.28	117.10	0.31	Να ι	
	26	97.06	117.10	0.83	Να ι	
<b>43</b>	23	-119.19	-88.70	1.34	<b>Οχι</b>	
	31	200.08	205.10	0.98	Να ι	
<b>44</b>	31	203.55	197.80	1.03	<b>Οχι</b>	
	24	-119.00	-88.70	1.34	<b>Οχι</b>	
<b>45</b>	24	-102.73	-88.70	1.16	<b>Οχι</b>	
	32	322.16	246.90	1.30	<b>Οχι</b>	
<b>46</b>	32	230.83	250.70	0.92	Να ι	
	25	-135.47	-88.70	1.53	<b>Οχι</b>	
<b>47</b>	29	-77.96	-145.60	0.54	Να ι	
	33	306.96	230.70	1.33	<b>Οχι</b>	
<b>48</b>	27	127.42	217.40	0.59	Να ι	
	33	-293.23	-145.60	2.01	<b>Οχι</b>	
49	32	-134.74	-145.60	0.93	Να ι	
	35	-115.94	-145.60	0.80	Να ι	
50	25	-75.17	-88.70	0.85	Να ι	
	26	-74.88	-88.70	0.84	Να ι	
51	31	269.68	364.10	0.74	Να ι	
	35	20.10	364.10	0.06	Να ι	
52	35	-98.87	-145.60	0.68	Να ι	
	33	251.98	311.20	0.81	Να ι	

Πίνακας 3.22 δείκτες ανεπάρκειας λ για όλες τα υποστυλώματα (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική γg=1.35.Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις γsd=1.00)

Από την ανάλυση προκύπτει επίσης, ύστερα από ελέγχους κριτηρίων συμπεριφοράς, ψαθυρή συμπεριφορά σε ορισμένα στοιχεία της κατασκευής και συγκεκριμένα σε 4 δοκούς (από τις 30 συνολικά) και σε 15 υποστυλώματα (από τα 22 συνολικά). Γι' αυτά τα ψαθυρά στοιχεία γίνεται έλεγχος τεμνουσών όπως φαίνεται στους Πίνακες που ακολουθούν.

Μέλος	Κόμβ.	Ved/Vrdmax	Ved/Vrd	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
<b>24</b>	18	2.001	2.057	<b>ΟΧΙ</b>
	17	2.003	2.059	<b>ΟΧΙ</b>
<b>37</b>	34	3.022	1.105	<b>ΟΧΙ</b>
	22	3.075	1.124	<b>ΟΧΙ</b>
39	29	0.914	0.940	ΝΑΙ
	28	0.943	0.969	ΝΑΙ
<b>52</b>	35	2.939	1.547	<b>ΟΧΙ</b>
	33	2.976	1.566	<b>ΟΧΙ</b>

Πίνακας 3.23 Έλεγχος τεμνουσών για τις ψαθυρές δοκούς

Μέλος	Κόμβ.	Vedy/Vrdmaxy	Vedz/Vrdmaxz	Vedy/Vrdy	Vedz/Vrdz	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	1.123	1.621	2.308	3.333	ΟΧΙ
	12	1.123	1.621	2.308	3.333	ΟΧΙ
2	2	1.629	1.609	1.116	1.102	ΟΧΙ
	13	1.629	1.609	1.116	1.102	ΟΧΙ
3	3	1.700	1.330	3.495	2.734	ΟΧΙ
	14	1.700	1.330	3.495	2.734	ΟΧΙ
4	4	1.234	1.326	2.538	2.726	ΟΧΙ
	15	1.234	1.326	2.538	2.726	ΟΧΙ
5	5	1.633	1.228	3.358	2.524	ΟΧΙ
	16	1.633	1.228	3.358	2.524	ΟΧΙ
6	6	1.226	1.231	2.520	2.531	ΟΧΙ
	17	1.226	1.231	2.520	2.531	ΟΧΙ
7	7	1.143	1.508	2.349	3.100	ΟΧΙ
	18	1.143	1.508	2.349	3.100	ΟΧΙ
8	8	1.235	1.225	2.538	2.517	ΟΧΙ
	19	1.235	1.225	2.538	2.517	ΟΧΙ
9	9	1.478	2.184	3.546	5.238	ΟΧΙ

	20	1.478	2.184	3.546	5.238	OXI
10	10	2.270	1.548	5.443	3.713	OXI
	21	2.270	1.548	5.443	3.713	OXI
11	11	2.104	2.293	6.488	7.069	OXI
	22	2.104	2.293	6.488	7.069	OXI
13	13	1.137	1.065	2.338	2.190	OXI
	24	1.137	1.065	2.338	2.190	OXI
14	14	1.203	0.966	2.474	1.986	OXI
	25	1.203	0.966	2.474	1.986	OXI
20	20	0.927	1.446	1.111	1.734	OXI
	31	0.927	1.446	1.111	1.734	OXI
21	21	1.625	1.040	3.898	2.494	OXI
	32	1.625	1.040	3.898	2.494	OXI

Πίνακας 3.24 Έλεγχος τεμνουσών για τα ψαθυρά υποστυλώματα

### 3.2.3. Εφαρμογή της μεθόδου m με συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων

#### 3.2.3.1 Έλεγχος κριτηρίων εφαρμογής

Ο προκαταρκτικός έλεγχος πραγματοποιείται έτσι ώστε να ελεγχθεί εάν μπορεί να εφαρμοστεί μία ελαστική μέθοδος για την υποτίμηση μίας υφιστάμενης κατασκευής. Κατά συνέπεια αφορά όλες τις ελαστικές μεθόδους κι εφόσον αυτή η μέθοδος m είναι ελαστική δυναμική, όπως και η q, δεν χρειάζεται να επαναληφθεί. Ισχύει ο έλεγχος που έγινε στην παράγραφο 3.1.3.1, βάση του οποίου η εφαρμογή μίας ελαστικής δυναμικής μεθόδου είναι εφικτή με την προσαύξηση όμως του συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_{sd}$  από 1.00 σε 1.15.

#### 3.2.3.2 Έλεγχος κριτηρίων εφαρμογής

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως θα εφαρμοστεί η ελαστική δυναμική μέθοδος τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m για την αποτίμηση του κτιρίου με μία μικρή διόρθωση ώστε να ληφθεί υπόψη η μη κανονικότητα του κτιρίου αλλά και η έλλειψη επάρκειας ορισμένων στοιχείων της κατασκευής. Η διόρθωση αυτή αφορά τον συντελεστή ασφαλείας προσομοιώματος που αυξάνεται κατά 15% με αποτέλεσμα να πάρει την τιμή  $\gamma_{sd}=1.15$  από την προηγούμενη τιμή του που ήταν  $\gamma_{sd}=1.00$  (κτίριο χωρίς βλάβες και επεμβάσεις).

Η ανάλυση στο Scada pro15 γίνεται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που έγινε και για το μοντέλο χωρίς την παρουσία τοιχοπληρώσεων ενώ η ανάλυση που πραγματοποιείται δίνει αποτελέσματα που παρουσιάζονται στους Πίνακες που ακολουθούν.

Στον παρακάτω Πίνακα αναφέρονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα από τον έλεγχο επάρκειας των δεικτών  $\lambda$  για όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Παρατηρείται από τον Πίνακα ότι 11 δοκοί και 16 υποστυλώματα δεν επαρκούν σύμφωνα με τον δείκτη  $\lambda$ , εφόσον πρέπει να ισχύει  $\lambda \leq 1.0$  (ενώ υπενθυμίζεται ότι ακόμα κι αν  $\lambda > 1.0$  το κτίριο πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό). Κατά συνέπεια ο έλεγχος δεν ικανοποιείται οπότε και είναι προφανές ότι το κτίριο δεν αντέχει τη φόρτιση που του επιβάλλεται.

α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		Στάθμης	Υψός (M)	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	5	17%	10	33%	1	5%	10	45%	6	12%	20	38%
2	6.400	14	47%	1	3%	5	23%	6	27%	19	37%	7	13%
Σύνολο		19	63%	11	37%	6	27%	16	73%	25	48%	27	52%

Πίνακας 3.25 Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων

Ακολούθως παρουσιάζεται και ο αναλυτικός Πίνακας με όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα αλλά και τους δείκτες λ για κάθε ένα από αυτά.

Μέλος	Κόμβ.	Mz	RMz	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
23	12	183.89	170.70	1.08	Οχι
	18	191.65	170.70	1.12	Οχι
24	18	-6.61	-88.70	0.07	Ναι
	17	-40.40	-88.70	0.46	Ναι
25	17	-94.26	-88.70	1.06	Οχι
	19	-83.19	-88.70	0.94	Ναι
26	19	140.84	141.80	0.99	Ναι
	16	142.79	141.80	1.01	Οχι
27	16	23.94	117.10	0.20	Ναι
	15	-53.04	-88.70	0.60	Ναι
28	12	-75.23	-88.70	0.85	Ναι
	20	184.36	205.10	0.90	Ναι
29	20	184.49	197.80	0.93	Ναι
	13	-67.62	-88.70	0.76	Ναι
30	13	261.13	231.20	1.13	Οχι
	21	356.70	246.90	1.44	Οχι
31	21	268.62	250.70	1.07	Οχι
	14	-113.82	-88.70	1.28	Οχι
32	18	-70.59	-145.60	0.48	Ναι
	22	305.01	230.70	1.32	Οχι
33	16	-132.56	-145.60	0.91	Ναι
	22	-386.93	-145.60	2.66	Οχι
34	21	275.15	281.80	0.98	Ναι
	34	-110.30	-145.60	0.76	Ναι
35	14	208.13	210.60	0.99	Ναι
	15	210.89	210.60	1.00	Οχι
36	20	365.48	364.10	1.00	Οχι
	34	21.57	364.10	0.06	Ναι
37	34	-113.56	-145.60	0.78	Ναι
	22	320.77	311.20	1.03	Οχι
38	23	99.61	170.70	0.58	Ναι
	29	108.17	170.70	0.63	Ναι
39	29	-21.80	-88.70	0.25	Ναι
	28	-15.63	-88.70	0.18	Ναι
40	28	-29.81	-88.70	0.34	Ναι
	30	38.82	129.30	0.30	Ναι
41	30	66.28	141.80	0.47	Ναι
	27	69.19	141.80	0.49	Ναι
42	27	25.28	117.10	0.22	Ναι
	26	32.36	117.10	0.28	Ναι
43	23	51.24	189.40	0.27	Ναι
	31	116.38	205.10	0.57	Ναι
44	31	119.69	197.80	0.61	Ναι
	24	62.12	182.00	0.34	Ναι
45	24	134.33	231.20	0.58	Ναι
	32	254.91	246.90	1.03	Οχι
46	32	182.55	250.70	0.73	Ναι
	25	-43.56	-88.70	0.49	Ναι



47	29	-48.77	-145.60	0.33	Ναί	
	33	202.22	230.70	0.88	Ναί	
48	27	81.23	217.40	0.37	Ναί	
	33	-134.95	-145.60	0.93	Ναί	
49	32	138.87	281.80	0.49	Ναί	
	35	-69.33	-145.60	0.48	Ναί	
50	25	107.81	210.60	0.51	Ναί	
	26	109.38	210.60	0.52	Ναί	
51	31	198.85	364.10	0.55	Ναί	
	35	14.48	364.10	0.04	Ναί	
52	35	-61.58	-145.60	0.42	Ναί	
	33	202.64	311.20	0.65	Ναί	

Πίνακας 3.26 δείκτες ανεπάρκειας λ για όλες τις δοκούς (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική γγ=1.35Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις γsd=1.00)

Μέλος	Κόμβ.	My	RMy	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	Mz	RMz	λ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	-272.37	-230.54	1.18	ΟΧΙ	-194.65	-300.83	0.65	Ναί
	12	244.46	220.82	1.11	ΟΧΙ	167.63	314.46	0.53	Ναί
2	2	316.30	9.74	32.48	ΟΧΙ	114.83	3.54	32.46	ΟΧΙ
	13	-245.38	-9.10	26.95	ΟΧΙ	113.71	4.22	26.95	ΟΧΙ
3	3	218.63	120.05	1.82	ΟΧΙ	356.10	230.33	1.55	ΟΧΙ
	14	-201.24	-103.20	1.95	ΟΧΙ	-313.97	-248.27	1.26	ΟΧΙ
4	4	-268.15	-177.55	1.51	ΟΧΙ	328.29	222.45	1.48	ΟΧΙ
	15	241.83	160.40	1.51	ΟΧΙ	-274.77	-201.03	1.37	ΟΧΙ
5	5	226.34	95.76	2.36	ΟΧΙ	-299.14	-175.30	1.71	ΟΧΙ
	16	-194.49	-78.09	2.49	ΟΧΙ	307.82	170.73	1.80	ΟΧΙ
6	6	-277.28	-222.72	1.25	ΟΧΙ	-272.42	-263.68	1.03	ΟΧΙ
	17	239.03	241.20	0.99	Ναί	241.17	281.99	0.86	Ναί
7	7	265.50	149.86	1.77	ΟΧΙ	157.01	256.66	0.61	Ναί
	18	-267.83	-135.69	1.97	ΟΧΙ	-140.19	-238.58	0.59	Ναί
8	8	-234.13	-170.94	1.37	ΟΧΙ	286.26	268.58	1.07	ΟΧΙ
	19	201.94	126.01	1.60	ΟΧΙ	-255.66	-257.88	0.99	Ναί
9	9	333.24	459.70	0.72	Ναί	261.33	221.83	1.18	ΟΧΙ
	20	252.59	392.91	0.64	Ναί	-122.50	-97.83	1.25	ΟΧΙ
10	10	367.18	378.05	0.97	Ναί	-612.98	-389.32	1.57	ΟΧΙ
	21	-317.46	-374.46	0.85	Ναί	503.65	324.79	1.55	ΟΧΙ
11	11	482.29	824.79	0.58	Ναί	-628.63	-798.42	0.79	Ναί
	22	-337.58	-832.78	0.41	Ναί	437.67	832.73	0.53	Ναί
12	12	-83.58	-115.16	0.73	Ναί	-91.05	-205.05	0.44	Ναί
	23	93.12	111.82	0.83	Ναί	112.24	204.41	0.55	Ναί
13	13	88.75	241.33	0.37	Ναί	-139.04	-225.62	0.62	Ναί
	24	-100.03	-243.64	0.41	Ναί	162.62	225.57	0.72	Ναί
14	14	120.49	33.80	3.56	ΟΧΙ	124.49	178.68	0.70	Ναί
	25	-137.14	-33.90	4.04	ΟΧΙ	57.85	70.84	0.82	Ναί
15	15	-121.68	-60.00	2.03	ΟΧΙ	85.08	111.36	0.76	Ναί
	26	140.44	57.40	2.45	ΟΧΙ	-93.70	-108.53	0.86	Ναί
16	16	78.14	36.45	2.14	ΟΧΙ	-123.76	-136.67	0.91	Ναί
	27	-91.17	-43.14	2.11	ΟΧΙ	118.73	133.19	0.89	Ναί
17	17	-63.05	-123.55	0.51	Ναί	-77.63	-189.69	0.41	Ναί
	28	68.37	115.76	0.59	Ναί	83.93	191.24	0.44	Ναί
18	18	104.58	99.98	1.05	ΟΧΙ	96.57	207.20	0.47	Ναί
	29	-102.33	-92.18	1.11	ΟΧΙ	-115.10	-206.79	0.56	Ναί
19	19	-77.87	-64.05	1.22	ΟΧΙ	89.69	166.19	0.54	Ναί
	30	90.77	64.89	1.40	ΟΧΙ	-96.34	-168.33	0.57	Ναί
20	20	-127.65	-274.93	0.46	Ναί	-195.68	-400.93	0.49	Ναί
	31	141.59	276.02	0.51	Ναί	242.29	403.42	0.60	Ναί
21	21	140.77	57.53	2.45	ΟΧΙ	-111.79	-154.91	0.72	Ναί
	32	-164.18	-86.12	1.91	ΟΧΙ	-207.29	-261.29	0.79	Ναί
22	22	-184.32	-305.04	0.60	Ναί	95.95	346.76	0.28	Ναί
	33	233.93	290.51	0.81	Ναί	176.19	459.08	0.38	Ναί

Πίνακας 3.27 δείκτες ανεπάρκειας λ για όλες τα υποστυλώματα (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική γg=1.35.Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις γsd=1.00)

Από την ανάλυση προκύπτει επίσης, ύστερα από ελέγχους κριτηρίων συμπεριφοράς, ψαθυρή συμπεριφορά σε ορισμένα στοιχεία της κατασκευής και συγκεκριμένα σε 4 δοκούς (από τις 30 συνολικά) και σε 9 υποστυλώματα (από τα 22 συνολικά). Γι' αυτά τα ψαθυρά στοιχεία γίνεται έλεγχος τεμνουσών όπως φαίνεται στους Πίνακες που ακολουθούν.

Μέλος	Κόμβ.	Ved/Vrdmax	Ved/Vrd	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
24	18	0.825	0.848	ΝΑΙ
	17	0.820	0.843	ΝΑΙ
37	34	3.069	1.121	ΟΧΙ
	22	3.126	1.143	ΟΧΙ
39	29	0.796	0.819	ΝΑΙ
	28	0.823	0.846	ΝΑΙ
52	35	2.981	1.569	ΟΧΙ
	33	3.021	1.590	ΟΧΙ

Πίνακας 3.28 Έλεγχος τεμνουσών για τις ψαθυρές δοκούς

Μέλος	Κόμβ.	Vedy/Vrdmaxy	Vedz/Vrdmaxz	Vedy/Vrdy	Vedz/Vrdz	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1	1	0.602	0.647	1.238	1.331	ΟΧΙ
	12	0.602	0.647	1.238	1.331	ΟΧΙ
2	2	0.885	0.644	0.606	0.441	ΝΑΙ
	13	0.885	0.644	0.606	0.441	ΝΑΙ
3	3	0.902	0.753	1.855	1.548	ΟΧΙ
	14	0.902	0.753	1.855	1.548	ΟΧΙ
4	4	0.657	0.741	1.351	1.523	ΟΧΙ
	15	0.657	0.741	1.351	1.523	ΟΧΙ
5	5	0.858	0.648	1.764	1.332	ΟΧΙ
	16	0.858	0.648	1.764	1.332	ΟΧΙ
6	6	0.618	0.593	1.271	1.219	ΟΧΙ
	17	0.618	0.593	1.271	1.219	ΟΧΙ
7	7	0.622	0.720	1.280	1.480	ΟΧΙ
	18	0.622	0.720	1.280	1.480	ΟΧΙ
8	8	0.638	0.650	1.312	1.337	ΟΧΙ
	19	0.638	0.650	1.312	1.337	ΟΧΙ
9	9	0.871	0.853	2.090	2.046	ΟΧΙ
	20	0.871	0.853	2.090	2.046	ΟΧΙ
10	10	1.197	0.775	2.871	1.858	ΟΧΙ
	21	1.197	0.775	2.871	1.858	ΟΧΙ
11	11	1.126	1.142	3.473	3.523	ΟΧΙ
	22	1.126	1.142	3.473	3.523	ΟΧΙ
12	12	0.429	0.398	0.883	0.819	ΝΑΙ
	23	0.429	0.398	0.883	0.819	ΝΑΙ
13	13	0.627	0.403	1.289	0.828	ΟΧΙ
	24	0.627	0.403	1.289	0.828	ΟΧΙ
14	14	0.590	0.556	1.214	1.143	ΟΧΙ
	25	0.590	0.556	1.214	1.143	ΟΧΙ
15	15	0.391	0.539	0.805	1.107	ΟΧΙ
	26	0.391	0.539	0.805	1.107	ΟΧΙ
17	17	0.392	0.336	0.805	0.691	ΝΑΙ
	28	0.392	0.336	0.805	0.691	ΝΑΙ
19	19	0.423	0.403	0.870	0.828	ΝΑΙ
	30	0.423	0.403	0.870	0.828	ΝΑΙ
20	20	0.576	0.493	0.691	0.591	ΝΑΙ
	31	0.576	0.493	0.691	0.591	ΝΑΙ
21	21	0.801	0.498	1.922	1.194	ΟΧΙ
	32	0.801	0.498	1.922	1.194	ΟΧΙ

Πίνακας 3.29 Έλεγχος τεμνουσών για τα ψαθυρά υποστυλώματα

### 3.3 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ pushover

#### 3.3.1 Εισαγωγή

Η pushover ανάλυση (ανελαστική στατική ανάλυση) έχει ως κύριο στόχο την εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, όταν αυτή υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Τα μεγέθη αυτά των ανελαστικών παραμορφώσεων συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών. Ως εκ τούτου συχνά αναφέρεται και μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων η μέθοδος δίνει και τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της αποκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους).

##### 3.3.1.1 προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2, συνίσταται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική ανάλυση να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) καθώς πέραν του ότι όλοι οι μέθοδοι είναι ευαίσθητες στη διακύμανση των τιμών των βασικών δεδομένων (καθώς π.χ. στην ελαστική ανάλυση οι δυσκαμψίες των στοιχείων εξαρτώνται από τη ροπή διαρροής τους), μία υψηλής στάθμης ανάλυση, όπως η pushover, απαιτεί και υψηλής στάθμης δεδομένα.

Σημαντική προϋπόθεση είναι επίσης ότι η μέθοδο αυτή εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για την διαπίστωση αυτού χρειάζονται δύο αρχικές ελαστικές δυναμικές αναλύσεις όπου στη πρώτη θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας (σε κάθε διεύθυνση) και στη δεύτερη θα συνεκτιμάται μόνο η πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Αν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει αυτή που προκύπτει από τη δεύτερη ανάλυση κατά 130%, τότε η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών θεωρείται σημαντική.

Ακόμα και στη περίπτωση, όμως, εκείνη που η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover), υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (ανεξαρτήτως των προϋποθέσεων εφαρμογής αυτών) ενώ οι έλεγχοι θα διεξάγονται και για τις δύο μεθόδους και με την δυνατότητα αύξησης κατά 25% των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου των μεθόδων.

Γίνεται λοιπόν σαφές, από τα παραπάνω, ότι η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται πάντα, ενώ αποτελεί, φυσικά, μονόδρομο όταν δεν μπορούν να εφαρμοστούν οι δυναμικές ελαστικές αναλύσεις (q και m).

##### 3.3.1.2 Βασικά χαρακτηριστικά της μεθόδου

Η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, όπως και κάθε μέθοδος, έχει ορισμένες παραδοχές, πάνω στις οποίες βασίζεται και ως εκ τούτου η κατανόηση αυτών είναι απαραίτητη για την κατανόηση της μεθόδου. Προς το σκοπό αυτό, παρουσιάζονται παρακάτω, σύμφωνα με τις παραγράφους §5.7.1.2 και §5.7.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όλες οι βασικές παραδοχές της μεθόδου. Ισχύουν λοιπόν τα εξής:

- Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

- Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.  
Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί, κατ' ελάχιστο, η χάραξη της καμπύλης αντίστασης μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση μεγαλύτερη (π.χ. κατά 50%) από τη στοχευόμενη. Συνίσταται ωστόσο η χάραξη «πλήρους» καμπύλης αντίστασης, δηλαδή μέχρι την μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα, καθώς αυτό μας παρέχει, πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και μία εκτιμήτρια της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετακινήσεων (μδ) ανεξαρτήτως της τιμής που θα ληφθεί υπόψη για σχετικούς ελέγχους.
- Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου (βλ. Κεφ. 4 και 9).
- Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δτ) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου.
- Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφεται στις επόμενες παραγράφους

### 3.3.1.3 Προσομοίωμα της ανάλυσης

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά όλα τα απαραίτητα σημεία για την ανάλυση και το προσομοίωμα της μεθόδου αλλά δίνονται και οι απαραίτητοι ορισμοί για την κατανόηση όλων των παραμέτρων που υπεισέρχονται στην ανάλυση αλλά και αυτών που αναφέρθηκαν στις βασικές παραδοχές της μεθόδου παραπάνω. Σύμφωνα, λοιπόν με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.3) ισχύουν τα παρακάτω:

- *Κόμβος ελέγχου (§5.7.3.2.):*  
Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.
- *Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος (§5.7.3.3.):*  
Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής

των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

- *Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου (§5.7.3.5.):* Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης. Η τιμή της  $T_e$  της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_o}{K_e}}$$

όπου  $T$  είναι η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μία ελαστική δυναμική ανάλυση,  $K_o$  η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  υπολογίζεται όπως περιγράφεται παρακάτω.

- *Καμπύλη εντατικού μεγέθους-παραμόρφωσης (δύναμης-μετακίνησης) "F-δ" (§7.1.2.1.):*  
Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής δομικού στοιχείου, ή μιας συνδέσεως στοιχείων (κόμβου), περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους "F" συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης "δ". Το είδος, η διεύθυνση κ.λπ. του μεγέθους F επιλέγονται έτσι ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, στην κρίσιμη περιοχή ή στην σύνδεση. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F, να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου, της κρίσιμης περιοχής ή της σύνδεσης.
- *Εξιδανίκευση καμπύλης δύναμης-μετακίνησης (§5.7.3.4.):*  
Η μη-γραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (§5.7.3.1α), θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας  $K_e$  και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής  $V_y$  του κτιρίου.  
Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης μετακίνησης) συνίσταται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου  $K_e$  και κλίση του δεύτερου κλάδου  $\alpha K_e$ . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης (βλέπε ακόλουθο σχήμα)



Σχήμα 3.7 Εξιδανίκευση μίας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής  $V_y$  η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση ( $\alpha$ ) του δευτέρου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας ( $\delta_u$ ), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα (Σχ. Σ5.2). Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της  $\alpha$  πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10 (ώστε να είναι συμβατή και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της  $\delta_t$ , όπως ο συντελεστής  $C_1$ , βλ. § 5.5.5.2β και § 5.7.4.2α). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μεν κλίση  $K_e$  μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης ( $V_{max}$ ), η δε δύναμη διαρροής  $V_y$ , για τον υπολογισμό του δείκτη  $R$  της σχέσης (Σ5.7), ως το 80% της  $V_{max}$ .

- *Στοχευόμενη μετακίνηση (§5.7.4.2.):*

Η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_t$  (§5.7.1.2) θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους του παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου (§5.7.3.5) το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου.

Εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_t$  επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση (Σ5.8) και να διορθώνεται (όποτε απαιτείται) με βάση την §5.7.4.1 ως εξής :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e/4\pi^2)^{0.5} S_e(T)$$

όπου  $S_e(T)$  η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$  (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4), και  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$  διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

- $C_0$ : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$  ( $S_d = [T_e/4\pi^2] \cdot \Phi_e$ ), με την πραγματική μετακίνηση  $\delta_t$  της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. (§5.7.3.4). Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

- Ο λόγος  $C_1 = \delta_{inel}/\delta_{el}$  της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:  $C_1 = 1.0$  για  $T \geq T_c$ , και

$$C_1 = [1.0 + (R-1)T_c/T]/R \text{ για } T < T_c,$$

όπου  $T_c$  η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης (βλ. ΕΚ 8-1) και  $R = V_{el}/V_y$  ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση

$$R = ((\Phi_e/g)/(V_v/W)) \cdot C_m$$

στην οποία η αντίσταση διαρροής  $V_y$  υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτιρίου, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της

ασφάλειας), ο λόγος  $V_y/W$  στη σχέση (Σ5.7) μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα, και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

- C2: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1. Για τιμές  $T$  μεταξύ 0.1s και  $T_c$  πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T = 0.1s$		$T \geq T_2$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 3.30 Τιμές του συντελεστή  $C_2$

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια πριν το 1985, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2) που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2 π.χ. κτίρια από το 1985 και έπειτα, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται στον προηγούμενο πίνακα διαφοροποίηση του  $C_2$  με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

- $C_3$ : ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων δευτέρας τάξης (P- $\Delta$ ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς:  $1+5(\theta-0,1)/T$  Που  $\theta$  ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας κατά EC8. Στη συνήθη (για κτίρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου  $\theta < 0,1$  λαμβάνεται  $C_3=1.0$ .

Η στοχευόμενη μετακίνηση θα επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα ενώ σύμφωνα με §5.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η επιρροή της στρέψης δεν απαιτείται να λαμβάνεται υπόψη στην περίπτωση κτιρίων με ευαπαράμορφωτα διαφράγματα. Συγκεκριμένα λοιπόν θα ισχύει:

Για κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, η στοχευόμενη μετακίνηση δτ θα υπολογίζεται σύμφωνα με τα παραπάνω ή με άλλη αποδεκτή μεθοδολογία που συνεκτιμά την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου.

Για κτίρια με ευαπαράμορφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη του ορόφου, η εντός του επιπέδου του παραμορφωσιμότητα του διαφράγματος θα συνεκτιμάται στο προσομοίωμα. Η στοχευόμενη μετακίνηση θα υπολογίζεται όπως και στα κτίρια με απαραμόρφωτα αλλά με μια επαύξηση με βάση το λόγο της μέγιστης μετακίνησης της οροφής (σε οποιοδήποτε σημείο της), προς τη μετακίνηση στο κέντρο μάζας της οροφής, οι δύο αυτές μετακινήσεις θα υπολογίζονται από φασματική ιδιομορφική ανάλυση (ελαστική) ενός χωρικού προσομοιώματος του κτιρίου. Εναλλακτικά για κτίρια με ευαπαράμορφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη του ορόφου, η στοχευόμενη μετακίνηση μπορεί να υπολογίζεται χωριστά για κάθε φορέα ανάληψης σεισμικών δράσεων. Η στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε επιμέρους φορέα θα υπολογίζεται όπως και στα κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα, με κατάλληλο ορισμό των μαζών που αντιστοιχούν σε κάθε φορέα.

- *Διαφράγματα* (§5.7.4.3 και §5.7.4.1.):

Τα διαφράγματα θα ελέγχονται έναντι της συνδυασμένης δράσης των οριζόντιων φορτίων που δημιουργούνται λόγω ασυνεχειών στη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων πάνω και κάτω από το διάφραγμα, και των αδρανειακών δυνάμεων του διαφράγματος.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.4.6), εάν δεν γίνεται λεπτομερέστερη θεώρηση ένα διάφραγμα από ΟΣ μπορεί να θεωρείται ως απαραμόρφωτο εάν πληρούνται τα εξής (απλοποιητικά κριτήρια):

- Παρουσία ουσιοδών περιμετρικών δοκών, απουσία εντόνων μεταβολών πάχους και διατομών, ή ασυνεχειών στη διάταξη δοκών ή και πλακών
- Δεν πρόκειται για συστήματα συμπαγών πλακών χωρίς δοκούς ή με έμμεσες στηρίξεις. Στη κατηγορία αυτή δεν συμπεριλαμβάνονται οι συμπαγείς πλάκες χωρίς δοκούς με επαρκή τοιχώματα καθώς και οι δοκιδοτές πλάκες (ιδίως τύπου sandwich) επίσης με επαρκή τοιχώματα.
- Οι ανισοστάθμιες μέσα στον ίδιο τον όροφο δεν είναι έντονες (π.χ. υψομετρικές διαφορές όχι μεγαλύτερες του  $h_b/2$ , όπου  $h_b$  το μέσο ύψος δοκών)
- Η μορφή της κάτοψης είναι συμπαγής (π.χ. απουσία μεγάλων εισεχόντων ή εξεχόντων τμημάτων, κατόψεων με επιμήκεις πτέρυγες μορφής Γ, Τ, Π κτλ.)
- Δεν υπάρχουν μεγάλα κενά (ανοίγματα μέσα στο διάφραγμα ιδίως στην περιοχή των μεγάλων τοιχωμάτων (κατ'εξοχήν πρωτευόντων φερόντων στοιχείων).

- *Ενεργός δυσκαμψία στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος* ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.2.3.)

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους  $L_s$  στοιχείου ισούται με:  $K=M_y L_s / 3\theta_y$

Όπου  $M_y$  και  $\theta_y$  η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου. Η ενεργός δυσκαμψία  $K$  του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την εξίσωση στις δύο ακραίες διατομές το στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλ. διαφορετικό για θετική και αρνητική ροπή κάμψης) λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών  $K$  από την εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική). Η εξίσωση εφαρμόζεται ακόμα και αν η διατμητική αστοχία του στοιχείου προηγείται της καμπτικής διαρροής του άκρου του. Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας κατά την παραπάνω εξίσωση μέσω των  $M_y$ ,  $\theta_y$  μπορεί να βασίζεται σε σταθερή τιμή του  $L_s$ , ως εξής:

Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού.

Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού.

Σε υποστυλώματα, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες το υποστώμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο της κάμψης.

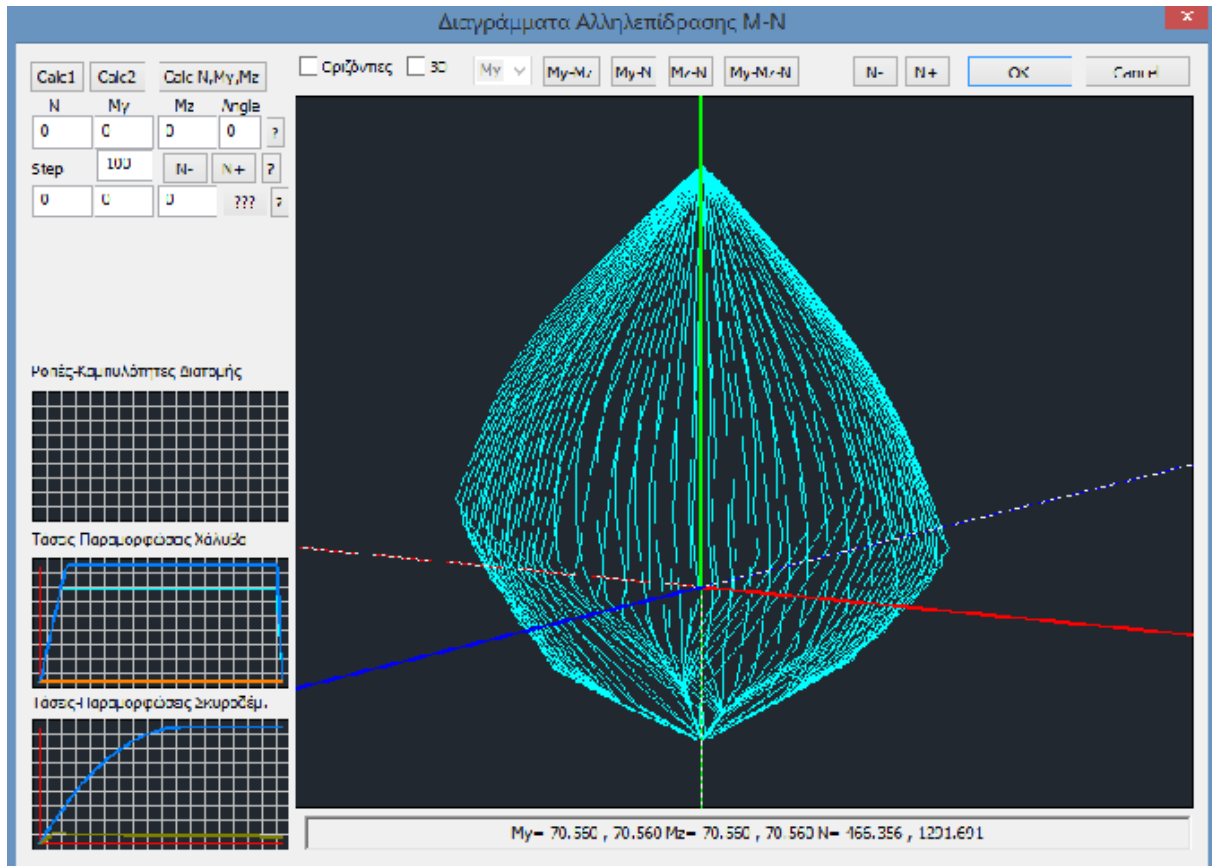
Στα τοιχώματα, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο.



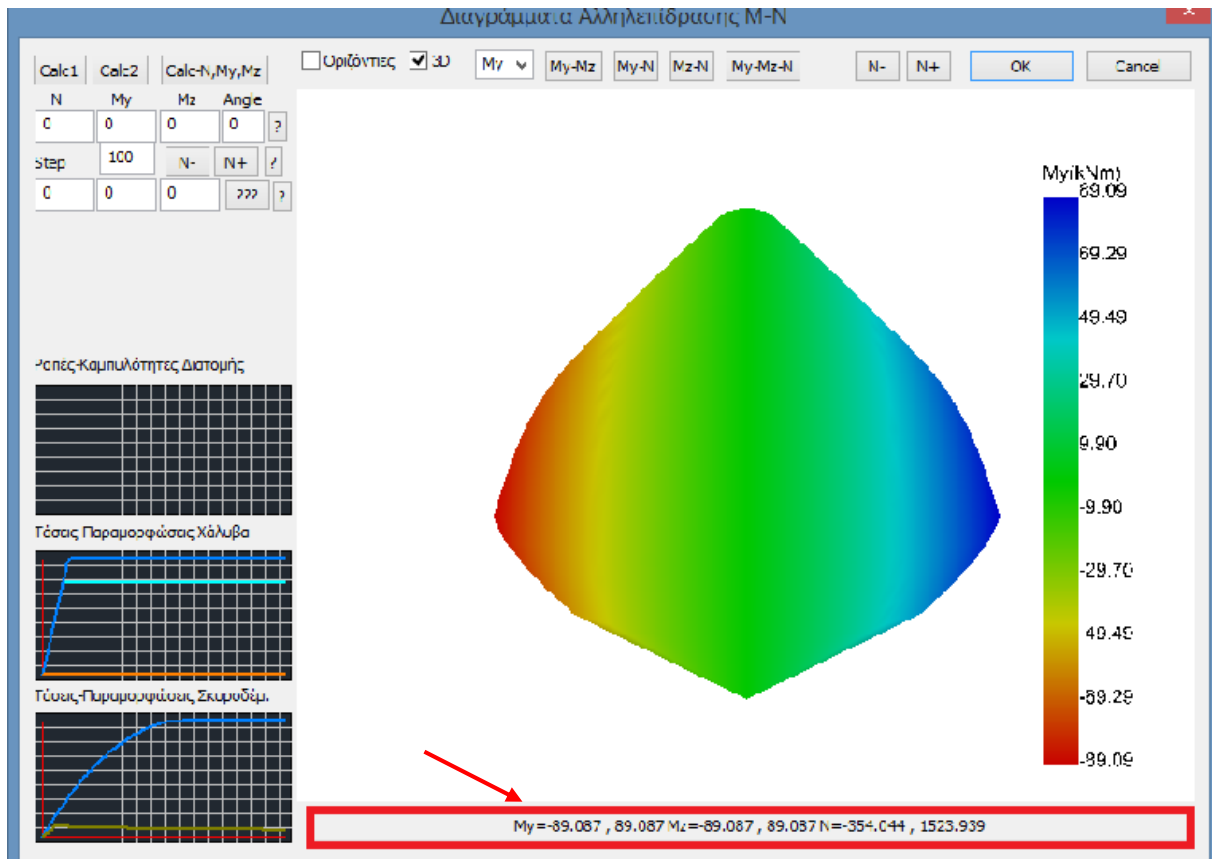
### 3.3.2 Εφαρμογή της pushover χωρίς συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων

#### 3.3.2.1 Ανάλυση της μεθόδου

Για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου στο scada pro 15 το μόνο προαπαιτούμενο είναι ο υπολογισμός διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης M-N. Έχοντας λοιπόν τους οπλισμούς στα μέλη πρέπει μέσω της εντολής «υπολογισμός αντοχών (pushover)» να υπολογιστούν όλα τα διαγράμματα για όλα τα υποστυλώματα του φορέα και όλες τις στάθμες, όπως ακριβώς φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα.

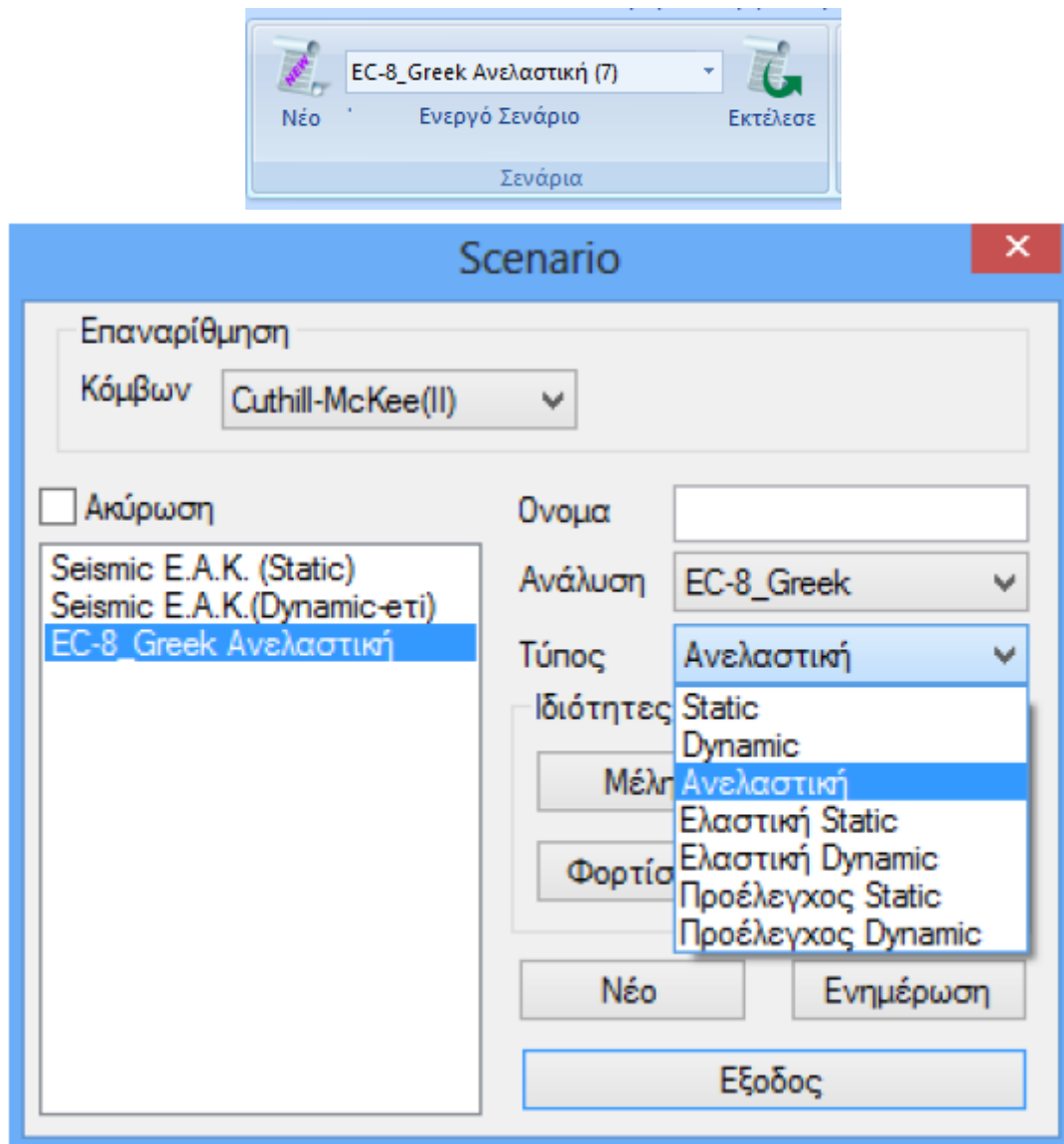


Σχήμα 3.8. Υπολογισμός διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης M-N



Σχήμα 3.9. Αποτελέσματα υπολογισμού διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης M-N

Έχοντας αυτά το πρόγραμμα είναι έτοιμο να για την pushover ανάλυση οπότε και δημιουργείται το αντίστοιχο σενάριο, όπως ακριβώς φαίνεται παρακάτω, με βάση τον Ευρωκώδικα EC8. Αξίζει να σημειωθεί βέβαια ότι όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι για την επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών γίνονται αυτόματα στο πρόγραμμα (όπως αναφέρονται στις προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.2))



Σχήμα 3.10

Και στη συνέχεια εκτελείται αφού πρώτα ρυθμιστούν οι απαραίτητοι παράμετροι.

**Φάσματα**

Ζωή σχεδιασμού (έτη) 50      Εκθέτης k (3.0) 3

**Περιορισμένες Βλάβες (A - DL)**

Ελεγχος      Εδαφική επιτάχυνση  $a_g = A_g R \cdot \gamma I \cdot (TR/TLR) 1/k$       0.36

Υπολογισμός TR      Υπολογισμός TLR

Περίοδος επαναφοράς TR (έτη) 475      Πιθανότητα υπέρβασης PLR% 10

Πιθανότητα υπέρβασης PR% 10      Περίοδος επαναφοράς TLR (έτη) 475

**Σημαντικές Βλάβες (B - SD)**

Ελεγχος      Εδαφική επιτάχυνση  $a_g = A_g R \cdot \gamma I \cdot (TR/TLR) 1/k$       0.36

Υπολογισμός TR      Υπολογισμός TLR

Περίοδος επαναφοράς TR (έτη) 475      Πιθανότητα υπέρβασης PLR% 10

Πιθανότητα υπέρβασης PR% 10      Περίοδος επαναφοράς TLR (έτη) 475

**Οιονεί Κατάρρευση (Γ - NC)**

Ελεγχος      Εδαφική επιτάχυνση  $a_g = A_g R \cdot \gamma I \cdot (TR/TLR) 1/k$       0.36

Υπολογισμός TR      Υπολογισμός TLR

Περίοδος επαναφοράς TR (έτη) 475      Πιθανότητα υπέρβασης PLR% 10

Πιθανότητα υπέρβασης PR% 10      Περίοδος επαναφοράς TLR (έτη) 475

Προεπιλογή

KANEPE 10%    KANEPE 50%    EC8 2%    EC8 10%    EC8 20%

OK      Cancel

Σχήμα 3.11

**Παράμετροι EC8 - KANEPE - Pushover**

**Σεισμική Περιοχή**

Σεισμικές Περιοχές

Ζώνη II      a 0.36

**Σπουδαιότητα**

Ζώνη II       $\gamma_i$  1

**Χαρακτηριστικές Περίοδοι**

Τύπος Φάσματος	Οριζόντιο	Κατακόρ.
Τύπος 1	$S_{avg}$ 1.2	0.9
Εδαφος	TB(S) 0.15	0.05
B	TC(S) 0.5	0.15
	TD(S) 2	1

**Επίπεδα XZ**

Κάτω 0 - 0.00      Ανω 2 - 640.00

Ελεγχος πλαστικοποίησης κάτω απο την στάθμη αναφοράς

**Δυναμική Ανάλυση**

Ιδιοτιμές 10      Ακρίβεια 0.001

**Συντελεστές Συμμετοχής Φάσματος Απόκρισης**

PFx  0      PFy  0      PFz  0

**Εκκεντρότητες**

$e_{TX}$   0.05      %Lx      Sd (TX)  1

$e_{TZ}$   0.05      %Lz      Sd (TY)  1

Sd (TZ)  1

**Φάσμα**

Φάσμα Απόκρισης      Ελαστικό      Κλάση Πλασμιότητας DCM

$\zeta$  5      Οριζόντιο  $b_0$  2.5      Κατακόρυφο  $b_0$  3

Φάσμα Απόκρισης      Ενημέρωση Φάσματος      Sd(T)  $\geq$  0.2       $a_g$

**Σεισμικοί συνδυασμοί**

Fx +k Fz       Τριγωνική Κατανομή

Fx -k Fz       Ορθογωνική Κατανομή

-Fx +k Fz

-Fx -k Fz       Τυχηματικές εκκεντρότητες Ex

Fz +k Fx       Τυχηματικές εκκεντρότητες Ez

Fz -k Fx       Επιλογή Τέμνουσας Βάσης Από Φάσμα Σχεδιασμού.

-Fz +k Fx      Συντελεστής Εγκάρσιας Φόρτισης (k) 0.3

-Fz -k Fx

**Κόμβος Ελέγχου** 37       Ενεργές Τοιχοπληρώσεις

Αριθμός Βημάτων 200      Ευρος λάμδα (%) 0

Μέγιστη μετακίνηση 3      % του ύψους του κτηρίου

Υπολογισμός σταθερής τιμής μήκους διάτμησης LS

Ενεργός δυσκαμμία      Υπολογισμός σε κάθε βήμα

Στάθμη Αξιοπιστίας Λεδομένου Ικανοποιητική

Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξης ( $\theta$ )

Default    Χαρακτηρισμός Σεισμοπληκτων    OK    Cancel    ΦΑΣΜΑΤΑ

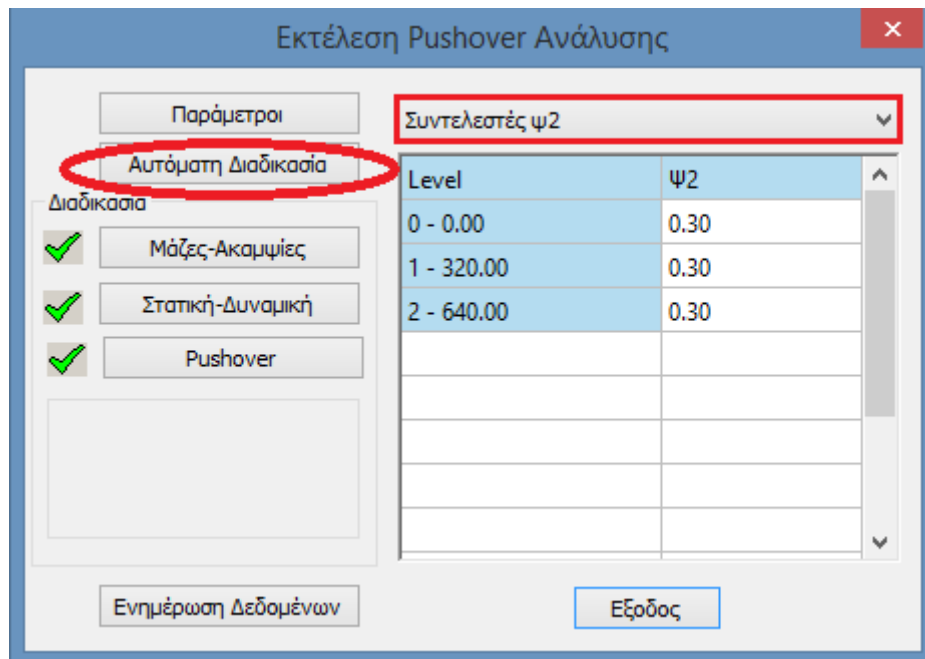
Σχήμα 3.12

Όσον αφορά τις παραμέτρους που καθορίζονται στο παραπάνω διάγραμμα για την ανάλυση αξίζει να σημειωθεί ότι:

- Το φάσμα απόκρισης θεωρείται ελαστικό σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Επιλέγονται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.( §5.7.3.3.), δύο κατανομές καθ' ύψος της σεισμικής δύναμης, μία ορθογωνική και μία τριγωνική.
- Η επιλογή των συνδυασμών με της τυχηματικές εκκεντρότητες, δεν επιλέγεται καθώς παράγει συνολικά 64 συνδυασμούς που σημαίνει 64 ανελαστικές αναλύσεις με αποτέλεσμα την αύξηση του χρόνου επίλυσης του φορέα.
- Ο κόμβος ελέγχου, όπως καθορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ( §5.7.3.2.), είναι ο κόμβος 37 που αντιστοιχεί στο κόμβο διαφράγματος του τελευταίου πλήρους ορόφου του κτιρίου, ή πιο συγκεκριμένα είναι το κέντρο μάζας της οροφής του δεύτερου ορόφου του κτιρίου.
- Η επιλογή “Μέγιστη μετακίνηση” σαν ποσοστό (%) του συνολικού ύψους του κτιρίου είναι της δεύτερος τρόπος για να τεθεί ένα άνω όριο στον αριθμό των βημάτων πριν ο φορέας να γίνει μηχανισμός. Η διαδικασία σταματάει μόλις η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ξεπεράσει το συγκεκριμένο ποσοστό του ύψους του κτιρίου. Επιλέγεται η προκαθορισμένη τιμή του προγράμματος 3%.
- Η επόμενη παράμετρος “Εύρος λάμδα (%)” αφορά το φορτικό συντελεστή  $\lambda$ . Σε κάθε βήμα υπολογίζεται για κάθε ένα στοιχείο ο φορτικός συντελεστής  $\lambda$  και η ελάχιστη τιμή από όλα τα δομικά στοιχεία καθορίζει εκείνο το στοιχείο στο οποίο θα δημιουργηθεί η πλαστική άρθρωση. Με την προκαθορισμένη τιμή 0 στην παράμετρο αυτή, το πρόγραμμα επιλέγει μία ελάχιστη τιμή, δηλαδή μόνο ένα στοιχείο, ακόμα και αν υπάρχουν τιμές από άλλα στοιχεία που βρίσκονται πολύ κοντά σ' αυτή τη τιμή.
- Η τσεκαρισμένη επιλογή για σταθερή τιμή του μήκους διάτμησης  $L_s$ , καθορίζει ότι το μήκος διάτμησης των στοιχείων θα υπολογιστεί με σταθερή τιμή με βάση το μήκος της, σε όλα τα βήματα, της προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ( §7.2.3.). (Εναλλακτικά θα υπολογίζεται σε κάθε βήμα της ανελαστικής ανάλυσης με βάση τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν, όπου Μήκος Διάτμησης =  $M/V$  στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών.)
- Η παράμετρος “Ενεργός δυσκαμψία” αφορά τον τρόπο υπολογισμού των ακαμψιών των στοιχείων της κατασκευής.  
Η ανελαστική ανάλυση στο πρώτο της βήμα υπολογίζει εντατικά μεγέθη από τα μόνιμα και τα κινητά φορτία της κατασκευής. Οι ακαμψίες που λαμβάνονται υπόψη για τα μεγέθη αυτά είναι πολλαπλασιασμένες με της συντελεστές που καθορίστηκαν της παραμέτρους του σεναρίου στην επιλογή “Μέλη”. Στο δεύτερο βήμα της ανελαστικής ανάλυσης όπου εφαρμόζεται το σεισμικό φορτίο το πρόγραμμα δίνει πλέον τρεις δυνατότητες για τον υπολογισμό αυτό.
  - Αρχική : Οι ακαμψίες των στοιχείων παραμένουν της με του πρώτου βήματος και αμετάβλητες σε όλα τα βήματα της διαδικασίας.
  - Υπολογισμός σε κάθε βήμα : Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπει σε κάθε βήμα της pushover μία απομείωση των ακαμψιών. Η επιλογή αυτή επαναυπολογίζει σε κάθε βήμα, ανεξάρτητα αν έχει δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση ή όχι, της ακαμψίες με βάση τα προβλεπόμενα από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Η τιμή των ακαμψιών πάνω της οποίες εφαρμόζεται η απομείωση είναι η αρχική και όχι η απομειωμένη που εφαρμόζεται μόνο στο πρώτο βήμα.

- Μετά την πλαστική άρθρωση : Η επιλογή αυτή είναι ίδια με την προηγούμενη με την διαφορά ότι η απομείωση γίνεται αφού δημιουργηθεί η πλαστική άρθρωση. Μέχρι το βήμα αυτό το στοιχείο διατηρεί την ακαμψία του πρώτου βήματος.  
Προφανώς, και σύμφωνα πάντα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., επιλέγεται ο υπολογισμός σε κάθε βήμα.

Ακολουθεί η ανάλυση της κατασκευής (με το πλήκτρο "αυτόματη διαδικασία" τρέχει το σενάριο της pushover) ενώ επιλέγουμε και συντελεστή για τα κινητά φορτία ( $\psi=0,3$ , όπως δηλαδή ορίστηκε πριν).



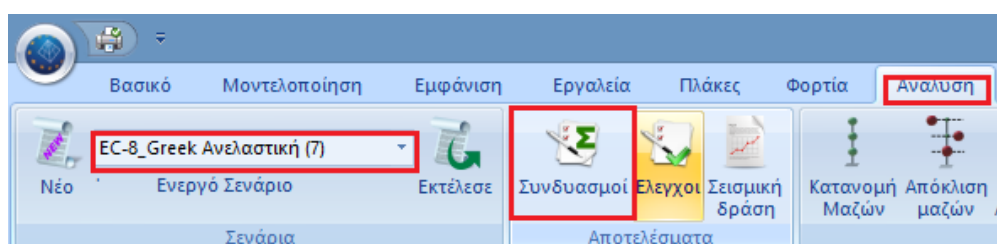
Σχήμα 3.13

Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει 3 βήματα τα οποία εκτελούνται διαδοχικά, είτε αυτόματα με την Αυτόματη Διαδικασία είτε επιλεκτικά επιλέγοντας ένα – ένα τα πλήκτρα.

- Υπολογισμός των μαζών και των ακαμψιών.
- Εκτέλεση μιας στατικής ανάλυσης για τον υπολογισμό των εντατικών από μόνιμα και κινητά φορτία που απαιτούνται για την εκκίνηση των διαδοχικών αναλύσεων της pushover.
- Εκτέλεση μιας αντίστοιχης δυναμικής με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8 ( $q=1$ ) για τον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων και της στοχευόμενης μετακίνησης.
- Εκτέλεση των Pushover αναλύσεων.

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα επιλέχθηκε η αυτόματη διαδικασία, 8 σεισμικοί συνδυασμοί με 2 κατανομές και 200 βήματα για την κάθε Pushover, ένα σύνολο 3200 αναλύσεων περίπου!

Εν συνεχεία καταχωρούνται οι συνδυασμοί της ανάλυσης σ ένα αρχείο (όπως φαίνεται παρακάτω) και είναι πλέον έτοιμα τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



Σχήμα 3.14

**Συνδυασμοί Σετ Φορτίσεων**

$\gamma_G$  1.35     $\gamma_E$  1     $\gamma_{GE}$  1     $\psi_2$  0.3    Αστοχίας  ΣγG+γQ+Σγψ0Q    Λειτουργικότητας  ΣG+Q+Σψ0Q  
 $\gamma_Q$  1.5     $\gamma_{E0.3}$  0.3     ΣG+ψ1Q+Σψ2Q     ΣG+ψ1Q+Σψ2Q  
 ΣG+E+Σγψ2Q     ΣG+Σψ2Q

Ανεμος - Χιονι

	Είδος	Διεύθυνση	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC
Σενάριο			EC-8_Gree...	EC-8_Gree...					
Φόρτιση			1	2	0	0	0	0	0
Τύπος			G	Q	G	G	G	G	G
Δράσεις				Κατηγορία...					
Περιγραφή									
Συνδ.:1	Αστοχίας	Οχι	1.00	0.30					
Συνδ.:2									
Συνδ.:3									
Συνδ.:4									
Συνδ.:5									
Συνδ.:6									
Συνδ.:7									
Συνδ.:8									
Συνδ.:9									
Συνδ.:10									
Συνδ.:11									

Σχήμα 3.15

Τέλος, υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, για κάθε ένα από τους συνδυασμούς έτσι ώστε να συγκριθεί με τις στοχευόμενες μετακινήσεις, για της στάθμη επιτελεστικότητα που επιθυμούμε. Για τον υπολογισμό της καμπύλης αυτής ορίστηκαν οι παράμετροι, όπως παρουσιάζονται στα ακόλουθα σχήματα, σύμφωνα πάντα με τα δεδομένα κατασκευής και τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

**Παράμετροι EC8 - ΚΑΝΕΠΕ**

Μέθοδος Διγραμμικοποίησης  
 $\gamma_y =$  80     $v_{max}$  (80%)

Ανηγμένη κλίση ( $\alpha$ ) δευτέρου κλάδου ( $max=0.10$ ) 0

Υπολογισμός Ισων Εμβαδών  
 $K_e =$  60     $v_{max}$  (60%)

Υπολογιστική (& 5.7.3.4)  
 Υπολογισμός Ισων Εμβαδών

Τύπος Φορέα για τον Υπολογισμό των C1-C2

C1 Κτίρια με Μικτό Σύστημα  
 Κτίρια με Αμιγώς Πλαισιακό Σύστημα

C2 (Πιν.Σ5.1) Κτίρια Τύπου 1  
 Κτίρια Τύπου 1  
 Κτίρια Τύπου 2

Εκταση Βλαβών για το υπολογισμό του  $\gamma_{Sd}$  (Σ. 4.2)  
 Εντονες & Εκτεταμένες Βλάβες-Επεμβάσεις  
 Εντονες & Εκτεταμένες Βλάβες-Επεμβάσεις  
 Ελαφρές & Τοπικές Βλάβες-Επεμβάσεις  
 Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις

OK    Cancel

Σχήμα 3.16

Σύμφωνα με το πρόγραμμα Scada pro 15, η πρώτη παράμετρος αφορά την κλίση του δεύτερου κλάδου, η οποία είναι:

- Με την απλοποιητική μέθοδο: σταθερή
  - Με την μέθοδο των ίσων εμβαδών: σαν κλίση εκκίνησης.
- Με τιμή 0 ο δεύτερος κλάδος θα σχεδιαστεί οριζόντιος και της δύο μεθόδους.

Η επιλογή  $K_e$  αφορά την κλίση εκκίνησης του πρώτου κλάδου, η οποία είναι:

- Με την απλοποιητική μέθοδο: σταθερή
- Με την μέθοδο των *ίσων εμβαδών*: σαν κλίση εκκίνησης.

Η “Ανηγμένη κλίση ( $\alpha$ ) αφορά το δεύτερο κλάδο:

- με τιμή 0, υπολογίζεται αυτόματα με όριο το 0.10 της προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., ενώ
- με τιμή χρήστη, σχεδιάζεται σταθερά με αυτή τη κλίση.

Στην ενότητα “Τύπος Φορέα για τον Υπολογισμό των C1-C2” επιλέγεται αντίστοιχα ο τύπος του κτιρίου για να υπολογιστούν οι παραπάνω συντελεστές οι οποίοι χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης.

Για την εν λόγω κατασκευή επιλέχθηκαν οι ακόλουθοι παράμετροι του σχήματος για να οριστεί η καμπύλη ικανότητας.

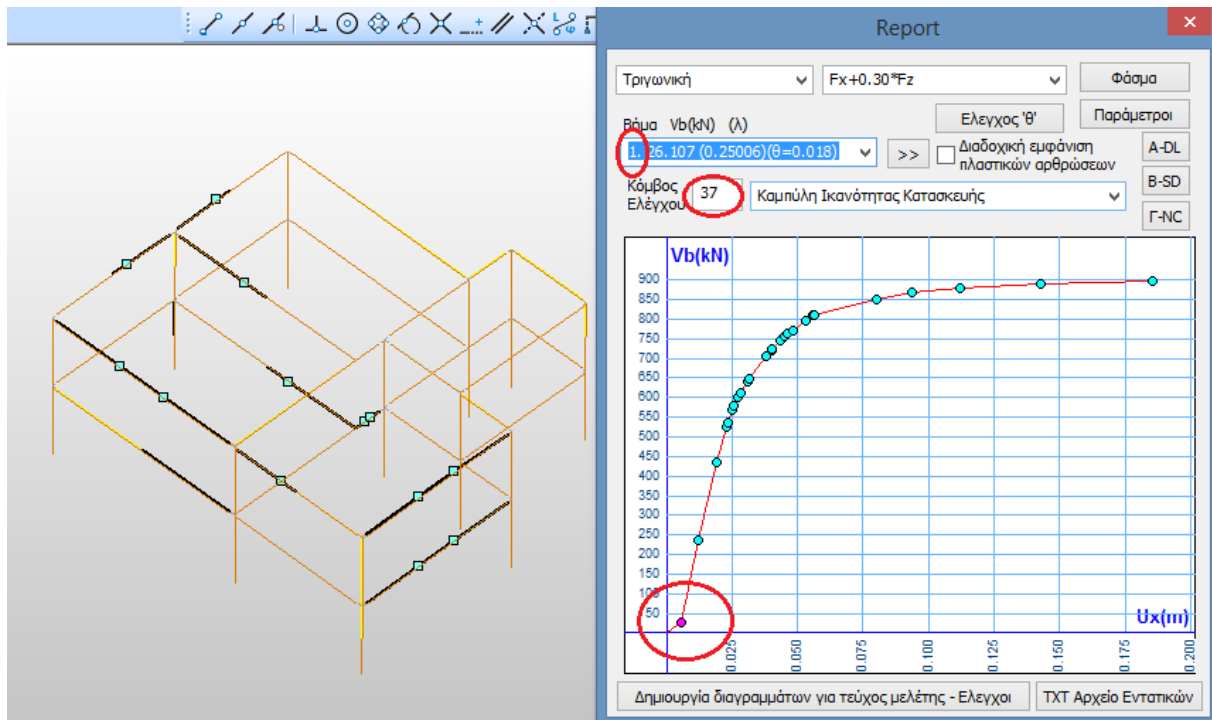
Σχήμα 3.17

### 3.3.2.2 Αποτελέσματα της μεθόδου

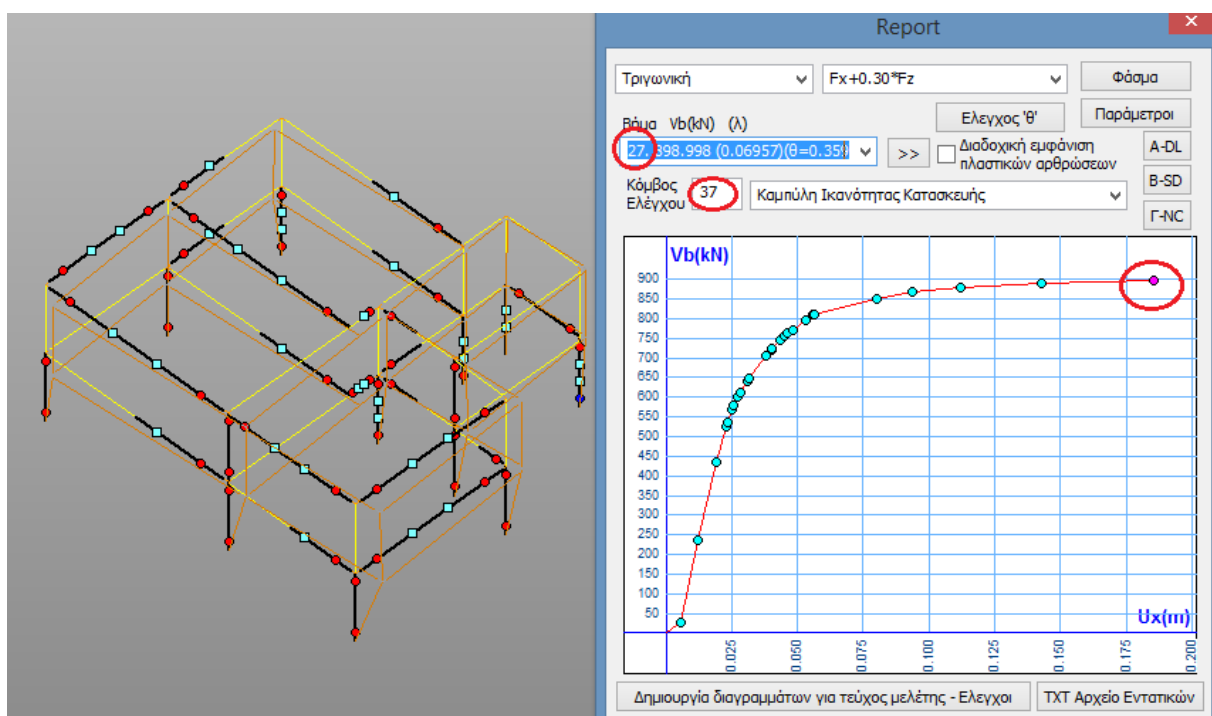
Κατά την εφαρμογή της Pushover ανάλυσης η κατασκευή εξωθείται σταδιακά με μονότονα αυξανόμενη πλευρική φόρτιση (τριγωνική ή ορθογωνική) μέχρι να φτάσει στην αστοχία. Σταδιακά λοιπόν σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των στοιχείων-μελών (δοκών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων) όλου του φορέα. Καθώς αυτές σχηματίζονται, απομειώνεται σταδιακά η αντοχή των κόμβων στην αρχή και στο τέλος του μήκους του στοιχείου. Στα τελευταία βήματα της ανάλυσης θα δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης από της σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις στα δομικά



στοιχεία της κατασκευής, των οποίων οι πλαστικές παραμορφώσεις θα είναι τέτοιες, που τα στοιχεία δεν θα μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση και η κατασκευή θα οδηγηθεί στην αστοχία. Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζεται ο φορέας όπως είναι σε αρχικό στάδιο με τις πρώτες πλαστικές αρθρώσεις και σε τελικό παραμορφωμένο στάδιο με όλες τις πλαστικές αρθρώσεις σε όλα τα μέλη, αλλά και η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (για έναν από τους συνδυασμούς φόρτισης:  $F_x+0,3*F_z$ ).

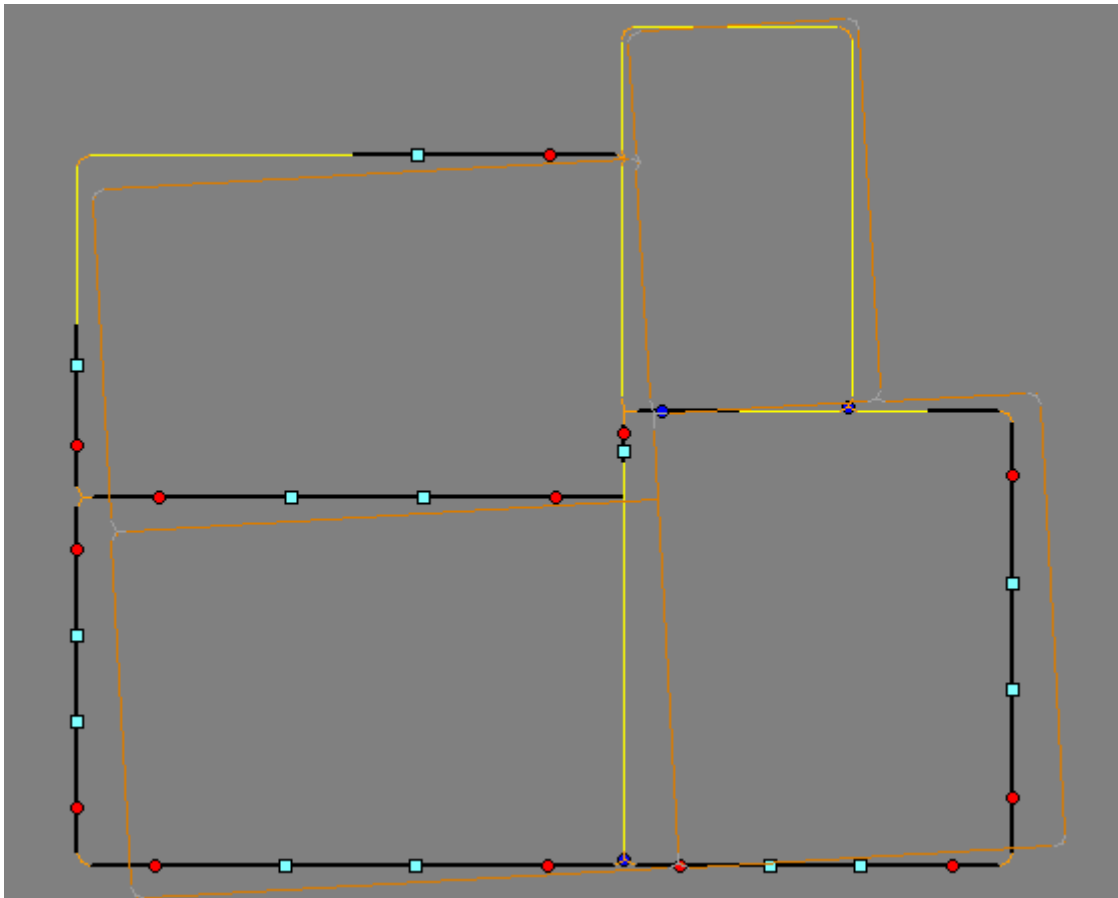


Σχήμα 3.18 Το κτίριο στην αρχική του κατάσταση με τις πλαστικές του αρθρώσεις για φόρτιση  $F_x+0,3*F_z$



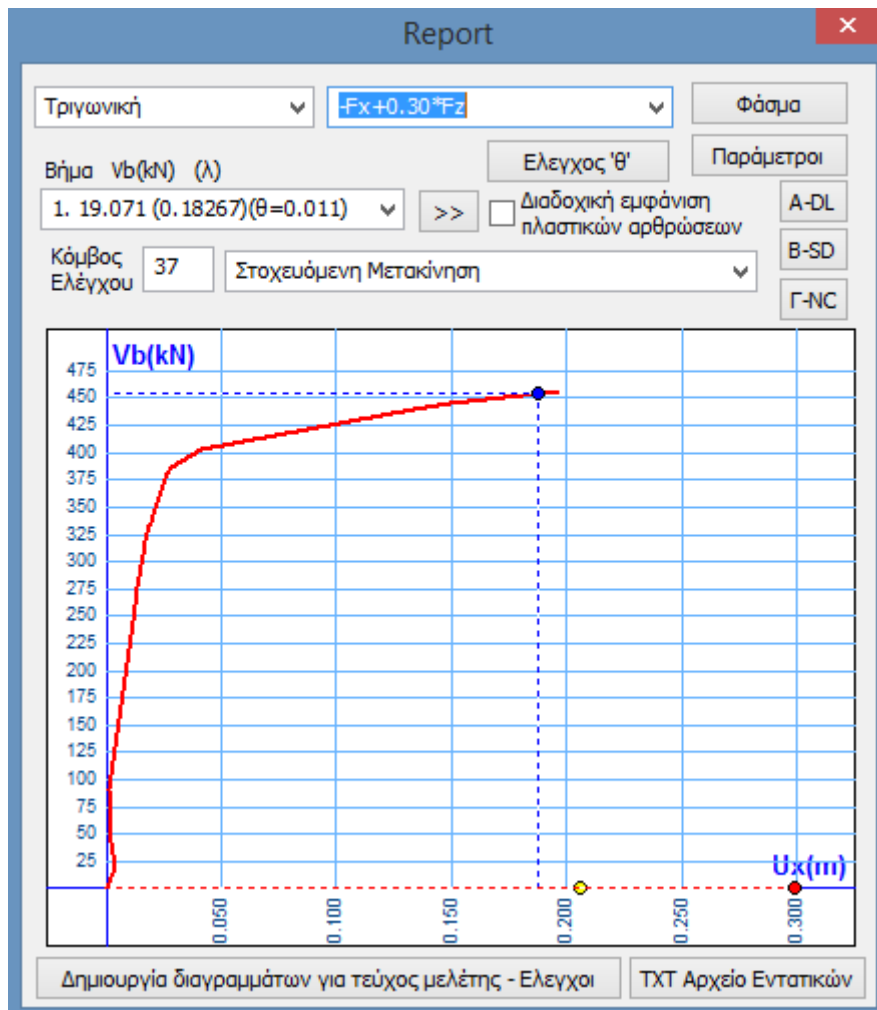
Σχήμα 3.19 Το κτίριο στην παραμορφωμένη κατάσταση με τις πλαστικές του αρθρώσεις για φόρτιση  $F_x+0,3*F_z$

Στα παραπάνω σχήματα το επιλεγμένο βήμα εμφανίζεται με ροζ χρώμα και αντιπροσωπεύει τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο πρώτο και ασθενέστερο μέλος τις κατασκευής

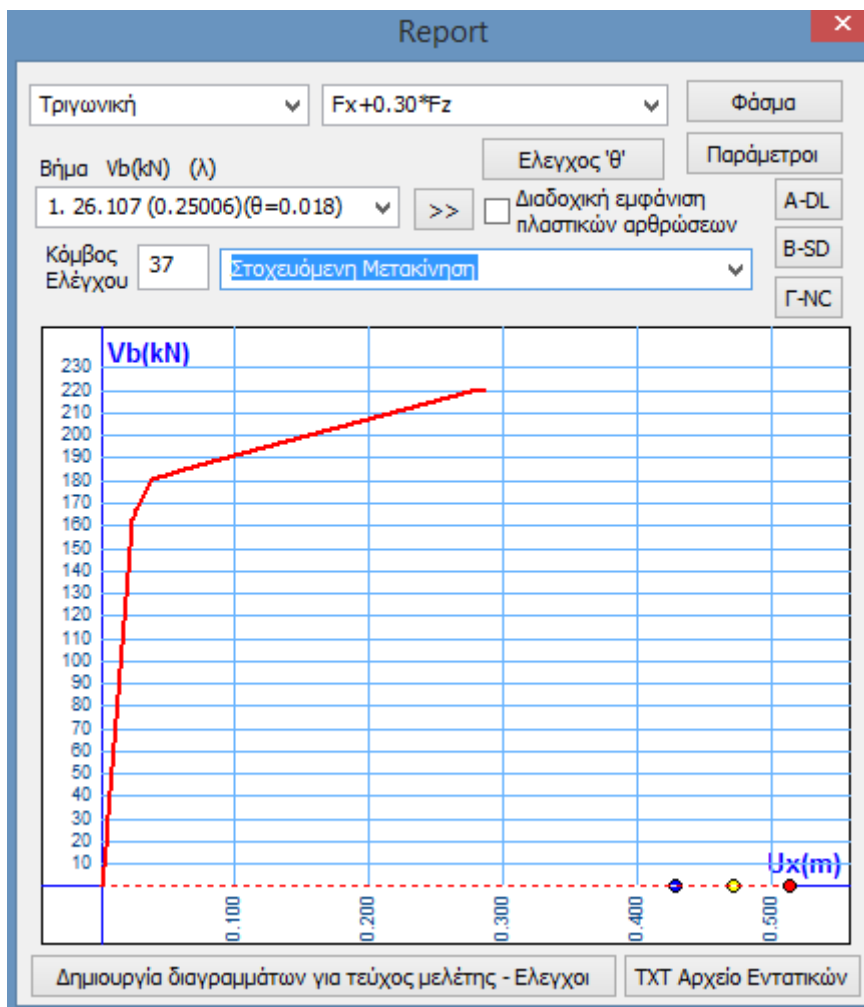


Σχήμα 3.20 Κάτοψη του κτιρίου στην παραμορφωμένη κατάσταση με τις πλαστικές του αρθρώσεις για φόρτιση  $F_x+0,3 \cdot F_z$

Τέλος από τα διαθέσιμα αποτελέσματα του προγράμματος αξίζει να σταθούμε στην στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής, όπως αυτή προκύπτει τόσο από αναλυτικούς πίνακες όπως και από σχετικά διαγράμματα, όπως αυτά που ακολουθούν. Στα διαγράμματα αυτά οι στοχευόμενες μετακινήσεις εμφανίζονται ως τρεις, διαφορετικού χρώματος κουκίδες, τις οποίες όμως ποτέ δεν «φτάνει» η κατασκευή, πλην μίας περίπτωσης φόρτισης όπου απλά ίσα που ξεπερνάει την μία κουκίδα (στάθμη επιτελεστικότητας). Ακριβώς το ίδιο παρατηρείται και στους αναλυτικούς πίνακες, όπου η στοχευόμενη μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας που θέλουμε (στάθμη Β) είναι π.χ. της τάξης του 0,124m αλλά της οι μετακινήσεις μελών είναι αρκετά μικρότερες (π.χ. της τάξης του 0,012m).



Σχήμα 3.21 Στοχευόμενη μετακίνηση για φόρτιση  $-Fx+0,30Fz$



Σχήμα 3.22 Στοχευόμενη μετακίνηση για φόρτιση  $F_x+0,30F_z$

	Περιορισμέν. Βλάβες			Σημαντικές Βλάβες			Οιονεί Κατάρρευση		
	(A - DL)			(B - SD)			(Γ - NC)		
Μέλος	Κόμβ.	$\gamma_{sd} \cdot \theta_{sd}$	$\theta_{pl} / \gamma_{rd}$	$\gamma_{sd} \cdot \theta_{sd}$	$\theta_{pl} / \gamma_{rd}$	$\gamma_{sd} \cdot \theta_{sd}$	$\theta_{pl} / \gamma_{rd}$	$\gamma_{sd} \cdot \theta_{sd}$	$\theta_{pl} / \gamma_{rd}$
23	12	0.00000	0.00000	Nαι	0.00000	0.01582	Nαι	0.00000	0.03164
				0.000		0.000			
18		0.00000	0.00000	Nαι	0.00000	0.01582	Nαι	0.00000	0.03164
				0.000		0.000			
24	18	0.00000	0.00000	Nαι	0.00000	0.00902	Nαι	0.00000	0.01804
				0.000		0.000			
17		0.00000	0.00000	Nαι	0.00000	0.00902	Nαι	0.00000	0.01804
				0.000		0.000			
25	17	0.00000	0.00000	Nαι	0.00000	0.01072	Nαι	0.00000	0.02145
				0.000		0.000			
19		0.00000	0.00000	Nαι	0.00000	0.01072	Nαι	0.00000	0.02145
				0.000		0.000			

26	19	0.00000	0.00000	Nα ι	0.00000	0.01336	Nα ι	0.00000	0.02672	Nα ι
					0.000			0.000		
16	0.00000	0.00000	Nα ι	0.00000	0.01336	Nα ι	0.00000	0.02672	Nα ι	
					0.000			0.000		
27	16	0.00000	0.00000	Nα ι	0.00000	0.00973	Nα ι	0.00000	0.01945	Nα ι
					0.000			0.000		
15	0.00000	0.00000	Nα ι	0.00000	0.00973	Nα ι	0.00000	0.01945	Nα ι	
					0.000			0.000		
28	12	0.00000	0.00000	Nα ι	0.00000	0.01389	Nα ι	0.00000	0.02777	Nα ι

Πίνακας 1.1 Μετακινήσεις μελών (Είδος Ανάλυσης – Κατανομής : Fx+0.30\*Fz – Τριγωνική (1)

Στοχευόμενες Μετακινήσεις: Περιορισμένες Βλάβες(A-DL):0.112(m)

Σημαντικές Βλάβες(B-SD):0.124(m)

Οιονεί Κατάρρευση(Γ-NC):0.135(m))

Σύμφωνα με όσα τα παραπάνω προκύπτει το συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή φέρεται αρκετά πιο «ψαθυρά» υπό σεισμικά φορτία. Συγκεκριμένα φαίνεται πως η κατασκευή αστοχεί με όχι αρκετά πλαστικό τρόπο χωρίς δηλαδή να αναπτύσσει μεγάλες παραμορφώσεις (και κατ' επέκταση βλάβες) και ως εκ τούτου δεν προσεγγίζει και προφανώς δεν ξεπερνά τα όρια των παραμορφώσεων για καμία στάθμη επιτελεστικότητας.

Τέλος αξίζει να κρατήσουμε την εικόνα της κατασκευής με τις πρώτες πλαστικές αρθρώσεις (που να η ίδια για όλες τις φορτίσεις) καθώς αυτό μας αποδεικνύει εκείνα τα μέλη που αστοχούν πρώτα και που υπό άλλες συνθήκες θα αποτελούσαν τα μέλη που θα ενισχύαμε προκειμένου να αναβαθμίσουμε την κατασκευή και να πετύχουμε μεγαλύτερες παραμορφώσεις.

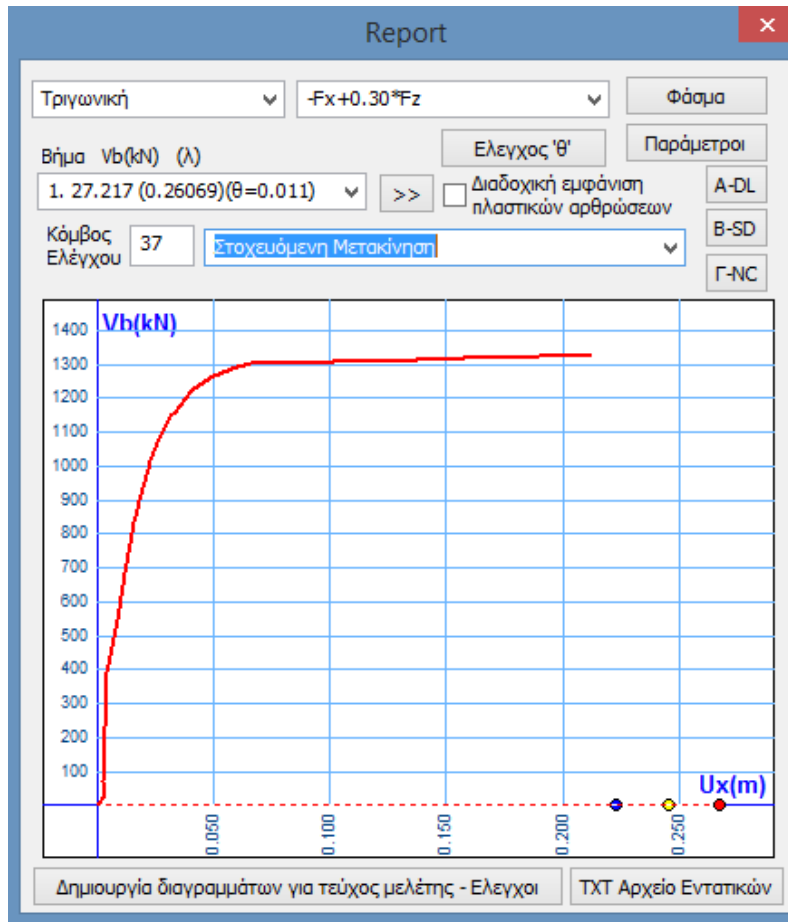
### 3.3.3 Εφαρμογή της pushover με συνυπολογισμό των τοιχοπληρώσεων

#### 3.3.3.1 Ανάλυση της μεθόδου

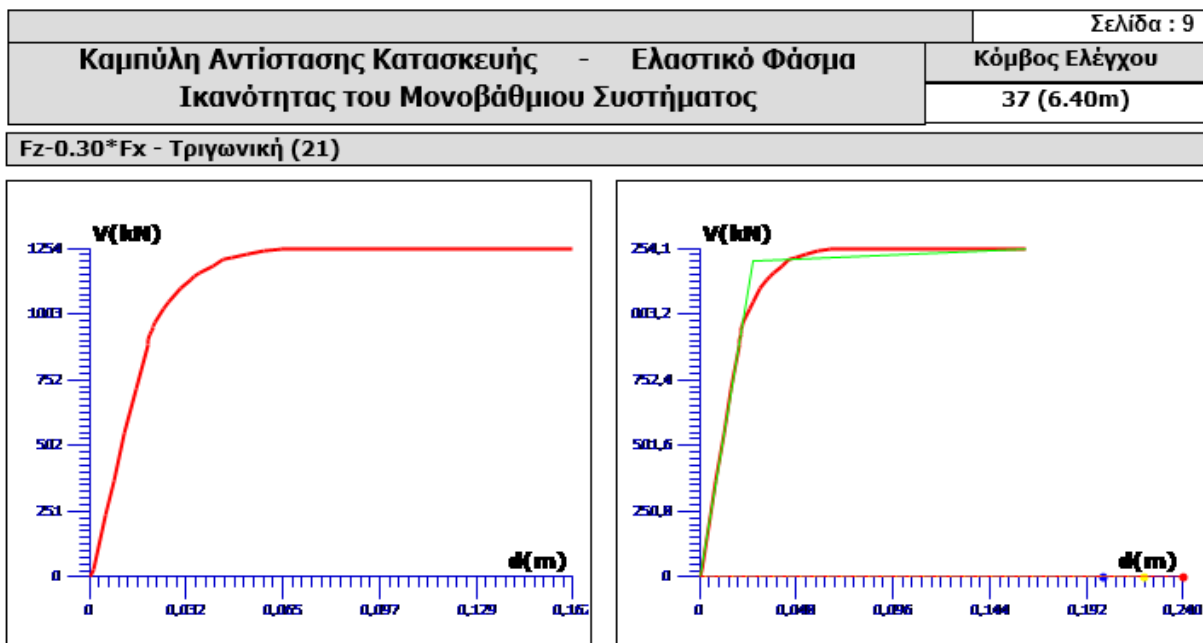
Η ανάλυση της μεθόδου του μοντέλου αυτού, με τις τοιχοπληρώσεις δεν διαφέρει σε τίποτα από την ανάλυση που παρουσιάστηκε στην αντίστοιχη παράγραφο (§3.3.2.1) για το ίδιο μοντέλο χωρίς τις τοιχοπληρώσεις. Ως εκ τούτου για την εν λόγω ανάλυση θα παρουσιαστούν παρακάτω τα αποτελέσματα.

#### 3.3.3.2 Αποτελέσματα της μεθόδου

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης, συνυπολογίζοντας τις τοιχοπληρώσεις δεν διαφέρουν ιδιαίτερα καθώς πάλι η κατασκευή αστοχεί ψαθυρά πριν παραμορφωθεί αρκετά οπότε και δεν αναπτύσσει βλάβες αλλά ούτε και ικανοποιεί καμία στάθμη επιτελεστικότητας. Όπως φαίνεται και στα ακόλουθα Σχήματα η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής είναι αρκετά σύντομη χωρίς να φτάνει καμία από τις τρεις κουκίδες, που αντιπροσωπεύουν στοχευόμενες μετακινήσεις για κάθε στάθμη.



Σχήμα 3.23 Στοχευόμενη μετακίνηση για φόρτιση  $-Fx+0,30Fz$



Σχήμα 3.24 Στοχευόμενη μετακίνηση για φόρτιση  $Fz+0,30Fx$

### 3.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΟΠΟΙΑ Ο ΦΟΡΕΑΣ ΕΠΑΡΚΕΙ

Το ζητούμενο της ενότητας αυτής είναι να προσδιοριστεί η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης για την οποία ο φορέας επαρκεί για στάθμη επιτελεστικότητας Α ή Γ. Προς το σκοπό ετούτο και για κάθε μία από τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας πραγματοποιούνται ορισμένες αναλύσεις με διάφορες τυχαίες τιμές της σεισμικής επιτάχυνσης (διατηρώντας όλες τις άλλες παραμέτρους, που έχουν οριστεί για την κατασκευή, σταθερές) έως ότου βρεθεί εκείνη η τιμή για την οποία επαρκούν όλα τα μέλη της κατασκευής. Η διερεύνηση αυτή γίνεται με τη μέθοδο q (που έχω τη δυνατότητα να ορίσω στάθμη Α ή Γ, καθώς με την m δεν μου δίνεται αυτή η δυνατότητα). Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για στάθμη επιτελεστικότητας Α και σεισμική επιτάχυνση 0,08g με τη μέθοδο της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q=1,7

Αρχικά λοιπόν πραγματοποιείται ένας προκαταρκτικός έλεγχος έτσι ώστε να διαπιστωθεί η δυνατότητα χρησιμοποίησης της στατικής μεθόδου, αλλά και για να γίνει ένας αρχικός προσδιορισμός της «εικόνας» του κτιρίου σε σεισμό. Σύμφωνα με τον έλεγχο αυτό προκύπτει ότι το κτίριο δεν είναι μορφολογικά κανονικό αλλά και δεν επαρκούν όλα τα στοιχεία του (αστοχεί ένα υποστύλωμα), σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα. Κατά συνέπεια εφαρμόζεται η μέθοδος με δείκτη ασφαλείας γsd=1.15.

α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο	
		λ<=2.5	λ>2.5	λ<=2.5	λ>2.5	λ<=2.5	λ>2.5	λ<=2.5	λ>2.5		
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	15	50%	0	0%	11	50%	0	0%	26	50%
2	6.400	15	50%	0	0%	10	45%	1	5%	25	48%
Σύνολο		30	100%	0	0%	21	95%	1	5%	51	98%

Πίνακας 1.1 Δείκτες επάρκειας λ

α/α	Συν/κο	λ <sub>κκi</sub>	λ <sub>κ,ki</sub> /  λ <sub>κ,ki</sub> /	λ <sub>zki</sub>	λ <sub>z,ki</sub> /  λ <sub>z,ki</sub> /
			λ <sub>κ,ki+1</sub>  λ <sub>κ,ki-1</sub>		λ <sub>z,ki+1</sub>  λ <sub>z,ki+1</sub>
1	3.200	0.47	2.32	0.83	1.53
2	6.400	1.10	2.32	0.55	1.53

Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Πίνακας 1.1 Μορφολογική κανονικότητα

Ακολουθεί η ανάλυση της q με ακριβώς τον ίδιο τρόπο που έγινε και προηγουμένως δίνοντας ως αποτελέσματα τους ακόλουθους Πίνακες. Σ αυτούς παρατηρείται πως δεν επαρκούν μία δοκός και 4 υποστυλώματα ενώ υπάρχουν 4 δοκοί κι ένα υποστύλωμα που συμπεριφέρονται ψαθυρά και για τα οποία γίνεται έλεγχος σε τέμνουσα.

α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο	
		λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0		
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.200	14	47%	1	3%	10	45%	1	5%	24	46%
2	6.400	15	50%	0	0%	8	36%	3	14%	23	44%
Σύνολο		29	97%	1	3%	18	82%	4	18%	47	90%

Πίνακας 1.1 Δείκτες επάρκειας λ

Μέλος Κόμβ.	Ved/Vrdmax	Ved/Vrd	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
24	18	0.844	ΝΑΙ
	17	0.839	ΝΑΙ
<b>37</b>	34	3.020	<b>ΟΧΙ</b>

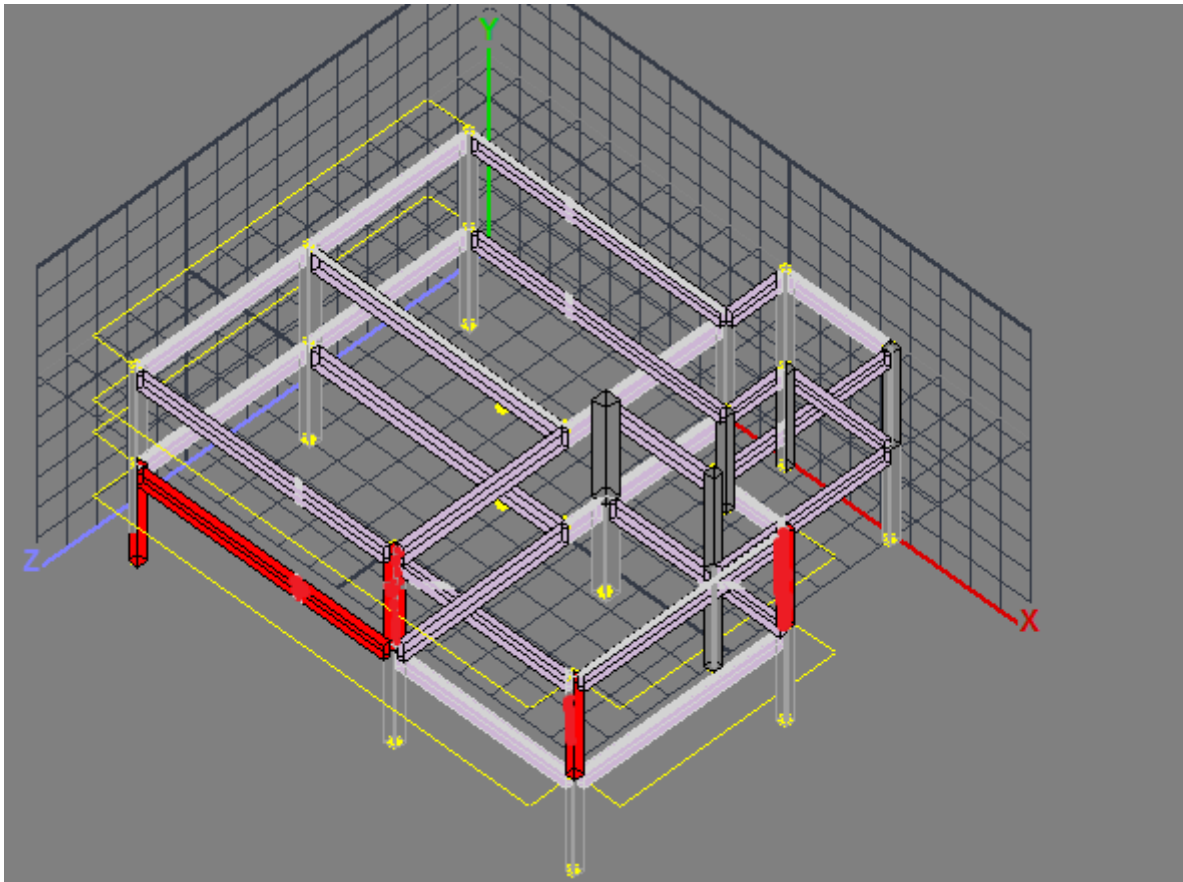
	22	3.073	1.123	OXI
39	29	0.792	0.815	ΝΑΙ
	28	0.817	0.840	ΝΑΙ
52	35	2.438	1.283	OXI
	33	2.489	1.310	OXI

Πίνακας 1.1 Έλεγχος τεμνουσών για τις ψαθυρές δοκούς

Μέλος	Κόμβ.	$V_{edy}/V_{rdmaxy}$	$V_{edz}/V_{rdmaxz}$	$V_{edy}/V_{rdy}$	$V_{edz}/V_{rdz}$	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
2	2	0.207	0.124	0.142	0.085	ΝΑΙ
	13	0.207	0.124	0.142	0.085	ΝΑΙ

Πίνακας 1.1 Έλεγχος τεμνουσών για τα ψαθυρά υποστυλώματα

Τα μέλη που δεν επαρκούν είναι η δοκός 30 και τα υποστυλώματα 2, 14, 15 και 21, (όπως αυτά είναι αριθμημένα στο πρόγραμμα) και είναι αυτά που εικονίζονται στο παρακάτω Σχήμα.



Σχήμα 3.25 Μέλη που αστοχούν (κόκκινο χρώμα)

Συμπεραίνεται λοιπόν πως για τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης 0,08g η κατασκευή δεν επαρκεί για στάθμη επιτελεστικότητας Α. Ως εκ τούτου θα πρέπει να θεωρηθεί μία μικρότερη τιμή για την εδαφική επιτάχυνση και να ξανά-εξεταστεί το κτίριο. Λόγω αδυναμίας του προγράμματος Scada pro 15 για μικρές επιταχύνσεις τα αποτελέσματα που προκύπτουν δεν διαφοροποιούνται μεταξύ τους όσο και αν αλλάζει η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης. Κατά συνέπεια για τιμές μικρότερες του 0,08g προκύπτουν ίδια αποτελέσματα, οπότε και καθίσταται αδύνατο να υπολογιστεί ακριβώς η ζητηθείσα τιμή. Αναμφίβολα πρόκειται για μια τιμή μικρότερη από 0,08 για τη στάθμη Α ενώ για στάθμη Γ η τιμή αυτή προβλέπεται να είναι ακόμα πιο μικρή.



## 4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

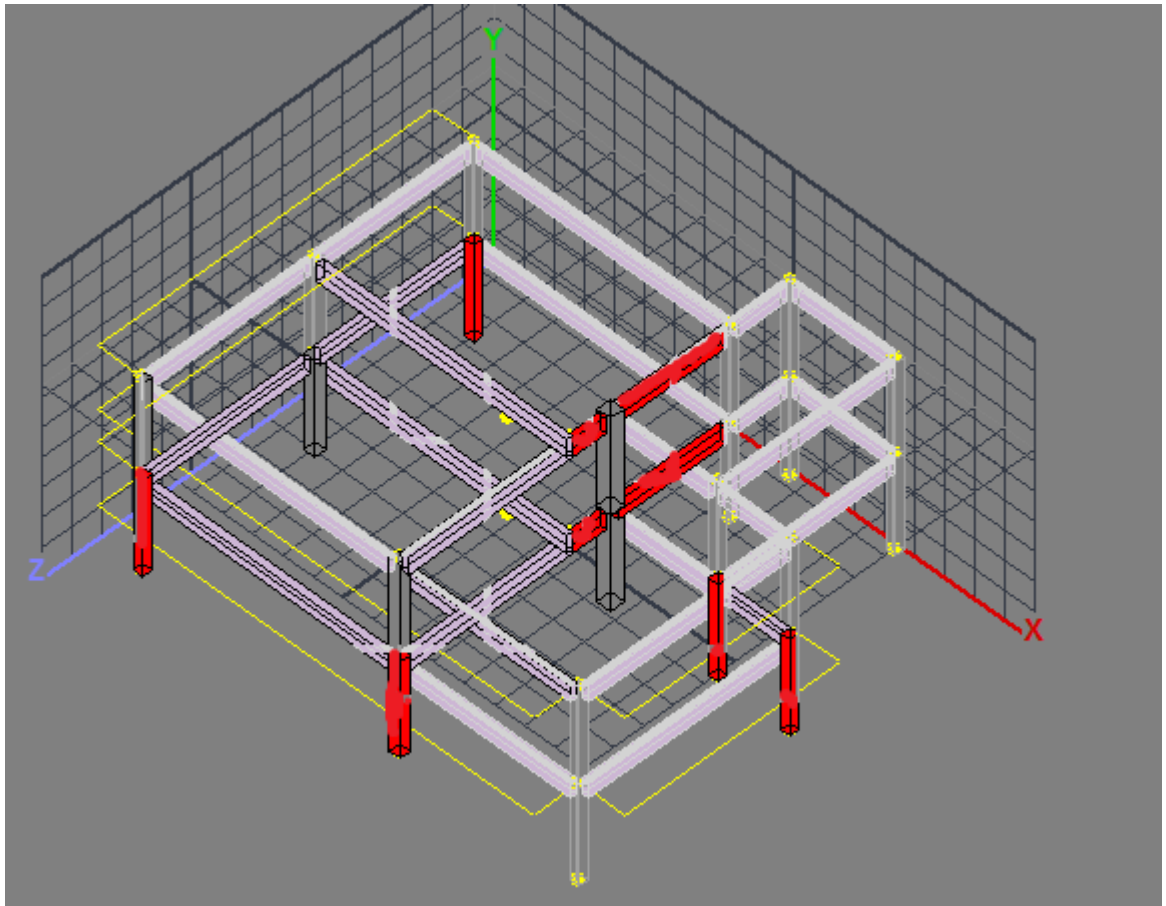
Με βάση όλες τις παραπάνω αναλύσεις αλλά και τα επιμέρους σχόλια και παρατηρήσεις των εκάστοτε ενοτήτων προκύπτουν ορισμένα αποτελέσματα για την εν λόγω υφιστάμενη κατασκευή. Τα συμπεράσματα αυτά είναι τα εξής:

- Η κατασκευή δεν είναι ικανή να φέρει τα μεγάλα σεισμικά φορτία (από σεισμό με επιτάχυνση 0,36g) που τις ασκούνται για καμία από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, καθώς τα στοιχεία που κάθε φορά αστοχούν είναι πάρα πολλά σε αριθμό (πολλές φορές και όλα) και πιθανότατα να ήταν και άσκοπη και οποιαδήποτε σκέψη για ενίσχυσή της.
- Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην κατασκευή είναι προφανώς ευμενής, όσον αφορά τις μεθόδους q και m, καθώς από τις αναλύσεις αυτών προκύπτει πως ο αριθμός των μελών που αστοχούν συνυπολογίζοντας τις τοιχοπληρώσεις είναι αρκετά μικρότερος αυτών που αστοχούν χωρίς να συνυπολογιστούν οι τοιχοπληρώσεις. Το συμπέρασμα αυτό είναι εμφανές στον συγκεντρωτικό Πίνακα που ακολουθεί με τα μέλη που αστοχούν για κάθε ανάλυση.

	χωρίς συνυπολογισμό τοιχοπληρώσεων		με συνυπολογισμό τοιχοπληρώσεων	
	μέθοδος q	μέθοδος m	μέθοδος q	μέθοδος m
δοκοί	30	23	19	11
υποστυλώματα	22	22	16	16

Πίνακας 4.1 αριθμός των μελών που δεν επαρκούν για κάθε ανάλυση

- Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην μέθοδο pushover δεν είναι τόσο εμφανής, καθώς με ή χωρίς αυτές η κατασκευή αστοχεί με ψαθυρό τρόπο (διατμητική αστοχία), που πιθανότατα οφείλεται στο χαμηλό ποσοστό οπλισμού έναντι τέμνουσας (εγκάρσιοι συνδετήρες) τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα. Παρ' όλα αυτά, παρατηρείται πως συνυπολογίζοντας τις τοιχοπληρώσεις επιτυγχάνονται μεγαλύτερες παραμορφώσεις στη κατασκευή.
- Ακόμα από τον συγκεντρωτικό Πίνακα 5.1, παρατηρείται πως η μέθοδος q είναι φαινομενικά πιο συντηρητική σε σχέση με την μέθοδο m, καθώς δίνει σε όλες τις περιπτώσεις (με ή χωρίς τοιχοπληρώσεις) μεγαλύτερο αριθμό μελών που δεν επαρκούν. Πρέπει όμως να σημειωθεί πως τα αποτελέσματα αυτών είναι ίδια για τα υποστυλώματα που αποτελούν και τα πιο βασικά στοιχεία της κατασκευής, χωρίς να σημαίνει πως δίνουν απαραίτητα ακριβώς τον ίδιο τρόπο αστοχίας για αυτά.
- Αξίζει επίσης να αναφερθεί και η αναγκαιότητα ύπαρξης του προελέγχου, καθώς δίνει για την μία αρκετά καλή «εικόνα» της αντίστασης της κατασκευής σε σεισμό, χωρίς βέβαια να αποτελεί αποτίμηση της κατασκευής.
- Με βάση όλα τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρατηρήθηκε πως υπάρχουν κάποια μέλη που συμπεριφέρονται ψαθυρά με οποιαδήποτε μέθοδο κι αν γίνει η αποτίμηση της κατασκευής. Τα μέλη αυτά εικονίζονται στο Σχήμα που ακολουθεί



Σχήμα 4.1 Ψαθυρά στοιχεία της κατασκευής

- Τέλος παρατηρείται από τις αναλύσεις ότι όσον αφορά την αστοχία των υποστυλωμάτων, τα υποστυλώματα του κάτω ορόφου αστοχούν σχεδόν πάντα όλα πράγμα που καταδεικνύει πως ταλαιπωρούνται πολύ περισσότερο από τον σεισμό, εν αντιθέσει με του πάνω ορόφου. Σε δυσμενέστερη θέση όλων είναι τα υποστυλώματα μακριά από το κέντρο μάζας του κτιρίου (κόμβος 37) καθώς αυτά καταπονούνται περαιτέρω λόγω στροφής του κτιρίου που προκύπτει από την έλλειψη κανονικότητας σε κάτοψη.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.ΠΑΤΡΑ 2014
- [2] Scada pro 15, manual
- [3] Δρίτσος Σ.Η., «Ενισχύσεις/Επισκευές Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα»
- [4] Φαρδής Μ.Ν. , « Σημειώσεις Μεταπτυχιακού μαθήματος Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Ο.Σ.»