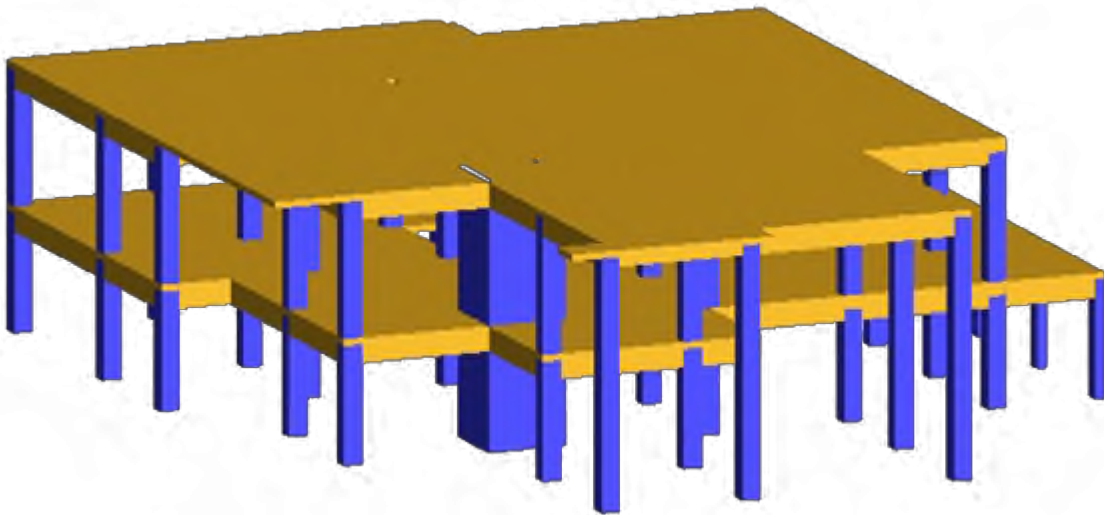




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

# ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΔΗΜΟΣΙΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΟΥ 1961

Διπλωματική Εργασία



Γεώργιος Ζερκούλης

Επιβλέπων Καθηγητής  
Ε. Βουγιούκας

Αθήνα, Ιούλιος 2023



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την εξέταση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου Κ.Α.Π.Η στην περιοχή της Θήβας, το οποίο έχει μελετηθεί με βάση τους αντισεισμικούς κανονισμούς πριν το 1984. Στόχος είναι η εκτίμηση της πραγματικής αντοχής του κτιρίου και η πρόταση ενίσχυσης, εάν απαιτηθεί. Για τον σκοπό αυτό, χρησιμοποιούνται σύγχρονες μέθοδοι ανελαστικής ανάλυσης, όπως η στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover), και ο κανονισμός που χρησιμοποιείται για τη μελέτη είναι ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Για την υλοποίηση των παραπάνω αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Fespa 22 - 8.3.0.16. Αναλυτικά:

Στο **Κεφάλαιο 1** περιγράφεται το αντικείμενο εργασίας.

Στο **Κεφάλαιο 2** παρατίθεται το θεωρητικό υπόβαθρο για την αξιολόγηση της σεισμικής αντοχής μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα. Περιλαμβάνονται οι βασικές αρχές των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, με αναφορές σε σχετικές διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Στο **Κεφάλαιο 3** παρουσιάζεται η μορφολογία του κτιρίου και ο τρόπος προσομοίωσης του φορέα στο λογισμικό.

Στο **Κεφάλαιο 4** πραγματοποιείται η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης.

Στο **Κεφάλαιο 5** παρατίθενται προτάσεις για την ενίσχυση της κατασκευής.

Στο **Κεφάλαιο 6** διατυπώνονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής.

## ABSTRACT

The present thesis deals with the examination of the seismic behavior of the K.A.P.H. building in the area of Thebes, which has been studied according to the seismic regulations before 1984. The aim is to estimate the actual strength of the building and to propose reinforcement, if required. For this purpose, modern methods of anelastic analysis are used, such as static anelastic analysis (Pushover), and the regulation used for the study is the Greek Regulation of Interventions (KAN.EPE). For the implementation of the above analyses, the software Fespa 22 - 8.3.0.16. was used. In more details:

In **Chapter 1** describes the scope of work.

In **Chapter 2** the theoretical background for the evaluation of the seismic strength of a reinforced concrete structure is presented. The basic principles of modern seismic regulations are included, with references to relevant provisions of the Greek Intervention Regulation (KAN.EPE).

In **Chapter 3** presents the morphology of the building and the way the structure is simulated in the software.

In **Chapter 4**, the assessment of the load-bearing capacity of the structure is carried out through the static inelastic analysis.

In **Chapter 5**, recommendations for strengthening the structure are given.

In **Chapter 6**, the conclusions drawn from the improvement of the structure's behavior are formulated.

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Καταρχάς, θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου προς τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Εμμανουήλ Βουγιούκα, για την ευκαιρία που μου έδωσε να αναπτύξω την παρούσα διπλωματική εργασία, καθώς και για τις πολύτιμες γνώσεις και τη συνεχή καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια της εργασίας. Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω τους φίλους μου για την υποστήριξη και την συμπαράστασή τους στις δύσκολες στιγμές και για τον συνεχή προσανατολισμό που μου παρέχουν προς προσωπική μου βελτίωση. Τέλος, θα ήθελα να εκφράσω τις μεγάλες ευχαριστίες μου προς την οικογένειά μου για την απεριόριστη αγάπη και φροντίδα που μου έχει προσφέρει και συνεχίζει να παρέχει καθ' όλη τη διάρκεια αυτών των ετών.



# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

### Εισαγωγή

|     |                 |   |
|-----|-----------------|---|
| 1.1 | Γενικά          | 1 |
| 1.2 | Σκοπός Εργασίας | 1 |

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

|        |  |    |
|--------|--|----|
| 2.1    | Γενικά                                       | 2  |
| 2.2    | Πλαστιμότητα                                 | 3  |
| 2.3    | Πλαστικές αρθρώσεις                          | 4  |
| 2.4    | Στάθμες Επιτελεστικότητας                    | 5  |
| 2.5    | Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού          | 6  |
| 2.6    | Καμπύλη ικανότητας ή αντίστασης              | 7  |
| 2.7    | Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής     | 8  |
| 2.8    | Στάθμες Επιτελεστικότητας της κατασκευής     | 11 |
| 2.9    | Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας         | 11 |
| 2.10   | Δημιουργία ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος | 12 |
| 2.11   | Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης         | 12 |
| 2.12   | Εδαφικές συνθήκες και σεισμική δράση         | 13 |
| 2.13   | Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών    | 15 |
| 2.13.1 | Στατική ανελαστική ανάλυση                   | 15 |
| 2.13.2 | Αποτίμηση συμπεριφοράς                       | 16 |

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 3.1   | Περιγραφή της κατασκευής                  | 17 |
| 3.2   | Μορφολογία του φορέα                      | 18 |
| 3.3   | Προσομοίωση της κατασκευής                | 21 |
| 3.3.1 | Προσδιορισμός και εισαγωγή δομικών υλικών | 21 |
| 3.3.2 | Γραμμικά Στοιχεία                         | 22 |
| 3.3.3 | Πλάκες                                    | 23 |
| 3.3.4 | Στηρίξεις κατασκευής                      | 24 |
| 3.4   | Δράσεις επί της κατασκευής                | 25 |
| 3.4.1 | Κατακόρυφες δράσεις                       | 25 |
| 3.4.2 | Σεισμικές δράσεις                         | 26 |
| 3.4.3 | Ταλαντούμενη Μάζα                         | 27 |
| 3.5   | Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων           | 27 |

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 4.1   | Εισαγωγή  | 29 |
| 4.2   | Ιδιομορφική απόκριση φορέων                               | 29 |
| 4.2.1 | Αποτελέσματα Ιδιομορφικής ανάλυσης κτιρίου                | 29 |
| 4.3   | Καθορισμός της στάθμης επιτελεστικότητας                  | 31 |
| 4.4   | Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων για το κτίριο | 31 |
| 4.4.1 | Καμπύλες αντίστασης κτιρίου στη διεύθυνση X-X'            | 31 |
| 4.4.2 | Καμπύλες αντίστασης κτιρίου στη διεύθυνση Y-Y'            | 32 |
| 4.5   | Διαγράμματα αντοχής M-θ                                   | 32 |
| 4.6   | Διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας                          | 34 |
| 4.7   | Λόγοι επάρκειας μελών                                     | 36 |

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5**

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 5.1   | Γενικά   | 38 |
| 5.2   | Ενίσχυση με FRP  | 38 |
| 5.2.1 | Τρόπος εφαρμογής ενισχύσεων με FRP                           | 39 |
| 5.2.2 | Τροποποιήσεις του φορέα                                      | 39 |
| 5.2.3 | Μηχανικά Χαρακτηριστικά ενισχυόμενου μέλους                  | 40 |
| 5.2.4 | Τελικοί μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένου φορέα με FRP    | 41 |
| 5.3   | Ενίσχυση με Τοιχία   | 43 |
| 5.3.1 | Τρόπος εφαρμογής ενισχύσεων με Τοιχία                        | 45 |
| 5.3.2 | Τροποποιήσεις του φορέα                                      | 46 |
| 5.3.3 | Μηχανικά Χαρακτηριστικά ενισχυόμενου μέλους                  | 46 |
| 5.3.4 | Διαστασιολόγηση βλήτρων-αγκυρίων                             | 46 |
| 5.3.5 | Τελικοί μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένου φορέα με Τοιχία | 47 |
| 5.4   | Εκτίμηση Κόστους Ενισχύσεων                                  | 49 |

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6**

|     |                         |    |
|-----|-------------------------|----|
| 6.1 | Σύνοψη και Συμπεράσματα | 50 |
|-----|-------------------------|----|

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ**





# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

## 1 Εισαγωγή

### 1.1 Γενικά

Στην Ελλάδα, ο τομέας της ανοικοδόμησης βρίσκεται σε συνεχή πτώση, και ένα μεγάλο ποσοστό του κτιριακού πλούτου της χώρας αποτελείται από κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος, ηλικίας 40-60 ετών. Αυτά τα κτίρια κατασκευάστηκαν με παλαιότερους κανονισμούς που δεν ανταποκρίνονται στα ισχύοντα πρότυπα. Είναι προφανές ότι η κατεδάφισή τους είναι εντελώς ανέφικτη, καθώς καταλαμβάνουν νόμιμο όγκο στον πολεοδομικό χώρο και είναι δύσκολο να οικοδομηθούν, λόγω των αλλαγμένων κανονισμών δόμησης. Λόγω του μεγάλου αριθμού αυτών των κτιρίων που χρειάζεται αποκατάσταση και του υψηλού οικονομικού κόστους που συνεπάγεται αυτό, προέκυψε η ανάγκη αξιολόγησης της συμπεριφοράς τους απέναντι σε σεισμικές δονήσεις και της αναβάθμισής τους μέσω διαδοχικών παρεμβάσεων. Για να καλυφθεί αυτή η ανάγκη, δημιουργήθηκε ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ο οποίος βασίζεται στον ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό (Ευρωκώδικας 8, ΕΚΟΣ κ.α.). Ο σκοπός αυτού του κανονισμού είναι να καθορίσει κριτήρια για την αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων και να θεσπίσει κανόνες για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για πιθανές επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις που απαιτούνται (§ 1.1.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

### 1.2 Σκοπός Εργασίας

Στόχος αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι να αξιολογηθεί η σεισμική συμπεριφορά ενός υπάρχοντος κτιρίου κατασκευασμένου από οπλισμένο σκυρόδεμα, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Επιπλέον, πρόκειται να προταθούν ενισχύσεις για το κτίριο σε περίπτωση που η αξιολόγηση καταλήξει σε ανεπαρκές επίπεδο αντοχής. Ο έλεγχος και η πρόταση ενίσχυσης θα γίνουν σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

## ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

### 2.1 Γενικά

Για να δημιουργήσει μια αξιόπιστη μελέτη είναι απαραίτητο ο μηχανικός να διαθέτει μια συνολική κατανόηση των αρχών που βασίζονται στον σχεδιασμό κατασκευών, σε ότι αναφορά τα διάφορα φορτία και δυνάμεις που αναπτύσσονται στις διαδικασίες σχεδιασμού. Επιπλέον, πρέπει να κατανοήσει τους στόχους που αποβλέπουν στην επίτευξη οικονομικής αποδοτικότητας. Αναγνωρίζοντας ότι ο δυνητικός κίνδυνος ζημίας που προκαλείται από σεισμικές δυνάμεις είναι υψηλότερος σε σχέση με τα υπόλοιπα φορτία, γίνεται αναγκαίο για τον μηχανικό να διαθέτει μια αναλυτική κατανόηση της ανάγκης για αντισεισμικό σχεδιασμό.

Η ιδιαιτερότητα της σεισμικής δραστηριότητας αποκαλύπτεται μέσω δύο βασικών πτυχών. Η πρώτη σχετίζεται με τις σεισμικές παραμέτρους που επηρεάζουν τη συμπεριφορά των κτιρίων, ενώ η δεύτερη πτυχή αφορά τη σπάνια εμφάνιση σημαντικών επιταχύνσεων κατά τη διάρκεια της ζωής τους. Ωστόσο, ακόμα κι αν οριστεί ο μέγιστος σεισμός ως κριτήριο για την κατασκευή κτιρίων που θα αντέχουν χωρίς καμία ζημιά (ελαστικά), αυτό θα απαιτήσει την ανακατανομή πόρων από άλλους ζωτικούς τομείς της κοινωνίας, καθιστώντας αυτήν την προσέγγιση οικονομικά απαγορευτική.

Επομένως, είναι απαραίτητο να αποφεύγονται τέτοιες καταστάσεις δίνοντας προτεραιότητα στη μετελαστική συμπεριφορά στον αντισεισμικό σχεδιασμό. Δεδομένου ότι ορισμένες μορφές μετελαστικής παραμόρφωσης οδηγούν σε αστοχία της κατασκευής, ενώ άλλες προσφέρουν πλαστιμότητα, αυτό προάγει την κατασκευή κτιρίων που επιδεικνύουν πλαστιμότητα σε σύγκριση με αυτά που δεν την έχουν. Αυτό επιτυγχάνεται κυρίως μέσω της ενσωμάτωσης διατάξεων που ενισχύουν την κανονικότητα της κατασκευής. Εξάλλου, αυτή είναι η φιλοσοφία του Αντισεισμικού Σχεδιασμού που έχει υιοθετηθεί από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς και διέπεται από τις παρακάτω βασικές αρχές:

- Σε μικρούς σεισμούς, η κατασκευή πρέπει να μην υποστεί ζημιές (ελαστική συμπεριφορά).
- Σε μεγάλους σεισμούς, με μικρή πιθανότητα να συμβούν στη χρήσιμη ζωή του έργου, η κατασκευή επιτρέπεται να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή και επομένως να υποστεί ζημιές. Οι ζημιές αυτές πρέπει να είναι περιορισμένης έκτασης και επιδιορθώσιμες.
- Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι δεν θα υπάρξει κανένας κίνδυνος κατάρρευσης. Για το λόγο αυτό πρέπει να αποκλειστούν μορφές αστοχίας που εγκυμονούν κίνδυνο κατάρρευσης, όπως ο σχηματισμός μαλακού ορόφου (μηχανισμός κατάρρευσης) και ψαθυρές μορφές αστοχίας (π.χ. διατμητική αστοχία).

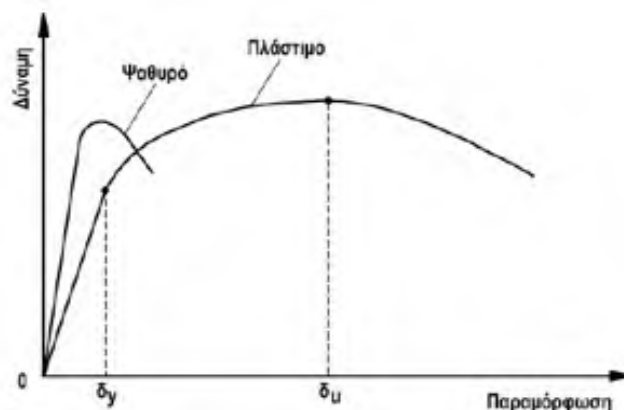
## 2.2 Πλαστιμότητα

Η ικανότητα ενός μέλους ή μιας ολόκληρης κατασκευής να ανταποκριθεί σε σεισμική δράση εξαρτάται από τρεις κύριους παράγοντες: τη δυσκαμψία, την αντοχή και την πλαστιμότητα. Η δυσκαμψία αντιπροσωπεύει την ελαστική αντίδραση, η αντοχή καθορίζει τα όρια μεταξύ της ελαστικής και μετελαστικής αντίδρασης, και η πλαστιμότητα αφορά τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου ή της κατασκευής συνολικά. Συνολικά, η πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα μιας κατασκευής ή ενός στοιχείου να υποστεί παραμορφώσεις πέρα από την ελαστική περιοχή, χωρίς να απωλέσει τη φέρουσα ικανότητά του. Αυτό αποτελεί έναν από τους κυριότερους παράγοντες για τις κατασκευές, καθώς καθορίζει την πιθανότητα κατάρρευσης σε περίπτωση σεισμού. Σύμφωνα με τους κανονισμούς, οι συντελεστές που χρησιμοποιούνται υποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα απορροφηθεί σαν έργο πλαστικών αρθρώσεων.

Η πλαστιμότητα ορίζεται από τον τύπο:

$$\mu = \frac{\delta u}{\delta}$$

Για να επιτευχθεί η πλαστιμότητα στα δομικά στοιχεία, απαιτείται η χρήση υλικών με πλάστιμες ιδιότητες. Έτσι, το σκυρόδεμα αποτελεί ένα ψαθυρό υλικό, καθώς είναι ικανό να αντέξει θλιπτικές τάσεις, ενώ ο χάλυβας παρέχει επαρκή πλαστιμότητα. Επειδή είναι δύσκολο να υπολογιστεί ή να εκτιμηθεί η πλαστιμότητα ενός κτιρίου, καθώς δεν υπάρχουν μέθοδοι ή κανονισμοί που να την αντιμετωπίζουν ως φυσικό μέγεθος, η συνολική πλαστιμότητα σε επίπεδο κατασκευής επιτυγχάνεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων. Συνεπώς, ο σκοπός της διαστασιολόγησης των κατασκευών είναι να συνδυαστούν αυτά τα υλικά προκειμένου να δημιουργηθούν πλαστικά μέλη που μπορούν να ανταποκριθούν στις μετελαστικές παραμορφώσεις που επιβάλλονται από τις σεισμικές δυνάμεις και να τοποθετηθούν στις κατάλληλες θέσεις στην κατασκευή.

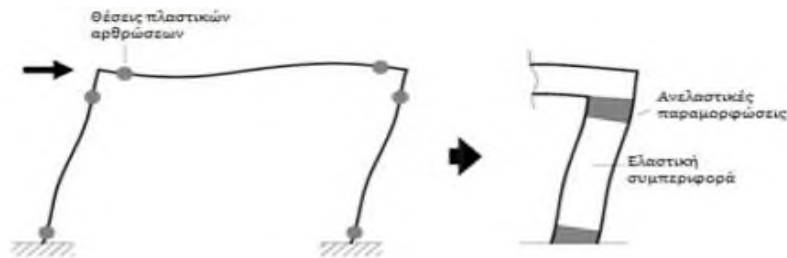


Εικόνα 2.2 Συμπεριφορά ψαθυρού και πλάστιμου μέλους

## 2.3 Πλαστικές Αρθρώσεις

Η συμπεριφορά μιας κατασκευής, όταν αποκρίνεται ελαστικά σε μια επιβολή φορτίου, περιγράφεται από την ελαστική θεωρία. Ωστόσο, οι κατασκευές σχεδιάζονται έτσι ώστε να εμφανίζουν πλαστική συμπεριφορά κατά την έκθεσή τους σε σεισμικά φορτία. Επομένως, είναι αναγκαία η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα δομικά στοιχεία, οι οποίες συμβάλλουν στην απορρόφηση της ενέργειας που εισέρχεται στην κατασκευή λόγω του σεισμού.

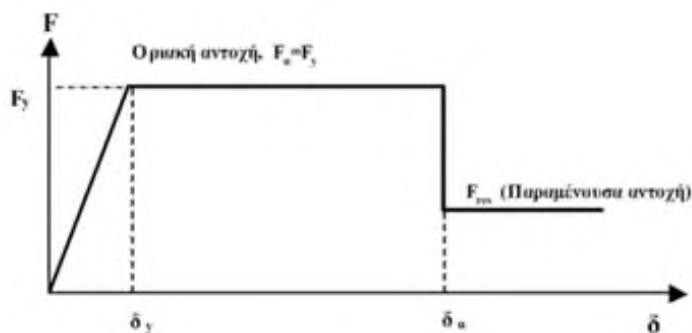
Είναι σημαντικό να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του κτιρίου να απορροφά ενέργεια μέσω αυτού του μηχανισμού, προκειμένου να αξιολογηθεί η φέρουσα ικανότητά του με ακρίβεια. Οι ελαστικές μέθοδοι λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Αντίθετα, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους. Όταν ασκείται μια αυξανόμενη φόρτιση σε μια κατασκευή, τα δομικά στοιχεία σταδιακά υποκύπτουν και εμφανίζουν μη ανελαστικές παραμορφώσεις. Αυτές οι παραμορφώσεις εμφανίζονται στα άκρα των δοκών, καθώς και στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων.



Εικόνα 2.3 Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε πλαίσιο

Αφού οι πλαστικές αρθρώσεις εκτείνονται σε μια πεπερασμένη περιοχή του δομικού στοιχείου, απαιτείται η εντοπισμός αυτών των περιοχών στην προσομοίωση και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους. Οι πλαστικές αρθρώσεις προσομοιώνονται με στροφικά ελατήρια και οι ιδιότητές τους καθορίζονται από το διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης, το οποίο προσεγγίζει το σύνολο των καμπυλών υστέρησης.

Τελικά, δημιουργείται ένα διγραμμικό διάγραμμα που παρουσιάζει μια απόλυτα ελαστική περιοχή μέχρι τη διαρροή και συνεχίζει με ένα οριζόντιο πλαστικό κλάδο μέχρι την αστοχία. Μετά την παραμόρφωση αστοχίας  $\theta_u$ , παρόλο που η αντίσταση μειώνεται σημαντικά, δεν μηδενίζεται πλήρως. Το μέγεθος της παραμένουσας αντίστασης ορίζεται ως το 25% της αρχικής αντίστασης, καθώς είναι δύσκολο να υπολογιστεί ακριβώς. Μετά το σημείο όπου τελειώνει το διάγραμμα, το στοιχείο δεν μπορεί να παραλάβει ούτε κατακόρυφα φορτία.



Εικόνα 2.3.1 Διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης

## 2.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Για τον σχεδιασμό και την αποτίμηση μιας κατασκευής, καθορίζονται τα αποδεκτά επίπεδα ζημιών, λαμβάνοντας υπόψη την πιθανότητα εμφάνισης σεισμικής δόνησης. Αυτά τα επίπεδα ονομάζονται στάθμες επιτελεστικότητας και αντιπροσωπεύουν τον επιθυμητό στόχο σεισμικής αντοχής, το οποίο καθορίζεται από το αποδεκτό επίπεδο ζημιών και το επίπεδο της σεισμικής δράσης.

Αυτές είναι:

- **Άμεση Χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy)**

Το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε να μην διακόπτεται καμία λειτουργία μετά ή και κατά τη διάρκεια του σεισμού, εκτός από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μερικές αραιές ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Ακόμα δεν υπάρχει κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες.

- **Προστασία ζωής (Life safety)**

Οι βλάβες που ενδεχομένως θα εμφανιστούν είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής επάρκειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για να επαναχρησιμοποιηθεί η κατασκευή απαιτείται η επισκευή βλαβών μετά τον σεισμό.

- **Αποφυγή κατάρρευσης (Collapse Prevention)**

Αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Η κατασκευή μπορεί να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά υπάρχει σημαντική μείωση της ικανότητας αντίστασης σε οριζόντια φορτία. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η κατασκευή να υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Υπάρχει κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων, κυρίως λόγω πτώσης αντικειμένων, εντός και εκτός της κατασκευής. Για την επαναχρησιμοποίηση της στοιχείων μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

## 2.5 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Με βάση την πιθανότητα υπέρβασης μιας ορισμένης εδαφικής επιτάχυνσης στη διάρκεια ζωής του έργου, ορίζονται τα επίπεδα της σεισμικής διέγερσης. Διακρίνονται τα παρακάτω δύο επίπεδα σεισμικής διέγερσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, §2.2.1):

- Σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.
- Σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών.

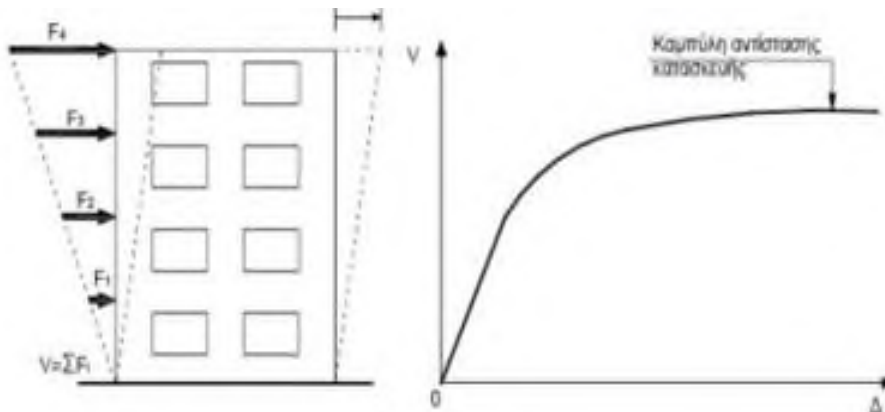
Ο συνδυασμός της σεισμικής δράσης σχεδιασμού με τη στάθμη επιτελεστικότητας δημιουργούν τον στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Στον παρακάτω πίνακα αποτυπώνονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού όπως ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Ο στόχος ελέγχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50%, οδηγεί σε πιο συχνές και εκτεταμένες βλάβες σε σχέση με τον αντίστοιχο στόχο με πιθανότητα υπέρβασης 10%.

| Πιθανότητα υπέρβασης<br>σεισμικής δράσης εντός<br>του συμβατικού χρόνου<br>ζωής των 50 ετών | Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού |                            |                            |
|---|--|----------------------------|----------------------------|
|   | «Περιορισμένες<br>βλάβες» (Α)                | «Σημαντικές<br>βλάβες» (Β) | «Οιονεί<br>κατάρρευση» (Γ) |
| 10%   | A1   | B1                         | Γ1                         |
| 50%   | A2   | B2                         | Γ2                         |

Εικόνα 2.5 Στόχοι σχεδίασης και ανασχεδιασμού

## 2.6 Καμπύλη ικανότητας η αντίστασης

Ο καθορισμός των διαφορετικών σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται με βάση την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία αντιπροσωπεύει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η καμπύλη ικανότητας κατασκευάζεται υπολογίζοντας την ανελαστική μετακίνηση της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή των φορτίων στους ορόφους. Η κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να είναι τριγωνική, πρώτη ιδιόμορφη, ομοιόμορφη ή ακόμα και συνδυασμοί τους με συμμετοχή ανώτερων ιδιόμορφων. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης, πραγματοποιούνται πολλές στατικές αναλύσεις, αυξάνοντας σταδιακά την επιβαρυνόμενη βάση και υπολογίζοντας τη μετακίνηση της κορυφής σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη ακαμψία των στοιχείων που έχουν υποστεί διαρροή.

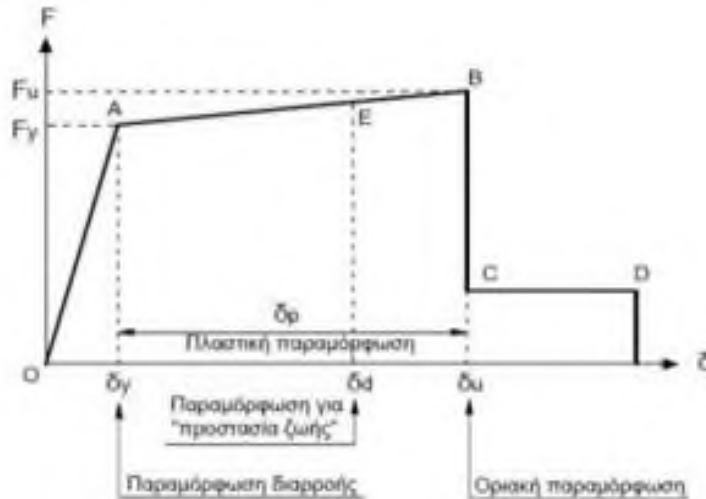


Εικόνα 2.6 Καμπύλη ικανότητας κατασκευής



## 2.7 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου η διατομής

Για να μορφώσουμε την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής μας ,αρχικά ,είναι βασικό ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών αυτής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων F-δ(ένταση- μετακίνηση). Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα συγκεκριμένα επιλέγουμε ως ένταση τη ροπή κάμψης  $M$  και ως μετακίνηση την στρωφής χορδής  $\theta = \delta v / L_v$ , όπου  $L_v = M/V$  διότι οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν και οι στρωφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις. Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F-δ λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 6 Ιδεατή καμπύλη F-δ δομικών στοιχείων

- **Τμήμα OA:**

Αυτή αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής, ενώ η κλίση της ευθείας καθορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που λαμβάνεται υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Εάν η παραμόρφωση εκφράζεται με βάση την κυρτότητα της καμπύλης της στρωφής της χορδής, η τιμή της  $\theta_y$  πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα της διαρροής ( $1/r$ ), αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και του πιθανού ολίσθησης του οπλισμού στις αγκυρώσεις.

- **Τμήμα AB:**

Αυτός είναι ο μετελαστικός κλάδος, που περιγράφει την πλαστική συμπεριφορά έως το σημείο B, δηλαδή τη θεωρητική οριακή παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ . Η οριακή παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$  ορίζεται ως η παραμόρφωση στην οποία παρατηρείται σημαντική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Στη σπονδυλωτή καμπύλη, η μείωση της αντοχής κυμαίνεται μεταξύ 20% έως 25% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή. Σε πολλές περιπτώσεις, η κλίση του τμήματος AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτήν την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής  $F_y$  μπορεί να θεωρηθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η παραμόρφωση  $\delta$  που καθορίζει την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης της διατομής και ορίζεται ως η διαφορά μεταξύ της οριακής παραμόρφωσης αποτυχίας και της παραμόρφωσης διαρροής, δηλαδή  $\delta_p = \delta_u - \delta_y$ .

- **Τμήμα CD:**

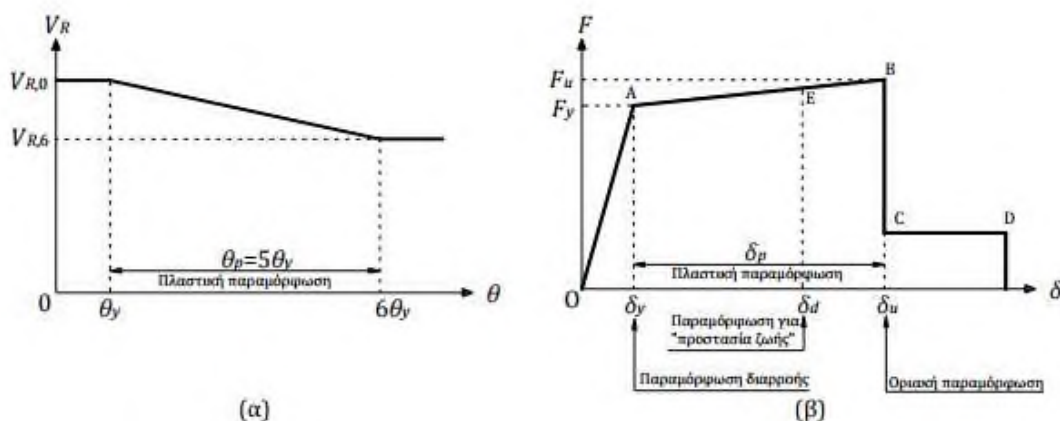
Αυτό αναπαριστά την υπολειπόμενη ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ , η ικανότητα ενός μέλους να αντέξει φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν καταργείται πλήρως, επιτρέποντας στο στοιχείο να υποστηρίξει κατακόρυφα φορτία μέχρι το σημείο D, όπου το στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να αντέξει κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της υπολειπόμενης ικανότητας είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως παίρνει την τιμή του 20% έως 25% της οριακής αντοχής.

- Στάθμες επιτελεστικότητας E

Στην καμπύλη F-δ του δομικού στοιχείου, ορίζονται οι επίπεδες στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις. Το σημείο E αντιστοιχεί στην επίπεδη στάθμη απόδοσης προστασίας της ζωής. Ο ορισμός των σημείων επίπεδης επιτελεστικότητας, E, προσδιορίζεται από τους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με τον τύπο του στοιχείου (υποστύλωμα, δοκός κ.λπ.), τον τρόπο αστοχίας (πλαστικός ή ελαστικός) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου ως πρωτεύον ή δευτερεύον.

Σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων, όπου η καμπτική αστοχία εμφανίζεται πριν από τη διατμητική αστοχία, οι κρίσιμες παραμορφώσεις είναι οι κυρτώσεις. Για αυτόν τον λόγο, ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται με βάση τις παραμορφώσεις. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων, ο ορισμός γίνεται με βάση τις δυνάμεις.

Για να καθοριστεί το τελικό διάγραμμα F-δ, πρέπει να ελεγχθεί ποια μορφή αστοχίας εμφανίζεται πρώτη, καμπτική ή διατμητική αστοχία. Στην περίπτωση που η διατμητική αστοχία εμφανίζεται πρώτη, πρέπει να τροποποιηθεί το διάγραμμα F-δ για την καμπύλη. Δημιουργούμε το διάγραμμα VR-θ, όπως φαίνεται στο σχήμα με αρχική αντοχή τέμνουσας VR,0, η οποία μειώνεται μετά τη διατμητική αστοχία της διατομής κατά την κάμψη, ανάλογα με την πλαστιμότητα των στροφών θ. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. θεωρεί ότι αυτή η μείωση ισχύει για γωνίες στροφής θ έως και 6θy. Για μεγαλύτερες στροφές θεωρούμε ότι η αντοχή σε τέμνουσα παραμένει σταθερή με τιμή VR,6

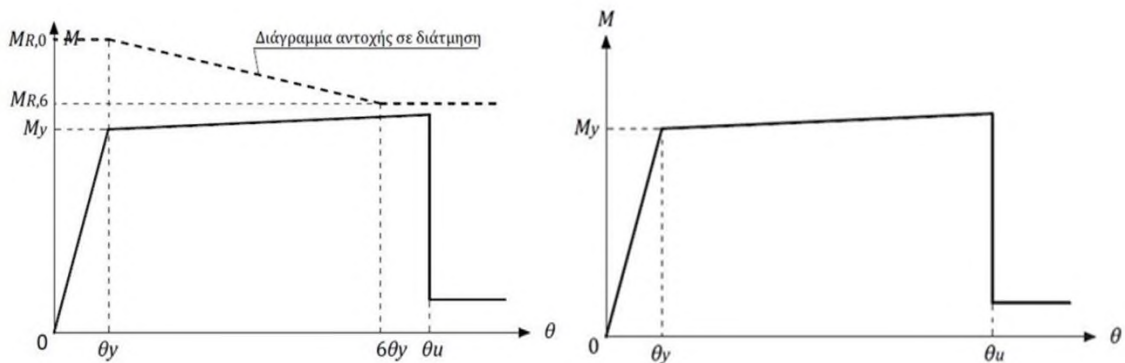


Εικόνα 7 Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα, VR, με τη γωνία στροφής χορδής, θ, β) Μετατροπή του διαγράμματος σε διάγραμμα ροπής-στροφής χορδής, MR-θ

Για να γίνει ο καθαρισμός του τελικού διαγράμματος M-θ του στοιχείου μετατρέπουμε το VR-θ του σχήματος σε διάγραμμα MR-θ, όπου MR είναι η ροπή στη διατομή που αντιστοιχεί στη VR ( $MR=VR \cdot LV$ ). Έπειτα τοποθετούμε το διάγραμμα MR-θ πάνω στο M-θ της κάμψης.

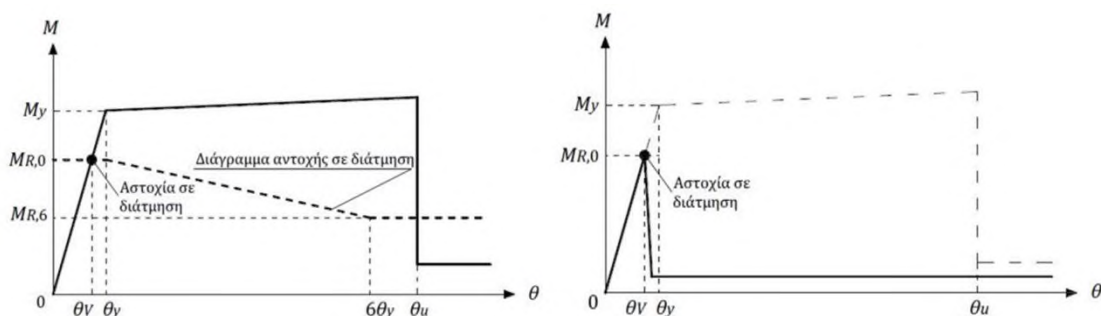
Διακρίνουμε τρεις πιθανές περιπτώσεις :

- Το διάγραμμα της αστοχίας σε διάτμηση βρίσκεται εξ ολοκλήρου πάνω από αυτό της αστοχίας σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση η αστοχία είναι καμπτική και η συμπεριφορά του μέλους περιγράφεται πλήρως από το διάγραμμα M-θ της κάμψης.



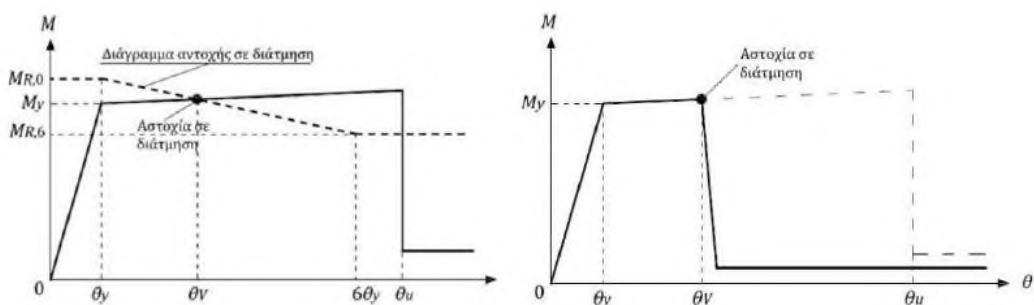
Εικόνα 8 Αστοχία μόνο σε κάμψη

- Συμβαίνει αστοχία σε διάτμηση πριν την διαρροή σε κάμψη. Στην περίπτωση αυτή η διατομή αστοχεί σε διάτμηση (ψαθυρή αστοχία) για γωνία στροφής  $\theta = \theta_v$ . Πέραν της  $\theta_v$  η αντοχή της διατομής μειώνεται δραματικά (πρακτικά μηδενίζεται)



Εικόνα 9 Αστοχία σε διάτμηση πριν την διαρροή σε κάμψη

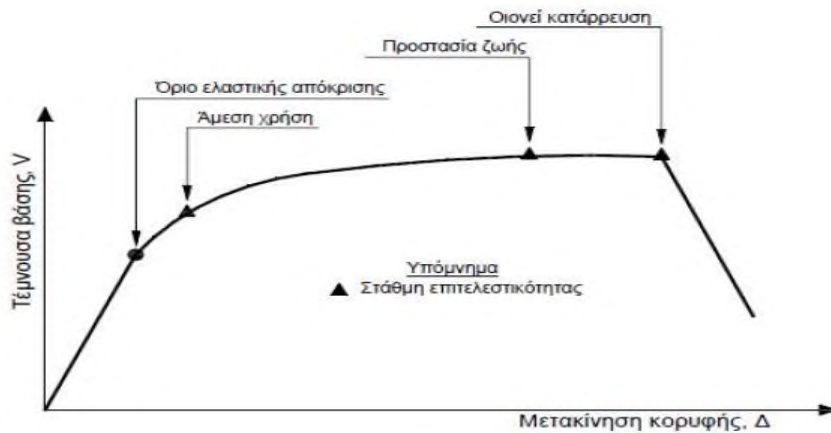
- Αστοχία σε διάτμηση μετά την διαρροή της διατομής σε κάμψη αλλά πριν την αστοχία της. Η διατομή αστοχεί για γωνία στροφής  $\theta = \theta_v$  ( $\theta_y < \theta_v < \theta_u$ ). Για γωνίες μεγαλύτερες της  $\theta_v$  η αντοχή, όπως στην προηγούμενη περίπτωση, πέφτει απότομα.



Εικόνα 10 Αστοχία σε διάτμηση πριν την διαρροή σε κάμψη

## 2.8 Στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής

Μετά τον καθορισμό των καμπυλών F-δ για τα μέλη μιας κατασκευής και τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας, είναι πλέον δυνατό να δημιουργηθεί η καμπύλη ικανότητας για όλη την κατασκευή και να τοποθετηθούν πάνω της τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας για το σύνολο της κατασκευής αυτής. Ωστόσο, ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας δεν είναι σαφής όσον αφορά τη θέση τους πάνω στην καμπύλη, καθώς δεν προκύπτει από τη μετακίνηση της κορυφής που αντιστοιχεί στη στιγμή που το πρώτο στοιχείο φτάνει σε αυτήν την στάθμη. Αυτό συμβαίνει επειδή ο φορέας αποτελείται από πολλά στοιχεία, μερικά από τα οποία έχουν υπερβεί την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά συνολικά η κατασκευή δεν έχει φτάσει ακόμα σε εκείνη τη στάθμη.



Εικόνα 11 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας

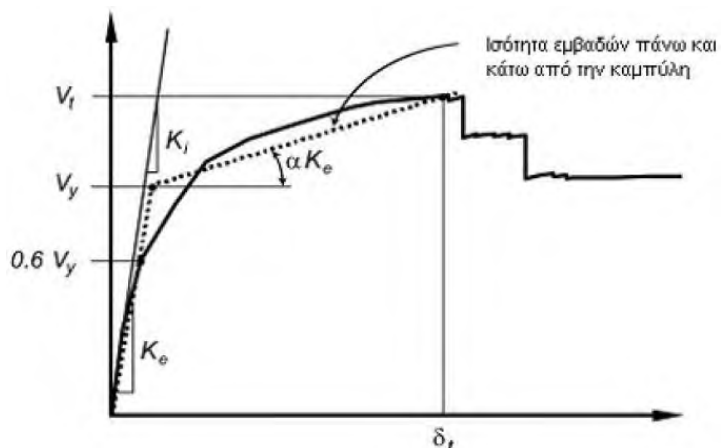
## 2.9 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας

Η σχέση μη-γραμμικής δύναμης-μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσης και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, ο οποίος κατά κανόνα τοποθετείται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου (στην οροφή του πλήρους υποκειμένου ορόφου), θα μετατραπεί σε μια εξιδανικευμένη καμπύλη με σκοπό τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας ( $K_e$ ) και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής ( $V_y$ ) του κτιρίου. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία ( $K_e$ ) αντιστοιχεί σε μια δύναμη ίση με το 60% της δύναμης ( $V_y$ ), η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών. Η ανοιγμένη κλίση  $\alpha$  (άλφα) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από την ευθεία που διέρχεται από το σημείο της εξιδανικευμένης καμπύλης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας ( $\delta_u$ ), μετά από την οποία υπάρχει σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Η τιμή της ανοιγμένης κλίσης πρέπει να είναι θετική ή μηδέν, χωρίς να υπερβαίνει το 0,10. Η τιμή της μείωσης του ποσοστού της αντοχής συνίσταται σε ένα ποσοστό 15%, υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχει αστοχία σε κύριο κατακόρυφο στοιχείο. Έτσι, η δύναμη  $V_y$  υπολογίζεται ως το 85% της μέγιστης δύναμης  $V_{max}$ . Επιπλέον, η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος υπολογίζεται ως εξής:

$$T_e = T \sqrt{K_0 / K_e}$$

T: η ελαστική περίοδος

$K_0$ : η ελαστική πλευρική δυσκαμψία



## 2.10 Δημιουργία ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε μορφή ADRS (Acceleration – DisplacementResponseSpectrum) ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις. Αυτό το σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Για τον υπολογισμό των φασματικών επιταχύνσεων μετατόπισης ( $\Phi$ ) χρησιμοποιούνται οι μετατοπίσεις που ακολουθούν τις μετατοπίσεις κατανομής ιδιόμορφης με τη μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα. Η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε φασματική επιτάχυνση μετατόπισης γίνεται με τις ακόλουθες εξισώσεις:

$$S_a = \frac{F_b}{a * m_{tot}} \quad S_d = \frac{\Delta}{\Gamma}$$
$$\text{Με } \alpha = \frac{[\sum m_i * \varphi_i]^2}{m_{tot} * \sum m_i * \varphi_i^2} \quad \text{και} \quad \Gamma = \frac{\sum m_i * \varphi_i}{\sum m_i * \varphi_i^2}$$

Το  $\alpha$  δηλώνει το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση και το  $\Gamma$  είναι ο συντελεστής συμμετοχής της ιδιόμορφης που επιλέγεται για την κατανομή.

## 2.11 Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης

Για να γίνει έλεγχος για το αν μια κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, ελέγχεται αν μετακίνηση της κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης είναι ξεπερνάει η όχι το σημείο της στάθμης πάνω στην καμπύλη. Αν το σημείο της στοχευμένης μετακίνησης βρίσκεται μετά το σημείο της στάθμης επιτελεστικότητας, τότε στα στοιχεία που γίνεται αυτή η υπέρβαση πρέπει να ενισχυθούν. Για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης  $\delta_t$ , γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με αυτή του κτιρίου και στη συνέχεια συνεκτιμώνται κατάλληλα όλοι οι παράγοντας από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση του ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου.

Η στοχευμένη μετακίνηση  $\delta_t$  υπολογίζεται ως εξής:

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

**$S_e(T)$ :** Η ελαστική φασματικής ψευδοεπιτάχυνση για την ισοδύναμη ιδιοπερίοδο  $T_e$ .

**$C_0$ :** Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$ , με την πραγματική μετακίνηση της κορυφής  $\delta_t$  του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4 και 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5 και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

**C1:** Ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική, που λαμβάνεται:

$$C1: = 1.0 \text{ για } T_e \geq T_c$$

$$C1: = [1.0 + (R-1) T_c/T] / R \text{ για } T_e < T_c$$

$$R = V_{el}/V_y = [(S_e/g)/(V_y/W)] \cdot C_m ,$$

όπου  $W$  συνολικό βάρος κτιρίου και  $C_m$  το ποσοστό συμμετέχουσας μάζας

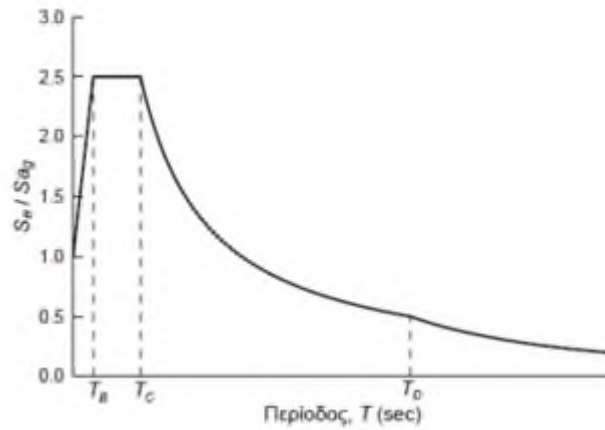
**C2:** Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5-38). Το υπό τη μελέτη κτήριο που είναι κατασκευασμένο πριν το 1985 θεωρείται φορέας χαμηλής πλαστιμότητας άρα κατατάσσεται ως τύπου 1.

| Στάθμη επιτελεστικότητας | $T \leq 0.1s$  |                | $T \geq T_c$   |                |
|--------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|                          | Φορέας τύπου 1 | Φορέας τύπου 2 | Φορέας τύπου 1 | Φορέας τύπου 2 |
| «Περιορισμένες βλάβες»   | 1.0            | 1.0            | 1.0            | 1.0            |
| «Σημαντικές βλάβες»      | 1.3            | 1.0            | 1.1            | 1.0            |
| «Οιονεί κατάρρευση»      | 1.5            | 1.0            | 1.2            | 1.0            |

**C3:** Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Γενικώς  $C3=1.0$

## 2.12 Εδαφικές συνθήκες και σεισμική δράση

Η επιρροή των ιδιοτήτων του εδάφους στη μορφή του φάσματος λαμβάνονται υπόψη στους αντισεισμικούς κανονισμούς, κάνοντας τροποποιήσεις στις χαρακτηριστικές περιόδους  $T_B$  και  $T_C$ , οι οποίες καθορίζουν την αρχή τα φασματικής επιτάχυνσης και ταχύτητας αντίστοιχα. Επιπλέον, η χαρακτηριστική περίοδος  $T_D$  καθορίζει την έναρξη της περιοχής φασματικής μετακίνησης, η οποία δεν εξαρτάται από το έδαφος. Οι αναλυτικές σχέσεις για την ελαστική φασματική επιτάχυνση σε κάθε περιοχή είναι οι εξής:



Εικόνα 13 (α)-Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για οριζόντια σεισμική δράση και για απόσβεση 5%

$$S_e(T) = \alpha_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2,5 - 1)\right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = \alpha_g * S * \eta * 2,5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = \alpha_g * S * \eta * 2,58 * \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = \alpha_g * S * \eta * 2,58 * \frac{T_C * T_B}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{sec}$$

Ανάλογα με την περίοδο δράσης  $T_R$  του σεισμού για πιθανότητα υπέρβασης  $P$  του μεγέθους σχεδιασμού ορίζεται και το επίπεδο σεισμικής δράσης. Οι διάφορες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης προκύπτουν από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχούν σε περίοδο επαναφοράς

$T_R = 475$  χρόνια. Γίνεται η θεώρηση ότι οι σεισμοί ακολουθούν κατανομή Poisson, το οποίο σημαίνει ότι σε κάθε περιοχή με περίοδο επανάληψης 475 χρόνια υπάρχει πιθανότητα 10% να συμβεί σεισμός στα επόμενα 50 χρόνια, ο οποίος θα προκαλέσει εδαφική επιτάχυνση μεγαλύτερη από  $\alpha_{gR}$ . Στον Ευρωκώδικα 8 υιοθετούνται οι τρεις σεισμικές Ζώνες του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού.

| Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας | Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $\alpha_{gR}$ (g) |
|--------------------------------|---|
| Z1                             | 0.16  |
| Z2                             | 0.24  |
| Z3                             | 0.36  |

Πέρα από την περιοχή και την κατηγορία εδάφους στην οποία βρίσκεται το κτίριο, λαμβάνεται υπόψη και ο παράγοντας της σπουδαιότητας του κτιρίου για τον προσδιορισμό της εδαφικής επιτάχυνσης. Για κτίρια υψηλής σπουδαιότητας, πολλαπλασιάζεται η εδαφική επιτάχυνση με τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma$  για να γίνει ο αντισεισμικός σχεδιασμός για έναν ισχυρότερο σεισμό που συμβαίνει πιο σπάνια. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

$$\alpha_g = \gamma I * \alpha_{gR}$$

| Κατηγορία Σπουδαιότητας |  | $\gamma_i$ |
|-------------------------|--|------------|
| Σ1                      | Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.  | 0.85       |
| Σ2                      | Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.  | 1.00       |
| Σ3                      | Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου.<br>Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.              | 1.15       |
| Σ4                      | Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών.<br>Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.). | 1.30       |

## 2.13 Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η εκπόνηση μελετών αποτίμησης ή ενίσχυσης των κτιρίων γίνεται μέσω ελαστικής και ανελαστικής στατικής ανάλυσης και ελαστικής και ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τις απαιτήσεις της προσομοίωσης και των ελέγχων, το επίπεδο απόδοσης που επιθυμούμε και τις γεωμορφολογικές ιδιαιτερότητες του κτιρίου. Η ελαστική ανάλυση απεικονίζει τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αντίθετα με την ανελαστική ανάλυση που λαμβάνει υπόψη τις ανακατανομές των εσωτερικών δυνάμεων λόγω της πλαστικοποίησης και οδηγεί σε πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα. Στην συγκεκριμένη εργασία, επιλέχθηκε η ανελαστική στατική ανάλυση με σκοπό τη μελέτη των ανελαστικών παραμορφώσεων που προκύπτουν στα δομικά στοιχεία, όταν το κτίριο επηρεάζεται από σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση.

### 2.13.1 Στατική ανελαστική ανάλυση

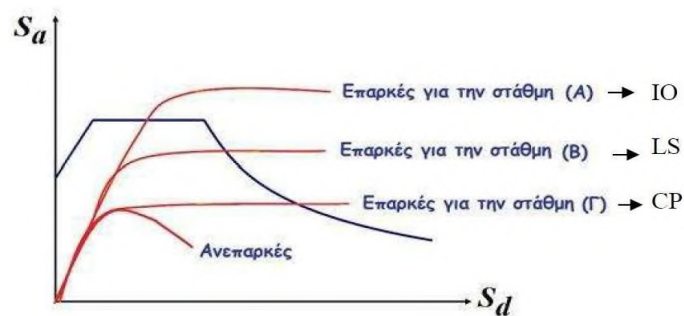
Στην μέθοδο αυτή, προσδιορίζεται η καμπύλη αντίστασης του φορέα, η οποία περιγράφει τη σχέση μεταξύ της οριζόντιας μετακίνησης του κόμβου ελέγχου και της τέμνουσας βάσεως. Αρχικά, υπολογίζονται τα κατακόρυφα φορτία με βάση τον συνδυασμό  $G + \psi_2 * Q$ , και στη συνέχεια εφαρμόζονται τα οριζόντια φορτία στις δύο κάθετες διευθύνσεις, σε κάθε επίπεδο του φορέα. Τα οριζόντια φορτία αυξάνονται σταδιακά μέχρι τη στιγμή που κάποιο στοιχείο δεν μπορεί να αντέξει τα κατακόρυφα φορτία του. Στη συνέχεια, γίνεται έλεγχος των κριτηρίων επιτελεσματικότητας με τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση που ορίζεται για τον φορέα, και ελέγχεται εάν οι παραμορφώσεις των ευέλικτων δομικών στοιχείων είναι αποδεκτές.



### 2.13.2 Αποτίμηση συμπεριφοράς

Αρχικά, γίνεται έλεγχος μέσω των καμπυλών αντίστασης για να διαπιστωθεί αν η επίδοση του κτιρίου στην στοχευμένη μετακίνηση είναι αρκετή. Αν η καμπύλη αντίστασης δεν ξεπερνά την στοχευμένη μετακίνηση, τότε το κτίριο θεωρείται ικανοποιητικό για την σεισμική δράση και δεν απαιτεί ενίσχυση. Αντίθετα, εάν η καμπύλη αντίστασης δεν επαρκεί να ανταπεξέλθει στην στοχευμένη μετακίνηση, τότε το κτίριο δεν είναι ικανό και απαιτεί ενίσχυση.

Στη συνέχεια, γίνεται επιβεβαίωση του ελέγχου μέσω της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου, η οποία μετατρέπεται σε φάσμα ADRS. Αν η καμπύλη δεν τέμνει το φάσμα που έχει οριστεί από την αναμενόμενη σεισμική δράση, τότε το κτίριο δεν είναι ικανό να ανταπεξέλθει και απαιτεί ενίσχυση. Αντίθετα, αν η καμπύλη τέμνει το φάσμα, ανάλογα με το σημείο τομής, ο φορέας θεωρείται ικανός για τις διάφορες επίπεδες μετακινήσεις και επιδόσεις.

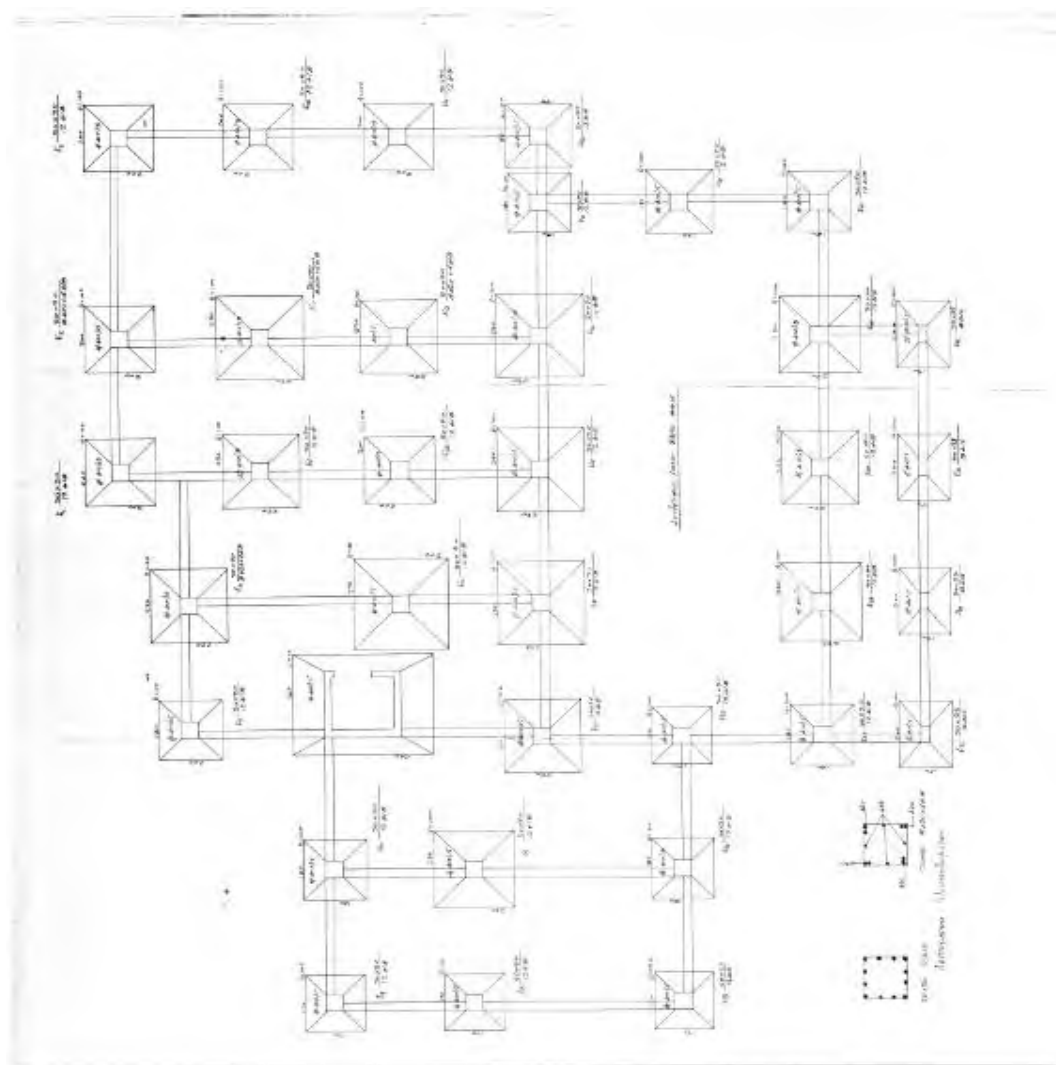


# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

## ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

### 3.1 Περιγραφή της κατασκευής

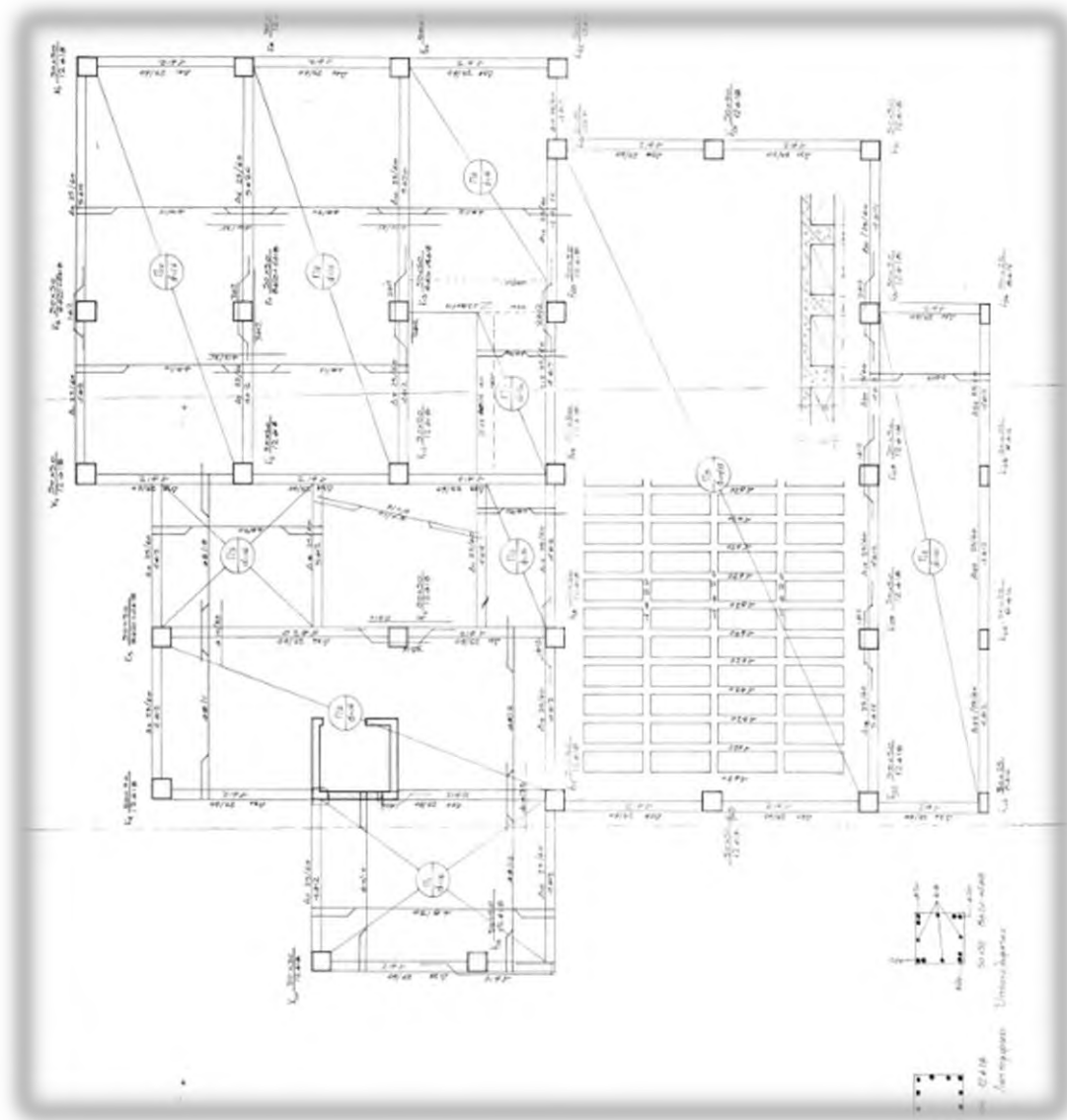
Η παρούσα εργασία επικεντρώνεται στη μελέτη ενός υφιστάμενου διώροφου κτιρίου που βρίσκεται στην περιοχή της Θήβας. Το εν λόγω κτίριο κατασκευάστηκε το 1961 και χρησιμοποιείται για κοινωνικές υπηρεσίες (Κ.Α.Π.Η.) του Δήμου Θηβαίων. Η διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε για τη σεισμική Ζώνη ΙΙΙ ( $\epsilon=0,12$ ) σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954.



Εικόνα 3.1 Ευλότυπος Θεμελίων

### 3.2 Μορφολογία του φορέα

Το Κ.Α.Π.Η. του Δήμου Θηβαίων είναι έναδιώροφο κτίριο και αποτελεί στέγαστρο για πολλές δραστηριότητες κοινωνικής ζωής. Η συνολική επιφάνεια του κτιρίου είναι 831 m<sup>2</sup> όπου αποτελείται από ένα ισόγειο 400,3m<sup>2</sup> και από έναν όροφο 430,7m<sup>2</sup>.Οι πλάκες ισογείου και ορόφου αποτελούνται από Zoellner πάχους 33cm και συμπαγείς πλάκες πάχους 16cm.Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία αποτελούνται από υποστύλωματα 50x50 cm και η θεμελίωση του κτηρίου έγινε με πέδιλα.Με βάση την μελέτη του κτιρίου, χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας B225 και StI για χάλυβα εγκάρσιων οπλισμών και StIII για χάλυβα διαμηκών οπλισμών. Τα φέροντα στοιχεία των κτιρίων διατηρούν σταθερές διατομές καθ' ύψος ενώ δεν διακρίνεται μεταβολή των οπλισμών τους στον όροφο .



Εικόνα 3.2 Ξυλότυπος Πλάκας Ισογείου





### 3.3 Προσομοίωση της κατασκευής

Η προσομοίωση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε στο περιβάλλον του λογισμικού Fespa 22 - 8.3.0.16 . Συγκεκριμένα, για την αξιολόγηση και ενίσχυση του κτιριακού συστήματος χρησιμοποιούνται οι υποκατηγορίες των λογισμικών FespaC και FespaR. Στο πρώτο στάδιο της διαδικασίας, δημιουργείται ένα προσομοίωμα της υφιστάμενης κατασκευής και εκτελείται μια ανάλυση με τους κανονισμούς που ίσχυαν κατά τον σχεδιασμό του κτιρίου. Ο στόχος είναι η διαστασιολόγηση των φορέων της κατασκευής όσο το δυνατόν πιο ακριβώς, με ελάχιστες αλλαγές στον υφιστάμενο οπλισμό. Με αυτόν τον τρόπο αποφεύγονται λάθη στον χειρισμό και ο μηχανικός αποκτά μια καλή εικόνα της διαδικασίας διαστασιολόγησης που ακολουθήθηκε κατά την κατασκευή του κτηρίου. Στο δεύτερο στάδιο, το στάδιο της αξιολόγησης, δηλώνεται στο λογισμικό ότι η ανάλυση στοχεύει στον έλεγχο της στατικής ασφάλειας του κτιρίου, τροποποιούνται οι αντοχές και οι χαρακτηριστικές των υλικών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και εκτελείται η ανάλυση.

#### 3.3.1 Προσδιορισμός και εισαγωγή δομικών υλικών

Για τον προσδιορισμό των υλικών κατασκευής, χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές των χαρακτηριστικών αντοχών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πραγματοποιήθηκε μια θεώρηση σε "Ικανοποιητική" στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, και τελικά ορίστηκαν οι εξής τιμές για τα υλικά:  $\gamma_m = 1$ ,  $\gamma_c = 1,30$  και  $\gamma_s = 1,15$ . Όσον αφορά το σκυρόδεμα, σύμφωνα με τον παλιό Ελληνικό Κανονισμό του 1954, η κατηγορία B225 αντιστοιχεί στην κατηγορία C16/20 με  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24MPa$  και μέτρο ελαστικότητας  $E_{cm} = 29GPa$ . Όσον αφορά τον χάλυβα, για τους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς, η κατηγορία StIII αντιστοιχεί στην κατηγορία S400, ενώ η κατηγορία StI αντιστοιχεί στην κατηγορία S220. Το μέτρο ελαστικότητας για τον χάλυβα είναι  $E_{cm} = 200GPa$ .

The screenshot shows the 'Κτίριο' (Building) software interface. The main window displays the material properties for concrete (C16/20) and reinforcement (StIII). The material properties table is as follows:

| Υλικό | Ποιότητα σκυροδέματος | Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος $f_{ck}$ [MPa] | Συντ. ασφαλείας σκυροδέματος $\gamma_c$ | Συντ. μακροχρόνιων επιδράσεων στην θλιπτική αντοχή $\alpha_{cc}$ |
|-------|-----------------------|---|---|--|
|       | C16/20                | 16  | 1.500                                   | 0.850  |

The reinforcement properties table is as follows:

| Δοκός | Ανακατανομή ροπών δοκών | Προμητέος λόγος M+/M- | Αυτόματη απόδοση οπλισμού πλάκων στις δοκούς | Σίδηρα πλάκων προσαμετρούνται στον οπλισμό δοκού | Μέγιστος συνεργαζόμενος οπλισμός πλάκας [% απαιτούμενου] | Σίδηρα πλάκων στους ελέγχους πίστιμότητας | Ικανοτικός σχεδιασμός δοκών σε διάτμηση | Αξονική δύναμη στη διαστασιολόγηση δοκού |
|-------|-------------------------|-----------------------|--|--|--|---|---|--|
|       | Ναι                     | 1.000                 | Ναι  | Ναι  | 25.0   | Ναι                                       | Αυτόματα                                | Μόνο διαμενώς                            |

At the bottom right, there is a table for reinforcement types (Εκθεση):

| Εκθεση | Περιγραφή περιβάλλοντος           | Επισημ. (mm) | Χρησ. τάξεις |
|--------|-----------------------------------|--------------|--------------|
| XC1    | Επίπεδο κτιρίων με μέτρια υγρασία | 25           | 20           |
| XC2    | Φαρμάκωση σε επαφή με το νερό     | 35           | 30           |
| XC3    | Προστασιομένο από τη βροχή        | 35           | 30           |
| XC4    | Σε επαφή με το νερό               | 40           | 35           |
| XD2    | Πισίνες                           | 50           | 45           |
| XD3    | Πλάκες χώρων στάθμευσης           | -            | 50           |
| XS1    | Κονία ή επί της ακτής             | 45           | 40           |

The bottom right corner of the interface shows the text 'EC2-1-1 παρ. 4'.

Εικόνα 3.3.1 Εισαγωγή υλικών -σκυρόδεμα B225

### 3.3.2 Γραμμικά Στοιχεία

Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών μπορούν να ομαδοποιηθούν σε κατηγορίες ανάλογα με την γεωμετρία τους, οι οποίες είναι είτε τετραγωνικές είτε ορθογωνικές. Στα υποστυλώματα οι εγκάρσιοι οπλισμοί είναι κλειστοί συνδετήρες Φ8/20 και η επικάλυψη ισούται με 30mm.

Δοκός

Διατομή | Στατικά | Στατικά άκρου | Δεσμική | Φορτία | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | Υλικά - Αποτίμηση | Ράβδοι άκρου | Ράβδοι σ. < > |

Οπλισμός Διατομής ? Από διαστασιολόγηση

Διαμήκης οπλισμός

Άνω οπλισμός n\*Φ [mm] ? 3Φ14+2Φ10

Διατομή άνω οπλισμού  $A_{s1}$  [cm<sup>2</sup>] ? 6.18

Διατομή άνω οπλισμού εκτός συνδετήρα [cm<sup>2</sup>/m] ? 0.00

Κάτω οπλισμός n\*Φ [mm] ? 2Φ12

Διατομή κάτω οπλισμού  $A_{s2}$  [cm<sup>2</sup>] ? 2.26

Διάμετροι ράβδων για υπολογισμό θγ

db άνω οπλισμού τέλους [mm] ? 12

db κάτω οπλισμού τέλους [mm] ? 10

Οπλισμός διάτμησης

Οπλισμός διάτμησης (συνδετήρες) τμ\*Φ/s [mm/cm] ? 2Φ8/20

Διατομή συνδετήρων  $A_{sw}/s$  [cm<sup>2</sup>/m] ? 5.02

Λοξός οπλισμός διάτμησης n\*Φ[mm] ? 3Φ14

Διατομή λοξού οπλισμού  $A_{s_d}$  [cm<sup>2</sup>] ? 4.61

Pushover - Εμφάνιση

Δυνατότητα οπσίωσης στην αγκύρωση άνω ράβδων ? Ναι

Δυνατότητα οπσίωσης στην αγκύρωση κάτω ράβδων ? Ναι

Ορατός οπλισμός ? Ναι

Περιγραφή οπλισμού ? Τεμάκια & διάμετροι (n\*Φ)

Απεικόνιση οπλισμού άκρου δοκού

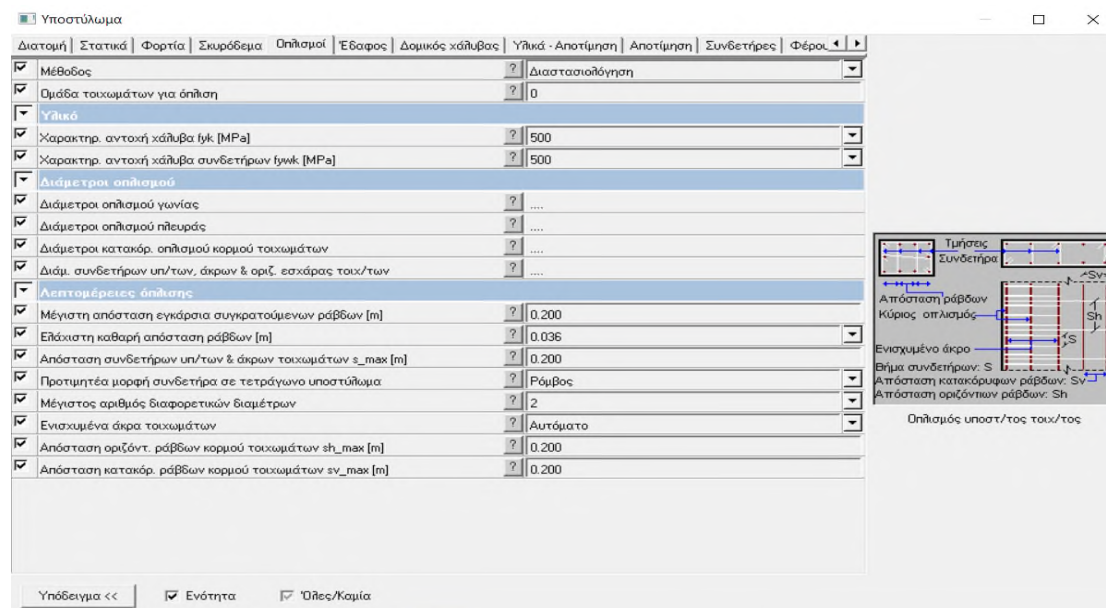
Περιγραφή οπλισμού άκρου ? Τεμάκια & διάμετροι (n\*Φ)

Υπόδειγμα <<  Ενότητα  Όλες/Καμία

Διαγράμμιση: Άνω Διαμήκης + Λοξός, Λοξός (διάτμηση), Συνδετήρες, Οπλισμός εκτός συνδετήρα (π.χ. πλάκας), 4hf ή 2hf, hf, Οπλισμός διατομής άκρου δοκού

Εικόνα 2.3 2.1: Εισαγωγή διατομής και οπλισμού δοκού στο FespaR

Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των δοκών παραμένουν ίδια και σε και τους δύο ορόφους. Κατά την προσομοίωση, λαμβάνεται υπόψη ότι το 50% του εφελκόμενου οπλισμού στο άνοιγμα των δοκών "σπάει" και μεταφέρεται στις στηρίξεις, όπου φέρει επιπλέον φορτίο από τις διατομές των στηρίξεων.



**Εικόνα 2.3.2.2: Εισαγωγή διατομής και οπλισμού υποστυλωμάτων στο FespaR**

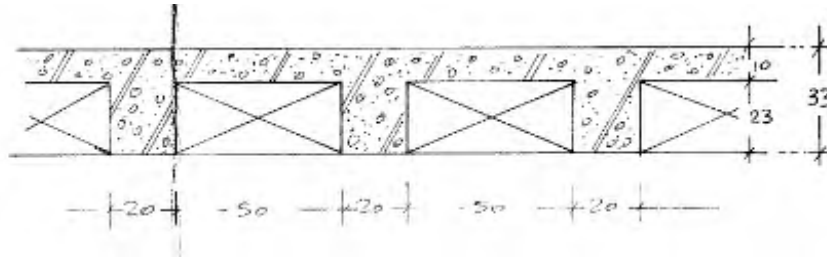
Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων παραμένουν σταθερές σε κάθε όροφο, ενώ οι διαμήκεις οπλισμοί παραμένουν αμετάβλητοι επίσης σε κάθε όροφο. Στα φέροντα στοιχεία κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, λαμβάνεται υπόψη ότι ένα μέρος της διατομής τους έχει ρηγματωθεί και δεν λειτουργεί λόγω της συνδυασμένης επίδρασης διάτμησης και εξόλκευσης των οπλισμών. Σύμφωνα με τους κανονισμούς, προτείνεται μείωση της δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων. Συγκεκριμένα, βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η δυσκαμψία των δοκών θα λαμβάνεται ως το 40% της αρηγμάτωτης διατομής, ενώ για τα υποστυλώματα αντίστοιχα λαμβάνεται το 60% των υποστυλωμάτων. Όσον αφορά τη στρεπτική δυσκαμψία, μπορεί να οριστεί ως το 10% της γεωμετρικής της τιμής.

### 3.3.3 Πλάκες

Το κτίριο αποτελείται κυρίως από συμπαγείς πλάκες, οι οποίες λειτουργούν ως διαφράγματα στην κατασκευή. Προσομοιώνονται για να μεταφέρουν τα φορτία τους στις δοκούς και να λάβει υπόψη την διαφραγματική τους λειτουργία κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Οι πλάκες σχεδιάζονται κάνοντας κλικ στα τέσσερα άκρα τους που καθορίζουν το περίγραμμά τους και στη συνέχεια πατώντας το εικονίδιο "Κατασκευή". Επιπλέον, όταν μια πλευρά της πλάκας εφάπτεται μιας διαφορετικής πλάκας, τα δύο σημεία αυτής της πλευράς σχεδιάζονται κεντροβαρικά ως προς την αντίστοιχη δοκό, ώστε να διασφαλίζεται η σωστή ροή των φορτίων.

Οι πλάκες των ορόφων είναι τύπου Zollner με τα ίδια γεωμετρικά χαρακτηριστικά σε όλους τους ορόφους και περιμετρικά υπάρχει συμπαγής ζώνη πλάτους 75cm για να υπάρχει καλύτερη κατανομή των αντιδράσεων της πλάκας στις δοκούς. Γενικά οι πλάκες είναι συμπαγείς πάχους 16cm.

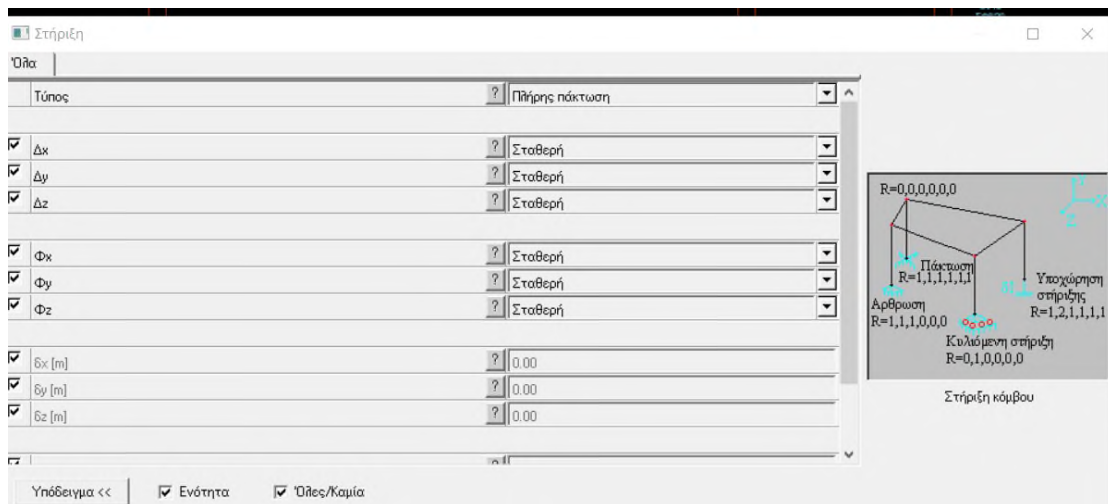




Εικόνα 3.3.3- Διατομή πλάκας τύπου σάντουιτς

### 3.3.4 Στηρίξεις κατασκευής

Οι στηρίξεις του φορέα επί του εδάφους θεωρούνται πλήρεις πακτώσεις. Στο λογισμικό, η εισαγωγή τους έγινε δεσμεύοντας όλους τους βαθμούς ελευθερίας των κόμβων που βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων.



Εικόνα 3.3.4.- Εισαγωγή στηρίξεων στην κατασκευή

### 3.4 Δράσεις επί της κατασκευής

#### 3.4.1 Κατακόρυφες δράσεις

Ανάλογα με τις χρονικές διακυμάνσεις, τα φορτία που ασκούνται σε μια κατασκευή μπορούν να χωριστούν σε δύο κατηγορίες: κινητά και μόνιμα φορτία. Όλα τα παρακάτω φορτία εισάγονται από εμάς εκτός από το ίδιο βάρος της κατασκευής που υπολογίζεται από το πρόγραμμα:

Τα φορτία που ασκούνται στον φορέα είναι:

- Μόνιμα:
  - Ίδιο βάρος σκυροδέματος :  $25 \text{ kN/m}^3$
  - Ίδιο βάρος χάλυβα:  $78 \text{ kN/m}^3$
  - Επικαλύψεις δαπέδων:  $1.2 \text{ kN/m}^3$
  - Επικαλύψεις δώματος:  $2,0 \text{ kN/m}^3$
  - Μπατική τοιχοποιία :  $3,6 \text{ kN/m}^3$
  - Δρομική τοιχοποιία :  $2,1 \text{ kN/m}^3$
  - Επικαλύψεις Κλιμακών:  $2,5 \text{ kN/m}^3$
- Κινητά
  - Δάπεδα κατοικιών-γραφείων :  $5 \text{ kN/m}^3$
  - Δάπεδα κλιμακοστασίων:  $5 \text{ kN/m}^3$
  - Δάπεδα εξωστών:  $5 \text{ kN/m}^3$
  - Δώμα:  $0,5 \text{ kN/m}^3$

### 3.4.2 Σεισμικές δράσεις

Οι σεισμικές διεγέρσεις αναφέρονται στις ταλαντώσεις που προκαλούνται σε ένα κτίριο λόγω σεισμού. Αυτές οι ταλαντώσεις είναι τυχαίες και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχαίες δράσεις. Ορίζονται ως τρεις συνιστώσες: δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη, οι οποίες είναι στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους. Αυτές οι ταλαντώσεις εκφράζονται με τη χρήση φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η έντασή τους καθορίζεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, η οποία εξαρτάται από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας όπου βρίσκεται το έργο.

Το κτίριο βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Z2(Θήβα), σε έδαφος κατηγορίας B και ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας III, λόγω της δημόσιας λειτουργίας. Το φάσμα σχεδιασμού για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες ορίζεται ως εξής:

- Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς:  $agR = 0,24g$
- Συντελεστής σπουδαιότητας :  $\gamma I = 1,20$
- Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης:  $\zeta=5\%$
- Συντελεστής εδάφους :  $S=1,2$

Εισάγοντας τις παραμέτρους στο λογισμικό, για συντελεστή  $q=1$ , προκύπτει το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα που θα χρησιμοποιηθεί για την αποτίμηση.

| Παράμετρος   | Τύπος | Μείζον                                     |
|--|-------|--|
| Αντισεισμικός κανονισμός                             | ?     | EC8  |
| Εθνικό προσάρτημα                                    | ?     | GR - Ελλάδα                                |
| <b>Σεισμική δράση</b>                                |       |  |
| Σεισμική ζώνη  | ?     | Z2   |
| Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $agR$ [g]                 | ?     | 0.240                                      |
| Σπουδαιότητα κτιρίου                                 | ?     | III (εκπαιδευτήρια, χώροι συνάθροισης κλπ) |
| Συντελεστής σπουδαιότητας I                          | ?     | 1.200                                      |
| Συντελεστής τοπογραφίας $S_t$                        | ?     | 1.000                                      |
| <b>Παράμετροι φάσματος</b>                           |       |  |
| Φάσμα  | ?     | Φάσμα σχεδιασμού                           |
| Εδαφικός τύπος                                       | ?     | B  |
| Συντελεστής εδάφους $S$                              | ?     | 1.200                                      |
| Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος                    | ?     | ....                                       |
| Συντελεστής απόσβεσης [%]                            | ?     | 5.00                                       |
| Συντ. β κάτω ορίου φάσματος σχεδιασμού               | ?     | 0.200                                      |
| <b>Απλοποιημένη φασματική μέθοδος</b>                |       |  |
| Συντελεστής διόρθωσης $\beta_x$                      | ?     | 1.000                                      |
| Συντελεστής διόρθωσης $\beta_z$                      | ?     | 1.000                                      |
| Εκτίμηση θεμελιώδους ιδιοπεριόδου $T_{a,x}$          | ?     | $C_t \cdot h^{0.75}$                       |
| Εκτίμηση θεμελιώδους ιδιοπεριόδου $T_{a,z}$          | ?     | $C_t \cdot h^{0.75}$                       |
| Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου $T_{a,x}, C_t, x=...$ | ?     | 0.050                                      |

Εικόνα 3.4.2 - Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού EC-8 στο FespaR

### 3.4.3 Ταλαντούμενη Μάζα

Εφόσον στο λογισμικό έχει διασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας, γίνεται η θεώρηση ότι η μάζα είναι συγκεντρωμένη στο κέντρο βάρους κάθε ορόφου. Με βάση των Ευρωκώδικα 8, ο υπολογισμός των μαζών γίνεται με τον ακόλουθο συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων:

$$\sum G_{k,j} + \sum TE_{,i}$$

Με  $TE_{,i} = \varphi * \psi_{2,i}$  όπου  $\varphi$  ισούται με 1 για τον τελευταίο όροφο και  $\psi_{2,i} = 0,5$ .

| ΔΡΑΣΕΙΣ   |   | Τιμή συνδυασμού για σύνολο δράσεις υπό συνδυασμό |                      |
|---|---|--|----------------------|
|   |   | βραχυχρόνιο $\Psi_1$                             | μακροχρόνιο $\Psi_2$ |
| Ωφέλιμα φορτία  | * Κατοικίες   | 0.60   | 0.30                 |
|   | * Γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία                                | 0.70   | 0.30                 |
|   | * Χώροι συνάθροισης κοινού (στάδια, σχολεία, θέατρα κλπ.)                     | 0.80   | 0.50                 |
|   | * Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αποθήκες δεξαμενές, σιλό κλπ.) | 1.00   | 0.80                 |
|   | * Χώροι στάθμευσης  | 0.90   | 0.60                 |
| Περιβ. Δράσεις  | Άνεμος  | 0.60   | 0.00                 |
|   | Χιόνι   | 0.60   | 0.0/0.3*             |
| Έμμεσες δράσεις / παρεμποδιζόμενες και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις (διαφορικές καθιζήσεις, θερμοκρασία, συστολή ξηράνσεως κλπ.) |   | 0.00   | 0.00                 |
| Πλευρικές τάσεις ή πιέσεις  |   | 1.00   | 1.00                 |
| (*: μόνο για μη βατές στέγες ή δώματα για τις οποίες $\Psi_2=0$ για τα ωφέλιμα φορτία)  |   |  |                      |

### 3.5 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων

Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, ο έλεγχος και η ανίσωση ασφαλείας εφαρμόζονται κατά τον Ευρωκώδικα, με όσα ειδικότερα αναφέρονται στον παρόντα Κανονισμό, ενώ γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών (ορθές και τέμνουσες δυνάμεις, καθώς και καμπτικές και στρεπτικές ροπές).

Στην περίπτωση εφαρμογής μη - γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, όπως στη παρούσα διπλωματική εργασία, ο έλεγχος ασφαλείας ονομάζεται σύγκριση της μέγιστης διαθέσιμης και στοχευόμενης απόκρισης της «κορυφής» του δομήματος σε όρους δυνάμεων και μετακινήσεων, έναντι των απαιτήσεων του φάσματος δυνάμεων / μετακινήσεων που αντιστοιχεί στην σεισμική δράση επανελέγχου. Αναφέρεται ότι μη - γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης, εφαρμόζονται (γενικώς) για στάθμη επιτελεστικότητας Β ή Γ. Η κατηγορία μεθόδων ελέγχου, με βάση τα εντατικά ή τα παραμορφωσιακά μεγέθη, επιλέγεται με βάση τον αναμενόμενο τύπο αστοχίας (ψαθυρό ή πλάστιμο). Απλοποιητικώς, οι έλεγχοι ορθής έντασης (M και N) γίνονται σε όρους παραμορφώσεων. Σε κάθε περίπτωση, οι ενδεχόμενοι ψαθυροί μηχανισμοί αστοχίας ελέγχονται σε όρους δυνάμεων. Επίσης στοιχεία υπογείων και θεμελίων, ελέγχονται πάντοτε σε όρους δυνάμεων (εντατικών μεγεθών).

Συνοπτικά στους ελέγχους ασφαλείας ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας θα λαμβάνονται:

- Άμεση χρήση (DL):  $\theta_d = \theta_y$
- Προστασία ζωής (SD):  $\theta_d = 1/\gamma_{rd} * (\theta_y + \theta_u)/2$  για πρωτεύοντα στοιχεία.  
 $\theta_d = \theta_u/\gamma_{rd}$  για δευτερεύοντα στοιχεία ή τοιχοπληρώσεις.
- Οιονεί κατάρρευση (NC):  $\theta_d = \theta_u/\gamma_{rd}$

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

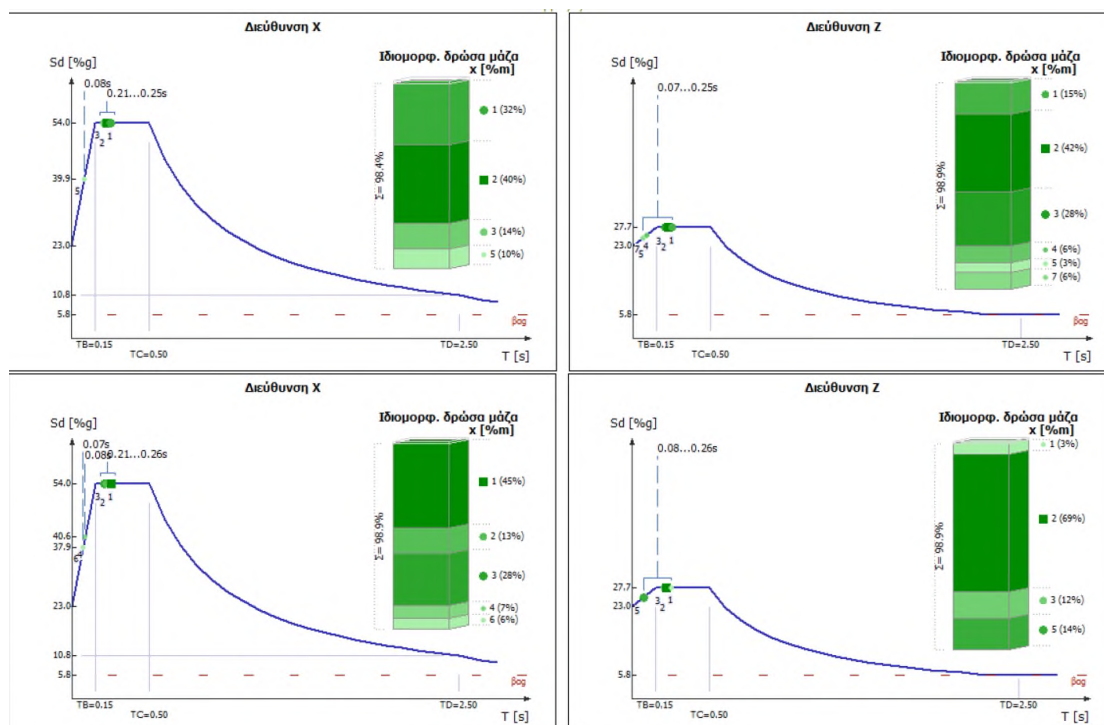
### 4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο εν λόγω κεφάλαιο περιγράφεται η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε είναι η ανελαστική ανάλυση (Pushover), όπως προβλέπεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όπως αναφέρθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια. Μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, ο σκοπός του μελετητή είναι να εξερευνήσει τη συμπεριφορά του κτιρίου κατά τη διάρκεια του σεισμού, παρέχοντας μια πλήρη εικόνα για κάθε χρονική στιγμή. Μέσω αυτής της μεθόδου, δημιουργούνται τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης της οροφής, και στη συνέχεια πραγματοποιείται έλεγχος της κατασκευής ως προς την αποδοτικότητα για κάθε απαιτούμενο επίπεδο επιτελεστικότητας. Αυτή η διαδικασία επαναλαμβάνεται για κάθε περίπτωση, και τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω.

### 4.2 Ιδιομορφική απόκριση φορέων

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε μια ελαστική ανάλυση για το κτίριο με σκοπό να προσδιοριστούν οι ιδιομορφές του. Αυτή η ανάλυση δεν εξαρτάται από τις εξωτερικές δυνάμεις που ασκούνται ή από κάποια μορφή φόρτισης, αλλά εξαρτάται αποκλειστικά από τα χαρακτηριστικά του κτιρίου, και συγκεκριμένα από τη μάζα και την ακαμψία του. Με αυτόν τον τρόπο, δίνεται η δυνατότητα να αναδειχθεί ο τρόπος ταλάντωσης του κτιρίου κατά την επίδραση σεισμικής δόνησης, μέσω των κυρίων ιδιομορφών του κτιρίου, και τελικά να εκτιμηθεί η σεισμική του συμπεριφορά.

#### 4.2.1 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτιρίου

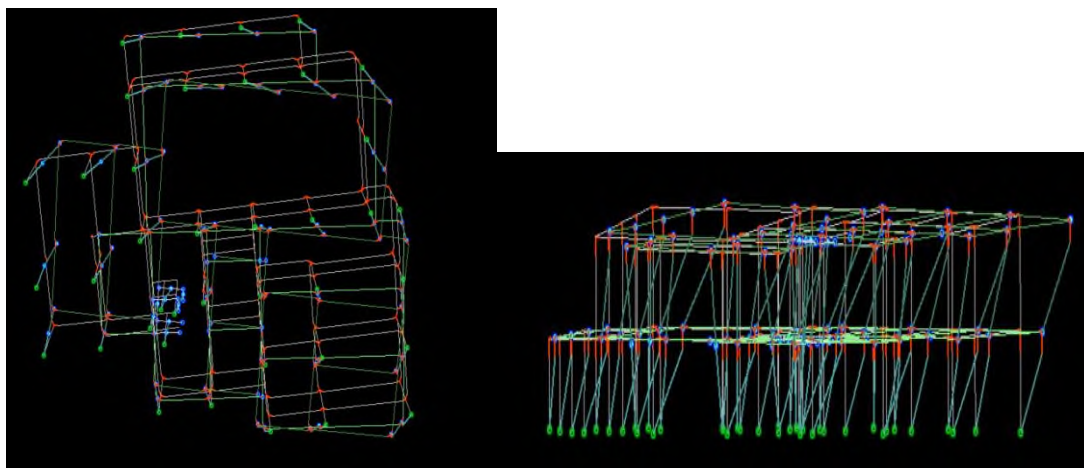


Η κύρια ιδιοπερίοδος του κτιρίου από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης είναι:

$$T=0,2548\text{sec}$$

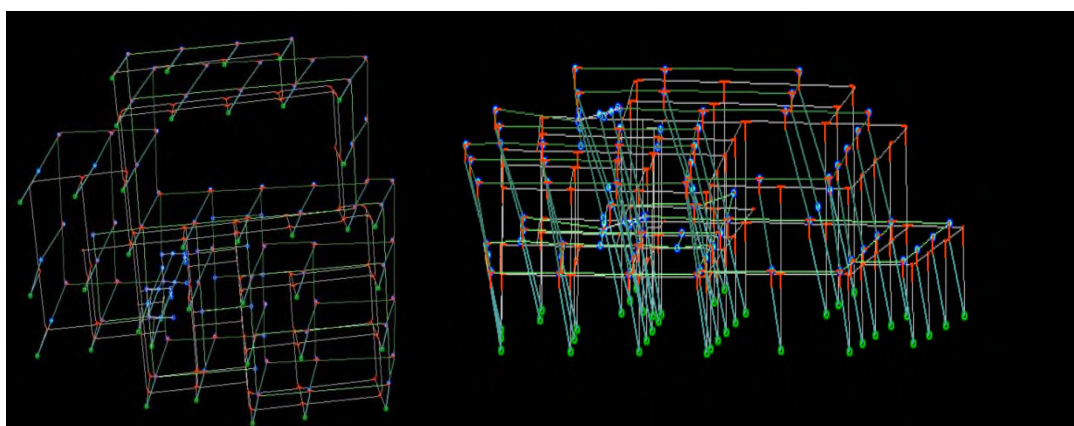
Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ότι στην πρώτη ιδιομορφή ενεργοποιείται ένα μικρό ποσοστό της μάζας και για της δυο διευθύνσεις με αποτέλεσμα το κτίριο να συμπεριφέρεται στρεπτικά ως προς τον άξονα δυσκαμψίας ομοίως και στην τρίτη ιδιομορφή. Στην δεύτερη ιδιομορφή ενεργοποιείται μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ως προς  $Y$  άρα η κατασκευή συμπεριφέρεται μεταφορικά. Συμπεραίνουμε, ότι αφού οι δυο πρώτες ιδιομορφές δεν είναι μεταφορικές και σύμφωνα με τα ποσοστά των μαζών που ενεργοποιούνται, η κατασκευή είναι στρεπτικά εύκαμπτη. Παρακάτω παρατίθεται τρισδιάστατες αναπαραστάσεις όσο αναφορά την παραμορφωμένη γεωμετρία κτιρίου στις διάφορες ιδιομορφές. Αναλυτικά:

### 1η Ιδιομορφή-Στρεπτική κατά $Z$ , $T=0,2548$



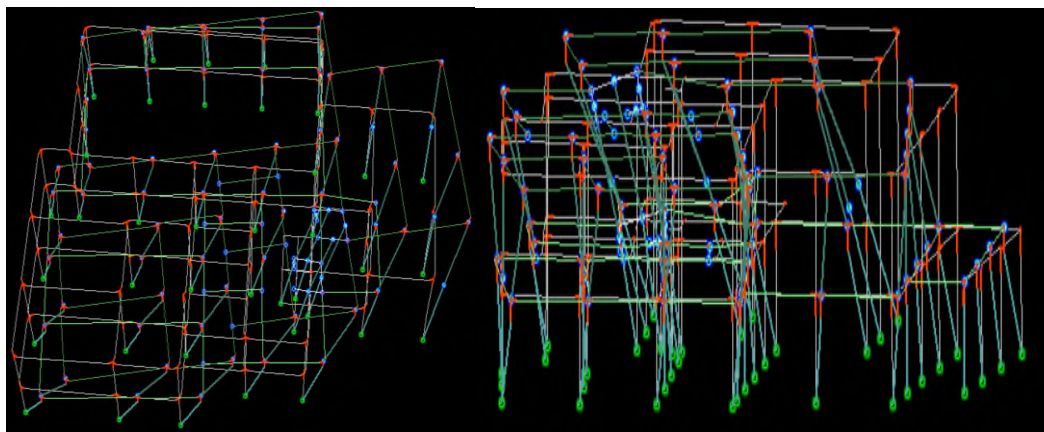
Εικόνα 4.2.1: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτιρίου κατά την 1η Ιδιομορφή

### 2η Ιδιομορφή-Μεταφορική κατά $Y$ , $T=0,2275$



Εικόνα 4.2.2: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτιρίου κατά την 2η Ιδιομορφή

### 3η Ιδιομορφή-Στρεπτική κατά Z, T=0,2088



Εικόνα 4.2.3: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτιρίου κατά την 3η Ιδιομορφή

### 4.3 Καθορισμός της στάθμης επιτελεστικότητας

Για την εκτίμηση της σεισμικής αντοχής των κατασκευών βάσει του παραρτήματος 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, καθορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας, τα οποία εξαρτώνται από την κατηγορία του κτιρίου και την αντίστοιχη κατηγορία σημασίας. Στην παρούσα περίπτωση, ο ελάχιστος στόχος απόδοσης για την αξιολόγηση της κατασκευής είναι η κατηγορία Β1, στην οποία επιτρέπεται να παρουσιάζονται βλάβες στο κτίριο που είναι επισκευάσιμες και δεν θέτουν σε κίνδυνο τη στατική ευστάθεια της κατασκευής ή την ασφάλεια των ατόμων. Τα δομικά στοιχεία πρέπει να διαθέτουν αντοχή υπόλοιπη μετά από το σεισμό και να είναι ικανά να αντέξουν κατακόρυφα φορτία. Η πιθανότητα να υπερβεί η κατασκευή από τις σεισμικές δυνάμεις σε ένα διάστημα 50 ετών είναι 10%, με περίοδο αναφοράς T=475 ετών.

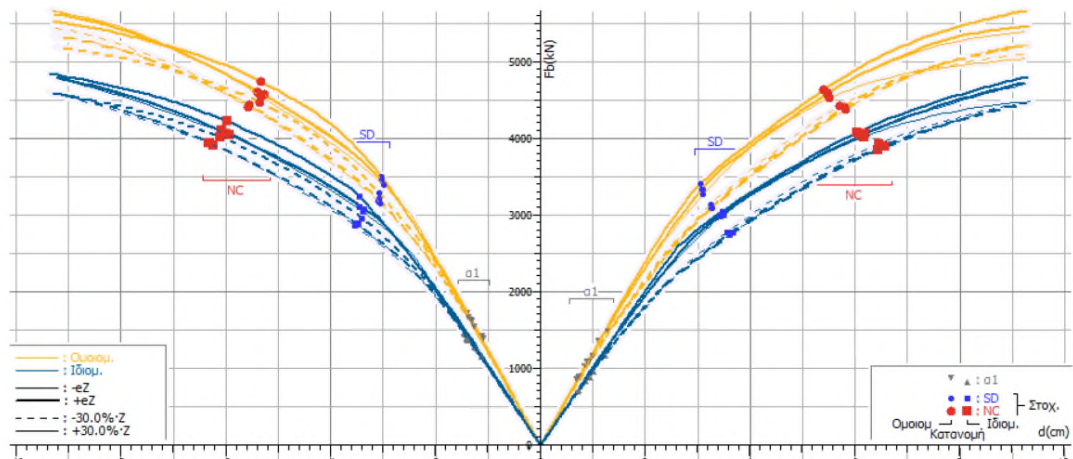
### 4.4 Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων για το κτίριο

Η κατανομή των σεισμικών καθ' ύψος για την στατική ανελαστική ανάλυση που επιλέχθηκε είναι η ομοιόμορφη κατανομή, η οποία βασίζεται σε οριζόντια φορτία ανάλογα με τη μάζα κάθε ορόφου, ανεξάρτητα από την στάθμη του καθώς επίσης και ιδιομορφική. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο κόμβος ελέγχου λαμβάνεται κοντά στο κέντρο μάζας της οροφή του φορέα, ο οποίος δεν αποτελεί σοφίτα ή μικρούς οικισμούς στο δώμα. Σ' αυτή την περίπτωση ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην κορυφή του αμέσως επόμενου πλήρους υποκείμενου ορόφου. Οι συνδυασμοί φόρτισης για την ομοιόμορφη κατανομή είναι 64 και έγιναν με βάση των διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

#### 4.4.1 Καμπύλες αντίστασης κτιρίου στη διεύθυνση X-X'

Για τους παραπάνω συνδυασμούς φόρτισης έγιναν και οι αντίστοιχες επιλύσεις τόσο για ομοιόμορφη όσο και για ιδιομορφική κατανομή. Παρακάτω βλέπουμε τις καμπύλες αντίστασης του κτιρίου για την διεύθυνση X-X':

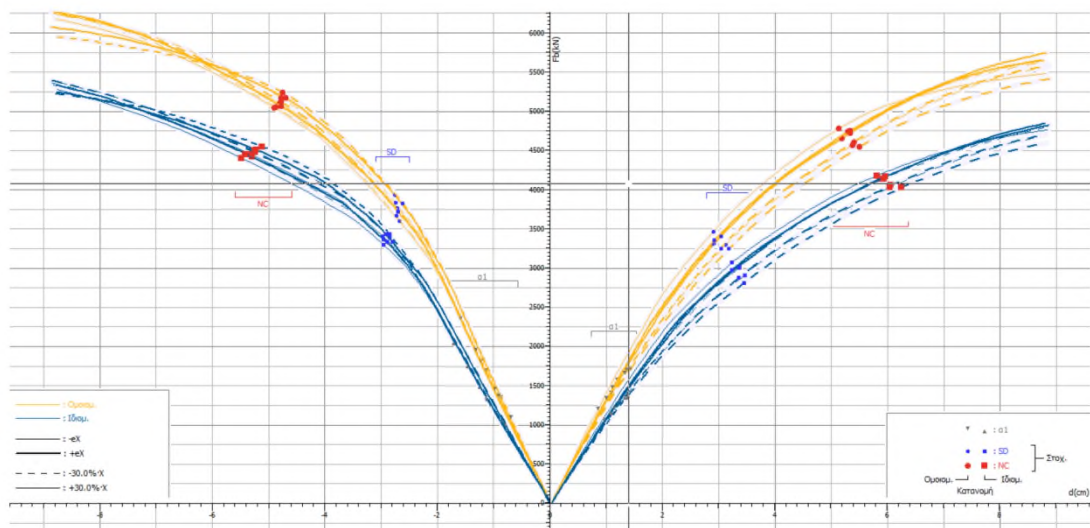




Σχήμα 4.4.1.1.- Συγκεντρωτικές καμπύλες αντίστασης κτιρίου στη διεύθυνση X-X'

#### 4.4.2 Καμπύλες αντίστασης κτιρίου στη διεύθυνση Y-Y'

Για τους παραπάνω συνδυασμούς φόρτισης έγιναν και οι αντίστοιχες επιλύσεις τόσο για ομοιόρφη όσο και για ιδιομορφική κατανομή. Παρακάτω βλέπουμε τις καμπύλες αντίστασης του κτιρίου για την διεύθυνση Y-Y':

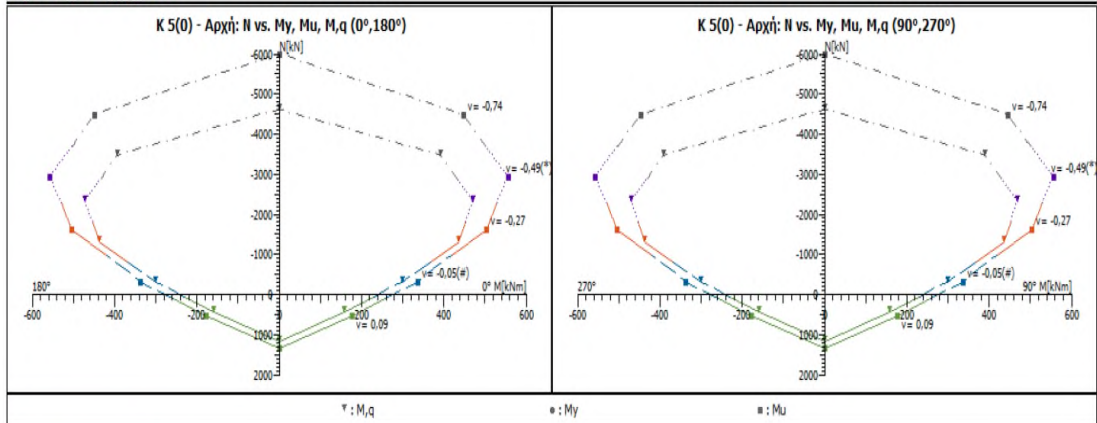


Σχήμα 4.4.2.- Συγκεντρωτικές καμπύλες αντίστασης κτιρίου στη διεύθυνση Y-Y'

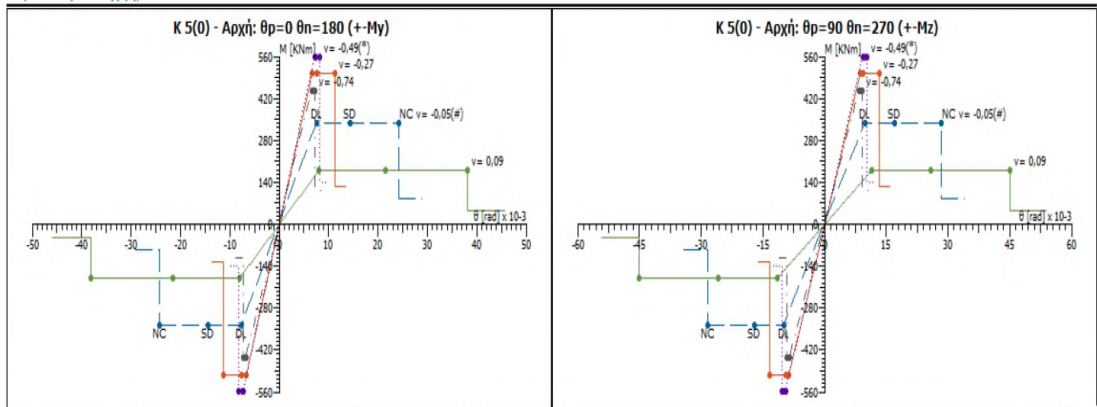
#### 4.5 Διαγράμματα αντοχής M-θ

Για κάθε στοιχείο του κτηρίου, το Fespa κατασκευάζει τα διαγράμματα αντοχής (M-θ). Ενδεικτικά θα παρουσιάσουμε τα διαγράμματα αυτά αλλά και τους αντίστοιχους πίνακες για ένα υποστύλωμα και μία δοκό του κτηρίου.

Καμπύλες Αντοχής, N-M



Καμπύλες Αντοχής, M-θ



Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Z

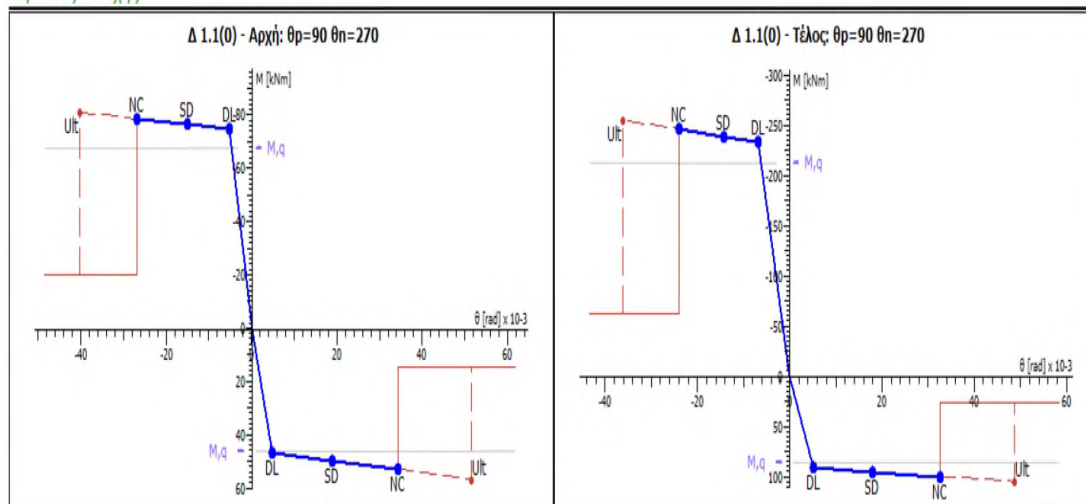
| N<br>[kN]   | VRc<br>[kN] | Πριν την καμπτική διαρροή |               | Μετά την καμπτική διαρροή |            |               |
|-------------|-------------|---------------------------|---------------|---------------------------|------------|---------------|
|             |             | VR<br>[kN]                | VRmax<br>[kN] | μΔ,pl<br>[ ]              | VR<br>[kN] | VRmax<br>[kN] |
| 522,17      | 44,0        | 191,2                     | -             | 7,13                      | 143,4      | -             |
| -309,27(ε)  | 156,3       | 235,3                     | -             | 4,45                      | 192,7      | -             |
| -1616,67    | 235,7       | 421,3                     | -             | 1,84                      | 403,7      | -             |
| -2924,07(*) | 235,7       | 602,2                     | -             | 0,89                      | 593,6      | -             |
| -4456,95    | 235,7       | 602,2                     | -             | 0,87                      | 593,9      | -             |

Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Y

| N<br>[kN]   | VRc<br>[kN] | Πριν την καμπτική διαρροή |               | Μετά την καμπτική διαρροή |            |               |
|-------------|-------------|---------------------------|---------------|---------------------------|------------|---------------|
|             |             | VR<br>[kN]                | VRmax<br>[kN] | μΔ,pl<br>[ ]              | VR<br>[kN] | VRmax<br>[kN] |
| 522,17      | 44,0        | 111,6                     | -             | 5,64                      | 83,7       | -             |
| -309,27(ε)  | 156,3       | 131,5                     | -             | 3,92                      | 109,6      | -             |
| -1616,67    | 235,7       | 215,7                     | -             | 1,65                      | 206,5      | -             |
| -2924,07(*) | 235,7       | 297,5                     | -             | 0,87                      | 292,6      | -             |
| -4456,95    | 235,7       | 297,5                     | -             | 0,87                      | 292,6      | -             |

Σχήμα 4.5.1: Αποτελέσματα επίλυσης για υποστύλωμα K5(0)

### Καμπύλες Αντοχής



### Διατμητική Αντοχή

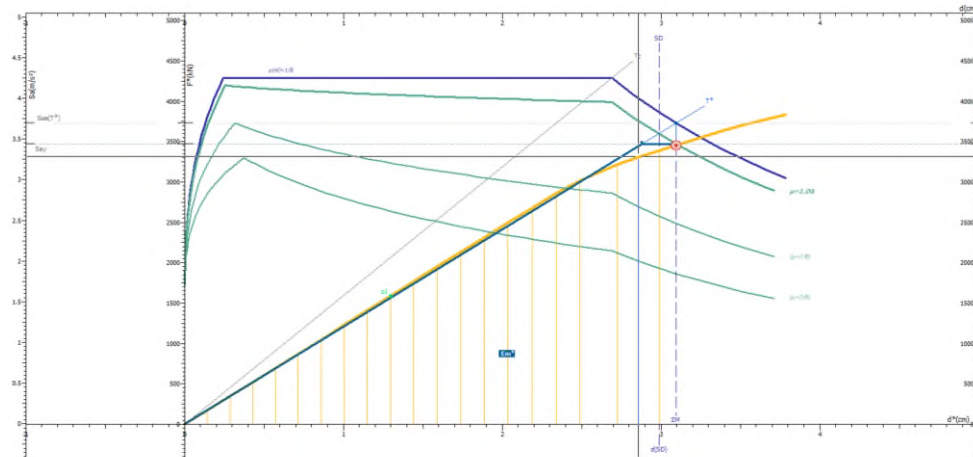
| Θέση<br>[ / ] | N<br>[kN] | VRc<br>[kN] | Πριν την<br>καμπτική διαρροή |                | Μετά την<br>καμπτική διαρροή |   | FRP<br>VRfv<br>[kN] |
|---------------|-----------|-------------|------------------------------|----------------|------------------------------|---|---------------------|
|               |           |             | VR<br>[kN]                   | μΔ,pl<br>[ / ] | VR<br>[kN]                   |   |                     |
| Αρχή          | 0,0       | 46,0        | 212,2                        | 6,66           | 159,2                        | - |                     |
| Τέλος         | 0,0       | 53,7        | 221,5                        | 4,19           | 175,1                        | - |                     |

Σχήμα 4.5.1 Αποτελέσματα επίλυσης για δοκό Δ1.1(0)

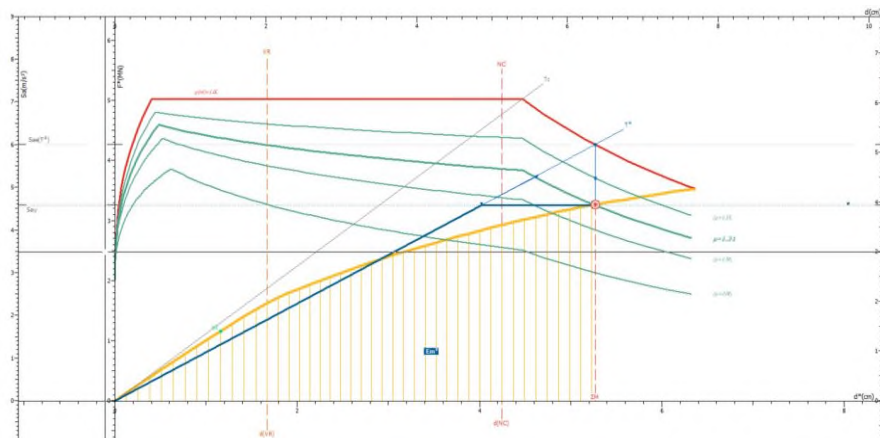
## 4.6 Διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας

Για κάθε μια από τις 32 αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο κτήριο παράγονται τα διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας. Στη συνέχεια η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης μετατόπισης για την συγκεκριμένη σεισμική φόρτιση σύμφωνα με τη διαδικασία που προτείνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπως παρουσιάστηκε αναλυτικά στα προηγούμενα κεφάλαια. Από τα παραπάνω υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση του κτιρίου για την συγκεκριμένη διεύθυνση. Τέλος μετατρέποντας την καμπύλη σε φάσμα ADRS (Acceleration-DisplacementResponseSpectrum), δηλαδή σε ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, δημιουργείται η καμπύλη απόκρισης της κατασκευής του σε σύστημα αξόνων επιτάχυνσης-μετατόπισης. Στο ίδιο διάγραμμα τοποθετείται και η καμπύλη του φάσματος απόκρισης όπως ορίζεται από τον Ευρωκώδικα .

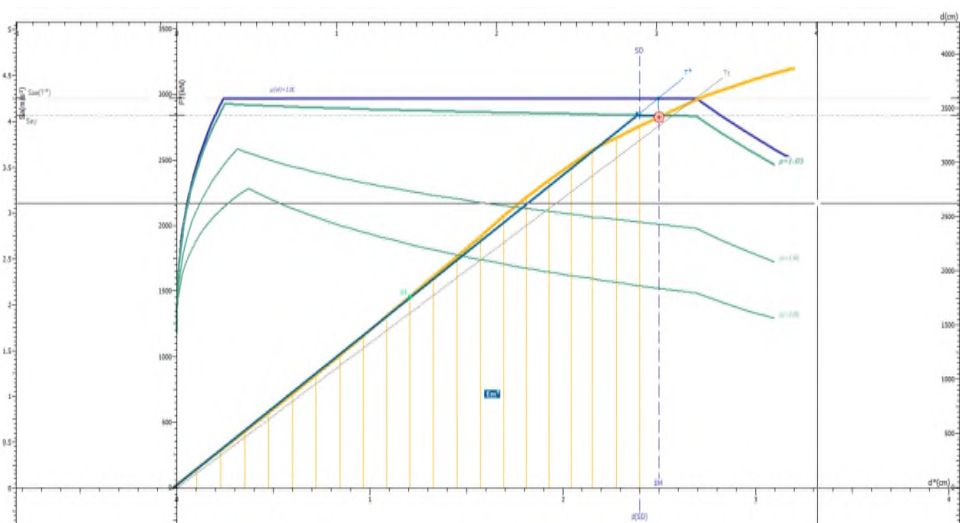
Παρακάτω παραθέτουμε τα διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας των δυσμενέστερων φορτίσεων για στάθμες επιτελεστικότητας SD(Σημαντικές Βλάβες) και NC (Οιονεί Κατάρρευση) στις δύο διεύθυνσης:



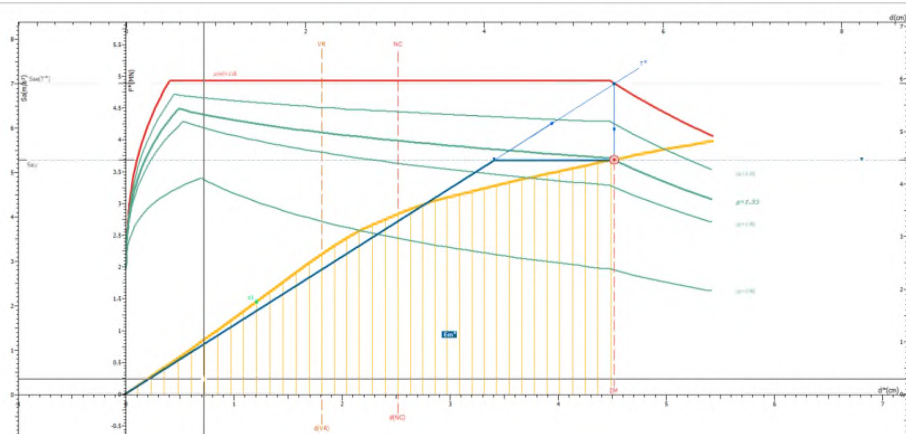
Σχήμα 4.6.1 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας στην στάθμη SD  
180+30%90-E<sub>X</sub>+eZ



Σχήμα 4.6.2 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας στην στάθμη NC  
180-30%270-e<sub>X</sub>-eZ



Σχήμα 4.6.3 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας για στάθμη SD  
270-30%180-e<sub>X</sub>-eZ



Σχήμα4.6.4 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας για στάθμη NC 270-30%180-eX-eZ

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει ότι το κτίριο μας δεν επαρκεί για καμία στάθμη επιτελεστικότητας σε καμία διεύθυνση .Σε όλα από τα παραπάνω σχήματα παρατηρούμε ότι η στοχευμένη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την μετακίνηση της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας(είτε SD είτε NC) και στις δύο διευθύνσεις με αποτέλεσμα μέλη της κατασκευής να οδηγούνται σε αστοχίες(κυρίως διατμητικές) που θα δούμε αναλυτικότερα παρακάτω.

#### 4.7 Λόγοι επάρκειας

Τέλος παραθέτουμε τους λόγους επάρκειας των μελών που αστόχησαν. Τα μέλη που αστόχησαν είναι 3 τοιχία(K31-K35) και ένα υποστύλωμα(K18)και αστοχούν τόσο σε τέμνουσα(K34) όσο και σε κάμψη(K32).Ενδεικτικά παραθέτουμε τους μέγιστους λόγους που προέκυψαν σύμφωνα με το πρόγραμμα καθώς επίσης και τμήμα της κάτοψης των μελών που αστόχησαν.

##### Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

| Στάθμη Επιτελεστικότητας | Μέλος   | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|--------------------------|---------|-------------------|-----------------|
| SD                       | Δ1.3(0) | Κύριο             | 0.95            |
| NC                       | Δ1.3(0) | Κύριο             | 0.88            |

##### Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

| Στάθμη Επιτελεστικότητας | Μέλος    | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|--------------------------|----------|-------------------|-----------------|
| SD                       | Δ21.1(1) | Κύριο             | 0.84            |
| NC                       | Δ12.4(0) | Κύριο             | 0.98            |

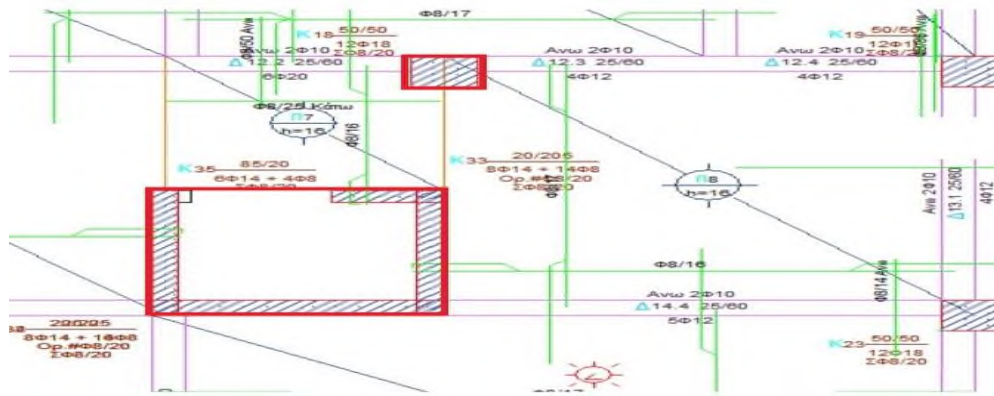
##### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

| Στάθμη Επιτελεστικότητας | Μέλος  | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|--------------------------|--------|-------------------|-----------------|
| SD                       | K32(0) | Κύριο             | 1.32!           |
| NC                       | K32(0) | Κύριο             | 2.09!           |

##### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

| Στάθμη Επιτελεστικότητας | Μέλος  | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|--------------------------|--------|-------------------|-----------------|
| SD                       | K34(0) | Κύριο             | 1.88!           |
| NC                       | K34(0) | Κύριο             | 2.33!           |

Σχήμα4.7.1Λόγοι Επάρκειας Μελών



Σχήμα4.7.2 Μέλη που αστοχούν

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

### ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

#### 5.1 Γενικά

Οι επεμβάσεις αναφέρονται σε οποιαδήποτε διαδικασία που έχει ως στόχο τη στοχευόμενη αλλαγή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος, με αποτέλεσμα την τροποποίηση της απόκρισής του. Οι επεμβάσεις μπορούν να χωριστούν σε επισκευές ή ενισχύσεις, ανάλογα με τον σκοπό που εξυπηρετούν. Οι επισκευές αποσκοπούν στην αποκατάσταση των προ-βλάβης μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων ενός δομήματος, επαναφέροντας την αρχική τους φέρουσα ικανότητα. Από την άλλη πλευρά, οι ενισχύσεις αποβλέπουν στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας ή της πλαστιμότητας του δομήματος, οδηγώντας σε μια καλύτερη επίπεδο από αυτό του αρχικού σχεδιασμού.

Στην περίπτωση της κατασκευής που εξετάζεται, προτείνονται δύο διαφορετικά σενάρια επεμβάσεων, και και τα δύο σενάρια αφορούν ενισχύσεις.

#### 5.2 Ενίσχυση με FRP

Η ενίσχυση των μελών με ίνες από ινοπλισμένα πολυμερή υλικά αποσκοπεί στη βελτίωση της διατμητικής ικανότητάς τους και της διαθέσιμης πλαστιμότητας μέσω πρόσθετης περίσφιξης. Γενικά, η εφαρμογή αυτών των υλικών οδηγεί σε αύξηση ή τροποποίηση της καμπτικής, διατμητικής και αξονικής αντοχής του μέλους στο οποίο εφαρμόζονται. Η εξωτερική ενίσχυση με ένα περίβλημα από ίνες ινοπλισμένων πολυμερών υλικών είναι κατάλληλη για πολλές εφαρμογές. Ορισμένες αντιπροσωπευτικές χρήσεις περιλαμβάνουν:

- Ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής
- Παθητική περίσφιξη για βελτιστοποίηση της ικανότητας ανάληψης σεισμικών φορτίων.
- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών

Οι κύριες πλεονεκτήματα της χρήσης σύνθετων υλικών για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών σε σχέση με τις παραδοσιακές μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης με χρήση συμβατικών υλικών είναι τα εξής:

- Απαιτείται μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο
- Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι απλή.
- Οι διαστάσεις του ενισχυόμενου δομικού στοιχείου παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες, λόγω του μικρού πάχους του σύνθετου υλικού
- Η τοποθέτηση των σύνθετων υλικών είναι δυνατή ακόμα και σε περιπτώσεις που υπάρχει περιορισμός του χώρου εργασίας (π.χ. υποστυλώματα σε μεσοτοιχία
- Τα σύνθετα υλικά μπορούν να επιχριστούν και να χρωματιστούν σύμφωνα με τις αισθητικές απαιτήσεις του έργου.
- Τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά των κατασκευών παραμένουν πρακτικά αμετάβλητα.

- Το κόστος εφαρμογής των σύνθετων υλικών λόγω της ευρείας κατασκευής τους έχει μειωθεί σημαντικά.<sup>7</sup>

### 5.2.1 Τρόπος εφαρμογής ενισχύσεων με FRP

Παρακάτω παραθέτουμε τους τρόπους εφαρμογής ενισχύσεων με FRP. Ενδεικτικά αναφέρονται οι εξής τρόποι:

- Η ενίσχυση των ανεπαρκών μελών θα γίνει με μια σταδιακή προσέγγιση, δηλαδή θα εφαρμοστεί μια ενίσχυση σε κάθε στάδιο ανάλυσης, ώστε να ληφθούν υπόψη πιθανές ανακατανομές των εστίων έντασης στα υπόλοιπα μέρη του φορέα
- Το συνολικό απαιτούμενο πάχος των FRP επιλέγεται μέσω δοκιμών, με σκοπό να εξασφαλιστεί ότι ο συνδυασμός του πάχους και της ανακατανομής της έντασης δεν θα οδηγήσει σε απαιτήσεις επιπλέον ενισχύσεων σε μέλη που ήδη θεωρούνται ικανοποιητικά στην αρχική μελέτη αξιολόγησης.
- Οι συντελεστές μονολιθικότητας των μηχανικών χαρακτηριστικών των μελών που ενισχύονται με Ινοπλισμένα Πολυμερή υπολογίστηκαν ως μονάδα, σύμφωνα με την παραπάνω αναφορά του Σ. Δρίτσου σχετικά με τις μεθόδους και τις <<Αντισεισμικές Στρατηγικές Ενίσχυσης Κτηρίων>>.

### 5.2.2 Τροποποιήσεις του φορέα

- Αρχικά χαρακτηρίζονται τα μέλη ως «Ενισχυόμενα» και επιλέγεται η μέθοδος ενίσχυσης ως «Ενισχυόμενα με Ινοπλισμένο Πολυμερές»

| Εδαφος                              | Δομικός χάρτιβας | Υλικά - Αποτίμηση                           | Αποτίμηση | Συνδετήρες                 | Φέρουσα τοιχοποιία |
|-------------------------------------|------------------|---|-----------|----------------------------|--------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> |                  | Χαρακτηρισμός μέλους                        | ?         | Ενισχυόμενα                |                    |
| <input checked="" type="checkbox"/> |                  | Μέθοδος ενίσχυσης                           | ?         | Ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) |                    |
| <input checked="" type="checkbox"/> |                  | Αυξημένες απαιτήσεις πηλασμάτωσης           | ?         | Ναι (Κύριο σεισμικό μέλος) |                    |
| <input checked="" type="checkbox"/> |                  | Υποστυλώμα με σημαντική δυσκαμψία, για pmax | ?         | Ναι                        |                    |

Εικόνα 5.2.2 Χαρακτηρισμός μέλους ως Ενισχυόμενου και επιλογή ενίσχυσης με FRP

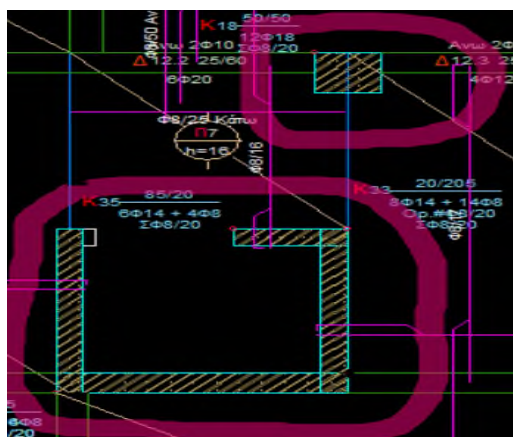


### 5.2.3 Μηχανικά Χαρακτηριστικά ενισχυόμενου μέλους

Στη συνέχεια, πραγματοποιούνται επιλογές σχετικά με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού ενίσχυσης, ειδικότερα του Ινοπλισμένου Πολυμερούς. Αυτές οι επιλογές βασίζονται σε δοκιμές που προσδιορίζουν το συνολικό πάχος του FRP, έτσι ώστε το υλικό να μπορεί να αντέξει τις διατμητικές δυνάμεις που απορρέουν από τον τέμνοντα φορτίο, καθώς έχει διαπιστωθεί ότι υπάρχει ανεπάρκεια σε αυτόν τον τομέα.

| Ενισχύσεις   |          |
|--|----------|
| Μέτρο ελαστικότητας FRP $E_f$ (kN/m <sup>2</sup> ) | 2.42E+08 |
| Οριακή εφελκυστική αντοχή FRP $f_{uf}$ (MPa)       | 3800.0   |
| Οριακή ανηγμένη παραμόρφωση $\epsilon_{uf}$        | 1.55E-2  |
| Συνολικό πάχος υλικού FRP $t_f$ (mm)               | 0.3      |

Εικόνα 5.2.3 Γεωμετρικά και Μηχανικά χαρακτηριστικά FRP



Εικόνα 5.2.3: Επισημάνση ενισχυόμενων μελών

Ύστερα από δοκιμές τα πάχη που προέκυψαν των κυκλωμένων ενισχυόμενων μελών προέκυψαν ως εξής:

- K35(0): 1 mm
- K33(1): 1 mm
- K34(1): 1mm
- K32(1): 1 mm
- K18(1): 1 mm

## 5.2.4 Τελικοί μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένου φορέα με FRP

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών και υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων του ενισχυμένου φορέα

### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

| Στάθμη Επιτελεστικότητας | Μέλος  | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|--------------------------|--------|-------------------|-----------------|
| SD                       | K32(0) | Κύριο             | 0.96            |
| NC                       | K32(0) | Κύριο             | 0.97            |

### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

| Στάθμη Επιτελεστικότητας | Μέλος  | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|--------------------------|--------|-------------------|-----------------|
| SD                       | K32(0) | Κύριο             | 0.95            |
| NC                       | K33(0) | Κύριο             | 0.98            |

Εικόνα 5.2.4.1 Μέγιστοι λόγοι επάρκειας υποστυλώματος-τοιχώματος για ροπή και τέμνουσα

### Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

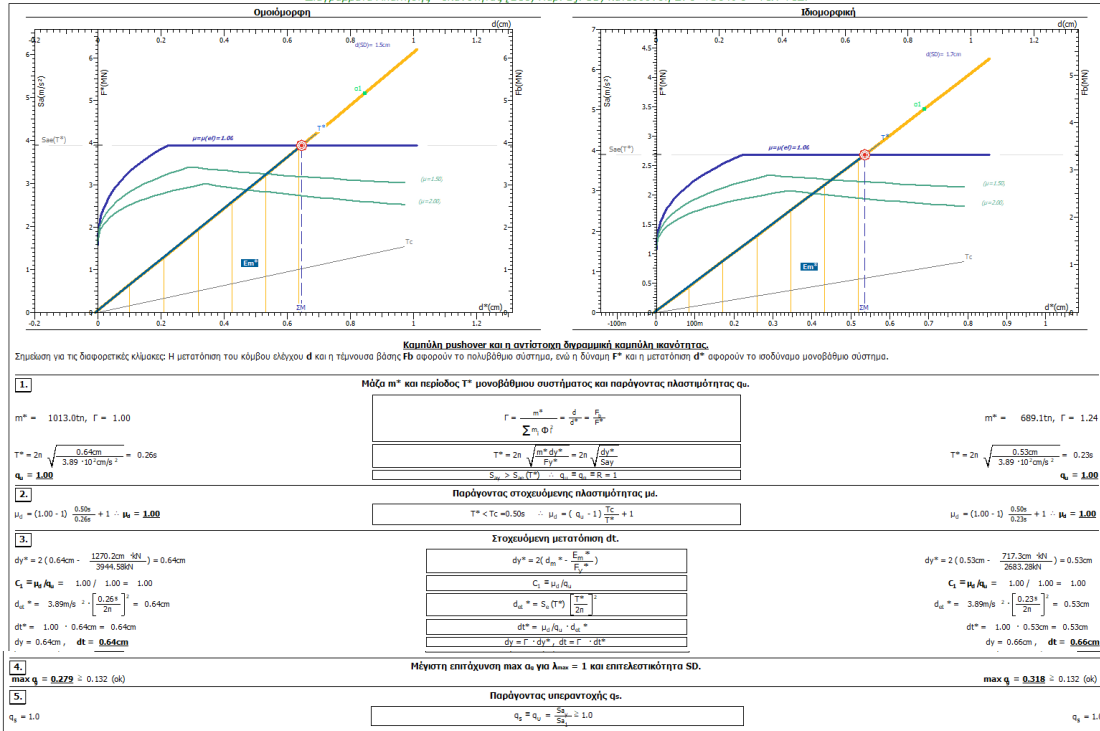
| Στάθμη Επιτελεστικότητας | Μέλος    | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|--------------------------|----------|-------------------|-----------------|
| SD                       | Δ1.3(0)  | Κύριο             | 0.84            |
| NC                       | Δ23.4(0) | Κύριο             | 0.81            |

### Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

| Στάθμη Επιτελεστικότητας | Μέλος    | Κύριο/ Δευτερεύον | Λόγος Επάρκειας |
|--------------------------|----------|-------------------|-----------------|
| SD                       | Δ21.1(1) | Κύριο             | 0.84            |
| NC                       | Δ12.4(0) | Κύριο             | 0.98            |

Εικόνα 5.2.4.2 Μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών για ροπή και τέμνουσα

Ενδεικτικά, παρατίθεται η καμπύλη ικανότητας της ανασχεδιασμένης κατασκευής για μια διεύθυνση σεισμού, η οποία εμφάνιζε ανεπάρκεια σεισμικής επιτάχυνσης ως προς τον έλεγχο της διατμητικής αντίστασης.

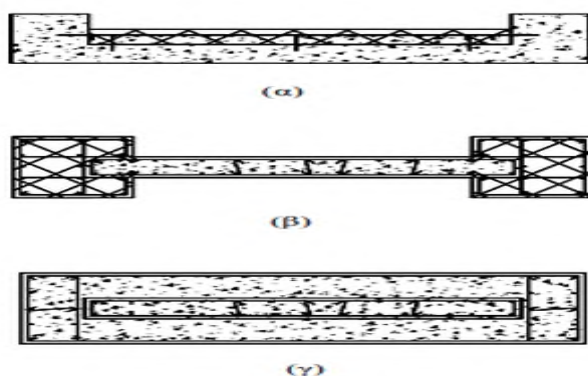


Εικόνα 5.2.4.3: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας ενισχυμένου φορέα για διεύθυνση σεισμού

### 5.3 Ενίσχυση με Τοιχία

Σ αυτό το σημείο, θεωρείται σκόπιμο να γίνει αναφορά και σε άλλη κατηγορία κατακόρυφων μελών , τα οποία είναι τα τοιχώματα. Τα τοιχώματα, λόγω της ανάληψης μεγάλου ποσοστού σεισμικών δυνάμεων αποτελούν αντικείμενου λεπτομερούς μελέτης και θα πρέπει να μελετάται ενδελεχώς η επιρροή τους στο σύνολο της κατασκευής. Οι μέθοδοι ενίσχυσης των τοιχωμάτων είναι παρόμοιες με αυτές που εφαρμόζονται στα υποστυλώματα. Πρέπει να διευκρινιστεί ότι πριν από οποιαδήποτε ενέργεια ενίσχυσης θα πρέπει τα τοιχώματα να έχουν επισκευαστεί πλήρως. Κοινώς, θα πρέπει να έχει γίνει υποστύλωση των συντρεχουσών δοκών, καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος, τοποθέτηση δομικού πλέγματος , συγκράτηση δομικών πλεγμάτων με εγκάρσιο οπλισμό και τέλος διάστρωση έγχυτου ή εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Η πλέον χρησιμοποιούμενη και αποδοτικότερη μέθοδος ενίσχυσης τοιχωμάτων είναι η χρήση μανδύων σκυροδέματος. Κατά κανόνα οι μανδύες που επιλέγονται δεν είναι κλειστού τύπου, όπως αυτό συμβαίνει στην περίπτωση της ενίσχυσης υποστυλωμάτων. Αναλόγως το λόγο που χρήζει ένα τοίχωμα ενίσχυσης, προκύπτει και η καταλληλότερη επέμβαση που πρέπει να γίνει. Όταν πρέπει να αυξηθεί η διατμητική αντοχή του τοιχώματος, τότε επιλέγεται αύξηση του πάχους του κορμού. Όταν πρέπει το τοίχωμα να ενισχυθεί καμπτικά, συνήθως επιλέγεται η κατασκευή δύο κρυφών υποστυλωμάτων στα άκρα του τοιχώματος. Στις παρακάτω εικόνες φαίνεται σχηματικά οι διάφοροι τρόποι ενίσχυσης των τοιχωμάτων:



Εικόνα 5.3.1: α) Διατμητική ενίσχυση, β)Καμπτική ενίσχυση, γ)Διατμητική και καμπτική ενίσχυση με κλειστό μανδύα

Για να πετύχουμε την σωστή μεταφορά των εφελκυστικών ή διατμητικών δυνάμεων μεταξύ του υφιστάμενου σκυροδέματος και του επιπλέον σκυροδέματος ή χάλυβαχρησιμοποιούμεγαλύβδινα στοιχεία που εγκαθίσταται σε επιφάνειες τα βλήτρα η αγκύρια. Οι βασικοί τύποι βλήτρων περιλαμβάνουν βιομηχανικά βλήτρα ή τεμάχια με ράβδους οπλισμού, τα οποία στερεώνονται στο σκυρόδεμα με κόλλα. Όσον αφορά τα τεμάχια οπλισμού, η απόδοση των βλητρών ή αγκυρίων εξαρτάται από τον συνήθη μηχανισμό βλήτρου και

εξαγωγής, καθώς και από τη συμπεριφορά του αγκυρίου μετά την εγκατάστασή του. Είναι σημαντικό η μέγιστη δύναμη που μπορεί να μεταφερθεί από το χάλυβα να μην υπερβαίνει τη δύναμη που μπορεί να μεταφερθεί από την ράβδο η οποία περικλείεται από τη μία πλευρά στην άλλη.



Εικόνα 5.3.2: Λειτουργία ράβδου οπλισμού κατά τη σύνδεση παλαιού μενούσκυροδέματος

Τα αγκύρια με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι στοιχεία τα οποία υπόκεινται σε εφελκυσμό. Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που μπορεί να παραλάβει ένα αγκύριο είναι η εξής:

- Διαρροή αγκυρίου

$$N_{yd} = A_s f_{yd}$$

$A_s$  : το εμβαδόν διατομής

$f_{yd}$  : το όριο διαρροής του αγκυρίου

- Αστοχία συνάφεια αγκυρίου και συνδετικού υλικού

$$N_{bd} = F_{bk} l_e \pi d b / \gamma_b$$

$F_{bk}$  : η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού

$l_e$  : το μήκος εμπήξεως του αγκυρίου διαμέτρου  $d$ .

$\gamma_b$ : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για τη συνάφεια.

- Αστοχία συνάφειας μεταξύ συνδετικού υλικού και περιβάλλοντος σκυροδέματος

$$N_{cd} = 4,5 l_e \pi \sqrt{\frac{f_{ck} \Phi}{\gamma_c}}$$

$f_{ck}$ : η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτική αντοχής του σκυροδέματος που εμπήγεται το αγκύριο (MPa)

$\Phi$ : η διάμετρος της οπής που θα τοποθετηθεί το αγκύριο, η οποία δεν πρέπει να υπερβαίνει το  $d_b + 5$ .(mm)

$\gamma_c$ : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για το σκυρόδεμα

Η μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού σε ανακυλιζόμενη φόρτιση που μπορεί να μεταφερθεί από μια ράβδο, με την προϋπόθεση ότι διαθέτει επαρκές μήκος και

επικαλύψεις υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{ub} = \frac{1,3db^2}{\gamma_{Rd}} \sqrt{f_{cd}f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$A_s$ : το εμβαδό διατομής της ράβδου

$f_{cd}$ : η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος

$f_{yd}$ : η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής της ράβδου με  $\gamma_{Rd}$  ίσο με 1,3

Πρέπει να εξασφαλίζεται ότι ο μηχανισμός βλήτρου αστοχεί με διαρροή του βλήτρου και ταυτόχρονη τοπική αστοχία λόγω συνθλίψεως του σκυροδέματος κάτω απ' την ράβδο. Ο επιθυμητός τρόπος αστοχίας εξασφαλίζεται όταν η επικάλυψη της ράβδου, διαμέτρου  $db$  (κατά την διεύθυνση της φορτίσεως και κάθετα προς αυτήν), είναι τουλάχιστον ίση με τις τιμές που ακολουθούν:

- Κατά την διεύθυνση φορτίσεως:

Ελάχιστη εμπρός επικάλυψη=6db

Ελάχιστη πίσω επικάλυψη=5db

- Κάθετα στην διεύθυνση φορτίσεως:

Ελάχιστη πλευρική επικάλυψη=3db

Όσον αφορά την απόσταση μεταξύ των συνεχόμενων βλητρών, προτείνεται να είναι τουλάχιστον πέντε φορές μεγαλύτερη από τη διάμετρο του βλήτρου. Επιπλέον, για να μπορούν να μεταφέρουν την τέμνουσα δύναμη, το μήκος της ράβδου πρέπει να είναι τουλάχιστον οκτώ φορές μεγαλύτερο από τη διάμετρό της. Όταν οι ράβδοι έχουν επαρκή μήκος για αγκυρώσεις από τις δύο πλευρές της διασταύρωσης, η μέγιστη τέμνουσα δύναμη ή η μέγιστη δύναμη εξολκεύσεως που μπορούν να αντέξουν, υπολογίζεται ως εξής:

$$\left( \frac{N_{sd}}{N_{ud}} \right) + \left( \frac{F_{sd}}{F_{ud}} \right) \leq 1$$

$N_{sd}$ : η δρώσα εφελκυστική δύναμη

$N_{ud}$ : η μέγιστη αντίσταση εξολκεύσεως

$F_{sd}$ : η δρώσα τέμνουσα

$F_{ud}$ : η μέγιστη αντοχή βλήτρου

### 5.3.1 Τρόπος εφαρμογής ενισχύσεων με Τοιχία

- Η ενίσχυση των ανεπαρκών μελών θα γίνει με μια σταδιακή προσέγγιση, δηλαδή θα εφαρμοστεί μια ενίσχυση σε κάθε στάδιο ανάλυσης, ώστε να ληφθούν υπόψη πιθανές ανακατανομές των εστιών έντασης στα υπόλοιπα μέρη του φορέα
- Τα νέα τοιχία έχουν ενσωματωθεί στο πρόγραμμα ως νέα στοιχεία για τη διαστασιολόγηση, οπότε θα ληφθούν υπόψη κατά την ανάλυση και τον υπολογισμό της αντοχής και των παραμέτρων της κατασκευής του κτιρίου.

### 5.3.2 Τροποποιήσεις του φορέα

Τα νέα τοιχία έχουν εισαχθεί στο πρόγραμμα ως νέα στοιχεία για διαστασιολόγηση, γεγονός που σημαίνει ότι θα ληφθεί υπόψη τους κατά την ανάλυση και τον υπολογισμό της αντοχής και των παραμέτρων του φορέα του κτιρίου. Η διαστασιολόγηση θα βασιστεί σε νέους κανονισμούς και οδηγίες που διέπουν τον υπολογισμό και την ανάλυση κατασκευαστικών στοιχείων, όπως οι σχετικοί σεισμικοί κανονισμοί και οδηγίες για την ενίσχυση κτιρίων.

| Διατομή                             | Στατικά  | Φορτία | Σκυρόδεμα | Οπλισμοί | Έδαφος | Δομικός χάλυβας | Υλικά - Αποτίμηση            | Αποτίμηση | Συνδετήρες | Φέρουσα τοιχοποιία | Δ |
|-------------------------------------|--|--------|-----------|----------|--------|-----------------|------------------------------|-----------|------------|--------------------|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> | Χαρακτηρισμός μέλους                                   |        |           |          |        |                 | ? Νέο                        |           |            |                    |   |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Μέθοδος ενίσχυσης                                      |        |           |          |        |                 | ? Ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) |           |            |                    |   |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Αυξημένες απαιτήσεις ηλιαστικότητας                    |        |           |          |        |                 | ? Ναι (Κύριο σεισμικό μέλος) |           |            |                    |   |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Υποστύλωμα με σημαντική δυσκαμψία, για $\eta_{max}$    |        |           |          |        |                 | ? Ναι                        |           |            |                    |   |
| <input type="checkbox"/>            | <b>Σκυρόδεμα</b>                                       |        |           |          |        |                 |                              |           |            |                    |   |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Ποιότητα νέου σκυροδέματος                             |        |           |          |        |                 | ? C25/30                     |           |            |                    |   |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Χαρακτηριστική αντοχή νέου σκυροδέματος $f_{ck}$ [MPa] |        |           |          |        |                 | ? 25                         |           |            |                    |   |

### 5.3.3 Μηχανικά Χαρακτηριστικά ενισχυόμενου μέλους

Τα νέα τοιχία έχουν μήκος 3,5m και ύψος 3,4m και αποτελούνται από σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 καθώς και από ποιότητα χάλυβα B500C. Ο οπλισμός αποτελείται από ράβδους διαμέτρου  $\Phi 12$  με απόσταση 10 εκατοστών από ράβδο σε ράβδο. Οι εσχάρες αυτές και ο οπλισμός επιλέχθηκαν (διαστασιολογήθηκε από το πρόγραμμα) έτσι να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη αντοχή κατά την διάρκεια του σεισμού.

### 5.3.4 Διαστασιολόγηση βλήτρων-αγκυρίων

Για να πετύχουμε την σωστή μεταφορά των εφελκυστικών ή διατμητικών δυνάμεων μεταξύ του υφιστάμενου σκυροδέματος και του επιπλέον σκυροδέματος ή χάλυβα χρησιμοποιούμε χαλύβδινα στοιχεία που εγκαθίσταται σε επιφάνειες τα βλήτρα η αγκύρια. Παρακάτω παρατίθεται η διαστασιολόγηση των βλήτρων για το ισόγειο και τον όροφο. Αναλυτικά:

- Οι ράβδοι του ορόφου που επιλέχθηκαν για διαστασιολόγηση έχουν διάμετρο 10mm και τοποθετήθηκαν σε συγκεκριμένες θέσεις ώστε να εξασφαλίζουν την απόσταση των διαδοχικών βλήτρων η οποία υπολογίστηκε στα 120mm (άρα  $\phi 10/12$ ) και θα τοποθετηθούν σε δύο σειρές. Αυτή η διάμετρο και η απόσταση μεταξύ των βλήτρων προέκυψε ύστερα από δοκιμές διαφόρων διαμέτρων και αποστάσεων έτσι ώστε το τελικό αποτέλεσμα να ανταποκρίνεται στα ζητούμενα της κατασκευής δηλαδή να μπορούν να ανταποκριθούν στην μεταφορά των εφελκυστικών ή διατμητικών δυνάμεων μεταξύ του υφιστάμενου σκυροδέματος και του επιπλέον σκυροδέματος (73,83kN/m). Τέλος σύμφωνα πάντα με τον κανονισμό το συνολικό μήκος του κάθε βλήτρου θα είναι 80mm (8 db) και θα χρησιμοποιηθούν συνολικά 300 τεμάχια.
- Οι ράβδοι του ισόγειου που επιλέχθηκαν για διαστασιολόγηση έχουν διάμετρο 12mm και τοποθετήθηκαν σε συγκεκριμένες θέσεις ώστε να εξασφαλίζουν την απόσταση των διαδοχικών βλήτρων η οποία υπολογίστηκε στα 100mm (άρα

φ12/10) και θα τοποθετηθούν σε δύο σειρές. Αυτή η διάμετρο και η απόσταση μεταξύ των βλήτρων προέκυψε ύστερα από δοκιμές διαφόρων διαμέτρων και αποστάσεων έτσι ώστε το τελικό αποτέλεσμα να ανταποκρίνεται στα ζητούμενα της κατασκευής δηλαδή να μπορούν να ανταποκριθούν στην μεταφορά των εφελκυστικών ή διατμητικών δυνάμεων μεταξύ του υφιστάμενου σκυροδέματος και του επιπλέον σκυροδέματος (111,13kN/m). Τέλος σύμφωνα πάντα με τον κανονισμό το συνολικό μήκος του κάθε βλήτρου θα είναι 96mm(8 db) και θα χρησιμοποιηθούν συνολικά 360 τεμάχια.

### 5.3.5 Τελικοί μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένου φορέα με Πλευρικό Τοιχίο

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστρωμάτων - Έλεγχος Ροπής

| Στάθμη<br>Επιτελεστικότητα | Μέλος  | Κύριο/<br>Δευτερεύον | Λόγος<br>Επάρκειας |
|----------------------------|--------|----------------------|--------------------|
| SD                         | K34(0) | Κύριο                | 0.44               |
| NC                         | K53(0) | Κύριο                | 0.52               |

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστρωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

| Στάθμη<br>Επιτελεστικότητα | Μέλος  | Κύριο/<br>Δευτερεύον | Λόγος<br>Επάρκειας |
|----------------------------|--------|----------------------|--------------------|
| SD                         | K53(0) | Κύριο                | 0.54               |
| NC                         | K54(0) | Κύριο                | 0.96               |

Εικόνα 5.3.5.1: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας υποστρωμάτων για ροπή και τέμνουσα

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

| Στάθμη<br>Επιτελεστικότητα | Μέλος    | Κύριο/<br>Δευτερεύον | Λόγος<br>Επάρκειας |
|----------------------------|----------|----------------------|--------------------|
| SD                         | Δ19.2(0) | Κύριο                | 0.30               |
| NC                         | Δ19.1(0) | Κύριο                | 0.31               |

#### Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

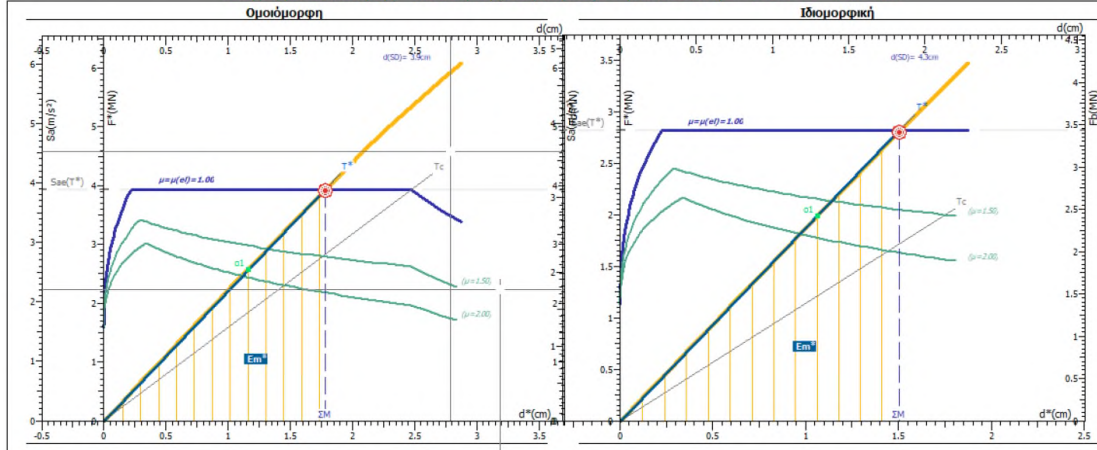
| Στάθμη<br>Επιτελεστικότητα | Μέλος    | Κύριο/<br>Δευτερεύον | Λόγος<br>Επάρκειας |
|----------------------------|----------|----------------------|--------------------|
| SD                         | Δ21.2(1) | Κύριο                | 0.67               |
| NC                         | Δ21.1(1) | Κύριο                | 0.83               |

Εικόνα 5.3.5.2: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας υποστρωμάτων για ροπή και τέμνουσα

Ενδεικτικά, παρατίθεται η καμπύλη ικανότητας της ανασχεδιασμένης κατασκευής για μια διεύθυνση σεισμού, η οποία εμφάνιζε ανεπάρκεια σεισμικής επιτάχυνσης ως προς τον έλεγχο της διατμητικής αντίστασης. Σύμφωνα με την ανάλυση της αποτίμησης για σεισμό:  $0+30\%*90 + eZ+eX$  και ομοιόμορφη κατανομή.



Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β], SD, κατεύθυνση 0°+30%-90° +eX +eZ.



|   |   |  |
|---|---|--|
| <p>1. Μάζα <math>m^*</math> και περίοδος <math>T^*</math> μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστιμότητας <math>q_u</math>.</p> <p><math>m^* = 1013.0tn, \Gamma = 1.00</math></p> <p><math>T^* = 2n \sqrt{\frac{1.77cm}{3.89 \cdot 10^7 cm/s^2}} = 0.42s</math></p> <p><math>q_u = 1.00</math></p>  | <p><math display="block">\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i} = \frac{d}{d_m} = \frac{F_m}{F_m^*}</math></p> <p><math display="block">T^* = 2n \sqrt{\frac{m^* dy^*}{F_y^*}} = 2n \sqrt{\frac{dy^*}{S_{ay}}}</math></p> <p><math>S_{ay} &gt; S_{ay}(T^*) \therefore q_u = q_u = R = 1</math></p>   | <p><math>m^* = 723.1tn, \Gamma = 1.22</math></p> <p><math>T^* = 2n \sqrt{\frac{1.50cm}{3.89 \cdot 10^7 cm/s^2}} = 0.39s</math></p> <p><math>q_u = 1.00</math></p>  |
| <p>2. <math>\mu_d = (1.00 - 1) \frac{0.50s}{0.42s} + 1 \therefore \mu_d = 1.00</math></p>   | <p>Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας <math>\mu_d</math>.</p> <p><math>T^* &lt; T_c = 0.50s \therefore \mu_d = (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1</math></p>  | <p><math>\mu_d = (1.00 - 1) \frac{0.50s}{0.39s} + 1 \therefore \mu_d = 1.00</math></p>   |
| <p>3. <math>dy^* = 2 \left( 1.77cm - \frac{3500.5cm \cdot 4kN}{3944.58kN} \right) = 1.77cm</math></p> <p><math>C_1 = \mu_d / \lambda_u = 1.00 / 1.00 = 1.00</math></p> <p><math>d_{u1}^* = 3.89m/s \cdot \left[ \frac{0.42s}{2n} \right]^2 = 1.77cm</math></p> <p><math>dt^* = 1.00 \cdot 1.77cm = 1.77cm</math></p> <p><math>dy = 1.77cm, dt = 1.77cm</math></p> | <p>Στοχευόμενη μετατόπιση <math>dt</math>.</p> <p><math>dy^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)</math></p> <p><math>C_1 = \mu_d / \lambda_u</math></p> <p><math>d_{u1}^* = S_u(T^*) \left[ \frac{T^*}{2n} \right]^2</math></p> <p><math>dt^* = \mu_d / \lambda_u \cdot d_{u1}^*</math></p> <p><math>dy = \Gamma \cdot dy^*, dt = \Gamma \cdot dt^*</math></p> | <p><math>dy^* = 2 \left( 1.50cm - \frac{2116.7cm \cdot 4kN}{2815.63kN} \right) = 1.50cm</math></p> <p><math>C_1 = \mu_d / \lambda_u = 1.00 / 1.00 = 1.00</math></p> <p><math>d_{u1}^* = 3.89m/s \cdot \left[ \frac{0.39s}{2n} \right]^2 = 1.50cm</math></p> <p><math>dt^* = 1.00 \cdot 1.50cm = 1.50cm</math></p> <p><math>dy = 1.83cm, dt = 1.83cm</math></p> |
| <p>4. <math>\max q = 0.278 \geq 0.132</math> (ok)</p>   | <p>Μέγιστη επιτάχυνση <math>\max a_s</math> για <math>\lambda_{max} = 1</math> και επιτελεστικότητα SD.</p>   | <p><math>\max q = 0.289 \geq 0.132</math> (ok)</p>   |
| <p>5. <math>q_d = \frac{3.89m/s^2}{2.54m/s^2} = 1.53</math></p>   | <p>Παράγοντας υπερανατοχής <math>q_s</math>.</p> <p><math>q_s = q_u = \frac{S_a}{S_{a1}} \geq 1.0</math></p>  | <p><math>q_s = \frac{3.89m/s^2}{2.74m/s^2} = 1.42</math></p>   |

Εικόνα 5.3.5.3: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας ενισχυμένου φορέα για διεύθυνση σεισμού

## 5.4 Εκτίμηση Κόστους Ενισχύσεων

Στο κόστος της ενίσχυσης συμπεριλαμβάνονται οι παρακάτω τιμές:

### 1.Ινοπλισμένο Πολυμερές

Συνολικό κόστος που περιλαμβάνει και τις 2 στρώσεις υφάσματος με ρητίνες, υλικό + εργατικά ανά (m<sup>2</sup>) επιφάνειας όψης σκυροδέματος: 120 €/ m<sup>2</sup>

Οι τιμές των εργατικών συμπεριλαμβάνουν και τη διαδικασία απόξεσης, προετοιμασίας και καθαρισμού του υποστρώματος με αμμοβολή/ υδροβολή ή υδρο-αμμοβολή, διαδικασία η οποία έχει προηγηθεί.

- Σοβάτισμα ενισχυμένων Τοιχωμάτων

Στην τιμή συμπεριλαμβάνονται και τα εργατικά Τιμή: 11,30 €/ m<sup>2</sup> +ΦΠΑ

- Βαφή ενισχυμένων Τοιχωμάτων

Στην τιμή συμπεριλαμβάνονται και τα εργατικά Τιμή: 11,80 €/ m<sup>2</sup> +ΦΠΑ

- Εργολαβικό Όφελος

18% Επί του Κόστους που προκύπτει από τις άνωθεν τιμές.

- Απρόβλεπτα

Για μελέτες Ανασχεδιασμού προκύπτει η τελική μελέτη κοστολόγησης με αύξηση της τάξεως του 25%

Συνολική Επιφάνεια Τοιχωμάτων: 55 m<sup>2</sup>

Συνολικό Κόστος Μελέτης Ανασχεδιασμού: 16.400,55 €

### 2.Τοιχία

Παρακάτω παρατίθεται τα αναλυτικάκόστη για το σενάριο ενίσχυσης με τοιχία.  
Αναλυτικά:

- Καθαιρέσεις πλινθοδομών: 33€/ m<sup>2</sup> +ΦΠΑ
  - Καθαίρεση επιχρισμάτων:5,60€/ m<sup>2</sup> +ΦΠΑ
  - Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C25/30 με εργασίες τοποθέτησης:1140€/m<sup>3</sup>+ΦΠΑ
  - Ράβδων χάλυβα B500C με εργασίες τοποθέτησης: 1,24 €/m<sup>3</sup>+ΦΠΑ
  - Εργολαβικό Όφελος
- 18% Επί του Κόστους που προκύπτει από τις άνωθεν τιμές.
- Απρόβλεπτα

Για μελέτες Ανασχεδιασμού προκύπτει η τελική μελέτη κοστολόγησης με αύξηση της τάξεως του 25%

Συνολική Επιφάνεια Τοιχωμάτων: 75m<sup>2</sup>

Συνολικό Κόστος Μελέτης Ανασχεδιασμού: 36.334,41€

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### 6.1 ΣΥΝΟΨΗ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σε αυτήν την έρευνα γίνεται αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο έχει μελετηθεί ως κτήριο Κ.Α.Π.Η σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς του 1961. Το κτήριο χρησιμοποιεί ένα ιδιαίτερο στατικό σύστημα και η ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Φαίνεται ότι οι κατασκευαστικές απαιτήσεις της εποχής είναι διαφορετικές από τις σημερινές, με τα κτήρια της εποχής να έχουν λιγότερο οπλισμό, να χρησιμοποιούν υλικά χαμηλότερης αντοχής και να έχουν διαφορετικές απαιτήσεις πλαστιμότητας και φιλοσοφία σχεδιασμού. Επομένως, η διαδικασία της σεισμικής αποτίμησης πρέπει να λαμβάνει υπόψη αυτές τις ιδιαιτερότητες και να εκτιμά πώς επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά των κτηρίων που μελετώνται.

Η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι αρκετά απαιτητική από θεωρητικής άποψης και ευαίσθητη στην προσομοίωση. Παρατηρείται ότι παρουσιάζει σημαντικές διακυμάνσεις στα αποτελέσματα ανάλογα με τα διαφορετικά δεδομένα που χρησιμοποιούνται, όπως οι διαφορετικές κατανομές φορτίσεων. Ως μέθοδος ανάλυσης, μπορεί να προσφέρει μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων σε κρίσιμες διατομές της κατασκευής, να εντοπίσει περιοχές με μεγάλες απαιτήσεις και παραμορφώσεις, καθώς και να αξιολογήσει τη συνολική ευστάθεια. Έτσι, για την προκαταρκτική μελέτη μιας κατασκευής που στοχεύει στη δημιουργία μιας εικόνας απόκρισης κτηρίου κατά τη διάρκεια σεισμικής δράσης, αυτή η μέθοδος θεωρείται επαρκής και αξιόπιστη. Ωστόσο, τα γραμμικά στοιχεία του κτηρίου θεωρούνται ανεπαρκώς ενισχυμένα, ιδίως όταν συγκρίνονται οι διαστάσεις τους με τις διαστασιολογήσεις που θα προκύπταν βάσει των ισχυόντων κανονισμών. Η έλλειψη ενίσχυσης φαίνεται ιδιαίτερα στον εγκάρσιο οπλισμό, ειδικά στα κεντρικά υποστυλώματα και τις δοκούς, όπου δεν υπάρχει αρκετή ενίσχυση για την αντιμετώπιση των διατμητικών δυνάμεων, πόσο μάλλον περίσφιξης για να ανταποκριθούν με πλάσιμο τρόπο.

Παρουσιάστηκαν δύο εναλλακτικές μεθόδους ενίσχυσης για την ανακατασκευή του κτηρίου, μια με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών και μια με τοιχία. Αυτές οι τεχνικές επιτρέπουν επιπλέον αντοχή στον φορέα, απορροφώντας και αποκαταστέλλοντας τις διατμητικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά μήκος του. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι δύο ενισχύσεις παρουσιάζουν σχεδόν ίδια απόδοση στην ενισχυμένη κατασκευή. Και οι δύο προτεινόμενες λύσεις αφορούσαν την ενίσχυση των ανεπαρκών μελών. Είναι γνωστό ότι υπάρχουν διάφορες διαθέσιμες στρατηγικές επέμβασης που ανάλογα με την φύση του προβλήματος αξιοποιούνται κατάλληλα.

# ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

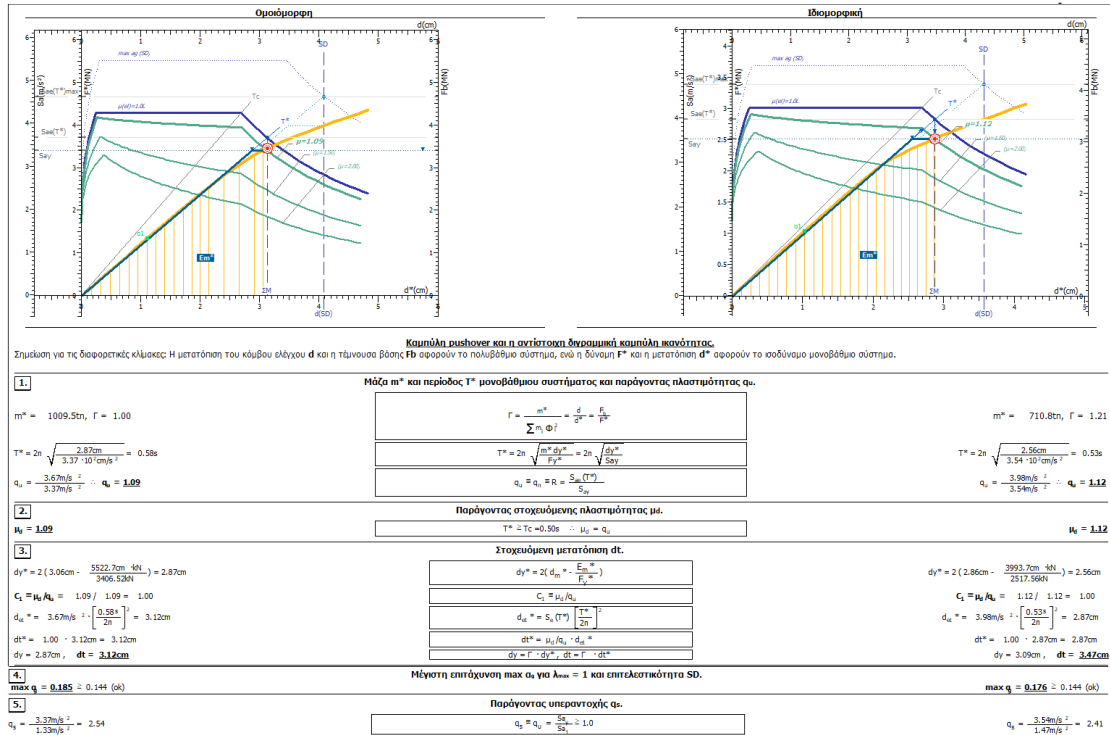
1. Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β'/05-09-2013
2. Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 2984/Β'/30-08-2017, 2η Αναθεώρηση.
3. Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα
4. EN 1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα».
5. EN 1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών».
6. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1954), «Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος», ΦΕΚ160/Α/26-07-195.
7. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959) «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
8. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1984), «Τροποποίηση Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 239/Β/16-04-1984.
9. Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα
10. Πετρουλάς Ε. (2016) «Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και πρόταση ενίσχυσης ξενοδοχειακής μονάδας κατασκευασμένης το 1961»,
11. «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας κτιρίου κατοικίας» ΕΜΠ ΔΕ 2016/05 Ξενούλη Μ. (2019)
12. «Αποτίμηση έναντι σεισμού και ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα στην περιοχή της Καλαμάτας» ,Διπλωματική Εργασία ΕΜΠΑγγελή Μ. Κ. (2018)
13. Ψυχάρης Ι.Ν.(2015).Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2
14. «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, μελετημένο το 1961» ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ Κυριάκος Α. Λουράντος Αθήνα, Ιούλιος 2015
15. Chopra A. K. (2003), «Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering», Second edition, University of California at Berkeley

16. Ολιπτική Αντοχή Τοιχοποιίας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6» Μπαδογιάννης  
Ε. 2ο Εξαμ. ΤΕΧΝΙΚΑ ΥΛΙΚΑ
17. Στατική και αντισεισμική ενίσχυση του ξενοδοχείου Metropol Palace στο Βελιγράδι Structural upgrading of Hotel Metropole Palace in Belgrade  
Γεώργιος Πενέλης, Γρηγόρης Πενέλης , Βασίλης Παπανικολάου, 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/ 2009, Πάφος, Κύπρος

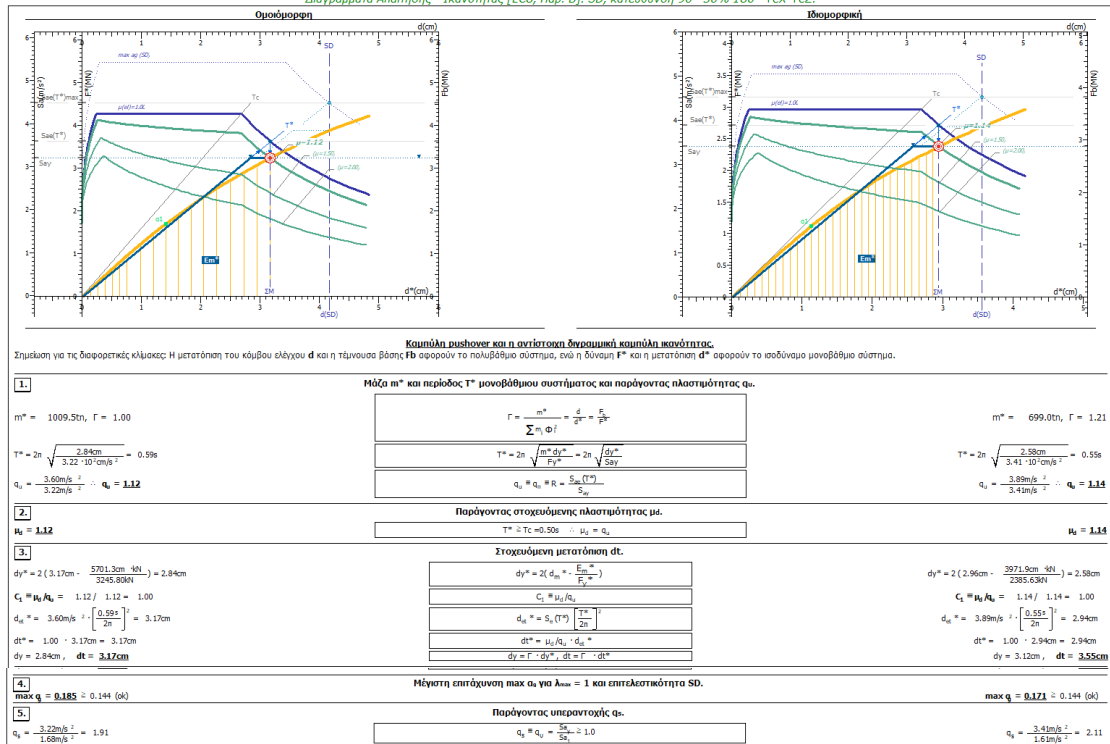
# Παράρτημα

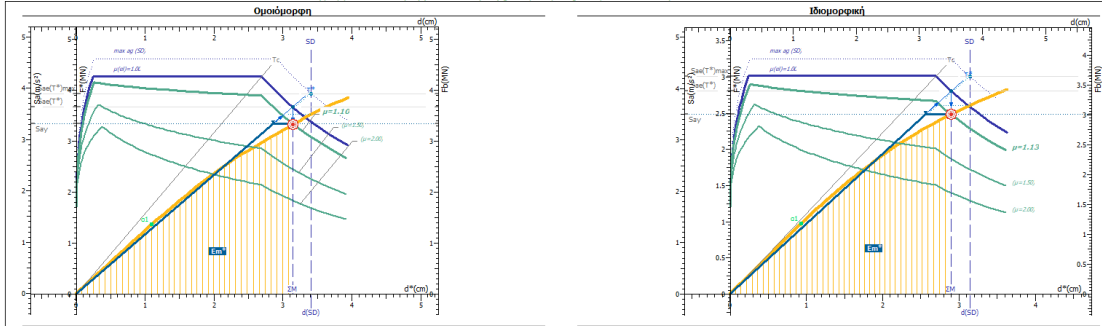
## Διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας κατά την Αποτίμηση

Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. SD, κατεύθυνση 0°+30°-90° +eX +eZ.



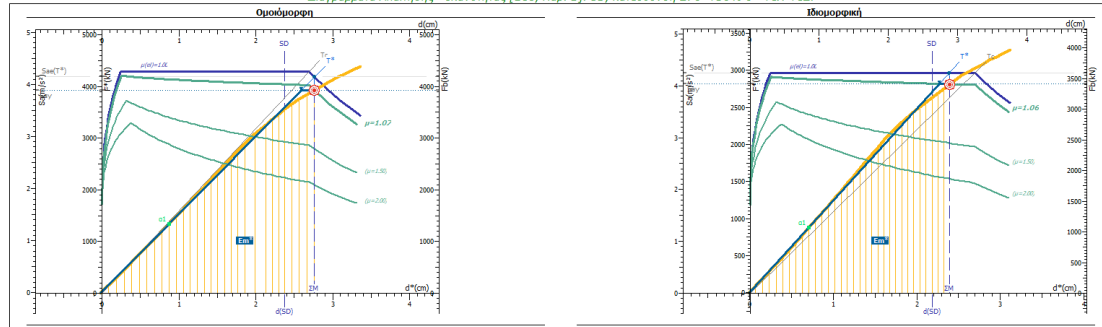
Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. SD, κατεύθυνση 90°-30°-180° +eX +eZ.





Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη δυναμική καμπύλη ικανότητας. Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες: Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου  $d$  και η τένωση βάσης FB αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη  $F^*$  και η μετατόπιση  $d^*$  αφορούν το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

| 1. Μάζα $m^*$ και περίοδος $T^*$ μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστικότητας $q_s$ .  |   |
|---|---|
| $m^* = 1009.5tn$ , $\Gamma = 1.00$<br>$T^* = 2n \sqrt{\frac{2.86cm}{3.32 \cdot 10^3 cm/s^2}} = 0.58s$<br>$q_s = \frac{3.64m/s^2}{3.32m/s^2} \therefore q_s = 1.10$  | $m^* = 710.8tn$ , $\Gamma = 1.21$<br>$T^* = 2n \sqrt{\frac{2.56cm}{3.50 \cdot 10^3 cm/s^2}} = 0.54s$<br>$q_s = \frac{3.95m/s^2}{3.50m/s^2} \therefore q_s = 1.13$   |
| 2. Παράγοντας στοχευμένης πλαστικότητας $\mu_s$ .   |   |
| $T^* \geq T_c = 0.50s \therefore \mu_s = q_s$   |   |
| 3. Στοχευμένη μετατόπιση $d_t$ .  |   |
| $d_t^* = 2 \left( 3.16cm \cdot \frac{5796.7cm \cdot 4N}{3348.97N} \right) = 2.86cm$<br>$C_1 = \mu_s \cdot A_u = 1.10 / 1.10 = 1.00$<br>$d_{t,u}^* = 3.64m/s^2 \cdot \left[ \frac{0.581}{2n} \right]^2 = 3.14cm$<br>$d_t^* = 1.00 \cdot 3.14cm = 3.14cm$<br>$d_t = 2.86cm$ , $dt = 3.14cm$<br><b>max q = 0.156 &lt; 0.144 (ok)</b> | $d_t^* = 2 \left( 2.90cm \cdot \frac{4017.5cm \cdot 4N}{2487.19N} \right) = 2.56cm$<br>$C_1 = \mu_s \cdot A_u = 1.13 / 1.13 = 1.00$<br>$d_{t,u}^* = 3.95m/s^2 \cdot \left[ \frac{0.541}{2n} \right]^2 = 2.89cm$<br>$d_t^* = 1.00 \cdot 2.89cm = 2.89cm$<br>$d_t = 3.10cm$ , $dt = 3.59cm$<br><b>max q = 0.156 &gt; 0.144 (ok)</b> |
| 4. Μέγιστη επιτάχυνση $max a_s$ για $\lambda_{max} = 1$ και επιλεκτικότητα SD.  |   |
| $d_t^* = \Gamma \cdot d_t^* \cdot q_s^2$ , $dt = \Gamma \cdot dt^* \cdot q_s^2$   |   |
| 5. Παράγοντας υπερταγής $q_s$ .   |   |
| $q_s = \frac{3.32m/s^2}{1.36m/s^2} = 2.45$  | $q_s = \frac{3.50m/s^2}{1.37m/s^2} = 2.55$  |



Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη δυναμική καμπύλη ικανότητας. Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες: Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου  $d$  και η τένωση βάσης FB αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη  $F^*$  και η μετατόπιση  $d^*$  αφορούν το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

| 1. Μάζα $m^*$ και περίοδος $T^*$ μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστικότητας $q_s$ .   |  |
|--|--|
| $m^* = 1009.5tn$ , $\Gamma = 1.00$<br>$T^* = 2n \sqrt{\frac{2.99cm}{3.89 \cdot 10^3 cm/s^2}} = 0.51s$<br>$q_s = \frac{4.15m/s^2}{3.89m/s^2} \therefore q_s = 1.07$   | $m^* = 699.0tn$ , $\Gamma = 1.21$<br>$T^* = 2n \sqrt{\frac{2.26cm}{4.04 \cdot 10^3 cm/s^2}} = 0.47s$<br>$q_s = \frac{4.25m/s^2}{4.04m/s^2} \therefore q_s = 1.05$  |
| 2. Παράγοντας στοχευμένης πλαστικότητας $\mu_s$ .  |  |
| $T^* \geq T_c = 0.50s \therefore \mu_s = q_s$  |  |
| 3. Στοχευμένη μετατόπιση $d_t$ .   |  |
| $d_t^* = 2 \left( 2.76cm \cdot \frac{5743.8cm \cdot 4N}{3928.03N} \right) = 2.59cm$<br>$C_1 = \mu_s \cdot A_u = 1.07 / 1.07 = 1.00$<br>$d_{t,u}^* = 4.15m/s^2 \cdot \left[ \frac{0.511}{2n} \right]^2 = 2.76cm$<br>$d_t^* = 1.00 \cdot 2.76cm = 2.76cm$<br>$d_t = 2.59cm$ , $dt = 2.76cm$<br><b>max q = 0.125 &lt; 0.144 ( )</b> | $d_t^* = 2 \left( 2.38cm \cdot \frac{3550.7cm \cdot 4N}{2821.59N} \right) = 2.26cm$<br>$C_1 = \mu_s \cdot A_u = 1.06 / 1.05 = 1.00$<br>$d_{t,u}^* = 4.25m/s^2 \cdot \left[ \frac{0.471}{2n} \right]^2 = 2.38cm$<br>$d_t^* = 1.00 \cdot 2.38cm = 2.38cm$<br>$d_t = 2.73cm$ , $dt = 2.89cm$<br><b>max q = 0.133 &lt; 0.144 ( )</b> |
| 4. Μέγιστη επιτάχυνση $max a_s$ για $\lambda_{max} = 1$ και επιλεκτικότητα SD.   |  |
| $d_t^* = \Gamma \cdot d_t^* \cdot q_s^2$ , $dt = \Gamma \cdot dt^* \cdot q_s^2$  |  |
| 5. Παράγοντας υπερταγής $q_s$ .  |  |
| $q_s = \frac{3.89m/s^2}{1.33m/s^2} = 2.93$   | $q_s = \frac{4.04m/s^2}{1.26m/s^2} = 3.19$   |

**Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης - Ικανότητας των 64 αναλύσεων**

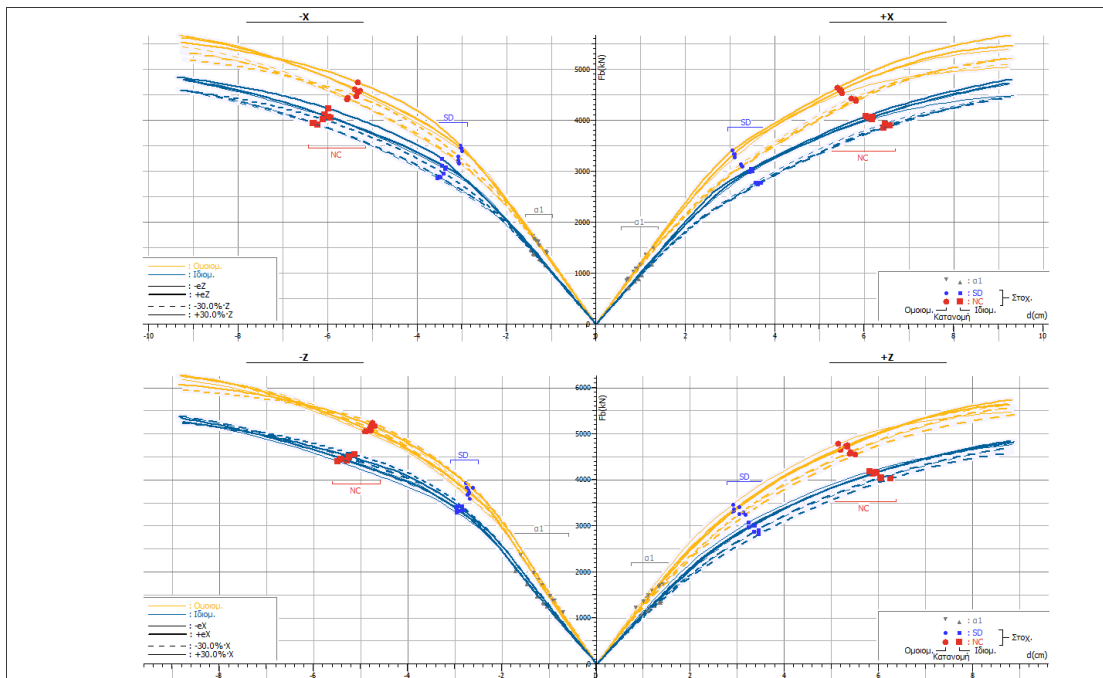
**Στάθμη επιτελεστικότητας SD**

|   |  |  |                 |                  |   |
|---|--|--|-----------------|------------------|---|
| <b>1. Στοιχειώμενη μετακίνηση dt</b>                            |  |  |                 |                  |   |
| <b>X:</b>   | +3.7cm<br>-3.6cm                               | $0^{\circ}-30^{\circ}-270^{\circ}+eX+eZ$ [Κανονική]<br>$180^{\circ}-30^{\circ}-270^{\circ}-eX-eZ$ [Κανονική] | <b>Z:</b>       | +3.6cm<br>-3.1cm | $90^{\circ}-30^{\circ}-180^{\circ}+eX+eZ$ [Κανονική]<br>$270^{\circ}+30^{\circ}-0^{\circ}-eX-eZ$ [Κανονική] |
| <b>2. Στοιχειώμενη πλαστικότητα (για ανασχεδιασμό)</b>          |  |  |                 |                  |   |
| Περίοδος μονοβήθιου συστήματος                                  | $T^*(s)$                                       | =  | 0.57            |                  |   |
| Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστικότητας                          | $q_1 (=q_{p1})$                                | =  | 1.18            |                  |   |
| Παράγοντας σταθεροποιημένης πλαστικότητας                       | $\max H_p$                                     | =  | 1.18            |                  | $0^{\circ}-30^{\circ}-270^{\circ}-eX+eZ$ [Κανονική]   |
| <b>3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)</b> |  |  |                 |                  |   |
| Πλαστικότητα $q_1 (=q_{p1})$ και υπερτανοχία $q_2 (=q_{p2})$    | $q_1$  | =  | 1.06            | $q_2$            | = 1.54  |
| Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς                   | $\min q$                                       | =  | $q_1 \cdot q_2$ | =                | 1.63  |
|   |  |  |                 |                  | $270^{\circ}+30^{\circ}-0^{\circ}-eX-eZ$ [Ομοιόμορφη]   |
| <b>4. Επικρατούσα ανελαστική συμπεριφορά [ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]</b> |  |  |                 |                  |   |
| Λήγος ανελαστικών μετατοπίσεων                                  | $\max C_c$                                     | =  | $\mu_y / q_1$   |                  |   |
|   | = 1.06 / 1.05                                  | =  | 1.00            |                  | $270^{\circ}+30^{\circ}-0^{\circ}-eX+eZ$ [Κανονική]   |
| <b>5. Ικανότητα επίταξης για <math>\lambda_{max} = 1</math></b> |  |  |                 |                  |   |
|   | $\max a_y (SD)$                                | =  | 0.125           |                  | $270^{\circ}+30^{\circ}-0^{\circ}-eX+eZ$ [Ομοιόμορφη]   |
| <b>6. Στόχοι αποτίμησης [ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]</b>                    |  |  |                 |                  |   |
| Περίοδος εναπόθεσης SD  | $\max a_y / a_{yR} = (\max T_R / T_{R1})^{1k}$ | $\therefore \max T_R = (\max a_y / a_{yR})^{1k} \cdot T_{R1}$  |                 |                  | [EC8-2 (A.3)]   |
|   | $\max T_R (SD) = (0.125/0.240)^{1k} \cdot 475$ | =  | 99 έτη          | <                | 140 !   |
| Πιθανότητα υπέρβασης SD σε 50 έτη                               | $P = 1 - e^{-T_{R1}/\max T_R}$                 |  |                 |                  | [EC8-1§2.1(1)]  |
|   | $P(SD) = 1 - e^{-475/99}$                      | =  | 39.64%          | >                | 30% !   |
| Στόχος που κανονοποιεί  | $B2 : P(SD) < 50\%$                            |  |                 |                  | [ΚΑΝΕΠΕ Πικ. 2.1]   |

**Στάθμη επιτελεστικότητας NC**

|   |  |  |                 |                  |   |
|---|--|--|-----------------|------------------|---|
| <b>1. Στοιχειώμενη μετακίνηση dt</b>                            |  |  |                 |                  |   |
| <b>X:</b>   | +6.6cm<br>-6.4cm                               | $0^{\circ}-30^{\circ}-270^{\circ}+eX+eZ$ [Κανονική]<br>$180^{\circ}-30^{\circ}-270^{\circ}-eX-eZ$ [Κανονική] | <b>Z:</b>       | +6.3cm<br>-5.5cm | $90^{\circ}-30^{\circ}-180^{\circ}+eX+eZ$ [Κανονική]<br>$270^{\circ}+30^{\circ}-0^{\circ}-eX-eZ$ [Κανονική] |
| <b>2. Στοιχειώμενη πλαστικότητα (για ανασχεδιασμό)</b>          |  |  |                 |                  |   |
| Περίοδος μονοβήθιου συστήματος                                  | $T^*(s)$                                       | =  | 0.49            |                  |   |
| Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστικότητας                          | $q_1 (=q_{p1})$                                | =  | 1.32            |                  |   |
| Παράγοντας σταθεροποιημένης πλαστικότητας                       | $\max H_p$                                     | =  | 1.33            |                  | $270^{\circ}+30^{\circ}-0^{\circ}-eX+eZ$ [Κανονική]   |
| <b>3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)</b> |  |  |                 |                  |   |
| Πλαστικότητα $q_1 (=q_{p1})$ και υπερτανοχία $q_2 (=q_{p2})$    | $q_1$  | =  | 1.09            | $q_2$            | = 1.70  |
| Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς                   | $\min q$                                       | =  | $q_1 \cdot q_2$ | =                | 1.86  |
|   |  |  |                 |                  | $270^{\circ}+30^{\circ}-0^{\circ}-eX-eZ$ [Κανονική]   |
| <b>4. Επικρατούσα ανελαστική συμπεριφορά [ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]</b> |  |  |                 |                  |   |
| Λήγος ανελαστικών μετατοπίσεων                                  | $\max C_c$                                     | =  | $\mu_y / q_1$   |                  |   |
|   | = 1.31 / 1.30                                  | =  | 1.01            |                  | $270^{\circ}-30^{\circ}-180^{\circ}+eX+eZ$ [Κανονική]   |
| <b>5. Ικανότητα επίταξης για <math>\lambda_{max} = 1</math></b> |  |  |                 |                  |   |
|   | $\max a_y (NC)$                                | =  | 0.139           |                  | $270^{\circ}-30^{\circ}-180^{\circ}+eX+eZ$ [Ομοιόμορφη]   |
|   | $\max a_y (VR)$                                | =  | 0.068           |                  | $0^{\circ}-30^{\circ}-270^{\circ}-eX+eZ$ [Κανονική]   |
| <b>6. Στόχοι αποτίμησης [ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]</b>                    |  |  |                 |                  |   |
| Περίοδος εναπόθεσης NC  | $\max a_y / a_{yR} = (\max T_R / T_{R1})^{1k}$ | $\therefore \max T_R = (\max a_y / a_{yR})^{1k} \cdot T_{R1}$  |                 |                  | [EC8-2 (A.3)]   |
|   | $\max T_R (NC) = (0.139/0.240)^{1k} \cdot 475$ | =  | 129 έτη         | <                | 475 !   |
| Περίοδος εναπόθεσης VR  | $\max a_y / a_{yR} = (\max T_R / T_{R1})^{1k}$ | $\therefore \max T_R = (\max a_y / a_{yR})^{1k} \cdot T_{R1}$  |                 |                  | [EC8-2 (A.3)]   |
|   | $\max T_R (VR) = (0.068/0.240)^{1k} \cdot 475$ | =  | 23 έτη          | <                | 475 !   |
| Πιθανότητα υπέρβασης NC σε 50 έτη                               | $P = 1 - e^{-T_{R1}/\max T_R}$                 |  |                 |                  | [EC8-1§2.1(1)]  |
|   | $P(NC) = 1 - e^{-475/129}$                     | =  | 32.12%          | >                | 10% !   |
| Πιθανότητα υπέρβασης VR σε 50 έτη                               | $P(VR) = 1 - e^{-T_{R1}/\max T_R}$             |  |                 |                  | [EC8-1§2.1(1)]  |
|   | $P(VR) = 1 - e^{-475/23}$                      | =  | 88.40%          | >                | 10% !   |
| Δεν κανονοποιεί κανένας στόχος του Πίνακα 2.1 του ΚΑΝΕΠΕ.       |  |  |                 |                  |   |

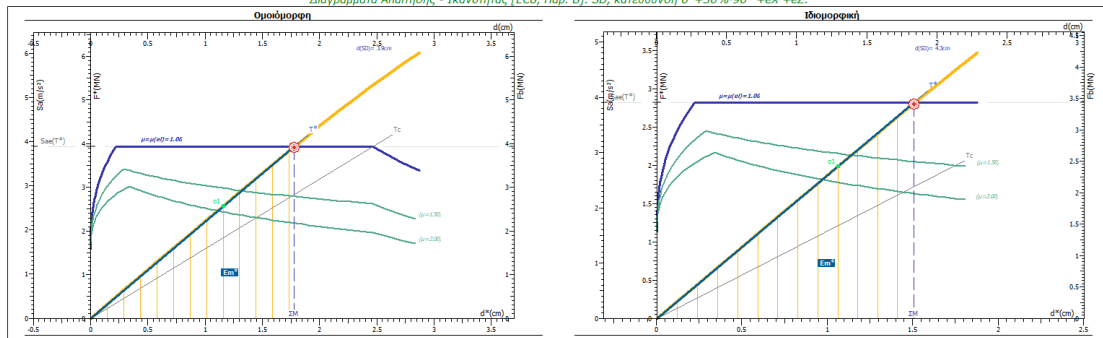
**Συγκεντρωτικά διαγράμματα F-d των 64 αναλύσεων**





# Διαγράμματα Απαιτήσης-Ικανότητας κατά την Ενίσχυση με Τοιχεία

Διαγράμματα Απαιτήσης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β], SD, κατεύθυνση 0°+30°-90° +eX +eZ.



Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη δυναμική καμπύλη ικανότητας.

Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου  $d$  και η τέμνουσα βάσης  $F_B$  αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη  $F^*$  και η μετατόπιση  $d^*$  αφορούν το ισοβάθμιο μονοβάθμιο σύστημα.

**1.** Μάζα  $m^*$  και περίοδος  $T^*$  μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντες πλαστικότητας  $q_s$ .

$m^* = 1013.00t$ ,  $\Gamma = 1.00$   $m^* = 723.10t$ ,  $\Gamma = 1.22$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{1.77m}{3.89 \cdot 10^6 cm/s^2}} = 0.42s$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_p^{0.5}}{F_p}} = 2\pi \sqrt{\frac{d_p^{0.5}}{S_d}}$$

$$S_d \geq S_d(T^*) \Rightarrow q_s = q_s(R) = 1$$

$q_s = 1.00$   $q_s = 1.00$

**2.** Παράγοντες στοχευόμενης πλαστικότητας  $\mu_s$ .

$\mu_s = (1.00 - 1) \frac{0.50}{0.25} + 1 \Rightarrow \mu_s = 1.00$   $\mu_s = (1.00 - 1) \frac{0.50}{0.39} + 1 \Rightarrow \mu_s = 1.00$

$T^* < T_c = 0.50s \Rightarrow \mu_s = (q_s - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1$

**3.** Στοχευόμενη μετατόπιση  $d_t$ .

$d_t^* = 2(d_m^* + \frac{E_m^*}{F_p^*})$   $d_t^* = 2(1.50cm + \frac{2116.7m \cdot 4N}{2815.63N}) = 1.50cm$

$C_1 = \mu_s R_s = 1.00 / 1.00 = 1.00$   $C_1 = \mu_s R_s = 1.00 / 1.00 = 1.00$

$d_m^* = 3.89m/s \cdot \left(\frac{0.42s}{2\pi}\right)^2 = 1.77cm$   $d_m^* = 3.89m/s \cdot \left(\frac{0.39s}{2\pi}\right)^2 = 1.50cm$

$d_t^* = 1.00 \cdot 1.77cm = 1.77cm$   $d_t^* = 1.00 \cdot 1.50cm = 1.50cm$

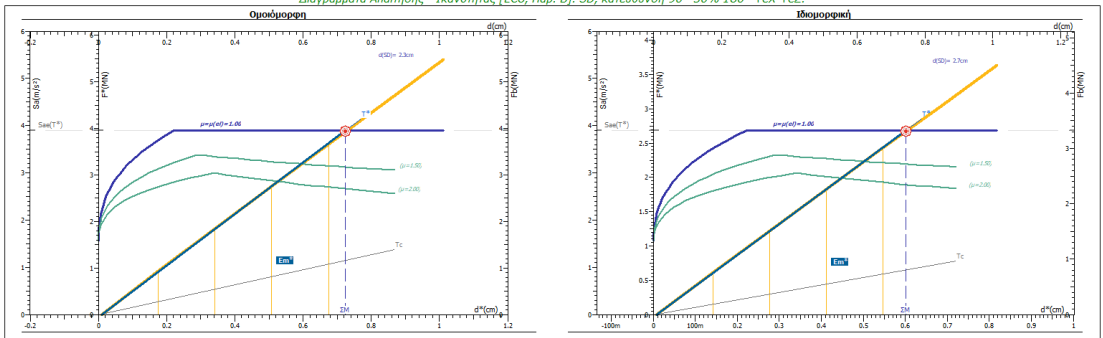
$d_y = 1.77cm$ ,  $d_t = 1.77cm$   $d_y = 1.83cm$ ,  $d_t = 1.83cm$

**4.** Μέγιστη επιτάχυνση  $\max a_s$  για  $\lambda_{max} = 1$  και επιτελεστικότητα SD.  $\max a_s = 0.289 \geq 0.132 (ok)$

**5.** Παράγοντες υπερανατοχής  $q_s$ .

$q_s = q_s = \frac{S_d}{S_d(T^*)} \geq 1.0$   $q_s = \frac{3.89m/s^2}{2.74m/s^2} = 1.42$

Διαγράμματα Απαιτήσης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β], SD, κατεύθυνση 90°-30°-180° +eX +eZ.



Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη δυναμική καμπύλη ικανότητας.

Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου  $d$  και η τέμνουσα βάσης  $F_B$  αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη  $F^*$  και η μετατόπιση  $d^*$  αφορούν το ισοβάθμιο μονοβάθμιο σύστημα.

**1.** Μάζα  $m^*$  και περίοδος  $T^*$  μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντες πλαστικότητας  $q_s$ .

$m^* = 1013.00t$ ,  $\Gamma = 1.00$   $m^* = 689.10t$ ,  $\Gamma = 1.24$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{0.72m}{3.89 \cdot 10^6 cm/s^2}} = 0.27s$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_p^{0.5}}{F_p}} = 2\pi \sqrt{\frac{d_p^{0.5}}{S_d}}$$

$$S_d \geq S_d(T^*) \Rightarrow q_s = q_s(R) = 1$$

$q_s = 1.00$   $q_s = 1.00$

**2.** Παράγοντες στοχευόμενης πλαστικότητας  $\mu_s$ .

$\mu_s = (1.00 - 1) \frac{0.50}{0.25} + 1 \Rightarrow \mu_s = 1.00$   $\mu_s = (1.00 - 1) \frac{0.50}{0.39} + 1 \Rightarrow \mu_s = 1.00$

$T^* < T_c = 0.50s \Rightarrow \mu_s = (q_s - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1$

**3.** Στοχευόμενη μετατόπιση  $d_t$ .

$d_t^* = 2(d_m^* + \frac{E_m^*}{F_p^*})$   $d_t^* = 2(0.60cm + \frac{805.0cm \cdot 4N}{2683.28N}) = 0.60cm$

$C_1 = \mu_s R_s = 1.00 / 1.00 = 1.00$   $C_1 = \mu_s R_s = 1.00 / 1.00 = 1.00$

$d_m^* = 3.89m/s \cdot \left(\frac{0.27s}{2\pi}\right)^2 = 0.72cm$   $d_m^* = 3.89m/s \cdot \left(\frac{0.25s}{2\pi}\right)^2 = 0.60cm$

$d_t^* = 1.00 \cdot 0.72cm = 0.72cm$   $d_t^* = 1.00 \cdot 0.60cm = 0.60cm$

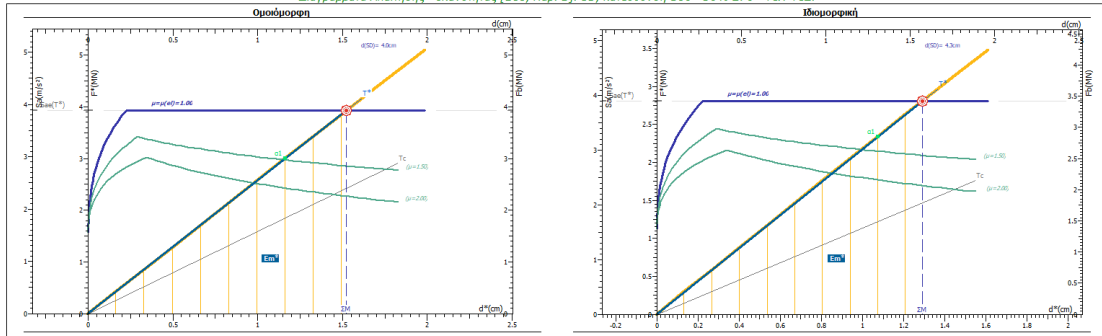
$d_y = 0.72cm$ ,  $d_t = 0.72cm$   $d_y = 0.74cm$ ,  $d_t = 0.74cm$

**4.** Μέγιστη επιτάχυνση  $\max a_s$  για  $\lambda_{max} = 1$  και επιτελεστικότητα SD.  $\max a_s = 0.326 \geq 0.132 (ok)$

**5.** Παράγοντες υπερανατοχής  $q_s$ .

$q_s = q_s = \frac{S_d}{S_d(T^*)} \geq 1.0$   $q_s = 1.0$

**Διαγράμματα Ανάπτυξης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β], SD, κατεύθυνση 180°-30%-270° +eX +eZ.**



Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες: Η μετατόπιση του κόμβου ελάχιστο  $d$  και η τήμνοσα βάσης FB αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη  $F^*$  και η μετατόπιση  $d^*$  αφορούν το ισοβάθμιο μονοβάθμιο σύστημα.

**Μόδα  $m^*$  και περίοδος  $T^*$  μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστικότητας  $q_s$ .**

$m^* = 1013.0tn$ ,  $\Gamma = 1.00$   $m^* = 723.1tn$ ,  $\Gamma = 1.22$

$T^* = 2n \sqrt{\frac{1.52cm}{3.89 \cdot 10^7 cm/s^2}} = 0.39s$   $T^* = 2n \sqrt{\frac{1.29cm}{3.89 \cdot 10^7 cm/s^2}} = 0.36s$

$q_s = 1.00$   $q_s = 1.00$

**Παράγοντας στοχευμένης πλαστικότητας  $\mu_s$ .**

$\mu_s = (1.00 - 1) \cdot \frac{0.5s}{0.39s} + 1 = 1.00$   $\mu_s = (1.00 - 1) \cdot \frac{0.5s}{0.36s} + 1 = 1.00$

**Στοχευμένη μετατόπιση  $d_t$ .**

$d_t^* = 2(d_m^* \cdot \frac{E_m}{F_m})$   $d_t^* = 2(1.29cm \cdot \frac{2818.2cm \cdot 4kN}{2815.63kN}) = 1.29cm$

$C_1 = H_u/A_u = 1.00 / 1.00 = 1.00$   $C_1 = H_u/A_u = 1.00 / 1.00 = 1.00$

$d_u^* = 3.89m/s \cdot \left[ \frac{0.39s}{2n} \right]^2 = 1.52cm$   $d_u^* = 3.89m/s \cdot \left[ \frac{0.36s}{2n} \right]^2 = 1.29cm$

$d_t^* = 1.00 \cdot 1.52cm = 1.52cm$   $d_t^* = 1.00 \cdot 1.29cm = 1.29cm$

$d_y = 1.52cm$ ,  $d_t = 1.52cm$   $d_y = 1.57cm$ ,  $d_t = 1.57cm$

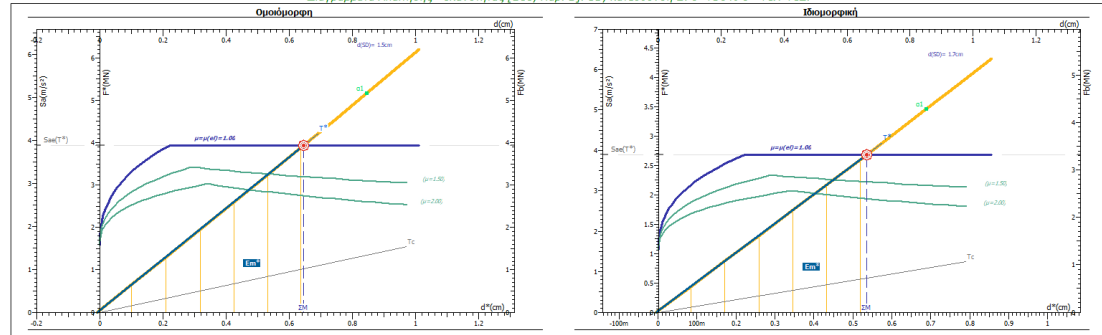
**Μέγιστη επίδραση  $max a_s$  για  $\lambda_{lim} = 1$  και επιτελεστικότητα SD.**

$max q = 0.315 \geq 0.132 (ok)$   $max q = 0.328 \geq 0.132 (ok)$

**Παράγοντας υπερστροφής  $q_s$ .**

$q_s = q_s = \frac{S_2}{S_1} \geq 1.0$   $q_s = \frac{3.89m/s}{3.25m/s} = 1.20$

**Διαγράμματα Ανάπτυξης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β], SD, κατεύθυνση 270°+30%-0° +eX +eZ.**



Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες: Η μετατόπιση του κόμβου ελάχιστο  $d$  και η τήμνοσα βάσης FB αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη  $F^*$  και η μετατόπιση  $d^*$  αφορούν το ισοβάθμιο μονοβάθμιο σύστημα.

**Μόδα  $m^*$  και περίοδος  $T^*$  μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστικότητας  $q_s$ .**

$m^* = 1013.0tn$ ,  $\Gamma = 1.00$   $m^* = 689.1tn$ ,  $\Gamma = 1.24$

$T^* = 2n \sqrt{\frac{0.64cm}{3.89 \cdot 10^7 cm/s^2}} = 0.26s$   $T^* = 2n \sqrt{\frac{0.53cm}{3.89 \cdot 10^7 cm/s^2}} = 0.23s$

$q_s = 1.00$   $q_s = 1.00$

**Παράγοντας στοχευμένης πλαστικότητας  $\mu_s$ .**

$\mu_s = (1.00 - 1) \cdot \frac{0.5s}{0.39s} + 1 = 1.00$   $\mu_s = (1.00 - 1) \cdot \frac{0.5s}{0.33s} + 1 = 1.00$

**Στοχευμένη μετατόπιση  $d_t$ .**

$d_t^* = 2(d_m^* \cdot \frac{E_m}{F_m})$   $d_t^* = 2(0.53cm \cdot \frac{2717.2cm \cdot 4kN}{2563.29kN}) = 0.53cm$

$C_1 = H_u/A_u = 1.00 / 1.00 = 1.00$   $C_1 = H_u/A_u = 1.00 / 1.00 = 1.00$

$d_u^* = 3.89m/s \cdot \left[ \frac{0.26s}{2n} \right]^2 = 0.64cm$   $d_u^* = 3.89m/s \cdot \left[ \frac{0.23s}{2n} \right]^2 = 0.53cm$

$d_t^* = 1.00 \cdot 0.64cm = 0.64cm$   $d_t^* = 1.00 \cdot 0.53cm = 0.53cm$

$d_y = 0.64cm$ ,  $d_t = 0.64cm$   $d_y = 0.66cm$ ,  $d_t = 0.66cm$

**Μέγιστη επίδραση  $max a_s$  για  $\lambda_{lim} = 1$  και επιτελεστικότητα SD.**

$max q = 0.279 \geq 0.132 (ok)$   $max q = 0.318 \geq 0.132 (ok)$

**Παράγοντας υπερστροφής  $q_s$ .**

$q_s = q_s = \frac{S_2}{S_1} \geq 1.0$   $q_s = 1.0$

**Συγκεντρικά αποτελέσματα Απαίτησης - Ικανότητας των 64 αναλύσεων**

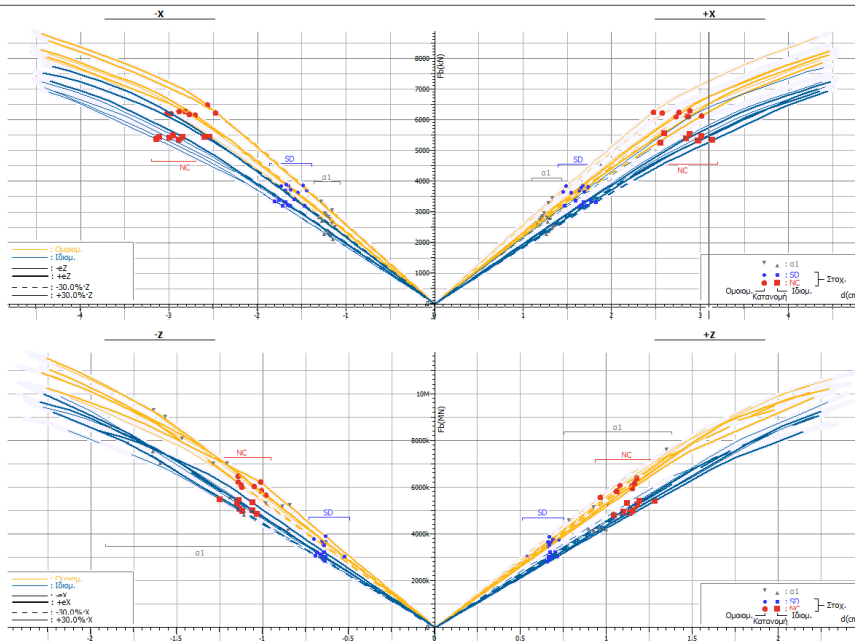
**Στάθμη επιτελεστικότητας SD**

|  |  |   |                                 |                  |   |
|--|--|---|---------------------------------|------------------|---|
| <b>1. Στοιχούμενη μετακίνηση dt</b>  |  |   |                                 |                  |   |
| X:   | +1.9cm<br>-1.8cm   | $0^{\circ}\text{-}30\%\text{-}270^{\circ}\text{-}eX\text{-}eZ$ <i>Ισομετρική</i><br>$180^{\circ}\text{-}30\%\text{-}90^{\circ}\text{-}eX\text{-}eZ$ <i>Ισομετρική</i> | Z:                              | +0.8cm<br>-0.8cm | $90^{\circ}\text{-}30\%\text{-}0^{\circ}\text{-}eX\text{-}eZ$ <i>Ισομετρική</i><br>$270^{\circ}\text{-}30\%\text{-}180^{\circ}\text{-}eX\text{-}eZ$ <i>Ισομετρική</i> |
| <b>2. Στοιχούμενη πλαστικότητα (για ανασειασμό)</b>  |  |   |                                 |                  |   |
| Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος  | T*(s) =  | 0.25  |                                 |                  |   |
| Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστικότητας   | q <sub>v</sub> (=q <sub>u</sub> ) =  | 1.00  |                                 |                  |   |
| Παράγοντες στοιχούμενης πλαστικότητας  | max R <sub>d</sub> =   | 1.00  | 270°-30%-180°-eX-eZ, Ισομετρική |                  |   |
| <b>3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)</b>                                      |  |   |                                 |                  |   |
| Πλαστικότητα q <sub>v</sub> (=q <sub>v</sub> ) και υπερσυντελεστής q <sub>u</sub> (=q <sub>u</sub> ) | q <sub>v</sub> =   | 1.04  | q <sub>u</sub> = 1.27           |                  |   |
| Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς  | min q =  | q <sub>v</sub> · q <sub>u</sub> =   | 1.32                            |                  |   |
| <b>4. Επέρρα ανελαστικής συμπεριφοράς, [ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]</b>  |  |   |                                 |                  |   |
| Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων   | max C <sub>v</sub> =   | 1.00 / 1.00 =   | 1.00                            |                  |   |
| <b>5. Ικανότητα επιπόχυνσης για λmax = 1</b>   |  |   |                                 |                  |   |
|  | max α <sub>0</sub> (SD) =  |   | 0.272                           |                  |   |
| <b>6. Στόχοι αποτίμησης, [ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]</b>  |  |   |                                 |                  |   |
| Περίοδος εναρμόνισης SD  | max α <sub>0</sub> / α <sub>gk</sub> = (max T <sub>g</sub> / T <sub>gk</sub> ) <sup>3k</sup><br>max T <sub>g</sub> (SD) = (0.272/0.220) <sup>3·1</sup> · 475 = | ∴ max T <sub>g</sub> = (max α <sub>0</sub> / α <sub>gk</sub> ) <sup>1/3</sup> · T <sub>gk</sub><br>= 792 έτη  | > 140 (ok)                      |                  |   |
| Πιθανότητα υπέρβασης SD σε 50 έτη  | P(SD) = 1 - e <sup>-T<sub>g</sub>/max T<sub>g</sub></sup>  | = 6.12%   | < 30% (ok)                      |                  |   |
| Στόχοι που κοινοποιούνται:   | B1 : P(SD) < 10%   | και   | B2 : P(SD) < 50%                |                  |   |

**Στάθμη επιτελεστικότητας NC**

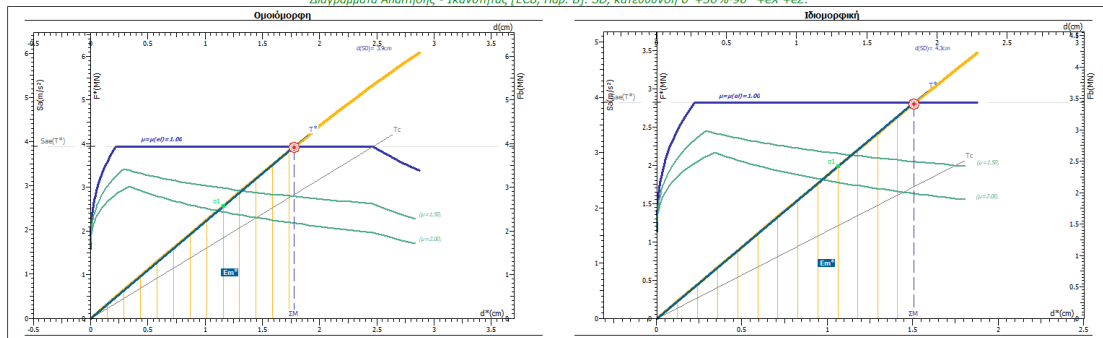
|  |  |  |                               |                  |   |
|--|--|--|-------------------------------|------------------|---|
| <b>1. Στοιχούμενη μετακίνηση dt</b>  |  |  |                               |                  |   |
| X:   | +3.2cm<br>-3.2cm   | $0^{\circ}\text{-}30\%\text{-}270^{\circ}\text{-}eX\text{-}eZ$ <i>Ισομετρική</i><br>$180^{\circ}\text{-}30\%\text{-}270^{\circ}\text{-}eX\text{-}eZ$ <i>Ισομετρική</i> | Z:                            | +1.3cm<br>-1.3cm | $90^{\circ}\text{-}30\%\text{-}0^{\circ}\text{-}eX\text{-}eZ$ <i>Ισομετρική</i><br>$270^{\circ}\text{-}30\%\text{-}180^{\circ}\text{-}eX\text{-}eZ$ <i>Ισομετρική</i> |
| <b>2. Στοιχούμενη πλαστικότητα (για ανασειασμό)</b>  |  |  |                               |                  |   |
| Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος  | T*(s) =  | 0.40   |                               |                  |   |
| Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστικότητας   | q <sub>v</sub> (=q <sub>u</sub> ) =  | 1.07   |                               |                  |   |
| Παράγοντες στοιχούμενης πλαστικότητας  | max R <sub>d</sub> =   | 1.09   | 0°-30%-270°-eX-eZ, Ισομετρική |                  |   |
| <b>3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)</b>                                      |  |  |                               |                  |   |
| Πλαστικότητα q <sub>v</sub> (=q <sub>v</sub> ) και υπερσυντελεστής q <sub>u</sub> (=q <sub>u</sub> ) | q <sub>v</sub> =   | 1.07   | q <sub>u</sub> = 1.32         |                  |   |
| Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς  | min q =  | q <sub>v</sub> · q <sub>u</sub> =  | 1.41                          |                  |   |
| <b>4. Επέρρα ανελαστικής συμπεριφοράς, [ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]</b>  |  |  |                               |                  |   |
| Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων   | max C <sub>v</sub> =   | 1.09 / 1.07 =  | 1.02                          |                  |   |
| <b>5. Ικανότητα επιπόχυνσης για λmax = 1</b>   |  |  |                               |                  |   |
|  | max α <sub>0</sub> (NC)<br>max α <sub>0</sub> (VR)   |  | 0.292<br>0.222                |                  |   |
| <b>6. Στόχοι αποτίμησης, [ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]</b>  |  |  |                               |                  |   |
| Περίοδος εναρμόνισης NC  | max α <sub>0</sub> / α <sub>gk</sub> = (max T <sub>g</sub> / T <sub>gk</sub> ) <sup>3k</sup><br>max T <sub>g</sub> (NC) = (0.292/0.220) <sup>3·1</sup> · 475 = | ∴ max T <sub>g</sub> = (max α <sub>0</sub> / α <sub>gk</sub> ) <sup>1/3</sup> · T <sub>gk</sub><br>= 936 έτη   | > 475 (ok)                    |                  |   |
| Περίοδος εναρμόνισης VR  | max T <sub>g</sub> (VR) = (0.222/0.220) <sup>3·1</sup> · 475 =   | = 483 έτη  | > 475 (ok)                    |                  |   |
| Πιθανότητα υπέρβασης NC σε 50 έτη  | P(NC) = 1 - e <sup>-T<sub>g</sub>/max T<sub>g</sub></sup>  | = 5.20%  | < 10% (ok)                    |                  |   |
| Πιθανότητα υπέρβασης VR σε 50 έτη  | P(VR) = 1 - e <sup>-T<sub>g</sub>/max T<sub>g</sub></sup>  | = 9.83%  | < 10% (ok)                    |                  |   |
| Στόχοι που κοινοποιούνται:   | G1 : P(NC), P(VR) < 10%  | και  | G2 : P(NC), P(VR) < 50%       |                  |   |

**Συγκεντρικά διαγράμματα F-d των 64 αναλύσεων**



# Διαγράμματα Απαιτήσης-Ικανότητας κατά την Ενίσχυση με FRP

Διαγράμματα Απαιτήσης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β], SD, κατεύθυνση 0°+30%-90° +eX +eZ.



Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη δυναμική καμπύλη ικανότητας.

Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου  $d$  και η τήνωση βάσης  $F_B$  αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη  $F^*$  και η μετατόπιση  $d^*$  αφορούν το ισοβάθμιο μονοβάθμιο σύστημα.

**1.** Μάζα  $m^*$  και περίοδος  $T^*$  μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστικότητας  $q_s$ .

$m^* = 1013.00t$ ,  $\Gamma = 1.00$   $m^* = 723.10t$ ,  $\Gamma = 1.22$

$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{1.77cm}{3.89 \cdot 10^3 cm/s^2}} = 0.42s$   $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{1.50cm}{3.89 \cdot 10^3 cm/s^2}} = 0.39s$

$q_s = 1.00$   $q_s = 1.00$

**2.** Παράγοντας στοχευμένης πλαστικότητας  $\mu_s$ .

$\mu_s = (1.00 - 1) \cdot \frac{0.50}{0.42} + 1 \Rightarrow \mu_s = 1.00$   $\mu_s = (1.00 - 1) \cdot \frac{0.50}{0.39} + 1 \Rightarrow \mu_s = 1.00$

**3.** Στοχευμένη μετατόπιση  $d_t$ .

$d_t^* = 2 \left( 1.77cm \cdot \frac{3500.5cm \cdot 4N}{3944.58kN} \right) = 1.77cm$   $d_t^* = 2 \left( 1.50cm \cdot \frac{2116.7cm \cdot 4N}{2815.63kN} \right) = 1.50cm$

$C_1 = \mu_s / A_s = 1.00 / 1.00 = 1.00$   $C_1 = \mu_s / A_s = 1.00 / 1.00 = 1.00$

$d_{se}^* = 3.89m/s \cdot \left( \frac{0.42s}{2\pi} \right)^2 = 1.77cm$   $d_{se}^* = 3.89m/s \cdot \left( \frac{0.39s}{2\pi} \right)^2 = 1.50cm$

$d_t^* = 1.00 \cdot 1.77cm = 1.77cm$   $d_t^* = 1.00 \cdot 1.50cm = 1.50cm$

$d_y = 1.77cm$ ,  $d_t = 1.77cm$   $d_y = 1.83cm$ ,  $d_t = 1.83cm$

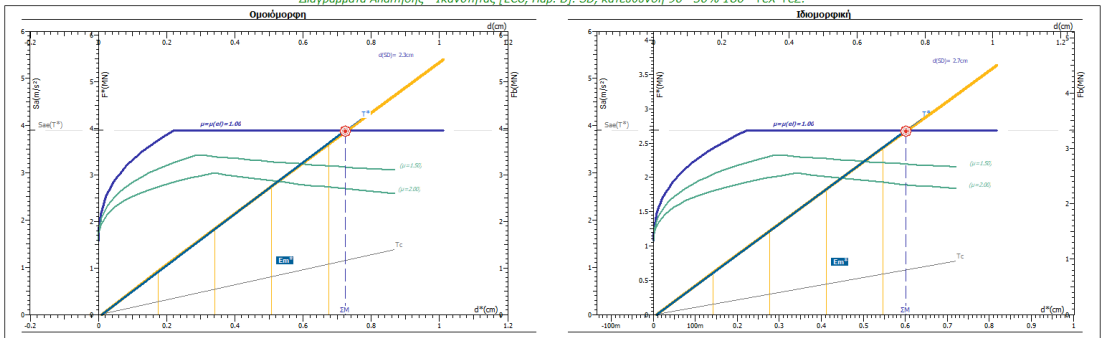
**4.** Μέγιστη επιτάχυνση  $\max a_s$  για  $\lambda_{max} = 1$  και επιτελεστικότητα SD.

$\max a_s = 0.278 \pm 0.132 (g)$   $\max a_s = 0.289 \pm 0.132 (g)$

**5.** Παράγοντας υπερανατοχής  $q_s$ .

$q_s = q_s = \frac{S_d}{S_e} \geq 1.0$   $q_s = \frac{3.89m/s^2}{2.74m/s^2} = 1.42$

Διαγράμματα Απαιτήσης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β], SD, κατεύθυνση 90°-30%-180° +eX +eZ.



Καμπύλη pushover και η αντίστοιχη δυναμική καμπύλη ικανότητας.

Σημείωση για τις διαφορετικές κλίμακες Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου  $d$  και η τήνωση βάσης  $F_B$  αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η δύναμη  $F^*$  και η μετατόπιση  $d^*$  αφορούν το ισοβάθμιο μονοβάθμιο σύστημα.

**1.** Μάζα  $m^*$  και περίοδος  $T^*$  μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστικότητας  $q_s$ .

$m^* = 1013.00t$ ,  $\Gamma = 1.00$   $m^* = 689.10t$ ,  $\Gamma = 1.24$

$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{0.72cm}{3.89 \cdot 10^3 cm/s^2}} = 0.27s$   $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{0.60cm}{3.89 \cdot 10^3 cm/s^2}} = 0.25s$

$q_s = 1.00$   $q_s = 1.00$

**2.** Παράγοντας στοχευμένης πλαστικότητας  $\mu_s$ .

$\mu_s = (1.00 - 1) \cdot \frac{0.50}{0.27} + 1 \Rightarrow \mu_s = 1.00$   $\mu_s = (1.00 - 1) \cdot \frac{0.50}{0.25} + 1 \Rightarrow \mu_s = 1.00$

**3.** Στοχευμένη μετατόπιση  $d_t$ .

$d_t^* = 2 \left( 0.72cm \cdot \frac{1429.4cm \cdot 4N}{3944.58kN} \right) = 0.72cm$   $d_t^* = 2 \left( 0.60cm \cdot \frac{805.0cm \cdot 4N}{2683.28kN} \right) = 0.60cm$

$C_1 = \mu_s / A_s = 1.00 / 1.00 = 1.00$   $C_1 = \mu_s / A_s = 1.00 / 1.00 = 1.00$

$d_{se}^* = 3.89m/s \cdot \left( \frac{0.27s}{2\pi} \right)^2 = 0.72cm$   $d_{se}^* = 3.89m/s \cdot \left( \frac{0.25s}{2\pi} \right)^2 = 0.60cm$

$d_t^* = 1.00 \cdot 0.72cm = 0.72cm$   $d_t^* = 1.00 \cdot 0.60cm = 0.60cm$

$d_y = 0.72cm$ ,  $d_t = 0.72cm$   $d_y = 0.74cm$ ,  $d_t = 0.74cm$

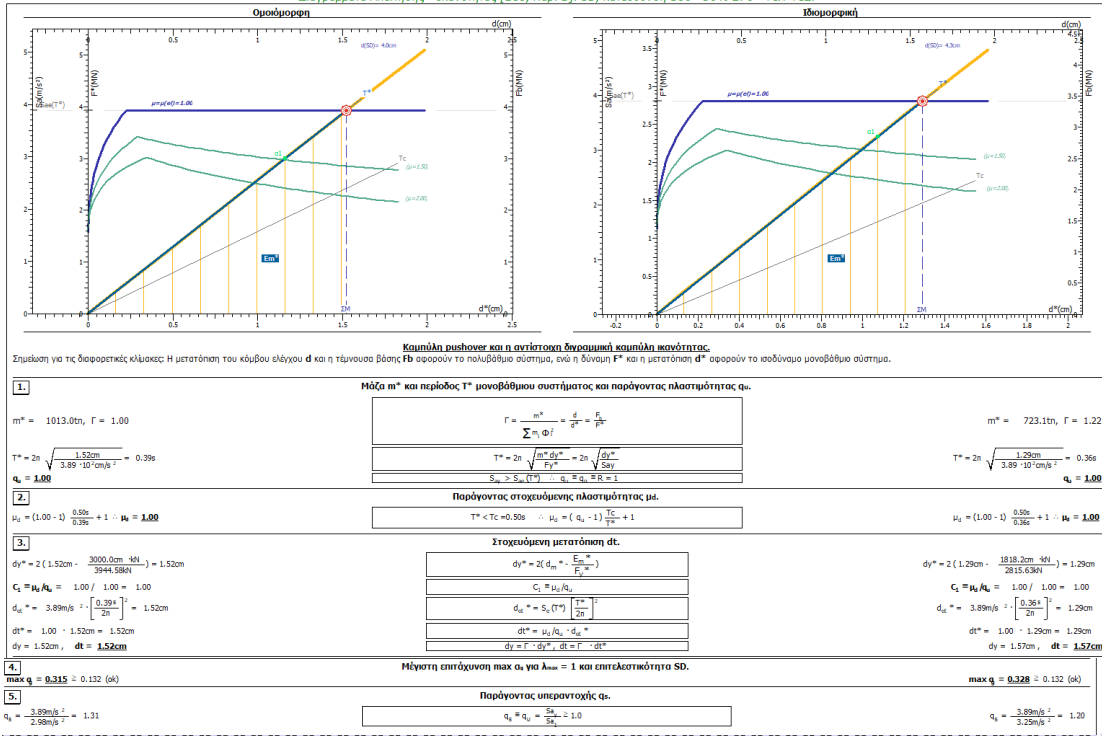
**4.** Μέγιστη επιτάχυνση  $\max a_s$  για  $\lambda_{max} = 1$  και επιτελεστικότητα SD.

$\max a_s = 0.326 \pm 0.132 (g)$   $\max a_s = 0.433 \pm 0.132 (g)$

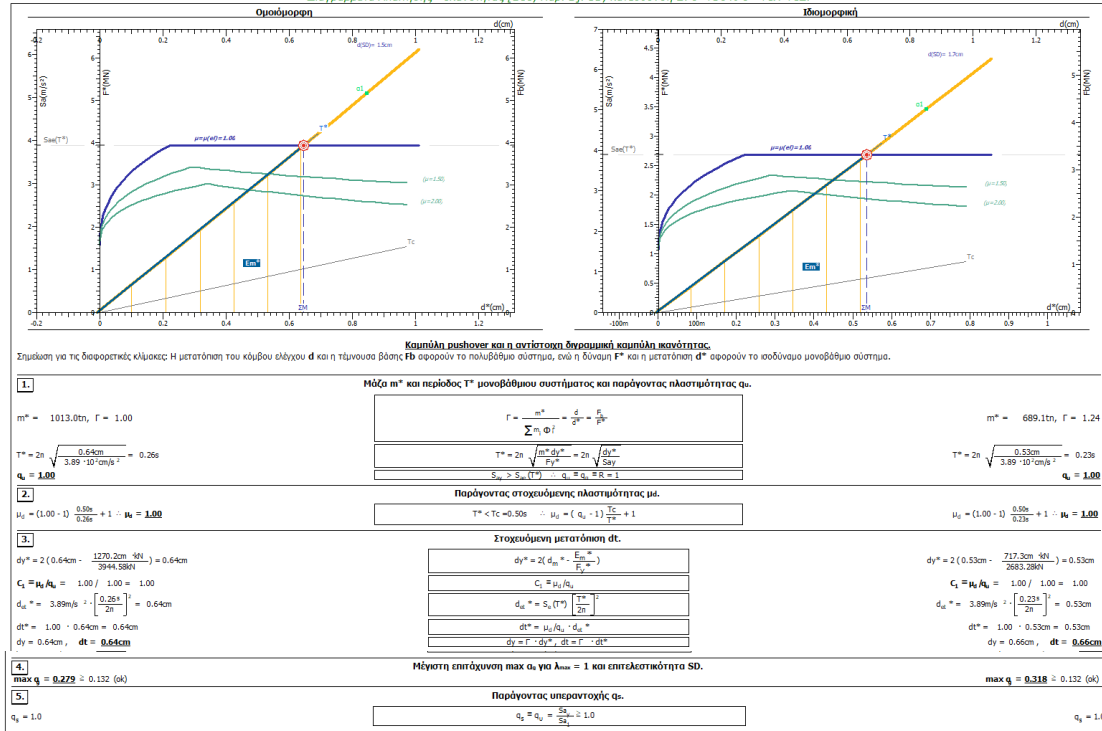
**5.** Παράγοντας υπερανατοχής  $q_s$ .

$q_s = q_s = \frac{S_d}{S_e} \geq 1.0$   $q_s = 1.0$

**Διαγράμματα Ανάπτυξης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β], SD, κατεύθυνση 180°-30%-270° +eX +eZ.**



**Διαγράμματα Ανάπτυξης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β], SD, κατεύθυνση 270°+30%-0° +eX +eZ.**



**Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης - Ικανότητας των 64 αναλύσεων**

**Στάθμη επιτελεστικότητας SD**

|  |   |   |   |
|--|---|---|---|
| <b>1. Στοιχούμενη μετακίνηση dt</b>                                |   |   |   |
| X:   | +1.9cm<br>-1.8cm                                | $0^\circ-30\%-270^\circ +eX +eZ$ <i>Ισομετρική</i><br>$180^\circ+30\%-90^\circ -eX -eZ$ <i>Ισομετρική</i> | Z: +0.8cm<br>-0.8cm   |
| <b>2. Στοιχούμενη πλαστικότητα (για ανασχεδιασμό)</b>              |   |   |   |
| Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος                                    | $T^*(s)$ =                                      | 0.25  |   |
| Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστικότητας                             | $q_1 (=q_u)$                                    | 1.00  |   |
| Παράγοντες στοιχειωδεις πλαστικότητας                              | $\max \mu_B$                                    | 1.00  | $270^\circ-30\%-180^\circ -eX -eZ$ <i>Ισομετρική</i>          |
| <b>3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)</b>    |   |   |   |
| Πλαστικότητα $q_1 (=q_u)$ και υπερσυντόχις $q_2 (=q_u)$            | $q_1$ =   | 1.04  | $q_2$ = 1.27  |
| Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς                      | $\min q$  | $q_1 \cdot q_2$   | 1.32  |
| <b>4. Επέρρα ανελαστικής συμπεριφοράς, [ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]</b>      |   |   |   |
| Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων                                     | $\max C_c$ =                                    | $\mu_B / 1.00$  | 1.00  |
| <b>5. Ικανότητα επιπόχυνσης για <math>\lambda_{max} = 1</math></b> |   |   |   |
|  | $\max a_0 (SD)$                                 |   | 0.272   |
| <b>6. Στόχοι αποτίμησης, [ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]</b>                      |   |   |   |
| Περίοδος επανοφοράς SD   | $\max T_R (SD) = (\max T_R / T_{IR})^{1/k}$     | $\max a_0 / a_{gk} = (\max T_R / T_{IR})^{1/k}$   | $\max T_R = (\max a_0 / a_{gk})^k \cdot T_{IR}$ [EC8-2 (A.3)] |
|  | $\max T_R (SD) = (0.272/0.220)^{1/4} \cdot 475$ |   | $792 \text{ έτη}$ > 140 (ok)                                  |
| Πιθανότητα υπέρβασης SD σε 50 έτη                                  | $P(SD) = 1 - e^{-T_R/\max T_R}$                 |   | 6.12% < 30% (ok) [EC8-1§2.1(1)]                               |
| Στόχοι που κατανοούνται:   | $\Gamma 1 : P(SD) < 10\%$                       | και   | $\Gamma 2 : P(SD) < 50\%$ [ΚΑΝΕΠΕ Πλη. 2.1]                   |

**Στάθμη επιτελεστικότητας NC**

|  |   |  |   |
|--|---|--|---|
| <b>1. Στοιχούμενη μετακίνηση dt</b>                                |   |  |   |
| X:   | +3.2cm<br>-3.2cm                                | $0^\circ-30\%-270^\circ +eX +eZ$ <i>Ισομετρική</i><br>$180^\circ-30\%-270^\circ -eX -eZ$ <i>Ισομετρική</i> | Z: +1.3cm<br>-1.3cm   |
| <b>2. Στοιχούμενη πλαστικότητα (για ανασχεδιασμό)</b>              |   |  |   |
| Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος                                    | $T^*(s)$ =                                      | 0.40   |   |
| Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστικότητας                             | $q_1 (=q_u)$                                    | 1.07   |   |
| Παράγοντες στοιχειωδεις πλαστικότητας                              | $\max \mu_B$                                    | 1.09   | $0^\circ-30\%-270^\circ +eX +eZ$ <i>Ισομετρική</i>            |
| <b>3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)</b>    |   |  |   |
| Πλαστικότητα $q_1 (=q_u)$ και υπερσυντόχις $q_2 (=q_u)$            | $q_1$ =   | 1.07   | $q_2$ = 1.32  |
| Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς                      | $\min q$  | $q_1 \cdot q_2$  | 1.41  |
| <b>4. Επέρρα ανελαστικής συμπεριφοράς, [ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]</b>      |   |  |   |
| Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων                                     | $\max C_c$ =                                    | $\mu_B / 1.07$   | 1.02  |
| <b>5. Ικανότητα επιπόχυνσης για <math>\lambda_{max} = 1</math></b> |   |  |   |
|  | $\max a_0 (NC)$                                 |  | 0.292   |
|  | $\max a_0 (VR)$                                 |  | 0.222   |
| <b>6. Στόχοι αποτίμησης, [ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]</b>                      |   |  |   |
| Περίοδος επανοφοράς NC   | $\max T_R (NC) = (\max T_R / T_{IR})^{1/k}$     | $\max a_0 / a_{gk} = (\max T_R / T_{IR})^{1/k}$  | $\max T_R = (\max a_0 / a_{gk})^k \cdot T_{IR}$ [EC8-2 (A.3)] |
|  | $\max T_R (NC) = (0.292/0.220)^{1/4} \cdot 475$ |  | $936 \text{ έτη}$ > 475 (ok)                                  |
| Περίοδος επανοφοράς VR   | $\max T_R (VR) = (0.222/0.220)^{1/4} \cdot 475$ |  | $483 \text{ έτη}$ > 475 (ok)                                  |
| Πιθανότητα υπέρβασης NC σε 50 έτη                                  | $P(NC) = 1 - e^{-T_R/\max T_R}$                 |  | 5.20% < 10% (ok) [EC8-1§2.1(1)]                               |
| Πιθανότητα υπέρβασης VR σε 50 έτη                                  | $P(VR) = 1 - e^{-T_R/\max T_R}$                 |  | 9.83% < 10% (ok)  |
| Στόχοι που κατανοούνται:   | $\Gamma 1 : P(NC), P(VR) < 10\%$                | και  | $\Gamma 2 : P(NC), P(VR) < 50\%$ [ΚΑΝΕΠΕ Πλη. 2.1]            |

**Συγκεντρωτικά διαγράμματα F-d των 64 αναλύσεων**

