ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

Δ.Π.Μ.Σ.: ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Αποτίμηση & Ενίσχυση Σεισμόπληκτου κτιρίου από Ω/Σ με ελαστικές και ανελαστικές μεθόδους και αξιολόγηση των σεισμικών απωλειών του (Σεισμός Κεφαλονιάς 2014)

Μεταπτυχιακή Διατριβή

Αλίκη Φασούλα, Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Επιβλέπων: Σπυράκος Κωνσταντίνος , Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Συνεπιβλέπων: Ταφλαμπάς Ιωάννης, Πολιτικός Μηχανικός

Οκτώβριος, 2016

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
LABORATORY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING

Seismic Evaluation & Retrofit of a R.C. building with elastic and inelastic methods and loss assessment with fragility curves (Kefalonia's Earthquake 2014)

A Dissertation Submitted in Partial Fulfilment of the Requirements

For the Master Degree in

Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures

By

Aliki Fasoula
Civil – Structural Engineer NTUA

Supervisors: Prof. C. C. Spyrakos
Dr. I. Taflampas

October, 2016

Περίληψη

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία πραγματεύεται το πεδίο της αποτίμησης υφισταμένων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και πιο συγκεκριμένα το πολυπαραμετρικό θέμα της επέμβασης σε σεισμόπληκτο κτίριο. Το μελετηθέν, στην περιοχή της Κουνόπετρας – λίγο έξω από το Ληξούρι, χτυπήθηκε από τους δύο ισχυρότατους επιφανειακούς σεισμούς της Κεφαλλονιάς στις 26/1/2014 και 3/2/2014, μεγέθους M_w=6.1 και M_w=5.8 αντίστοιχα με επίκεντρο ΝΔ του Ληξουρίου. Τη σφοδρότητά τους αποδεικνύει η καταγραφή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης με τιμή να ξεπερνά τα 0.6g στο Ληξούρι και η μέγιστη φασματική επιτάχυνση του σεισμού με μέγεθος 3 φορές μεγαλύτερο από την αντίστοιχη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού του ΕΑΚ2000.

Το μελετηθέν τριώροφο ξενοδοχείο οικοδομήθηκε τη δεκαετία του ’70 και ο φέρων οργανισμός του έχει σχεδιαστεί με τις διατάξεις του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος 1954 και του Αντισεισμικού Κανονισμού 1959. Το δοθέν κτίριο παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον από πολλές απόψεις. Η έντονη μη κανονικότητά του σε κάτοψη και κατανομή δυσκαμψιών, το καθιστά στρεπτικά ευαίσθητο και επομένως την συμπεριφορά του υπό σεισμική καταπόνιση αναμφίβολη. Πράγματι, υπό τη δράση του σεισμού της Κεφαλλονιάς η κατασκευή υπέστη πολύ βαριές βλάβες στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία της και η άμεση επέμβαση κρίθηκε αναγκαία. Όμως, το ζήτημα της επιλογής του καταλληλότερου συστήματος επέμβασης είναι αρκετά περίπλοκο και τίθενται οι παρακάτω προβληματισμοί:

- Πώς θα αποφασιστεί η καταλληλότερη μέθοδος ενίσχυσης;
- Αξίζει τον κόπο να ενισχυθεί και μέχρι ποιό σημείο;
- Μήπως πρέπει να εξεταστεί η λύση της καταδάφισης και ανακατασκευής;

Στα ερωτήματα αυτά απαντάει το παρόν πόνημα, διερευνώντας την επιλογή της κατασκευής αντισεισμικού αρμού, ως μέτρο επέμβασης που μπορεί να άρει την στρεπτική ευαισθησία του φορέα. Τελικά, στο κτίριο κατασκευάστηκε αντισεισμικός αρμός με αποτέλεσμα τη δημιουργία δύο υπο-κτιρίων στατικά ανεξάρτητων. Άρα, ο αρχικός ενιαίος φορέας χωρίστηκε στο Μπρόσθιο τμήμα Α και στο Οπίσθιο τμήμα Β.

Όσον αφορά το περιεχόμενο, η διατριβή διαρθρώνεται σε τρία διακριτά μέρη.

1. **Αξιολόγηση Συμπεριφοράς Ενιαίου Φορέα**
2. **Αντισεισμικός Αρμός ως μέτρο βελτίωσης της απόκρισης**
3. **Ενίσχυση Οπίσθιου τμήματος Β**

Στο **Α μέρος** μελετάται ο **Ενιαίος φορέας** και αποτιμάται η προ βλαβών φέρουσα ικανότητα του. Αρχικά, γίνεται έλεγχος της σεισμικής επάρκειας του στις απαιτήσεις του κανονισμού που είχε σχεδιαστεί και σε δεύτερη φάση υπολογίζονται οι ανεπάρκειες του έναντι των απαιτήσεων του σύγχρονου αντισεισμικού κανονισμού. Προσεγγίζονται τα ζητήματα του **φαινομένου μαλακού ορόφου – pilotis**, του ρόλου των τοιχοπληρώσεων

(ευμενή/δυσμενή επιρροή), της ανομοιόμορφης κατανομής μάζας λόγω μη κανονική κάτοψης- μορφής «γάμμα», των επιπτώσεων της εκκεντρότητας κέντρου δυσκαμψίας και μάζας.

Στο **Β μέρος** εξετάζεται η επιλογή του αντισεισμικού αρμού ως μέτρο αναγκαίο για την αύξηση της στρεπτικής δυσκαμψίας της κατασκευής. Συγκρίνεται η συμπεριφορά του ενιαίου φορέα έναντι των δύο υποφορέων (Τμήμα Α και Τμήμα Β). Τα κριτήρια της σύγκρισης είναι η κανονικότητα, η ιδιομορφική απόκριση και οι παραμορφώσεις των κρίσιμων διατομών των δομικών στοιχείων.

Στο **Γ μέρος** παρουσιάζεται η επιλογή συστήματος ενίσχυσης για το Οπίσθιο τμήμα Β. Ο φορέας ενισχύεται σε 2 φάσεις. Σε 1^{η} φάση έγινε η αποκατάσταση του βάσει του ΦΕΚ455/'14 για τον σεισμό σχεδιασμού του Α.Κ. 1959. Σε 2^{η} φάση ο φορέας αναβαθμίστηκε σύμφωνα με τον ΕΚ8. Τέλος, ελέγχθηκε η απόδοση της ενίσχυσης με την ικανοποίηση του στόχου επιτελεστικότητας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. αλλά και με την αξιολόγηση των δυνητικών βλαβών υπό δεδομένο σεισμικό σενάριο μέσω της μεθοδολογίας Hazus. Επίσης προσεγγίστηκε ο νέος δείκτης συμπεριφοράς q της κατασκευής από την καμπύλη ικανότητας.

Όσον αφορά τις μεθόδους ανάλυσης και το κανονιστικό πλαίσιο, πραγματοποιήσαμε:

- **Πλήρη έλεγχο επάρκειας** του σεισμόπληκτου σύμφωνα με τις διατάξεις του **ΦΕΚ455 (25/Φεβ/2014).**
- Ολοκληρωμένη **Μελέτη Αποτίμησης** της Φέρουσας Ικανότητας του
- Πραγματοποίηση **Ελαστικής Στατικής Ανάλυσης** για πρώτη εκτίμηση των δεικτών ανεπάρκειας λ με ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Εκτίμηση διαθέσιμου **δείκτη συμπεριφοράς q**
- **Διεξαγωγή Φασματικών Ιδιομορφικών Αναλύσεων – Ελαστικών Δυναμικών Αναλύσεων**
- Σεισμικές Φορτίσεις Αντισεισμικού Καν. '59 & EC8
- Μελέτη Ανελαστικής συμπεριφοράς του κτιρίου με **Pushover αναλύσεις** (ομοιόμορφη & ιδιομορφική κατανομή)
- Εκτίμηση σεισμικών απωλειών με την **μεθοδολογία Hazus**

Όσον αφορά το αντικείμενο κάθε κεφαλαίου:

Στο **κεφάλαιο 1**, αναλύονται τα στάδια της αποτίμησης και δίνονται όλα τα στοιχεία του ιστορικού του υφιστάμενου δομήματος. Γίνεται διάκριση της διαδικασίας της εκτίμησης της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας ανάλογα με την ύπαρξη ή μη βλαβών και αναλύονται οι φάσεις της διερεύνησης και τεκμηρίωσης. Αποτυπώνεται ο φέρων οργανισμός και προσδιορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών. Καταγράφονται οι πραγματικές βλάβες από τον σεισμό της Κεφαλλονιάς. Επιπλέον, έμφαση δίδεται στον καθορισμό της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων, στην επιλογή των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας ανάλογα με το προσομοίωμα και στον ορισμό των ελέγχων με βάση την επιτελεστικότητα.

Στο **κεφάλαιο 2** παρουσιάζονται τα στοιχεία, τα υλικά και οι παράμετροι του κτιρίου και των φορτίσεων που υπεισέρχονται στο προσομοίωμα, καθώς και ο τρόπος μοντελοποίησής τους στο λογισμικό SAP2000v.15.1. Δηλαδή, περιλαμβάνονται όλα τα δεδομένα και οι παραδοχές της μελέτης και προσομοίωσης του φορέα. Επίσης, γίνεται διερεύνηση της συνεισφοράς των τοιχοπληρώσεων στην αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής με βάση τους ελέγχους που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το **κεφάλαιο 3** περιέχει τις αναλύσεις του υφιστάμενου κτιρίου με ελαστικές μεθόδους. Αρχικά, αναλύονται οι προϋποθέσεις εφαρμογής και τα κριτήρια επιλογής ελαστικής μεθόδου ανάλυσης όπως περιγράφονται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων. Έπειτα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής και έλεγχος της επίδρασης των ανωτέρων ιδιομορφών. Αξιολογούνται τα εξαγώμενα από τον προέλεγχο. Στη συνέχεια πραγματοποιούνται ελαστική δυναμική ανάλυση με φάσμα απόκρισης του ΕΚ8 και βάσει ΦΕΚ455.

Στο **κεφάλαιο 4** τίθεται το θεωρητικό υπόβαθρο της ανελαστικής απόκρισης. Δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στη Στατική Ανελαστική Ανάλυση που αποτελεί το ισχυρότερο μέσο στην κατανόηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων και του συνόλου της κατασκευής. Περιγράφεται αναλυτικά ο τρόπος προσδιορισμού των μετελαστικών χαρακτηριστικών των μελών για την εύρεση της τοπικής πλαστιμότητας.

Στο **κεφάλαιο 5**, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των στατικών ανελαστικών αναλύσεων στο κτίριο και τεκμηριώνονται οι λόγοι ανάγκης λήψης μέτρων ενίσχυσης της φέρουσας ικανοτητάς του. Δίνονται λεπτομερώς όλες οι παράμετροι και οι υπολογισμοί σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών, ορισμός κόμβου ελέγχου, καθορισμός πλαστικών αρθρώσεων στις κρίσιμες διατομές, εισαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης στο SAP μετά τον υπολογισμό τους στο πρόγραμμα mybiaxial, καθορισμός της κατανομής των οριζόντιων σεισμικών φορτίων εξώθησης, υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης και τελικά την εξαγωγή των καμπύλων αντίστασης της κατασκευής.

Στο **κεφάλαιο 6**, γίνεται αξιολόγιση των βλαβών με τη μεθοδολογία Hazus και εξαγωγή των καμπύλων δυσθραυστότητας του φορέα. Αναλύεται όλη η μεθοδολογία βήμα προς βήμα για τον καθορισμό των σταθμών επιτελεστικότητας και με χρήση του εργαλείου της πιθανολογικής προσέγγισης καταλήγουμε σε συγκεκριμένα συμπεράσματα για τη συμπεριφορά της κατασκευής υπό το εκάστοτε δεδομένο σεισμικό σενάριο. Επιπλέον, συγκρίνουμε τα αποτελέσματα με τις πραγματικές βλάβες της κατασκευής και αναδεικνύεται η αναγκαιότητα σωστής διάγνωσης των ζημιών σε ένα κτίριο μετά το σεισμό για τον καθορισμό των προτεραιοτήτων της ενίσχυσης και τον σωστό σχεδιασμό τους. Επίσης δίνονται και οι καμπύλες τρωτότητας του ενισχυμένου φορέα.

Στο **κεφάλαιο 7** διατυπώνονται οι μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης των κατασκευών. Αναλύονται διεξοδικά οι παραδοσιακές μέθοδοι ενίσχυσης στα υποστυλώματα και τα δοκάρια κι αναπτύσσονται και οι τεχνολογίες ενίσχυσης με σύνθετα υλικά.

Το **κεφάλαιο 8** περιλαμβάνει την εφαρμογή της ενίσχυσης στο τμήμα Β. Γίνεται η επιλογή και διαστασιολόγηση των μανδύων εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των ανθρακουφασμάτων. Χρησιμοποιείται προσομοίωμα με τις νέες ισχυρές τοιχοπληρώσεις και εξετάζεται η επιρροή τους στην συνολική απόκριση του φορέα. Επίσης, έχει αναλυτικό διατμητικό έλεγχο και ενίσχυση των δοκών και των στύλων.

Το **κεφάλαιο 9** είναι το τελευταίο και συγκεντρώνει τα συμπεράσματα του παρόντος έργου και φωτογραφική αποτύπωση της ενισχυμένης κατασκευής. Τέλος ακολουθούν παράρτημα από τους εκτενείς υπολογισμούς που απαιτήθηκαν και οι βιβλιογραφικές αναφορές.

Abstract

Seismic behavior, vulnerability assessment and design of strengthening intervention for seismic retrofit of existing reinforced concrete structures are one of the most challenging topics for the structural engineer in the twenty-first century.

The present master thesis deals with the evaluation of the seismic behavior and retrofitting of an existing reinforced concrete building. It's a two – storied hotel in Kounopetra, nearby Lixouri, which suffered heavy losses after the severe earthquakes in Kefalonia (26.01.2014 and 03.02.2014).

The bearing structural components were constructed of reinforced concrete under the provisions of the existing National Codes for design of concrete structure 1954 and design of earthquake resistant structures 1959. As a result, the seismic behavior is inadequate because of the general lack of strength and ductility of both a certain number of members and the structural system as a whole. Furtherer more, the abnormal floor plans, the phenomenon of pilotis – soft floor and the uneven distribution of stiffness bring on the torsional sensitivity of the building.

In this thesis we examine the effect of a seismic separation joint which divides the whole initial structure into two independent sub-structures (Building A and Building B). Specifically, both elastic and inelastic methods are carried out so as to evaluate the capacity of the structure. Also, the necessary measures to strengthen the building B are indetified. Finally, we present the loss estimation of both the original bulding and the strengthened building according to Hazus methodology.

The building is simulated and analyzed using the software SAP2000v15.1.0 by Computers and Structures, Inc.

In the **first chapter**, there is an analytical description of the building and an overview of the codes used not only to evaluate the building's seismic behavior but also to redesign it. Also, target performance levels for structural systems are specified.

Chapter 2 presents the material properties, the geometry, the loads and parameters of the building involved in the model, and how exactly they are simulated in SAP2000v.15.1 software.

In the **chapter 3** the modal and the elastic analysis applied to the model are executed. The procedure of the dynamic spectral analysis and its results, as well as, the design spectrum in accordance with the provisions of Eurocodes 8, Part 3 is presented.

In **chapter 4 & 5** the inelastic analysis applied to the model, are executed. Initially, the theoretical background and the requirements for applying non-linear static method (Pushover) is developed. Subsequently, the methods for the estimation of the performance point of the structure – for two lateral load combinations, uniform and similar to the shape of modal modes – and the analysis results of the model are presents in detail.

In **chapter 6** , the FEMA/NIBS earthquake loss estimation methodology, known as HAZUS is represented. According to Hazus, damage is described by one of four discrete damages states: Slight, Moderate, Extensive or Complete. Also, the evaluation of the damages through the determination of building's vulnerability curves and the development of respective damage percentages, are included. This assessment procedure is utilized to check the effectiveness of possible strengthening interventions.

The **chapter 7 and 8** deal with the procedure of implementing strengthening techniques, such as RC jacketing and CFRP wrapping, to those elements that have been damaged.

In **last chapter** the overall conclusions of this research are listed.

Ευχαριστίες

Με τη μεταπτυχιακή αυτή εργασία ολοκληρώνεται πια και ο δεύτερος κύκλος των ακαδημαϊκών μου σπουδών στην σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π. Στην ουσία η εκπόνησή της αποτελεί το επισφράγισμα μιας συνεχούς προσπάθειας για εμβάθυνση στον τομέα της Αντισειμικότητας των κατασκευών.

Συγκεκριμένα, το θέμα προέκυψε μετά τους καταστροφικούς σεισμούς της Κεφαλονιάς το 2014 και αντιμετωπίζει το ζήτημα της επέμβασης σε πραγματική - σεισμόπληκτη κατασκευή από Ω/Σ προ του ’85 με τη χρήση όλων των σύγχρονων εργαλείων του Μηχανικού. Είναι ένα πολυπαραμετρικό θέμα που συμβάλλει στην ερευνητική δραστηριότητα στον τομέα της αποτίμησης και ανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών, καθώς δίνει προσεγγίσεις για την μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης και βελτίωσης της αντισεισμικής απόκρισης μέσω της σωστής κατανόησης της συμπεριφοράς του υπάρχοντος δομήματος, της ολοκληρωμένης γνώσης της τεχνολογίας των πρόσθετων υλικών και της επιλογής της κατάλληλης προσεισμικής - μετασεισμικής επεμβάσης.

Στο σημείο αυτό θέλω να ευχαριστήσω όλους όσους στάθηκαν δίπλα μου και συντέλεσαν στην επιτυχή υλοποίησή της.

Αρχικά, θέλω να ευχαριστήσω τον δάσκαλό μου Δρ. Κωνσταντίνο Σπυράκο για την ανάθεση του συγκεκριμένου θέματος , την άριστη συνεργασία και για την σημαντική καθοδήγησή του στην αποπεράτωση αυτού του έργου.

Πολύ σημαντική υπήρξε και η συμβολή του καθηγητή Ιωάννη Ταφλαμπά πάνω στα ερευνητικά θέματα της εκτίμησης της τρωτότητας με πιθανολογικές μεθόδους και της πρόβλεψης των σεισμικών απωλειών της κατασκευής υπό δεδομένο σεισμικό σενάριο.

Κλείνοντας, οφείλω ένα θερμό ευχαριστώ στους αγαπημένους μου ανθρώπους, στους φίλους και την οικογένειά μου για την αμέριστη στήριξη, κατανόηση και βοήθειά τους.

Αλίκη Φασούλα

Λέξεις κλειδιά

•Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας •ΚΑΝ.ΕΠΕ. •Ευρωκώδικας 8 •Αντισεισμικός Κανονισμός 1959, •ΦΕΚ455/14 •Σεισμόπληκτα •Μελέτη αποκατάστασης •Σεισμός Κεφαλλονιάς •Ληξούρι 2014, •Σεισμική βλάβη •Διάγνωση βλαβών •Παθολογία •Πυλωτή •Μη κανονικότητα •Ψαθυρή αστοχία •Διατμητική ανεπάρκεια •πρωτεύοντα στοιχεία • Αποδιοργάνωση σκυροδέματος •Λυγισμός οπλισμού •Διάρρηξη συνδετήρων •Σημαντικές ιδιομορφές •Στρεπτική ευαισθησία •Επιρροή τοιχοπληρώσεων •Λογισμικό προσομοίωσης •SAP2000 •Προέλεγχος •Δείκτες ανεπάρκειας λ •Τυχηματική εκκεντρότητα •Σεισμική επικινδυνότητα •Φάσμα Απόκρισης •Ελαστικές αναλύσεις •Δυναμική ανάλυση •Δείκτης συμπεριφοράς q •Σεισμική δράση •Έλεγχος ανισότητας ασφαλείας •Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων •Συντελεστές ασφαλείας •Διερευνιτικές εργασίες •Μη καταστροφικοί έλεγχοι •Αντοχές υλικών •Αξιολόγηση σεισμικής συμπεριφοράς •Στατική επάρκεια •Ανελαστική στατική ανάλυση •διαξονική κάμψη •διαγράμματα αλληλεπίδρασης •Πλαστικές αρθρώσεις • Κρίσιμες διατομές •γωνία στροφής χορδής •Ροπή διαρροής •Καμπυλότητα αστοχίας διατομής • Απομειωμένη δυσκαμψία •Έλεγχος σε όρους παραμορφώσεων, •Στοχευόμενη μετακίνηση •Κόμβος ελέγχου •Καμπύλη ικανότητας •Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης •Στάθμες επιτελεστικότητας •Ανακυκλιζόμενη ένταση •Καμπύλες δυσθραυστότητας •Τρωτότητα •Μεθοδολογία HAZUS •Πιθανοτική προσέγγιση •Σεισμικός Κίνδυνος •Πιθανότητα υπέρβασης •Πλάστιμη συμπεριφορά •Κατασκευές από Οπλισμένο σκυρόδεμα, •Δομητική επέμβαση •Αντισεισμικός αρμός, •Επισκευές •Σεισμική ενίσχυση •Αντισεισμικός σχεδιασμός •Στρατηγικές επεμβάσεων •Μανδύες Ω.Σ. •Μανδύες ΙΩΠ •Περίσφιγξη •Πλαστιμότητα •Ανθρακοϋφασμα •Εξωτερικά τοιχεία •Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα •Βλήτρα •Αγκύρια και αναρτήρες •Καμπτική ενίσχυση •Διατμητική ενίσχυση •Διεπιφάνεια παλαιού και νέου •Συντελεστές μονολιθικότητας •Σύνθετα υλικά •Στόχος ανασχεδιασμού

•Seismic assessment •Bearing capacity evaluation •Eurocode 8 •Seismic Regulations 1959 •Earthquake Damages •Building repair and retrofit •Kefalonia •Lixouri 2014 •Pilotis •Assymetric •Existing structure •Damaged building •Shear failure •Crack patterns •brittle failure •Major modal modes •torsional sensitivity • simulation software •SAP2000 •Seismic hazard •Response Spectrum •Elastic analysis •Dynamic analysis •behavior factor •Enceladus •Seismic actions •performance levels •safety factors •destructive and non destructive testing methods •Pushover •Nonlinear static analysis •biaxial bending •Plastic hinges •curvature ductility •displacement control •stiffness degradation •deformation target •Capacity curve •drift demands •yield point •cyclic loading •Vulnerability •HAZUS Methodology •probabilistic approach •Seismic Risk • ductile behavior •Structural interventions •Seismic strengthening •Earthquake Resistant design •bond slip •Reinforced concrete •FRP's •concrete jackets •local ductility •Loss estimation • Exterior Shear walls •Sprayed concrete •bolts •anchors and hangers •Fastening technology •Flexural enhancement •Shear reinforcement •Interface •flexural resistance •Composite materials •Fiber reinforced polymers •Redesign •Rehabilitation •ground acceleration •Sustainability •Foreshock and aftershock interventions •sustainability •Upgrading

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη ..... *vii*

Abstract ..... *xi*

Ευχαριστίες ..... *xiii*

Λέξεις κλειδιά ..... *xiv*

Πίνακας Περιεχομένων ..... *xv*

Ευρετήριο Πινάκων & Σχημάτων ..... *xxii*

1 Ιστορικό του υφιστάμενου δομήματος & Διαδικασία Αποτίμησης ..... *- 1 -*

1.1 Έρευνα συλλογής στοιχείων – γενικά ..... **- 1 -**

1.2 Σεισμόπληκτο ξενοδοχείο στην Κεφαλονιά – γενική περιγραφή ..... **- 2 -**

1.3 Αρχικό Ενιαίο Κτίριο – Αρχιτεκτονική περιγραφή ..... **- 2 -**

1.4 Αποτύπωση Φέροντος Οργανισμού Κατασκευής ..... **- 5 -**

1.4.1 Πλάκες ..... - 6 -

1.4.2 Δοκάρια ..... - 6 -

1.4.3 Υποστυλώματα – Τοιχώματα ..... - 9 -

1.5 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών δόμησης ..... **- 11 -**

1.5.1 Σκυρόδεμα ..... - 11 -

1.5.2 Χάλυβας ..... - 11 -

1.6 Διαδικασία διάγνωσης βλαβών ..... **- 12 -**

1.7 Βλάβες κατασκευής μετά τους Σεισμούς ..... **- 12 -**

1.7.1 Βλάβες Pilotis – Δημιουργία μαλακού ορόφου ..... - 13 -

1.7.2 Βλάβες τοιχωμάτων και ανελκυστήρα ..... - 14 -

1.8 Ορισμός Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων ..... **- 15 -**

1.9 Στόχος Αποτίμησης & Ανασχεδιασμού – Στάθμες Επιτελεστικότητας ..... **- 16 -**

2 Προσομοίωση ..... *- 18 -*

2.1 Προσομοίωση υλικών ..... **- 18 -**

2.2 Προσδιορισμός κάναβου σχεδιάσης ..... **- 19 -**

2.3 Προσομοίωση κατακόρυφων φερόντων στοιχείων ..... **- 20 -**

2.3.1 Υποστυλώματα ..... - 20 -

2.3.2 Τοιχώματα ..... - 21 -

2.4 Εκκεντρότητες κατακόρυφων στοιχείων ..... **- 22 -**

2.5 Προσομοίωση δοκών ..... **- 23 -**

2.6 Προσομοίωση πλακών ..... **- 24 -**

2.7 Προσομοίωση κλιμακοστασίων ..... **- 25 -**

2.8 Τοπικοί Άξονες Μελών ..... - 25 -

2.9 Προσομοίωση στήριξης φορέα στο έδαφος ..... - 26 -

2.10 Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τις γραμμικές αναλύσεις - 27 -

2.11 Προσομοίωση φορτίσεων..... - 28 -

2.11.1 Προσομοίωση φορτίων οροφής ισογείου ..... - 31 -

2.11.2 Προσομοίωση φορτίων οροφής α' ορόφου ..... - 36 -

2.11.2.1 Περιγραφή β' ορόφου ..... - 39 -

2.11.2.1.1 Μπρόσθιο τμήμα ..... - 39 -

2.11.2.1.2 Οπίσθιο τμήμα- ξύλινη προσθήκη ..... - 46 -

2.11.2.2 Ξύλινη στέγη – Περιγραφή ..... - 52 -

2.11.2.2.1 Ξύλινη στέγη- Μπρόσθιο τμήμα Α ..... - 52 -

2.11.2.2.2 Ξύλινη στέγη - Οπίσθιο τμήμα Β ..... - 54 -

2.8.3. Προσομοίωση φορτίων κλιμακοστασίου ..... - 55 -

2.8.3.1. Φορτία σκάλας μορφής Π ..... - 55 -

2.8.3.2. Φορτία ευθύγραμμης σκάλας υπηρεσίας ..... - 58 -

2.11.3 Προσομοίωση φορτίων ανελκυστήρα ..... - 58 -

2.12 Συμπεριφορά & προσομοίωση υφίσταμενων τοιχοπληρώσεων..... - 60 -

2.12.1 Εισαγωγικά στοιχεία ..... - 60 -

2.12.2 Άοπλες τοιχοπληρώσεις ΚΑΝ.ΕΠΕ. ..... - 60 -

2.12.3 Προσομοίωση υπό σεισμό ..... - 61 -

2.12.4 Συνήθεις τοιχοπληρώσεις – Στάθμες επιτελελεστικότητας ..... - 62 -

2.12.5 Έλεγχος επιρροής των ανοιγμάτων στην φέρουσα ικανότητα του τοίχου ..... - 62 -

2.12.6 Έλεγχος αποφυγής πρόωρης αστοχίας τοιχοπλήρωσης εκτός επιπέδου ..... - 63 -

2.12.7 Μηχανικά χαρακτηριστικά τοίχου πλήρωσης ..... - 64 -

3 Αναλύσεις υφιστάμενου κτιρίου με ελαστικές μεθόδους ..... - 68 -

3.1 Ιδιομορφική ανάλυση ..... - 68 -

3.1.1 Γενικά ..... - 68 -

3.1.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων & αξιολόγησή τους ..... - 68 -

3.2 Προκαταρκτικές ελαστικές αναλύσεις..... - 72 -

3.2.1. Γενικά ..... - 72 -

3.2.2. Κριτήρια επιλογής ελαστικής μεθόδου (q) ή (m) ..... - 73 -

3.2.3.1. Δείκτες ανεπάρκειας δομικού στοιχείου λ ..... - 74 -

3.2.3.2. Μορφολογική κανονικότητα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ..... - 75 -

3.2.4. Προκατακτική ελαστική στατική ανάλυση ..... - 76 -

3.2.4.1. Προϋποθέσεις εφαρμογής ..... - 76 -

3.2.4.2. Μεθοδολογία προελέγχου ..... - 78 -

3.2.4.3 Προσδιορισμός ταλαντούμενης μάζας $m_{G+0.3Q}$ ..... - 79 -

3.2.4.4 Προσδιορισμός της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης ..... - 82 -

3.2.4.5 Προσδιορισμός τέμνουσας βάσης ..... - 86 -

3.2.4.6 Κατανομή οριζόντιων σεισμικών φορτίων στους ορόφους ..... - 87 -

3.2.4.7 Σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης ..... - 93 -

3.2.4.8 Μέσες αντοχών υλικών τιμές ..... - 95 -

3.2.4.9 Διαδικασία Design στο SAP2000 ..... - 96 -

3.2.4.10 Δείκτες ανεπάρκειας (λ) για την ελαστική στατική ανάλυση (q=1) ..... - 99 -

3.2.5 Σύγκριση αποτελεσμάτων – σχολιασμός ..... - 105 -

3.2.6 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων προελέγχου - Συμπεράσματα ..... - 106 -

3.3 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με φάσμα απόκρισης του ΕΚ8 ..... - 109 -

3.3.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής ..... - 109 -
3.3.2 Μέθοδος φάσματος απόκρισης ..... - 109 -
3.3.3 Τιμές ιδιοτήτων των υλικών ..... - 110 -
3.3.4 Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q ..... - 110 -
3.3.4.1 Γενικά ..... - 110 -
3.3.4.2 Παράγοντες που διαμορφώνουν το q ..... - 111 -
3.3.4.3 Εκτίμηση q βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. ..... - 111 -
3.3.5 Προσομοίωση φάσματος EC8 στο λογισμικό ..... - 114 -
3.3.6 Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις ..... - 116 -
3.3.7 Σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης ..... - 117 -
3.3.8 Δείκτες ανεπάρκειας λ για το φάσμα του ΕΚ8 ..... - 120 -
3.3.9 Παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων της Δ.Φ.Α του ΕΚ8-1 ..... - 123 -

3.4 Ελαστική δυναμική ανάλυση βάσει ΦΕΚ455/(25/02/2014) ..... - 125 -

3.4.1 Σεισμική δράση σύμφωνα με το ΦΕΚ455 για τα σεισμόπληκτα ..... - 125 -
3.4.1.1 Κατηγορία υφιστάμενου σεισμόπληκτου κτιρίου ..... - 126 -
3.4.1.2 Συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως ε ..... - 127 -
3.4.1.3 Οριζόντια επιτάχυνση σχεδιασμού α*/g ..... - 127 -
3.4.2 Οριζόντιο ελαστικό φάσμα για μη γραμμικές αναλύσεις με ΦΕΚ455 ..... - 128 -
3.4.3 Δείκτες ανεπάρκειας λ με ΦΕΚ455 και τυχηματικές επιδράσεις ..... - 129 -
3.4.3.1 Δείκτες λ με ΦΕΚ455 – τυχηματικές επιδράσεις για τα υποστυλώματα ..... - 130 -
3.4.3.2 Δείκτες λ με ΦΕΚ455 – τυχηματικές επιδράσεις για τα δοκάρια ..... - 131 -
3.4.4 Δείκτες ανεπάρκειας λ με ΦΕΚ455 χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα ..... - 132 -
3.4.5 Παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων της Δ.Φ.Α. του ΦΕΚ455 ..... - 135 -
3.4.5.1 Δ.Φ.Α. βάσει ΦΕΚ455 και στρεπτικές επιδράσεις ..... - 135 -
3.4.5.2 Δ.Φ.Α. βάσει ΦΕΚ455 χωρίς την επιρροή τυχηματικής στρέψης ..... - 136 -

3.5 Αντιπαράθεση αποτελεσμάτων ελαστικών μεθόδων ..... - 137 -

3.5.1 Σύγκριση ελαστικών μεθόδων του ΕΚ8 ..... - 137 -
3.5.2 Σύγκριση της Δ.Φ.Α. του ΕΚ8 έναντι της Δ.Φ.Α. βάσει ΦΕΚ455 ..... - 139 -
3.5.3 Γενική σύγκριση των ελαστικών αναλύσεων ..... - 140 -

4 Στατικές Ανελαστικές Αναλύσεις – Θεωρητικό υπόβαθρο ..... - 142 -

4.1 Σκοπός της ανάλυσης ..... - 142 -

4.2 Βασικές παραδοχές της μεθόδου ..... - 142 -

4.3 Προϋποθέσεις εφαρμογής – Ευαισθησία μεθόδου ..... - 143 -

4.4 Μηχανική συμπεριφορά δομικών στοιχείων ..... - 143 -

4.4.1 Καμπύλη εντατικού μεγέθους – παραμόρφωσης “F-δ” ..... - 143 -
4.4.2 Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή ..... - 144 -
4.4.3 Μετελαστικός κλάδος ..... - 145 -
4.4.4 Παραμόρφωση αστοχίας & πλαστιμότητα ..... - 145 -
4.4.5 Απομένουσα αντίσταση ..... - 146 -
4.4.6 Πλάστιμη και ψαθυρή συμπεριφορά ..... - 146 -

4.5 Αντίσταση & Ικανότητα παραμόρφωσης υφιστάμενων στοιχείων ..... - 147 -

4.5.1 Εντατικό μέγεθος Αντίστασης – Διαρροή & Αστοχία ..... - 147 -

4.5.2 Παραμόρφωση διαρροής στοιχείου θ_y ..... - 147 -
4.5.3 Ενεργός δυσκαμψία στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ..... - 148 -
4.5.4 Ροπή διαρροής M_y διατομής με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη ..... - 148 -
4.5.5 Παραμόρφωση κατά την αστοχία από κάμψη ..... - 150 -
4.5.6 Παραμόρφωση κατά την αστοχία από τέμνουσα ..... - 152 -
4.5.7 Έλέγχοι ασφαλείας ανάλογα τη στάθμη επιτελεστικότητας ..... - 154 -

4.6 Προσομοίωση και Ανάλυση ..... - 155 -
4.6.1 Καθορισμός κόμβου ελέγχου ..... - 155 -
4.6.2 Κατανομή σειμικών φορτίων καθ' ύψος ..... - 155 -
4.6.3 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης – μετακίνησης ..... - 156 -
4.6.4 Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου ..... - 157 -
4.6.5 Ανάλυση του προσομοιώματος ..... - 157 -
4.6.6 Στοχευόμενη Μετακίνηση ..... - 157 -

5 Ανελαστική στατική ανάλυση υφιστάμενου φορέα στο SAP2000 ..... - 160 -

5.1 Προσομοίωση κρίσιμων διατομών στο SAP2000 ..... - 160 -
5.1.1 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων ..... - 160 -
5.1.1.1 Εισαγωγή των μετελαστικών χαρακτηριστικών M-θ της π.α. ..... - 160 -
5.1.1.2 Μόρφωση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης ..... - 163 -
5.1.2 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων δοκών ..... - 171 -
5.1.3 Εισαγωγή απομειωμένων δυσκαμψιών ..... - 172 -
5.1.4 Ορισμός κατανομών οριζόντιων φορτίων καθ'ύψος του κτιρίου ..... - 172 -

5.2 Modal Analysis του μοντέλου με τις πραγματικές δυσκαμψίες μελών ..... - 176 -

5.3 Καμπύλες Αντίστασης φορέα ..... - 178 -
5.3.1 Καμπύλες Αντίστασης για τους συνδυασμούς της ομοιόμορφης φόρτισης ..... - 178 -
5.3.2 Καμπύλες Αντίστασης για τους συνδυασμούς της ιδιομορφικής φόρτισης ..... - 189 -
5.3.3 Σύγκριση Καμπύλων Ικανότητας ..... - 198 -
5.3.3.1 Σύγκριση ομοιόμορφων κατανομών κατά X ..... - 198 -
5.3.3.2 Σύγκριση ομοιόμορφων κατανομών κατά Y ..... - 198 -
5.3.3.3 Σύγκριση ιδιομορφικών κατανομών κατά X ..... - 199 -
5.3.3.4 Σύγκριση ιδιομορφικών κατανομών κατά Y ..... - 199 -
5.3.3.5 Σύγκριση καμπύλων αντίστασης ομοιόμορφης φόρτισης έναντι ιδιομορφικής ..... - 200 -

5.4 Διγραμμικοποίηση καμπύλων ικανότητας – Στοχευόμενη μετακίνηση ..... - 201 -
5.4.1 Εξιδανικευμένες καμπύλες κατά X ..... - 201 -
5.4.2 Εξιδανικευμένες καμπύλες κατά Y ..... - 205 -
5.4.3 Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης – Μέθοδος των συντελεστών ..... - 207 -
5.4.3.1 Στοχευόμενη μετακίνηση – Απαίτηση σεισμού ΕΚ8 ..... - 209 -
5.4.3.2 Στοχευόμενη μετακίνηση – Απαίτηση Αντισεισμικού Κανονισμού 1959 ..... - 210 -

5.5 Ανάλυση για στοχευόμενη μετακίνηση κόμβου ελέγχου ..... - 212 -
5.5.1 Σεισμός σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 (Απαίτηση) ..... - 212 -
5.5.2 Σεισμός Σχεδιασμού Αντισεισμικού Κανονισμού 1959 ..... - 215 -

6 Μεθοδολογία HAZUS - Αξιολόγηση βλαβών κατασκευής ..... - 218 -

6.1 Ανάγκη εκτίμησης Σεισμικής διακινδύνευσης ..... - 218 -

6.2 Μεθοδολογία HAZUS ..... - 219 -
6.2.1 Εισαγωγικά ..... - 219 -

6.2.2 Επισκόπηση μεθοδολογίας HAZUS ..... - 219 -
6.2.3 Στάθμες Επιτελεστικότητας – Επίπεδα βλαβών ..... - 222 -

6.3 Ανάπτυξη καμπύλων δυσθραυστότητας υφιστάμενου κτιρίου ..... - 226 -
6.3.1 Κυρίαρχη διεύθυνση σεισμού κατά X ..... - 226 -
6.3.2 Κυρίαρχη διεύθυνση σεισμού κατά Y ..... - 230 -

6.4 Ανάπτυξη καμπύλων δυσθραυστότητας ενισχυμένου κτιρίου ..... - 235 -
6.4.1 Κυρίαρχη διεύθυνση σεισμού κατά X ..... - 235 -
6.4.2 Κυρίαρχη διεύθυνση σεισμού κατά Y ..... - 238 -

7 Μέθοδοι Επισκευής και Ενίσχυσης των Κατασκευών ..... - 240 -

7.1 Βασικές Αρχές Ενίσχυσης – Τεχνική Ορολογία ..... - 240 -

7.2 Παραδοσιακές Μέθοδοι Ενίσχυσης ..... - 241 -

7.3 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων – Έλεγχος διεπιφάνειας ..... - 242 -
7.3.1 Συντελεστές μονολιθικότητας δυσκαμψίας ..... - 242 -
7.3.2 Συντελεστές μονολιθικότητας αντοχής ..... - 242 -

7.4 Επισκευές & Ενισχύσεις Υποστυλωμάτων ..... - 242 -
7.4.1 Επισκευές με ρητιγενέσεις ή επισκευαστικά κονιάματα ..... - 243 -
7.4.2 Τοπικές αποκαταστάσεις ίσης διατομής ..... - 243 -
7.4.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη ..... - 245 -
7.4.3.1 Μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή ..... - 246 -
7.4.3.2 Τεχνική του μεταλλικού κλωβού ..... - 246 -
7.4.4 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με αύξηση της διατομής ..... - 247 -
7.4.4.1 Είδη μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος ..... - 248 -
7.4.4.2 Διαδικασία κατασκευής μανδυών ..... - 249 -
7.4.4.3 Ανοικτοί μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος ..... - 249 -

7.5 Ενίσχυση Δοκών ..... - 251 -
7.5.1 Ενίσχυση σε κάμψη με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος ..... - 251 -
7.5.2 Ενίσχυση με προσθήκη νέων μεταλλικών μελών ..... - 251 -
7.5.3 Ενίσχυση με μείωση του ανοίγματος της δοκού ..... - 252 -
7.5.4 Ενίσχυση με προσθήκη κοχλιωμένου εφελκυόμενου οπλισμού ..... - 253 -
7.5.5 Ενίσχυση με προσθήκη επικολλητών χαλύβδινων ελασμάτων ..... - 253 -
7.5.6 Ενίσχυση δοκών σε Διάτμηση ..... - 254 -
7.5.7 Ενίσχυση δοκών με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος ..... - 255 -

7.6 Ενίσχυση με χρήση Σύνθετων υλικών ..... - 256 -
7.6.1 Γενικά χαρακτηριστικά & Εφαρμογές ..... - 256 -
7.6.2 Προετοιμασία επιφάνειας σκυροδέματος ..... - 257 -
7.6.3 Στάδια εφαρμογής σύνθετων υλικών ..... - 258 -
7.6.4 Αρχές σχεδιασμού συστημάτων επισκευής και ενίσχυσης με σύνθετα υλικά ..... - 258 -
7.6.4.1 Επιβολή Εξωτερικής Περίσφιγξης με Μανδύα Σύνθετων Υλικών ..... - 259 -
7.6.4.2 Αύξηση αντοχής σε τέμνουσα ..... - 259 -
7.6.4.3 Αύξηση αντοχής σε κάμψη ..... - 260 -

8 Ενίσχυση Οπίσθιου Τμήματος Β ..... - 262 -

8.1 Επιλογή και διαστασιολόγηση ενισχύσεων υφισταμένου (Τμήμα Β) ..... - 262 -
8.1.1 Αντισεισμικός Αρμός ..... - 262 -

8.1.2 Θέσεις ενισχύσεων ... - 262 -
8.1.3 Όπλιση και διαστασιολόγηση μανδύα ΩΣ υποστυλωμάτων ... - 264 -
8.1.4 Νέες ισχυρές τοιχοπληρώσεις ... - 264 -

8.2 Προσομοίωση ενισχυμένου δομήματος για ελαστικές αναλύσεις ... - 265 -
8.2.1 Προσομοίωση υφιστάμενων και νέων υλικών ... - 265 -
8.2.2 Προσομοίωση υποστυλωμάτων με μανδύα εκτοξευόμενου σκ/τος στο SAP ... - 266 -
8.2.3 Φωτογραφίες τριδιάστατου προσομοιώματος ενισχυμένου φορέα στο SAP ... - 268 -
8.2.4 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων ... - 269 -

8.3 Ελαστικές αναλύσεις ενισχυμένου φορέα ... - 273 -
8.3.1 Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένου φορέα ... - 273 -
8.3.1.1 Ενισχυμένος φορέας 1^{ης} φάσης : Αποκατάσταση ... - 273 -
8.3.1.2 Ενισχυμένος φορέας 2^{ης} φάσης: Αναβάθμιση ... - 275 -
8.3.2 Ελαστική δυναμική ανάλυση ενισχυμένου φορέα ... - 277 -
8.3.2.1 1^{η} φάση: Αποκατάσταση–Σεισμός Αντισεισμικού Κανονισμού 1959 ... - 277 -
8.3.2.1.1 Επάρκεια σε κάμψη – Υποστυλώματα ... - 278 -
8.3.2.1.2 Επάρκεια σε κάμψη – Δοκάρια ... - 278 -
8.3.2.2 2^{η} φάση: Αναβάθμιση-Σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8 ... - 279 -
8.3.2.2.1 Επάρκεια σε κάμψη – υποστυλώματα ... - 279 -
8.3.2.2.2 Επάρκεια σε κάμψη - δοκάρια ... - 280 -

8.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων σε διάτμηση & ενίσχυσή τους ... - 281 -
8.4.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτιρίου σε διάτμηση ... - 281 -
8.4.1.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων ισογείου σε διάτμηση ... - 282 -
8.4.1.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων α’ ορόφου σε διάτμηση ... - 285 -
8.4.2 Ενίσχυση έναντι τέμνουσας με χρήση σύνθετων υλικών ... - 287 -
8.4.2.1 Ανεπάρκεια έναντι λοξής θλίψης κορμού ... - 287 -
8.4.2.2 Ανεπάρκεια οπλισμού διάτμησης ... - 287 -
8.4.2.2.1 Τιμή σχεδιασμού της ενεργούς τάσεως σ_{jd} του νέου οπλισμού διατμήσεως ... - 289 -
8.4.2.3 Ενίσχυση υφιστάμενων υποστυλωμάτων σε διάτμηση ... - 290 -

8.5 Διατμητικός έλεγχος υφιστάμενων δοκών & ενίσχυσή τους ... - 293 -
8.5.1 Έλεγχος δοκών ισογείου έναντι τέμνουσας ... - 293 -
8.5.2 Έλεγχος δοκών ορόφου έναντι τέμνουσας ... - 295 -
8.5.3 Διατμητική ενίσχυση δοκών ισογείου με σύνθετα υλικά ... - 296 -
8.5.4 Διατμητική ενίσχυση δοκών ορόφου με σύνθετα υλικά ... - 298 -

8.6 Στατική μη γραμμική ανάλυση ενισχυμένου φορέα ... - 300 -
8.6.1 Δεδομένα εισαγωγής για την pushover analysis ... - 300 -
8.6.1.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά και Στάθμες επιτελεστικότητας τοίχων ... - 300 -
8.6.1.2 Μέσες Αξονικές δυνάμεις ... - 301 -
8.6.1.3 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης ... - 301 -
8.6.1.4 Απομειωμένες δυσκαμψίες, στροφές διαρροής & αστοχίας υποστυλωμάτων ... - 302 -
8.6.2 Ιδιομορφές Ανελαστικού μοντέλου – Ενισχυμένου φορέα ... - 303 -
8.6.3 Καμπύλες Αντίστασης ενισχυμένου φορέα ... - 303 -
8.6.3.1 Καμπύλες Αντίστασης για Ιδιομορφικές φορτίσεις ... - 303 -
8.6.3.2 Καμπύλες Αντίστασης για Ομοιόμορφες φορτίσεις ... - 305 -
8.6.4 Διγραμμικοποίηση & Προσδιορισμός Στοχευόμενης μετακίνησης ... - 308 -
8.6.5 Έλεγχος Ικανοποίησης Κριτηρίων Επιτελεστικότητας ... - 310 -

9 Συμπεράσματα ... - 311 -

9.1 Κοινά χαρακτηριστικά κατασκευών προ του 1985 ..... - 311 -

9.2 Αξιολόγηση συμπεριφοράς ενιαίου κτιρίου ..... - 312 -

9.3 Απόδειξη αναγκαιότητας αντισεισμικού αρμού ..... - 312 -

9.3.1 Έλεγχος Κανονικότητας σε κάτοψη – Κατανομή μαζών και δυσκαμψιών..... - 313 -

9.3.2 Σύγκριση Σχήματος Ιδιομορφών και Δρώσων Μαζών ..... - 313 -

9.3.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων Ανελαστικών Αναλύσεων ..... - 313 -

9.4 Σύγκριση ενισχυμένου φορέα έναντι υφιστάμενου ..... - 314 -

9.5 Φωτογραφική Αποτύπωση – Ενισχυμένη Κατασκευή ..... - 315 -

Παράρτημα Α. Πίνακες προσδιορισμού συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων .. - 319 -

Αντοχές υλικών και συντελεστές ασφαλείας ανάλογα τη μέθοδο ελέγχου..... - 320 -

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Υ-Υ..... - 321 -

Υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής διατομής ..... - 322 -

Υπολογισμός θ_y και θ_u ..... - 324 -

Στύλοι Ισογείου – Υπολογισμός ενεργούς δυσκαμψίας Keff ..... - 328 -

Έλεγχος σε όρους δυνάμεων- εύρεση διατμητικής αντοχής με ΕΚΩΣ2000 ..... - 334 -

Εύρεση Διατμητικής Αντοχής κατά EC2 ..... - 335 -

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Υ - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Χ-Χ ..... - 337 -

Στύλοι Ισογείου – Ενεργός δυσκαμψία κατά Υ ..... - 342 -

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ..... - 344 -

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ θy ..... - 345 -

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ θu ..... - 346 -

Διατμητική Αντοχή ..... - 347 -

Συνοπτική παρουσίαση αποτελεσμάτων π.α. Στύλων..... - 349 -

Στύλοι ισογείου - Κάμψη περί Υ-Υ ..... - 349 -

Στύλοι Ισογείου – Κάμψη περί Χ-Χ ..... - 351 -

Υποστυλώματα Α' ορόφου – Σεισμός κατά Χ – Κάμψη περί Υ-Υ ..... - 352 -

Υποστυλώματα Α' ορόφου – Σεισμός κατά Υ – Κάμψη περί τον Χ-Χ ..... - 354 -

Δοκάρια Ισογείου – Σύνοψη χαρακτηριστικών πλαστικής άρθρωσης ..... - 356 -

Δοκάρια Ορόφου – Σύνοψη χαρακτηριστικών πλαστικής άρθρωσης..... - 360 -

Στάθμες Επιτελεστικότητας διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ..... - 364 -

Στύλοι Ισογείου ..... - 364 -

Κάμψη κατά Χ – περί τον Υ-Υ ..... - 364 -

Κάμψη κατά Υ – περί τον Χ-Χ ..... - 366 -

Στύλοι Α' Ορόφου ..... - 368 -

Κάμψη κατά τον Χ – περί τον Υ-Υ ..... - 368 -

Κάμψη κατά τον Υ – περί τον Χ-Χ ..... - 370 -

Δοκάρια ισογείου ..... - 371 -

Δοκάρια ορόφου ..... - 375 -

10 Βιβλιογραφικές Αναφορές ..... - 379 -

Ευρετήριο Πινάκων & Σχημάτων

Εικόνα 1-1: Χάρτης Κεφαλλονιάς – Θέση κατασκευής ..... - 2 -
Εικόνα 1-2: Πρόσοψη της κατασκευής – Δυτική πλευρά ..... - 2 -
Εικόνα 1-3: Κάτοψη Ισογείου ..... - 3 -
Εικόνα 1-4: Κάτοψη Α' ορόφου ..... - 3 -
Εικόνα 1-5: Πρόσοψη κατασκευής πριν το Σεισμό ..... - 4 -
Εικόνα 1-6: Τομή Α-Α κατά μήκος του κτιρίου ..... - 4 -
Εικόνα 1-7: Κάτοψη Φέροντος Οργανισμού – Ισογείου & Α' ορόφου ..... - 5 -
Εικόνα 1-8: Απλοποιητικοί κανόνες κλιμάκωσης οπλισμών ..... - 6 -
Εικόνα 1-9: Τυπική όπλιση δοκού ..... - 6 -
Πίνακας 1-1: Όπλιση δοκών οροφής ισογείου ..... - 7 -
Πίνακας 1-2: Αποτύπωση διατομής και όπλισης Δοκών οροφής Α' ορόφου ..... - 8 -
Πίνακας 1-3: Μέγιστο & ελάχιστο ποσοστό οπλισμού βάσει Κανονισμών ..... - 9 -
Εικόνα 1-10: Ξυλότυπος θεμελίωσης ..... - 9 -
Πίνακας 1-4: Όπλιση κατακόρυφων στοιχείων δομήματος ..... - 10 -
Πίνακας 1-5: «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος ..... - 11 -
Πίνακας 1-6: Χαρακτηριστικά χαλύβων ποιότητας STAHL ..... - 11 -
Εικόνα 1-11: Μαλακός όροφος – Βλάβες πιλοτής ..... - 13 -
Εικόνα 1-12: Υποστύλωμα Κ2 Βλάβη βαθμού Δ ..... - 13 -
Εικόνα 1-13: Αστοχία στην κρίσιμη περιοχή υποστυλώματος και κόμβου ..... - 13 -
Εικόνα 1-14 Πλήρης αποδιοργάνωση σκ/τος και βλάβη διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού ..... - 13 -
Εικόνα 1-15: Πλήρης αστοχία κρίσιμης περιοχής βάσης στύλου ..... - 13 -
Εικόνα 1-16: Τοίχωμα Κ1(20x100) –Βλάβη βαθμού Δ – ..... - 14 -
Πλήρη αποδιοργάνωση σκ/τος και βλάβη διαμήκους & εγκάρσιου οπλισμού ..... - 14 -
Εικόνα 1-17: Βλάβη Φρεάτιο Ανελκυστήρα ..... - 14 -
Εικόνα 1-18: Πλήρη διακοπή συνέχειας – Διατμητική Αστοχία – Λυγισμός ράβδων ..... - 14 -
Πίνακας 1-7: Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων ..... - 15 -
Πίνακας 1-8: Στόχοι αποτίμησης / ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού ..... - 17 -
Εικόνα 2-1: Προσομοίωση υλικών σκυροδέματος και χάλυβα διαμήκους οπλισης στο SAP ..... - 18 -
Πίνακας 2-1: Στάθμες διαφραγμάτων φορέα ..... - 19 -
Εικόνα 2-2: Εισαγωγή κανάβου στο SAP2000 ..... - 19 -
Εικόνα 2-3: Κάναβος σχεδιάσης στο SAP2000 ..... - 19 -
Εικόνα 2-4: Περιμετρικός στύλος Κ2(50x30) στο section designer ..... - 20 -
Εικόνα 2-5: Προσομοίωση απομειωμένης δυσκαμψίας περιμετρικού υποστυλώματος ..... - 20 -
Εικόνα 2-6: Προσομοίωση διατομής εσωτερικού στύλου Κ40x20 ..... - 20 -
Εικόνα 2-7: Απομειωμένη δυσκαμψία εσωτερικού υποστυλώματος ..... - 21 -
Εικόνα 2-8: Προσομοίωση τοιχώματος Κ14(160x20) στο section designer ..... - 21 -
Εικόνα 2-9: Προσομοίωση απομειωμένης δυσκαμψίας τοιχώματος ..... - 22 -
Εικόνα 2-10: Τοίχωμα Κ1 (20x100) στο section designer ..... - 22 -
Εικόνα 2-11: Modifiers άκαμπτου στοιχείου ..... - 22 -
Εικόνα 2-12: Διατομή άκαμπτου στοιχείου ..... - 23 -
Εικόνα 2-13: Απομειωμένες δυσκαμψίες δοκού ..... - 23 -
Εικόνα 2-14: Διατομή δοκού στο section designer ..... - 23 -
Εικόνα 2-15: Shell section data ..... - 24 -
Εικόνα 2-16: Ορισμός Διατομής Επιφανειακών στοιχείων ..... - 24 -
Εικόνα 2-17: Επιφανειακά στοιχεία – Κάτοψη Οροφής Ισογείου ..... - 24 -
Εικόνα 2-18: Τοπικοί άξονες μελών ..... - 26 -
Εικόνα 2-19: Προσομοίωση πακτώσεων ..... - 26 -
Πίνακας 2-2: Συντελεστές απομείωσης δυσκαμψίας ..... - 27 -
Πίνακας 2-3 Απομείωση δυστμησίας & δυστένειας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. ..... - 27 -
Πίνακας 2-5: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτιρίων ..... - 29 -

Πίνακας 2-6: Κινητά φορτία κατασκευής ..... - 29 -
Εικόνα 2-20: Κατασκευή δρομικής οπτοπλινθοδομής με τούβλο εννιάοπο 9cmx9cmx19cm ..... - 30 -
Εικόνα 2-21: Δημιουργία Load Patterns μονίμων και κινητών φορτίων ..... - 30 -
Εικόνα 2-22: Load Cases μονίμων και κινητών φορτίων ..... - 31 -
Πίνακας 2-7: Προσομοίωση φορτίων οροφής ισογείου στο SAP2000 ..... - 31 -
Εικόνα 2-23: Area Uniform Loads σε kN/m^2 ..... - 32 -
Εικόνα 2-24: Φορτία σε επιφανειακό στοιχείο σε kN/m2 ..... - 32 -
Εικόνα 2-25: Επιφανειακά ωφέλιμα φορτία ..... - 33 -
Εικόνα 2-26: Επιφανειακά μόνιμα φορτία-επικαλύψεις ..... - 33 -
Πίνακας 2-8: Φορτίο τοιχοπληρώσεων α’ ορόφου ..... - 34 -
Πίνακας 2-9: Μόνιμα φορτία στις δοκούς ..... - 35 -
Πίνακας 2-10: Οριζόντια φορτία σε διαχωριστικούς τοίχους και στηθαία βάσει EC1 ..... - 36 -
Πίνακας 2-11: Μόνιμα φορτία στην οροφή του α’ ορόφου & τα αντίστοιχα load patterns ..... - 37 -
Πίνακας 2-12: Ίδια βάρη δοκών οροφής α' ορόφου ..... - 38 -
Εικόνα 2-27: Φορέας με γραμμικά φορτία των δοκών οροφής α’ ορόφου ..... - 39 -
Πίνακας 2-13: Φορτίο τοιχοπληρώσεων β’ ορόφου ..... - 40 -
Πίνακας 2-14: Αξονικό Φορτίο Στύλων Β’ ορόφου ..... - 41 -
Εικόνα 2-28:Εισαγωγή στο SAP αξονικού φορτίου ..... - 41 -
Πίνακας 2-15: Φορτίο Δοκών οροφής Β’ ορόφου ανηγμένο στην οριζόντια επιφάνεια ..... - 42 -
Πίνακας 2-16:Φόρτιση οριζόντιας επιφάνειας από τα δοκάρια του β’ ορόφου ..... - 42 -
Εικόνα 2-29: Μπρόσθιο τμήμα β’ ορόφου- Επιφάνειες εφαρμογής φορτίων ..... - 43 -
Εικόνα 2-30: Επιφάνειες επιρροής στύλων για τον υπολογισμό της αξονικής λόγω φορτίου β’ ορόφου ..... - 43 -
Πίνακας 2-17: Επιφάνειες επιρροής στύλων για τον β’ όροφο ..... - 44 -
Πίνακας 2-18:Αξονικές στα υποστυλώματα α’ ορόφου ..... - 45 -
Πίνακας 2-19: Στοιχεία ξύλινου εξωτερικού τοίχου ..... - 46 -
Πίνακας 2-20:Τομή ξύλινου εσωτερικού τοίχου ..... - 46 -
Εικόνα 2-31: Μισή τομή τοίχου ..... - 46 -
Πίνακας 2-21: Φαινόμενα βάρη ξυλείας βάσει ΦΕΚ325/1945 ..... - 47 -
Πίνακας 2-22: Μετατροπή φαινόμενου βάρους σε φορτίο ανά επιφάνεια τοίχου ..... - 47 -
Πίνακας 2-23:Ξύλινοι εξωτερικοί τοίχοι ..... - 48 -
Πίνακας 2-24 Ξύλινοι εσωτερικοί τοίχοι ..... - 49 -
Πίνακας 2-25:Γραμμικό φορτίο δοκών από τους ξύλινους τοίχους ..... - 50 -
Πίνακας 2-26:Γραμμικό Φορτίο ξύλου επί τον δοκών οροφής α’ ορόφου ..... - 50 -
Πίνακας 2-27: Φορτίο ξύλινων τοίχων που θα παραλάβουν οι πλάκες οροφής του α’ ορόφου ..... - 51 -
Εικόνα 2-32:Εισαγωγή στο SAP επιφανειακού φορτίου του ξύλου ..... - 51 -
Πίνακας 2-28:Συνολικό φορτίο ξύλινου τμήματος β’ ορόφου ..... - 51 -
Εικόνα 2-33:Νότια όψη-Μπρόσθιο τμήμα-Στέγη ..... - 53 -
Πίνακας 2-29 Επιφανειακά φορτία στέγης ..... - 53 -
Πίνακας 2-30: Μετατροπή Φορτίου Στέγης σε Αξονικό Υποστυλωμάτων ..... - 53 -
Εικόνα 2-34: Συγκεντρωτικά τα αξονικά φορτία σε στύλο ..... - 54 -
Εικόνα 2-35: Ενδεικτικό σκαρίφημα ξύλινης στέγης ..... - 54 -
Πίνακας 2-31:Φορτία ξύλινης στέγης ..... - 55 -
Πίνακας 2-32:Γραμμικό φορτίο στέγης επί δοκών (kN/m) ..... - 55 -
Εικόνα 2-36: Διπλή σκάλα Π με πλατύσκαλο ..... - 55 -
Εικόνα 2-37: Γεωμετρία κεντρικής σκάλας ..... - 56 -
Πίνακας 2-33: Μόνιμα & Κινητά φορτία στοιχείων κλίμακας σε KN ..... - 56 -
Εικόνα 2-38: Σκαρίφημα υπολογισμού μόνιμου φορτίου & συμβολισμοί ..... - 56 -
Πίνακας 2-34: Μόνιμα φορτία στοιχείων κλίμακας σε KN στα δοκάρια ..... - 57 -
Πίνακας 2-35: Γραμμικό φορτίο σε kN/m στη Δ12 της σκάλας υπηρεσίας ..... - 58 -
Πίνακας 2-36: Απόληξη Ανελκυστήρα ..... - 58 -
Πίνακας 2-38: Μεταβλητά φορτία του Φ.Α. ..... - 59 -
Εικόνα 2-39: Ορισμός αξονικού φορτίου στο Φ.Α. (gravity loads) ..... - 59 -

Εικόνα 2-40: Καθορισμός μάζας στο SAP2000 ..... - 59 -
Εικόνα 2-41: Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων ..... - 61 -
Διάγραμμα 2-1 Αντοχή άοπλης τοιχοπλήρωσης συναρτήσει της λυγηρότητας της ..... - 64 -
Διάγραμμα 2-2: Διατμητικών τάσεων – γωνιακών παραμορφώσεων άοπλης τοιχοπλήρωσης ..... - 65 -
Διάγραμμα 2-3:Τάσεων–παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου άοπλου τοίχου ..... - 66 -
Πίνακας 3-1 : Ιδιομορφές και ποσοστά ταλαντούμενης μάζας πακτωμένου φορέα ..... - 68 -
Εικόνα 3-1: 1η Ιδιομορφή Στρεπτική με T_1=0.483sec ..... - 70 -
Εικόνα 3-2: 1η Ιδιομορφή Στρεπτική με T_1=0.483sec ..... - 70 -
Εικόνα 3-3: 2η Ιδιομορφή Μεταφορική κατά X με $T_2=T_x$=0.398 sec ..... - 70 -
Εικόνα 3-4: 2η Ιδιομορφή Μεταφορική κατά X με $T_2=T_x$=0.398 sec ..... - 71 -
Εικόνα 3-5: 3η Ιδιομορφή Μεταφορική κατά Y με $T_3=T_Y$=0.37252 sec ..... - 71 -
Εικόνα 3-6: 3η Ιδιομορφή Μεταφορική κατά Y με $T_3=T_Y$=0.37252 sec ..... - 71 -
Πίνακας 3-2:Ορολογία - Ελαστικές Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης ..... - 72 -
Εικόνα 3-7: Παραδείγματα μη κανονικότητας καθ'ύψος ..... - 75 -
Εικόνα 3-8: Σεισμικός συνδυασμός G+0.3Q ..... - 79 -
Πίνακας 3-3: Αξονικές δυνάμεις για τον συνδυασμό G+0.3Q ..... - 80 -
Πίνακας 3-4:Υπολογισμός ταλαντούμενης μάζας ..... - 81 -
Εικόνα 3-9: Απεικόνιση οριζόντιου ελαστικού φάσματος του EK8 ..... - 82 -
Πίνακας 3-5: Σεισμικές ζώνες και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_{gR} ..... - 83 -
Εικόνα 3-10: Ο χάρτης των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας ..... - 84 -
Πίνακας 3-6:Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ..... - 84 -
Πίνακας 3-7: Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης (Τύπου I) ..... - 85 -
Πίνακας 3-8:Κατηγορίες εδάφους ..... - 85 -
Πίνακας 3-9: Υπολογισμός τέμνουσας βάσης-κατά X ..... - 86 -
Πίνακας 3-10: Υπολογισμός τέμνουσας βάσης-κατά Y ..... - 86 -
Εικόνα 3-11: Κάτοψη οροφής ισογείου-Z=3.25m-Σύστημα αναφοράς OXY ..... - 87 -
Πίνακας 3-11: Υπολογισμός κέντρου βάρους οροφής ισογείου ..... - 88 -
Πίνακας 3-12: Υπολογισμός κέντρου βάρους οροφής α ορόφου ..... - 89 -
Εικόνα 3-12: Κάτοψη οροφής Α ορόφου-Z=6.3m-Σύστημα αναφοράς OXY ..... - 90 -
Πίνακας 3-13:Κατανομή F^X_i σύμφωνα με την 1η έκφραση ..... - 90 -
Πίνακας 3-14:Κατανομή F^Y_i σύμφωνα με την 1η έκφραση ..... - 90 -
Εικόνα 3-13:Ορισμός σεισμικών φορτίων στο SAP για σεισμό κατά X ..... - 91 -
Εικόνα 3-14: Μετακίνηση ισογείου s^Y_1 #381 ..... - 92 -
Εικόνα 3-15: Μετακίνηση α' ορόφου s^Y_2 #414 ..... - 92 -
Πίνακας 3-15:Κατανομή F^X_i σύμφωνα με την 2η έκφραση ..... - 92 -
Πίνακας 3-16:Κατανομή F^Y_i σύμφωνα με την 2η έκφραση ..... - 93 -
Εικόνα 3-16: User Seismic Load Pattern με user specified application point ..... - 93 -
Εικόνα 3-17:Ορισμός Load Patterns σεισμικών δυνάμεων EX_static & EY_ static ..... - 94 -
Εικόνα 3-18:Δημιουργία Load Case σεισμού κατά X ..... - 94 -
Εικόνα 3-19: Δημιουργία Load Combination ..... - 94 -
Εικόνα 3-20:Μέσες τιμές ιδιοτήτων σκ/τος στο SAP ..... - 96 -
Εικόνα 3-21:Μέσες τιμές ιδιοτήτων χάλυβα στο SAP ..... - 96 -
Εικόνα 3-22: Ορισμός παραμέτρων σχεδιασμού ..... - 97 -
Εικόνα 3-23: Concrete Frame Design Overwrites ..... - 97 -
Εικόνα 3-24: Επιλογή συνδυασμών design ..... - 98 -
Εικόνα 3-25: Column P-M-M Interaction Ratios ..... - 98 -
Εικόνα 3-26: Concrete Column Check Information ..... - 99 -
Πίνακας 3-17: Δείκτες λ προελέγχου ελαστικής στατικής με $F_i=f(z_j)$ ..... - 100 -
Πίνακας 3-18:Δείκτες ανεπάρκειας λ προελέγχου για $F_i=f(s_j)$ at the mass center ..... - 101 -
Πίνακας 3-19: Δείκτες ανεπάρκειας λ προελέγχου για $F_i=f(s_j)$ χειροκίνητα το σημείο εφαρμογής ..... - 102 -
Πίνακας 3-20: Δείκτες ανεπάρκειας λ προελέγχου για $F_i=f(s_j)$ με τυχηματική εκκεντρότητα ..... - 103 -
Πίνακας 3-21: Δείκτες ανεπάρκειας λ προελέγχου για $F_i=f(s_j)$ με τυχηματική εκκεντρότητα ως M_Z ..... - 104 -

Πίνακας 3-22: Σύγκριση λ των διαφόρων προκατακτικών αναλύσεων ..... - 105 -
Εικόνα 3-27:Στοιχεία με μεγάλο δείκτη ανεπάρκειας ..... - 107 -
Εικόνα 3-28:Ανεπάρκεια φορέα κατά τον Προέλεγχο ..... - 107 -
Πίνακας 3-23: Δείκτες ανεπάρκειας λ δοκών για τον προέλεγχο ..... - 108 -
Πίνακας 3-24: Κρίσιμοι δείκτες λ δομικών στοιχείων ..... - 109 -
Πίνακας 3-25: Τιμές ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις ..... - 110 -
Πίνακας 3-26: Τιμές του λόγου q*/q αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό) ..... - 112 -
Πίνακας 3-27: Τιμές δείκτη συμπεριφοράς q' για στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές βλάβες» ..... - 112 -
Εικόνα 3-29: Διάγραμμα εκτίμησης q βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. για ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων ..... - 113 -
Εικόνα 3-30 Διάγραμμα εκτίμησης q βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. για δυσμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων ..... - 114 -
Εικόνα 3-31: Εισαγωγή σεισμικών παραμέτρων στο φάσμα απόκρισης-q=1.25 ..... - 114 -
Εικόνα 3-32:Load Patterns για την ΔΦΑ ..... - 115 -
Εικόνα 3-33: Εισαγωγή φάσματος EC8 κατά X ..... - 115 -
Εικόνα 3-34: Εισαγωγή φάσματος EC8 κατά Y ..... - 115 -
Πίνακας 3-28: Τυχηματική στρεπτική ροπή Κ.Μ. για σεισμό κατά X ..... - 116 -
Πίνακας 3-29: Τυχηματική στρεπτική ροπή Κ.Μ. για σεισμό κατά Y ..... - 116 -
Εικόνα 3-35: Δημιουργία Load pattern τυχηματικής στρέψης ..... - 117 -
Εικόνα 3-36:Στρεπτικές ροπές στα διαφράγματα για σεισμό κατά X ..... - 117 -
Πίνακας 3-30: Δείκτες ανεπάρκειας στύλων δυναμικής φασματικής ανάλυσης ..... - 120 -
Πίνακας 3-31: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών δυναμικής φασματικής ανάλυσης ..... - 121 -
Πίνακας 3-32: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών σκάλας δυναμικής φασματικής ανάλυσης ..... - 122 -
Εικόνα 3-37: Ανεπάρκεια υφιστάμενου φορέα-Δυναμική φασματική ανάλυση ..... - 122 -
Πίνακας 3-33: Δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων-ΔΦΑ με ΕΚ8-1 ..... - 122 -
Πίνακας 3-34: Δείκτες ανεπάρκειας δομικών στοιχείων λ>4 ..... - 123 -
Εικόνα 3-38: Ποσοστό στύλων που αστοχούν με λ>2.5 ..... - 124 -
Εικόνα 3-39: Ποσοστό δοκών που αστοχούν με λ>2.5 ..... - 124 -
Εικόνα 3-40: Ποσοστά αστοχιών στους ορόφους για διάφορα λ ..... - 125 -
Εικόνα 3-41: Οριζ. Φάσμα Επιταχύνσεων Σχεδιασμού Γραμμικών Μεθόδων Ανάλυσης κτιρίων Κατ. ΚΙ .. - 125 -
Πίνακας 3-35: Κατηγορίες σπουδαιότητας Κτιρίων ..... - 126 -
Πίνακας 3-36: Τιμές του συντελεστή επιβαρύνσεως ε ..... - 127 -
Πίνακας 3-37: Τιμές Οριζόντιας Επιτάχυνσης Σχεδιασμού α*/g Κτιρίων Κατηγορίας ΚΙ ..... - 127 -
Εικόνα 3-42: Οριζόντιο ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων Μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης σε g ..... - 128 -
Εικόνα 3-43: Οριζ. φάσμα Se ανηγμένο προς την επιτάχυνση σχεδιασμού αυξημένη κατά 50% για κτίρια προ 1985 ..... - 128 -
Εικόνα 3-44: Ανεπάρκεια υφιστάμενου φορέα –ΔΦΑ βάσει ΦΕΚ455 ..... - 129 -
Πίνακας 3-38: Δείκτες ανεπάρκειας λ – ΔΦΑ με ΦΕΚ455 ..... - 129 -
Εικόνα 3-45: Ποσοστά επάρκειας & ανεπάρκειας στοιχείων στους ορόφους λόγω ΔΦΑ με ΦΕΚ455 ..... - 129 -
Πίνακας 3-39: Δείκτες λ στύλων δυναμικής ανάλυσης με φάσμα ΦΕΚ455 ..... - 130 -
Πίνακας 3-40: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ΔΦΑ με ΦΕΚ455 ..... - 131 -
Πίνακας 3-41: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών σκάλας ΔΦΑ με ΦΕΚ455 ..... - 132 -
Εικόνα 3-46: Ανεπάρκειες φορέα λόγω αποτίμησης με ΦΕΚ455 χωρίς εκκεντρότητα ..... - 132 -
Πίνακας 3-42:Δείκτες λ δοκών κλιμακοστασίου-ΦΕΚ455- no eccentricity ..... - 132 -
Πίνακας 3-43: Δείκτες λ στύλων ΔΦΑ –ΦΕΚ455-no eccentricity ..... - 133 -
Πίνακας 3-44: Δείκτες λ δοκών- ΦΕΚ455 no eccentricity ..... - 134 -
Πίνακας 3-45: Ποσοστό στοιχείων με λ >4 σε κάθε όροφο ..... - 135 -
Εικόνα 3-47: Στύλοι με λ<2.5 για το φάσμα του ΦΕΚ455 ..... - 136 -
Εικόνα 3-48: Ποσοστά αστοχιών στοιχείων –ΔΦΑ βάσει ΦΕΚ455 ..... - 136 -
Πίνακας 3-46: Δείκτες ανεπάρκειας με λ>1 σε κάθε όροφο ..... - 137 -
Εικόνα 3-49:Ποσοστό στοιχείων με λ>2.5 ..... - 137 -
Εικόνα 3-50: Ποσοστά καμπτικής ανεπάρκειας στοιχείων με λ>1 από κάθε ελαστική ανάλυση ..... - 137 -
Εικόνα 3-51:Ποσοστά καμπτικής ανεπάρκειας με λ>1-Σύγκριση ελαστικών αναλύσεων ..... - 138 -
Εικόνα 3-52: Ποσοστά ανεπάρκειας για διάφορα λ για τις ελαστικές αναλύσεις ..... - 138 -

Εικόνα 3-53: Σύγκριση ελαστικών δυναμικών αναλύσεων – ΦΕΚ455 έναντι ΕΚ8 ..... - 139 -
Εικόνα 3-54: Σύγκριση ελατικών δυναμικών αναλύσεων- Ανεπάρκεια στοιχείων για διάφορα λ ..... - 139 -
Εικόνα 3-55: Καμπτική ανεπάρκεια στύλων & δοκών – Σύγκριση Δ.Φ.Α. ..... - 140 -
Εικόνα 3-56: Ανεπάρκεια στοιχείων-Συγκεντρωτικά για τις ελαστικές αναλύσεις ..... - 140 -
Εικόνα 3-57: Σύγκριση ανεπάρκειας σε κάμψη του φορέα για τις ελαστικές αναλύσεις ..... - 141 -
Διάγραμμα 4-1: Προσέγγιση πραγματικού διαγράμματος F - δ ..... - 144 -
Διάγραμμα 4-2: Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς δομικού στοιχείου και στάθμες επιτελεστικότητας ... - 154 -
Διάγραμμα 4-3: Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη ..... - 156 -
Εικόνα 5-1: Δημιουργία πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος ..... - 161 -
Εικόνα 5-2: Εισαγωγή δεδομένων πλαστικής άρθρωσης ..... - 161 -
Εικόνα 5-3: Προσομοίωση πλαστικής άρθρωσης στύλου για κάμψη στη διεύθυνση 3 ..... - 162 -
Εικόνα 5-4: Προσομοίωση πλαστικής άρθρωσης στύλου για κάμψη στη διεύθυνση 2 ..... - 162 -
Εικόνα 5-5: Εισαγωγή σκυροδέματος στο mybiaxial ..... - 165 -
Εικόνα 5-6: Χαρακτηριστικά σκυροδέματος στο mybiaxial ..... - 165 -
Εικόνα 5-7: Εισαγωγή χάλυβα στο mybiaxial ..... - 165 -
Εικόνα 5-8: Εισαγωγή σκυροδέματος στη διατομή ..... - 166 -
Εικόνα 5-9: Εισαγωγή χάλυβα στη διατομή ..... - 166 -
Εικόνα 5-10: Παράμετροι προσομοίωσης υποστυλώματος ..... - 167 -
Εικόνα 5-11: Παράμετροι προσομοίωσης τοιχώματος ..... - 167 -
Εικόνα 5-12: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης Κ1 τοιχώματος ισογείου ..... - 167 -
Εικόνα 5-13: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης Κ2 στύλου ισογείου ..... - 167 -
Πίνακας 5-1: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων ισογείου ..... - 168 -
Πίνακας 5-2: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων ισογείου (συνέχεια) ..... - 169 -
Πίνακας 5-3: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων ορόφου ..... - 169 -
Πίνακας 5-4: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων ορόφου ..... - 170 -
Πίνακας 5-5: Ιδιομορφές & ποσοστά ταλαντούμενης μάζας μοντέλου ανελαστικών αναλύσεων ..... - 176 -
Εικόνα 5-14: $1^{η}$ ιδιομορφή στρεπτική με T_1=0.778sec ..... - 177 -
Εικόνα 5-15:$2^{η}$ ιδιομορφή μεταφορική κατά X με T_2=T_x=0.61 sec ..... - 177 -
Εικόνα 5-16: $3^{η}$ ιδιομορφή μεταφορική κατά Y με T_3=T_Y=0.59 sec ..... - 177 -
Πίνακας 5-6: Συνδυασμοί Ομοιόμορφης-Μετατόπιση κορυφής-Πλαστικές αρθρώσεις ..... - 178 -
Πίνακας 5-7: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_X+0.3Y ..... - 179 -
Εικόνα 5-17: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα –PO_X+0.3Y-βήμα 9 ..... - 179 -
Εικόνα 5-18: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_X+0.3Y ..... - 180 -
Πίνακας 5-8: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_X-0.3Y ..... - 180 -
Εικόνα 5-19: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_X-0.3Y - βήμα 10 ..... - 181 -
Εικόνα 5-20: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_X-0.3Y ..... - 181 -
Πίνακας 5-9: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_-X+0.3Y ..... - 181 -
Εικόνα 5-21: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_-X+0.3Y - βήμα 10 ..... - 182 -
Εικόνα 5-22: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_-X+0.3Y ..... - 182 -
Πίνακας 5-10: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_-X-0.3Y ..... - 183 -
Εικόνα 5-23: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_-X-0.3Y - βήμα 10 ..... - 183 -
Εικόνα 5-24: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_-X-0.3Y ..... - 183 -
Πίνακας 5-11: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_Y+0.3X ..... - 184 -
Εικόνα 5-25: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_Y+0.3X - βήμα 10 ..... - 184 -
Εικόνα 5-26: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_Y+0.3X ..... - 185 -
Πίνακας 5-12: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_Y-0.3X ..... - 185 -
Εικόνα 5-27: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_Y-0.3X - βήμα 9 ..... - 185 -
Εικόνα 5-28: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_Y-0.3X ..... - 186 -
Πίνακας 5-13: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_-Y+0.3X ..... - 186 -
Εικόνα 5-29: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_-Y+0.3X - βήμα 10 ..... - 187 -
Εικόνα 5-30: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_-Y+0.3X ..... - 187 -

Πίνακας 5-14: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_-Y-0.3X ..... - 188 -
Εικόνα 5-31: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_-Y-0.3X - βήμα 9..... - 188 -
Εικόνα 5-32: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_-Y-0.3X..... - 188 -
Πίνακας 5-15: Συνδυασμοί φόρτισης – Μετατοπίσεις κόμβου ελέγχου..... - 189 -
Πίνακας 5-16: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_X+0.3Y ..... - 189 -
Εικόνα 5-33: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_X+0.3Y - βήμα 10..... - 190 -
Εικόνα 5-34: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_X+0.3Y ..... - 190 -
Πίνακας 5-17: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_X-0.3Y ..... - 191 -
Εικόνα 5-35: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_X-0.3Y - βήμα 10..... - 191 -
Εικόνα 5-36: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_X-0.3Y ..... - 191 -
Πίνακας 5-18: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_-X+0.3Y..... - 192 -
Εικόνα 5-37: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_-X+0.3Y - βήμα 10 ..... - 192 -
Εικόνα 5-38: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_-X+0.3Y..... - 192 -
Πίνακας 5-19: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_-X-0.3Y..... - 193 -
Εικόνα 5-39: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_-X-0.3Y - βήμα 10 ..... - 193 -
Εικόνα 5-40: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_-X-0.3Y..... - 193 -
Πίνακας 5-20: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_Y+0.3X ..... - 194 -
Εικόνα 5-41: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_ Y+0.3X - βήμα 9..... - 194 -
Εικόνα 5-42: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_Y+0.3X ..... - 194 -
Πίνακας 5-21: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_Y-0.3X ..... - 195 -
Εικόνα 5-43: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_ Y-0.3X - βήμα 9..... - 195 -
Εικόνα 5-44: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_Y-0.3X ..... - 195 -
Πίνακας 5-22: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_-Y+0.3X..... - 196 -
Εικόνα 5-45: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_ -Y+0.3X - βήμα 9 ..... - 196 -
Εικόνα 5-46: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_-Y+0.3X..... - 196 -
Πίνακας 5-23: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_-Y-0.3X..... - 197 -
Εικόνα 5-47: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_ -Y-0.3X - βήμα 9 ..... - 197 -
Εικόνα 5-48: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_-Y-0.3X..... - 197 -
Εικόνα 5-49: Καμπύλες αντίστασης για Ομοιόμορφη κατανομή κατά X ..... - 198 -
Εικόνα 5-50: Καμπύλες αντίστασης για Ομοιόμορφη κατανομή κατά Y ..... - 198 -
Εικόνα 5-51: Καμπύλες αντίστασης για Ιδιομορφική κατανομή κατά X ..... - 199 -
Εικόνα 5-52: Καμπύλες αντίστασης για Ιδιομορφική κατανομή κατά Y ..... - 199 -
Εικόνα 5-53:Συγκριτική απεικόνιση καμπύλων αντίστασης Ομοιόμορφης έναντι Ιδιομορφικής κατά X ..... - 200 -
Εικόνα 5-54:Συγκριτική απεικόνιση καμπύλων αντίστασης Ομοιόμορφης έναντι Ιδιομορφικής κατά Y ..... - 200 -
Εικόνα 5-55: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_X+0.3Y ..... - 201 -
Εικόνα 5-56: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_X-0.3Y ..... - 201 -
Εικόνα 5-57: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_-X+0.3Y..... - 202 -
Εικόνα 5-58: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_-X-0.3Y..... - 202 -
Εικόνα 5-59: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_X+0.3Y..... - 203 -
Εικόνα 5-60: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_X-0.3Y..... - 203 -
Εικόνα 5-61: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_-X+0.3Y ..... - 204 -
Εικόνα 5-62: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_-X-0.3Y ..... - 204 -
Εικόνα 5-63: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_Y+0.3X..... - 205 -
Εικόνα 5-64: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_Y-0.3X..... - 205 -
Εικόνα 5-65: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_-Y+0.3X ..... - 205 -
Εικόνα 5-66: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_-Y-0.3X ..... - 206 -
Εικόνα 5-67: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_Y+0.3X ..... - 206 -
Εικόνα 5-68: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_Y-0.3X ..... - 206 -
Εικόνα 5-69: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_-Y+0.3X..... - 207 -
Εικόνα 5-70: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_-Y-0.3X..... - 207 -
Εικόνα 5-71:Βήματα υπολογισμού στοχευόμενης μετακίνησης ..... - 208 -
Εικόνα 5-72: Διαδικασία υπολογισμού στοχευόμενης μετακίνησης - Φάσμα απαίτησης EK8..... - 209 -

Πίνακας 5-24: Στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό ΕΚ8 κατά Χ ..... - 209 -
Πίνακας 5-25: Στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό ΕΚ8 κατά Υ ..... - 209 -
Εικόνα 5-73 Διαδικασία υπολογισμού στοχευόμενης μετακίνησης - Φάσμα απαίτησης 1959 ..... - 210 -
Πίνακας 5-26: Στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό του αντισεισμικού 1959 κατά Χ ..... - 210 -
Πίνακας 5-27: Στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό του αντισεισμικού 1959 κατά Υ ..... - 210 -
Εικόνα 5-74: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PO_-X+0.3Y ..... - 212 -
Εικόνα 5-75:Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PO_-X+0.3Y - Απαίτηση ΕΚ8 ..... - 212 -
Εικόνα 5-76: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PI_X-0.3Y ..... - 213 -
Εικόνα 5-77:Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PI_X-0.3Y - Απαίτηση ΕΚ8 ..... - 213 -
Εικόνα 5-78: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PO_-Y-0.3X ..... - 213 -
Εικόνα 5-79:Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PO_-Y+0.3X - Απαίτηση ΕΚ8 ..... - 214 -
Εικόνα 5-80: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PI_-Y-0.3X ..... - 214 -
Εικόνα 5-81: Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PI_-Y+0.3X - Απαίτηση ΕΚ8 ..... - 214 -
Εικόνα 5-82: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PO_-X-0.3Y – Απαίτηση Α.Κ.1959 ..... - 215 -
Εικόνα 5-83: Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PO_-X-0.3Y – Απαίτηση Α.Κ.1959 ..... - 215 -
Εικόνα 5-84: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PI_X-0.3Y – Απαίτηση Α.Κ. 1959 ..... - 215 -
Εικόνα 5-85: Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PI_X-0.3Y – Απαίτηση Α.Κ.1959 ..... - 216 -
Εικόνα 5-86: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PO_-Y+0.3X – Απαίτηση Α.Κ.'59 ..... - 216 -
Εικόνα 5-87: Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PO_-Y+0.3X – Απαίτηση Α.Κ.1959 ..... - 217 -
Εικόνα 5-88: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PI_-Y+0.3X – Απαίτηση Α.Κ.1959 ..... - 217 -
Εικόνα 5-89: Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PI_-Y+0.3X – Απαίτηση Α.Κ.1959 ..... - 217 -
Εικόνα 6-1: Σύνδεση της σεισμικής επικινδυνότητας, της σεισμικής τρωτότητας ..... - 219 -
& της σεισμικής διακινδύνευσης ..... - 219 -
Εικόνα 6-2: Διάγραμμα ροής- Συσχέτιση σεισμού με βλάβες στα κτίρια - απώλειες ..... - 220 -
Εικόνα 6-3: Καμπύλη ικανότητας κτιρίου και σημεία επιτελεστικότητας (διαρροή και αστοχία) ..... - 221 -
Εικόνα 6-4: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας ..... - 222 -
Πίνακας 6-1: Παραδείγματα επιπέδων βλαβών για ένα κτίριο ..... - 223 -
Εικόνα 6-5: Καμπύλες τρωτότητας συναρτήσει φασματικού μεγέθους για κάθε στάθμη βλάβης (στοχαστική αποτίμηση) ..... - 223 -
Εικόνα 6-6: Καμπύλη Pushover για διατμητική αστοχία ..... - 224 -
Διάγραμμα 6-1 Συμπεριφορά πλαστικής αρθρωσης. ..... - 224 -
Πίνακας 6-2 Κριτήρια μεθοδολογίας HAZUS για τον ορισμό των επιπέδων βλαβών ..... - 225 -
Εικόνα 6-7: Καμπύλη Pushover υφιστάμενου κτιρίου – Διεύθυνση Χ ..... - 226 -
Εικόνα 6-8: Complete Damage State – Σεισμός κατά Χ ..... - 227 -
Εικόνα 6-9: Extensive damage state– Σεισμός κατά Χ ..... - 227 -
Εικόνα 6-10: Moderate damage state– Σεισμός κατά Χ ..... - 227 -
Εικόνα 6-12: Καμπύλη Αντίστασης κατά Χ με στάθμες επιτελεστικότητας κατά HAZUS ..... - 228 -
Εικόνα 6-13: Καμπύλες τρωτότητας- Διεύθυνση Χ ..... - 228 -
Εικόνα 6-14:Διγραμμικοποίηση καμπύλης Pushover υφιστάμενου κτιρίου – Διεύθυνση Χ ..... - 229 -
Πίνακας 6-3: Στοχευόμενη μετακίνηση για απαίτηση του σεισμού του ΕΚ8 ..... - 229 -
Πίνακας 6-4: Πιθανότητες εμφάνισης βλαβών για τη στοχευόμενη μετακίνηση ..... - 229 -
Εικόνα 6-15: Πιθανότητες εμφάνισης βλαβών για τον σεισμό του φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ8 ..... - 229 -
Εικόνα 6-16: Καμπύλη Pushover υφιστάμενου κτιρίου – Διεύθυνση Υ ..... - 230 -
Εικόνα 6-17: Complete Damage State – Σεισμός κατά Υ ..... - 230 -
Εικόνα 6-18: Extensive damage state– Σεισμός κατά Υ ..... - 230 -
Εικόνα 6-19: Moderate damage state– Σεισμός κατά Υ ..... - 231 -
Εικόνα 6-20: Slight damage state– Σεισμός κατά Υ ..... - 231 -
Εικόνα 6-21: Καμπύλη Αντίστασης κατά Υ με στάθμες επιτελεστικότητας κατά HAZUS ..... - 231 -
Εικόνα 6-22: Καμπύλη τρωτότητας για Slight Damage ..... - 232 -
Εικόνα 6-23: Καμπύλη τρωτότητας για Moderate Damage ..... - 232 -
Εικόνα 6-24: Καμπύλη τρωτότητας για Extensive Damage ..... - 232 -
Εικόνα 6-25: Καμπύλη τρωτότητας για Complete Damage ..... - 233 -

Εικόνα 6-26: Καμπύλες τρωτότητας- Διεύθυνση Y ..... - 233 -
Εικόνα 6-27:Διγραμμικοποίηση καμπύλης Pushover υφιστάμενου κτιρίου – Διεύθυνση Y ..... - 233 -
Εικόνα 6-28: Στοχευόμενη μετακίνηση κατά Y για απαίτηση του σεισμού του ΕΚ8 ..... - 234 -
Εικόνα 6-29: Πιθανότητες βλαβών - Απαίτηση ΕΚ8 κατά Y – Υφιστάμενος ..... - 234 -
Εικόνα 6-30: Πιθανότητες εμφάνισης βλαβών για τον σεισμό του φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ8 κατά Y - 234 -
Διάγραμμα 6-2: Καμπύλη Pushover Ενισχυμένου κτιρίου – Διεύθυνση X ..... - 235 -
Πίνακας 6-5: Εφαρμογή κριτηρίου Hazus – Επίπεδα βλαβών πάνω στην καμπύλη Pushover ..... - 236 -
Διάγραμμα 6-3: Καμπύλη Αντίστασης κατά X με στάθμες επιτελεστικότητας κατά HAZUS ..... - 236 -
Διάγραμμα 6-4: Καμπύλες τρωτότητας Ενισχυμένου – Διεύθυνση X ..... - 237 -
Διάγραμμα 6-5: Διγραμμική καμπύλη κατά X ισοδύναμου μονοβάθμιου ..... - 237 -
Πίνακας 6-6: Στοχευόμενη μετακίνηση – Απαίτηση ΕΚ8 – Μέθοδος συντελεστών ..... - 237 -
Διάγραμμα 6-6: Καμπύλη Αντίστασης Ενισχυμένου κατά Y με στάθμες βλαβών κατά HAZUS ..... - 238 -
Διάγραμμα 6-7: Καμπύλη τρωτότητας για slight και moderate damage - Ενισχυμένο ..... - 238 -
Διάγραμμα 6-8: : Καμπύλη τρωτότητας για extensive και complete damage - Ενισχυμένο ..... - 238 -
Διάγραμμα 6-9: Καμπύλες τρωτότητας κατά Y – Ενισχυμένος φορέας ..... - 239 -
Διάγραμμα 6-10: Διγραμμική καμπύλη κατα Y – Ενισχυμένος φορέας ..... - 239 -
Εικόνα 7-1: Διάγραμμα πλευρικών φορτίσεων – οριζόντιων μετακινήσεων πλαισίου επισκευασμένου με εποξειδικές ρητίνες και σύγκριση με το αρχικό ..... - 243 -
Εικόνα 7-2: Αποκατάσταση υποστυλώματος με πλήρη αποδιοργάνωση ..... - 244 -
του σκυροδέματος της βλαβείσας περιοχής ..... - 244 -
Εικόνα 7-3: Αποκατάσταση υποστυλώματος με μερική αποδιοργάνωση της βλαβείσας περιοχής ..... - 244 -
Εικόνα 7-4: Ενίσχυση υποστυλώματος με επικολλητά χαλύβδινα κολάρα ..... - 245 -
Εικόνα 7-5: Περίσφιγξη με σπειροειδή οπλισμό ..... - 246 -
Εικόνα 7-6: Εφαρμογή της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού χρησιμοποιώντας «βίδες» ή «ντίζες» ..... - 246 -
Εικόνα 7-7: Επέμβαση με μεταλλικό κλωβό για προσωρινή ανάληψη κατακόρυφων φορτίων ..... - 247 -
Εικόνα 7-8: Κλειστός μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος ..... - 248 -
Εικόνα 7-9: Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος ..... - 248 -
Εικόνα 7-10: Μονόπλευρη ή δίπλευρη επέκταση υποστυλώματος ..... - 250 -
Εικόνα 7-11: Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος ..... - 251 -
Εικόνα 7-12: Προσθήκη μεταλλικών δοκών στο μέσο του ανοίγματος της πλάκας ..... - 252 -
Εικόνα 7-13: Προσθήκη νέων μεταλλικών μελών στις παρειές υφιστάμενης δοκού ..... - 252 -
Εικόνα 7-14: Μείωση του ανοίγματος δοκού με χρήση μεταλλικού υποστυλώματος ..... - 252 -
Εικόνα 7-15: Κοχλιωτή σύνδεση συγκολλητής μεταλλικής διατομής για αύξηση της καμπτικής αντοχής δοκού από Ο/Σ ..... - 253 -
Εικόνα 7-16: Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού ..... - 254 -
Εικόνα 7-17: Αστοχία στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων ελάσματος με επικολλητά χαλυβδόφυλλα ..... - 254 -
Εικόνα 7-18: Προσθήκη πλευρικών μεταλλικών ελασμάτων για αύξηση της διατμητικής αντοχής δοκού... - 254 -
Εικόνα 7-19: Αύξηση αντοχής δοκού με σοβαρές διατμητικές βλάβες μέσω συσφιγμένων κοχλιών ..... - 255 -
Εικόνα 7-20: Διατμητική ενίχυση δοκού με διαγώνιους εξωτερικούς συνδετήρες ..... - 255 -
Εικόνα 7-21: Κλειστός μανδύας δοκού ..... - 255 -
Εικόνα 7-22: Ανοικτός μανδύας δοκού ..... - 256 -
Εικόνα 7-23: Επιθυμητή οριακή κατάσταση αστοχίας ενισχυμένης διατομής ..... - 260 -
Εικόνα 8-1: Σχέδιο επεμβάσεων – Ισογείου - Απαίτηση ΕΚ8 ..... - 263 -
Εικόνα 8-2: Σχέδιο επεμβάσεων –Όροφος - Απαίτηση ΕΚ8 ..... - 263 -
Εικόνα 8-3: Λεπτομέρεια ενίσχυσης στύλου με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος ..... - 264 -
Εικόνα 8-4: Λεπτομέρεια συγκόλλησης νέων συνδετήρων ..... - 264 -
Εικόνα 8-5: Κατασκευή νέας συμπαγούς ενιαίας τοιχοποιίας ..... - 264 -
Εικόνα 8-6: Λεπτομέρεια κατασκευής τοίχου-Σύνδεση με φέροντα στοιχεία ..... - 265 -
Εικόνα 8-7: Απομειωμένη αντοχή χάλυβα μανδύα ..... - 265 -
Εικόνα 8-8: Απομειωμένη αντοχή σκυρόδεματος σύνθετης διατομής μανδύα ..... - 265 -
Εικόνα 8-9: Ενισχυμένη διατομή Κ34(70x50) με μανδύα Ω.Σ. στο Section Designer ..... - 266 -
Εικόνα 8-10: Εισαγωγή ενισχυμένης διατομής ..... - 266 -

Εικόνα 8-11: Δεδομένα υφιστάμενης διατομής ..... - 266 -
Εικόνα 8-12:Δεδομένα μανδύα ..... - 266 -
Εικόνα 8-13: Ενισχυμένος εσωτερικός στύλος Κ32 με μανδύα – νέες διαστάσεις 40x80 ..... - 267 -
Εικόνα 8-14: Απομείωση δυσκαμψίας εσωτερικού στύλου ενισχυμένου με μανδύα ..... - 267 -
Εικόνα 8-15: Ενισχυμένος γωνιακός στύλος Κ30 με μανδύα ..... - 267 -
Εικόνα 8-16: Απομείωση δυσκαμψίας εξωτερικού στύλου ενισχυμένου με μανδύα ..... - 268 -
Εικόνα 8-17: Τριδιάστατη εικόνα ενισχυμένου φορέα βάσει ΦΕΚ ..... - 268 -
Εικόνα 8-18: Τριδιάστατη εικόνα ενισχυμένου φορέα βάσει ΕΚ8 ..... - 268 -
Εικόνα 8-19: Ενισχυμένος φορέας με προσομοίωση τοιχοπληρώσεων ..... - 269 -
Εικόνα 8-20: Ενισχυμένος φορέας με τοίχους - extrude view ..... - 269 -
Πίνακας 8-1: Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας στην κατακόρυφη διεύθυνση ..... - 270 -
Εικόνα 8-21: Προσομοίωση χαρακτηριστικών τοιχοπλήρωσης στο SAP ..... - 270 -
Εικόνα 8-22: Προσομοίωση δυστένειας ράβδων - modifiers ..... - 270 -
Εικόνα 8-23: Προσομοίωση διαγώνιων θλιπτήρων – ελκυστήρων στο SAP ..... - 272 -
Εικόνα 8-24: Ενισχυμένος φορέας – Τοιχοπληρώσεις κατά Χ ..... - 272 -
Εικόνα 8-25: Ενισχυμένος φορέας – Τοιχοπληρώσεις κατά Υ ..... - 272 -
Πίνακας 8-2: Υπολογισμός μήκους άκαμπτων στα άκρα των διαγώνιων ράβδων ..... - 273 -
Εικόνα 8-26: Πρώτη ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου ..... - 274 -
Εικόνα 8-27: Δεύτερη ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου ..... - 275 -
Εικόνα 8-28: Τρίτη ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου ..... - 275 -
Εικόνα 8-29: $1^{η}$ ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου με τοίχους ..... - 276 -
Εικόνα 8-30: $2^{η}$ ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου με τοίχους ..... - 276 -
Εικόνα 8-31: $3^{η}$ ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου με τοίχους ..... - 277 -
Πίνακας 8-3: Συγκριτικός πίνακας δεικτών ανεπάρκειας λ Δ.Φ.Α. ΦΕΚ455 υφιστάμενου & ενισχυμένου .. - 278 -
Πίνακας 8-4: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας δοκών λ Δ.Φ.Α. ΦΕΚ455 υφιστάμενου & ενισχυμένου ..... - 278 -
Πίνακας 8-5: Συγκριτικός πίνακας δεικτών ανεπάρκειας λ Δ.Φ.Α. ΕΚ8 υφιστάμενου & ενισχυμένου ..... - 279 -
Πίνακας 8-6: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας δοκών λ Δ.Φ.Α. ΕΚ8 υφιστάμενου & ενισχυμένου ..... - 280 -
Πίνακας 8-7: Δρώσες τέμνουσες δυνάμεις υποστυλωμάτων ισογείου & αξονική ..... - 282 -
Πίνακας 8-8: Δεδομένα υποστυλωμάτων ισογείου ..... - 283 -
Πίνακας 8-9: Έλεγχος έναντι τέμνουσας σε λοξή θλίψη κορμού $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$ ..... - 283 -
Πίνακας 8-10: Έλεγχος έναντι αντοχής σε τέμνουσα $V_{Sd} \leq V_{Rd3}$ ..... - 284 -
Πίνακας 8-11: Διατμητικός έλεγχος επάρκειας έναντι V_3 ..... - 284 -
Πίνακας 8-12: Δρώσες τέμνουσες δυνάμεις υποστυλωμάτων α' ορόφου & αξονική ..... - 285 -
Πίνακας 8-13: Έλεγχος σε λοξή θλιψη του κορμού κατά τη διεύθυνση 2 ..... - 285 -
Πίνακας 8-14: Έλεγχος επάρκειας διατμητικού οπλισμού – Διεύθυνση V_2 ..... - 286 -
Πίνακας 8-15: Διατμητικός έλεγχος επάρκειας-στύλοι α' ορόφου-διεύθυνση V_3 ..... - 286 -
Εικόνα 8-32: Ενδεικτικοί τρόποι ενίσχυσης σε διάτμηση έναντι ανεπάρκειας σε λοξή θλίψη ..... - 287 -
Πίνακας 8-16: Τεχνικά χαρακτηριστικά ανθρακοϋφάσματος ..... - 291 -
Πίνακας 8-17: Ενίσχυση υποστυλωμάτων ισογείου με μανδύα ΙΟΠ άνθρακα – Δράση ΦΕΚ455 ..... - 291 -
Πίνακας 8-18: Τελική διατμητική αντοχή ενισχυμένων στύλων ισογείου ..... - 291 -
Πίνακας 8-19: Ενίσχυση υποστυλωμάτων ορόφου με μανδύα ΙΟΠ άνθρακα – Δράση ΦΕΚ455 ..... - 292 -
Πίνακας 8-20: Τελική διατμητική αντοχή ενισχυμένων στύλων $1^{ου}$ ορόφου ..... - 292 -
Πίνακας 8-21: Τέμνουσα Δράση στα δοκάρια ισογείου υπό τη δυσμενέστερη φόρτιση ..... - 293 -
Πίνακας 8-22: Δοκάρια ισογείου – Έλεγχος σε λοξή θλίψη κορμού ..... - 294 -
Πίνακας 8-23: Έλεγχος αντοχής δοκών ισογείου σε τέμνουσα V_{Rd3} ..... - 294 -
Πίνακας 8-24: Τέμνουσα δράσεις δοκών ορόφου – Επάρκεια σε λοξή θλίψη ..... - 295 -
Πίνακας 8-25: Δοκάρια ορόφου – έλεγχος αντοχής σε τέμνουσα $V_{Sd} < V_{Rd3}$ ..... - 295 -
Εικόνα 8-33: Σχεδιαστική λεπτομέρεια διατμητικής ενίσχυσης δοκού με ΙΟΠ ..... - 296 -
Εικόνα 8-34: Τομή πλακοδοκού - Διατμητική ενίσχυση - Στρώσεις ΙΟΠ ..... - 296 -
Πίνακας 8-26: Δοκοί Ισογείου – Υπολογισμός στρώσεων ΙΟΠ – Ενεργό πάχος ενίσχυσης ..... - 297 -
Πίνακας 8-27: Δοκοί ισογείου – Διατμητική αντοχή ενίσχυσης σύνθετων υλικών ..... - 297 -
Εικόνα 8-35: Διατμητική ενίσχυση δοκού με ΙΟΠ σε μορφή U ..... - 298 -

Εικόνα 8-36: Ενίσχυση με επάλληλες στρώσεις λωρίδων ΙΟΠ σε γωνία 45 μοιρών ..... - 298 -
Πίνακας 8-28: Ενεργό πάχος ενίσχυσης δοκών ορόφου ..... - 298 -
Πίνακας 8-29: Αντοχή διατμητικής ενίσχυσης – Δοκάρια ορόφου ..... - 299 -
Εικόνα 8-37: Φωτογραφία εφαρμογής διατμητικής ενίσχυσης με ΙΟΠ ..... - 299 -
Πίνακας 8-30: Διατμητική ενίσχυση δοκών -συνολικά ..... - 299 -
Πίνακας 8-31: Σύγκριση θλιπτικών αξονικών δυνάμεων υφιστάμενου & ενισχυμένου ..... - 301 -
Πίνακας 8-32: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων – Ενισχυμένος φορέας ..... - 301 -
Διάγραμμα 8-1: Καμπύλες Αντίστασης Ενισχυμένου Φορέα κατά Χ με ιδιομορφική κατανομή ..... - 303 -
Πίνακας 8-33: Μέγιστη μετακίνηση κορυφής & πλήθος π.α. για κάθε συνδυασμό ..... - 303 -
Πίνακας 8-34: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων- Συνδυασμός PI_-X+0.3Y ..... - 304 -
Εικόνα 8-38: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – Συνδυασμός PI_-X+0.3Y ..... - 304 -
Διάγραμμα 8-2: Καμπύλες Αντίστασης Ενισχυμένου Φορέα κατά Υ με ιδιομορφική κατανομή ..... - 304 -
Πίνακας 8-35: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων- Συνδυασμός PI_Y-0.3X ..... - 305 -
Εικόνα 8-39: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – Συνδυασμός PI_Y-0.3X ..... - 305 -
Πίνακας 8-36: Ενισχυμένος - Δtop & πλήθος π.α. – Ομοιόμορφοι συνδυασμοί ..... - 305 -
Διάγραμμα 8-3: Καμπύλες Αντίστασης Ενισχυμένου Φορέα κατά Χ με Ομοιόμορφη κατανομή ..... - 306 -
Πίνακας 8-37: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων- Συνδυασμός PO_X-0.3Y ..... - 306 -
Εικόνα 8-40: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – Συνδυασμός PO_X-0.3Y ..... - 306 -
Διάγραμμα 8-4: Καμπύλες Αντίστασης Ενισχυμένου Φορέα κατά Υ με Ομοιόμορφη κατανομή ..... - 307 -
Πίνακας 8-38: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων- Συνδυασμός PO_-Y+0.3X ..... - 307 -
Εικόνα 8-41: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – Συνδυασμός PO_-Y+0.3X ..... - 307 -
Διάγραμμα 8-5: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Ενισχυμένος – PI_-X+0.3Y ..... - 308 -
Εικόνα 8-42: Διγραμμικοποίηση – Εύρεση στοχευόμενης ..... - 308 -
Διάγραμμα 8-6: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Ενισχυμένος – PO_X-0.3Y ..... - 309 -
Διάγραμμα 8-7: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Ενισχυμένος – PI_Y-0.3Y ..... - 309 -
Διάγραμμα 8-8: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Ενισχυμένος – PO_-Y+0.3Y ..... - 310 -
Διάγραμμα 8-9: Έλεγχος ασφαλείας ενισχυμένου φορέα ..... - 310 -
Εικόνα 9-1: Βλάβες φορέων για την απαίτηση του ΕΚ8 κατά Χ ..... - 313 -
Εικόνα 9-2: Βλάβες φορέων για την απαίτηση του ΕΚ8 κατά Υ ..... - 314 -
Διάγραμμα 9-1: Σύγκριση Ικανότητας Ενιαίου φορέα έναντι υποφορέων ..... - 314 -
Εικόνα 9-3: Πρόσοψη Ενισχυμένου φορέα ..... - 315 -
Εικόνα 9-4: Ενισχυμένος φορέας – Εκσκαφές νέας θεμελίωσης ..... - 315 -
Εικόνα 9-5: Κατασκευή νέων τοιχωμάτων & θεμελίωσή τους ..... - 315 -
Εικόνα 9-6: Θεμελίωση νέων τοιχωμάτων ..... - 316 -
Εικόνα 9-7: Ενίσχυση πλάκας οροφής ισογείου μπροστινού τμήματος ..... - 316 -
Εικόνα 9-8: Νέες τοιχοπληρώσεις ..... - 316 -
Εικόνα 9-9: Ολόσωμος Μανδύας ΙΟΠ για ενίσχυση στύλου ..... - 317 -
Εικόνα 9-10: Κόμβος δοκού – στύλου - ενίσχυση με ΙΟΠ ..... - 317 -
Εικόνα 9-11: Εφαρμογή ανθρακοϋφάσματος σε τοίχωμα ..... - 317 -
Εικόνα 9-12: Αποκατάσταση Ανελκυστήρα με ρητινενέσεις ..... - 318 -
Εικόνα 9-13: Ενίσχυση δοκού & υποστυλώματος ισογείου με ΙΟΠ ..... - 318 -
Εικόνα 9-14: Ενισχυμένος φορέας ..... - 318 -

1 Ιστορικό του υφιστάμενου δομήματος & Διαδικασία Αποτίμησης

1.1 Έρευνα συλλογής στοιχείων – γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο συγκεντρώνεται το σύνολο των διατιθέμενων πληροφοριών και στοιχείων του υφιστάμενου κτιρίου που λήφθηκαν υπόψη κατά την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του (βλέπε ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.1.2). Η ύπαρξη των πληροφορίων αυτών είναι ιδιαίτερα σημαντική για να αποκτήσουμε μια εικόνα της κατάστασης του δομήματος. Μερικές από τις απαιτούμενες πληροφορίες που αναπτύσσονται εκτενώς στο κεφ.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι οι παρακάτω:

- Ύπαρξη ή μη εγκεκριμένης μελέτης
- Χρονική περίοδος κατασκευής κτιρίου
- Δομητικό σύστημα
- Διατομές δομικών στοιχείων
- Λεπτομέρειες όπλισης
- Τρόπος δόμησης και κατασκευής
- Δομητικές αλλαγές από την εποχή κατασκευής που πιθανόν επιδρούν στην απόκριση
- Ποιότητα των υφισταμένων υλικών
- Συνθήκες υπεδάφους και χαρακτηριστικά θεμελίωσης του κτιρίου
- Κατηγορία περιβαλλοντικών συνθηκών, πιθανώς βλαπτικών για τα στοιχεία του κτιρίου
- Ύπαρξη δομητικών βλαβών ή φθορών
- Περιγραφή της πραγματικής χρήσης του κτιρίου, μέσω της κατηγορίας σπουδαιότητας
- Εκτίμηση των κινητών φορτίων με βάση την πραγματική χρήση του εκάστοτε χώρου
- Έκτακες δράσεις (σεισμοί, πυρκαγιά, πρόκρουση, κατασκευή γειτονικού έργου)
- Αναγνωρίσιμα σημαντικά σφάλματα στην αρχική μελέτη και ελλατώματα υλικών
- Μετρήσεις γεωμετρικές του εύρους ρωγμών, των διαστάσεων διατομών, του πάχους τελειωμάτων, του μήκους δομικών στοιχείων όπως κατασκευάστηκαν

Παρατηρούμε λοιπόν, ότι ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι κάποιων δεδομένων και με βάση την αξιοπιστία τους επηρεάζεται ο τρόπος υπολογισμού των δράσεων και των αντιστάσεων, καθώς επίσης και οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις που θα πρέπει να πληρούνται πριν και μετά την επέμβαση. Για παράδειγμα ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι σοβαρών βλαβών στο δόμημα διαφοροποιείται η διαδικασία της αποτίμησης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επίσης, ανάλογα με τον κανονισμό της μελέτης και της κατασκευής διαφοροποιείται η τιμή του εκτιμούμενου δείκτη συμπεριφοράς q της κατασκευής. Επομένως, γίνεται αισθητό ότι ο βαθμός αξιοπιστίας των δεδομένων επιδρά στα τελικά αποτελέσματα της διαδικασία της αποτίμησης και γι' αυτό η συλλογή πληροφοριών είναι το πρώτο και καθοριστικό στάδιο της αποτίμησης.

Σημειώνεται ότι η αδυναμία συλλογής τόσο λεπτομερών πληροφοριών και η ύπαρξη αβεβαιοτήτων καλύπτεται από τον καθορισμό της Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων, την έννοια της οποίας εισαγάγει για πρώτη φορά ο Κανονισμός Επεμβάσεων.

1.2 Σεισμόπληκτο ξενοδοχείο στην Κεφαλονιά – γενική περιγραφή

Στην παρούσα διατριβή μελετάται ένα σεισμόπληκτο ξενοδοχείο, το οποίο υπέστει καταστροφικές βλάβες από τους σεισμούς της Κεφαλλονιάς στις 26/1/2014 και 3/2/2014, μεγέθους M_w=6.1 και M_w=5.8 αντίστοιχα με επίκεντρο ΝΔ του Ληξουρίου. Το ξενοδοχείο βρίσκεται στο νότιο άκρο του νησιού, στην περιοχή της Κουνόπετρας, εκτός ορίων οικισμού Μαντζαβινάτων δήμου Παλίκης σε απόσταση 7χμ από το Ληξούρι.

Πρόκειται για συγκρότημα κτιρίων που εκτείνονται σε μια έκταση 20 στρεμμάτων. Διαθέτει 48 δωμάτια (δίκλινα, τρίκλινα και για οικογένειες). Στον περιβάλλοντα χώρο υπάρχουν 2 πισίνες ενηλίκων και μία ειδική για παιδιά, καθώς επίσης και υδάτινο πάρκο. Επιπλέον, διαθέτει pool bar, εστιατόριο και παραδοσιακή ταβέρνα. Ακόμα, στις υποδομές του ξενοδοχείου εντάσσονται η παιδική χαρά, ο παιδότοπος και οι αθλητικές εγκαταστάσεις. Επίσης, στεγάζεται mini market και parking. Τέλος, το τοπίο συμπληρώνει ένας υπέροχος κήπος.

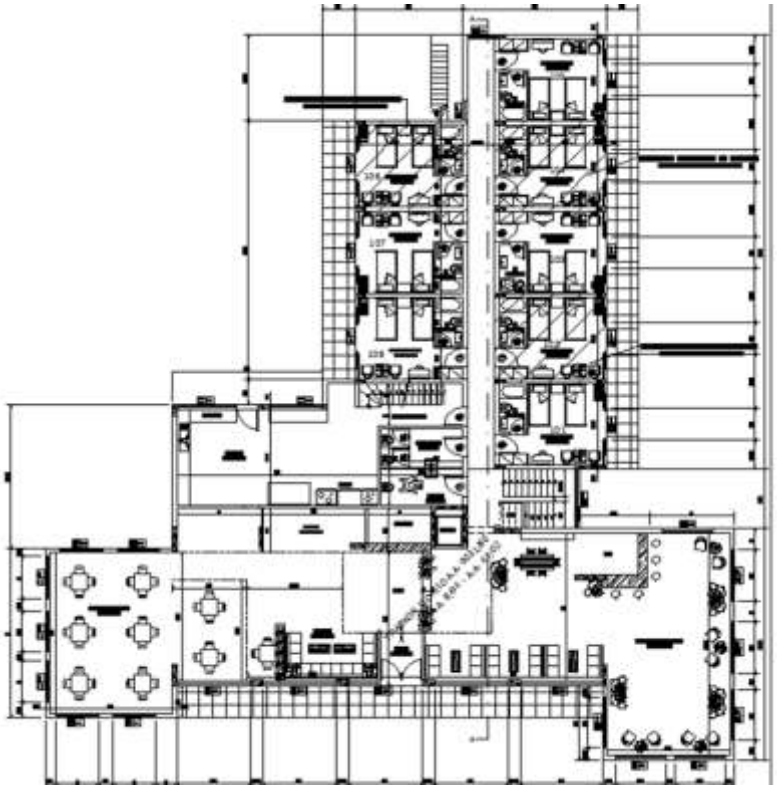
Εικόνα 1-1: Χάρτης Κεφαλλονιάς – Θέση κατασκευής

1.3 Αρχικό Ενιαίο Κτίριο – Αρχιτεκτονική περιγραφή

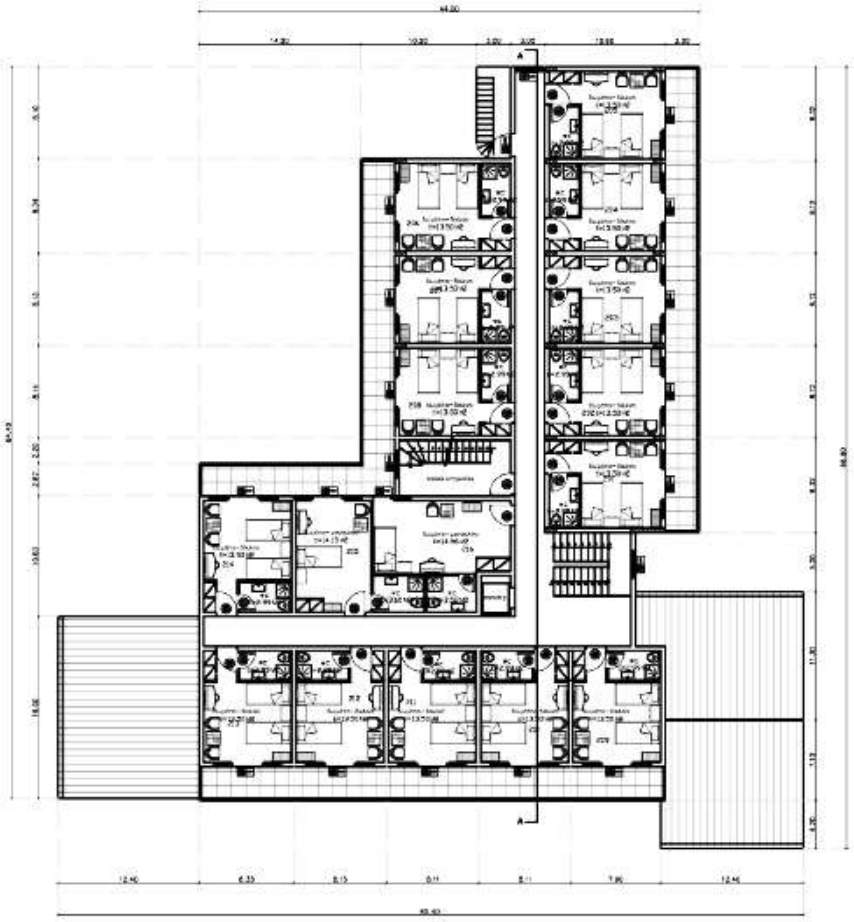
Το υπό μελέτη κτίριο είναι τριώροφη κατασκευή αποτελούμενη από:

- **Υπόγειο:** 80.00m^2 (βοηθητικοί χώροι, μηχανοστάσιο, κλιμακοστάσιο).
- **Ισόγειο:** 571.19m^2 (reception, σαλόνι, καθιστικό, μπαρ, γραφείο, μαγειρείο, κοινόχρηστα WC και 8 δίκλινα δωμάτια, ανελκυστήρας, κλιμακοστάσια προς υπόγειο και Α' όροφο).
- **Α' όροφο:** 441.71m^2 (14 δίκλινα και 2 μονόκλινα δωμάτια, ανελκυστήρας και κλιμακοστάσιο προς ισόγειο και Β' όροφο).
- **Β' όροφο:** 419.35m^2 με πατάρι 38.00m^2 (11 δίκλινα και 4 μονόκλινα δωμάτια, ανελκυστήρας και κλιμακοστάσιο προς Α' όροφο).

Εικόνα 1-2: Πρόσοψη της κατασκευής – Δυτική πλευρά



Εικόνα 1-3: Κάτοψη Ισογείου

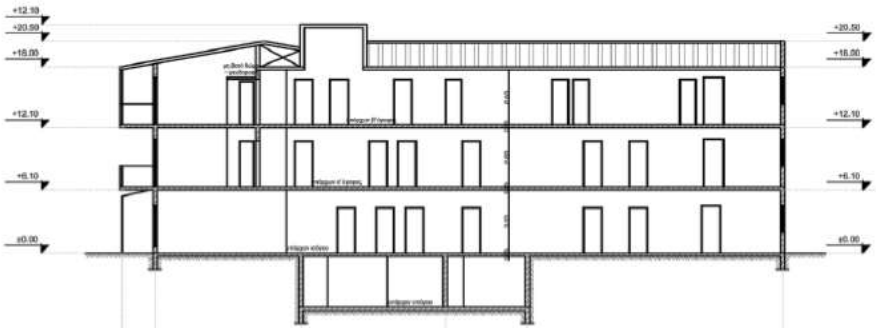


Εικόνα 1-4: Κάτοψη Α' ορόφου

Εικόνα 1-5: Πρόσοψη κατασκευής πριν το Σεισμό

Παρατηρώντας τα αρχιτεκτονικά της κατασκευής μπορούμε να σχολιάσουμε τα παρακάτω:

- Η **μη κανονική κάτοψη** μορφής ανεστραμμένου Γ της κατασκευής επιδρά στην κατανομή των μαζών και των δυσκαμψιών και άρα και στην σεισμική απόκριση της.
- Οι μέγιστες διαστάσεις της κάτοψης είναι L_X=20.5m και L_Y=30.20m, ενώ οι διαστάσεις της μεγάλη **εσοχής** είναι 7.0m x 13.0m και της μικρότερης 5.1m x 4.0m
- Η ύπαρξη **τοιχωμάτων** περίπου στο κέντρο της κατασκευής μεταβάλλει το **κέντρο των δυσκαμψιών** με αποτέλεσμα μεγαλύτερες **εκκεντρότητες** από το κέντρο μάζας της κατασκευής. Πρόκειται για τα τοιχώματα του φρεατίου του ανελκυστήρα και των δύο κλιμακοστασίων (κεντρικό μορφής Π και υπηρεσίας).
- Επίσης, το γεγονός της **ύπαρξης πυλωτής** στο μισό μόνο τμήμα του ισογείου της κατασκευής (είσοδος ξενοδοχείου – τζαμαρία) σε αντίθεση με το υπόλοιπο τμήμα (δωμάτια) που έχει τοιχοπληρώσεις εντείνει το ζήτημα της άνισης κατανομής των δυσκαμψιών και επομένως και της σεισμικής έντασης.
- Από τις όψεις της κατασκευής, παίρνουμε μια πρώτη εικόνα για τις εσοχές καθ'ύψος. Το κτίριο είναι **μη κανονικό καθ'ύψος**.
- Τέλος, σημαντικό ρόλο για την αντισεισμική συμπεριφορά του κτιρίου παίζουν οι **τοιχοπληρώσεις**. Γι' αυτό θα γίνει ιδιαίτερη μελέτη της επιρροής τους (ευμενή ή δυσμενή) με βάση την §7.4 του Κανονισμού Επεμβάσεων. Από τις όψεις θα πάρουμε όλα τα απαραίτητα στοιχεία για το ποσοστό των ανοιγμάτων και την κατανομή (ακριβή θέση και διαστάσεις) των τοίχων πλήρωσης.

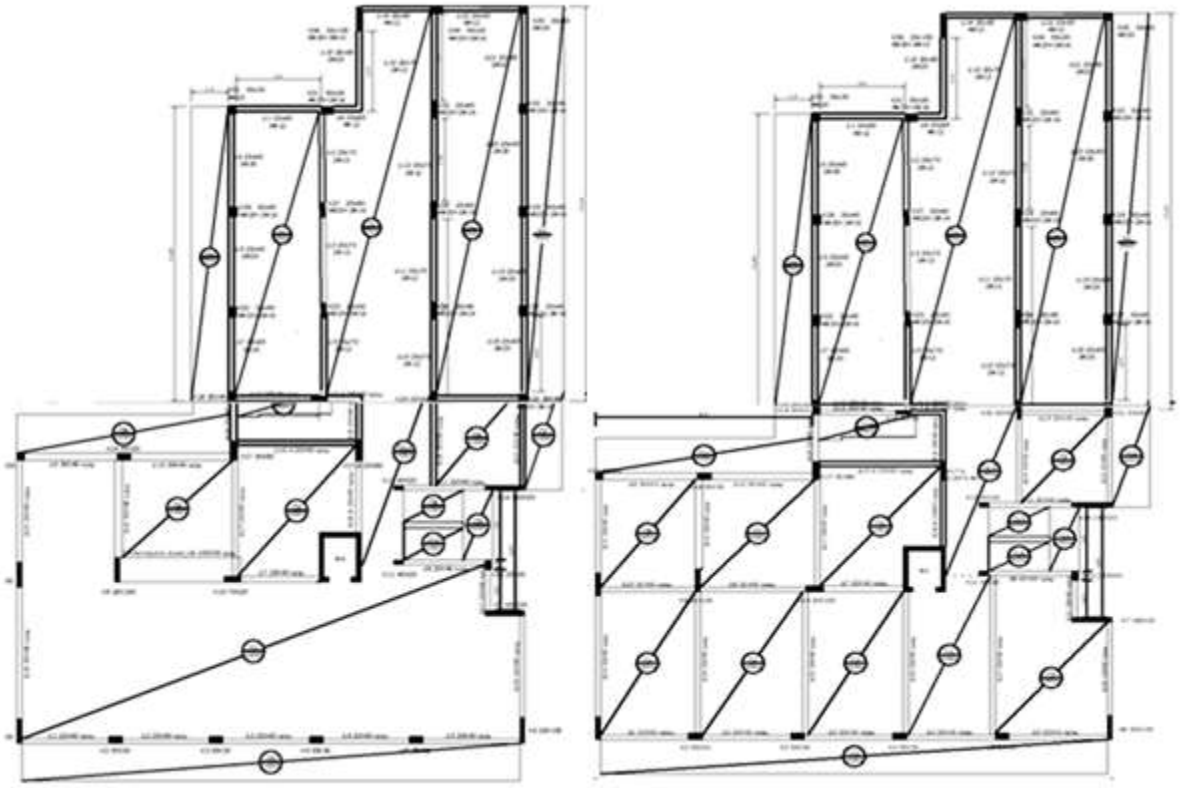


Εικόνα 1-6: Τομή Α-Α κατά μήκος του κτιρίου

1.4 Αποτύπωση Φέροντος Οργανισμού Κατασκευής

Όσον αφορά το σκελετό της κατασκευής, είναι κατασκευασμένος από **Οπλισμένο σκυρόδεμα Β160**. Επίσης, μεταγενέστερα έγινε ξύλινη προσθήκη - επέκταση στο β' όροφο με κύρια χρήση υπνοδωμάτια. Ακόμη υπάρχει ξύλινη στέγη με επικάλυψη κεραμιδιών.

Η κατασκευή του έγινε τη δεκαετία του '70 και ο σχεδιασμός του έγινε σύμφωνα με τις οδηγίες του τότε ισχύοντος **Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959** (Α.Κ 1959). Σύμφωνα με αυτόν υπολογίστηκαν τα σεισμικά φορτία για περιοχή κατηγορίας ΙΙΙ, με την παραδοχή εδάφους Α και συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης 0.08. Βάσει των διατάξεων του Κ.Ω.Σ. 1954, για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, έχει γίνει όπλιση όλων των στοιχείων του φέροντος οργανισμού με ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού $A_{s,min}$=0.8% επί της επιφάνειας της κάθε διατομής και έχει ακολουθηθεί ο συνήθης τρόπος όπλισης των δοκών της περιόδου κατασκευής του.



Εικόνα 1-7: Κάτοψη Φέροντος Οργανισμού – Ισογείου & Α' ορόφου

Τα **καθαρά ύψη** των ορόφων είναι: **Υπόγειο** = 2.45m, **Ισόγειο** = 3.05m, **Α' όροφος** = 2.85m και **Β'όροφος** = 2.65m. Το πάχος όλων των πλακών είναι 20cm με εξαίρεση τη μία πλάκα της οροφής του ισογείου του δυτικού τμήματος του κτιρίου, η οποία είναι δοκιδωτή και έχει μικτό πάχος 30cm.

Γενικά, παρατηρούμε ότι το στατικό σύστημα είναι σύνθετο και δεν έχει ξεκάθαρη λειτουργία πλαισιακή ή μικτή. Στο ισόγειο υπάρχει η πλάκα Zoellner σε σχήμα Γ και μια πεπλαστυσμένη δοκός. Υπάρχουν μερικές έμμεσες στηρίξεις δοκού επί δοκού. Στο πίσω τμήμα των δωματίων, κατά Χ δεν υπάρχουν δοκάρια. Το κατακόρυφο σύστημα στήριξης του κτιρίου αποτελείται από υποστυλώματα και τοιχώματα. Η διάταξη τους κατά Χ και κατά Υ είναι άνιση.

Όσον αφορά την όπλιση των στοιχείων, προφανώς δεν υπάρχει η έννοια του ικανοτικού σχεδιασμού, υπάρχουν μη πλάστιμα στοιχεία, μη θεώρηση κρίσιμης περιοχής πύκνωσης εγκάρσιου οπλισμού, γενικότερα αραιή διάταξη των συνδετήρων και μικρά μήκη αγκύρωσης.

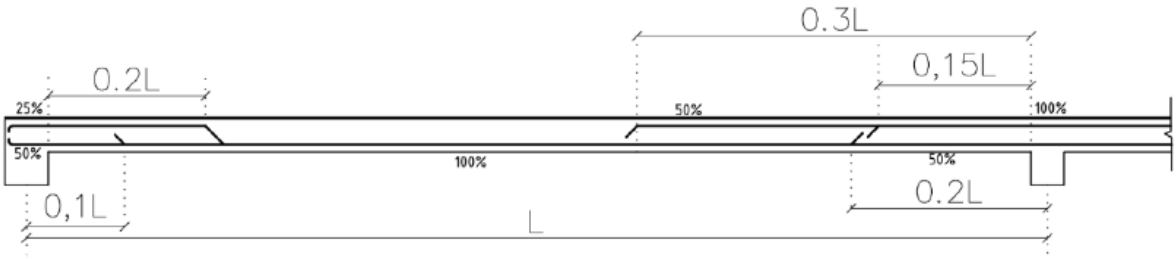
1.4.1 Πλάκες

Για την πλάκα οροφής ισογείου, είναι **πλάκα με διάκενα** τύπου sandwich με κρυφοδοκάρια εγκάρσια στις κύριες δοκούς. Το συνολικό της πάχος είναι 30cm. Τα κρυφοδοκάρια έχουν διαστάσεις 100cm x 30cm. Το πάχος της άνω πλάκας είναι 18cm, το πάχος του διάκενου 6cm και η κάτω πλάκα έχει πάχος 6cm. Να σημειώσουμε ότι στη θέση του διάκενου έχει τοποθετηθεί μονωτικό υλικό.

Όλες οι υπόλοιπες πλάκες είναι συμπαγείς με πάχος 20cm. Διαπιστώθηκαν αρκετά αραιοί οπλισμοί. Ο κύριος οπλισμός αυτών είναι Φ8/15, διανομής και απόσχισης Φ6/25 και ο πρόσθετος στις στηρίξεις είναι Φ8/30.

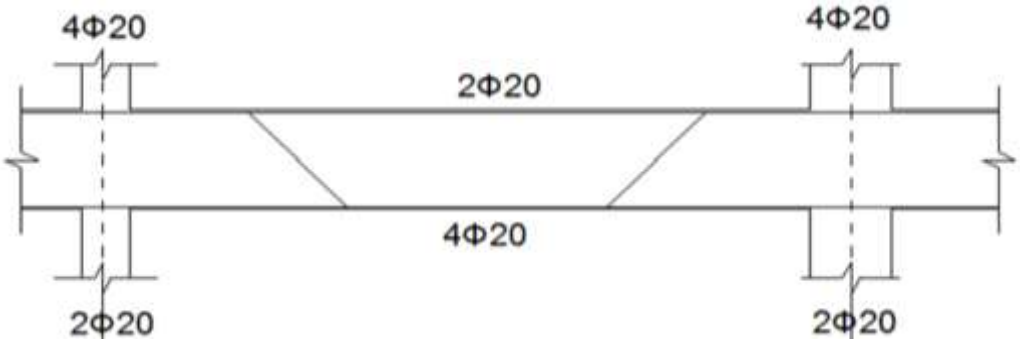
1.4.2 Δοκάρια

Ο συνήθης τρόπος όπλισης των δοκών την περίοδο κατασκευής του υπό μελέτη κτιρίου ήθελε περισσότερο δύσκαμπτες διατομές στις δοκούς ως προς την επιλογή του οπλισμού, καθώς ο σχεδιασμός των κόμβων δε διεπόταν από τις ικανοτικές διατάξεις, αλλά με μεγάλα μήκη ανοιγμάτων. Θεωρούμε ότι έχουν χρησιμοποιηθεί οι απλοποιητικοί κανόνες κλιμάκωσης των οπλισμών κάμψης οι οποίοι ακολουθούν την περιβάλλουσα ροπών, ανάλογα με το στατικό σύστημα κάθε δοκού.



Εικόνα 1-8: Απλοποιητικοί κανόνες κλιμάκωσης οπλισμών

Γενικώς, η συμμετοχή των συνδετήρων είναι ανύπαρκτη, καθώς δεν πληρούν τις σύγχρονες πρότυπες κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπλισης και αγκύρωσης του οπλισμού διατμήσεως. Οι συνδετήρες δεν είναι πυκνοί, ούτε κλειστοί ούτε αγκυρωμένοι με άγκυστρο, δεν προσφέρουν περίσφιγξη στο σκ/μα.



Εικόνα 1-9: Τυπική όπλιση δοκού

Παρακάτω δίνονται αναλυτικά ο τρόπος όπλισης για κάθε δοκό σε μορφή πίνακα. Οι διάμετροι που διαπιστώθηκαν είναι Φ20 και Φ16 για τα διαμήκη σίδερα και οι συνδετήρες είναι Φ8/40.

Πίνακας 1-1: Όπλιση δοκών οροφής ισογείου

ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΔΟΚΩΝ ΟΡΟΦΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ															
					Άκρα									Άνοιγμα	
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΙΑΣΤΑΣΕΙΣ(m		Καθαρό	Αριστερό			Δεξί			$A_{s,ανω}$	$A_{s,κάτω}$	Πρόσθετα $A_{s,ανω}$	$A_{s,ανω}$	$A_{s,κάτω}$
		b_w	ύψος	L_c (m)	ετρία στήριξη			στήριξη (cm)							
1	Δ1	0,2	0,7	3,5	Κ1	20	100	Κ2	55	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
2	Δ2	0,2	0,7	3,5	Κ2	55	30	Κ3	55	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
3	Δ3	0,2	0,7	3,5	Κ3	55	30	Κ4	55	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
4	Δ4	0,2	0,7	3,5	Κ4	55	30	Κ5	55	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
5	Δ5	0,2	0,7	3,9	Κ5	55	30	Κ6	20	105	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
6	Δ6	1	0,5	4,2	Κ9	20	100	Κ10	70	25					
7	Δ7	0,2	0,6	3,15	Κ10	70	25	Τ1	20	200	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
8	Δ8	0,2	0,7	3,3	Κ11	40	20	Κ12	25	40	2Φ8+2Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
9	Δ9	0,3	0,7	3,75	Κ15	30	30	Κ16	55	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
10	Δ10	0,3	0,6	4	Κ16	55	30	Κ17	30	80	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
11	Δ10.Α	0,2	0,6	4,8	Κ17	30	80	Κ17.Α	20	80	2Φ8+Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
12	Δ11	0,2	0,6	3,3	Κ13	40	20	Κ14	160	20	2Φ8+Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
13	Δ12	0,2	0,6	3	Κ18	30	40	Κ19	60	20	4Φ2Ο	2Φ20	-	2Φ20	4Φ2Ο
14	Δ12.Α	0,2	0,6	1,2	Κ19	60	20	-	πρόβολος		4Φ2Ο	2Φ20	-	4Φ2Ο	2Φ20
15	Δ13	0,2	0,65	3,3	Κ20	20	60	Κ21	30	40	4Φ2Ο	2Φ20	-	2Φ20	4Φ20
16	Δ14	0,2	0,7	5,3	Κ1	20	100	Κ8	20	100	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
17	Δ15	0,2	0,7	4,1	Κ8	20	100	Κ15	30	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
18	Δ16	0,3	0,6	3,9	Κ9	20	100	Κ16	55	30	2Φ8+Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
19	Δ17	0,2	0,65	4,65	Κ10	70	25	Κ17	30	80	4Φ16	2Φ16	-	2Φ16	4Φ16
20	Δ18	0,25	0,6	2,06	Κ17	30	80	Κ18	30	40	4Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	4Φ16
21	Δ18.Α	0,2	0,65	2,9	Τ3	20	200	Κ17.Α	20	80	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
22	Δ18.Β	0,2	0,6	2,06	Κ17.Α	20	80	Δ12.Α		20	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
23	Δ19	0,25	0,7	3,66	Δ11		20	Κ20	20	60	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
24	Δ20	0,2	0,7	4,1	Κ6	20	105	Κ7	160	20	2Φ8+Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
25	Δ21	0,2	0,7	1,65	Κ7	160	20	Κ12	25	40	2Φ8+Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
26	Δ22	0,25	0,65	3,76	Κ14	160	20	Κ21	30	40	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
27	Δ1β	0,2	0,65	3,4	Κ30	30	30	Κ31	50	30	4Φ12	2Φ12	-	2Φ12	4Φ12
28	Δ2β	0,2	0,7	3,57	Κ27	20	60	Κ31	50	30	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
29	Δ3β	0,2	0,7	3,46	Κ23	20	60	Κ27	20	60	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
30	Δ5β	0,2	0,65	3,65	Κ22	30	40	Κ26	30	40	2Φ8	2Φ20	2Φ16	2Φ8	2Φ20
31	Δ6β	0,2	0,65	3,75	Κ26	30	40	Κ30	30	30	2Φ8	2Φ20	2Φ16	2Φ8	2Φ20
32	Δ7β	0,2	0,65	3	Κ18	30	40	Κ22	30	40	2Φ8	2Φ20	2Φ16	2Φ8	2Φ20
33	Δ9β	0,2	0,7	2,91	Κ19	60	20	Κ23	20	60	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
34	Δ10β	0,2	0,7	3,11	Κ20	20	60	Κ24	20	60	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
35	Δ11β	0,2	0,7	3,36	Κ24	20	60	Κ28	20	60	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
36	Δ12β	0,2	0,7	3,36	Κ28	20	60	Κ32	20	60	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
37	Δ13β	0,2	0,7	3,51	Κ32	20	60	Κ34	50	30	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
38	Δ14β	0,2	0,65	2,75	Κ36	20	100	Κ34	50	30	4Φ12	2Φ12	-	2Φ12	4Φ12
39	Δ15β	0,2	0,65	3,05	Δ6		20	Κ36	20	65	2Φ16	2Φ20	-	2Φ16	2Φ20
40	Δ16β	0,2	0,65	0,9	Κ31	50	30	-	πρόβολος		4Φ12	2Φ12	-	4Φ12	2Φ12
41	Δ18β	0,2	0,65	3,05	Κ21	30	40	Κ25	30	40	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
42	Δ19β	0,2	0,65	3,6	Κ25	30	40	Κ29	30	40	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
43	Δ20β	0,2	0,65	3,76	Κ29	30	40	Κ33	30	40	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
44	Δ21β	0,2	0,65	3,63	Κ33	30	40	Κ35	30	30	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
45	Δ22β	0,2	0,65	3,05	Κ34	50	30	Κ35	30	30	4Φ12	2Φ12	-	2Φ12	4Φ12

Πίνακας 1-2: Αποτύπωση διατομής και όπλισης Δοκών οροφής Α' ορόφου

ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΔΟΚΩΝ ΟΡΟΦΗΣ Α ΟΡΟΦΟΥ																
						Άκρα									Άνοιγμα	
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (m)			Καθαρό μήκος	Αριστερό			Δεξί			$A_{s,ανω}$	$A_{s,κάτω}$	Πρόσθετα $A_{s,ανω}$	$A_{s,ανω}$	$A_{s,κάτω}$
		b_w	κρέμαση	ύψος	L_c (m)	Γεωμετρία στήριξης (cm			στήριξη (cm)							
1	Δ1	0,2	0,4	0,6	3,5	K1	20	100	K2	55	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
2	Δ2	0,2	0,4	0,6	3,5	K2	55	30	K3	55	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
3	Δ3	0,2	0,4	0,6	3,5	K3	55	30	K4	55	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
4	Δ4	0,2	0,4	0,6	3,5	K4	55	30	K5	55	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
5	Δ5	0,2	0,4	0,6	3,9	K5	55	30	K6	20	105	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
6	Δ6	1	0,3	0,5	4,2	K9	20	100	K10	70	25					
7	Δ7	0,2	0,4	0,6	3,15	K10	70	25	T1	20	200	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
8	Δ8	0,2	0,4	0,6	3,3	K11	40	20	K12	25	40	2Φ8+2Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
9	Δ9	0,3	0,4	0,6	3,75	K15	30	30	K16	55	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
10	Δ10	0,3	0,4	0,6	4	K16	55	30	K17	30	80	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
11	Δ10.Α	0,2	0,4	0,6	4,8	K17	30	80	K17.Α	20	80	2Φ8+Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
12	Δ11	0,2	0,4	0,6	3,3	K13	40	20	K14	160	20	2Φ8+Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
13	Δ12	0,2	0,4	0,6	3	K18	30	40	K19	60	20	4Φ2Ο	2Φ20	-	2Φ20	4Φ2Ο
14	Δ12.Α	0,2	0,4	0,6	1,2	K19	60	20	-	πρόβολος		4Φ2Ο	2Φ20	-	4Φ2Ο	2Φ20
15	Δ13	0,2	0,45	0,65	3,3	K20	20	60	K21	30	40	4Φ2Ο	2Φ20	-	2Φ20	4Φ20
16	Δ14	0,2	0,4	0,6	5,3	K1	20	100	K8	20	100	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
17	Δ15	0,2	0,4	0,6	4,1	K8	20	100	K15	30	30	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
18	Δ16	0,3	0,4	0,6	3,9	K9	20	100	K16	55	30	2Φ8+Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
19	Δ17	0,2	0,45	0,65	4,65	K10	70	25	K17	30	80	4Φ16	2Φ16	-	2Φ16	4Φ16
20	Δ18	0,25	0,4	0,6	2,06	K17	30	80	K18	30	40	4Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	4Φ16
21	Δ18.Α	0,2	0,45	0,65	2,9	T3	20	200	K17.Α	20	80	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
22	Δ18.Β	0,2	0,4	0,6	2,06	K17.Α	20	80	Δ12.Α		20	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
23	Δ19	0,25	0,5	0,7	3,66	Δ11		20	K20	20	60	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
24	Δ20	0,2	0,4	0,6	4,1	K6	20	105	K7	160	20	2Φ8+Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
25	Δ21	0,2	0,4	0,6	1,65	K7	160	20	K12	25	40	2Φ8+Φ16	2Φ16	-	2Φ8	3Φ16
26	Δ22	0,25	0,45	0,65	3,76	K14	160	20	K21	30	40	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
27	Δ23	0,2	0,4	0,6	3,75	K8	20	100	K9	20	100	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
28	Δ24	0,2	0,4	0,6	6,2	K2	55	30	K9	20	100	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
29	Δ25	0,2	0,4	0,6	6,2	K3	55	30	K10	20	100	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
30	Δ26	0,2	0,4	0,6	6,2	K4	55	30	T1	20	200	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
31	Δ27	0,2	0,4	0,6	6,9	K5	55	30	K11	40	20	2Φ8+2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ8	4Φ16
32	Δ1β	0,2	0,45	0,65	3,4	K30	30	30	K31	50	30	4Φ12	2Φ12	-	2Φ12	4Φ12
33	Δ2β	0,2	0,5	0,7	3,57	K27	20	60	K31	50	30	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
34	Δ3β	0,2	0,5	0,7	3,46	K23	20	60	K27	20	60	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
35	Δ5β	0,2	0,45	0,65	3,65	K22	30	40	K26	30	40	2Φ8	2Φ20	2Φ16	2Φ8	2Φ20
36	Δ6β	0,2	0,45	0,65	3,75	K26	30	40	K30	30	30	2Φ8	2Φ20	2Φ16	2Φ8	2Φ20
37	Δ7β	0,2	0,45	0,65	3	K18	30	40	K22	30	40	2Φ8	2Φ20	2Φ16	2Φ8	2Φ20
38	Δ9β	0,2	0,5	0,7	2,91	K19	60	20	K23	20	60	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
39	Δ10β	0,2	0,5	0,7	3,11	K20	20	60	K24	20	60	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
40	Δ11β	0,2	0,5	0,7	3,36	K24	20	60	K28	20	60	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
41	Δ12β	0,2	0,5	0,7	3,36	K28	20	60	K32	20	60	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
42	Δ13β	0,2	0,5	0,7	3,51	K32	20	60	K34	50	30	2Φ8	2Φ12	2Φ16	2Φ8	2Φ12
43	Δ14β	0,2	0,45	0,65	2,75	K36	20	100	K34	50	30	4Φ12	2Φ12	-	2Φ12	4Φ12
44	Δ15β	0,2	0,45	0,65	3,05	Δ6		20	K36	20	65	2Φ16	2Φ20	-	2Φ16	2Φ20
45	Δ16β	0,2	0,45	0,65	0,9	K31	50	30	-	πρόβολος		4Φ12	2Φ12	-	4Φ12	2Φ12
46	Δ18β	0,2	0,45	0,65	3,05	K21	30	40	K25	30	40	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
47	Δ19β	0,2	0,45	0,65	3,6	K25	30	40	K29	30	40	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
48	Δ20β	0,2	0,45	0,65	3,76	K29	30	40	K33	30	40	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
49	Δ21β	0,2	0,45	0,65	3,63	K33	30	40	K35	30	30	2Φ20	2Φ20	2Φ16	2Φ20	2Φ20
50	Δ22β	0,2	0,45	0,65	3,05	K34	50	30	K35	30	30	4Φ12	2Φ12	-	2Φ12	4Φ12

1.4.3 Υποστυλώματα – Τοιχώματα

Κατά την τεκμηρίωση του δομήματος διαπιστώθηκε ο υπάρχων οπλισμός των υποστυλωμάτων, ο οποίος και παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα. Τα υποστυλώματα όλων των ορόφων έχουν οπλιστεί με τον ίδιο ακριβώς τρόπο.

Εξετάστηκαν οι διατομές ως προς το λόγο ύψος/πλάτος και βρέθηκε ποιες θεωρούνται υποστυλώματα, ποιες τοιχώματα, προκειμένου να γίνει η κατάλληλη απομείωση δυσκαμψίας που απαιτείται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ για κάθε δομικό στοιχείο. Διευκρινίζεται ότι σύμφωνα με τον EC8 όταν:

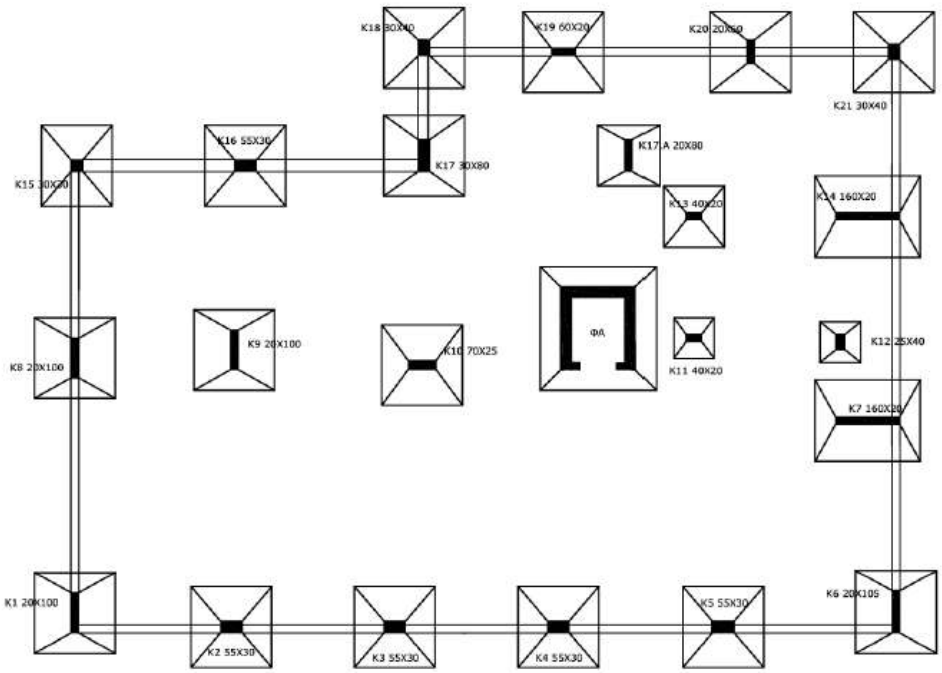
- **h/b<4** →διατομή: Υποστύλωμα
- **h/b>4** →διατομή: Τοίχωμα

Πίνακας 1-3: Μέγιστο & ελάχιστο ποσοστό οπλισμού βάσει Κανονισμών

ω_{min} (cm^2)			ω_{max} (cm^2)		
Ε.Κ.Ω.Σ 1954 (0,8%Ac)	Ε.C.2 (0,2%Ac)	Ε.C.8 (1%Ac)	Ε.Κ.Ω.Σ 1954 (4%Ac)	Ε.C.2 (8%Ac)	Ε.C.8 (4%Ac)

Συνολικά έχουμε 40 κατακόρυφα στοιχεία σε κάθε όροφο. Από αυτά τα 10 είναι τοιχώματα βάσει των γεωμετρικών τους διαστάσεων αλλά δεν είναι οπλισμένα όπως ορίζει ο σύγχρονος κανονισμός.

Οι διάμετροι του διαμήκους οπλισμού είναι Φ10, Φ16 και Φ20. Οι συνδετήρες ομοίως με τα δοκάρια Φ8/25. Η καθαρή επικάλυψη είναι 2cm.



Εικόνα 1-10: Ξυλότυπος θεμελίωσης

Πίνακας 1-4: Όπλιση κατακόρυφων στοιχείων δομήματος

ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΟ ΙΟΝΙΑΝ SEA								
ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ (ισόγειο & 1ος όροφος)								
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	A_c (cm^2)	Φ οπλισμού		ΟΠΛΙΣΜΟΙ	A_s(cm^2)	
1	**Κ1**	20 x 100	2000	10	20	8Φ20 + 8Φ10	31,42	τοίχωμα
2	**Κ2**	55 x 30	1650	20		8Φ20 + 4Φ20	37,70	στύλος
3	**Κ3**	55 x 30	1650	20		8Φ20 + 4Φ20	37,70	στύλος
4	**Κ4**	55 x 30	1650	20		8Φ20 + 4Φ20	37,70	στύλος
5	**Κ5**	55 x 30	1650	20		8Φ20 + 4Φ20	37,70	στύλος
6	**Κ6**	20 x 100	2000	10	20	8Φ20 + 8Φ10	31,42	τοίχωμα
7	**Κ7**	160 x 20	3200	10	20	16Φ20 + 10Φ10	58,12	τοίχωμα
8	**Κ8**	20 x 100	2000	10	20	8Φ20 + 8Φ10	31,42	τοίχωμα
9	**Κ9**	20 x 100	2000	10	20	8Φ20 + 8Φ10	31,42	τοίχωμα
10	**Κ10**	70 x 25	1750	20		6Φ20 + 4Φ20	31,42	στύλος
11	**Φ.Α.Τ1**	20 x 200	4000	20		8Φ20 + 3Φ20	34,56	τοίχωμα
12	**Φ.Α.Τ2**	170 x 20	3400	20		8Φ20	25,13	τοίχωμα
13	**Φ.Α.Τ3**	20 x 200	4000	20		8Φ20 + 3Φ20	34,56	τοίχωμα
14	**Κ11**	40 x 20	800	16		4Φ16 + 2Φ16	12,06	στύλος
15	**Κ12**	25 x 40	1000	20		4Φ20 + 2Φ20	18,85	στύλος
16	**Κ13**	40 x 20	800	16		4Φ16 + 2Φ16	12,06	στύλος
17	**Κ14**	160 x 20	3200	10	20	16Φ20 + 10Φ10	58,12	τοίχωμα
18	**Κ15**	30 x 30	900	20		4Φ20	12,57	στύλος
19	**Κ16**	55 x 30	1650	20		8Φ20 + 4Φ20	37,70	στύλος
20	**Κ17**	30 x 80	2400	16	20	6Φ20 + 2Φ16	22,87	στύλος
21	**Κ17Α**	20 x 80	1600	10	20	4Φ20 + 8Φ10	18,85	στύλος
22	**Κ18**	30 x 40	1200	16	20	6Φ20 + 2Φ16	22,87	στύλος
23	**Κ19**	60 x 20	1200	16	20	4Φ20 + 4Φ16	20,61	στύλος
24	**Κ20**	20 x 60	1200	16	20	4Φ20 + 4Φ16	20,61	στύλος
25	**Κ21**	30 x 40	1200	16	20	6Φ20 + 2Φ16	22,87	στύλος
26	**Κ22**	30 x 40	1200	16	20	6Φ20 + 2Φ16	22,87	στύλος
27	**Κ23**	20 x 60	1200	16	20	4Φ20 + 4Φ16	20,61	στύλος
28	**Κ24**	20 x 60	1200	16	20	4Φ20 + 4Φ16	20,61	στύλος
29	**Κ25**	30 x 40	1200	16	20	6Φ20 + 2Φ16	22,87	στύλος
30	**Κ26**	30 x 40	1200	16	20	6Φ20 + 2Φ16	22,87	στύλος
31	**Κ27**	20 x 60	1200	16	20	4Φ20 + 4Φ16	20,61	στύλος
32	**Κ28**	20 x 60	1200	16	20	4Φ20 + 4Φ16	20,61	στύλος
33	**Κ29**	30 x 40	1200	16	20	6Φ20 + 2Φ16	22,87	στύλος
34	**Κ30**	30 x 30	900	20		4Φ20	12,57	στύλος
35	**Κ31**	50 x 30	1500	16	20	4Φ20 + 2Φ16	16,59	στύλος
36	**Κ32**	20 x 60	1200	16	20	4Φ20 + 4Φ16	20,61	στύλος
37	**Κ33**	30 x 40	1200	16	20	6Φ20 + 2Φ16	22,87	στύλος
38	**Κ34**	50 x 30	1500	16	20	4Φ20 + 2Φ16	16,59	στύλος
39	**Κ35**	30 x 30	900	20		4Φ20	12,57	στύλος
40	**Κ36**	20 x 100	2000	10	20	8Φ20 +8Φ10	31,42	τοίχωμα

1.5 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών δόμησης

1.5.1 Σκυρόδεμα

Για την τεκμηρίωση της αντοχής των υλικών και εφόσον δεν διατίθενται αξιόπιστα αποτελέσματα παλαιότερων ποιοτικών ελέγχων χρησιμοποιήθηκαν «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής, τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό.

Θεωρήθηκε λοιπόν σκυρόδεμα με f_{ck}=8MPa. Έπειτα οι υπολογισμοί των υπόλοιοων χαρακτηριστικών του σκυροδέματος έγινε με βάση τις αναλυτικές σχέσεις του EN1992-1-1:2004EL, Πίνακας 3.1.

Πίνακας 1-5: «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση Τιμή $f_{cm}(MPa)$	Χαρακτηριστική Τιμή $f_{ck}(MPa)$
···<1954	10	6
1954<···<1985	12	8
1985<···<1995	16	12
1995<···	20	16

1.5.2 Χάλυβας

Όσον αφορά τους διαμήκεις οπλισμούς, από επί τόπου μετρήσεις και αποκαλύψεις οπλισμών, βρέθηκε ότι έχει τοποθετηθεί νευροχάλυβας **STAHL III**, δηλαδή S400 με χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή (f_{yk}) ίση με 400MPa, μέτρο ελαστικότητας E_s=200GPa και μέση τιμή ίση με τη χαρακτηριστική. Ο χάλυβας αυτός δεν έχει κράτυνση και παρουσιάζει υψηλή συνάφεια.

Σχετικά με τους εγκάρσιους οπλισμούς, οι ράβδοι είναι λείες, θερμής έλασης και αντιστοιχούν σε ποιότητα **STAHL I**, δηλαδή S220 με χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή (f_{yk}) ίση με 220MPa. Από τις αποκαλύψεις των οπλισμών προέκυψε εικόνα πλήρους ανεπάρκειας, όσον αφορά τις απαιτήσεις των κατασκευαστικών λεπτομερειών αυτών. Δεν συμβάλλουν στην διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα του κτιρίου και γι' αυτό ούτε προσομοιώθηκαν, ούτε ελήφθησαν υπόψη στους υπολογισμούς έναντι διάτμησης.

Πίνακας 1-6: Χαρακτηριστικά χαλύβων ποιότητας STAHL

ΠΙΝΑΞ 1

Κωδικός	ΕΝΑΛΛΑΓΕΣ	Διάμετρος mm	Ελάχιστο όριο διαρροής Kg/cm²	Αντοχή σε θραύσεως Kg/cm²	Ελάχιστο ποσοστό επιμήκυνσης κατά θραύσεως %
1	2	3	4	5	6
I	Χάλυβας I		2200	2400-3600	18
II+	Χάλυβας II (φυσικός σκληρός μόνιμα κάθε εφαρμογή δίφορής ανοχής)	≤ 18 > 18	3400 3400	5000-6200 5000-6200	20 18
II0	Ιδιόκτητος χάλυβας II (κατεργασμένος εν ψυχρώ)	≤ 18 > 18	3100 3100	> 5000	14
III+	Χάλυβας III (φυσικός σκληρός)	≤ 18 > 18	4200 4000	> 5000	10
III0	Ιδιόκτητος Χάλυβας III (κατεργασμένος εν ψυχρώ) Μόνον υπό ειδικήν χρήσιν	≤ 18 > 18	4200 4000	> 5000	8
IV+	Χάλυβας IV (φυσικός σκληρός)		5000	—	10
IV0	Ιδιόκτητος χάλυβας IV (κατεργασμένος εν ψυχρώ δικτυωτός, ανελαστικός μετά δοκιμασθέντων αποτελεσμάτων ως π.χ. δικτυωτά δοκάρια).		5000	—	8

1.6 Διαδικασία διάγνωσης βλαβών

Η διαδικασία διάγνωσης βλαβών περιλαμβάνει το συνδυασμό της οπτικής αξιολόγησης της κατασκευής με τις κατάλληλες ενόργανες μεθόδους διάγνωσης βλαβών με σκοπό την απόκτηση επαρκών στοιχείων για την κατάσταση της κατασκευής. Επίσης, η θέση και η επιλογή των προς εξέταση δειγμάτων είναι σημαντική για την εξαγωγή σωστών συμπερασμάτων που αφορούν στο σύνολο του φορέα. Ο αριθμός των ελέγχων πρέπει να επαρκεί για την επιλογή της σωστής στρατηγικής επεμβάσεων και την καλή εκτίμηση του συνολικού τμήματος της κατασκευής που χρήζει επισκευών. Για τη διεξαγωγή των ελέγχων απαιτείται πεπειραμένο συνεργείο, το οποίο σε συνεργασία με το μελετητή μηχανικό πρέπει να διασφαλίσει τα ακόλουθα:

- Την εφαρμογή των κατάλληλων μεθόδων διάγνωσης βλαβών στην πράξη, συμπεριλαμβανομένης της λειτουργίας του απαραίτητου μηχανικού εξοπλισμού.
- Την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου και θέσης ελέγχου ανάλογα με το είδος της βλάβης.
- Την ορθή και λεπτομερή περιγραφή των αποτελεσμάτων της έρευνας, καθώς και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων αυτών.

Επιτόπου, μία εξειδικευμένη διάγνωση ξεκινά πάντα με έναν οπτικό έλεγχο που σκοπό έχει την απόκτηση μιας εποπτικής εικόνας του κτιρίου και των βλαβών που έχει υποστεί. Οι οπτικές παρατηρήσεις καταγράφονται σε πρόχειρα σχέδια κατόψεων και όψεων. Τα σχέδια πρέπει να περιλαμβάνουν την ταυτότητα και τον προσανατολισμό των ελεγχόμενων στοιχείων. Όταν ολοκληρωθεί ο οπτικός έλεγχος, γίνεται μία ‘υπόθεση εργασίας’ σχετικά με την αιτία των βλαβών. Με βάση την υπόθεση αυτή, επιλέγονται οι μέθοδοι διάγνωσης βλαβών που θα εφαρμοσθούν καθώς και οι θέσεις των προς εξέταση περιοχών. Αφού προσδιοριστούν οι θέσεις, μετρούνται κατακόρυφες αποστάσεις, συνήθως από το επίπεδο του εδάφους. Οριζόντιες αποστάσεις πρέπει επίσης να μετρηθούν από μία καλώς ορισμένη θέση αναφοράς (π.χ. γωνία κάποιου συγκεκριμένου υποστυλώματος). Όταν όλοι οι προγραμματισμένοι έλεγχοι έχουν ολοκληρωθεί, οι οπτικές παρατηρήσεις και τα αποτελέσματα των ελέγχων πρέπει να συνεκτιμηθούν έτσι ώστε να καθορισθεί επακριβώς η αιτία, η έκταση και η πιθανή περαιτέρω ανάπτυξη των βλαβών. Εάν ο επακριβής καθορισμός δεν είναι δυνατός, συμπληρωματικοί έλεγχοι πρέπει να επιλεγούν και να εκτελεστούν. Εφόσον τα αποτελέσματα των ελέγχων δεν επαληθεύουν την αρχική υπόθεση για την αιτία των βλαβών, αυτή πρέπει να αναθεωρηθεί. Ενδέχεται να απαιτηθεί η εκτέλεση συμπληρωματικών ελέγχων για την επιβεβαίωση της αναθεωρημένης υπόθεσης.

1.7 Βλάβες κατασκευής μετά τους Σεισμούς

Μετά τους ισχυρότατους σεισμούς στις 26/1/2014 και 3/2/2014 στην Κεφαλλονιά, πραγματοποιήθηκε αντισεισμικός αρμός που χώρισε το κτίριο σε δύο τμήματα, το τμήμα Α και το τμήμα Β, χωρίς όμως να διακόπτεται οποιαδήποτε λειτουργία μεταξύ τους. Η επέμβαση αυτή κρίθηκε σκόπιμη, προκειμένου να μειωθεί η ευαισθησία του συνολικού κτιρίου έναντι στρέψης λόγω της έντονης μη κανονικότητας σε κάτοψη. Ο αρμός έχει μήκος 14.90m και πλάτος 10cm. Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία στη θέση της αδιατάρακτης κοπής του κτιρίου αποτελούν στοιχεία του εμπρόσθιου τμήματος Α. Έτσι, στο οπίσθιο τμήμα Β προστέθηκαν τέσσερα υποστυλώματα ακριβώς κατά μήκος της παρειάς πραγματοποίησης του αρμού. Αυτά κατασκευάστηκαν από σκυρόδεμα C25/30 και χάλυβα B500C.

Παρακάτω ακολουθεί φωτογραφική αποτύπωση των βλαβών που πραγματοποιήθηκαν στο υπό μελέτη κτίριο.

1.7.1 Βλάβες Pilotis – Δημιουργία μαλακού ορόφου

Εικόνα 1-11: Μαλακός όροφος – Βλάβες πιλοτής

Εικόνα 1-12: Υποστύλωμα Κ2 Βλάβη βαθμού Δ

Εικόνα 1-13: Αστοχία στην κρίσιμη περιοχή υποστυλώματος και κόμβου

Εικόνα 1-15: Πλήρης αστοχία κρίσιμης περιοχής βάσης στύλου

Εικόνα 1-14 Πλήρης αποδιοργάνωση σκ/τος και βλάβη διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού

1.7.2 Βλάβες τοιχωμάτων και ανελκυστήρα

Εικόνα 1-16: Τοίχωμα Κ1(20x100) –Βλάβη βαθμού Δ –
Πλήρη αποδιοργάνωση σκ/τος και βλάβη διαμήκους & εγκάρσιου οπλισμού

Εικόνα 1-17: Βλάβη Φρεάτιο Ανελκυστήρα

Εικόνα 1-18: Πλήρη διακοπή συνέχειας – Διατμητική Αστοχία – Λυγισμός ράβδων

1.8 Ορισμός Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Δεν ορίζεται με βάση τη διασπορά των αποτελεσμάτων των διερευνητικών εργασιών. Η διασπορά αυτή λαμβάνεται ήδη υπόψη κατά τη φάση αξιολόγησης, και επηρεάζει την «αντιπροσωπευτική τιμή» κάθε μεγέθους. Η Σ.Α.Δ. δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτίριο. Προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών. Για την επιλογή των μεθόδων ανάλυσης θα χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη από τις επιμέρους Σ.Α.Δ. Η έννοια της Σ.Α.Δ. εφαρμόζεται και για την πληρότητα της αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Οι επιπτώσεις της αβεβαιότητας μπορεί να ληφθούν υπόψη στις δράσεις ή στις αντιστάσεις κατά περίπτωση (π.χ. αβεβαιότητα στο πάχος της επικάλυψης της πλάκας θα ληφθεί υπόψη στις δράσεις, αβεβαιότητα στο πάχος της ίδιας της πλάκας θα ληφθεί υπόψη κυρίως στις αντιστάσεις).

Διακρίνονται τρείς στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων:

I. «Υψηλή»
II. «Ικανοποιητική»
III. «Ανεκτή»

Σε ό,τι αφορά τα ίδια βάρη, η χαρακτηριστική τους τιμή πρέπει να λαμβάνεται με τη δυσμενέστερη τιμή που είναι συμβατή με τη γεωμετρία του δομήματος ή/και προβλέπεται για παρόμοιες κατασκευές. Σε ό,τι αφορά τις αντιστάσεις, οι τιμές τους μπορούν να προσδιορίζονται με βάση τις διαστάσεις, τους οπλισμούς και τα χαρακτηριστικά υλικών τα οποία οδηγούν στην αιτιολόγηση της προηγούμενης συμπεριφοράς του φέροντος οργανισμού. Ανάλογα με την αξιοπιστία των δεδομένων:

- Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Sd}. Τέτοια ενδέχεται να είναι η περίπτωση των αντιπροσωπευτικών τιμών ορισμένων έμμεσων δράσεων (πιέσεων ή ωθήσεων), καθώς και του βάρους δυσπροσπέλαστων επικαλύψεων ή τοιχοπληρώσεων. Σε ορισμένες περιπτώσεις αυξημένων αμφιβολιών, (και αν εκτιμάται ότι η επιρροή του μεγέθους της αντίστοιχης δράσης είναι σημαντική), συνιστάται η θεώρηση δύο «ευλόγως ακραίων» αντιπροσωπευτικών τιμών ($S_{\kappa,min}$ και $S_{\kappa,max}$).
- Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd}. Ως δεδομένα των υλικών νοούνται οι διαστάσεις και οι αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα των σιδηροπλισμών, αλλά και οι πραγματικές λεπτομέρειες όπλισης, οι αγκυρώσεις, οι αναμονές κλπ. που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις.

Πίνακας 1-7: Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ			ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ: ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Η ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΔΕΔΟΜΕΝΑ: ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΕΔΟΜΕΝΑ: ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ		
Υπάρχουν	Δεν υπάρχουν				Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή
✓		1	Δεδομένα που προέρχονται από σχέδια της αρχικής μελέτης, η οποία έχει εκπονηθεί εφαρμοστέες χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓			✓
✓		2	Δεδομένα που προέρχονται από σχέδια της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓		✓	
✓		3	Δεδομένα που προέρχονται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓			✓			✓		
	✓	4	Δεδομένα που έχει διασταυρωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτιμηθεί αξιόπιστα	(4)		✓			✓			✓	
	✓	5	Δεδομένα που έχει προσδιοριστεί με έμμεσο αλλά επαρκώς αξιόπιστο τρόπο	(5)	✓			✓			✓		
	✓	6	Δεδομένα που έχει εκτιμηθεί, θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓		✓	✓		✓	✓	

1.9 Στόχος Αποτίμησης & Ανασχεδιασμού – Στάθμες Επιτελεστικότητας

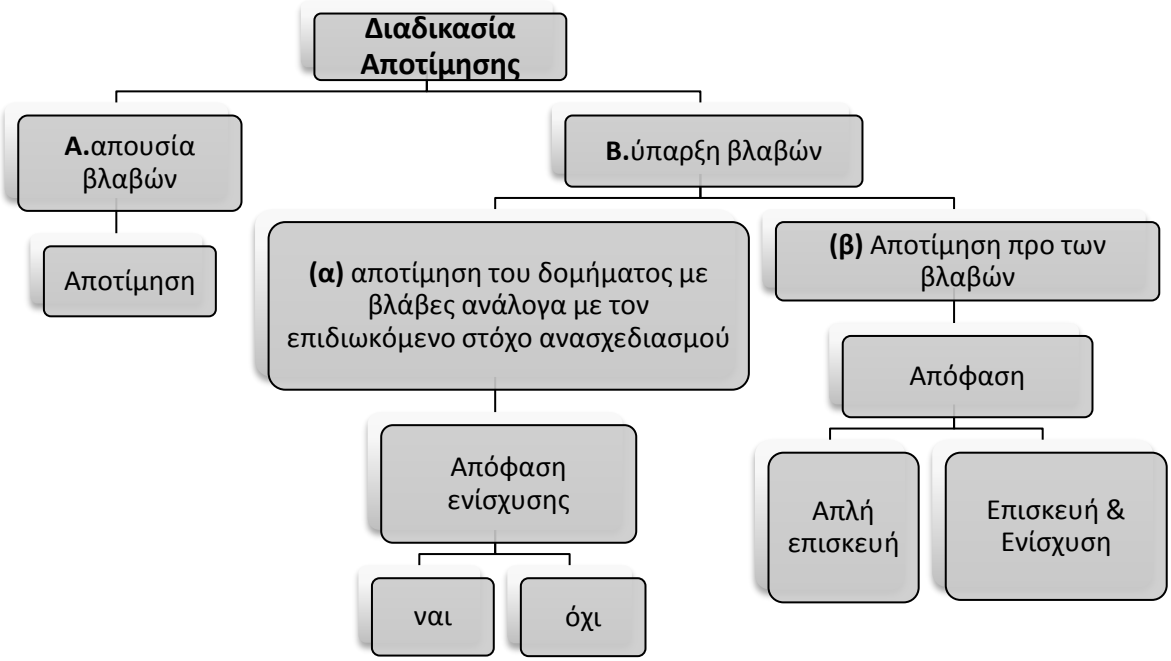
Σκοπός της αποτίμησης υφισταμένου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Για την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του δομήματος θα λαμβάνονται υποχρεωτικώς υπόψη και τα στοιχεία που προέκυψαν από την έρευνα του ιστορικού του. Ο μελετητής Μηχανικός οφείλει να προγραμματίσει και να επιβλέψει μία σειρά διερευνητικών εργασιών ώστε να τεκμηριώσει και να αιτιολογήσει τις στις οποίες θα βασιστεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης. Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο προς αποτίμηση κτίριο.

Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν βλάβες, το αποτέλεσμα της αποτίμησης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος.

Στην περίπτωση που ήδη υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη:

i. Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι. Το σκέλος αυτό της αποτίμησης πρακτικώς έχει εφαρμογή όταν οι βλάβες είναι περιορισμένες. Επιτρέπεται να παραλείπεται όταν κατά την κρίση του μελετητή Μηχανικού απαιτείται οπωσδήποτε επέμβαση, οπότε εφαρμόζονται τα αναφερόμενα στο επόμενο σκέλος.

ii. Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ των βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνον επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.



Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού και τη λήψη αποφάσεων που αφορούν σε ενδεχόμενη ενίσχυσή της είναι απαραίτητο να προηγηθεί ανάλυση για να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις των στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Με την ανάλυση εξετάζεται εάν η κατασκευή ανταποκρίνεται στους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού που έχουν οριστεί από τον Κύριο του Έργου ή την υπεύθυνη δημόσια Αρχή σε περίπτωση δημοσίων κτισμάτων, μνημείων. Οι στόχοι αυτοί προκύπτουν με βάση την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Πίνακας 1-8: Στόχοι αποτίμησης / ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Οι στάθμες επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής διακρίνονται με βάση το είδος και το επίπεδο των βλαβών που αναπτύσσονται στην κατασκευή, δηλαδή στο φέροντα και μη φέροντα οργανισμό, από το σεισμό σχεδιασμού και είναι οι ακόλουθες βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 ως εξής:

- «Περιορισμένες βλάβες»
- «Σημαντικές βλάβες»
- «Οιονεί κατάρρευση»

Ειδικώς οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής:

- **«Περιορισμένες βλάβες» (Α)** είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.

- **«Σημαντικές βλάβες» (Β)** είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

- **«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)** είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Αξίζει να σημειωθεί ότι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των περισσοτέρων συνήθων οικοδομικών έργων, που αντιστοιχούν σε κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EC8), επιλέγεται η δεύτερη στάθμη επιτελεστικότητας.

2 Προσομοίωση

Το στάδιο που προηγείται της ανάλυσης/διαστασιολόγησης για την αποτίμηση είναι η φάση της προσομοίωσης και πιο συγκεκριμένα ο καθορισμός του συνολικού υπολογιστικού προσομοιώματος. Το υπολογιστικό προσομοίωμα της κατασκευής μαζί με το σύνολο των εξιδανικεύσεων και παραδοχών αποτελεί το συνολικό προσομοίωμα της κατασκευής. Κάθε στοιχείο του συνολικού προσομοιώματος είναι από μόνο του ένα επί μέρους μοντέλο της πραγματικότητας είτε πρόκειται για τις παραδοχές φόρτισης είτε για τα κριτήρια αντοχής μιας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος.

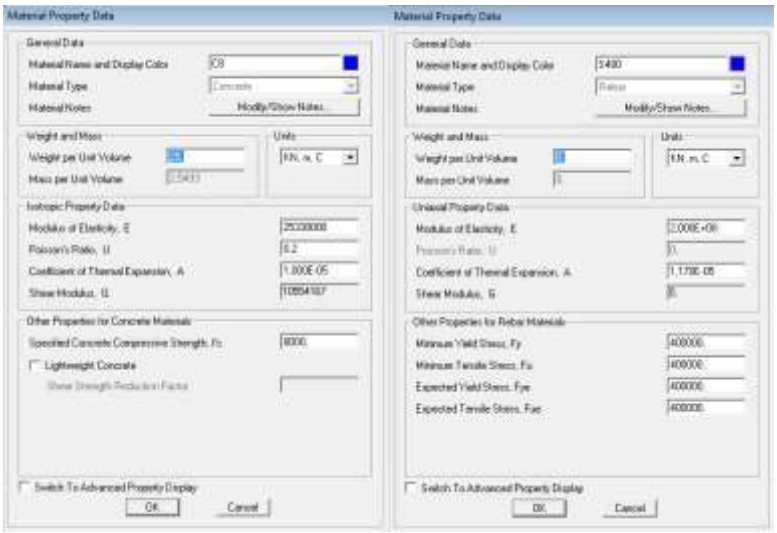
Στο παρόν κεφάλαιο αναπτύσσονται βήμα προς βήμα όλα τα στάδια της προσομοίωσης. Πιο συγκεκριμένα αντιμετωπίζονται σε επιμέρους παραγράφους τα ζητήματα της προσομοίωσης του φέροντος οργανισμού της ανωδομής και της συνδεσμολογίας τους, της προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων, των απομειωμένων δυσκαμψιών των φέροντων στοιχείων, της προσομοίωσης της διαφραγματικής λειτουργίας, της συμπεριφοράς των υλικών και την κατανομή και τον τρόπο επιβολής των φορτίσεων σεισμικών και στατικών. Το τελικό μοντέλο είναι ένα χωρικό πλαίσιο αποτελούμενο από γραμμικά και επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Τα υποστυλώματα, τα τοιχώματα και οι δοκοί προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία, ενώ οι πλάκες επιλέχθηκε να προσομοιαστούν με επιφανειακά. Αποδείχθηκε ότι οι τοίχοι πλήρωσης δεν προσφέρουν ουσιαστικά στην φέρουσα ικανότητα του υφιστάμενου δομήματος, γι' αυτό στη φάση της αποτίμησης δεν προσομοιώθηκαν. Όσον αφορά τις συνθήκες της θεμελίωσης, λόγω της ύπαρξης υπογείου με ισχυρό περιμετρικό τοίχωμα δεν έγινε αναλυτική προσομοίωση αλλά θεωρήθηκε απλή πάκτωση στη βάση των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων στη στάθμη του εδάφους.

Το πακέτο λογισμικού που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση της κατασκευής είναι το SAP2000 v15.1.0 της Computers and Structures.

2.1 Προσομοίωση υλικών

Οι παραδοχές και οι εκτιμήσεις των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών έγινε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Η προσομοίωση τους στο λογισμικό έγινε με την εντολή:

Define→Materials→Add new material



Εικόνα 2-1: Προσομοίωση υλικών σκυροδέματος και χάλυβα διαμήκους οπλισης στο SAP

Διευκρινίζεται ότι στην προσομοίωση του χάλυβα, δόθηκε το ειδικό του βάρος (γs) ίσο με μηδέν, διότι έχει συμπεριληφθεί στο σκυρόδεμα ως διαμήκης οπλισμός. Επίσης, ο συντελεστής θερμικής διαστολής είναι $\alpha_t=10^{-5}$ και ο λόγος Poisson ν=0.2.

2.2 Προσδιορισμός κάναβου σχεδιάσης

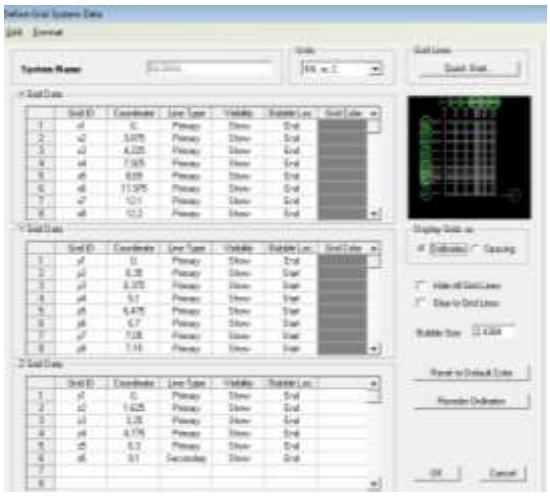
Σημειώνονται στην κάτοψη κάθε ορόφου τα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων και τα θεωρητικά μήκη των δοκών. Από την τομή αυτών δημιουργείται ο κάνναβος (coordinate system) πάνω στον οποίο σχεδιάζονται οι κόμβοι (joints). Ενώνοντας τους κόμβους κατάλληλα σχεδιάζονται τα υποστυλώματα, τα τοιχώματα και οι δοκοί ως γραμμικά στοιχεία. Ωστόσο, τα κέντρα βάρους των στοιχείων δεν είναι συνευθειακά. Γι' αυτό, θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια άκαμπτα στοιχεία που προσομοιώνουν τις γεωμετρικές εκκεντρότητες. Το ύψος του κάθε ορόφου ορίζεται ως η κατακόρυφη απόσταση δύο διαδοχικών διαφραγμάτων (συμπεριλαμβανόμενου του πάχους της πλάκας). Με επίπεδο αναφοράς τη γραμμή του εδάφους (στάθμη ± 0) προσδιορίζονται τα ύψη των ορόφων. Η στάθμη του 1^{ου} ορόφου βρίσκεται στο +3.20m και η στάθμη του 2^{ου} στο +6.30m.

Πίνακας 2-1: Στάθμες διαφραγμάτων φορέα

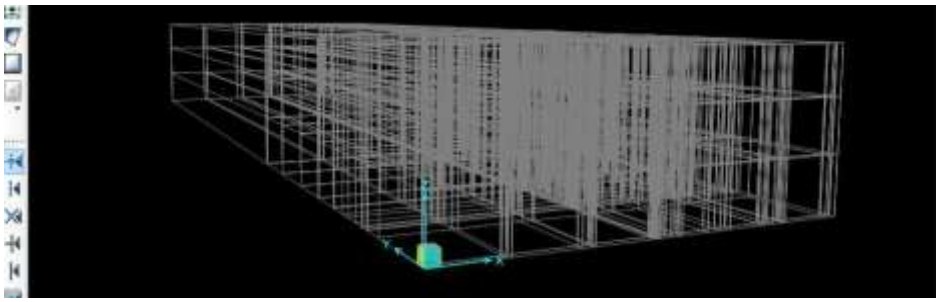
Στάθμες Z (m)		
1.	0,00	στάθμη εδάφους
2.	3,25	διάφραγμα 1^{ου} ορόφου
3.	6,30	διάφραγμα 2^{ου} ορόφου

Το κτίριο συνολικά έχει μοντελοποιηθεί με 408 κόμβους που συνδέονται μεταξύ τους με ραβδωτά στοιχεία. Τα γραμμικά στοιχεία αριθμούνται σε 408 και τα αρχικά πριν τη διακριτοποίηση επιφανειακά πεπερασμένα σε 49.

Εντολές: Define→Coordinate System→Global→Modify/ Show System



Εικόνα 2-2: Εισαγωγή κανάβου στο SAP2000

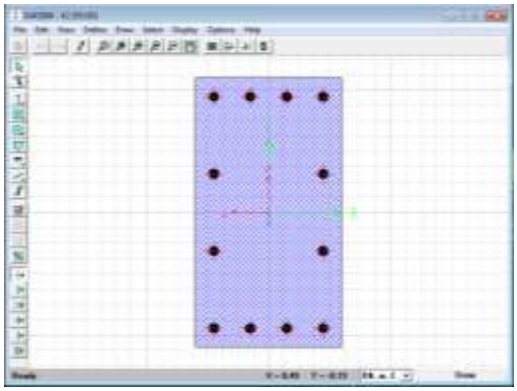


Εικόνα 2-3: Κάναβος σχεδιάσης στο SAP2000

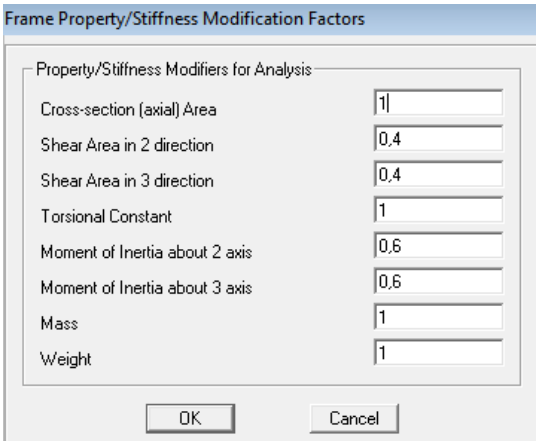
2.3 Προσομοίωση κατακόρυφων φερόντων στοιχείων

2.3.1 Υποστυλώματα

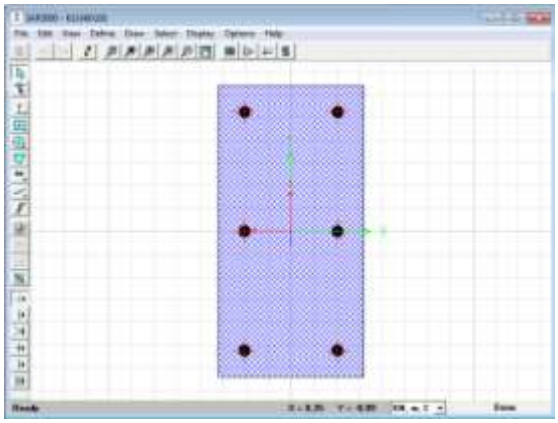
Η προσομοίωση των στύλων έγινε με γραμμικά στοιχεία όπου αφού σχεδιάστηκαν κατάλληλα στο section designer (διαστάσεις διατομής, υλικά, όπλιση) εισήχθηκαν με τον σωστό προσανατολισμό και στη σωστή θέση στο μοντέλο.



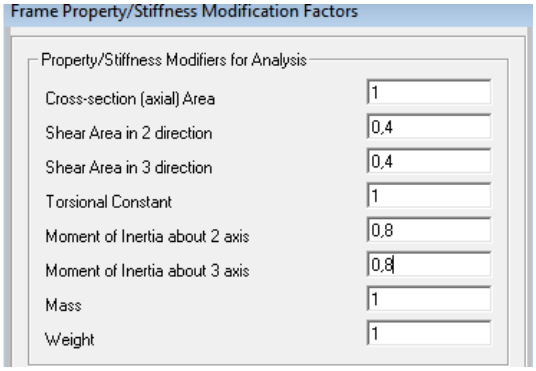
Εικόνα 2-4: Περιμετρικός στύλος Κ2(50x30) στο section designer



Εικόνα 2-5: Προσομοίωση απομειωμένης δυσκαμψίας περιμετρικού υποστυλώματος



Εικόνα 2-6: Προσομοίωση διατομής εσωτερικού στύλου Κ40x20



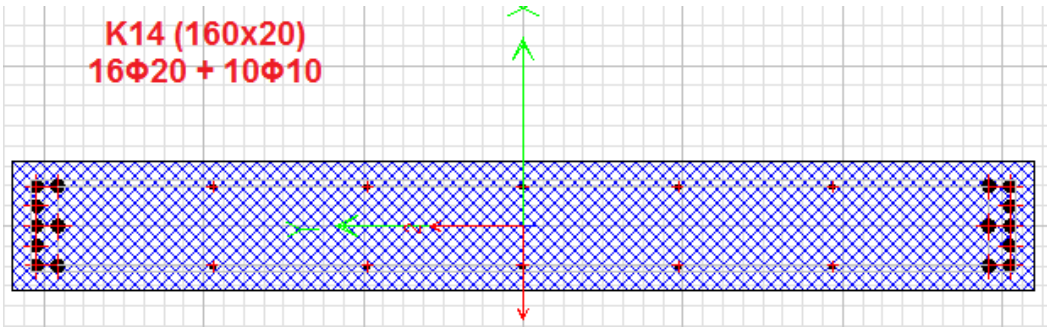
Εικόνα 2-7: Απομειωμένη δυσκαμψία εσωτερικού υποστυλώματος

2.3.2 Τοιχώματα

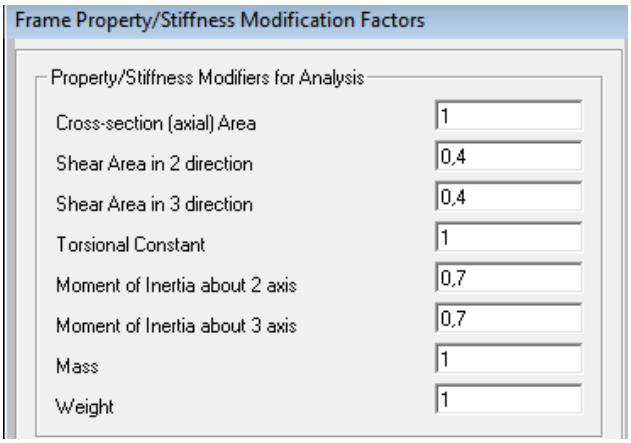
Τα τοιχώματα του φορέα όπως ορίστηκαν στο κεφάλαιο της αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού μπορούν να προσομοιωθούν είτε με γραμμικά στοιχεία είτε με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους. Εδώ, η προσομοίωση των επιπέδων τοιχωμάτων του κτιρίου έγινε με τον συνήθη τρόπο των γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων και σύμφωνα με το «**μοντέλο του ισοδύναμου πλαισίου**». Το μοντέλο του ισοδύναμου πλαισίου περιλαμβάνει έναν ισοδύναμο στύλο S στο κέντρο βάρους της διατομής του τοιχώματος και δύο απολύτως στερεούς βραχίονες στις στάθμες των ορόφων. Οι βραχίονες διήκουν μέχρι τις εκατέρωθεν παρειές του εκάστοτε τοιχώματος. Ο ισοδύναμος στύλος έχει τιμή δυστένειας, δυσκαμψίας και δυστμησίας ίση με τη διατομή του τοιχώματος που υποκαθιστά. Επομένως, σχεδιάστηκαν οι διατομές των γραμμικών στοιχείων στο section designer ως ορθογωνικές με διαστάσεις όμοιες με αυτές της διατομής του αντίστοιχου τοιχώματος. Περισσότερες λεπτομέρειες για τα χαρακτηριστικά των βραχιόνων και το μοντέλου του ισοδύναμου πλαισίου δίνονται στην παράγραφο εκκεντρότητες κατακόρυφων στοιχείων.

Παρακάτω δίνονται ενδεικτικά κάποιες διατομές τοιχωμάτων,όπως σχεδιάστηκαν στο SAP. Επίσης, δίνεται και η αντίστοιχη απομείωση της δυσκαμψίας τους. (βλέπε § θεώρηση ρηγματωμένων διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

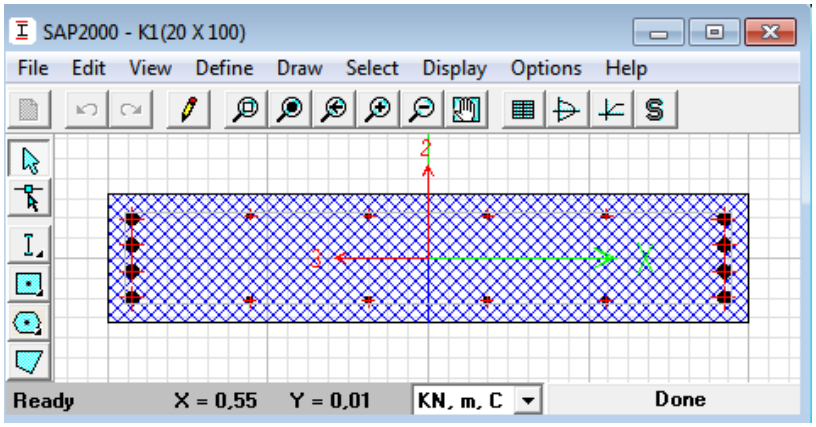
Εντολή στο SAP: Define → Section Properties → Frame Sections → Add new Property → Section Designer



Εικόνα 2-8: Προσομοίωση τοιχώματος K14(160x20) στο section designer



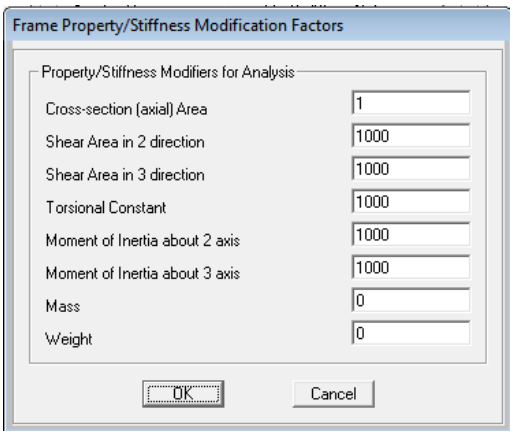
Εικόνα 2-9: Προσομοίωση απομειωμένης δυσκαμψίας τοιχώματος



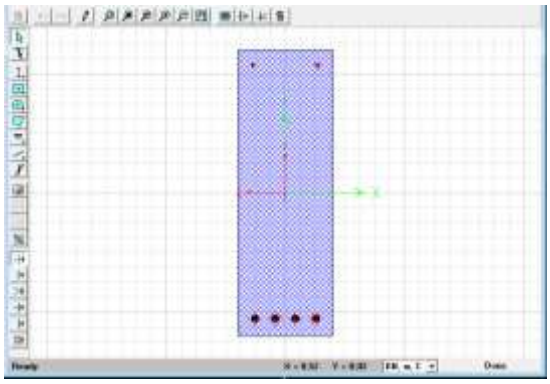
Εικόνα 2-10: Τοίχωμα K1 (20x100) στο section designer

2.4 Εκκεντρότητες κατακόρυφων στοιχείων

Οι μεγάλες γεωμετρικές εκκεντρότητες που εμφανίζονται στην σύνδεση των κατακόρυφων στοιχείων, υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων, προσομοιώθηκαν με βοηθητικό άκαμπτο οριζόντιο στοιχείο rigid. Το στοιχείο αυτό είναι γραμμικό και έχει διατομή με μεγάλη δυσκαμψία, μηδενικό βάρος και διαστάσεις παρόμοιες με τα γειτονικά υπαρκτά στοιχεία δοκού. Το μήκος του στοιχείου είναι κάθε φορά ίσο με το μισό πλάτος του υποστυλώματος/ τοιχώματος. Οι πολλαπλασιαστές αυτού είναι οι παρακάτω:



Εικόνα 2-11: Modifiers άκαμπτου στοιχείου



Εικόνα 2-12: Διατομή άκαμπτου στοιχείου

2.5 Προσομοίωση δοκών

Κάθε δοκός θα προσομοιωθεί με ραβδωτό στοιχείο αποτελούμενο από τρεις διαφορετικές διατομές. Διακρίνουμε τις εξής περιπτώσεις:

▪ Συνεχής δοκός- ακραίο άνοιγμα: Η ακραία διατομή δεξιά εκτείνεται σε απόσταση εδεξια ίση με 0.20L, η ακραία αριστερά σε απόσταση εαριστ. ίση με 0.1L και το άνοιγμα το υπόλοιπο μήκος της δοκού.

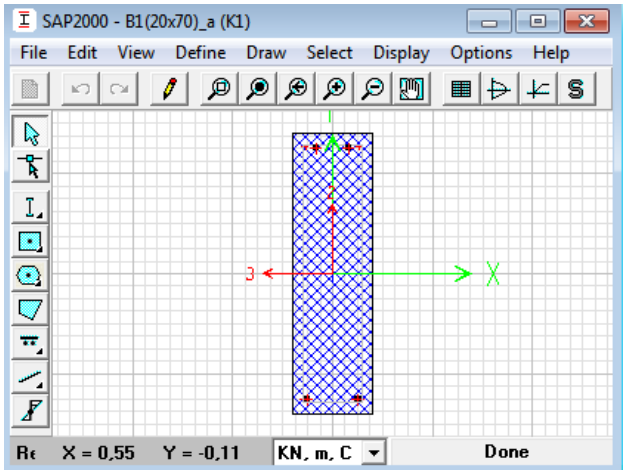
▪ Συνεχής δοκός- ακραίο άνοιγμα: Η ακραία διατομή δεξιά εκτείνεται σε απόσταση εδεξια ίση με 0.20L, η ακραία αριστερά σε απόσταση εαριστ. ίση με 0.2L και το άνοιγμα το υπόλοιπο μήκος της δοκού.

▪ Αμφιέρειστη: Όλη η δοκός προσομοιώνεται με ενιαία διατομή.

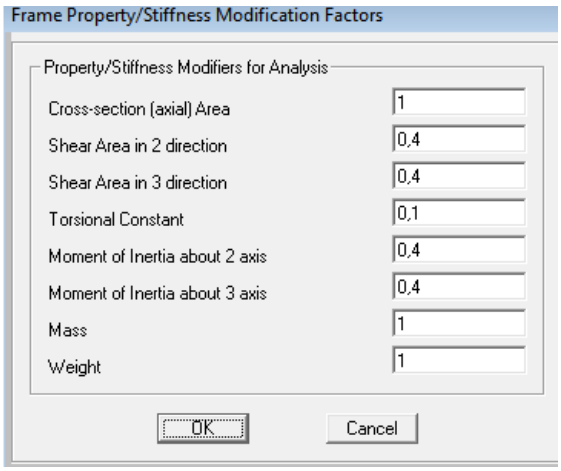
Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.(πίνακας Σ4.1) πρέπει να γίνει απομείωση της δυσκαμψίας των δοκών ίση με 0.4*(E_gI_g). Για τις πλακοδοκούς, μορφής Γ ή Τ επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη I_g=(1.5 ή 2.0) I_w, αντιστοίχως, όπου I_w είναι η ροπή αδράνειας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνο.

Οι δοκοί έχουν προσομοιωθεί με ραβδωτά στοιχεία ορθογωνικής διατομής, χωρίς το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας, αφού εκείνη προσομοιώνεται με επιφανειακό στοιχείο.

Εντολές: Define→Section Properties→ Frame Properties →Add New Property→Section Designer



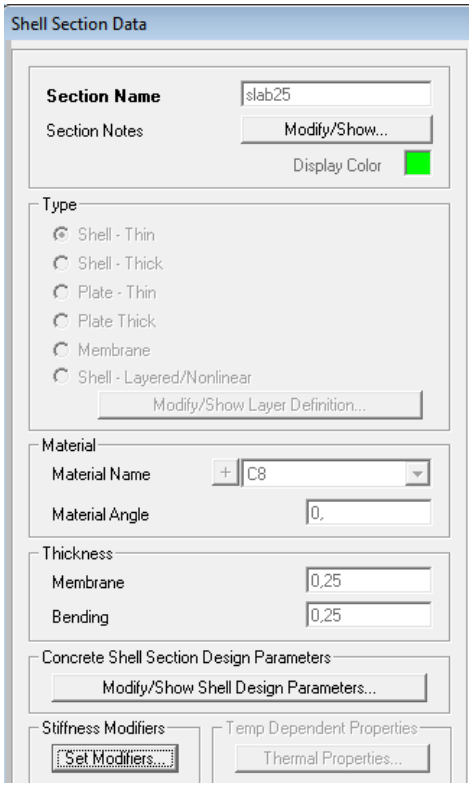
Εικόνα 2-14: Διατομή δοκού στο section designer



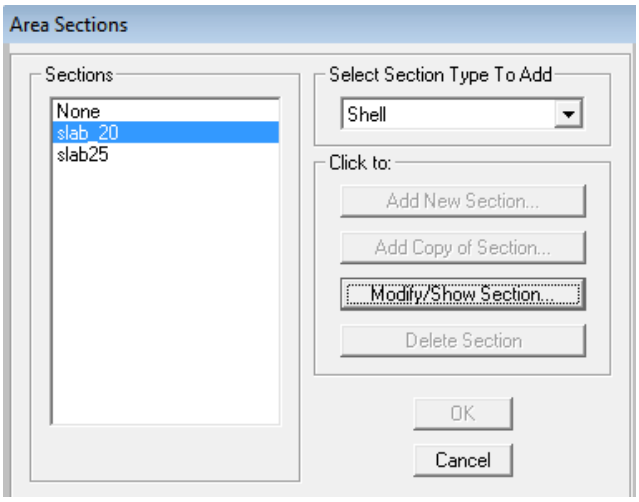
Εικόνα 2-13: Απομειωμένες δυσκαμψίες δοκού

2.6 Προσομοίωση πλακών

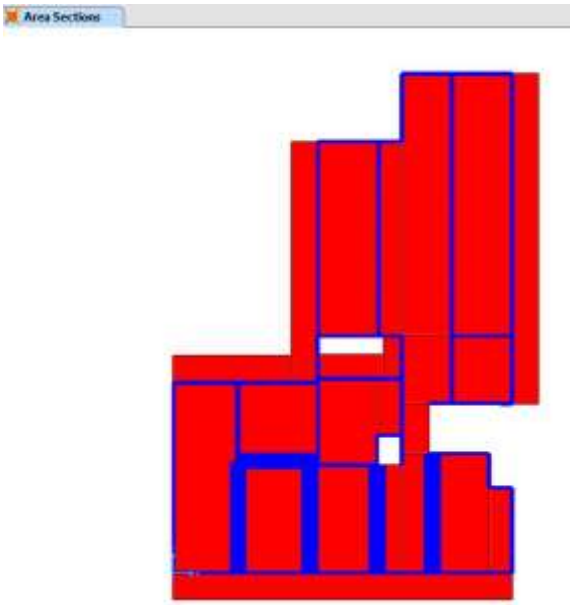
Οι πλάκες προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (shell elements). Ειδικότερα για την δοκιδωτή πλάκα της οροφής του ισογείου προσομοιώθηκαν και τα κρυφά δοκάρια ως γραμμικά στοιχεία και η πλάκα με επιφανειακά πάχους ίσο όχι με 30cm αλλά υπολογίστηκε το ισοδύναμο πάχος της-25cm.



Εικόνα 2-15: Shell section data



Εικόνα 2-16: Ορισμός Διατομής Επιφανειακών στοιχείων



Εικόνα 2-17: Επιφανειακά στοιχεία – Κάτοψη Οροφής Ισογείου

2.7 Προσομοίωση κλιμακοστασίων

Αρχικά, εξετάστηκαν όλες οι δυνατότητες προσομοίωσης του κλιμακοστασίου και η επιλογή έγινε μετά από αξιολόγησή τους σε σχέση και με τις αναλύσεις που θα εφαρμοστούν στο μοντέλο. Τελικά, αποφασίστηκε να ληφθεί υπόψη μόνο ως φορτίο και να μην προσομοιωθεί. Η απόφαση αυτή δικαιολογείται με βάση τα παρακάτω.

Για την προσομοίωση της σκάλας οι εναλλακτικές που διαθέτουμε είναι

a) είτε με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία
b) είτε με γραμμικό στοιχείο κεκλιμένο

Τα σημερινά σύγχρονα κτίρια διαθέτουν φρεάτιο τοιχωμάτων πάνω στο οποίο καρφώνεται το κλιμακοστάσιο και επομένως δεν κινδυνεύει το κλιμακοστάσιο από βλάβες με αποτέλεσμα η προσομοίωση του ως φορτίο να είναι επαρκώς ικανοποιητική.

Αντίθετα, το εξεταζόμενο κτίριο διαθέτει γενικά λίγα τοιχώματα και το ίδιο το κλιμακοστάσιο αποτελεί ένα κεκλιμένο τοιχείο ανάμεσα στο σύστημα δοκών και υποστυλωμάτων που παραλαμβάνει και αυτό ένταση. Αποτέλεσμα αυτού είναι η διαπίστωση βλαβών στο κλιμακοστάσιο. Επομένως, η προσομοίωσή του σε αυτή την περίπτωση κρίνεται επιβεβλημένη.

Όμως, υπάρχει ένα ζήτημα ως επιφανειακό πεπερασμένο στοιχείο θα τραβάει ένταση για πάντα στην ανελαστική στατική ανάλυση. Θα πρέπει επίσης να ορίσουμε μετελαστικά χαρακτηριστικά εάν θέλω να κάνω Pushover. Επομένως, γι' αυτό επιλέγω να εφαρμόσω απλά τα φορτία των κλιμακοστασίων, τα οποία αναλύονται στην παράγραφο προσομοίωσης φορτίων σκάλας.

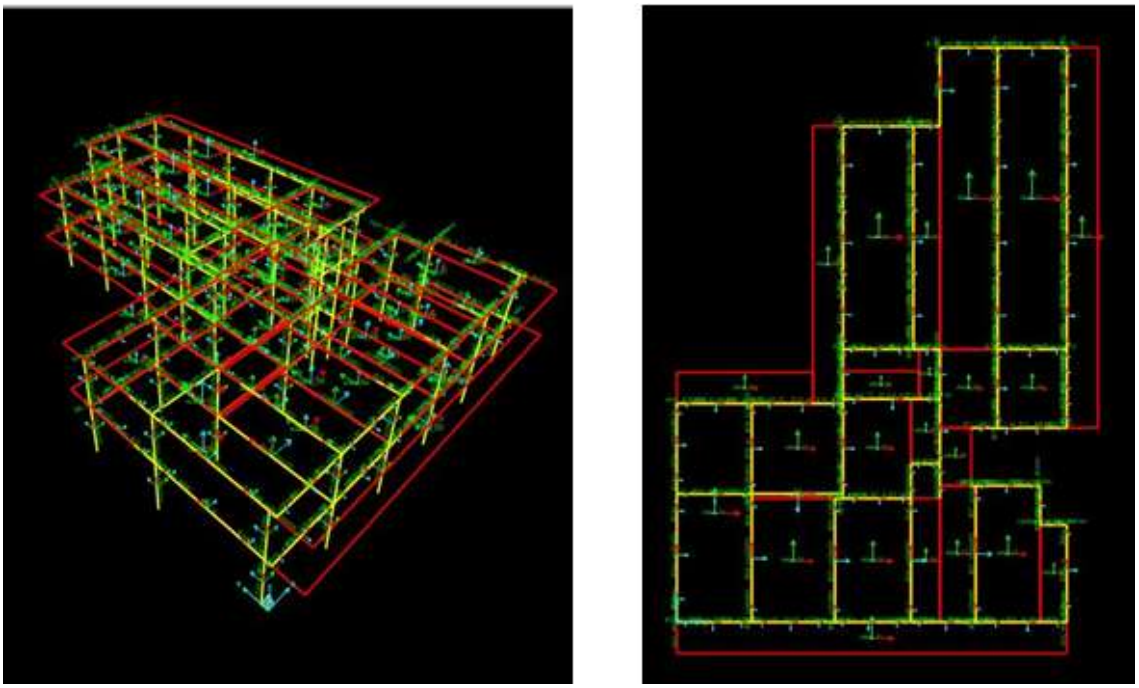
Ένας άλλος τρόπος αντιμετώπισης της σκάλας θα ήταν να κάνω ένα ξεχωριστό προσομοίωμα με πακτώσεις στα άκρα, να βρω τις αντιδράσεις στήριξης και να εφαρμόσω αυτές με την αρχή δράσης-αντίδρασης στο μοντέλο της κατασκευής.

2.8 Τοπικοί Άξονες Μελών

Μετά τον σχεδιασμό των διατομών στο section designer και πριν το βήμα της σχεδίασης των ραβδωτών στοιχείων θα πρέπει να εξασφαλίσουμε ότι τα στοιχεία θα έχουν τον σωστό προσανατολισμό. Για αυτό θα πρέπει να είμαστε εξοικειωμένοι με το τοπικό σύστημα αξόνων του λογισμικού προσομοίωσης. Συγκεκριμένα, στο SAP2000 για τους τοπικούς άξονες των μελών ισχύουν τα παρακάτω:

- Άξονας 1(κόκκινος): είναι παράλληλος στον διαμήκη άξονα του γραμμικού στοιχείου με φορά προς τον κόμβο πέρατος του στοιχείου
- Άξονας 2 (πράσινος): για τα οριζόντια στοιχεία είναι εκείνος που ανήκει στο επίπεδο 1-z ,ενώ στα κατακόρυφα στοιχεία είναι παράλληλος στον καθολικό άξονα X.
- Άξονας 3 (κυανός): είναι ο τρίτος άξονας, που προκύπτει σύμφωνα με τον κανόνα του δεξιού χεριού , με θετική φορά την αντιωρολογιακή.

Επομένως, μετά την σχεδίαση των γραμμικών στοιχείων (beam elements) ελέγχεται η σωστή τοποθέτηση των διατομών με βάση τη θέση των τοπικών αξόνων. Επιπλέον,ο έλεγχος αυτός μπορεί να γίνει και μέσω της εντολής extrude view, όπου απεικονίζονται σε τρισδιάστατη μορφή οι διατομές των μελών.



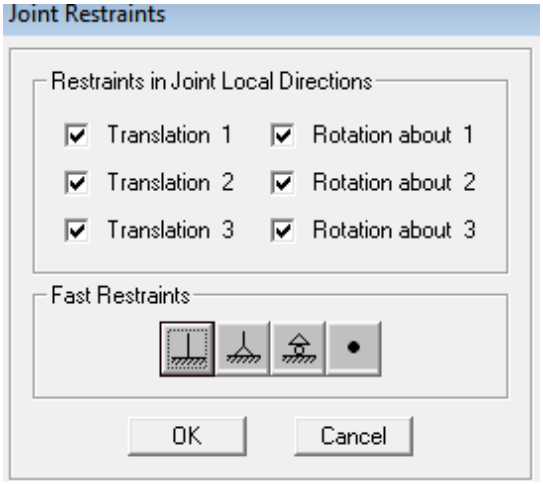
Εικόνα 2-18: Τοπικοί άξονες μελών

2.9 Προσομοίωση στήριξης φορέα στο έδαφος

Το προς αποτίμηση κτίριο προσομοιώνεται σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1. Η προσομοίωση πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις πραγματικές συνθήκες στήριξης στο έδαφος. Σε κτίρια με υπόγειο που περιβάλλεται από μονολιθικά τοιχώματα, μπορεί να θεωρείται πλήρης πάκτωση των στύλων του ισογείου στη βάση τους. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις πρέπει να αιτιολογείται επαρκώς η ενδεχόμενη παραδοχή πάκτωσης στη στάθμη θεμελίωσης, λαμβάνοντας υπόψη και το θέμα της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης.

Εδώ, θεωρούμε τον φορέα μας πακτωμένο. Αυτό πραγματοποιείται με δέσμευση όλων των κόμβων στήριξης με πλήρεις πακτώσεις.

Εντολή: Assign → Joint → Restraints



Εικόνα 2-19: Προσομοίωση πακτώσεων

2.10 Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τις γραμμικές αναλύσεις

Σύμφωνα με το άρθρο 4.4.1.4 του Καν.επε. η εκτίμηση της δυσκαμψίας του δομικού στοιχείου γενικώς θα γίνεται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του αλλά και την σεισμική καταπόνιση.Ειδικά, στην περίπτωση εφαρμογής ελαστικών μεθόδων με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό της δυσκαμψίας των αντίστοιχων μη ρηγματωμένων διατομών. Εφόσον δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω τιμές δυσκαμψίας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πίνακας 2-2: Συντελεστές απομείωσης δυσκαμψίας

α/α	Δομικό Στοιχείο	Δυσκαμψία
1.	**Υποστύλωμα**	
1.1.	Εσωτερικό	0.8 x (E_cI_g)
1.2.	Περιμετρικό	0.6 x (E_cI_g)
2.	**Τοίχωμα μη ρηγματωμένο**	0.7 x (E_cI_g)
3.	**Δοκός**	0.4 x (E_cI_g)

Παρατηρώντας τα ποσοστά απομείωσης των δυσκαμψιών που δίνονται στον πίνακα ανάλογα με το είδος του δομικού στοιχείου διαπιστώνουμε τα εξης: Ο βαθμός της απομείωση της δυσκαμψίας στα περιμετρικά υποστυλώματα είναι φανερά μεγαλύτερος από την αντίστοιχη απομείωση της μη ρηγματωμένης διατομής γαι τα εσωτερικά υποστυλώματα. Αυτό ερμηνεύεται με βάση το μέγεθος της θλιπτικής αξονικής και την ευνοική δράση της στον περιορισμό της ρηγματώσεως. Επομένως,αφού σε ένα εσωτερικό υποστύλωμα η αξονική είναι μαγαλύτερη από ότι σε ένα όμοιο εξωτερικό υποστύλωμα (σύγκριση αντίστοιχων επιφανειών επιρροής) είναι λογικό και αναμενόμενο η ρηγματωμένη δυσκαμψία του εσωτερικού υποστυλώματος να είναι μεγαλύτερη από του περιμετρικού. Επίσης, για ένα τοίχωμα μη ρηγματωμένο παρατηρώ ότι παρουσιάζει μια απομείωση δυσκαμψίας ενδιάμεση σε σχέση με το εξωτερικό και ενδιάμεσο υποστύλωμα. Για τις δοκούς η απομειωμένη διατομή είναι μικρότερη από το μισό της αρηγμάτωτης.

Όσον αφορά τη δυστμησία και τη δυστένεια των δομικών στοιχείων για κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα υιοθετήσαμε τις τιμές του Καν.επε. που είναι $0,4E_cA_w$ και E_cA_g αντιστοίχως. Όπου A_w είναι για τις πλακοδοκούς μόνον η διατομή του κορμού του στοιχείου και A_g είναι η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνον το σκυρόδεμα).

Πίνακας 2-3 Απομείωση δυστμησίας & δυστένειας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

α/α	Για κάθε Δομικό Στοιχείο	
1.	Δυστμησία	**$0.4E_cA_w$**
2.	Δυστένεια	**E_cA_g**

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι στα δοκάρια θα απομειωθεί και η στρεπτική δυσκαμψία και θα φτάσει στο 10% της αρχικής.

Στο SAP οι παραπάνω απομειώσεις των χαρακτηριστικών της στιβαρότητας των διατομών επιτυγχάνονται με τον προσδιορισμό των Stiffness Modification Factors. Για τον καθορισμό των Stiffness Modification Factors υπάρχουν δύο τρόποι. Ο πρώτος τρόπος εφαρμόζεται στο Sap μέσω της εντολής Define/Section Properties/Frame Sections/Show Property/Set Modifiers, όπου

στην ουσία βάζεις μέσα στη δεδομένη διατομή τους συντελεστές απομείωσης. Ο δεύτερος τρόπος υλοποιείται με την εντολή Assign/Frame/Property Modifiers, όπου οι συντελεστές απομείωσης αποτελούν ιδιότητα του στοιχείου που επιλέχθηκε από εμάς και δεν χαρακτηρίζουν την ίδια τη διατομή. Εμείς χρησιμοποιήσαμε την 2η εντολή που πλεονεκτεί στο γεγονός ότι μπορώ να δω τους συντελεστές απομείωσης που έχω βάλει σε κάθε στοιχείο γρήγορα πατώντας δεξί κλικ πάνω στο στοιχείο.

2.11 Προσομοίωση φορτίσεων

Κανονισμός

Οι ονομαστικές τιμές των φορτίων που λήφθηκαν υπόψη στο προσομοίωμα προέκυψαν με βάση τον EC1. Συγκεκριμένα, μετά την κατάταξη της κατασκευής σε κατηγορία χρήσης προσδιορίσαμε τις χαρακτηριστικές τιμές των επιβαλλόμενων κινητών φορτίων στα δάπεδα, τα μπαλκόνια και τις σκάλες του κτιρίου.

Κατάταξη κτιρίου

Όσον αφορά τις χρήσεις του δομήματος, το μπρόσθιο τμήμα Α του ισογείου κατατάσεται στην κατηγορία C1, ενώ το οπίσθιο τμήμα Β και οι υπόλοιποι χώροι των ορόφων υπάγονται στην κατηγορία Α, όπως φαίνεται στον Πίνακα 6.1 του EC1. Το τμήμα του ισογείου που είναι κατηγορίας C1 επιβαρύνεται με μεγαλύτερο κινητό φορτίο ίσο με 3kN/m^2 σε σχέση με το υπόλοιπο που δέχεται 2 kN/m^2. Το μπρόσθιο τμήμα Α του ισογείου όπως είναι διακριτό και στα αρχιτεκτονικά αποτελεί τον κεντρικό κοινόχρηστο χώρο υποδοχής στο ξενοδοχείου, περιλαμβάνει δηλαδή το καθιστικό , το bar , το σαλόνι, το μαγειρίο και τη reception και γι' αυτό καθίσταται χώρος στον οποίο συναθροίζονται άνθρωποι και είναι κατηγορίας C1. Το υπόλοιπο τμήμα του ξενοδοχείου εντάσσεται στο χώρους διαμονής, καθώς αποτελείται από υπνοδωμάτια και τουαλέτες και άρα είναι κατηγορίας Α.

Πίνακας 2-4 Κατηγορία χρήσης κτιρίου βάσει EC1

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D[1])	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα. Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές. C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.

Κινητά φορτία

Επομένως, τα εφαρμοζόμενα κινητά φορτία είναι για τα δάπεδα 2 kN/m^2 και 3kN/m^2 , για τις σκάλες 3,5 kN/m^2 και για τους εξώστες 5 kN/m^2.

Πίνακας 2-5: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτιρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Κατηγορία A και Κατηγορία B		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Όλα αυτά συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2-6: Κινητά φορτία κατασκευής

Κινητά Φορτία	
	q(kN/m^2)
1.Δάπεδα	
1.α. Δωματίων	**2,00**
1.β. Χώρος υποδοχής	**3,00**
2. Σκάλες	**3,50**
3. Μπαλκόνια	**5,00**

Επικαλύψεις

Για τις επικαλύψεις των δαπέδων θεωρήσαμε φορτίο 1,50 kN/m^2 επί το δυσμενέστερο. Ο χώρος καλύπτεται με τυποποιημένο πλακάκι το οποίο κατά τον σχεδιασμό θα λήφθηκε περίπου 0,8-1,0 kN/m^2.

Φορτία τοιχοπληρώσεων

Οι εξωτερικές τοιχοπληρώσεις είναι μπατικές οπτοπλινθοδομές και το φορτίο τους υπολογίζεται ίσο με 3,6 kN/m^2 επιφάνειας του τοίχου. Αυτές μορφώνονται ως διπλές τοιχοποιίες , δηλαδή αποτελούνται από διπλό τούβλο πάχους 10cm έκαστο με ενδιάμεσα μόνωση 5cm από φελιζόλ , ενώ στις θέσεις που υπάρχουν τα συρόμενα κουφώματα παραλείπεται η μόνωση και υπάρχει κενό μεταξύ των τούβλων. Σημειώνουμε ότι μπατικές οπτοπλινθοδομές είναι στην πλειονότητα οι τοίχοι του δομήματος και όλοι οι διαχωριστικοί τοίχοι μεταξύ των δωματίων και το συνολικό τους πάχος μαζί με τον σοβά είναι περίπου 30cm.

Οι εσωτερικές τοιχοπληρώσεις είναι δρομικές οπτοπλινθοδομές με φορτίο 2,1 kN/m^2 επιφάνειας του τοίχου. Αυτές μορφώνονται με τούβλο πάχους 9cm και τις επικαλύψεις του σοβά με συνολικό πάχος 15cm.

Εικόνα 2-20: Κατασκευή δρομικής οπτοπλινθοδομής με τούβλο εννιάοπο 9cmx9cmx19cm

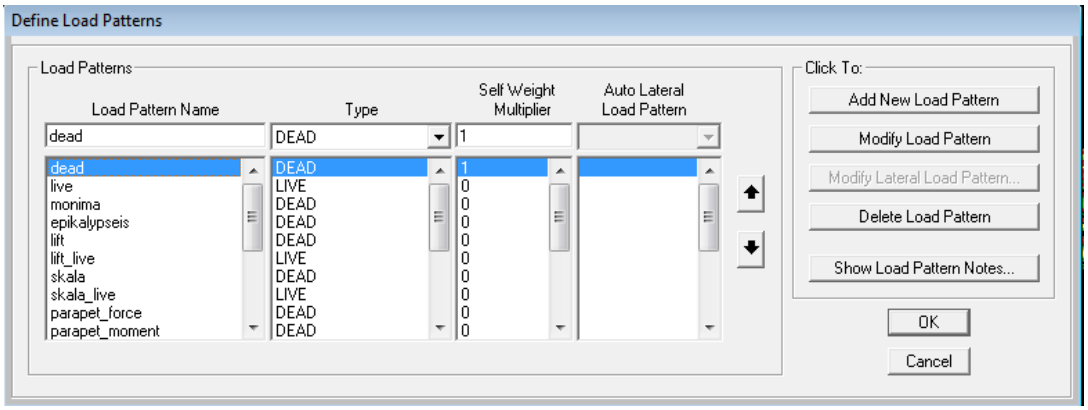
Λαμβάνοντας υπόψη την ύπαρξη των ανοιγμάτων υπολογίσαμε με ακρίβεια το πραγματικό φορτίο των τοιχοπληρώσεων.

Στηθαίο εξωστών

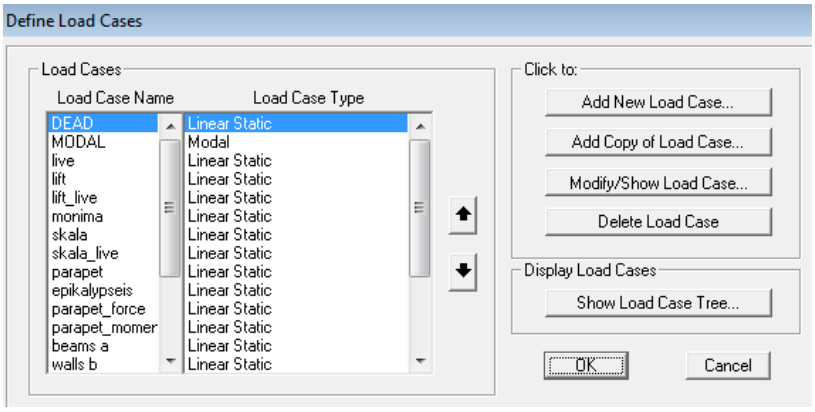
Περιμετρικά στους εξώστες υπάρχει στηθαίο συνολικού ύψους 1,15 m. Στο ισόγειο το στηθαίο είναι κατασκευασμένο από μεγάλους λίθους συνδεδεμένους με κονία. Στους ορόφους είναι κατασκευασμένο από μπετό και διαθέτει οριζόντιο κιγκλίδωμα. Εδώ, θεωρήσαμε ενιαίο ειδικό βάρος 25 kN/m^2. Σε επόμενη παράγραφο φαίνεται αναλυτικά ο τρόπος υπολογισμού και του οριζόντιου φορτίου που συστήνει ο κανονισμός.

Load patterns στο SAP2000

Η προσομοίωση των φορτίσεων στο SAP2000 έγινε με τη δημιουργία ενός load pattern για κάθε είδος φορτίου που εισήχθει στο μοντέλο.Σε κάθ load pattern δίνουμε ένα όνομα που δείχνει για πιο φορτίο πρόκειται (π.χ. walls , epikalypseis , wood κ.α.) και ορίζουμε και τον τύπο του φορτίου (π.χ. dead , live, quake κ.α.). Με την εντολή **Define/Load Patterns/Add new load pattern** δημιουργώ τα απαιτούμενα load patterns όπως φαίνεται παρακάτω. Αυτόματα δημιουργούνται οι αντίστοιχες φορτικές καταστάσεις - **load cases**; όπου κάθε ένα Load pattern αντιστοιχίζεται σε ένα ομώνυμο load case.



Εικόνα 2-21: Δημιουργία Load Patterns μονίμων και κινητών φορτίων



Εικόνα 2-22: Load Cases μονίμων και κινητών φορτίων

2.11.1 Προσομοίωση φορτίων οροφής ισογείου

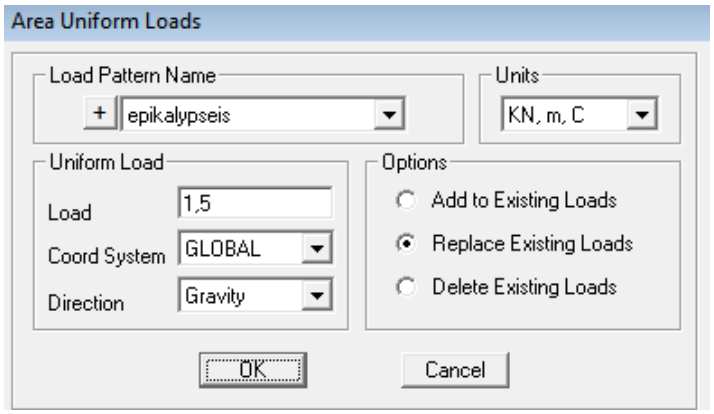
Τα φορτία της οροφής του ισογείου προσομοιώθηκαν ως γραμμικά και ως επιφανειακά φορτία σύμφωνα με την αντίστοιχη προσομοίωση των φερόντων στοιχείων.

Τα **μόνιμα φορτία** επιβλήθηκαν ως γραμμικά ή επιφανειακά, όπως αναλυτικά φαίνεται στον **Πίνακα 2-5** που ακολουθεί. Συγκεκριμένα, **τα ίδια βάρη** των πλακών και των υποστυλωμάτων υπολογίζονται απευθείας από το πρόγραμμα εφόσον τα αντίστοιχα στοιχεία τα έχουμε προσομοιώσει με το βάρος τους και έχουμε ορίσει στο **load pattern dead** να λαμβάνεται το ίδιον βάρος μέσω του συντελεστή **1** στο πεδίο **Self Weight Multiplier**.Τα ίδια βάρη των **δοκών** μπαίνουν ως γραμμικό φορτίο στα δοκάρια. Οι **επικαλύψεις** των πλακών εφαρμόζονται ως επιφανειακό φορτίο στα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία των πλακών. Το φορτίο των **τοιχοπληρώσεων** του 1^{ου} ορόφου οι οποίες εδράζονται στις δοκούς του ορόφου του ισογείου έχει υπολογιστεί και έχει γίνει αναγωγή σε γραμμικό ανά μέτρο μήκους της αντίστοιχης δοκού πάνω στην οποία πατάει. Για τις υπόλοιπες τοιχοποιίες οι οποίες δεν πατάνε σε δοκό και είναι εσωτερικές κυρίως, **διαχωριστικές** των δωματίων και τοιχοπληρώσεις των wc υπολογίστηκε το συνολικό φορτίο τους και ανήχθηκε σε φορτίο ανά μονάδα επιφάνειας. Επιπλέον, το κατακόρυφο φορτίο των **στηθαίων** προσομοιώθηκε ως επιφανειακό φορτίο στους εξώστες, ενώ το **οριζόντιο** φορτίο του στηθαίου αναλύθηκε σε γραμμικό οριζόντιο (kN/m) και **κατανεμημένη ροπή** [= γραμμικό οριζόντιο φορτίο*ύψος στηθαίου] (kNm/m).

Πίνακας 2-7: Προσομοίωση φορτίων οροφής ισογείου στο SAP2000

Μόνιμα φορτία επί της οροφής ισογείου		
α/α		*Τρόπος εισαγωγής στο SAP*
1.	Ίδια βάρη **πλακών**	από το πρόγραμμα
2.	**Επικαλύψεις**	ως επιφανειακό **(area loads)**
3.	**Ι.β. Δοκών**	ως γραμμικό στα δοκάρια
4.	**Τοιχοπληρώσεις α' ορόφου** εδραζόμενες στις δοκούς οροφής ισογείου	ως **γραμμικό** στα αντίστοιχα δοκάρια
5.	Εσωτερικές **διαχωριστικές** τοιχοποιίες	ως επιφανειακό στις αντίστοιχες πλάκες
6.	Ι.β. **Στηθαίου**	ως **επιφανειακό** στις πλάκες των εξωστών
7.	**Οριζόντιο** φορτίο στηθαίου	ως γραμμικό (distributed) στα δοκάρια του εξώστη
8.	**Κατανεμημένη ροπή λόγω στηθαίου**	ως γραμμική **(distributed moment)** στις δοκούς του κάθε εξώστη

Τα κινητά φορτία επιβλήθηκαν αποκλειστικά ως κατανεμημένα ανά τετραγωνικό πλάκας με την εντολή **Assign/area loads/uniform(shell)**



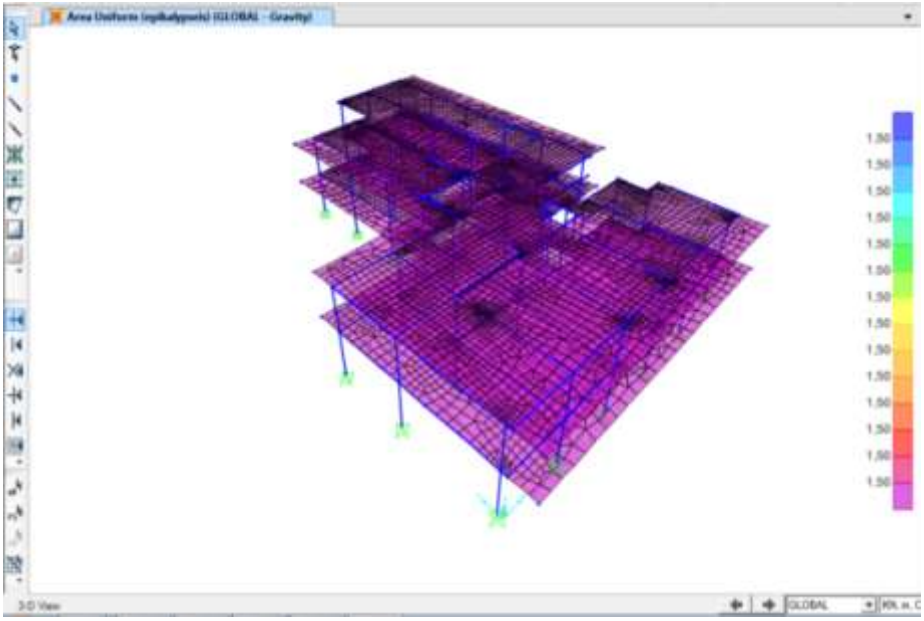
Εικόνα 2-23: Area Uniform Loads σε kN/m^2

Πατώντας δεξί κλικ πάνω σε οποιοδήποτε στοιχείο του μοντέλου εμφανίζεται η καρτέλα **Object Model** που περιλαμβάνει όλες τις πληροφορίες που αφορούν το συγκεκριμένο μέλος. Στην 3^{η} καρτέλα Loads φαίνονται όλα τα φορτία ξεχωριστά για κάθε load pattern που έχουν επιβληθεί στο μέλος.

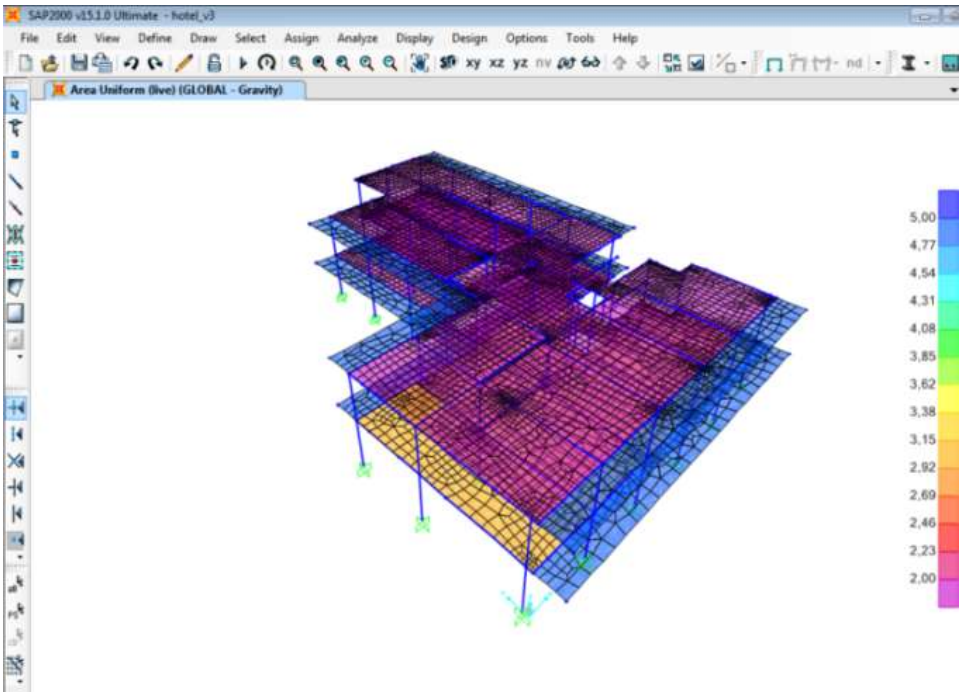
Εικόνα 2-24: Φορτία σε επιφανειακό στοιχείο σε kN/m2

Στο SAP μπορούμε να δούμε γραφικά τα επιβαλλόμενα φορτία και στις παρακάτω φωτογραφίες φαίνονται τα φορτία στα επιφανειακά στοιχεία.

Εντολή: **Display→Show Load Assigns→Area→Uniform Load Contours (gravity)**



Εικόνα 2-25: Επιφανειακά ωφέλιμα φορτία



Εικόνα 2-26: Επιφανειακά μόνιμα φορτία-επικαλύψεις

Με διαφοροποίηση του χρώματος φαίνεται η διαφοροποίηση του μεγέθους του επιφανειακού φορτίου που μπορούμε να το δούμε στα δεξιά της φωτογραφίας στην κλίμακα. Στην αριστερή φωτογραφία φαίνονται τα κινητά φορτία, όπου τα μπαλκόνια έχουν μπλε χρώμα που αντιστοιχεί στα 5 kN/m^2 , το μπροστινό τμήμα του ισογείου κίτρινο χρώμα που αντιστοιχεί στα 3 kN/m^2 , τα υπόλοιπα δάπεδα με ροζ που αντιστοιχεί στα 2 kN/m^2. Στην δεξιά φωτογραφία απεικονίζονται τα μόνιμα φορτία των επικαλύψεων που έχουν απόχρωση μωβ και τιμή 1.5 kN/m^2.

Πίνακας 2-8: Φορτίο τοιχοπληρώσεων α' ορόφου

		$h_{δοκού\ αορ}$ (m)	Καθαρές διαστάσεις		$A_{ολ}$	Ανοίγματα			Επιφάνεια τοίχου $A_{τοιχ}$ (m^2)	g_T	W_T	$l_{δοκού\ ισογ}$	Φορτίο **τοιχοπλήρωσης α' ορόφου** γραμμικό πάνω στην δοκό οροφής ισογείου
$Δ_i$	**T_i**		l (m)	h (m)	[lxh](m^2)	L (m)	H (m)	$A_{ανοιγμ}$ (m^2)		(kN/m^2)	(kN)	(m)	
Δ1	**T1**	0,6	3,5	2,45	8,58	1,5	2,3	3,45	5,13	3,6	18,45	3,88	4,76
Δ2	**T2**	0,6	3,5	2,45	8,58	1,5	2,3	3,45	5,13	3,6	18,45	4,33	4,27
Δ3	**T3**	0,6	3,5	2,45	8,58	1,5	2,3	3,45	5,13	3,6	18,45	4,00	4,61
Δ4	**T4**	0,6	3,5	2,45	8,58	1,5	2,3	3,45	5,13	3,6	18,45	3,33	5,55
Δ5	**T5**	0,6	3,9	2,45	9,56	1,5	2,3	3,45	6,11	3,6	21,98	4,78	4,60
Δ6	**T6**	0,5	4,2	2,55	10,71	0,9	2,2	1,98	8,73	3,6	31,43	4,78	6,58
Δ7	**T7**	0,6	3,15	2,45	7,72	0	0	0	7,72	3,6	27,78	3,55	7,83
Δ8	**-**												
Δ9	**T9**	0,6	3,75	2,45	9,19	1,5	2,3	3,45	5,74	3,6	20,66	4,23	4,89
Δ10	**T10**	0,6	4	2,45	9,80	2,4	2,3	5,52	4,28	3,6	15,41	4,43	3,48
Δ10.Α	**T10.Α**	0,6	4,8	2,45	11,76	0	0	0	11,76	3,6	42,34	5,05	8,38
Δ11	**T11**	0,6	3,3	2,45	8,09	0	0	0	8,09	3,6	29,11	4,30	6,77
Δ12	**T12**	0,6	3	2,45	7,35	0	0	0	7,35	3,6	26,46	3,45	7,67
Δ12.Α	**T12.Α**	0,65	1,2	2,40	2,88	0	0	0	2,88	3,6	10,37	1,60	6,48
Δ13	**T13**	0,6	3,3	2,45	8,09	0	0	0	8,09	3,6	29,11	3,60	8,09
Δ14	**T14**	0,6	5,3	2,45	12,99	0	0	0	12,99	3,6	46,75	6,35	7,36
Δ15	**T15**	0,6	4,1	2,45	10,05	0	0	0	10,05	3,6	36,16	4,70	7,69
Δ16	**T16**	0,65	3,9	2,40	9,36	0	0	0	9,36	3,6	33,70	4,70	7,17
Δ17	**-**												
Δ18	**T18**	0,6	2,06	2,45	5,05	1,2	0,3	0,36	4,69	3,6	16,87	2,56	6,59
Δ18.Α	**T18.Α**	0,65	2,9	2,40	6,96	0,9	2,2	1,98	4,98	3,6	17,93	3,40	5,27
Δ18.Β	**T18.Β**	0,6	2,06	2,45	5,05	0,9	2,2	1,98	3,07	3,6	11,04	2,56	4,31
Δ19	**T19**	0,7	2,3	2,35	5,41	0	0	0	5,41	2,1	14,73	4,06	3,63
Δ20	**T20**	0,6	4,1	2,45	10,05	0	0	0	10,05	3,6	36,16	4,73	7,65
Δ21	**T21**	0,6	1,65	2,45	4,04	0	0	0	4,04	3,6	14,55	1,95	7,46
Δ22	**T22**	0,65	3,76	2,40	9,02	1,5	2,3	3,45	5,57	3,6	20,07	4,06	4,94
ΛΟΙΠΕΣ	**T23**	0,6	3,75	2,45	9,19	0,9	2,2	1,98	7,21	3,6	25,95	-	-
	T24	0,6	6,2	2,45	15,19	0	0	0	15,19	3,6	54,68	-	-
	T25	0,6	6,2	2,45	15,19	0	0	0	15,19	3,6	54,68	-	-
	T26	0,6	6,2	2,45	15,19	0	0	0	15,19	3,6	54,68	-	-
	T27	0,6	6,9	2,45	16,91	0	0	0	16,91	3,6	60,86	-	-
Δ1β	**T1β**	0,65	3,4	2,40	8,16	0	0	0	8,16	3,6	29,38	3,65	8,05
Δ2β	**T2β**	0,7	3,57	2,35	8,39	0,9	2,2	1,98	6,41	2,1	13,46	3,98	3,38
Δ3β	**T3β**	0,7	3,46	2,35	8,13	0,9	2,2	1,98	6,15	2,1	12,92	4,11	3,14
Δ5β	**T5β**	0,65	3,65	2,40	8,76	1,5	2,3	3,45	5,31	3,6	19,12	4,05	4,72
Δ6β	**T6β**	0,65	3,75	2,40	9,00	1,5	2,3	3,45	5,55	3,6	19,98	4,10	4,87
Δ7β	**T7β**	0,65	3	2,40	7,20	1,5	2,3	3,45	3,75	3,6	13,50	3,40	3,97
Δ9β	**T9β**	0,7	2,91	2,35	6,84	0,9	2,2	1,98	4,86	2,1	10,20	3,56	2,87
Δ10β	**T10β**	0,7	2,3	2,35	5,41	0	0	0	5,41	2,1	11,4	3,56	3,19
Δ11β	**T11β**	0,7	2,3	2,35	5,41	0	0	0	5,41	2,1	11,4	3,96	2,87
Δ12β	**T12β**	0,7	2,3	2,35	5,41	0	0	0	5,41	2,1	11,4	3,96	2,87
Δ13β	**T13β**	0,7	2,3	2,35	5,41	0	0	0	5,41	2,1	11,4	4,24	2,68
Δ14β	**T14β**	0,65	2,75	2,40	6,60	1,3	0,3	0,39	6,21	3,6	22,36	3,20	6,99
Δ15β	**T15β**	0,65	3,05	2,40	7,32	1	2,3	2,3	5,02	3,6	18,07	3,65	4,95
Δ16β	**T16β**	0,65	0,9	2,40	2,16	0	0	0	2,16	3,6	7,78	1,40	5,55
Δ18β	**T18β**	0,65	3,05	2,40	7,32	1,5	2,3	3,45	3,87	3,6	13,93	3,50	3,98
Δ19β	**T19β**	0,65	3,6	2,40	8,64	1,5	2,3	3,45	5,19	3,6	18,68	4,05	4,61
Δ20β	**T20β**	0,65	3,76	2,40	9,02	1,5	2,3	3,45	5,57	3,6	20,07	4,16	4,82
Δ21β	**T21β**	0,65	3,63	2,40	8,71	1,5	2,3	3,45	5,26	3,6	18,94	4,01	4,72
Δ22β	**T22β**	0,65	3,05	2,40	7,32	0	0	0	7,32	3,6	26,35	3,60	7,32
ΔΙΑΧΩΡΙΣΤΙΚΕΣ	**T23'**	0	3,5	3,05	10,68	0,9	2,2	1,98	8,70	3,6	31,30	-	-
	T6'	0	3,5	3,05	10,68	0,9	2,2	1,98	8,70	3,6	31,30	-	-
	T7'	0	7,2	3,05	21,96	1,8	2,2	3,96	18,00	3,6	64,80	-	-
	T8'	0	3,9	3,05	11,90	0,9	2,2	1,98	9,92	3,6	35,69	-	-
	T17'	0	2,9	3,05	8,85	0	0	0	8,85	2,1	18,57	-	-
	T21'	0	2,7	3,05	8,24	1,2	0,3	0,36	7,88	3,6	28,35	-	-
	T2β'	0	3,57	3,05	10,89	0,9	2,2	1,98	8,91	2,1	18,71	-	-
	T3β'	0	3,46	3,05	10,55	0,9	2,2	1,98	8,57	2,1	18,00	-	-
	T9β'	0	2,91	3,05	8,88	0,9	2,2	1,98	6,90	2,1	14,48	-	-

ΓΡΑΜΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ				
ΟΡΟΦΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ:				
		Α. ΜΟΝΙΜΑ		**ΣΥΝΟΛΟ ΜΟΝΙΜΩΝ:**
		1.Ι.βάρος δοκού	2.τοιχοποιία 1ου ορόφου	
		(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
1	**Δ1**	2,00	4,76	6,76
2	**Δ2**	2,00	4,27	6,27
3	**Δ3**	2,00	4,61	6,61
4	**Δ4**	2,00	5,55	7,55
5	**Δ5**	2,00	4,60	6,60
6	**Δ6**	7,50	6,58	14,08
7	**Δ7**	2,00	7,83	9,83
8	**Δ8**	2,00	-	2,00
9	**Δ9**	3,00	4,89	7,89
10	**Δ10**	3,00	3,48	6,48
11	**Δ10.Α**	2,00	8,38	10,38
12	**Δ11**	2,00	6,77	8,77
13	**Δ12**	2,00	7,67	9,67
14	**Δ12.Α**	2,00	6,48	8,48
15	**Δ13**	2,25	8,09	10,34
16	**Δ14**	2,00	7,36	9,36
17	**Δ15**	2,00	7,69	9,69
18	**Δ16**	3,00	7,17	10,17
19	**Δ17**	2,25	-	2,25
20	**Δ18**	2,50	6,59	9,09
21	**Δ18.Α**	2,25	5,27	7,52
22	**Δ18.Β**	2,00	4,31	6,31
23	**Δ19**	3,13	3,63	6,75
24	**Δ20**	2,00	7,65	9,65
25	**Δ21**	2,00	7,46	9,46
26	**Δ22**	2,81	4,94	7,75
27	**Δ1β**	2,25	8,05	10,30
28	**Δ2β**	2,50	3,38	5,88
29	**Δ3β**	2,50	3,14	5,64
30	**Δ5β**	2,25	4,72	6,97
31	**Δ6β**	2,25	4,87	7,12
32	**Δ7β**	2,25	3,97	6,22
33	**Δ9β**	2,50	2,87	5,37
34	**Δ10β**	2,50	3,19	5,69
35	**Δ11β**	2,50	2,87	5,37
36	**Δ12β**	2,50	2,87	5,37
37	**Δ13β**	2,50	2,68	5,18
38	**Δ14β**	2,25	6,99	9,24
39	**Δ15β**	2,25	4,95	7,20
40	**Δ16β**	2,25	5,55	7,80
41	**Δ18β**	2,25	3,98	6,23
42	**Δ19β**	2,25	4,61	6,86
43	**Δ20β**	2,25	4,82	7,07
44	**Δ21β**	2,25	4,72	6,97
45	**Δ22β**	2,25	7,32	9,57

Πίνακας 2-9: Μόνιμα φορτία στις δοκούς

Τα ίδια βάρη των δοκών της οροφής του ισογείου αθροίζονται με το γραμμικό φορτίο λόγω της τοιχοπλήρωσης του α' ορόφου που εδράζεται επί της εκάστοτε δοκού και προκύπτει η 3η στήλη ΣΥΝΟΛΟ ΜΟΝΙΜΩΝ, δηλαδή μία συνολική τιμή γραμμικού φορτίου που θα επιβληθεί στην κάθε δοκό του ισογείου. Το φορτίο αυτό μπήκε στο **load pattern** με το όνομα **monima**.

Ο **EN1991-1-1** προβλέπει **οριζόντιο φορτίο** για τα στηθαία και για κάθε είδους διαχωριστικό τοίχο που λειτουργεί ως κιγκλίδωμα. Η τιμή αυτού του φορτίου δίνεται ανάλογα με την κατηγορία χρήσης του κτιρίου και σύμφωνα με τον Πίνακα 6.12 του ευρωκώδικα είναι q_k=0,5 kN/m για κατηγορίες A, B και C_1 . Επομένως και στην δικιά μας περίπτωση το οριζόντιο φορτίο είναι **q_k=0,5 kN/m**. Το φορτίο αυτό το μεταφέρω ισοδύναμα στα δοκάρια του κάθε εξώστη. Συνεπώς, μαζί με το κατανεμημένο οριζόντιο φορτίο μεταφέρεται και μια κατανεμημένη ροπή **m=0,5x1,15=0,575 kNm/m**.

Πίνακας 2-10: Οριζόντια φορτία σε διαχωριστικούς τοίχους και στηθαία βάσει EC1

Φορτιζόμενη επιφάνεια	q_k [kN/m]
Κατηγορία A	0,5
Κατηγορία B και C1	0,5
Κατηγορίες C2 έως C4 και D	1,0
Κατηγορία C5	3,0
Κατηγορία E	2,0
Κατηγορία F	Βλέπε Παράρτημα B
Κατηγορία G	Βλέπε Παράρτημα B

2.11.2 Προσομοίωση φορτίων οροφής α' ορόφου

Στην οροφή του α' ορόφου εκτός από τα ίδια βάρη της και τα φορτία του β' ορόφου ασκούνται και τα φορτία της στέγης της κατασκευής. Επίσης, τα φορτία του β' ορόφου πέραν των τοιχοπληρώσεων είναι και το φορτίο όλων των φερόντων στοιχείων που δεν έχουν προσομοιωθεί. Σε κάθε επιμέρους επόμενη παράγραφο γίνεται εκτενής περιγραφή του προσδιορισμού του κάθε φορτίου ξεχωριστά.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται συγκεντρωμένα όλα τα φορτία που επιβάλλονται στην οροφή του α' ορόφου , ο τρόπος που εισάγονται στο SAP ως γραμμικά ή επιφανειακά και τέλος το load pattern που ανήκουν.

Τα πρώτα οκτώ φορτία στον πίνακα εισήχθηκαν στο SAP όπως ακριβώς αναλύθηκε και για την οροφή του ισογείου.

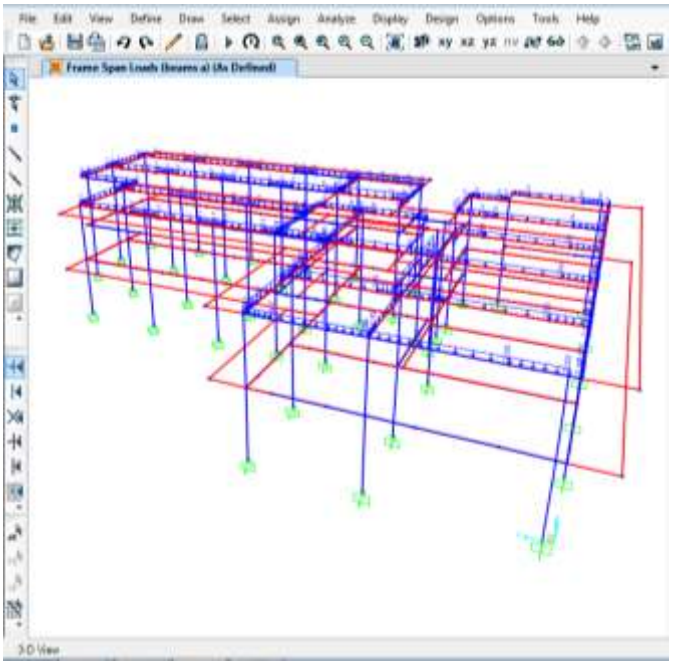
Το ξεχωριστό σ' αυτή τη στάθμη είναι ο υπολογισμός του ξύλινου τμήματος του β' ορόφου που διαθέτει ξύλινη τοιχοποιία , ο υπολογισμός του τμήματος του β' ορόφου από οπλισμένο σκυρόδεμα που περιλαμβάνει κεκλιμένες δοκούς και ο υπολογισμός του φορτίου της ξύλινης στέγης.

Πίνακας 2-11: Μόνιμα φορτία στην οροφή του α' ορόφου & τα αντίστοιχα load patterns

Μόνιμα φορτία επί της οροφής Α' ορόφου			
α/α		*Τρόπος εισαγωγής στο* ***SAP***	***Load pattern***
1.	Ίδια βάρη **πλακών**	από το πρόγραμμα	dead
2.	**Επικαλύψεις**	ως επιφανειακό **(area loads)**	epikalypseis
3.	**Ι.β. Δοκών**	ως γραμμικό στα δοκάρια	beams a
4.	**Τοιχοπληρώσεις β' ορόφου** εδραζόμενες στις δοκούς οροφής α' ορόφου	ως **γραμμικό** στα αντίστοιχα δοκάρια	walls b
5.	Εσωτερικές **διαχωριστικές** τοιχοποιίες	ως επιφανειακό στις αντίστοιχες πλάκες	monima
6.	Ι.β. **Στηθαίου**	ως **επιφανειακό** στις πλάκες των εξωστών	monima
7.	**Οριζόντιο** φορτίο στηθαίου	ως γραμμικό (distributed) στα δοκάρια του εξώστη	parapet_force
8.	**Κατανεμημένη ροπή λόγω στηθαίου**	ως γραμμική **(distributed moment)** στις δοκούς του κάθε εξώστη	parapet_moment
ξύλινο τμήμα β' ορόφου			
9.	ξύλινοι **τοίχοι β' ορόφου** εδραζόμενες στις δοκούς οροφής α' ορόφου	ως **γραμμικό** στα αντίστοιχα δοκάρια	wood
10.	Διαχωριστικοί ξύλινοι τοίχοι	ως επιφανειακό στις αντίστοιχες πλάκες	wood
τμήμα από Ω/Σ β' ορόφου			
11.	υποστυλώματα	ως αξονικό στα αντίστοιχα υποκείμενα	styloi
12.	δοκοί	ως αξονικό στα υποστυλώματα	beams b orofou
Στέγη			
13.	ξύλινη στέγη μπρόσθιο	ως αξονικό	roofA_dead
14.	ξύλινη στέγη οπίσθιο	ως γραμμικό στις αντίστοιχες δοκούς	roof_dead

Πίνακας 2-12: Ίδια βάρη δοκών οροφής α' ορόφου

	ΟΡΟΦΗΣ Α ΟΡΟΦΟΥ					
	α/α	ΟΝΟΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (m)			Ιδ.Βάρος δοκών (kN/m)
			b_w	κρέμαση	ύψος	
ΤΜΗΜΑ Α	1	**Δ1**	0,2	0,4	0,6	2
	2	**Δ2**	0,2	0,4	0,6	2
	3	**Δ3**	0,2	0,4	0,6	2
	4	**Δ4**	0,2	0,4	0,6	2
	5	**Δ5**	0,2	0,4	0,6	2
	6	**Δ6**	1	0,3	0,5	7,5
	7	**Δ7**	0,2	0,4	0,6	2
	8	**Δ8**	0,2	0,4	0,6	2
	9	**Δ9**	0,3	0,4	0,6	3
	10	**Δ10**	0,3	0,4	0,6	3
	11	**Δ10.Α**	0,2	0,4	0,6	2
	12	**Δ11**	0,2	0,4	0,6	2
	13	**Δ12**	0,2	0,4	0,6	2
	14	**Δ12.Α**	0,2	0,4	0,6	2
	15	**Δ13**	0,2	0,45	0,65	2,25
	16	**Δ14**	0,2	0,4	0,6	2
	17	**Δ15**	0,2	0,4	0,6	2
	18	**Δ16**	0,3	0,4	0,6	3
	19	**Δ17**	0,2	0,45	0,65	2,25
	20	**Δ18**	0,25	0,4	0,6	2,5
	21	**Δ18.Α**	0,2	0,45	0,65	2,25
	22	**Δ18.Β**	0,2	0,4	0,6	2
	23	**Δ19**	0,25	0,5	0,7	3,125
	24	**Δ20**	0,2	0,4	0,6	2
	25	**Δ21**	0,2	0,4	0,6	2
	26	**Δ22**	0,25	0,45	0,65	2,8125
	27	**Δ23**	0,2	0,4	0,6	2
	28	**Δ24**	0,2	0,4	0,6	2
	29	**Δ25**	0,2	0,4	0,6	2
	30	**Δ26**	0,2	0,4	0,6	2
	31	**Δ27**	0,2	0,4	0,6	2
ΤΜΗΜΑ Β	32	**Δ1β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	33	**Δ2β**	0,2	0,5	0,7	2,5
	34	**Δ3β**	0,2	0,5	0,7	2,5
	35	**Δ5β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	36	**Δ6β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	37	**Δ7β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	38	**Δ9β**	0,2	0,5	0,7	2,5
	39	**Δ10β**	0,2	0,5	0,7	2,5
	40	**Δ11β**	0,2	0,5	0,7	2,5
	41	**Δ12β**	0,2	0,5	0,7	2,5
	42	**Δ13β**	0,2	0,5	0,7	2,5
	43	**Δ14β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	44	**Δ15β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	45	**Δ16β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	46	**Δ18β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	47	**Δ19β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	48	**Δ20β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	49	**Δ21β**	0,2	0,45	0,65	2,25
	50	**Δ22β**	0,2	0,45	0,65	2,25



Εικόνα 2-27: Φορέας με γραμμικά φορτία των δοκών οροφής α' ορόφου

2.11.2.1 Περιγραφή β' ορόφου

Ο β' όροφος της κατασκευής αποφασίστηκε να μην προσομοιωθεί αλλά να ληφθή υπόψη ως φορτίο που θα επιβληθεί στην οροφή του α' ορόφου. Η επιλογή αυτή έγινε διότι μεγάλο τμήμα της κατασκευής στο β' όροφο έχει φέροντα οργανισμό ξύλινο ενώ το υπόλοιπο έχει σκελετό από ωπλισμένο σκυρόδεμα με κεκλιμένα δοκάρια πάνω στα οποία έχει κατασκευαστεί και η ξύλινη στέγη.

2.11.2.1.1 Μπρόσθιο τμήμα

Το τμήμα αυτό αποτελείται από τα υποστυλώματα του β' ορόφου που είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, από τις κεκλιμένες δοκούς πάνω στις οποίες στηρίζεται η κεκλιμένη ξύλινη στέγη , οριζόντιες δοκούς και τις τοιχοπληρώσεις του ορόφου. Το φορτίο των τοίχων επιβλήθηκε ως γραμμικό στα δοκάρια οροφής α' ορόφου. Για τα υπόλοιπα στοιχεία υπολογίστηκαν τα φορτία τους και επιβλήθηκαν στον υποκείμενο όροφο με τη μορφή αξονικού φορτίου στα υποστυλώματα του α' ορόφου. Το ίδιο βάρος των στύλων του β' ορόφου μεταβιβάζεται απ'ευθείας ως αξονικό στους αντίστοιχους στύλους. Τα φορτία των υπόλοιπων στοιχείων μεταβιβάστηκαν στους στύλους με την χρήσης των επιφανειών επιρροής. Πιο συγκεκριμένα, τα κεκλιμένα δοκάρια είναι τα Δ14 , Δ14Α , Δ24 , Δ24Α , Δ25 , Δ25Α , Δ26 , Δ26Α , Δ27 , Δ27Α , Δ20 και Δ21. Πάνω σ' αυτά στηρίζεται η κεκλιμένη στέγη. Τα υπόλοιπα δοκάρια του μπρόσθιου τμήματος είναι οριζόντια και πάνω σε αυτά εδράζεται οριζόντια στέγη , όπως παρουσιάζεται σε επόμενη παράγραφο.

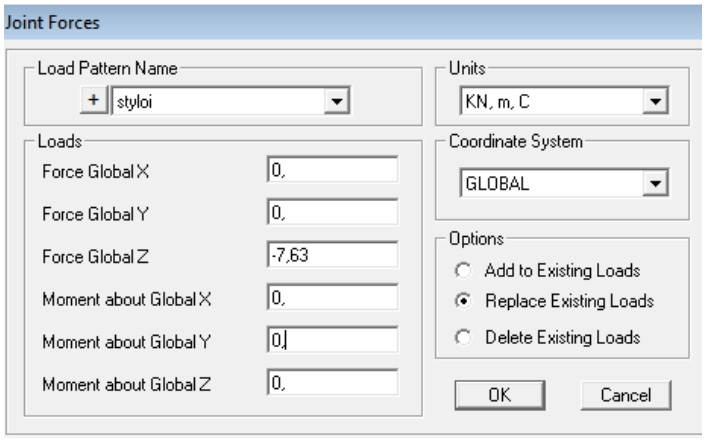
Πίνακας 2-13: Φορτίο τοιχοπληρώσεων β' ορόφου

Δ_i	T_i	$H_{\text{ορόφου}}$ =	$H_{\text{ορόφου}}$ =	$h_{\text{δοκού β ορ}}$ (m)	Καθαρές διαστάσεις l (m)	Καθαρές διαστάσεις h (m)	$A_{\text{ολ}}$ [lxh] (m^2)	Ανοίγματα L (m)	Ανοίγματα H (m)	Ανοίγματα $A_{\text{ανοιγμ}}$ (m^2)	Επιφάνεια τοίχου $A_{\text{τοιχ}}$ (m^2)	g_T kN/m^2	W_T (kN)	$l_{\text{δοκού}}$ α'ορόφου (m)	Φορείο τοιχοπλήρωσης β' ορόφου γραμμικό πάνω στην δοκό ορόφής α (kN/m)
Δ1	T1	2,95	2,95	0,6	3,5	2,35	8,23	1,5	2,3	3,45	4,775	3,6	17,19	3,88	**4,44**
Δ2	T2	2,95	2,95	0,6	3,5	2,35	8,23	1,5	2,3	3,45	4,775	3,6	17,19	4,33	**3,97**
Δ3	T3	2,95	2,95	0,6	3,5	2,35	8,23	1,5	2,3	3,45	4,775	3,6	17,19	4,00	**4,30**
Δ4	T4	2,95	2,95	0,6	3,5	2,35	8,23	1,5	2,3	3,45	4,775	3,6	17,19	3,33	**5,17**
Δ5	T5	2,95	2,95	0,6	3,9	2,35	9,17	1,5	2,3	3,45	5,715	3,6	20,57	4,78	**4,31**
Δ6	T6	2,95	2,95	0,6	4,2	2,35	9,87	2,4	2,3	5,52	4,35	3,6	15,66	4,78	**3,28**
Δ7	T7	2,95	2,95	0,6	3,15	2,35	7,40	0	0	0	7,4025	3,6	26,65	3,55	**7,51**
Δ8	T8	2,95	2,95	0,6	3,3	2,35	7,76	0	0	0	7,755	3,6	27,92	3,40	**8,21**
Δ9	T9	2,95	2,95	0,6	3,75	2,35	8,81	1,5	2,3	3,45	5,3625	3,6	19,31	4,23	**4,57**
Δ10	T10	-													
Δ10.A	T10.A	ξύλο													
Δ11	T11	2,95	2,95	0,6	3,3	2,35	7,76	0	0	0	7,755	3,6	27,92	4,30	**6,49**
Δ12	T12	ξύλο													
Δ12.A	T12.A	ξύλο													
Δ13	T13	ξύλο													
Δ14	T14-T14.A.	2,95	4	0,6	5,3	2,88	15,24	0	0	0	15,238	3,6	54,86	6,35	**8,64**
Δ15	T15	2,95	2,95	0,6	4,1	2,35	9,64	0	0	0	9,635	3,6	34,69	4,70	**7,38**
Δ16	T16	2,95	2,95	0,6	3,9	2,35	9,17	0	0	0	9,165	3,6	32,99	4,70	**7,02**
Δ17	T17	2,95	2,95	0,65	4,65	2,30	10,70	1,5	2,3	3,45	7,245	3,6	26,08	5,30	**4,92**
Δ18	T18	-													
Δ18.A	T18.A	-													
Δ18.B	T18.B	-													
Δ19	T19	-													
Δ20	T20	2,95	4	0,6	3,66	2,88	10,52	0	0	0	10,523	3,6	37,88	4,73	**8,02**
Δ21	T21	4	2,95	0,6	4,1	2,88	11,79	0	0	0	11,788	3,6	42,44	1,95	**21,76**
Δ22	T22	-													
Δ23	T23	2,95	2,95	0,6	3,76	2,35	8,84	0,9	2,2	1,98	6,856	2,1	14,40	3,88	**3,72**
Δ24	T24	2,95	4	0,6	2,25	2,88	6,47	0	0	0	6,4688	3,6	23,29	6,70	**3,48**
Δ25	T25	2,95	4	0,6	4,7	2,88	13,51	0	0	0	13,513	3,6	48,65	6,48	**7,51**
Δ26	T26	2,95	4	0,6	4,7	2,88	13,51	0	0	0	13,513	3,6	48,65	6,48	**7,51**
Δ27	T27	2,95	4	0,6	3,8	2,88	10,93	0	0	0	10,925	3,6	39,33	7,15	**5,50**
Δ1β	T1β	**ξύλινο τμήμα**													
Δ2β	T2β														
Δ3β	T3β														
Δ5β	T5β														
Δ6β	T6β														
Δ7β	T7β														
Δ9β	T9β														
Δ10β	T10β														
Δ11β	T11β														
Δ12β	T12β														
Δ13β	T13β														
Δ14β	T14β														
Δ15β	T15β														
Δ16β	T16β														
Δ18β	T18β														
Δ19β	T19β														
Δ20β	T20β														
Δ21β	T21β														
Δ22β	T22β														
ΔΑΧΩΡΙΣΤΙΚΕΣ	T23'	2,95	2,95	0	3,8	2,95	11,21	0,9	2,2	1,98	9,23	3,6	33,23	-	-
	T6'	2,95	2,95	0	3,8	2,95	11,21	0,9	2,2	1,98	9,23	3,6	33,23	-	-
	T7'	2,95	2,95	0	3,8	2,95	11,21	0,9	2,2	1,98	9,23	3,6	33,23	-	-
	T4'	2,95	2,95	0	4	2,95	11,80	0,9	2,2	1,98	9,82	3,6	35,35	-	-
	T8'	2,95	2,95	0	4	2,95	11,80	0,9	2,2	1,98	9,82	3,6	35,35	-	-
	T21'	2,95	2,95	0	2	2,95	5,90	0,9	2,2	1,98	3,92	3,6	14,11	-	-
	T14'	2,95	2,95	0	1,3	2,95	3,84	0	0	0	3,835	2,1	8,05	-	-
WC1	T1	2,95	2,95	0	2,3	2,95	6,79	0	0	0	6,785	2,1	14,2	-	-
	T2	2,95	2,95	0	1,3	2,95	3,84	0,7	2,2	1,54	2,295	2,1	4,82	-	-
WC2	T1	2,95	2,95	0	2,3	2,95	6,79	0	0	0	6,785	2,1	14,2	-	-
	T2	2,95	2,95	0	1,3	2,95	3,84	0,7	2,2	1,54	2,295	2,1	4,82	-	-
WC3	T1	2,95	2,95	0	2,3	2,95	6,79	0	0	0	6,785	2,1	14,2	-	-
	T2	2,95	2,95	0	1,3	2,95	3,84	0,7	2,2	1,54	2,295	2,1	4,82	-	-
WC4	T1	2,95	2,95	0	2,3	2,95	6,79	0	0	0	6,785	2,1	14,2	-	-
	T2	2,95	2,95	0	1,3	2,95	3,84	0,7	2,2	1,54	2,295	2,1	4,82	-	-
WC5	T1	2,95	2,95	0	2,3	2,95	6,79	0	0	0	6,785	2,1	14,2	-	-
	T2	2,95	2,95	0	1,3	2,95	3,84	0,7	2,2	1,54	2,295	2,1	4,82	-	-
WC6	T1	2,95	2,95	0	2,25	2,95	6,64	0,7	2,2	1,54	5,0975	2,1	10,7	-	-
	T2	2,95	2,95	0	1,6	2,95	4,72	0	0	0	4,72	2,1	9,91	-	-

Πίνακας 2-14: Αξονικό Φορτίο Στύλων Β' ορόφου

ΦΟΡΤΙΟ ΣΤΥΛΩΝ Β' ΟΡΟΦΟΥ						
α/α	K_i	x	y	$A(m^2)$	h_c (m)	**N_g(kN)**
1	K1	0,2	1	0,2	2,88	14,40
2	K2	0,55	0,3	0,165	2,8	11,55
3	K3	0,55	0,3	0,165	2,8	11,55
4	K4	0,55	0,3	0,165	2,8	11,55
5	K5	0,55	0,3	0,165	2,8	11,55
6	K6	0,2	1,05	0,21	2,88	15,12
7	K7	1,6	0,2	0,32	4,05	32,40
8	K8	0,2	1	0,2	3,05	15,25
9	K9	0,2	1	0,2	3,05	15,25
10	K10	0,7	0,25	0,175	3,05	13,34
11	Φ.Α.Τ1	0,2	2	0,4	3,2	32,00
12	Φ.Α.Τ2	1,3	0,2	0,26	3,2	20,80
13	Φ.Α.Τ3	0,2	2	0,4	3,2	32,00
14	K11	0,4	0,2	0,08	3,05	6,10
15	K12	0,25	0,4	0,1	3,05	7,63
16	K13	0,4	0,2	0,08	2,8	5,60
17	K14	1,6	0,2	0,32	2,8	22,40
18	K15	0,3	0,3	0,09	2,8	6,30
19	K16	0,55	0,3	0,165	2,8	11,55
20	K17	0,3	0,8	0,24	2,8	16,80

Επιλέγω τους κόμβους κορυφής του κάθε στύλου και με την εντολή **Assign/joint loads/Forces.**



Εικόνα 2-28:Εισαγωγή στο SAP αξονικού φορτίου

Στην συνέχεια, υπολογίζεται το βάρος των δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα της οροφής του β' ορόφου. Το φορτίο αυτό μετατρέπεται σε κατανεμημένο στην αντίστοιχη επιφάνεια που ορίζεται από τη θέση της δοκού. Η επιφάνεια αυτή είναι οριζόντια ή η προβολή της κεκλιμένης επιφάνειας. Έτσι, στον παρακάτω πίνακα προσδιορίσαμε το g* (kN/m^2).

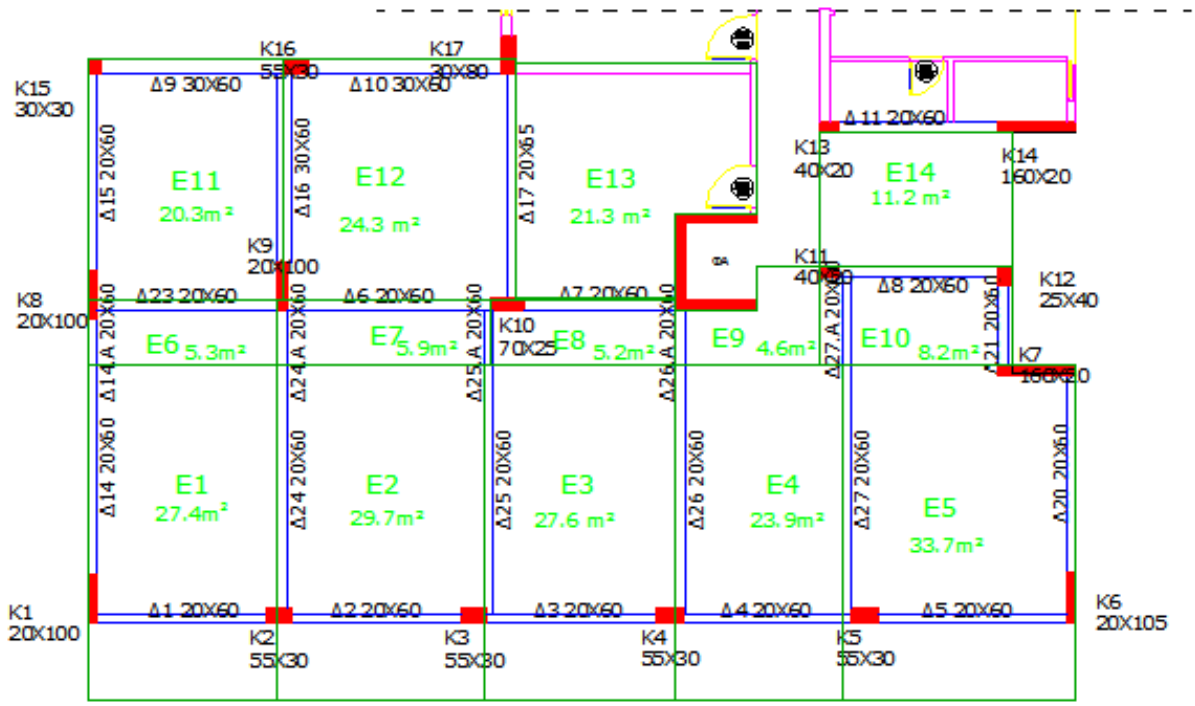
Πίνακας 2-15: Φορτίο Δοκών οροφής Β' ορόφου ανηγμένο στην οριζόντια επιφάνεια

α/α	ΟΝΟΜΑ		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (m)		$A_{διατομής}$	οριζόντιο	κεκλιμένο	$g_{δοκού}$	$G_{δοκού}$	επιφάνεια εφαρμογής	$A_{οριζ}$	g*
			b_w	ύψος	(m^2)	L_i (m)	l_i (m)	(kN/m)	(kN)		(m^2)	(kN/m^2)
1	**Δ1**	οριζόντια	0,2	0,6	0,12	3,88	-	3	11,63	E1	27,45	0,42
2	**Δ2**	οριζόντια	0,2	0,6	0,12	4,33	-	3	12,98	E2	29,71	0,44
3	**Δ3**	οριζόντια	0,2	0,6	0,12	4,00	-	3	12,00	E3	27,63	0,43
4	**Δ4**	οριζόντια	0,2	0,6	0,12	3,33	-	3	9,98	E4	23,98	0,42
5	**Δ5**	οριζόντια	0,2	0,6	0,12	4,78	-	3	14,33	E5	33,71	0,42
6	**Δ6**	οριζόντια	1	0,5	0,5	4,78	-	12,5	59,69	E7+E12	30,19	1,98
7	**Δ7**	οριζόντια	0,2	0,6	0,12	3,55	-	3	10,65	E8+E13	26,47	0,40
8	**Δ8**	οριζόντια	0,2	0,6	0,12	3,40	-	3	10,20	E10+E14	19,40	0,53
9	**Δ9**	οριζόντια	0,3	0,6	0,18	4,23	-	4,5	19,01	E11	20,25	0,94
10	**Δ10**	οριζόντια	0,3	0,6	0,18	4,43	-	4,5	19,91	E12	24,25	0,82
12	**Δ11**	οριζόντια	0,2	0,6	0,12	4,30	-	3	12,90	E14	11,20	1,15
13	**Δ14**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*4,85*	4,96	3	14,89	E1	27,45	0,54
14	**Δ14.Α**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*1,35*	1,71	3	5,13	E6	5,33	0,96
15	**Δ15**	οριζόντια	0,2	0,6	0,12	4,70	-	3	14,10	E11	20,25	0,70
16	**Δ16**	οριζόντια	0,3	0,6	0,18	4,70	-	4,5	21,15	E11+E12	44,50	0,48
17	**Δ17**	οριζόντια	0,2	0,65	0,13	4,70	-	3,25	15,28	E12+E13	45,53	0,34
18	**Δ20**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*4,60*	4,72	3	14,15	E5	33,71	0,42
19	**Δ21**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*2,15*	2,39	3	7,18	E10	8,20	0,88
20	**Δ23**	οριζόντια	0,2	0,6	0,12	3,88	-	3	11,63	E6+E11	25,58	0,45
21	**Δ24**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*5,20*	5,30	3	15,91	E1+E2	57,16	0,28
22	**Δ24.Α.**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*1,35*	1,71	3	5,13	E6+E7	11,27	0,46
23	**Δ25**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*5,20*	5,30	3	15,91	E2+E3	57,34	0,28
24	**Δ25.Α.**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*1,35*	1,71	3	5,13	E7+E8	11,14	0,46
25	**Δ26**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*5,20*	5,30	3	15,91	E3+E4	51,60	0,31
26	**Δ26.Α.**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*1,35*	1,71	3	5,13	E8+E9	10,16	0,51
27	**Δ27**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*5,20*	5,30	3	15,91	E4+E5	57,69	0,28
28	**Δ27.Α.**	*κεκλιμένη*	0,2	0,6	0,12	*1,95*	2,21	3	6,64	E9+E10	13,16	0,50

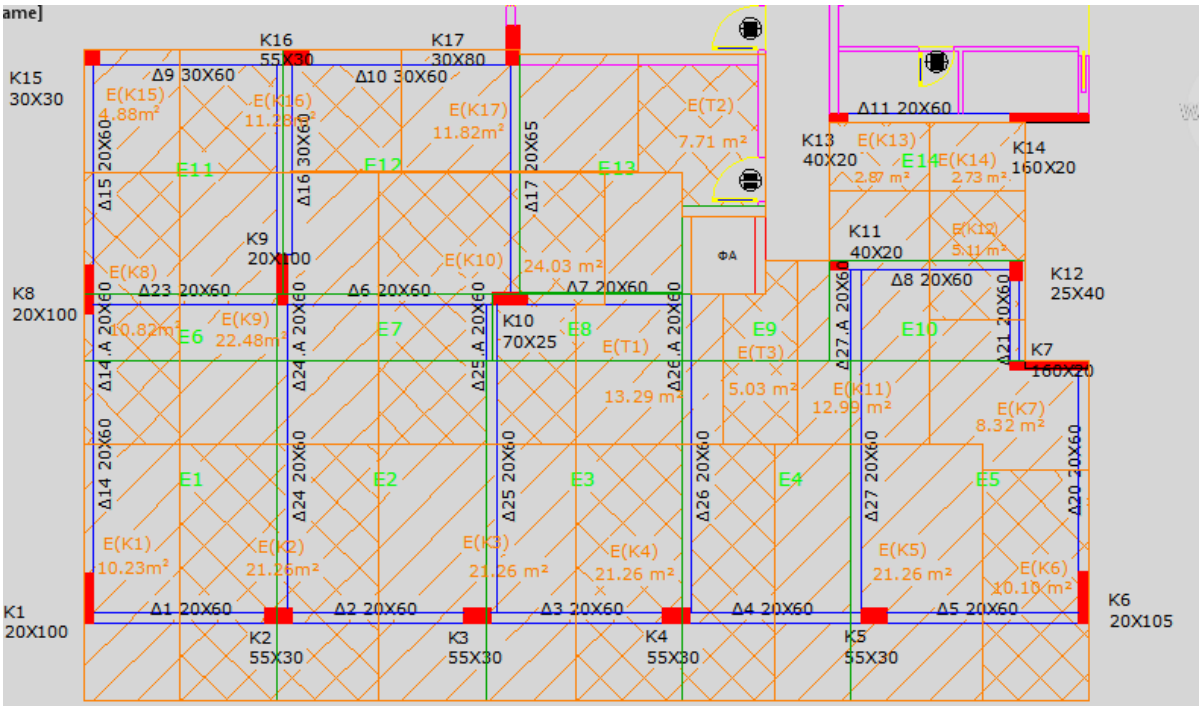
Έπειτα για κάθε μία επιφάνεια εφαρμογής E_i αθροίζονται τα φορτία που ασκούνται σ' αυτήν. Η κάθε επιφάνεια έχει διαφορετική τιμή φορτίου. Το ομοιόμορφο φορτίο γενικά κυμαίνεται από 1 kN/m^2 έως 3 kN/m^2.

Πίνακας 2-16:Φόρτιση οριζόντιας επιφάνειας από τα δοκάρια του β' ορόφου

α/α	Επιφάνειες εφαρμογής	m^2	g(kN/m^2)
1	E1	27,45	1,24
2	E2	29,71	0,99
3	E3	27,63	1,02
4	E4	23,98	1,00
5	E5	33,71	1,12
6	E6	5,33	1,87
7	E7	5,94	2,89
8	E8	5,20	1,39
9	E9	4,62	1,04
10	E10	8,20	1,92
11	E11	20,25	2,56
12	E12	24,25	3,61
13	E13	21,28	0,74
14	E14	11,20	1,68



Εικόνα 2-29: Μπρόσθιο τμήμα β' ορόφου- Επιφάνειες εφαρμογής φορτίων



Εικόνα 2-30: Επιφάνειες επιρροής στύλων για τον υπολογισμό της αξονικής λόγω φορτίου β' ορόφου

Παρατηρούμε ότι σε μία επιφάνεια επιρροής δεν ασκείται μία ενιαία τιμή ομοιόμορφου φορτίου. Για παράδειγμα για την επιφάνεια επιρροής του υποστυλώματος K2, την E(K2) βλέπουμε ότι ένα μέρος της φορτίζεται με επιφανειακό φορτίο g=1.24 kN/m^2 που αντιστοιχεί σε αυτό της επιφάνειας E1 και το υπόλοιπο μέρος της φορτίζεται με g=0.99 kN/m^2 της E2.

Επομένως, για να υπολογίσουμε την αξονική δύναμη που θα μεταφερθεί σε κάθε στύλο του β' ορόφου και έπειτα στον στύλο του α' ορόφου θα πρέπει να βρούμε της επιφάνειες τομής των $E(K_i)$ και E_i.

Για το K2 έχουμε A_1= E(K2)∩E1 = 10,05 m^2 και A_2= E(K2)∩E2=11,21 m^2. Άρα, η A_1 φορτίζεται με g_1=1,24 kN/m^2 και η A_2 με g_2=0,99 kN/m^2. Συνεπώς, το αξονικό φορτίο ισούται με $N_{K2}= g_{1*} A_1+ g_{2*} A_2$=1,24*10,05+0,99*11,21=12,46+11,09→ **N_{K2}=23,56 kN**.

Ο γενικός τύπος υπολογισμού του αξονικού φορτίου του κάθε στύλου λόγω του βάρους των δοκών του β΄ορόφου είναι:

$$N_{K_i} = \sum g(E_j) * (E_j \cap E_{K_i}) \qquad (2.1)$$

Όπου:

N_{K_i}: η συνολική αξονική του υποστυλώματος K_i

$g(E_j)$: το ομοιόμορφο φορτίο της επιφάνειας E_j σε kN/m^2

$(E_j \cap E_{K_i})$:η επιφάνεια τομής των επιφανειών E_j και E_{Ki} η οποία έχει φορτίο $g(E_j)$

Πίνακας 2-17: Επιφάνειες επιρροής στύλων για τον β' όροφο

Επιφάνειες επιρροής για κατανομή αξονικής		
α/α	όνομα	m^2
1	E(K1)	10,24
2	E(K2)	21,26
3	E(K3)	21,26
4	E(K4)	21,26
5	E(K5)	21,31
6	E(K6)	10,11
7	E(K7)	8,32
8	E(K8)	10,82
9	E(K9)	22,48
10	E(K10)	24,03
11	E(T1)	13,29
12	E(T2)	7,71
13	E(T3)	5,03
14	E(K11)	13,00
15	E(K12)	5,12
16	E(K13)	2,87
17	E(K14)	2,73
18	E(K15)	4,88
19	E(K16)	11,28
20	E(K17)	11,82

Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται ο υπολογισμός των αξονικών.

Πίνακας 2-18:Αξονικές στα υποστυλώματα α' ορόφου

ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ								
α/α	K_i	E_i (m^2)		E_{Ki} (m^2)	A_i=Ei ∩ E_{Ki} (m^2)	g (E_i) (kN/m^2)	g (Ei)* Ai	N_{Ki} (kN)
1	K1	E1	27,45	10,24	10,24	1,24	12,74	12,74
2	K2	E1	27,45	21,26	10,05	1,24	12,50	23,63
		E2	29,71	21,26	11,21	0,99	11,13	
3	K3	E2	29,71	21,26	11,68	0,99	11,59	21,37
		E3	27,63	21,26	9,58	1,02	9,78	
4	K4	E3	27,63	21,26	11,29	1,02	11,52	21,50
		E4	23,98	21,26	9,98	1,00	9,98	
5	K5	E4	23,98	21,31	8,14	1,00	8,14	22,91
		E5	33,71	21,31	13,18	1,12	14,77	
6	K6	E5	33,71	10,11	10,11	1,12	11,33	11,33
7	K7	E5	33,71	8,32	6,71	1,12	7,52	8,93
		E10	8,2	8,32	1,61	0,88	1,41	
8	K8	E1	27,45	10,82	3,32	1,24	4,12	21,56
		E6	5,33	10,82	2,63	1,87	4,93	
		E11	20,25	10,82	4,88	2,56	12,50	
9	K9	E1	27,45	22,48	3,40	1,24	4,23	64,28
		E2	29,71	22,48	3,49	0,99	3,46	
		E6	5,33	22,48	2,70	1,87	5,05	
		E7	5,94	22,48	2,77	2,89	8,01	
		E11	20,25	22,48	5,28	2,56	13,54	
		E12	24,25	22,48	4,84	3,61	17,48	
10	K10	E7	5,94	24,03	3,17	2,89	9,18	48,81
		E8	5,20	24,03	2,52	1,37	3,45	
		E12	24,25	24,03	7,25	3,61	26,17	
		E13	21,28	24,03	4,20	0,74	3,10	
		E2	29,71	24,03	3,78	0,99	3,75	
		E3	27,63	24,03	3,10	1,02	3,17	
12	Φ.Α. Τ1	E3	27,63	13,29	3,63	1,02	3,70	13,31
		E4	23,98	13,29	1,45	1,00	1,45	
		E8	5,20	13,29	2,83	1,37	3,87	
		E9	4,96	13,29	1,17	1,01	1,18	
		E13	21,28	13,29	4,22	0,74	3,12	
13	Φ.Α. Τ2	E13	21,28	7,71	7,71	0,74	5,69	5,69
14	Φ.Α. Τ3	E4	23,98	5,03	2,55	1,00	2,55	5,06
		E9	4,96	5,03	2,48	1,01	2,50	
15	K11	E4	23,98	13,00	1,87	1,00	1,87	18,88
		E5	33,71	13,00	2,75	1,12	3,08	
		E9	4,96	13,00	1,33	1,01	1,35	
		E10	8,20	13,00	3,37	1,91	6,42	
		E14	11,20	13,00	3,67	1,68	6,16	
16	K12	E10	8,20	5,12	2,39	1,91	4,55	9,13
		E14	11,20	5,12	2,73	1,68	4,58	
17	K13	E14	11,20	2,87	2,87	1,68	4,81	4,81
18	K14	E14	11,20	2,73	2,73	1,68	4,58	4,58
19	K15	E11	20,3	4,88	4,88	2,56	12,50	12,50
20	K16	E11	20,3	11,28	5,25	2,56	13,47	35,24
		E12	24,3	11,28	6,03	3,61	21,78	
21	K17	E12	24,3	11,82	6,01	3,61	21,67	25,96
		E13	21,3	11,82	5,81	0,74	4,29	

2.11.2.1.2 Οπίσθιο τμήμα- ξύλινη προσθήκη

Το οπίσθιο τμήμα του β' ορόφου αποτελεί ξύλινη προσθήκη.Ο ξύλινος σκελετός αποτελείται από

a) **ξυλοδοκούς** κατακόρυφα προσανατολισμένες ανά δεδομένη μεταξύ τους απόσταση
b) το **πέτσωμα** που καλύπτει τις ξυλοδοκούς και τοποθετείται εσωτερικά και εξωτερικά
c) **σοβά** μέσα και έξω εκατέρωθεν του τοίχου

Πιο συγκεκριμένα, οι **εξωτερικοί τοίχοι** μορφώνονται με ξυλοδοκούς διατομής 8 cm x 15 cm ανά 85 cm. Οι **εσωτερικοί τοίχοι** αποτελούνται από ξυλοδοκούς διατομής 5 cm x 10 cm ανά 70 cm. Το πέτσωμα των τοίχων έχει πάχος 2,5 cm μέσα και 2,5 cm έξω (5 cm συνολικά). Το ίδιο ισχύει και για τον σοβά που έχει πάχος 2,5 cm x 2= 5 cm συνολικά.

Πίνακας 2-19: Στοιχεία ξύλινου εξωτερικού τοίχου

Εξωτερικοί Τοίχοι-Τομή		
α/α	*από έξω προς τα μέσα*	πάχος (cm)
1.	Σοβάς	2,5
2.	Πέτσωμα	2,5
3.	Ξυλοδοκοί (8cmx**15cm**)	15
4.	Πέτσωμα	2,5
5.	Σοβάς	2,5
	Πάχος τοίχου:	**25**

Οι εξωτερικοί τοίχοι έχουν συνολικό πάχος 25cm. Οι εσωτερικοί τοίχοι έχουν συνολικό πάχος 20cm.

Πίνακας 2-20:Τομή ξύλινου εσωτερικού τοίχου

Εσωτερικοί Τοίχοι-Τομή		
α/α	*από έξω προς τα μέσα*	πάχος (cm)
1.	Σοβάς	2,5
2.	Πέτσωμα	2,5
3.	Ξυλοδοκοί (5cmx**10cm**)	10
4.	Πέτσωμα	2,5
5.	Σοβάς	2,5
	Πάχος τοίχου:	**20**

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται η μισή τομή ξύλινου τοίχου και τα στοιχεία που τον αποτελούν (ξυλοδοκοί-πέτσωμα-σοβάς).

Εικόνα 2-31: Μισή τομή τοίχου

Το φορτίο του ξύλινου τμήματος υπολογίστηκε σύμφωνα με τον κανονισμό φορτίσεων του βασιλικού διατάγματος 1945 (ΦΕΚ325 31/12/1945). Στο μέρος Ι εδ.3 γίνεται κατάταξη των διαφόρων ειδών ξυλείας ανάλογα με το ειδικό τους βάρος.

Πίνακας 2-21: Φαινόμενα βάρη ξυλείας βάσει ΦΕΚ325/1945

Με φυσική υγρασία 15% kg/m^3	Kg/m^3
1. Ελάτη εν γένει (λευκή ξυλεία)	**550**
2. Πεύκη η δασική (ξυλεία Σουηδική)	**550**
3. Πεύκη η λαρικοειδής (λάρτζινο), πεύκη η μελανή (λάρτζινο άροζο)	**650**
4. Ξυλεία Πεύκης Αμερικής (Pitch-Pine, Crecon-pine),Οξυά	**750**
5. Δρυς	**900**
Σημ.Τα ως άνω βάρη της ξυλείας ισχύουν δια κατασκευάς προφυλαγμένας από την υγρασία.Άλλως πρέπει ταύτα να αυξάνονται κατά 50kg.	

Το ειδικό βάρος του ξύλου της κατασκευής μας το εκτιμήσαμε ίσο με γ=5,5 kN/m^3 και το ξύλο είναι προστατευμένο από την υγρασία.

Το φορτίο των ξύλινων τοίχων θα αναληφθεί από τα δοκάρια της οροφής του α' ορόφου για τους τοίχους που εδράζονται σε δοκό. Για τις διαχωριστικές ξύλινες τοιχοποιίες που δεν έχουν από κάτω δοκάρι το φορτίο θα κατανεμηθεί ως επιφανειακό στις αντίστοιχες πλάκες της οροφής του α' ορόφου.

Από τη στιγμή που θα υπολογίσουμε το φορτίο του ξύλινου τοίχου ανά τετραγωνικό επιφάνειας του τοίχου, η διαδικασία υπολογισμού είναι όμοια με αυτήν που ακολουθήσαμε για τις τοιχοποιιές από τούβλο. Το φορτίο αυτό διαφοροποιείται προφανώς για τους εσωτερικούς και τους εξωτερικούς τοίχους.Ο προσδιορισμός του γίνεται με βάση το μέρος ΙΙ §7 του κανονισμού και φαίνεται στον παρακάτω πίνακα αναλυτικά.

Πίνακας 2-22: Μετατροπή φαινόμενου βάρους σε φορτίο ανά επιφάνεια τοίχου

α/α	Δομικό στοιχείο	Περιγραφή	Ειδικό βάρος (kN/m^3)	Εύρεση φορτίου ανά επιφάνεια τοίχου:										**(kN/m^2)**
1.	Σοβάς	επίχρισμα πάχους 2,5cm σε κάθε πλευρά του τοίχου	20,00	→	2	x	0,025	x	20			=	**1**
2.	Πέτσωμα	σανίδες ξυλείας από βελανιδιά πάχους 2,5cm εφαρμοσμένες μέσα έξω	5,50	→	2	x	0,025	x	5,50			=	**0,275**
3.	**Ξυλοδοκοί:**												
α.	Εξωτερικοί τοίχοι	8cmx15cm ανά 85cm	5,50	→	5,5	x	0,08	x	0,15	x	100/85	=	**0,0776**
β.	Εσωτερικοί τοίχοι	5cmx10cm ανά 70cm	5,50	→	5,5	x	0,05	x	0,1	x	100/70	=	**0,0393**
Άρα, Εξωτερικοί τοίχοι:(1+0,275+0,0776)=1,35kN/m^2 & Εσωτερικοί τοίχοι:(1+0,275+0,0393)=1,31kN/m^2													

Για να βρω το φορτίο ανά επιφάνεια τοίχου για το πέτσωμα και τον σοβά πολλαπλασιάζω απλά το ειδικό βάρος τους με το πάχος τους. Για τον σοβά προκύπτει 1 kN/m^2 και για το πέτσωμα 0.275 kN/m^2. Για τις ξυλοδοκούς πολλαπλασιάζω το ειδικό βάρος με την επιφάνεια της διατομής τους και με το πλήθος των ξυλοδοκών σε πλάτος 1m. Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα προκύπτει για τις ξυλοδοκούς των εξωτερικών τοίχων 0.0776 kN/m^2 και τις ξυλοδοκούς των εσωτερικών τοίχων 0,0393 kN/m^2.Επομένως, συνολικά το φορτίο ανά επιφάνεια τοίχου είναι ίσο με το άθροισμα των αντίστοιχων φορτίων του σοβά του πετσώματος και των ξυλοδοκών.Άρα, για τους **εξωτερικούς τοίχους 1,35 kN/m^2** και για τους **εσωτερικούς 1,31 kN/m^2**. Παρατηρούμε ότι το φορτίο των ξύλινων τοίχων είναι μικρότερο 40% και 60% σε σχέση με τους τοίχους από τούβλα. Επίσης, η διαφορά του φορτίου μετάξυ εξωτερικού και εσωτερικού τοίχου είναι πολύ μικρή.

Παρακάτω γίνεται διάκριση μεταξύ των εξωτερικών και εσωτερικών ξύλινων τοίχων.

Πίνακας 2-23:Ξύλινοι εξωτερικοί τοίχοι

ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΠΑΧΟΥΣ 25 cm			
Ξυλοδοκοί (8x15) ανά 85cm	1.	Τ1β	ανατολική πρόσοψη
	2.	Τ16β	
	3.	Τ6β	βορειοι περιμετρικοί
	4.	Τ5β	
	5.	Τ7β	
	6.	Τ8β	
	7.	Τ18	
	8.	Τ19	εσωτερικοί διαδρόμου
	9.	Τ10'β	
	10.	Τ11'β	
	11.	Τ12'β	
	12.	Τ13'β	
	13.	Τ22	νότιοι περιμετρικοί
	14.	Τ18β	
	15.	Τ19β	
	16.	Τ20β	
	17.	Τ21β	
	18.	Τ22β	ανατολική πρόσοψη
	19.	Τ14β	
	20.	Τ13	Διαχωριστικές δωματίων
	21.	Τ1	
	22.	Τ2	
	23.	Τ3	
	24.	Τ18Β	λοιπές
	25.	Τ15β	

Πίνακας 2-24 Ξύλινοι εσωτερικοί τοίχοι

ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΠΑΧΟΥΣ 20 cm			
Ξυλοδοκοί (5x10) ανά 70cm	1.	T2β	εντός δωματίων
	2.	T3β	
	3.	T9β	
	4.	T13β	εντός δωματίων
	5.	T12β	
	6.	T11β	
	7.	T10β	
	8.	T10A	επί δοκού
	9.	T12	
	10.	T12A	
	11.	T9'β	διαδρόμου
	12.	T3'β	
	13.	T2'β	
	14.	Twc*9	

Στο πίνακα που ακολουθεί φαίνεται ο τρόπος υπολογισμού του φορτίου που θα παραλάβουν τα δοκάρια της οροφής του α' ορόφου λόγω των ξύλινων τοίχων.

Το ύψος του β' ορόφου ταυτίζεται με το ύψος του ξύλινου τοίχου και είναι ίσο με 2.65 m. Έχουν υπολογιστεί ξεχωριστά το φορτίο εξαιτίας του σοβά, του πετσώματος και των ξυλοδοκών ώστε να φαίνεται το ποσοστό της συνεισφοράς του εκάστωτε στοιχείου του τοίχου στο συνολικό φορτίο.

Το σημαντικότερο φορτίο είναι του σοβά και λίγο επιβαρύνουν το πέτσωμα και οι ξυλοδοκοί. Το συνολικό φορτίο των ξύλινων τοίχων που έχουν δοκό από κάτω είναι **246.50 kN**.

Παρατηρώ ότι το γραμμικό φορτίο λόγω του ξύλου είναι σαν τάξη μεγέθους ίσο με το ίδιον βάρος των δοκών.

Πίνακας 2-25:Γραμμικό φορτίο δοκών από τους ξύλινους τοίχους

α/α		όνομα	l_{clear} (m)	$l_{clear}+H_{τοίχου}$ A (m^2)	Επιφάνεια ανοιγμάτων (m^2) l (m)	h(m)	A	Επ. τοιχοπλήρωσης (m^2)	sap L_i (m)	Είδος ξύλινου τοίχου	ομοιόμορφο φορτίο ξύλινου τοίχου ανά m μήκους δοκού 1. Σοβάς (1kN/m^2)	2.Πέτσωμα (0,45kN/m^2)	3.Ξυλοδοκοί (0,127 ή 0,0643 kN/m^2)	Σύνολο:	
1	ανατολική όψη	T1β	3,4	9,01	0	0	0,00	9,01	**3,65**	*Εξωτερικός*	2,47	0,68	0,19	3,34	Δ1β
2		T16β	0,9	2,39	0	0	0,00	2,39	**1,40**	*Εξωτερικός*	1,70	0,47	0,13	2,30	Δ16β
3		T14β	2,75	7,29	1	0,3	0,30	6,99	**3,00**	*Εξωτερικός*	2,33	0,64	0,18	3,15	Δ14β
4		T22β	3,05	8,08	0	0	0,00	8,08	**3,60**	*Εξωτερικός*	2,25	0,62	0,17	3,04	Δ22β
											(kN)	(kN)	(kN)	kN/m	
5	βορινή όψη	T6β	3,00	7,95	1,50	2,30	3,45	4,50	**4,10**	*Εξωτερικός*	4,50	1,24	0,35	1,98	Δ6β
6		T5β	3,00	7,95	1,50	2,30	3,45	4,50	**4,05**	*Εξωτερικός*	4,50	1,24	0,35	2,00	Δ5β
7		T7β	3,00	7,95	1,50	2,30	3,45	4,50	**3,40**	*Εξωτερικός*	4,50	1,24	0,35	2,39	Δ7β
8		T8β	3,00	7,95	1,50	2,30	3,45	4,50		*Εξωτερικός*	4,50	1,24	0,35	24,35	
9		T18	2,45	6,49	1,20	0,30	0,36	6,13	**3,50**	*Εξωτερικός*	6,13	1,69	0,48	2,37	Δ18
10	νότια όψη	T22	3,76	9,96	1,50	2,30	3,45	6,51	**4,06**	*Εξωτερικός*	1,60	0,44	0,12	2,17	Δ22
11		T18β	3,05	8,08	1,50	2,30	3,45	4,63	**3,50**	*Εξωτερικός*	1,32	0,36	0,10	1,79	Δ18β
12		T19β	3,60	9,54	1,50	2,30	3,45	6,09	**4,05**	*Εξωτερικός*	1,50	0,41	0,12	2,03	Δ19β
13		T20β	3,76	9,96	1,50	2,30	3,45	6,51	**4,16**	*Εξωτερικός*	1,57	0,43	0,12	2,12	Δ20β
14		T21β	3,63	9,62	1,50	2,30	3,45	6,17	**4,01**	*Εξωτερικός*	1,54	0,42	0,12	2,08	Δ21β
15	διαχωριστικές	T10β	3,11	8,24	0,90	2,20	1,98	6,26	**3,56**	*Εσωτερικός*	1,76	0,48	0,07	2,31	Δ10β
16		T11β	3,36	8,90	0,90	2,20	1,98	6,92	**3,96**	*Εσωτερικός*	1,75	0,48	0,07	2,30	Δ11β
17		T12β	3,36	8,90	0,90	2,20	1,98	6,92	**3,96**	*Εσωτερικός*	1,75	0,48	0,07	2,30	Δ12β
18		T13β	3,51	9,30	0,90	2,20	1,98	7,32	**4,24**	*Εσωτερικός*	1,73	0,47	0,07	2,27	Δ13β
19	διαχωριστικές	T2β	3,57	9,46	0,80	2,20	1,76	7,70	**4,05**	*Εσωτερικός*	1,90	0,52	0,07	2,50	Δ2β
20		T3β	3,46	9,17	0,80	2,20	1,76	7,41	**4,11**	*Εσωτερικός*	1,80	0,50	0,07	2,37	Δ3β
21		T9β	2,91	7,71	0,80	2,20	1,76	5,95	**3,56**	*Εσωτερικός*	1,67	0,46	0,07	2,20	Δ9β
22	επί δοκών	T18A	2,9	7,69	0,9	2,20	1,98	5,71	**3,40**	*Εξωτερικός*	1,68	0,46	0,13	2,27	Δ18A
23		T18B	2,06	5,46	0,9	2,20	1,98	3,48	**2,56**	*Εξωτερικός*	1,36	0,37	0,11	1,84	Δ18B
24		T19	3,66	9,70	0,9	2,20	1,98	7,72	**4,06**	*Εξωτερικός*	1,90	0,52	0,15	2,57	Δ19
25		T10A	4,8	12,72	0	0,00	0,00	12,72	**5,05**	*Εσωτερικός*	2,52	0,69	0,10	3,31	Δ10A
26	επί δοκών	T12	3	7,95	0	0	0,00	7,95	**3,45**	*Εσωτερικός*	2,30	0,63	0,09	3,03	Δ12
27		T12A	1,2	3,18	0	0	0,00	3,18	**1,60**	*Εσωτερικός*	1,99	0,55	0,08	2,61	Δ12.A
28		T13	3,3	8,75	0	0	0,00	8,75	**3,60**	*Εξωτερικός*	2,43	0,67	0,19	3,29	Δ13
29		T15β	3,05	8,08	2,3	1,00	2,30	5,78	**3,65**	*Εξωτερικός*	1,58	0,44	0,12	2,14	Δ15β

Πίνακας 2-26:Γραμμικό Φορτίο ξύλου επί τον δοκών οροφής α' ορόφου

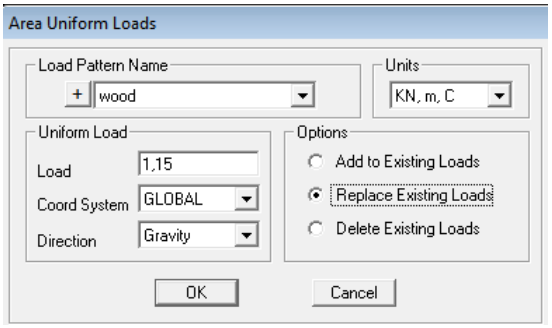
Δ18	**2,37**
Δ18.A	**2,27**
Δ18.B	**1,84**
Δ19	**2,57**
Δ20	**-**
Δ21	**-**
Δ22	**2,17**
Δ23	**-**
Δ24	**-**
Δ25	**-**
Δ26	**-**
Δ27	**-**
Δ1β	**3,34**
Δ2β	**2,50**
Δ3β	**2,37**
Δ5β	**2,00**
Δ6β	**1,98**
Δ7β	**2,39**
Δ9β	**2,20**
Δ10β	**2,31**
Δ11β	**2,30**
Δ12β	**2,30**
Δ13β	**2,27**
Δ14β	**3,15**
Δ15β	**2,14**
Δ16β	**2,30**
Δ18β	**1,79**
Δ19β	**2,03**
Δ20β	**2,12**
Δ21β	**2,08**
Δ22β	**3,04**

Σε ξεχωριστό πίνακα έχει αθροιστεί το φορτίο των ξύλινων τοίχων που είναι διαχωριστικές εσωτερικές και δεν εδράζονται απευθείας σε δοκό και θα αναληφθεί από τις αντίστοιχες πλάκες ως επιφανειακό φορτίο. Οι τοιχοποιίες αυτές είναι διαχωριστικές μεταξύ των δωματίων του ορόφου και των wc. Το συνολικό τους φορτίο είναι ίσο με 203 kN.

Πίνακας 2-27: Φορτίο ξύλινων τοίχων που θα παραλάβουν οι πλάκες οροφής του α' ορόφου

ΔΙΑΧΩΡΙΣΤΙΚΕΣ ΩΣ ΦΟΡΤΙΟ ΠΑΝΩ ΣΤΙΣ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΣ ΠΛΑΚΕΣ													
α/α		όνομα	l_{clear} (m)	$l_{clear}*H_{τοίχου}$ A (m^2)	Επιφάνεια ανοιγμάτων (m^2)			Επ. τοιχοπλήρωσης (m^2)	Είδος ξύλινου τοίχου	ομοιόμορφο φορτίο ξύλινου τοίχου (KN)			
					l (m)	h(m)	A			1. Σοβάς ($1kN/m^2$)	2.Πέτσωμα ($0,45kN/m^2$)	3.Ξυλοδοκοί (0,127 ή 0,0643 kN/m^2)	Σύνολο:
1	ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ	T1	4,8	12,72	0	0	0,00	12,72	Εξωτερικός	12,72	3,50	0,99	17,21
2		T2	4,80	12,72	0	0	0,00	12,72	Εξωτερικός	12,72	3,50	0,99	17,21
3		T3	4,80	12,72	0	0	0,00	12,72	Εξωτερικός	12,72	3,50	0,99	17,21
4		T4	5,00	13,25	0	0	0,00	13,25	Εσωτερικός	13,25	3,64	0,52	17,41
5		T5	5,00	13,25	0	0	0,00	13,25	Εσωτερικός	13,25	3,64	0,52	17,41
6		T6	5	13,25	0	0	0,00	13,25	Εσωτερικός	13,25	3,64	0,52	17,41
7	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ	T10'β	3,9	10,34	0,9	2,20	1,98	8,36	Εξωτερικός	8,36	2,30	0,65	11,30
8		T11'β	3,9	10,34	0,9	2,20	1,98	8,36	Εξωτερικός	8,36	2,30	0,65	11,30
9		T12'β	3,9	10,34	0,9	2,20	1,98	8,36	Εξωτερικός	8,36	2,30	0,65	11,30
10		T13'β	3,9	10,34	0,9	2,20	1,98	8,36	Εξωτερικός	8,36	2,30	0,65	11,30
11		T9'β	3,10	8,22	0,8	2,20	1,76	6,46	Εσωτερικός	6,46	1,78	0,25	8,48
12		T3'β	3,10	8,22	0,8	2,20	1,76	6,46	Εσωτερικός	6,46	1,78	0,25	8,48
13		T2'β	3,10	8,22	0,8	2,20	1,76	6,46	Εσωτερικός	6,46	1,78	0,25	8,48
14	9 WC	TWC	13,5	35,78	6,3	2,20	13,86	21,92	Εσωτερικός	21,92	6,03	0,86	28,80
												Συνολικά:	**203,32**

Το φορτίο αυτό των 203,32 kN ανήγεται σε επιφάνεια A = 177,2 m^2 και προκύπτει g_{wood}=1,15 kN/ m^2 το οποίο εφαρμόζεται στα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία των πλακών του ξύλινου τμήματος.



Εικόνα 2-32:Εισαγωγή στο SAP επιφανειακού φορτίου του ξύλου

Το συνολικό φορτίο του ξύλινου τμήματος είναι 449.82 kN.

Πίνακας 2-28:Συνολικό φορτίο ξύλινου τμήματος β' ορόφου

Φορτίο ξύλινου τμήματος (kN)		
(α)	Τοίχοι πάνω σε δοκό:	246,5
(β)	Διαχωριστικοί τοίχοι:	203,32
	Σύνολο:	**449,82**

2.11.2.2Ξύλινη στέγη – Περιγραφή

Το ξενοδοχείο διαθέτει ξύλινη στέγη η κλίση και ο προσανατολισμός της οποίας διαφέρει στο μπροστινό τμήμα Α σε σχέση με το οπίσθιο τμήμα Β, όπως διακρίνεται και στο σχέδιο της κατόψεως της στέγης.

Τα φορτία της στέγης επιβάλλονται στην οροφή του α' ορόφου στο προσομοίωμα.Τα μόνιμα φορτία υπολογίστηκαν προσεγγιστικά υπερ της ασφαλείας με βάση τις οδηγίες του βασιλικού διατάγματος 1945. Για τον προσδιορισμό των κινητών φορτίων έγινε κατάταξη της στέγης σύμφωνα με τον EC1.Η στέγη λοιπόν είναι κατηγορίας Η καθώς είναι μη βατή και προσβάσιμη μόνο για κανονική συντήρηση και επισκευή. Από τον πίνακα 6.10 του κανονισμού προκύπτουν τα επιβαλλόμενα μεταβλητά φορτία της εξεταζόμενης στέγης. Επιλέγονται οι προτεινόμενες τιμές $\mathbf{q_k=0.4\ kN/m^2}$ και $\mathbf{Q_k=1,0\ kN}$. Δεν απαιτείται ειδικός έλεγχος σε φορτίο χιονιού λόγω του κλίματος της περιοχής. Δεν έγινε αναλυτικός υπολογισμός φόρτισης της στέγης λόγω ανέμου, καθώς δεν κρίνεται κρίσιμος.

Πίνακας 6.10 – Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας Η

Στέγη	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Κατηγορία Η	q_k	Q_k
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Για την κατηγορία Η το q_k μπορεί να επιλεγεί μεταξύ 0,00 kN/m^2 και 1,0 kN/m^2 και το Q_k μπορεί να επιλεγεί μεταξύ 0,9 kN και 1,5 kN. Όπου δίδεται φάσμα τιμών, οι τιμές θα πρέπει να ορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές είναι: $q_k = 0,4kN/m^2, Q_k = 1,0kN$ ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Το q_k μπορεί να διαφοροποιείται στο Εθνικό Προσάρτημα ανάλογα με την κλίση της στέγης. ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3: Το q_k μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα σε μια επιφάνεια Α που θα ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή για το Α είναι 10m^2, στα πλαίσια ενός φάσματος μεταξύ του μηδενός και ολόκληρης της επιφάνειας της στέγης. ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4: Βλέπε επίσης 3.3.2 (1).		

2.11.2.2.1 Ξύλινη στέγη- Μπρόσθιο τμήμα Α

Η στέγη του τμήματος της πρόσοψης του ξενοδοχείου αποτελείται από ένα κεκλιμένο τμήμα και ένα οριζόντιο τμήμα και είναι ξύλινη με επικάλυψη κεραμιδιών. Η κεκλιμένη στέγη στηρίζεται σε κεκλιμένες δοκούς όπως φαίνεται και στην παρακάτω φωτογραφία. Το φορτίο της στέγης θα εισαχθεί στο μοντέλο όμοια με τα φορτία του β' ορόφου, δηλαδή ως αξονικές στα υποστυλώματα του α' ορόφου. Υπολογίζεται το φορτίο ανά κεκλιμένη επιφάνεια, έπειτα μετατρέπεται σε φορτίο ανά οριζόντια προβολή της στέγης και τέλος μέσω των επιφανειών επιρροής προσδιορίζεται το αξονικό φορτίο που θα παραλάβουν τα αντίστοιχα υποστυλώματα. Το ύψος της κεκλιμένης στέγης είναι 1.05m, η κεκλιμένη επιφάνεια της ισούται με A_k=145.11m^2. Η οριζόντια στέγη έχει επιφάνεια A_o=64.51 m^2 με διαστάσεις 3.36m x 19.2m. Η στέγη περιλαμβάνει κεραμίδια, πέτσωμα, τεγίδες και ζευκτά.

Παρακάτω φαίνονται τα μόνιμα φορτία και τα κινητά φορτία που επιβλήθηκαν λόγω της στέγης. Το σύνολο των μονίμων φορτίων ανά οριζόντια επιφάνεια προκύπτει προσεγγιστικά ίσο με 0.81 kN/m^2.

Εικόνα 2-33:Νότια όψη-Μπρόσθιο τμήμα-Στέγη

Πίνακας 2-29 Επιφανειακά φορτία στέγης

ΦΟΡΤΙΑ ΞΥΛΙΝΗΣ ΣΤΕΓΗΣ- ΜΠΡΟΣΘΙΟ ΤΜΗΜΑ Α												
Γεωμετρία	Κεκλιμένη επιφάνεια A_K	7,08m	x	20,5m	=	145,1	m^2					**kN/m^2 οριζόντια επιφ.**
	Οριζόντια επιφάνεια A_o	7m	x	20,5m	=	143,5	m^2					
Φορτία	Επικάλυψη ξύλινης στέγης με κεραμίδια γαλλικού τύπου (βάρος κεράμων & επιτεγίδων)	0,50	kN/m^2 κεκλιμένης επιφ.			x	145,1	/	143,5	=		0,51
	Ι.βάρος ζευκτών,τεγίδων και συνδέσμων:											0,30
	ΣΥΝΟΛΟ ΜΟΝΙΜΩΝ:											**0,81**
	Κινητά:											**0,40**

Πίνακας 2-30: Μετατροπή Φορτίου Στέγης σε Αξονικό Υποστυλωμάτων

ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΛΟΓΩ ΣΤΕΓΗΣ						
α/α	K_i	E_{Ki} (m^2)	$g_{στέγης}$ (E_{Ki}) (kN/m^2)	$q_{στέγης}$ (E_{Ki}) (kN/m^2)	**$N_{gστέγης (Ki)}$ (kN)**	**$N_{qστέγης (Ki)}$ (kN)**
1	K1	10,24	0,81	0,40	8,25	4,10
2	K2	21,26	0,81	0,40	17,13	8,51
3	K3	21,26	0,81	0,40	17,13	8,51
4	K4	21,26	0,81	0,40	17,13	8,51
5	K5	21,31	0,81	0,40	17,17	8,53
6	K6	10,11	0,81	0,40	8,14	4,04
7	K7	8,32	0,81	0,40	6,70	3,33
8	K8	10,82	0,81	0,40	8,72	4,33
9	K9	22,48	0,81	0,40	18,11	8,99
10	K10	24,03	0,81	0,40	19,36	9,61
12	Φ.Α. Τ1	13,29	0,81	0,40	10,71	5,32
13	Φ.Α. Τ2	7,71	0,81	0,40	6,21	3,08
14	Φ.Α. Τ3	5,03	0,81	0,40	4,05	2,01
15	K11	13,00	0,81	0,40	10,47	5,20
16	K12	5,12	0,81	0,40	4,12	2,05
17	K13	2,87	0,81	0,40	2,31	1,15
18	K14	2,73	0,81	0,40	2,20	1,09
19	K15	4,88	0,81	0,40	3,93	1,95
20	K16	11,28	0,81	0,40	9,09	4,51
21	K17	11,82	0,81	0,40	9,52	4,73

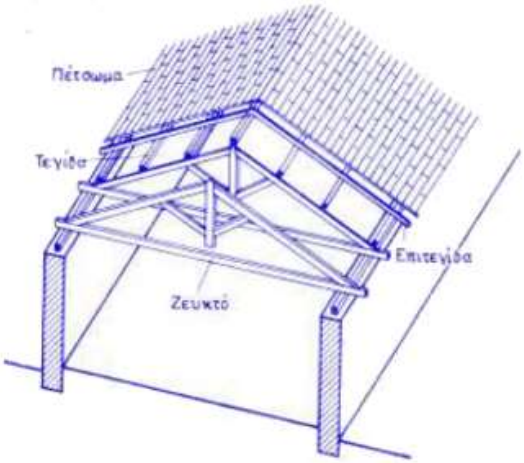
Στον παραπάνω πίνακα έχει υπολογιστεί η κατανομή του φορτίου αυτού σε κάθε υποστύλωμα ως αξονική. Παρατηρώ ότι τα κινητά φορτία είναι υποδιπλάσια από τα μόνιμα.

Για το υποστύλωμα Κ2 του α' ορόφου παρουσιάζουμε τα αξονικά φορτία που δέχεται λόγω του β' ορόφου όπως φαίνονται στην καρτέλα του SAP → **Object model / Point Information**. Στην καρτέλα αυτή φαίνεται για κάθε **Load pattern** η τιμή του φορτίου. Οπότε μπορούμε να δούμε το μέγεθος της αξονικής λόγω ίδιου βάρους στύλου β' ορόφου (**styloi**), την αξονική λόγω του φορτίου των δοκών του β' ορόφου (**beams b orofou**) , την αξονική που προέκυψε λόγω του βάρους της στέγης (**roofA_dead**) και η αξονική λόγω κινητών στέγης (**roofA_live**).

Εικόνα 2-34: Συγκεντρωτικά τα αξονικά φορτία σε στύλο

2.11.2.2.2 Ξύλινη στέγη - Οπίσθιο τμήμα Β

Η στέγη είναι κεκλιμένη ύψους 1,40m και έχει επικάλυψη κεραμιδιών σε όλη την έκτασή της. Οι ξύλινοι φορείς στους οποίους στηρίζεται η στέγη είναι διαστάσεων 7cm x 15cm και τα φατνώματα είναι τοποθετημένα ανά 85cm. Ο κεντρικός ξύλινος κορφιάς έχει διαστάσεις διατομής 10cm x 25cm.Η στέγη θεωρείται διέρειστη και το φορτίο της παραλαμβάνεται από τις δοκούς: Δ6β-Δ5β-Δ7β και Δ21β-Δ20β-Δ19β-Δ18β-Δ22. Με βάση το άνοιγμα της στέγης προσεγγίζεται η τιμή του βάρους των ζευκτών, τεγίδων και συνδέσμων. Το άνοιγμα της είναι 14,9m και η γωνία κλίσης της στέγης ως προς τον ορίζονται είναι περίπου 10°.



Εικόνα 2-35: Ενδεικτικό σκαρίφημα ξύλινης στέγης

Πίνακας 2-31:Φορτία ξύλινης στέγης

ΦΟΡΤΙΑ ΞΥΛΙΝΗΣ ΣΤΕΓΗΣ-ΤΜΗΜΑ Β			
Α.ΜΟΝΙΜΑ		kN/m^2	
1.	Επικάλυψη ξύλινης στέγης με κεραμίδια γαλλικού τύπου (βάρος κεράμων & επιτεγίδων)	0,50	(κεκλιμένης επιφάνειας)
2.	Ι.βάρος ζευκτών,τεγίδων και συνδέσμων εν γένει	0,30	(οριζόντιας προβολής)
Β.ΚΙΝΗΤΑ			
3.	Κινητά	0,40	(οριζόντιας προβολής)

Η κεκλιμένη επιφάνεια της μισής στέγης είναι **A_k=155.39 m^2=7.58 m x 20.5 m**. Η επιφάνεια του μισού τμήματος της οριζόντιας προβολής της στέγης είναι **A_o=152.73 m^2=7.45 m x 20.5 m.** Έτσι, πολλαπλασιάζοντας τα ανηγμένα επιφανειακά φορτία της στέγης με την αντίστοιχη επιφάνεια και διαιρώντας με το μήκος της δοκού που φορτίζεται απ' αυτά, προκύπτει το γραμμικό φορτίο της στέγης, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2-32:Γραμμικό φορτίο στέγης επί δοκών (kN/m)

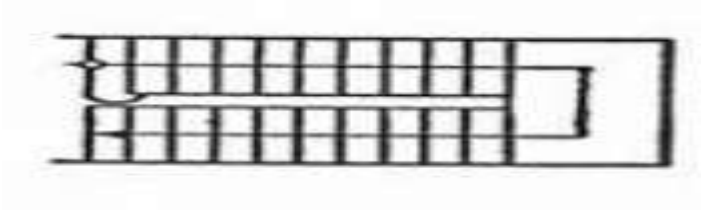
ΦΟΡΤΙΑ ΞΥΛΙΝΗΣ ΣΤΕΓΗΣ-ΤΜΗΜΑ Β						
		kN/m			**Σύνολο Α.**	**Σύνολο Β.**
		Επικάλυψη	ζευκτά	Κινητά		
Δ_i	$L_{\Delta i}$	1.	2.	3.	**(kN/m)**	**(kN/m)**
Δ6β	4,10	5,51	3,25	4,33	8,75	4,33
Δ5β	4,05	5,51	3,25	4,33	8,75	4,33
Δ7β	3,40	5,51	3,25	4,33	8,75	4,33
Δ18	2,56	5,51	3,25	4,33	8,75	4,33
Δ21β	4,01	3,93	2,32	3,09	6,24	3,09
Δ20β	4,16	3,93	2,32	3,09	6,24	3,09
Δ19β	4,05	3,93	2,32	3,09	6,24	3,09
Δ18β	3,50	3,93	2,32	3,09	6,24	3,09
Δ22	4,06	3,93	2,32	3,09	6,24	3,09

2.8.3. Προσομοίωση φορτίων κλιμακοστασίου

Τα κλιμακοστάσια της κατασκευής είναι δύο και είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα γ_c=25 kN/m^3 και με επικαλύψεις 1.5 kN/m^2. Τα φορτία τους είναι τα μόνιμα (ίδια βάρη και επικαλύψεις) και τα κινητά που είναι q = 3.5 kN/m^2.

2.8.3.1. Φορτία σκάλας μορφής Π

Το κεντρικό κλιμακοστάσιο είναι σκάλα μορφής Π με πλατύσκαλο και στηρίζεται αμφιέρειστα στα δοκάρια Δ11 και Δ8 σε κάθε επίπεδο.



Εικόνα 2-36: Διπλή σκάλα Π με πλατύσκαλο

Τα φορτία θα υπολογιστούν και επιβληθούν χειροκίνητα ως γραμμικό φορτίο επί των δοκών στήριξης.Οι δοκοί στήριξης Δ11 και Δ8 έχουν προσομοιωθεί εκτός από την οροφή ισογείου και

α’ ορόφου και στις ενδιάμεσες στάθμες που υπάρχουν τα πλατύσκαλα:+1.625 m, +3.25 m, +4.775 m, +6.3 m.

Όσον αφορά τα γεωμετρικά δεδομένα της κεντρικής σκάλας φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα ότι είναι πλάτους b=1,3 m με ρίχτι ρ=18 cm και πάτημα π=30 cm με 9 αναβαθμούς μαζί με το πλατύσκαλο. Το πλατύσκαλο έχει μήκος 2,8 m (1,3+0,2+1,3), πλάτος 1m και πάχος 20 cm.

Δεδομένα κλίμακας	
Πλήθος σκαλοπατιών	9
Ρίχτι (m)	0,18
Πάτημα (m)	0,3
Μήκος (m)	1,3

Εικόνα 2-37: Γεωμετρία κεντρικής σκάλας

Με βάση αυτά υπολογίζονται το ίδιον βάρος, η επικάλυψη, το σύνολο των μονίμων και το κινητό φορτίο σε kN για κάθε κλίμακα και πλατύσκαλο όπως φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2-33: Μόνιμα & Κινητά φορτία στοιχείων κλίμακας σε KN

MONIMA & ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΛΙΜΑΚΑΣ ΣΕ ΚΝ											
		Πλήθος	Γεωμετρία (m)			$A_{διατομής}$ (m^2)	Α. ΜΟΝΙΜΑ (ΚΝ)		Σύνολο μονίμων (ΚΝ)	$A_{επιφάνειας}$ (m^2)	Κινητά (ΚΝ) (q=3.5 kN/m^2)
			Μήκος	Πλάτος	Πάχος		Ι.Β.	Επικαλύψεις			
1.	Πλατύσκαλο	2	2,8	1	0,2		14	4,2	18,20	2,80	9,80
2.	Κλίμακα με 9-σκαλοπάτια	4	1,3			0,82	26,65	1,60	28,25	3,51	12,29

Το μόνιμο φορτίο της σκάλας υπολογίστηκε ως άθροισμα του φορτίου της κεκλιμένης πλάκας πάχους 20cm και του φορτίου των τριγωνικών αναβαθμών σλυμφωνα με τη σχέση:

$$W_{σκάλας}^{μόνιμα} = \gamma * (L * 0,2) * b + \gamma * \left(\frac{1}{2} * 0,18 * 0,30\right) * b * n$$

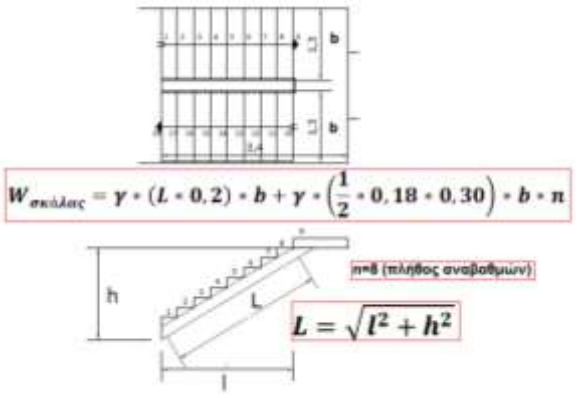
Όπου,

γ : το ειδικό βάρος του υλικού (ωπλισμένο σκ/μα ή επικαλύψεις)

$L = \sqrt{l^2 + h^2}$: το κεκλιμένο μήκος της σκάλας

b : το πλάτος της σκάλας

n : το πλήθος των αναβαθμών



Εικόνα 2-38: Σκαρίφημα υπολογισμού μόνιμου φορτίου & συμβολισμοί

Το κινητό φορτίο της σκάλας υπολογίζεται προφανώς επί της επιφάνειας που πατάει ο χρήστης δηλαδή της οριζόντιας από τη σχέση:

$$W_{\sigma\kappa\acute{\alpha}\lambda\alpha\varsigma}^{\kappa\iota\nu\eta\tau\acute{o}} = q(\frac{kN}{m^2}) * A(m^2) = 3.5\ \frac{kN}{m^2} * (n * b * \pi\acute{\alpha}\tau\eta\mu\alpha)$$

Έπειτα, γίνεται η κατανομή των φορτίων στα δοκάρια Δ11 και Δ8 σε κάθε επίπεδο σε KN ξεχωριστά για το σύνολο των μονίμων και των κινητών.

Πίνακας 2-34: Μόνιμα φορτία στοιχείων κλίμακας σε KN στα δοκάρια

ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΟΝΙΜΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ ΣΤΑ ΔΟΚΑΡΙΑ ΣΕ KN									
	Στάθμη z_i	1.625μ		3.25μ		4.775μ		6.3μ	
	ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΟ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ ΑΠΟ Ω/Σ	Δ11	Δ8	Δ8	Δ11	Δ11	Δ8	Δ8	Δ11
1.	Ίδιον βάρος κλίμακας από στάθμη 0 έως 1.625μ	14,12							
2.	**Ίδιον βάρος πλατύσκαλου στο επίπεδο 1.625μ**	9,10	9,10						
3.	Ίδιον βάρος κλίμακας από στάθμη 1.625μ έως 3.25μ		14,12	14,12					
4.	Ίδιον βάρος κλίμακας από στάθμη 3.25μ έως 4.775 μ				14,12	14,12			
5.	**Ίδιον βάρος πλατύσκαλου στο επίπεδο 4.775μ**					9,10	9,10		
6.	Ίδιον βάρος κλίμακας από στάθμη 4.775μ έως 6.3μ						14,12	14,12	

Παρατηρούμε ότι το φορτίο των κινητών είναι περίπου υποδιπλάσιο των μονίμων.

Πίνακας 2-7 Κινητά φορτία κλίμακας σε KN στα δοκάρια

ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΙΝΗΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ ΣΤΑ ΔΟΚΑΡΙΑ ΣΕ KN									
	Στάθμη z_i	1.625μ		3.25μ		4.775μ		6.3μ	
	ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΟ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ ΑΠΟ Ω/Σ	Δ11	Δ8	Δ8	Δ11	Δ11	Δ8	Δ8	Δ11
1.	Ίδιον βάρος κλίμακας από στάθμη 0 έως 1.625μ	6,14							
2.	**Ίδιον βάρος πλατύσκαλου στο επίπεδο 1.625μ**	4,90	4,90						
3.	Ίδιον βάρος κλίμακας από στάθμη 1.625μ έως 3.25μ		6,14	6,14					
4.	Ίδιον βάρος κλίμακας από στάθμη 3.25μ έως 4.775 μ				6,14	6,14			
5.	**Ίδιον βάρος πλατύσκαλου στο επίπεδο 4.775μ**					4,90	4,90		
6.	Ίδιον βάρος κλίμακας από στάθμη 4.775μ έως 6.3μ						6,14	6,14	

Στη συνέχεια, το φορτίο αναγάγεται σε γραμμικό φορτίο πάνω στα δοκάρια.

Πίνακας 2-8 Γραμμικό φορτίο κλίμακας σε kN/m στα δοκάρια

ΓΡΑΜΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΤΑ ΔΟΚΑΡΙΑ ΤΗΣ ΣΚΑΛΑΣ									
α/α	ΟΝΟΜΑ	Στάθμη i	γεωμετρία (m)			Μόνιμα		Κινητά	
						Φορτίο	Γραμμικό	Φορτίο	Γραμμικό
			b_w	ύψος	L_{sap}	kN	kN/m	kN	kN/m
1	**Δ11**	1,625	**0,2**	**0,7**	5	23,22	4,64	11,04	2,21
2	**Δ8**	1,625	**0,2**	**0,6**	3,625	23,22	6,41	11,04	3,05
3	**Δ11**	3,25	**0,2**	**0,7**	5	14,12	2,82	6,14	1,23
4	**Δ8**	3,25	**0,2**	**0,6**	3,625	14,12	3,90	6,14	1,69
5	**Δ11**	4,775	**0,2**	**0,7**	5	23,22	4,64	11,04	2,21
6	**Δ8**	4,775	**0,2**	**0,6**	3,625	23,22	6,41	11,04	3,05
7	**Δ11**	6,3	**0,2**	**0,7**	5	-	-	-	-
8	**Δ8**	6,3	**0,2**	**0,6**	3,625	14,12	3,90	6,14	1,69

2.8.3.2. Φορτία ευθύγραμμης σκάλας υπηρεσίας

Η σκάλα υπηρεσίας είναι ευθύγραμμη και έχει 14 αναβαθμούς με πλάτος 1m και πάτημα 30cm, ενώ το ρίχτι είναι 20cm. Υπολογίστηκε το φορτίο της και επιβλήθηκε στην δοκό Δ12 σε κάθε επίπεδο ως γραμμικά κατανεμημένο στο μήκος της. Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται οι τιμές του φορτίου για μόνιμα και κινητά φορτία αντίστοιχα.

Πίνακας 2-35: Γραμμικό φορτίο σε kN/m στη Δ12 της σκάλας υπηρεσίας

ΓΡΑΜΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΚΑΛΑΣ ΥΠΗΡΕΣΙΑΣ									
α/α	ΟΝΟΜΑ	Στάθμη i	γεωμετρία (m)			Μόνιμα		Κινητά	
						Φορτίο	Γραμμικό	Φορτίο	Γραμμικό
			b_w	ύψος	L_{sap}	kN	kN/m	kN	kN/m
1	**Δ12**	3,25	**0,2**	**0,6**	3,45	39,22	11,37	14,70	4,26
2	**Δ12**	6,3	**0,2**	**0,6**	3,45	19,61	5,68	7,35	2,13

2.11.3 Προσομοίωση φορτίων ανελκυστήρα

Τα ίδια βάρη του ανελκυστήρα υπολογίζονται από το πρόγραμμα απευθείας. Όσον αφορά την απόληξη του ανελκυστήρα, που δεν έχει προσομοιωθεί, υπολογίζεται το ίδιον βάρος της και εισάγεται ως αξονικό φορτίο στην κορυφή των τριών τοιχωμάτων του φρεατίου, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2-36: Απόληξη Ανελκυστήρα

Φορτίο ίδιου βάρους απόληξης ανελκυστήρα					
Τοιχώματα φρεατίου ανελκυστήρα					
α/α	γ_c(kN/m^3) 25	Διαστάσεις x	y	ύψος	Αξονικό (kN)
1	Φ.Α.Τ1	0,2	2	2,8	**28**
2	Φ.Α.Τ2	1,3	0,2	2,8	**18,2**
3	Φ.Α.Τ3	0,2	2	2,8	**28**

Τα ωφέλιμα φορτία του ανελκυστήρα εκτιμούνται σύμφωνα με την διάταξη του Κανονισμού Φορτίσεων 1945 (ΦΕΚ 325) που συστήνει το εξής: «Δια την ανάρτησιν του ανελκυστήρος υπολογίζονται 1500 kg ανά 100 kg ωφέλιμου φορτίου του ανελκυστήρος».

Σύμφωνα με το ευρωπαικό πρότυπο EN81-1 και για επιφάνεια του ανελκυστήρα A=1.62m^2 προκύπτει ότι το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο του είναι 630 kg ισοδύναμο με φορτίο 8 ατόμων. Επομένως, σύμφωνα με το ΦΕΚ1945 θα πρέπει να ασκηθεί συνολικά στον ανελκυστήρα κινητό φορτίο:

$W_{ανελκ.}$=15x630 kg= 9.450 kg → $\mathbf{W_{ανελκ.}}$ **= 9.450 kg** → $W_{ανελκ.}$ =94,5 kN

Πίνακας 2-37: Μέγιστος αριθμός ατόμων Φ.Α. με βάει EN81-1

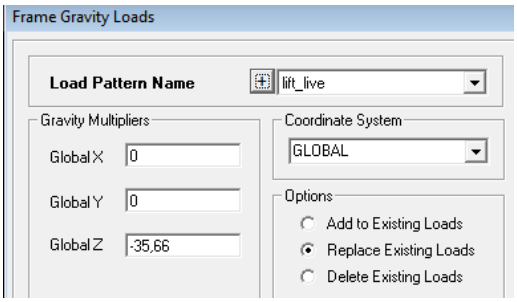
Αριθμός ατόμων	Ωφέλιμο φορτίο	Μέγιστο εμβαδόν θαλάμου
1	100[1]	0,37
2	180[2]	0,58
3	225	0,70
4	300	0,90
5	375	1,10
6	450	1,30
7	525	1,45
8	600 / 630	1,60 / 1,66
9	675	1,75
10	750	1,90

Άρα, εφαρμόζεται το φορτίο αυτό ως αξονικό στην κορυφή των στύλων ανάλογα με τη διατομή τους.

Πίνακας 2-38: Μεταβλητά φορτία του Φ.Α.

Ωφέλιμο φορτίο ανελκυστήρα				
α/α	$W_{ανελκ}$ = 94,5	Διαστάσεις x	Διαστάσεις y	Αξονικό (kN)
1	Φ.Α.Τ1	0,2	2	**35,66**
2	Φ.Α.Τ2	1,3	0,2	**23,18**
3	Φ.Α.Τ3	0,2	2	**35,66**

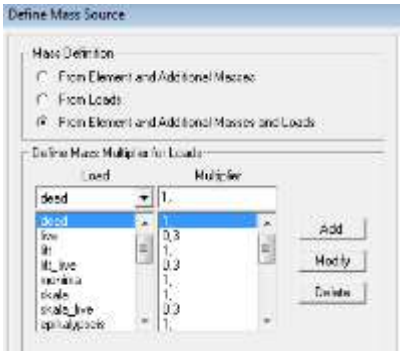
Στο SAP επιλέγω πρώτα τα στοιχεία του Φ.Α. και με την εντολή assign/frame loads/gravity ορίζω το αξονικό φορτίο στο αντίστοιχο load pattern (lift-για τα ι.β. της απόληξης και lift_live-για τα μεταβλητά φορτία του Φ.Α.).



Εικόνα 2-39: Ορισμός αξονικού φορτίου στο Φ.Α. (gravity loads)

Στο τέλος, για να διενεργήσουμε τις αναλύσεις στο προσομοίωμα θα πρέπει να καθορίσουμε στο πρόγραμμα τη μάζα που θα λάβει υπόψη του.

Εντολή: Define→Mass Source



Εικόνα 2-40: Καθορισμός μάζας στο SAP2000

2.12 Συμπεριφορά & προσομοίωση υφίσταμενων τοιχοπληρώσεων

2.12.1 Εισαγωγικά στοιχεία

Η παρουσία τοιχοπληρώσεων σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ως επί το πλείστον δεδομένη, ειδικά στη Ελλάδα. Το ζήτημα που τίθεται είναι ποια είναι η συνεισφορά τους στην αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής και με ποιο τρόπο μπορεί να προσομοιαστεί η επιρροή τους.

Το παραπάνω ζήτημα αναπτύσσει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στο κεφάλαιό του §7.4 και με παραμπομπές στις παρακάτω παραγράφους (§2.1.4.2, §2.4.3.2, §3.7.3, §4.5.3.1δ,4.5.3.2γ, Παρ.4.1,4.2 & 4.4, §5.4.3.γ, §5.4.4.β, §5.9 και §9.3.1α & 9.3.2α) απαντάει στα ερωτήματα για το ρόλο της τοιχοποιΐας πλήρωσης, την επιρροή των ανοιγμάτων στις τοιχοπληρώσεις και τον τρόπο συνεκτίμησή τους.

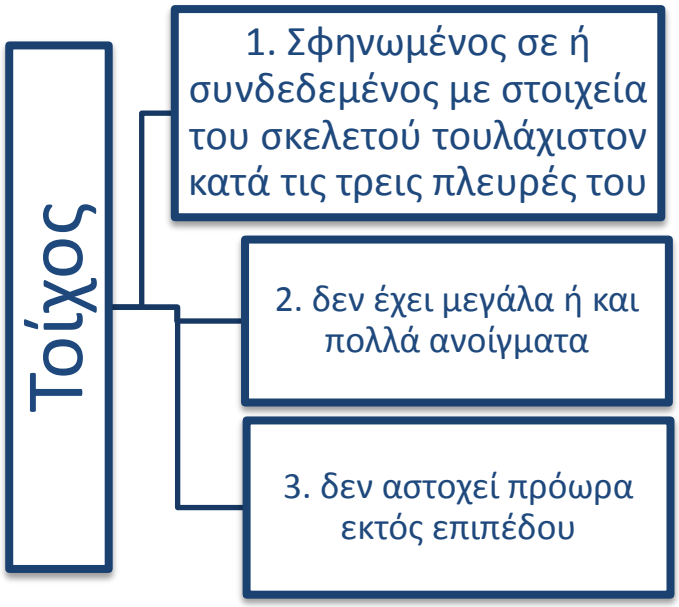
Για όσα κτίρια μελετήθηκαν σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) και τον Ε.Κ.Ω.Σ. (Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος), οι τοιχοπληρώσεις αγνοούνται από το προσομοίωμα. Επομένως, δεν λαμβάνονται υπόψη στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, παρά μόνον ως κατακόρυφα φορτία και μάζες. Το περιεχόμενο των ΕΑΚ & ΕΚΩΣ αναφορικά με τις τοιχοπληρώσεις περιορίζεται στον καθορισμό ορίων στο μέγεθος των γωνιακών παραμορφώσεων του ορόφου, ώστε να μειωθούν οι αναπτυσσόμενες βλάβες σ' αυτές.

Αντίθετα, στον Ευρωκώδικα 8 υπάρχουν διατάξεις για την συνεκτίμηση της αλληλεπίδρασης των τοιχοπληρώσεων με τους πλαισιακούς φορείς οπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, ο κανονισμός καθορίζει πως οι τοιχοπληρώσεις πρέπει οπωσδήποτε να λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα της κατασκευής όταν προκαλούν έντονη εκκεντρότητα και για κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή. Επίσης, εάν δεν είναι έντονη η ανομοιομορφία της κατανομής των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη, τότε ο κανονισμός δέχεται την υποκατάσταση της προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων με διπλασιασμό της τυχηματικής εκκεντρότητας.

Επιπλέον, πρέπει να αναφερθεί ότι συνήθως οι πληρώσεις θεωρούνται νεκρά φορτία για τη στατική μελέτη, αν και επηρεάζουν σημαντικά την αντοχή και τη δυσκαμψία των πλαισίων στα οποία είναι συνδεδεμένες. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην έλλειψη πλάστιμης συμπεριφοράς της τοιχοποιίας, στην πολύπλοκη δυναμική συμπεριφορά της, στην έλλειψη πειραματικών δεδομένων αλλά και στη δυσκολία μοντελοποίησης των διαφόρων τρόπων αστοχίας της. Βέβαια, η πρακτική αυτή είναι υπέρ της ασφαλείας όταν η επιρροή των τοιχοπληρώσεων είναι ευμενής, αλλά σε κάθε περίπτωση πρέπει να ελέγχεται. Ειδικά για τη μελέτη ενός υφιστάμενου φορέα, όπως στο θέμα μας, απαιτείται προσεκτική έρευνα για την τυχόν δυσμενή επιρροή των τοίχων πλήρωσης.

2.12.2 Άοπλες τοιχοπληρώσεις ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ένας τοίχος πλήρωσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μόνον όταν περιβάλλεται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές του και δεν έχει μεγάλα ή και πολλά ανοίγματα και δεν αστοχεί πρόωρα εκτός επιπέδου.

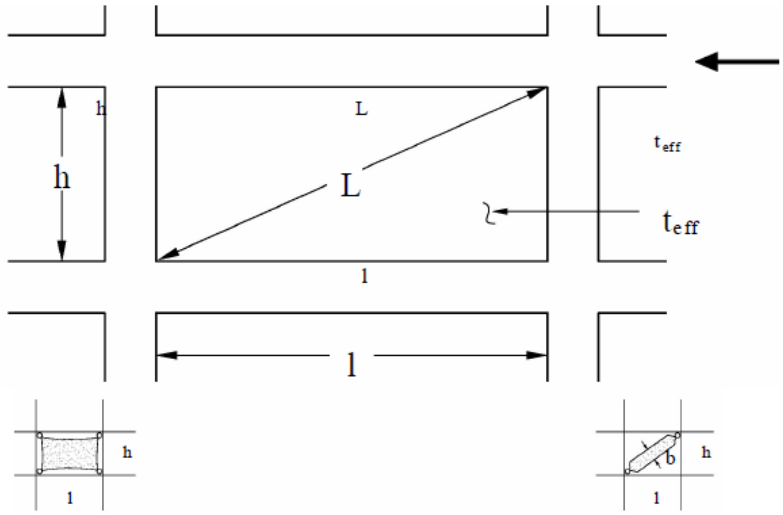


2.12.3 Προσομοίωση υπό σεισμό

Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (βαρύτητας), πλην του ιδίου βάρους τους. Συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Υπό σεισμό μπορούν να προσομοιωθούν :

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

B. Είτε απλούστερα ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά τη εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου) με συγκεκριμένο πλάτος b.



Εικόνα 2-41: Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

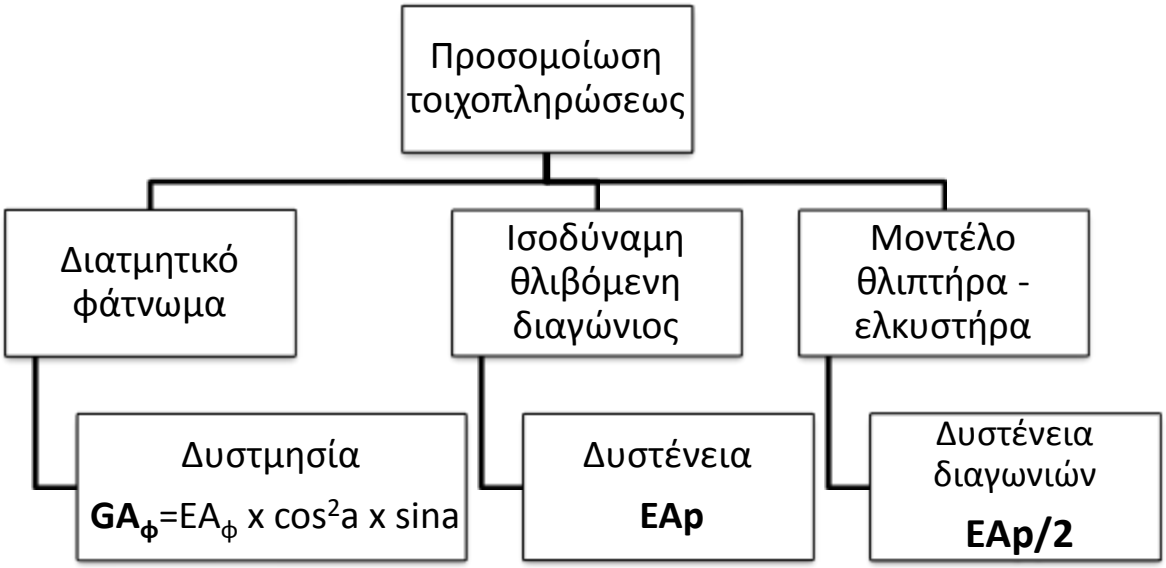
L: το καθαρό μήκος της διαγωνίου του τοιχοφατνώματος

l: το καθαρό μήκος του τοιχοφατνώματος

h: το καθαρό ύψος του τοιχοφατνώματος

t_{eff}: το ισοδύναμο πάχος της τοιχοποιΐας

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



2.12.4 Συνήθεις τοιχοπληρώσεις – Στάθμες επιτελελεστικότητας

Οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις, συνήθεις και άοπλες, ελέγχονται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων και λαμβάνονται υπόψη μόνο στις στάθμες επιτελεστικότητας Α ή Β. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ δεν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα και κατ' ακολουθία δεν ελέγχονται. Επισημαίνεται ότι απαγορεύεται γενικώς να λαμβάνονται υπόψη ή όχι οι τοιχοπληρώσεις επιλεκτικώς, π.χ. από όροφο σε όροφο ή/και από θέση σε θέση του κτιρίου.

2.12.5 Έλεγχος επιρροής των ανοιγμάτων στην φέρουσα ικανότητα του τοίχου

Όταν εντός ενός φατνώματος η τοιχοπλήρωση έχει ανοίγματα, η προσομοίωση της θα πρέπει να προσαρμόζεται καταλλήλως, ελέγχοντας κατά πόσο η διάταξη των ανοιγμάτων επιτρέπει τη λειτουργία διατμητικού φατνώματος ή τη διαμόρφωση λοξών θλιβόμενων ράβδων τοιχοποιίας, για τις οποίες να εξασφαλίζονται συνοριακές συνθήκες επιτρέπουσες τη συμμετοχή των θλιβόμενων ράβδων στο σχήμα αντίστασης του πλαισίου. Κατά τον έλεγχο αυτόν, θα λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη και το κατά πόσον τα κάθε είδους ανοίγματα περιβάλλονται από τα διαζώματα ή πλαίσια (ή άλλα ενισχυτικά στοιχεία), οριζόντια ή/και κατακόρυφα (οπλισμένοι λαμπάδες ή/και ποδιές, πρέκια κλπ.). Η επιρροή του μεγέθους και της θέσης των ανοιγμάτων στην δυστμησία ή δυστένεια και στη φέρουσα ικανότητα των τοιχοπληρώσεων δεν προσομοιώνεται με απλά μέσα. Ελλείψει λεπτομερέστερης διερευνήσεως για άοπλες τοιχοπληρώσεις, μπορούν να λαμβάνονται υπόψη τα ακόλουθα στοιχεία:

1. Όταν υπάρχουν δυο μεγάλα ανοίγματα κοντά σ' αμφότερα τα άκρα του φατνώματος, η τοιχοπλήρωση αμελείται.
2. Όταν υπάρχει άνοιγμα με διαστάσεις οι οποίες δεν υπερβαίνουν το 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος και είναι τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φατνώματος, η επιρροή του στα χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης μπορεί να αμελείται.
3. Όταν υπάρχει άνοιγμα, τοποθετημένο στο κέντρο του φατνώματος, του οποίου οι διαστάσεις πλησιάζουν ή υπερβαίνουν το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος, η τοιχοπλήρωση μπορεί να αμελείται.
4. Όταν υπάρχει άνοιγμα τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φατνώματος, του οποίου οι διαστάσεις είναι μεταξύ του 20% και του 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος, τότε είναι δυνατό να ληφθούν υπόψη δύο λοξοί θλιπτήρες ανά φάτνωμα. Αυτοί οι θλιπτήρες θα ξεκινούν απ' τα δύο άκρα της κυρίας διαγώνιου και θα καταλήγουν κοντά στο μέσο της υπερκείμενης και της υποκείμενης δοκού αντιστοίχως. Σ' αυτή την περίπτωση, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των θλιπτήρων στην έναντι τέμνουσας ασφάλεια των δοκών.
5. Δυο μικρά και γειτονικά ανοίγματα σε ένα φάτνωμα μπορούν να θεωρηθούν ως ένα ισοδύναμο και ενιαίο, περιγεγραμμένο σ' αυτά.

2.12.6 Έλεγχος αποφυγής πρόωρης αστοχίας τοιχοπλήρωσης εκτός επιπέδου

Πρέπει να εξασφαλίζεται ότι οι άοπλες τοιχοπληρώσεις δεν αστοχούν πρόωρα εκτός επιπέδου. Εάν δε γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός μπορεί να μειώνεται καταλλήλως η διατμητική και η θλιπτική αντίσταση της τοιχοποιίας. Η μείωση των αντοχών μπορεί να γίνει με βάση τη λυγηρότητα λ της τοιχοπλήρωσης.

$$\lambda = \frac{L}{t}\ , \mu\varepsilon\ L = \sqrt{l^2 + h^2} \qquad (2.2)$$

Εύρεση ισοδύναμου πάχους t

Για ενιαίες κατά τη διατομή τοιχοπληρώσεις, ως ισοδύναμο πάχος λαμβάνεται το συνολικό τους πάχος. Στην περίπτωση δίστρωτων (κοίλων) τοιχοπληρώσεων, αποτελούμενων από δυο ανεξάρτητους τοίχους με ενδιάμεσο κενό, ο υπολογισμός του ισοδύναμου πάχους θα λαμβάνει υπόψη τη γεωμετρία της διατομής της τοιχοποιίας, την ενδεχόμενη ύπαρξη ή απουσία επαρκών εγκάρσιων συνδέσμων μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής παρειάς της τοιχοποιίας και τον κίνδυνο πρόωρης αστοχίας της πιο λυγηρής παρειάς. Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων για παρειές με πάχη t_1 και t_2 και **ημιτελείς εγκάρσιους συνδέσμους**, ως ισοδύναμο πάχος μπορεί να ληφθεί η τιμή $t_{eff}= 0.5*(t_1+t_2)$. Αντιστοίχως, για πλήρη σύνδεση των παρειών ως ισοδύναμο πάχος μπορεί να ληφθεί η τιμή $t_{eff}\approx(2/3)*(t_1+t_2)$.

Μείωση αντίστασης τοιχοπλήρωσης

Συναρτήσει της λυγηρότητας και για περιπτώσεις **απλής περιμετρικής επαφής** με το περιβάλλον πλαίσιο, εκτιμάται η αντίστοιχη μείωση αντίστασης της τοιχοπλήρωσης ως εξής:

- Όταν η λυγηρότητα λ δεν υπερβαίνει την τιμή 15, ή πρακτικώς όταν l/t ή $h/l \leq 15$ δεν απαιτείται μείωση αντίστασης.
- Όταν η λυγηρότητα της τοιχοπλήρωσης είναι μεγαλύτερη από 30, η τοιχοπλήρωση θα αμελείται, δηλαδή οι αντιστάσεις της εντός και εκτός του επιπέδου θα λαμβάνονται πρακτικώς μηδενικές, πλην περιπτώσεων δυσμενούς επιρροής.

- Σε ενδιάμεσες περιπτώσεις και τιμές λ, η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας πολλαπλασιάζεται με το μειωτικό συντελεστή φ, κατά τα επόμενα. (βλ. και EC6):

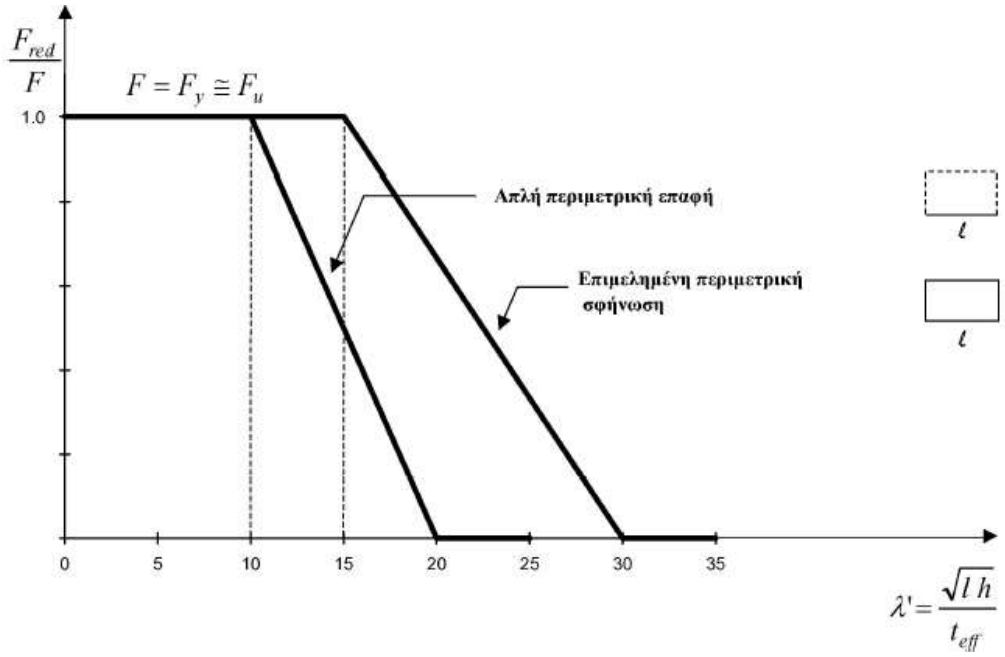
$$\varphi = 0.9\frac{1}{e^{\frac{(0.0447\lambda-0.063)^2}{0.9}}} \tag{2.3}$$

ή

$$\varphi = 0.9\frac{1}{e^{\frac{(0.0316\lambda-0.063)^2}{0.9}}} \tag{2.4}$$

$$\mathrm{Ew} \approx (500 \text{ ή } 1000)\mathrm{fwc} \tag{2.5}$$

Απλούστερα, οι απομειωμένες (F_{red}) αντοχές των άοπλων τοιχοπληρώσεων μπορούν να εκτιμηθούν με βάση το ακόλουθο διάγραμμα, το οποίο ισχύει για απλή περιμετρική επαφή και για επιμελημένη περιμετρική σφήνωση προς το περιβάλλον πλαίσιο (ενδεχομένως μετά από αποκατάσταση των τυχόν οριζοντίων ρωγμών συνίζησης κάτω από τις δοκούς):

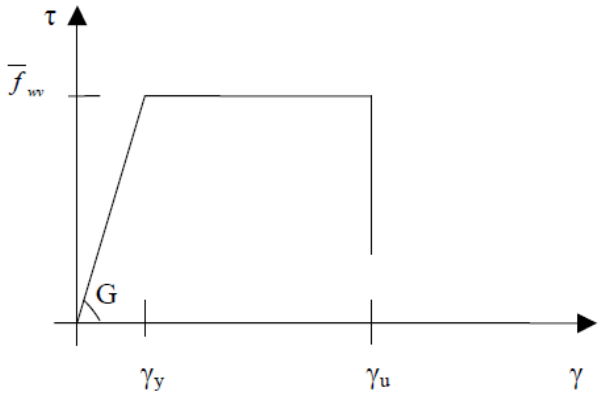


Διάγραμμα 2-1 Αντοχή άοπλης τοιχοπλήρωσης συναρτήσει της λυγηρότητας της

2.12.7 Μηχανικά χαρακτηριστικά τοίχου πλήρωσης

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας πλήρωσης εκτιμώνται βάσει των μηχανικών χαρακτηριστικών των πλινθοσωμάτων και του κονιάματος, λαμβάνοντας καταλλήλως υπόψη και τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας. Βεβαίως, η αντίσταση της τοιχοπλήρωσης είναι συνάρτηση και του μήκους επαφής μεταξύ τοιχοπλήρωσης και στοιχείων του περιβάλλοντος πλαισίου. Αυτό δε το μήκος επαφής με τη σειρά του, εξαρτάται από το μέγεθος της οριζόντιας επιβαλλόμενης μετακίνησης και τις βλάβες. Έτσι, τα γεωμετρικά μεγέθη που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και τελικώς, οι αντιστάσεις καθ' αυτές, εκτιμώνται και αναλόγως της σκοπούμενης στάθμης επιτελεστικότητας (A ή B), δηλαδή αναλόγως των μετακινήσεων και του ανεκτού βαθμού βλάβης της τοιχοπλήρωσης.

Α. Όταν η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται ως φάτνωμα/ πέτασμα, η συμπεριφορά του περιγράφεται από κατάλληλο διάγραμμα διατμητικών τάσεων - γωνιακών παραμορφώσεων, λαμβάνοντας υπόψη και την επιρροή της ανακύκλισης, καθώς και τον ευνοϊκό ρόλο της εντός επιπέδου περίσφιξης της τοιχοποιίας απ' το περιμετρικό πλαισίωμα. Όταν δεν διατίθεται ακριβέστερα στοιχεία για άοπλες τοιχοποιίες μπορεί να θεωρηθεί ότι η μετά την αστοχία εναπομένουσα αντοχή F_{res} είναι μηδενική και να χρησιμοποιηθεί το ακόλουθο διάγραμμα για στάθμη επιτελεστικότητας Β.



Διάγραμμα 2-2: Διατμητικών τάσεων – γωνιακών παραμορφώσεων άοπλης τοιχοπλήρωσης

Όπου:

$$\gamma_y \approx \left(\frac{l}{h} + \frac{h}{l}\right) \cdot (1.0 \div 1.5) \cdot 10^{-3} \tag{2.6}$$

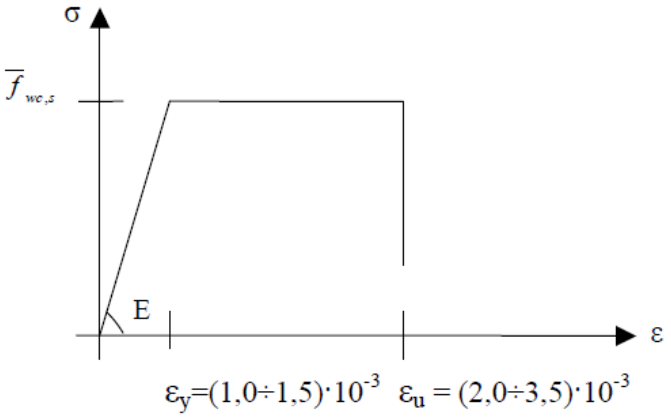
$$\gamma_u \approx \left(\frac{l}{h} + \frac{h}{l}\right) \cdot (2.0 \div 3.5) \cdot 10^{-3} \tag{2.7}$$

Β. Όταν η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται ως **ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνια ράβδος**, τα μεγέθη που υπεισέρχονται στο σχεδιασμό και τους υπολογισμούς θα εκτιμώνται καταλλήλως, ως ακολούθως:

- Το πάχος **t** της θλιβόμενης διαγώνιου, θα εκτιμάται όπως και για το προσομοίωμα του διατμητικού φατνώματος
- Το πλάτος **b** της θλιβόμενης διαγώνιου, θα εκτιμάται με βάση την ισοδυναμία και το συμβιβαστό των παραμορφώσεων και δυνάμεων (τάσεων) , ενώ
- Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης κατά τη διεύθυνση της διαγώνιας $\mathbf{f_{wc,s}}$ μπορεί να συνεκτιμάται με βάση τη μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη και την εξαιτίας εγκάρσιων (οριζόντιων) εφελκυστικών τάσεων απομείωσης της. Ελλείψει άλλων ακριβέστερων στοιχείων μπορούν να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες προσεγγίσεις:
    i. Όσον αφορά το συμβιβαστό παραμορφώσεων και δυνάμεων:

$$\begin{gathered} b = 0.15\,L \\ G = 0.15 \cdot E \cdot \frac{h \cdot l}{L^2} \\ G \cdot A_\varphi \approx E \cdot A_\rho \cdot \sin\alpha \cdot \cos^2\alpha \\ \gamma \approx \varepsilon : \cos\alpha \cdot \sin\alpha \approx \varepsilon \cdot \left(\frac{l}{h} + \frac{h}{l}\right) \end{gathered} \tag{2.8}$$

ii. Όσον αφορά το προσομοίωμα σ-ε της θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου και όταν δεν διατίθεται ακριβέστερα στοιχεία για άοπλη τοιχοποιία μπορεί να θεωρηθεί ότι μετά την αστοχία η εναπομένουσα αντοχή F_{res} είναι μηδενική και να χρησιμοποιηθεί το ακόλουθο διάγραμμα για στάθμη επιτελεστικότητας Β.



Διάγραμμα 2-3:Τάσεων–παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου άοπλου τοίχου

Για την εκτίμηση της μέσης θλιπτικής αντοχής $f_{wc,s}$ της τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση της διαγώνιας ράβδου θα λαμβάνεται υπόψη η μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση και η μείωση της λόγω των εγκάρσιων και εφελκυστικών τάσεων. Ελλείψει ακριβέστερων δεδομένων, η αντοχή αυτή επιτρέπεται να εκτιμάται μέσω της χαρακτηριστικής τιμής της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση $f_{wc,k}$ κατά τον ΕΚ6 ως εξής:

$$\overline{f_{wc,s}} = \lambda_m \lambda_s \lambda_c k f_{bc}{}^{0.7} f_{mc}^{0.3} = 1.25 k f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \qquad (2.9)$$

Όπου:

$\boldsymbol{\lambda_m}$**=1.5** συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση

$\boldsymbol{\lambda_s}$**=0.7** μειωτικός συντελεστής για τη δυσμενή υπό γωνία εφαρμογή του φορτίου

$\boldsymbol{\lambda_c}$**=1.2** αυξητικός συντελεστής για την ευμενή επιρροή της περίσφιγξης την οποία εξασφαλίζουν τα περιβάλλοντα την τοιχοπλήρωση δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος

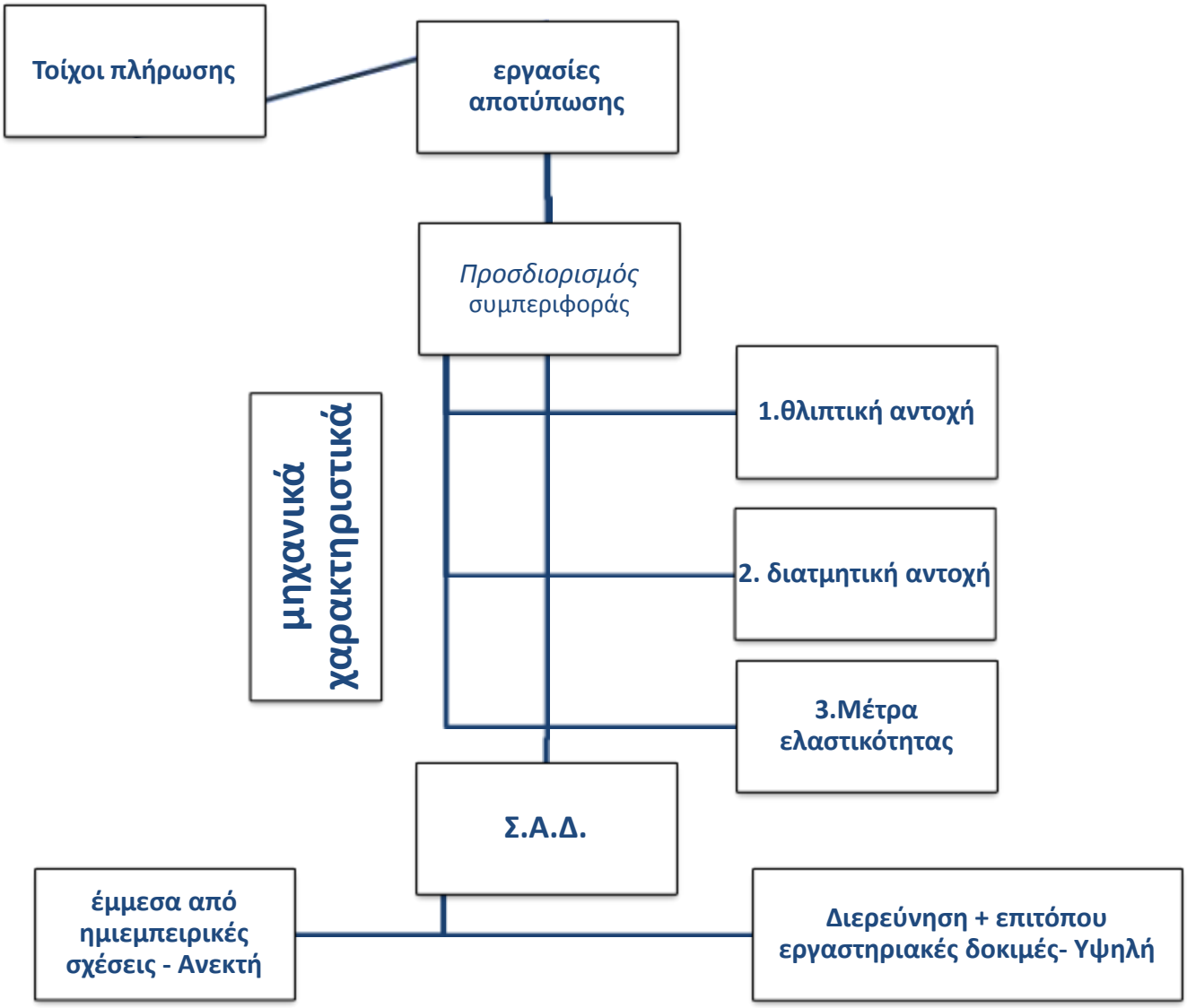
$\boldsymbol{f_{bc}}$ *και* $\boldsymbol{f_{mc}}$ θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος και κονιάματος αντιστοίχως

$\boldsymbol{k}$ εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ομάδα στην οποία κατατάσσονται τα τοιχοσώματα και το είδος του κονιάματος δομήσεως. Για συνήθη κονιάματα, ο συντελεστής παίρνει τιμές από 0.35 έως 0.55.

ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ:

- Όταν οι κατακόρυφοι αρμοί της τοιχοποιίας δεν είναι γεμάτοι με κονίαμα, η τιμή της θλιπτικής αντοχής του λοξού θλιπτήρα πολλαπλασιάζεται με έναν πρόσθετο μειωτικό συντελεστή πέραν του λ_s. Ο μειωτικός συντελεστής εκτιμάται βάσει του ποσοστού πληρώσεως των κατακόρυφων αρμών και μπορεί να παίρνει τιμές από 0.60 έως 0.90.

- Όταν το πάχος των οριζόντιων αρμών της τοιχοποιίας είναι μεγαλύτερο από 15mm, η τιμή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας πολλαπλασιάζεται με έναν πρόσθετο μειωτικό συντελεστή ίσο με 0.85.



- Για το υφιστάμενο δόμημα προέκυψε ότι οι τοιχοπληρώσεις μπορούν να αμεληθούν και να μην ληφθούν υπόψη στο προσομοίωμα παρά μόνο ως φορτίο. Αυτό προέκυψε μετά από τον έλεγχο της επιρροής της θέσης και του μεγέθους των ανοιγμάτων αλλά και από τον έλεγχο πρόωρης αστοχίας εκτός επιπέδου. Οι περισσότερες τοιχοπληρώσεις λειτουργούν με σχεδόν μηδενική θλιπτική αντοχή, καθώς έχουν απλη περιμετρική επαφή με τα φέροντα στοιχεία του σκελετού. Πρόκειται για τοιχοπληρώσεις δίστρωτες αποτελούμενες από δύο ανεξάρτητους τοίχους με ενδιάμεσο κενό. Επίσης, η θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος ισούται με 9MPa και για το κονίαμα που υπάρχει στους κατακόρυφους αρμούς ισχύει f_{mc}=1MPa. Το πάχος των οριζόντιων αρμών της τοιχοποίας ισούται με 10mm.

3 Αναλύσεις υφιστάμενου κτιρίου με ελαστικές μεθόδους

3.1 Ιδιομορφική ανάλυση

3.1.1 Γενικά

Η πρωταρχική ανάλυση που πραγματοποιήσαμε κατά τη διαδικασία της αποτίμησης είναι η ιδιομορφική (modal). Έγιναν λοιπόν ιδιομορφικές αναλύσεις στις δύο διευθύνσεις X και Y για να προσδιοριστούν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και επιπλέον να ελεχθεί η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στην συμπεριφορά του δομήματος.

Οι ιδιοσυχνότητες του κτιρίου προκύπτουν από τη λύση της χαρακτηριστικής εξίσωσης $|[K] - \omega^2[M]| = 0$ και οι ιδιομορφές (ιδιοδανύσματα) του φορέα προκύπτουν από τη λύση του συστήματος $([K] - \omega_i^2[M])\{\varphi_i\} = \{0\}$ και υπολογίζονται απευθείας από το πρόγραμμα.

Από τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών (δρώσες ιδιομορφικές μάζες/συνολική μάζα) για κάθε ιδιομορφή εκτιμάται η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στη συμπεριφορά της κατασκευής για κάθε διεύθυνση ξεχωριστά. Υψηλές τιμές του ποσοστού αυτού υποδηλώνει πως η κατασκευή αποκρίνεται κυρίως σύμφωνα με το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής της σε κάθε διεύθυνση.

Σύμφωνα με τον EC8 πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στην συνολική απόκριση. Η απαίτηση αυτή θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν μπορεί να αποδειχθεί οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα
- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

3.1.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων & αξιολόγησή τους

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι 14 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου.

Εντολή: Display→Show tables→Analysis Results→Structure Output→Modal Information

Πίνακας 3-1 : Ιδιομορφές και ποσοστά ταλαντούμενης μάζας πακτωμένου φορέα

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,48308	**35,8000%**	0,1550%	**50,1390%**	0,358	0,00155	0,50139
MODAL	Mode	2	0,39836	**52,7230%**	3,6580%	5,9050%	0,88523	0,03813	0,56044
MODAL	Mode	3	0,37252	1,5500%	**83,8810%**	**34,2810%**	**0,90073**	0,87694	**0,90325**
MODAL	Mode	4	0,16948	0,0029%	0,0003%	0,0018%	0,90076	0,87694	0,90326
MODAL	Mode	5	0,15887	1,9830%	0,0000%	2,6050%	0,92059	0,87694	0,92931
MODAL	Mode	6	0,15835	1,2610%	0,0001%	1,7190%	0,93319	0,87694	0,9465
MODAL	Mode	7	0,14585	0,0140%	0,0083%	0,0015%	0,93334	0,87703	0,94652
MODAL	Mode	8	0,13945	0,4460%	0,0000%	0,2630%	0,9378	0,87703	0,94915
MODAL	Mode	9	0,13312	0,0100%	0,0250%	0,0062%	0,9379	0,87728	0,94921
MODAL	Mode	10	0,12192	0,1590%	0,0180%	0,0014%	0,93949	0,87746	0,94923
MODAL	Mode	11	0,1215	5,3390%	0,0800%	0,1910%	0,99288	0,87826	0,95114
MODAL	Mode	12	0,11092	0,0001%	0,0059%	0,0032%	0,99288	0,87832	0,95117
MODAL	Mode	13	0,10788	0,0036%	0,1770%	0,0520%	0,99292	0,88009	0,95169
MODAL	Mode	14	0,10616	0,1780%	9,6360%	2,5650%	0,9947	**0,97645**	0,97734

Η **1η ιδιομορφή** είναι κυρίως **στρεπτική** με Rz=50% και μεταφορική κατά Χ με ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 35%. Η **2η ιδιομορφή** είναι μεταφορική **κατά Χ** και διεγείρει το 52% της ταλαντούμενης μάζας κατά Χ. Η **3η ιδιομορφή** δεσπόζει **στην Υ** διεύθυνση με ποσοστό ενεργοποιημένης μάζας 84% και ταυτόχρονα είναι ισχυρή και η στρεπτική επίδραση με R_Z=34%.

Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι του κτιρίου είναι:

Κατά x : $T_x=T_2=0.3983$ sec

Κατά y : $T_y=T_3=0.37252$ sec

Όσον αφορά το πλήθος των σημαντικών ιδιομορφών παρατηρώ ότι για διεύθυνση της σεισμικής δράσης κατά Χ επαρκούν οι τρεις πρώτες ιδιομορφές καθώς το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών είναι μεγαλύτερο από το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος $\left(\frac{M_1}{M_{o\lambda}}+\frac{M_2}{M_{o\lambda}}+\frac{M_3}{M_{o\lambda}}=0.358+0.5272+0.0155=90.07\%>90\%\right)$. Για την Υ διεύθυνση της σεισμικής δράσης δεν αρκούν μόνο οι τρεις πρώτες ιδιομορφές και απαιτείται να ληφθούν υπόψη οι πρώτες 14 ιδιομορφές ώστε να πληρείται το κριτήριο $\Sigma M_i > 90\%\ M_{o\lambda}$. Να σημειώσουμε ότι μόλις στις 3 πρώτες ιδιομορφές διεγείρεται αθροιστικά το 87.7% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας και με την επίδραση των 14 ιδιομορφών επιτυγχάνεται η διέγερση του 97% της ταλαντούμενης μάζας. Το ποσοστό συμμετοχής της 14ης είναι σημαντικό και ίσο με 9.6%.

Επομένως, θα ληφθούν υπόψη 14 ιδιομορφές.

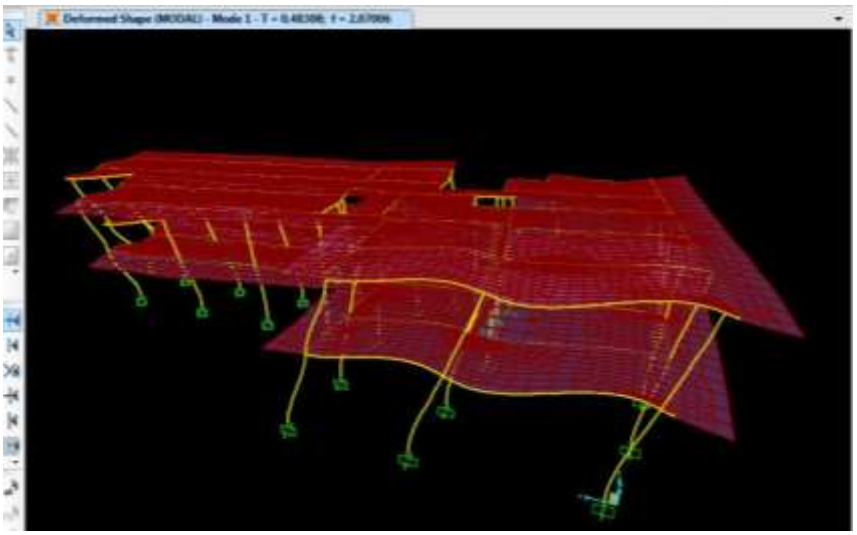
Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι έχουν παραπλήσια τιμή στις δύο διευθύνσεις γύρω στα 0.38sec , τιμή λογική για ένα διώροφο με μεγάλες διαστάσεις κάτοψης.

Με την εφαρμογή του προσεγγιστικού τύπου για την εύρεση της ιδιοπεριόδου ενός κτιρίου συναρτήσει του πλήθους των ορόφων του προκύπτει $T_{κτιρίου}$ = 0,1 * n < 1,0 sec και για n=2 (διώροφο)→ $T_{κτιρίου}$ =0,1*2→ $T_{κτιρίου}$ = 0,2 sec.

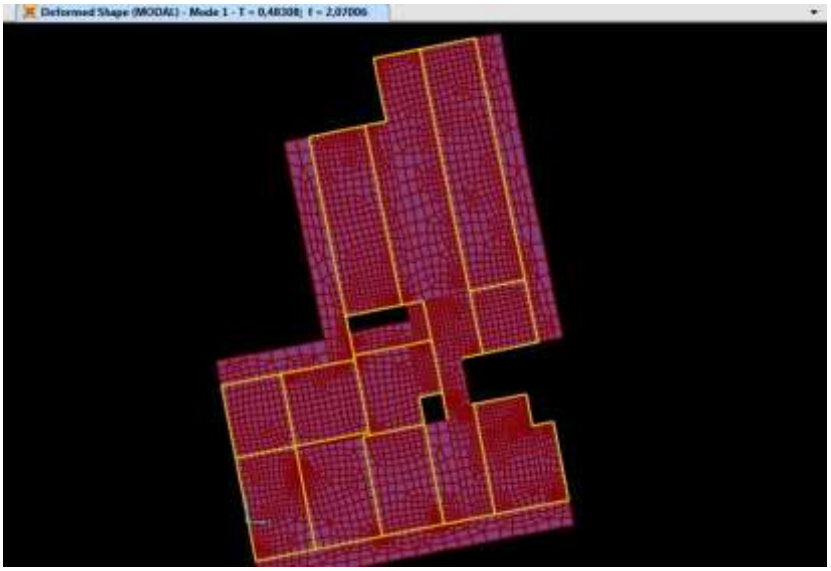
Επιπλέον, με τη χρήση της αξιόπιστης εμπειρικής σχέσης σελ 5-21 ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τα κτίρια της χώρας μας εκτιμάται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ως εξής:

$\boldsymbol{T_0 = C_t h_n^{\beta}}$ με C_t=0,052 και β=0.90 για κτίρια από Ο.Σ., ενώ h_n είναι το ύψος της κατασκευής. Άρα, $T_0 = 0{,}052 * 6{,}3^{0{,}9}$→$\boldsymbol{T_0 = 0{,}273 sec}$.

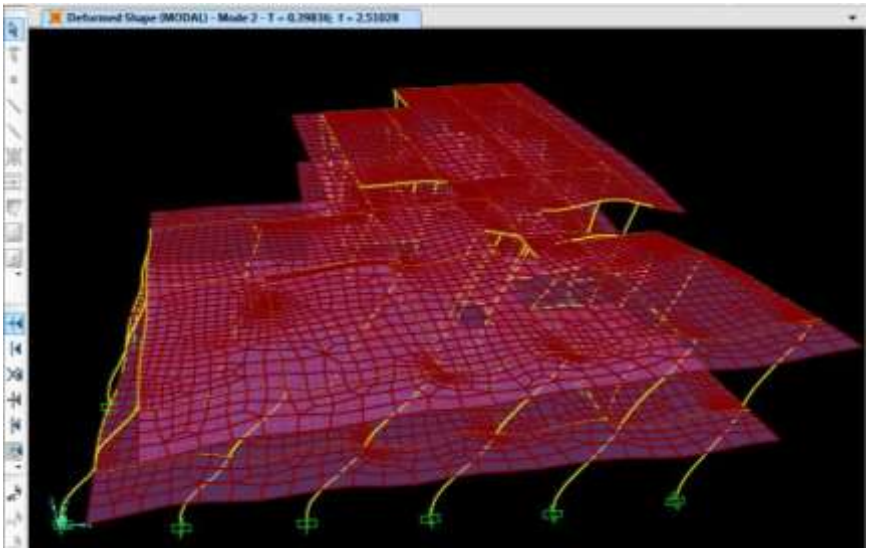
Ακολουθούν εικόνες του παραμορφωμένου φορέα στις τρεις πρώτες ιδιομορφές της ταλάντωσής του.



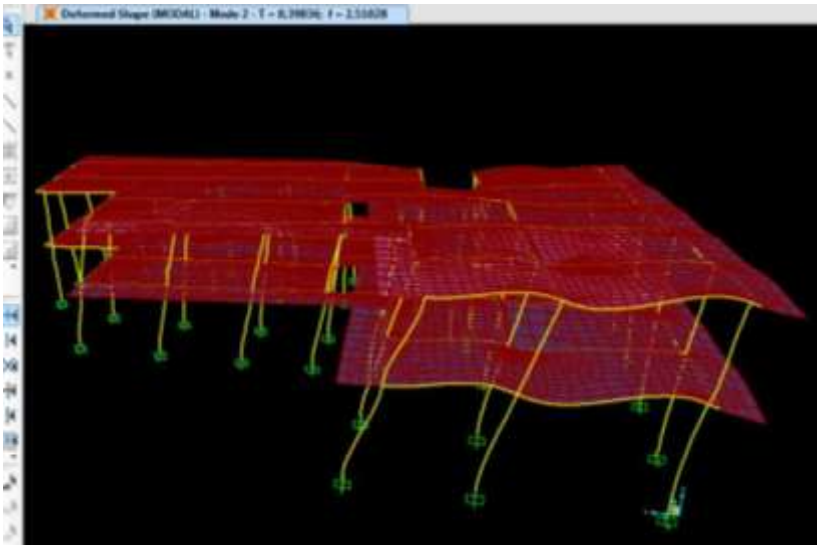
Εικόνα 3-1: 1η Ιδιομορφή Στρεπτική με T_1=0.483sec



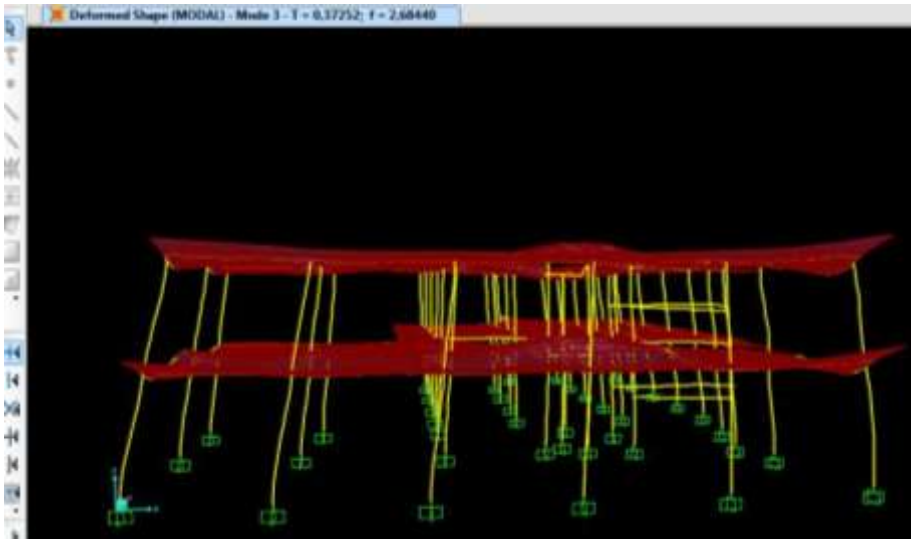
Εικόνα 3-2: 1η Ιδιομορφή Στρεπτική με T_1=0.483sec



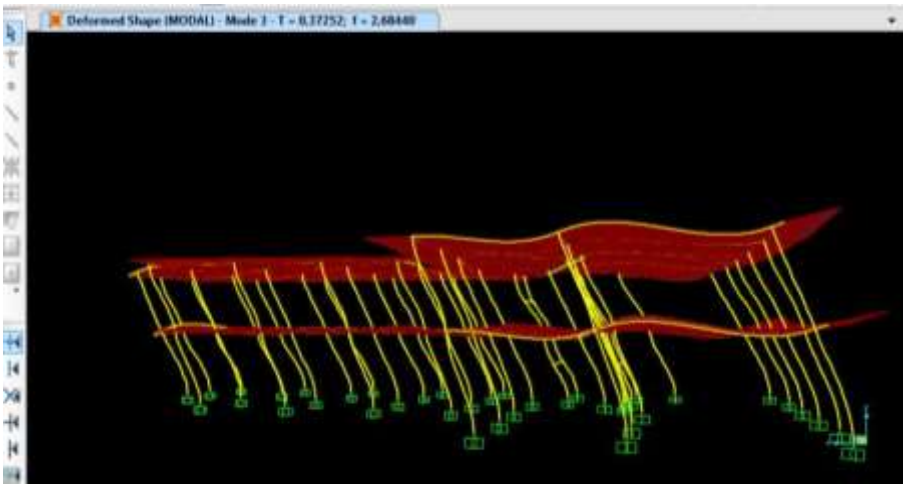
Εικόνα 3-3: 2η Ιδιομορφή Μεταφορική κατά Χ με T_2=T_x=0.398 sec



Εικόνα 3-4: 2η Ιδιομορφή Μεταφορική κατά X με T_2=T_x=0.398 sec



Εικόνα 3-5: 3η Ιδιομορφή Μεταφορική κατά Y με T_3=T_Y=0.37252 sec



Εικόνα 3-6: 3η Ιδιομορφή Μεταφορική κατά Y με T_3=T_Y=0.37252 sec

3.2 Προκαταρκτικές ελαστικές αναλύσεις

3.2.1. Γενικά

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση είναι οι εξής (§5.1.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

I. **Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση** με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (m). Η μέθοδος αυτή αντιστοιχεί στη «μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης» του ΕΚ8-1 §4.3.3.

II. **Ελαστική δυναμική ανάλυση** με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (m). Η μέθοδος αυτή αντιστοιχεί στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 §4.3.3.

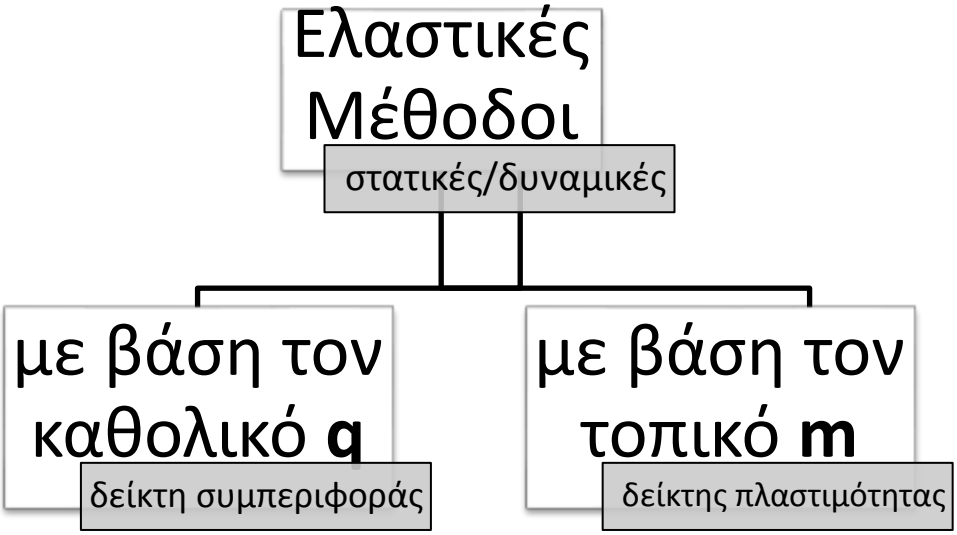
Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι ονομασίες των ελαστικών μεθόδων που ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε αντιστοιχία με αυτές του ΕΚ8-1 (ελληνική και αγγλικοί όροι).

Πίνακας 3-2:Ορολογία - Ελαστικές Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ- ΟΡΟΛΟΓΙΑ		
ΚΑΝ.ΕΠΕ.	**ΕΚ8-1**	
Ελαστική Στατική Ανάλυση	Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης	Simplified modal response spectrum method
Ελαστική Δυναμική Ανάλυση	Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης	Modal response spectrum analysis

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν την παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης-παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για τον σεισμό σχεδιασμού. Οι μέθοδοι αυτές, μπορούν να δώσουν μια καλή ένδειξη της συμπεριφοράς των κατασκευών μέχρι τη διαρροή, αδυνατούν όμως να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που λαμβάνουν χώρα μετά τη διαρροή και μέχρι την κατάρρευση.

Επιπλέον, οι ελαστικές μέθοδοι πέραν από τη διάκρισή τους σε στατικές και δυναμικές διαχωρίζονται σε δύο διαφορετικές υπό-μεθόδους- τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q και τη μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m.



3.2.2. Κριτήρια επιλογής ελαστικής μεθόδου (q) ή (m)

Ανάλογα με τη μέθοδο που θα επιλέξουμε με βάση τον καθολικό δείκτη q ή με βάση τον τοπικό δείκτη πλαστιμότητας m διαφοροποιείται προφανώς ο τρόπος προσδιορισμού των ισοδύναμων στατικών φορτίων αλλά και τα αποτελέσματα.

Συνοπικά, η μέθοδος με βάση τον q προϋποθέτει την εκτίμηση αρχικά του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q και έπειτα την εφαρμογή των διατάξεων του ΕΚ8-1 για την εύρεση των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων. Η εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς q γίνεται με βάση την §4.6 και Παράρτημα 4.2. του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σε επόμενη παράγραφο θα αναπτυχθεί αναλυτικά η διαδικασία προσδιορισμού του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς. Η μέθοδος με βάση τους επιμέρους δείκτες πλαστιμότητας m απαιτεί να προσεγγιστούν οι μετακινήσεις με επαρκή ακρίβεια με τρόπο τέτοιο ώστε να λαμβάνεται υπόψη (i) η ανελαστική συμπεριφορά των επιμέρους δομικών στοιχείων, και (ii) του ρόλου των ανώτερων ιδιομορφών.

Πιο συγκεκριμένα η μέθοδος με βάση τον **καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q)** οδηγεί εν γένει σε αποτελέσματα παρόμοια ή **συντηρητικότερα** εκείνων που προκύπτουν από τη μεθοδολογία των **επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m)** και εν γένει συνίσταται η εφαρμογή της σε φορείς που δεν παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων (όπως π.χ. συμβαίνει στην περίπτωση κτιρίων με ασθενή όροφο). Για τους φορείς όπου αναμένεται έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων και εφόσον ισχύουν οι λοιπές προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής στατικής ανάλυσης συνίσταται να εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m).

3.2.3. Προέλεγχος ΚΑΝ.ΕΠΕ.- Βασικοί ορισμοί

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι- δείκτες ανεπάρκειας λ.

3.2.3.1. Δείκτες ανεπάρκειας δομικού στοιχείου λ

Ο **δείκτης ανεπάρκειας λ** ενός στοιχείου ορίζεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.5.1.1) ως ο λόγος της αναπτυσσόμενης έντασης $\mathbf{S_E}$ λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού προς την αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου $\mathbf{R_m}$ υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Να σημειώσουμε ότι το εντατικό μέγεθος (ροπή) $\mathbf{S_E}$ υπολογίζεται για σεισμική δράση χωρίς απομείωση, δηλαδή με το ελαστικό φάσμα απόκρισης (q=1). Γίνεται επομένως κατανοητό ότι ο δείκτης λ δείχνει το βαθμό επάρκειας όταν λ<1 και τον βαθμό ανεπάρκειας όταν λ>1 ενός στοιχείου. Οι δείκτες ανεπάρκειας λ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. συμπίπτουν πρακτικώς με τους λόγους ρ του ΕΚ8-3 (§4.4.2), αν ρ_{min}=1.

ΚΑΝ.ΕΠΕ

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{S_E}{R_m} = \frac{\text{Ένταση λόγω σεισμικού συνδυασμού με } q = 1}{\text{Αντίστοιχη αντίσταση στοιχείου με μέσες τιμές υλικών}}}$$

Παρακάτω φαίνεται και ο ορισμός του δείκτη ρ του ΕΚ8-3 ως ο λόγος της απαίτησης για ανάλυση υπό τον σεισμικό συνδυασμό προς την αντίστοιχη ικανότητα του πρωτεύοντος «πλάστιμου» στοιχείου. Οι λόγοι λ θα υπολογιστούν τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό, σε κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο.

EC.8-3

$$\boldsymbol{\rho_i = \frac{D_i}{C_i} = \frac{\text{Απαίτηση του σεισμικού συνδυασμού}}{\text{Αντίστοιχη ικανότητα στο πλάστιμο στοιχείο}}}$$

Κρίσιμος λόγος λ

Ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο (το πλέον υπερκαταπονούμενο) θα θεωρείται **κρίσιμος λόγος λ** για τον όροφο. Για τον προσδιορισμό του κρίσιμου λόγου ορόφου δεν είναι απαραίτητο να λαμβάνονται υπόψη οι δοκοί εκτός εάν πρόκειται για δοκούς κυρίων πλαισίων σε αμιγώς πλαισιακά συστήματα.

Λόγοι λ σε κάμψη και σε τέμνουσα

Οι λόγοι λ υπολογίζονται μόνο με βάση τις **αντοχές σε κάμψη**, αφενός για συντόμευση των σχετικών υπολογισμών και αφετέρου διότι, ακόμη και στην περίπτωση που επιλεγεί ελαστική μέθοδος ανάλυσης (συνεκτιμώντας και τις τιμές των λ), οι **έλεγχοι σε τέμνουσα** γίνονται με ικανοτική θεώρηση, άρα ελέγχεται η απαίτηση $\lambda \leq 1$ για την ικανοτική τέμνουσα.

Αξιοποίηση των λόγων λ

1) Οι λόγοι λ μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας
2) Δίνουν μια πρώτη εικόνα της αντίστασης του κριρίου σε σεισμό. Για παράδειγμα αν $\lambda > 4$ για μεγάλο αριθμό στοιχείων-άνω του 1/3 του συνόλου-, είναι σαφής η ανεπάρκεια και θα περίττευε περαιτέρω αποτίμηση του κτιρίου.

Εύρεση λ κατακόρυφων στοιχείων

Στην περίπτωση των κατακόρυφων στοιχείων που επιπονούνται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη, ο λόγος λ (για κάμψη και ορθή δύναμη) είναι ευχερέστερο να υπολογίζεται ως ο λόγος του απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού που προκύπτει με βάση τις ροπές (στις δύο διευθύνσεις) και τις αξονικές οι οποίες αντιστοιχούν στη δράση $\mathbf{S_E}$ του σεισμικού συνδυασμού, προς τον αντίστοιχο υπάρχοντα.

3.2.3.2. Μορφολογική κανονικότητα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το πεδίο εφαρμογής κάθε μεθόδου εξαρτάται από τα μορφολογικά χαρακτηριστικά του κτιρίου, τα οποία επηρεάζουν τη συμπεριφορά του υπό σεισμικές δράσεις. Το κτίριο θεωρείται ως μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι αναφερόμενες στον ΕΚ8-1 συνθήκες. Ειδικότερα, για τα **υφιστάμενα κτίρια** μπορούν εναλλακτικά να ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες:

I. Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.(εδώ ικανοποιείται √)

II. Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή. (εδώ ικανοποιείται √)

Εικόνα 3-7: Παραδείγματα μη κανονικότητας καθ'ύψος

Συνθήκη για καμπτοδιατμητικό ασθενή όροφο

III. Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας $\overline{\lambda_k}$ υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου, όπου:

$$\overline{\lambda_k} = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{Si}}{\sum_1^n V_{Si}}$$

Στη σχέση αυτή, $\boldsymbol{\lambda_i}$ είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχεία i του ορόφου, $\mathbf{V_{Si}}$ είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για q=1), και **n** ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου 'k'. Ο όροφος k του οποίου ο λόγος $\bar{\lambda}_k > 1.5\,\bar{\lambda}_{k-1}$ ή $\bar{\lambda}_k > 1.5\,\bar{\lambda}_{k+1}$ ονομάζεται καμπτοδιατμητικώς ασθενής όροφος. Η συνθήκη αυτή δεν είναι απαραίτητο να ελέγχεται όταν $\bar{\lambda}_k \leq 1.0$. (εδώ δεν ικανοποιείται Χ)

Συνθήκη για στρεπτικά ασθενή όροφο

IV. Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μια δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, το πηλίκο του λόγου λ στοιχείου που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οιαδήποτε άλλη πλευρά (του ορόφου) υπερβαίνει το 1,5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαραμόρφωτο εντός του επιπέδου του. Ένας τέτοιος όροφος ονομάζεται στρεπτικώς ασθενής όροφος. (εδώ δεν ικανοποιείται Χ).

3.2.4. Προκατακτική ελαστική στατική ανάλυση

3.2.4.1. Προϋποθέσεις εφαρμογής

Όπως αναπτύχθηκε και παραπάνω, η μέθοδος αυτή είναι η **Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης** του ΕΚ8-1 §4.3.3.2. Γενικά, αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή. Η απαίτηση αυτή θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν ικανοποιούνται οι δύο ακόλουθοι όροι:

1) οι θεμελιώδεις περίοδοι ταλάντωσης T_1, στις δύο κύριες διευθύνσεις, είναι μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 * T_C \\ 2{,}0 \text{ sec} \end{cases}$$

2) το κτίριο ικανοποιεί τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη

Απαιτούμενες ικανές συνθήκες κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ειδικότερα ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει για τα κτίρια της χώρας μας τις εξης προϋποθέσεις που θα πρέπει να ικανοποιούνται στο σύνολο τους ώστε να μπορεί να εφαρμοστεί η στατική ελαστική ανάλυση:

1) Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

2) Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου T_0 είναι μικρότερη του 4 T_c ή 2s.

3) Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα). Ως κριτήριο αυτής της προϋπόθεσης, στην περίπτωση που το διάφραγμα δεν είναι ευπαραμόρφωτο, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο κανόνας το σχετικό βέλος ορόφων σε οποιαδήποτε πλευρά του κτιρίου να μην υπερβαίνει το 150% του μέσου σχετικού βέλους.

4) Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο. Ως κριτήριο αυτής της προϋπόθεσης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο κανόνας το μέσο σχετικό βέλος να μην υπερβαίνει το 150% του σχετικού βέλους του υποκείμενου ή υπερκείμενου ορόφου.

5) Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας. Δεν απαιτείται έλεγχος της συνθήκης αυτής σε επαρκή μικτά συστήματα.

6) Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

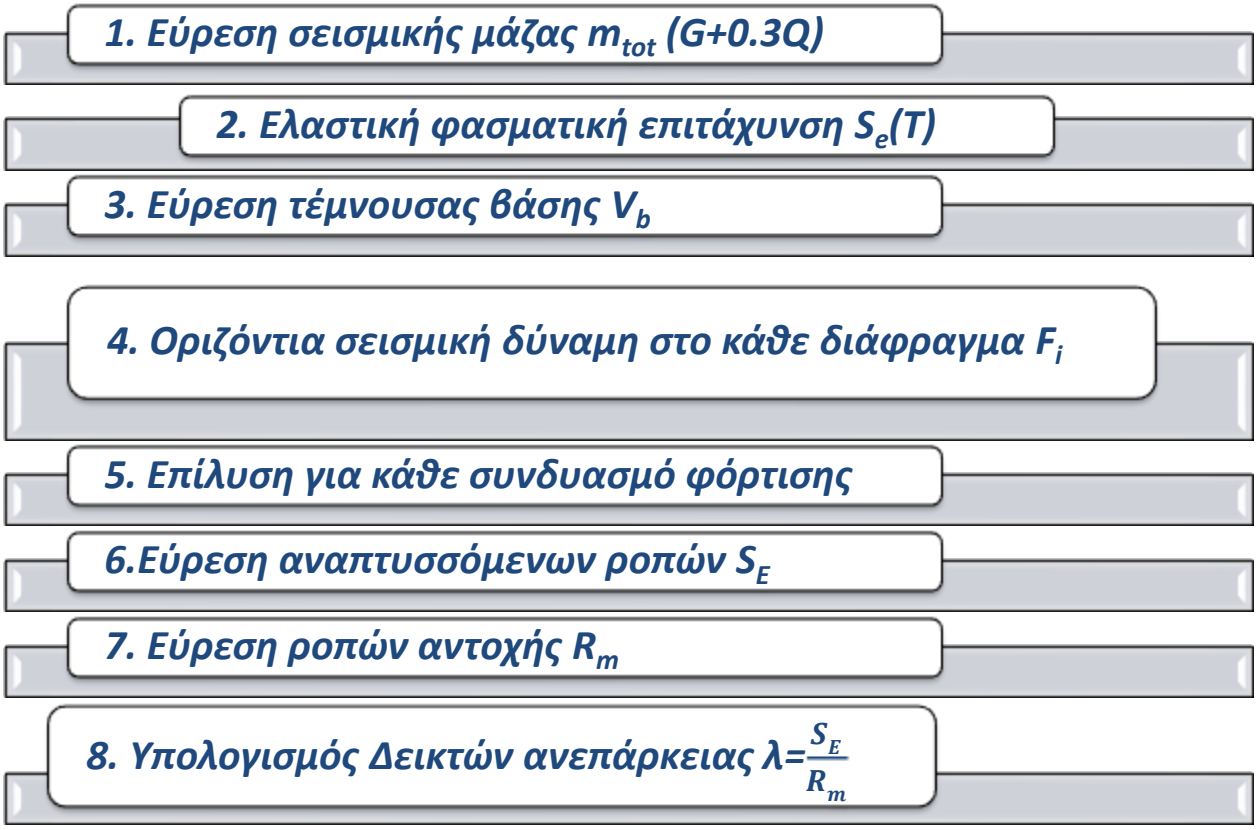
Έλεγχος ικανοποίησης προϋποθέσεων εφαρμογής

Εδώ, προφανώς δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής, καθώς έχουμε επιρροή σημαντικών ιδιομορφών και μάλιστα έχουμε και στρεπτική ευαισθισία. Όμως στην περίπτωση του προελέγχου δεν μας απασχολεί εφόσον ο στόχος είναι να βρούμε τα προκατακτικά λ ανεπάρκειας, ώστε να εκτιμήσουμε την κατάσταση στην οποία βρίσκεται το κτίριο και με βάση αυτά να επιλέξουμε τις ακριβέστερες αναλύσεις που θα εφαρμόσουμε. Επιπλέον, αξιοποιούμε τα πλεονεκτήματα της μεθόδου όσον αφορά την απλότητα και την εποπτικότητα και κατά την φάση του ανασχεδιασμού είναι πιθανότερο να πληρούνται οι προϋποθέσεις λόγω των επεμβάσεων.

3.2.4.2. Μεθοδολογία προελέγχου

Στόχος Προελέγχου: Εύρεση προκατακτικών λ ανεπάρκειας για την επιλογή της μεθόδου αποτίμησης.

Συνοπτικά η διαδικασία που ακολουθείται για την εύρεση των δεικτών ανεπάρκειας φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα:

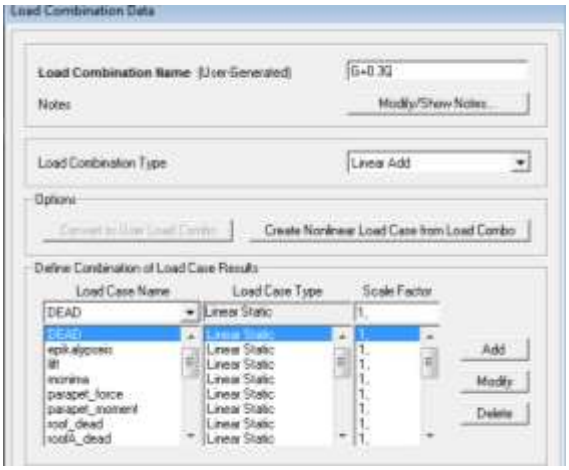


Μετά την έυρεση των λ είμαστε σε θέση να δούμε εαν λ>2,5 για κάθε στοιχείο και με βάση αυτό να επιλέξουμε μέθοδο αποτίμησης. Δηλαδή, εαν προκύψει λ>2,5 για τουλάχιστον ένα στοιχείο θα πρέπει να προχωρήσουμε και σε ανελαστική ανάλυση κατά την αποτίμηση του δομήματος.

3.2.4.3 Προσδιορισμός ταλαντούμενης μάζας $m_{G+0.3Q}$

Η ταλαντούμενη μάζα για την ελαστική στατική ανάλυση υπολογίστηκε μέσω τον αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων στους ορόφους. Οι αξονικές δυνάμεις προέκυψαν με βάση τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q , όπου G το σύνολο των μονίμων φορτίων και Q τα ωφέλιμα φορτία και ψ_2=0.3 ο συντελεστής συνδυασμου για τη δεδομένη χρήση.

Εντολή στο SAP: Define → Load Combinations → Add New Combo → Linear Add, Scale factor, Load case type



Εικόνα 3-8: Σεισμικός συνδυασμός G+0.3Q

Η κατανομή των αξονικών στα υποστυλώματα φαίνεται στον παρακάτω πίνακα και είναι περίπου ορθογωνική με ασυνέχεια του διαγράμματος στην αλλαγή του ορόφου. Για τον υπολογισμό της μάζας χρησιμοποιήσαμε τη μέση αξονική για κάθε υποστύλωμα σε κάθε όροφο που υπολογίστηκε ως το ημιάθροισμα της αξονικής στην βάση και στην κορυφή του κάθε στύλου.

Εντολή στο SAP: Display → Show Tables → Analysis Results → Element Output → Element Forces – Frames

Όπως είναι αναμενόμενο οι αξονικές στο ισόγειο είναι διπλάσιες ως τάξη μεγέθους σε σχέση με τις αξονικές του α' ορόφου. Αθροίζοντας τις αξονικές σε κάθε όροφο βρίσκουμε το βάρος κάθε ορόφου και έπειτα διαιρώντας με g = 9,81 m/s^2 υπολογίζουμε τις αντίστοιχες μάζες ως εξής:

- $m_{\alpha\ \text{ορόφου}} = \frac{1}{g} * \sum N_{K_i}^{\alpha\ ορόφου} \rightarrow$ **$m_{\alpha\ \text{ορόφου}}$ = 911,49 Mgr**

- $m_{\text{ισογείου}} = \frac{1}{g} * \left(\left|\sum N_{K_i}^{ισογείου} - \sum N_{K_i}^{\alpha\ ορόφου}\right|\right) \rightarrow$ **$m_{\text{ισογείου}}$ = 809,46 Mgr**

- $m_{tot} = m_{\text{ισογείου}} + m_{\alpha\ \text{ορόφου}} = 809{,}46 + 911{,}49 \rightarrow$ **m_{tot} = 1720,95 Mgr**

Πίνακας 3-3: Αξονικές δυνάμεις για τον συνδυασμό G+0.3Q

ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΟ ΙΟΝΙΑΝ SEA											
ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ (KN)											
ΥΠΟ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ G+0.3Q											
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)		ΙΣΟΓΕΙΟ (KN)				Α ΟΡΟΦΟΣ (KN)			
		x	y	LABEL	$N_{ΚΑΤΩ}$	$N_{ΑΝΩ}$	$N_{ΜΕΣΗ}$	LABEL	$N_{ΚΑΤΩ}$	$N_{ΑΝΩ}$	$N_{ΜΕΣΗ}$
1	Κ1	20	100	87	-324,83	-312,08	-318,45	88	-174,7	-162,48	-168,61
2	Κ2	55	30	1	-566,95	-556,43	-561,69	2	-307,7	-297,56	-302,61
3	Κ3	55	30	4	-548,20	-537,68	-542,94	5	-301,4	-291,26	-296,32
4	Κ4	55	30	7	-538,52	-528,01	-533,26	8	-298,8	-288,66	-293,71
5	Κ5	55	30	10	-589,77	-579,25	-584,51	11	-321,5	-311,36	-316,41
6	Κ6	20	105	204	-303,46	-290,08	-296,77	17	-162,3	-149,44	-155,87
7	Κ7	160	20	19	-466,84	-446,44	-456,64	20	-255,5	-235,94	-245,74
8	Κ8	20	100	32	-396,59	-383,84	-390,22	33	-212,3	-200,1	-206,22
9	Κ9	20	100	35	-791,37	-778,12	-784,75	36	-433,7	-421,49	-427,61
10	Κ10	70	25	22	-769,02	-757,65	-763,34	23	-414,9	-404,35	-409,6
11	Φ.Α.Τ1	20	200	44	-1569,67	-1544,17	-1556,92	45	-1408	-434,94	-921,24
12	Φ.Α.Τ2	130	20	47	-809,82	-792,92	-801,37	48	-645,4	-237,35	-441,35
13	Φ.Α.Τ3	20	200	162	-1398,97	-1373,47	-1386,22	163	-1315	-362,14	-838,51
14	Κ11	40	20	41	-259,75	-241,23	-250,49	42	-160,9	-143,37	-152,12
15	Κ12	25	40	38	-108,18	-88,67	-98,42	39	-79,27	-59,176	-69,223
16	Κ13	40	20	53	-169,37	-152,92	-161,14	54	-84,07	-68,246	-76,159
17	Κ14	160	20	56	-368,24	-331,67	-349,96	57	-191,7	-156,51	-174,1
18	Κ15	30	30	59	-223,81	-218,07	-220,94	60	-116,8	-111,32	-114,08
19	Κ16	55	30	62	-510,26	-499,74	-505,00	64	-263,7	-253,61	-258,66
20	Κ17	30	80	66	-510,72	-494,82	-502,77	67	-254,4	-239,71	-247,06
21	Κ17Α	20	80	69	-315,88	-305,48	-310,68	70	-131,1	-121,3	-126,2
22	Κ18	30	40	79	-281,81	-274,01	-277,91	81	-139,9	-132,59	-136,26
23	Κ19	60	20	73	-266,06	-258,26	-262,16	74	-111,4	-104,06	-107,74
24	Κ20	20	60	75	-324,85	-317,20	-321,03	76	-147,5	-140,42	-143,95
25	Κ21	30	40	77	-378,84	-371,04	-374,94	78	-189,2	-181,98	-185,58
26	Κ22	30	40	82	-332,94	-325,14	-329,04	83	-179,5	-172,27	-175,87
27	Κ23	20	60	141	-289,50	-281,85	-285,68	142	-139,4	-132,35	-135,88
28	Κ24	20	60	143	-335,76	-328,11	-331,94	144	-172,2	-165,17	-168,69
29	Κ25	30	40	85	-302,66	-294,86	-298,76	86	-156,6	-149,4	-153
30	Κ26	30	40	92	-394,71	-386,91	-390,81	93	-211,2	-204,05	-207,65
31	Κ27	20	60	96	-306,67	-299,02	-302,85	97	-146,6	-139,59	-143,12
32	Κ28	20	60	90	-378,96	-371,31	-375,13	91	-193,9	-186,86	-190,38
33	Κ29	30	40	94	-343,75	-335,95	-339,85	95	-177	-169,77	-173,37
34	Κ30	30	30	15	-185,26	-179,41	-182,34	25	-92,47	-87,068	-89,768
35	Κ31	50	30	63	-268,22	-258,47	-263,35	71	-126,8	-117,79	-122,29
36	Κ32	20	60	13	-318,88	-311,23	-315,05	14	-159,3	-152,21	-155,74
37	Κ33	30	40	80	-369,76	-361,96	-365,86	84	-191,9	-184,71	-188,31
38	Κ34	50	30	100	-190,33	-180,58	-185,46	101	-85,16	-76,155	-80,655
39	Κ35	30	30	102	-181,62	-175,77	-178,70	103	-89,43	-84,027	-86,727
40	Κ36	20	100	98	-131,70	-118,70	-125,20	99	-61,34	-49,336	-55,336

Πίνακας 3-4:Υπολογισμός ταλαντούμενης μάζας

ΕΥΡΕΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ			
α/α	ΟΝΟΜΑ	**ΙΣΟΓΕΙΟΥ**	**Α ΟΡΟΦΟΥ**
1	Κ1	-318,45	-168,61
2	Κ2	-561,69	-302,61
3	Κ3	-542,94	-296,32
4	Κ4	-533,26	-293,71
5	Κ5	-584,51	-316,41
6	Κ6	-296,77	-155,87
7	Κ7	-456,64	-245,74
8	Κ8	-390,22	-206,22
9	Κ9	-784,75	-427,61
10	Κ10	-763,34	-409,60
11	Φ.Α.Τ1	-1556,92	-921,24
12	Φ.Α.Τ2	-801,37	-441,35
13	Φ.Α.Τ3	-1386,22	-838,51
14	Κ11	-250,49	-152,12
15	Κ12	-98,42	-69,22
16	Κ13	-161,14	-76,16
17	Κ14	-349,96	-174,10
18	Κ15	-220,94	-114,08
19	Κ16	-505,00	-258,66
20	Κ17	-502,77	-247,06
21	Κ17Α	-310,68	-126,20
22	Κ18	-277,91	-136,26
23	Κ19	-262,16	-107,74
24	Κ20	-321,03	-143,95
25	Κ21	-374,94	-185,58
26	Κ22	-329,04	-175,87
27	Κ23	-285,68	-135,88
28	Κ24	-331,94	-168,69
29	Κ25	-298,76	-153,00
30	Κ26	-390,81	-207,65
31	Κ27	-302,85	-143,12
32	Κ28	-375,13	-190,38
33	Κ29	-339,85	-173,37
34	Κ30	-182,34	-89,77
35	Κ31	-263,35	-122,29
36	Κ32	-315,05	-155,74
37	Κ33	-365,86	-188,31
38	Κ34	-185,46	-80,66
39	Κ35	-178,70	-86,73
40	Κ36	-125,20	-55,34
ΑΘΡΟΙΣΜΑ (ΚΝ)		-16882,49	-8941,72
ΒΑΡΟΣ ΟΡΟΦΟΥ (ΚΝ)		7940,77	8941,72
ΜΑΖΑ ($KNm^{-1}sec^2$)		**809,46**	**911,49**
m_{tot} (Mgr)		**1720,95**	

3.2.4.4 Προσδιορισμός της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης

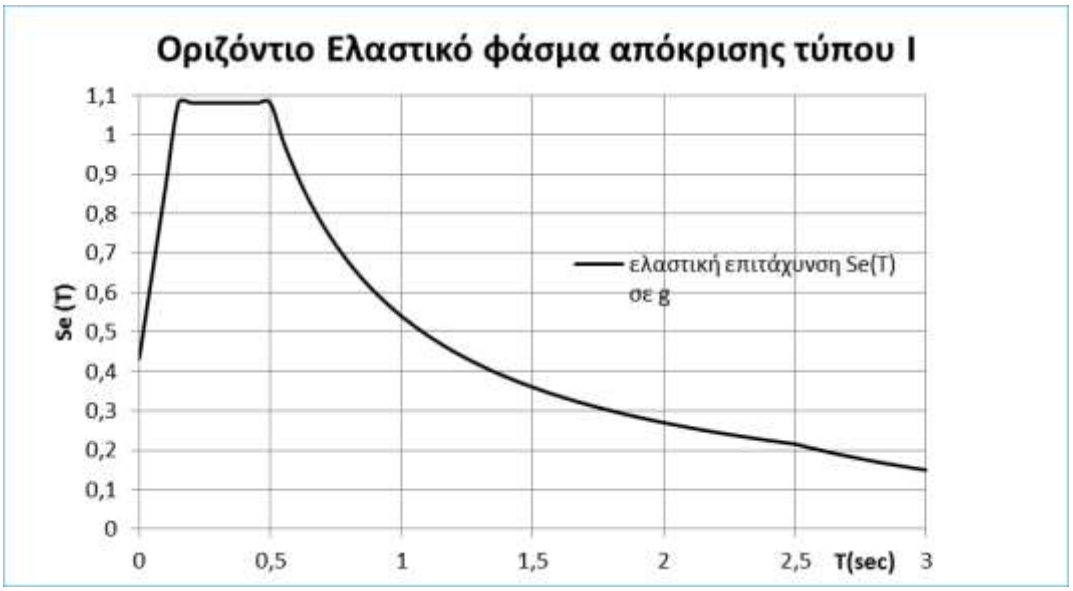
Το οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (EN1998-1§3.2.2.2):

$$0 \le T \le T_B : \quad S_e(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2{,}5 - 1)\right]$$

$$T_B \le T \le T_C : \; S_e(T) = a_g * S * \eta * 2{,}5$$

$$T_C \le T \le T_D : \; S_e(T) = a_g * S * \eta * 2{,}5 * \left[\frac{T_C}{T}\right]$$

$$T_D \le T \le 4s : \; S_e(T) = a_g * S * \eta * 2{,}5 * \left[\frac{T_C * T_D}{T^2}\right]$$



Εικόνα 3-9: Απεικόνιση οριζόντιου ελαστικού φάσματος του ΕΚ8

Όπου:

$\boldsymbol{S_e(T)}$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

$\boldsymbol{T}$ είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

$\boldsymbol{a_g}$ είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ($\alpha_g = \gamma_i * \alpha_{gR}$)

$\boldsymbol{T_B}$ είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$\boldsymbol{T_C}$ είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$\boldsymbol{T_D}$ είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του

φάσματος

S είναι ο συντελεστής του εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς η=1 για 5% ιξώδη απόσβεση

<u>Προσδιορισμός τιμών των παραμέτρων του φάσματος Τύπου Ι</u>

Α) Περίοδος Τ

Από την **ιδιομορφική** προέκυψε για σεισμό **κατά Χ →T_X = T_2= 0.3983 sec** και για σεισμό κατά **Y→ T_Y = T_3= 0.37252 sec**.

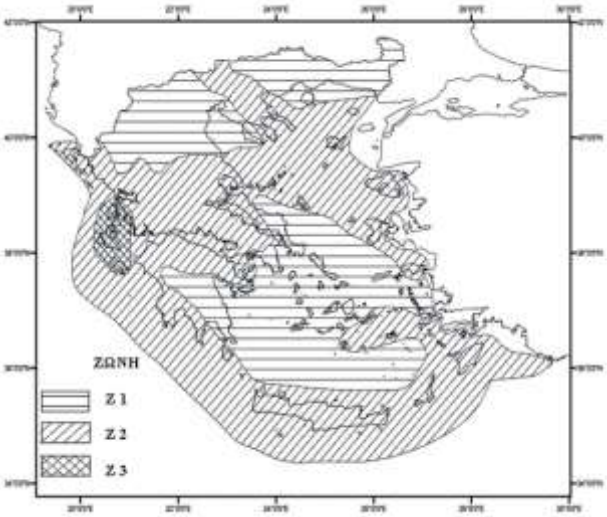
Β) Εδαφική επιτάχυνση

Για την εύρεση της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α απαιτείται η γνώση της σπουδαιότητας της κατασκευής και η σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής στην οποία βρίσκεται το κτίριο, δηλαδή $\alpha_g = \gamma_i * \alpha_{gR}$.
Η **σεισμική επικινδυνότητα** εκφράζεται στον EC8-1 με μία και μοναδική παράμετρο την α_{gR}, την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας Α. Η τιμή αυτή αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης ίσης με 475 έτη ή ισοδύναμα με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε διάστημα 50 ετών. Αντιστοιχεί επομένως στην απαίτηση κατάρρευσης του EC8-1.
Σύμφωνα με τον EC8-1 η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις σεισμικές ζώνες στις οποίες η σεισμική επικινδυνότητα παραμένει σταθερή και εκφράζεται με μία τιμή της α_{gR}.

Πίνακας 3-5: Σεισμικές ζώνες και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_{gR}

Ζώνη	a_{gR}/g
Ζ1	0,16
Ζ2	0,24
Ζ3	**0,36**

Ορίζονται λοιπόν τρεις σεισμικές ζώνες (Ζ1, Ζ2, Ζ3) για τις οποίες η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας Α είναι ίση με 0.16g, 0.24g, 0.36g αντίστοιχα.
Η κατασκευή βρίσκεται στην **Κεφαλονιά** και επομένως είναι εντός της **Ζώνης 3**, όπως φαίνεται και στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Επομένως, για το κτίριο που μελετάμε η πιθανότητα να γίνει σεισμός με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση μεγαλύτερη από **0.36g** σε διάστημα 50 ετών όση η διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι ίση με 10%.



Εικόνα 3-10: Ο χάρτης των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας

Όσον αφορά την παράμετρο της **σπουδαιότητας** της κατασκευής, υπάρχει ο συντελεστής γ_I που στην ουσία τροποποιεί την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης α_{gR}. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, οι τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης α_{gR} αντιστοιχούν σε περίοδο επαναφοράς ίση με 475έτη. Για κατασκευές μεγάλης ή μικρής σπουδαιότητας η περίοδος επαναφοράς μπορεί να αυξηθεί ή να μειωθεί αντίστοιχα, αυξάνοντας ή μειώνοντας κατά συνέπεια την εδαφική επιτάχυνση αναφοράς σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\alpha'_{gR} = \alpha_{gR} * \left(\frac{T(\alpha'_{gR})}{475}\right)^{1/3}$$

Για την επίτευξη αυτής της κλιμάκωσης ορίζονται διαφορετικές κατηγορίες σπουδαιότητας με διαφορετικό συντελεστή σπουδαιότητας. Όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα ορίζονται τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας (I,II,III,IV). Η κατηγορία I είναι για κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, η κατηγορία III είναι για κτίρια των οποίων η ασφάλεια έναντι σεισμού είναι σημαντική εξαιτίας των συνεπειών που συνεπάγεται ενδεχόμενη κατάρρευση τους. Στην κατηγορία III ανήκουν τα σχολεία, τα πολιτιστικά ιδρύματα και οι αίθουσες συνάθροισης. Τα κτίρια, των οποίων η ακεραιότητα κατά τον σεισμό είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας , κατατάσσονται στην κατηγορία IV.

Πίνακας 3-6:Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

Εμείς υπαγόμαστε στην **κατηγορία II** που είναι η **συνήθης** για την οποία γ_I**=1,0**, οπότε η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού α_g ισούται με την επιτάχυνση αναφοράς α_{gR}.

Γ) Παράμετροι εδάφους

Για να ληφθεί υπόψη η ενδεχόμενη ενίσχυση της σεισμικής δράσης εξαιτίας της απόκρισης ενός διαφορετικού εδάφους από το βράχο, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή εδάφους S. Ο συντελεστής αυτός έχει τιμή 1,0 για έδαφος Α και τιμή μεγαλύτερη της μονάδος για τις υπόλοιπες κατηγορίες εδάφους.

Πίνακας 3-7: Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης (Τύπου Ι)

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Με βάση τον EC8-1 §3.1.2. έγινε κατάταξη του εδάφους της κατασκευής στην **κατηγορία Β** ως σκληρή άργιλο.

Πίνακας 3-8:Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (πρόσκρουσης 30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με v_s > 800 m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλύων με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI > 40) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Επομένως, προκύπτουν οι φασματικές επιταχύνσεις που θα επιβληθούν στην κατασκευή και όπως φαίνεται παρακάτω υπολογίστηκαν ίσες σε κάθε διεύθυνση X και Y.

- **Κατά X:** $\mathbf{T_B}$ = 0,15 sec < $\mathbf{T_X}$ = 0,398 sec < $\mathbf{T_C}$ = 0,5 sec $\xRightarrow{\text{ελαστικό φάσμα}}$ **Se ($\mathbf{T_X}$) =1,08g**
- **Κατά Y:** $\mathbf{T_B}$ = 0,15 sec < $\mathbf{T_Y}$ = 0,373 sec < $\mathbf{T_C}$ = 0,5 sec $\xRightarrow{\text{ελαστικό φάσμα}}$ **Se ($\mathbf{T_Y}$) =1,08g**

3.2.4.5 Προσδιορισμός τέμνουσας βάσης

Η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης F_b, για κάθε οριζόντια διεύθυνση κατά την οποία μελετάται το κτίριο, θα καθορίζεται με χρήση της ακόλουθης έκφρασης με βάση τον ΕΚ8-1 §4.3.3.2.2:

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda$$

Όπου:

- $\mathbf{T_1}$ είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση
- $\mathbf{S_d(T_1)}$ είναι η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού στην περίοδο T_1
- **m** είναι η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την επιφάνεια άκαμπτης βάσης
- **λ**[1] είναι συντελεστής διόρθωσης, η τιμή του οποίου ισούται με λ=0,85 εάν T1<2TC και το κτίριοέχει πάνω από δύο ορόφους ή λ=1,0 σε κάθε άλλη περίπτωση

Πίνακας 3-9: Υπολογισμός τέμνουσας βάσης-κατά X

Διεύθυνση X		
$\mathbf{m_{tot}}$ **[kNs²/m]**	=	1720,95
$\mathbf{T_{2x}}$ **[sec]**	=	0,39836
$\mathbf{S_e(T_x)}$ **[g]**	=	1,080
$\mathbf{S_e(T_x)}$ **[m/s²]**	=	10,59
λ	=	1
$\mathbf{F_{b,x}}$ **[kN]**	=	18233,12

Πίνακας 3-10: Υπολογισμός τέμνουσας βάσης-κατά Y

Διεύθυνση Y		
$\mathbf{m_{tot}}$ [kNs²/m]	=	1720,95
$\mathbf{T_{3y}}$ **[sec]**	=	0,37252
$\mathbf{S_e(T_y)}$ **[g]**	=	1,080
$\mathbf{S_e(T_y)}$ **[m/s²]**	=	10,59
λ	=	1
$\mathbf{F_{b,Y}}$ **[kN]**	**=**	**18233,1**

[1] Ο συντελεστής λ εκφράζει το γεγονός ότι σε κτίρια με τουλάχιστον τρεις ορόφους και μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας σε κάθε οριζόντια διεύθυνση, η δρώσα ιδιομορφική μάζα της 1ης θεμελιώδους ιδιομορφής είναι μικρότερη κατα 15% κατά μέσον όρο, από τη συνολική μάζα του κτιρίου.

3.2.4.6 Κατανομή οριζόντιων σεισμικών φορτίων στους ορόφους

Η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων ακολουθεί το σχήμα των θεμελιωδών ιδιομορφών στις οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης του κτιρίου και μπορεί να υπολογιστεί με χρήση μεθόδων δυναμικής ή μπορεί να προσεγγιστεί από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου. Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθορίζονται με την εφαρμογή οριζόντιων φορτίων F_i σε όλους τους ορόφους. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 μπορούμε να εφαρμόσουμε δύο διαφορετικές κατανομές των οριζόντιων δυνάμεων. Ο $1^{ος}$ τρόπος υπολογισμού δίνει τις F_i σε συσχέτιση με τα ύψη των ορόφων. Ο $2^{ος}$ τρόπος ορίζει τις F_i συναρτήσει των μετακινήσεων της θεμελιώδους ιδιομορφής. Οι δύο αυτές εκφράσεις που εφαρμόστηκαν φαίνονται παρακάτω:

$$F_i = F_b * \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j} \quad [\mathbf{1^{\eta}\acute{\varepsilon}\kappa\varphi\rho\alpha\sigma\eta}] \qquad (3.1)$$

όπου:

$\mathbf{z_i, z_j}$ είναι τα ύψη των μαζών $\mathbf{m_i, m_j}$ πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου).

Με βάση την παραπάνω έκφραση λαμβάνονται τα οριζόντια φορτία F_i , όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος.

$$F_i = F_b * \frac{s_i * m_i}{\sum s_j * m_j} \quad [\mathbf{2^{\eta}\acute{\varepsilon}\kappa\varphi\rho\alpha\sigma\eta}] \qquad (3.2)$$

όπου:

$\mathbf{F_i}$ είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i

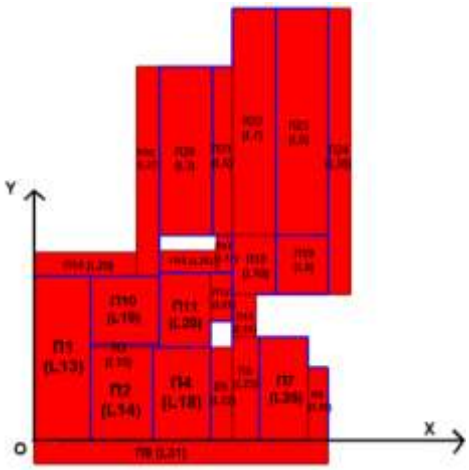
$\mathbf{F_b}$ είναι η σεισμική τέμνουσα βάσης

$\mathbf{s_i, s_j}$ είναι οι μετακινήσεις των μαζών m_i , m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

$\mathbf{m_i, m_j}$ είναι οι μάζες των ορόφων

Αρχικά, υπολογίζεται το γεωμετρικό κέντρο βάρους για κάθε στάθμη ορόφου όπου θα θεωρήσουμε ότι εφαρμόζεται το οριζόντιο σεισμικό φορτίο.

- Κέντρο βάρους οροφής ισογείου



Εικόνα 3-11: Κάτοψη οροφής ισογείου-Z=3.25m-Σύστημα αναφοράς OXY

Στην παραπάνω φωτογραφία φαίνεται η αρίθμιση των επιμέρους πλακών και το σύστημα αναφοράς ΟΧΥ με βάση το οποίο υπολογίστηκαν οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους.

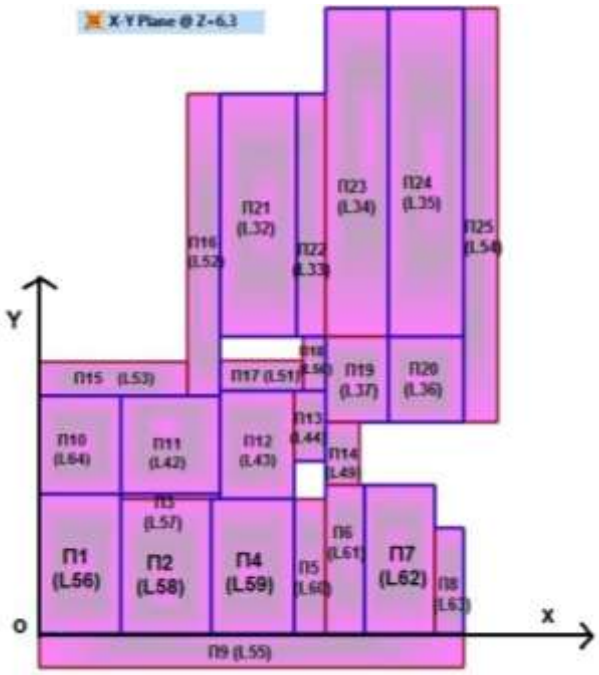
Πίνακας 3-11: Υπολογισμός κέντρου βάρους οροφής ισογείου

Κέντρο βάρους οροφής ισογείου							
i	Πλάκα	Label	E_i (m^2)	X_{Ci} (m)	Y_{Ci} (m)	X_{Ci} * E_i	Y_{Ci} * E_i
1	Π1	L13	44,18	1,94	5,70	85,59	251,80
2	Π2	L14	28,00	6,04	3,24	169,08	90,66
3	Π3	L15	1,07	6,26	6,59	6,73	7,07
4	Π4	L18	25,90	10,20	3,24	264,18	83,85
5	Π5	L22	9,71	12,95	3,24	125,78	31,44
6	Π6	L23	13,05	14,61	3,58	190,68	46,65
7	Π7	L25	24,31	17,23	3,58	418,74	86,91
8	Π8	L28	7,01	19,61	2,55	137,53	17,88
9	Π9	L31	32,48	10,15	-0,80	329,67	-25,98
10	Π10	L19	22,44	6,26	9,05	140,53	203,08
11	Π11	L20	18,37	10,43	9,06	191,51	166,48
12	Π12	L21	5,10	12,95	9,95	66,05	50,75
13	Π13	L16	4,80	13,75	8,65	66,00	41,52
14	Π14	L29	11,28	3,53	12,20	39,76	137,62
15	Π15	L27	23,14	7,85	18,63	181,62	431,02
16	Π16	L26	5,76	8,01	12,38	46,12	71,31
17	Π17	L17	2,82	10,53	12,93	29,74	36,51
18	Π18	L10	12,18	15,20	12,18	185,14	148,35
19	Π19	L9	14,62	18,50	12,18	270,40	178,02
20	Π20	L3	42,52	10,48	20,04	445,42	851,94
21	Π21	L6	16,31	13,00	20,04	212,03	326,77
22	Π22	L7	47,16	15,20	22,07	716,83	1040,82
23	Π23	L8	56,59	18,50	22,07	1046,95	1248,99
24	Π24	L30	31,65	21,10	20,04	667,77	634,23
		ΣE_i	500,45			6033,83	6157,68
						X_C	**Y_C**
					Κ.Β.	12,06	12,30

- Κέντρο βάρους οροφής 1^{ου} ορόφου

Πίνακας 3-12: Υπολογισμός κέντρου βάρους οροφής α ορόφου

Κέντρο βάρους οροφής α' ορόφου							
i	Πλάκα	Label	E_i (m^2)	X_{Ci} (m)	Y_{Ci} (m)	X_{Ci} * E_i	Y_{Ci} * E_i
1	Π1	L56	25,96	1,94	3,35	50,30	86,97
2	Π2	L58	28,00	6,04	3,24	169,08	90,66
3	Π3	L57	1,07	6,26	6,59	6,73	7,07
4	Π4	L59	25,90	10,20	3,24	264,18	83,85
5	Π5	L60	9,71	12,95	3,24	125,78	31,44
6	Π6	L61	13,05	14,61	3,58	190,68	46,65
7	Π7	L62	24,31	17,23	3,58	418,74	86,91
8	Π8	L63	7,01	19,61	2,55	137,53	17,88
9	Π9	L55	32,48	10,15	-0,80	329,67	-25,98
10	Π10	L64	18,21	1,94	9,05	35,29	164,82
11	Π11	L42	22,44	6,26	9,05	140,55	203,10
12	Π12	L43	18,37	10,43	9,06	191,52	166,49
13	Π13	L44	5,10	12,95	9,95	66,05	50,75
14	Π14	L49	4,80	14,50	8,65	69,60	41,52
15	Π15	L53	11,28	3,53	12,20	39,76	137,62
16	Π16	L52	23,14	7,85	18,63	181,62	431,02
17	Π17	L51	5,76	10,62	12,38	61,17	71,31
18	Π18	L50	2,82	13,15	12,93	37,11	36,51
19	Π19	L37	12,18	15,20	12,18	185,14	148,35
20	Π20	L36	14,62	18,50	12,18	270,40	178,02
21	Π21	L32	42,52	10,48	20,04	445,42	851,94
22	Π22	L33	16,31	13,00	20,04	212,03	326,77
23	Π23	L34	47,16	15,20	22,07	716,83	1040,82
24	Π24	L35	56,59	18,50	22,07	1046,95	1248,99
25	Π25	L54	31,65	21,10	20,04	667,77	634,23
		ΣE_i	500,46			6059,88	6157,71
						X_C	**Y_C**
					Κ.Β.	12,11	12,30



Εικόνα 3-12: Κάτοψη οροφής Α ορόφου-Z=6.3m-Σύστημα αναφοράς OXY

Επομένως, παρακάτω δίνεται ο υπολογισμός των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που επιβάλλονται στα διαφράγματα για σεισμό κατά Χ και για σεισμό κατά Υ αντίστοιχα.

Πίνακας 3-13:Κατανομή F^X_i σύμφωνα με την 1η έκφραση

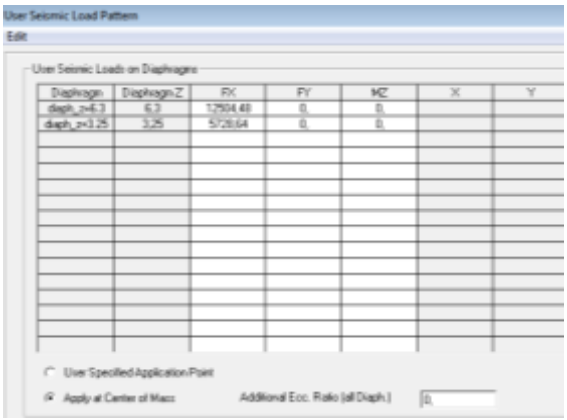
ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ - ΚΑΤΑ Χ				
Τέμνουσα βάσης		F_{bX} =	18233	k N
1ος τρόπος	$F_i = F_b * \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j}$			
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i (m)	m_i (ton)	z_i*m_i	F_i
1	3,25	809,46	2631	**5.728,64**
2	6,30	911,49	5742	**12.504,48**
		Άθροισμα:	8373	18.233,12

Πίνακας 3-14:Κατανομή F^Y_i σύμφωνα με την 1η έκφραση

ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ - ΚΑΤΑ Υ				
Τέμνουσα βάσης		F_{bY} =	18233	k N
1ος τρόπος	$F_i = F_b * \frac{z_i * m_i}{\sum z_j * m_j}$			
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i (m)	m_i (ton)	z_i*m_i	F_i
1	3,25	809,46	2630,7	**5.728,64**
2	6,30	911,49	5742,4	**12.504,48**
		Άθροισμα:	8373,1	18.233,12

Παρατηρώ ότι οι δυνάμεις στις δύο διευθύνσεις του σεισμού έχουν ίδια τιμή όταν υπολογιστούν σύμφωνα με την 1η έκφραση και αυξάνονται σχεδόν γραμμικά με το ύψος.

Εντολή SAP: Define→Load Patterns→EX_static/Quake/User Loads→Modify Lateral Load Pattern



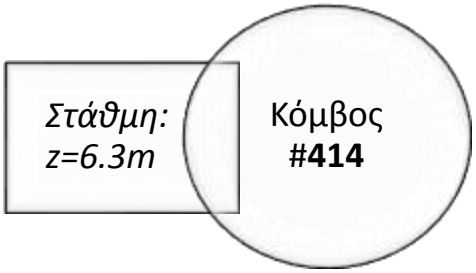
Εικόνα 3-13:Ορισμός σεισμικών φορτίων στο SAP για σεισμό κατά Χ

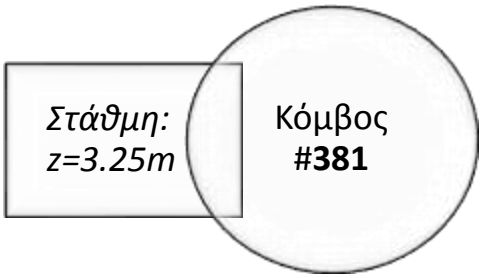
Για τον υπολογισμό των οριζόντιων σεισμικών φορτίων με βάση την 2η έκφραση πρέπει πρώτα να υπολογιστούν οι μετακινήσεις s_i, s_j .

<u>Υπολογισμός s_i, s_j στο SAP</u>

- Σχεδιάζω τον κόμβο του κέντρου βάρους στην κάθε στάθμη και κόβω κατάλληλα το επιφανειακό. Το κόψιμο του επιφανειακού σε τέσσερα επιμέρους επιφανειακά με κοινό κόμβο τον κόμβο του κ.β. έγινε με την εντολή **edit/edit areas/divide areas/divide area using cookie cut based on selected point objects.**

  Προκύπτει,





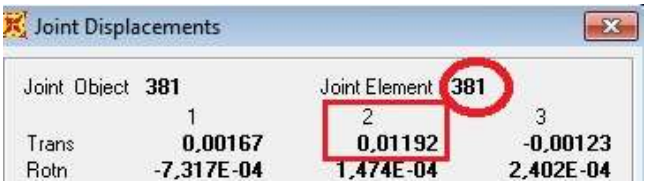
- Τρέχω **Modal** → Βρίσκω μετακινήσεις διαφραγμάτων για την θεμελιώδη ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση.
  - **Σεισμός κατά Χ**

    Για **mode 2** καταγράφω τις μετακινήσεις των κόμβων του κ.μ. κατά Χ.

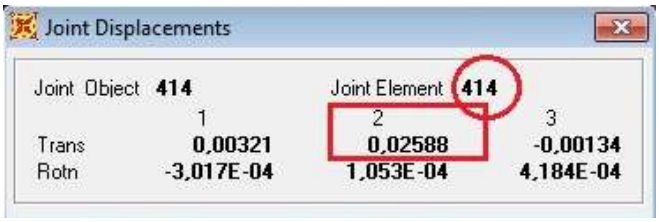
#414 → u_1= -0,01792m
#381 → u_1= -0,00893m

- **Σεισμός κατά Y**

Για **mode 3** καταγράφω τις μετακινήσεις των κόμβων του κ.μ. κατά Y.



Εικόνα 3-14: Μετακίνηση ισογείου s^Y_1 #381



Εικόνα 3-15: Μετακίνηση α' ορόφου s^Y_2 #414

<u>Σεισμικές δυνάμεις σύμφωνα με την 2η έκφραση</u>

Πίνακας 3-15:Κατανομή F^X_i σύμφωνα με την 2η έκφραση

ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ - ΚΑΤΑ Χ					
Τέμνουσα βάσης		F_{bX} =	18233,1	k N	
2ος τρόπος		$F_i = F_b * \frac{s_i * m_i}{\sum s_j * m_j}$			
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i	m_i (ton)	s_i (m)	si*mi	F_i
1	3,25m	809,46	0,00893	7,228478	**5.593,57**
2	6,30m	911,49	0,01792	16,3339	**12.639,56**
		1720,95		23,56238	18.233,12

Πίνακας 3-16:Κατανομή F^Y_i σύμφωνα με την 2η έκφραση

ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ - ΚΑΤΑ Y					
Τέμνουσα βάσης		F_{bY} =	18233,1	k N	
2ος τρόπος		$F_i = F_b * \frac{s_i * m_i}{\sum s_j * m_j}$			
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i	m_i (ton)	s_i (m)	si*mi	F_i
1	3,25m	809,46	0,01192	9,648763	**5.292,93**
2	6,30m	911,49	0,02588	23,58936	**12.940,19**
		1720,95		33,23812	**18.233,12**

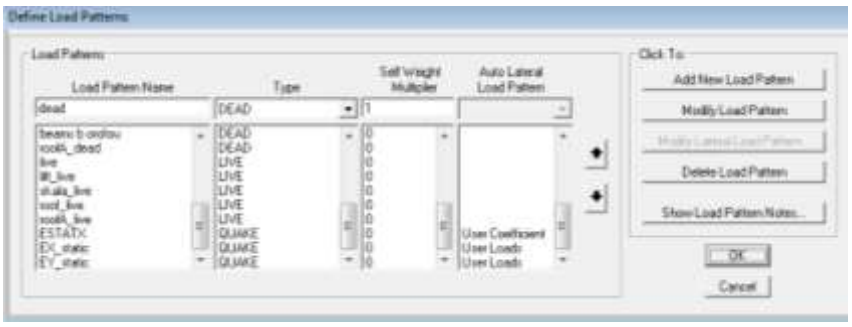
Εικόνα 3-16: User Seismic Load Pattern με user specified application point

3.2.4.7 Σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων δομημάτων, επιτρέπεται να εφαρμοσθούν απλούστεροι κανόνες επαλληλίας των συνιστωσών του σεισμού, οπότε δημιουργούνται οι παρακάτω 8 σεισμικοί συνδυασμοί. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις X (E_x_static) και Y (E_Y_static) σε ποσοστά 100% και 30%.

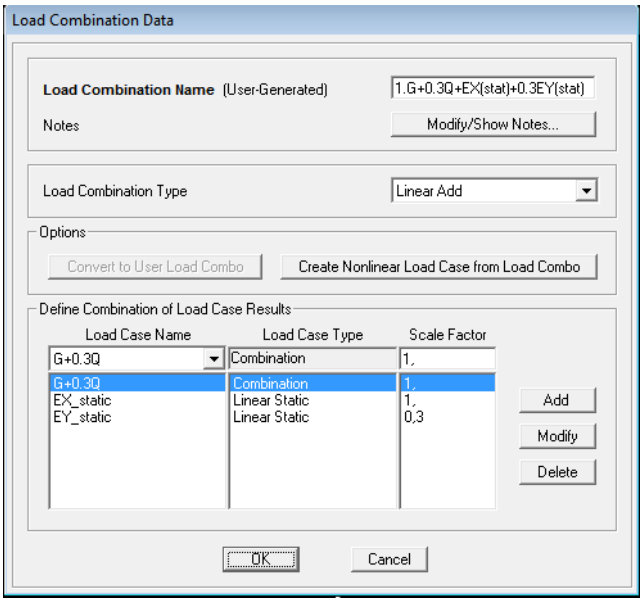
1. $G + 0.30\,Q$ + EX_static + 0.30 EY_static
2. $G + 0.30\,Q$ + EX_static − 0.30 EY_static
3. $G + 0.30\,Q$ − EX_static + 0.30 EY_static
4. $G + 0.30\,Q$ − EX_static − 0.30 EY_static
5. $G + 0.30\,Q$ + EY_static + 0.30 EX_static
6. $G + 0.30\,Q$ + EY_static − 0.30 EX _static
7. $G + 0.30\,Q$ − EY_static + 0.30 EX_static
8. $G + 0.30\,Q$ − EY_static − 0.30 EX_static

Εντολές: Define→Load Pattern→Add New Load Pattern (EX_static,EY_static)→User Loads



Εικόνα 3-17:Ορισμός Load Patterns σεισμικών δυνάμεων EX_static & EY_ static

Εικόνα 3-18:Δημιουργία Load Case σεισμού κατά X



Εικόνα 3-19: Δημιουργία Load Combination

3.2.4.8 Μέσες αντοχών υλικών τιμές

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.5.1.1) ορίζει την χρήση **μέσων τιμών** για τις αντοχές των υλικών κατά την εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης για την εύρεση των αντιστάσεων των στοιχείων. Αν και θα περιμέναμε η αντιπροσωπευτική τιμή για τα υφιστάμενα υλικά στην περίπτωση της ελαστικής στατικής να ήταν η μέση τιμή μείωμένη κατά μια τυπική απόκλιση όπως συμβαίνει για τις μεθόδους ελέχου σε όρους δυνάμεων (Πίνακας Π4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ξεκαθαρίζει την εξαίρεση και απαιτεί την χρησιμοποίηση των μέσων τιμών.

Ο συντελεστής γ_m είναι περίπου ίσος με τη μονάδα και αυξάνεται καταλλήλως προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι αβεβαιότητες των γεωμετρικών διαστάσεων για τα υφιστάμενα υλικά. Για **Σ.Α.Δ. «Ικανοποιητική»** συνίσταται $\boldsymbol{\gamma_m}$**=1.10.**

Επομένως, υπολογίζονται οι μέσες τιμές για τις αντοχές των υλικών:

- **Για το σκυρόδεμα με f_{ck} = 8 MPa** προκύπτει,

$$f_{cm} = \mathrm{f_{ck}} + 8\ [MPa]\ \ \{EN1992-1-1\ §3.1.3\}$$

$$f_{cm} = \mathrm{f_{ck}} + 8 = 8 + 8 = 16\ [MPa]$$

$$\boldsymbol{f_{cm} = 16\ MPa}$$

$$\frac{f_{cm}}{\gamma_m} = \frac{16\ MPa}{1.1} = 14.55\ MPa$$

$$\boldsymbol{\frac{f_{cm}}{\gamma_m} = 14.55\ MPa}$$

- **Για τον χάλυβα με f_{sy} = 400 MPa** προκύπτει,

$$\boldsymbol{f_s = 400\ MPa}$$

$$\frac{f_{sm}}{\gamma_m} = \frac{400\ MPa}{1.1} = 363.64\ MPa$$

$$\boldsymbol{\frac{f_{sm}}{\gamma_m} = 363.64\ MPa}$$

Οι τιμές αυτές εισάγονται στο SAP πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές ασφαλείας γ_c και γ_s του ευρωκώδικα. Αυτό συμβαίνει γιατί το πρόγραμμα αναγνωρίζει ως τιμές αντοχών τις χαρακτηριστικές των υλικών και υπολογίζει μόνο του τις αντοχές σχεδιασμού διαιρώντας με $\boldsymbol{\gamma_c}$**=1.5** και $\boldsymbol{\gamma_s}$**=1.15.** Άρα στο λογισμικό εισάγω τις παρακάτω τιμές,

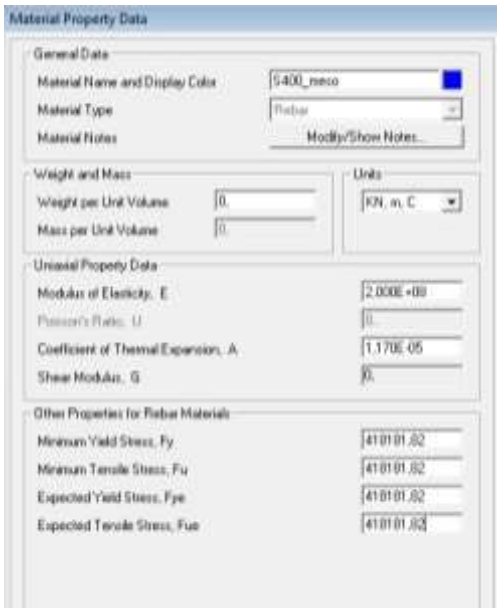
- **Για το σκυρόδεμα με f_{ck} = 8 MPa**

$$f'_{cm} = \left[\frac{f_{cm}}{\gamma_m} \times \gamma_c\right] = \frac{f_{cm}}{1.1} \times 1.5 = 21{,}82\ MPa$$

Εικόνα 3-20:Μέσες τιμές ιδιοτήτων σκ/τος στο SAP

- **Για τον χάλυβα με f_{sy} = 400 MPa**

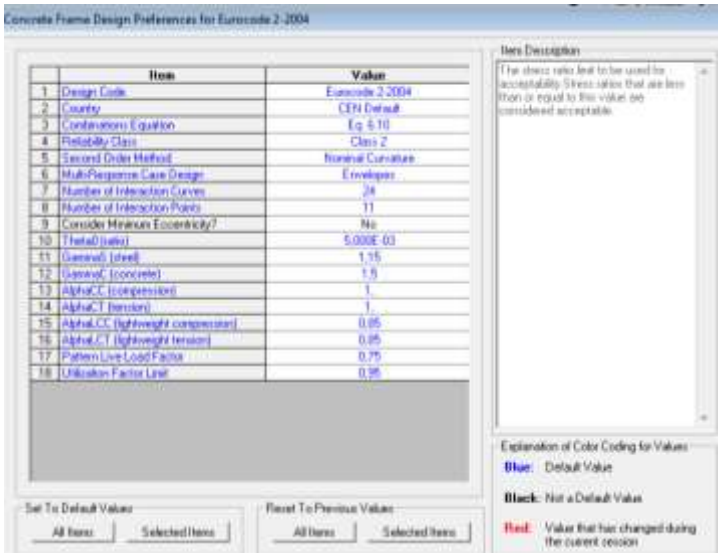
$$f'_{ym} = \left[\frac{f_{ym}}{\gamma_m} \times \gamma_s\right] = \frac{f_{sm}}{1.1} \times 1.15 = 418.18\ MPa$$



Εικόνα 3-21:Μέσες τιμές ιδιοτήτων χάλυβα στο SAP

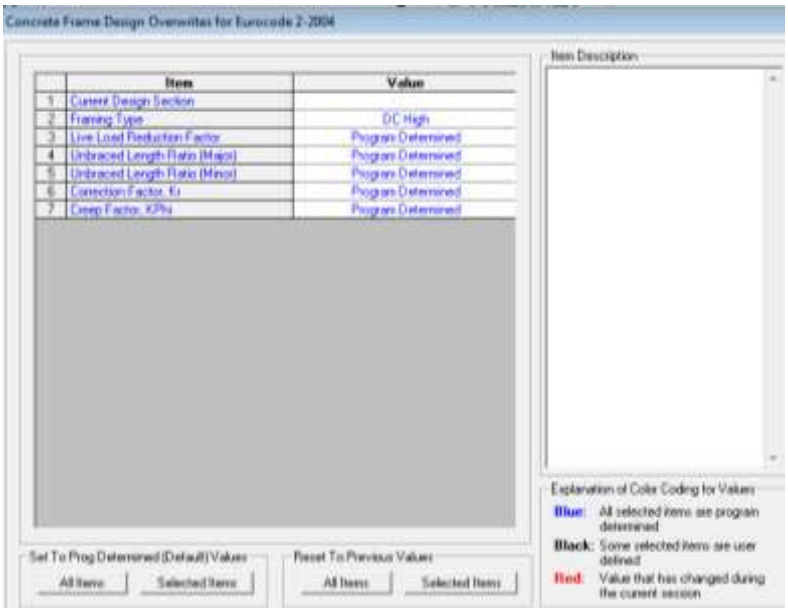
3.2.4.9 Διαδικασία Design στο SAP2000

Για να ολοκληρωθεί η διαδικασία του σχεδιασμού με την εύρεση των λ, θα πρέπει να ορίσουμε τις παραμέτρους του design μέσω των εντολών της καρτέλας Design του λογισμικού.
Εντολή: Design→Concrete Frame Design→View/Revise Preferences



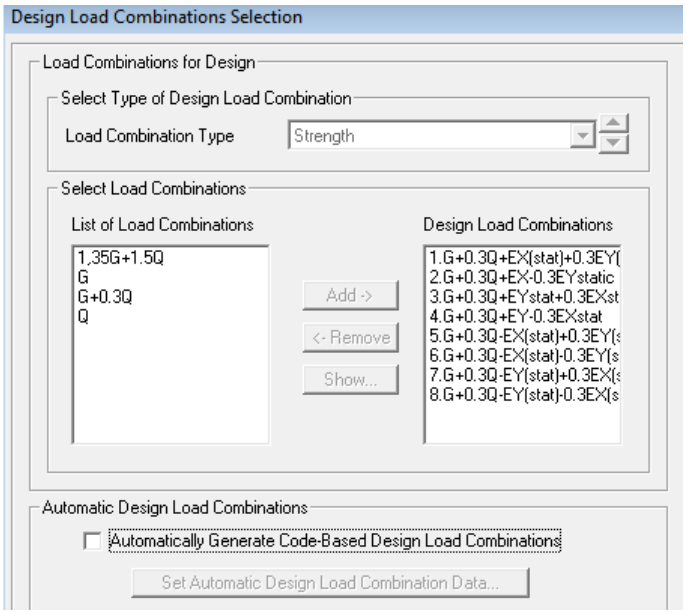
Εικόνα 3-22: Ορισμός παραμέτρων σχεδιασμού

Εντολή: Design→Concrete Frame Design→View/Revise Overwrites



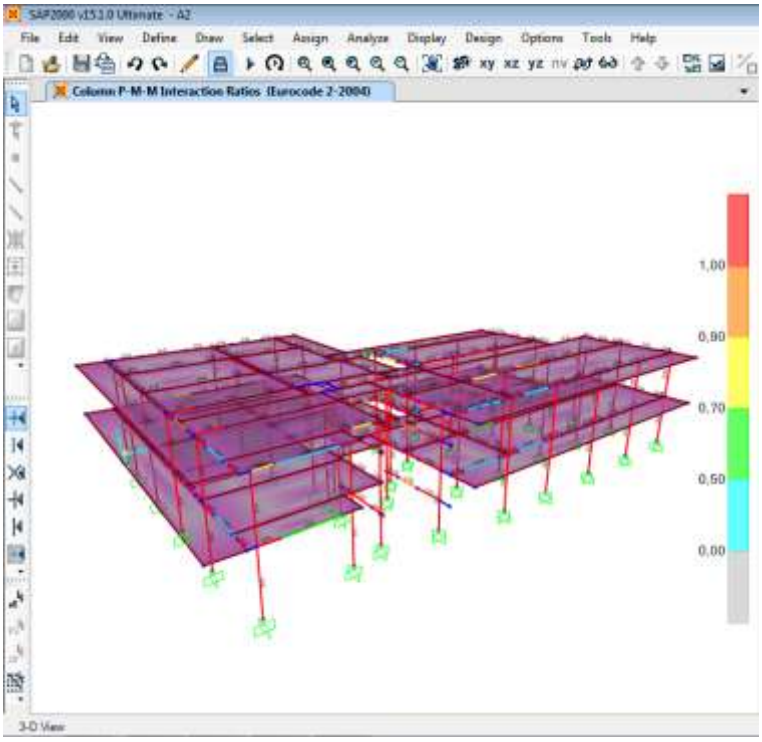
Εικόνα 3-23: Concrete Frame Design Overwrites

Εντολή: Design→Concrete Frame Design→Select Design Combos



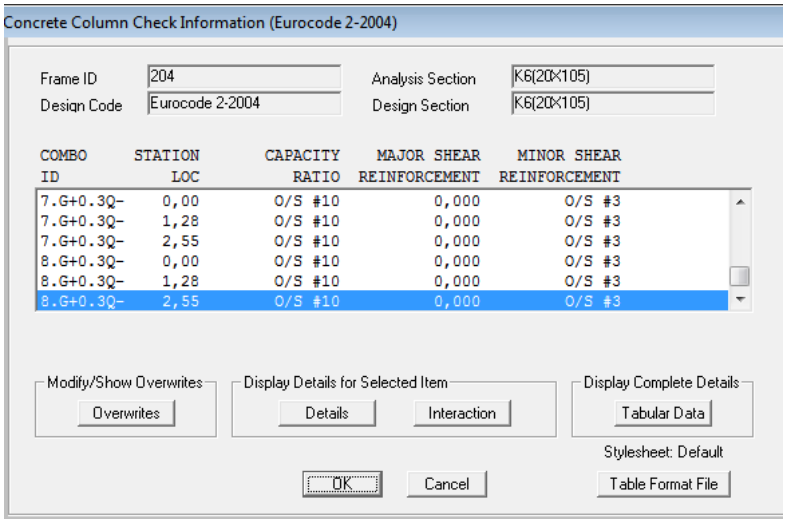
Εικόνα 3-24: Επιλογή συνδυασμών design

Εντολή: Design→Concrete Frame Design→Start Design/Check of Structure



Εικόνα 3-25: Column P-M-M Interaction Ratios

Στην παραπάνω εικόνα βλέπουμε τον βαθμό καταπόνησης των υποστυλωμάτων του φορέα μας. Παρατηρούμε ότι η πλειονότητά τους έχουν χρώμα κόκκινο που σημαίνει ότι αστοχούν σε κάμψη και υπερκάταπονούνται με λ>1. Πατώντας δεξί κλίκ σε ένα οποιοδήποτε μέλος ανοίγει η παρακάτω καρτέλα που δείχνει αναλυτικά όλες τις πληροφορίες του σχεδιασμού για το συγκεκριμένο μέλος. Με μπλε υπογράμμιση είναι ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης και το κρίσιμο λ ανεπάρκειας.



Εικόνα 3-26: Concrete Column Check Information

3.2.4.10 Δείκτες ανεπάρκειας (λ) για την ελαστική στατική ανάλυση (q=1)

Παρακάτω παρουσιάζονται οι δείκτες ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων όπως εξάγονται από το πρόγραμμα και προκύπτουν από τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης.

Για σκοπούς πρακτικής εξάσκησης του μηχανικού τρέξαμε πολλές προκατακτικές ελαστικές στατικές αναλύσεις στο SAP. Επίσης, για επαρκή εξοικείωση με τις εντολές του SAP και την εποπτεία των αποτελεσμάτων και την πραγματοποίηση συγκρίσεων, οι αναλύσεις αυτές προκύπτουν σκόπιμες. Η διάκρισή τους έγινε πρώτον με βάση την σχέση κατανομής των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων στα διαφράγματα (βλέπε παραπάνω), δεύτερον ανάλογα με το σημείο εφαρμογής των δυνάμεων (επιλογή αυτόματης εισαγωγής στο κέντρο μάζας από το λογισμικό ή η χειροκίνητη επιλογή του να εισάγεις συντεταγμένες) και τρίτον η εφαρμογή της τυχηματικής εκκεντρότητας (αυτόματα από το πρόγραμμα ή με την επιβολή στρεπτικών ροπών στα κέντρα μάζας). Ακολουθεί λίστα με τις διάφορες αναλύσεις που πραγματοποιήσαμε.

1) Ελαστική στατική (q=1) με κατανομή δυνάμεων $\mathbf{F_i=f(z_j)}$ και σημείο εφαρμογής **at the mass center** και χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα.

2) *Ελαστική στατική (q=1) με κατανομή δυνάμεων* $\boldsymbol{F_i=f(s_j)}$ *και σημείο εφαρμογής* ***at the mass center*** *και χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα.*

3) Ελαστική στατική (q=1) με κατανομή δυνάμεων $\mathbf{F_i=f(s_j)}$ και σημείο εφαρμογής **user specified application point** και χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα.

4) Ελαστική στατική (q=1) με κατανομή δυνάμεων $\mathbf{F_i=f(s_j)}$ και σημείο εφαρμογής **at the mass center** και με τυχηματική εκκεντρότητα (**additional ecc.ratio 0.05**)

5) Ελαστική στατική (q=1) με κατανομή δυνάμεων $\mathbf{F_i=f(s_j)}$ και σημείο εφαρμογής **at the mass center** και με τυχηματική εκκεντρότητα (**με** $\mathbf{M_Z}$).

Τα αποτελέσματα για την κάθε ανάλυση παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω.

Ελαστική στατική (q=1) με κατανομή δυνάμεων $F_i=f(z_j)$ και σημείο εφαρμογής at the mass center και χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα

Πίνακας 3-17: Δείκτες λ προελέγχου ελαστικής στατικής με $F_i=f(z_j)$

1.ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ-ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ						
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ						
ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΕ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΧΩΡΙΣ ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ						
α/α	ΟΝΟΜΑ	διαστάσεις	ΙΣΟΓΕΙΟ		Α ΟΡΟΦΟΣ	
			λ_{Ki}	σχόλιο	λ_{Ki}	σχόλιο
1	**K1**	20x100	3,23	Overstressed	1,78	See ErrMsg
2	**K2**	55x30	1,80	Overstressed	1,35	Overstressed
3	**K3**	55x30	1,65	Overstressed	1,37	Overstressed
4	**K4**	55x30	1,56	Overstressed	1,35	Overstressed
5	**K5**	55x30	1,45	Overstressed	1,41	Overstressed
6	**K6**	20x100	3,06	Overstressed	1,81	Overstressed
7	**K7**	160x20	3,21	Overstressed	1,47	Overstressed
8	**K8**	20x100	3,34	Overstressed	1,92	Overstressed
9	**K9**	20x100	2,61	Overstressed	3,17	Overstressed
10	**K10**	70x25	3,82	Overstressed	2,98	See ErrMsg
11	**Φ.Α.Τ1**	20x200	10,04	Overstressed	4,42	Overstressed
12	**Φ.Α.Τ2**	130x20	10,09	Overstressed	4,39	Overstressed
13	**Φ.Α.Τ3**	20x200	2,33	Overstressed	3,16	See ErrMsg
14	**K11**	40x20	4,52	Overstressed	4,42	Overstressed
15	**K12**	25x40	2,61	Overstressed	3,17	Overstressed
16	**K13**	40x20	4,17	Overstressed	6,54	Overstressed
17	**K14**	160x20	3,83	See ErrMsg	4,34	See ErrMsg
18	**K15**	30x30	3,76	See ErrMsg	1,38	See ErrMsg
19	**K16**	55x30	2,62	See ErrMsg	3,46	See ErrMsg
20	**K17**	30x80	4,11	See ErrMsg	2,08	See ErrMsg
21	**K17A**	20x80	2,60	See ErrMsg	3,92	See ErrMsg
22	**K18**	30x40	2,65	See ErrMsg	1,86	See ErrMsg
23	**K19**	60x20	4,03	See ErrMsg	3,14	See ErrMsg
24	**K20**	20x60	3,97	See ErrMsg	2,34	See ErrMsg
25	**K21**	30x40	1,88	See ErrMsg	4,40	See ErrMsg
26	**K22**	30x40	2,26	Overstressed	2,58	See ErrMsg
27	**K23**	20x60	2,75	See ErrMsg	4,35	See ErrMsg
28	**K24**	20x60	3,29	See ErrMsg	2,37	See ErrMsg
29	**K25**	30x40	1,72	Overstressed	1,60	See ErrMsg
30	**K26**	30x40	2,59	Overstressed	2,92	Overstressed
31	**K27**	20x60	2,72	See ErrMsg	1,20	Overstressed
32	**K28**	20x60	3,36	Overstressed	1,58	Overstressed
33	**K29**	30x40	2,03	See ErrMsg	1,98	Overstressed
34	**K30**	30x30	5,53	See ErrMsg	3,60	See ErrMsg
35	**K31**	50x30	5,48	See ErrMsg	4,82	See ErrMsg
36	**K32**	20x60	3,91	See ErrMsg	3,40	See ErrMsg
37	**K33**	30x40	1,99	See ErrMsg	1,68	See ErrMsg
38	**K34**	50x30	7,38	See ErrMsg	4,32	See ErrMsg
39	**K35**	30x30	3,75	See ErrMsg	5,95	See ErrMsg
40	**K36**	20x100	5,00	See ErrMsg	1,68	See ErrMsg

Ελαστική στατική (q=1) με κατανομή δυνάμεων $F_i=f(s_j)$ και σημείο εφαρμογής at the mass center και χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα

Πίνακας 3-18:Δείκτες ανεπάρκειας λ προελέγχου για $F_i=f(s_j)$ at the mass center

2.ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ-ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ						
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ						
α/α	ΟΝΟΜΑ	διαστάσεις	ΙΣΟΓΕΙΟ		Α ΟΡΟΦΟΣ	
			λ_{Ki}	σχόλιο	λ_{Ki}	σχόλιο
1	**K1**	20x100	3,24	See ErrMsg	1,80	Overstressed
2	**K2**	55x30	1,80	Overstressed	1,37	Overstressed
3	**K3**	55x30	1,66	Overstressed	1,39	Overstressed
4	**K4**	55x30	1,57	Overstressed	1,37	Overstressed
5	**K5**	55x30	1,45	Overstressed	1,43	Overstressed
6	**K6**	20x100	1,54	See ErrMsg	1,15	See ErrMsg
7	**K7**	160x20	3,06	See ErrMsg	1,83	See ErrMsg
8	**K8**	20x100	3,21	See ErrMsg	1,49	See ErrMsg
9	**K9**	20x100	3,35	See ErrMsg	1,94	See ErrMsg
10	**K10**	70x25	3,83	See ErrMsg	3,01	See ErrMsg
11	**Φ.Α.Τ1**	20x200	10,09	See ErrMsg	4,46	Overstressed
12	**Φ.Α.Τ2**	130x20	10,07	See ErrMsg	4,47	See ErrMsg
13	**Φ.Α.Τ3**	20x200	2,34	See ErrMsg	3,19	See ErrMsg
14	**K11**	40x20	4,53	See ErrMsg	4,46	Overstressed
15	**K12**	25x40	2,61	Overstressed	3,20	See ErrMsg
16	**K13**	40x20	4,18	Overstressed	6,59	See ErrMsg
17	**K14**	160x20	3,83	See ErrMsg	4,38	Overstressed
18	**K15**	30x30	3,77	Overstressed	1,42	See ErrMsg
19	**K16**	55x30	2,62	See ErrMsg	3,49	Overstressed
20	**K17**	30x80	4,11	Overstressed	2,11	See ErrMsg
21	**K17A**	20x80	2,60	See ErrMsg	3,96	Overstressed
22	**K18**	30x40	2,66	Overstressed	1,89	Overstressed
23	**K19**	60x20	4,03	See ErrMsg	3,17	See ErrMsg
24	**K20**	20x60	3,98	See ErrMsg	2,36	See ErrMsg
25	**K21**	30x40	1,88	Overstressed	4,44	See ErrMsg
26	**K22**	30x40	2,27	Overstressed	2,61	Overstressed
27	**K23**	20x60	2,76	See ErrMsg	4,38	Overstressed
28	**K24**	20x60	3,30	See ErrMsg	2,40	See ErrMsg
29	**K25**	30x40	1,72	Overstressed	1,62	Overstressed
30	**K26**	30x40	2,59	Overstressed	2,95	See ErrMsg
31	**K27**	20x60	2,73	See ErrMsg	1,21	Overstressed
32	**K28**	20x60	3,36	See ErrMsg	1,60	See ErrMsg
33	**K29**	30x40	2,03	Overstressed	2,00	Overstressed
34	**K30**	30x30	5,54	Overstressed	3,64	See ErrMsg
35	**K31**	50x30	5,48	See ErrMsg	4,86	Overstressed
36	**K32**	20x60	3,91	See ErrMsg	2,09	See ErrMsg
37	**K33**	30x40	1,99	Overstressed	3,43	Overstressed
38	**K34**	50x30	7,39	See ErrMsg	4,36	See ErrMsg
39	**K35**	30x30	3,74	Overstressed	6,00	See ErrMsg
40	**K36**	20x100	5,01	See ErrMsg	1,70	Overstressed

Ελαστική στατική (q=1) με κατανομή δυνάμεων $F_i=f(s_j)$ και σημείο εφαρμογής user specified application point και χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα

Πίνακας 3-19: Δείκτες ανεπάρκειας λ προελέγχου για $F_i=f(s_j)$ χειροκίνητα το σημείο εφαρμογής

3. ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ-ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ						
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ						
α/α	ΟΝΟΜΑ	διαστάσεις	ΙΣΟΓΕΙΟ		Α ΟΡΟΦΟΣ	
			λ_{Ki}	σχόλιο	λ_{Ki}	σχόλιο
1	**K1**	20x100	3,30	See ErrMsg	1,00	Overstressed
2	**K2**	55x30	1,79	Overstressed	1,34	Overstressed
3	**K3**	55x30	1,63	Overstressed	1,34	Overstressed
4	**K4**	55x30	1,53	Overstressed	1,31	Overstressed
5	**K5**	55x30	1,41	Overstressed	1,36	Overstressed
6	**K6**	20x100	1,53	See ErrMsg	1,15	See ErrMsg
7	**K7**	160x20	3,04	See ErrMsg	1,75	See ErrMsg
8	**K8**	20x100	3,29	See ErrMsg	1,50	See ErrMsg
9	**K9**	20x100	3,38	See ErrMsg	1,95	See ErrMsg
10	**K10**	70x25	3,82	See ErrMsg	3,00	See ErrMsg
11	**Φ.Α.Τ1**	20x200	10,08	See ErrMsg	4,42	See ErrMsg
12	**Φ.Α.Τ2**	130x20	10,06	See ErrMsg	4,46	See ErrMsg
13	**Φ.Α.Τ3**	20x200	2,33	See ErrMsg	3,24	See ErrMsg
14	**K11**	40x20	4,51	See ErrMsg	4,42	Overstressed
15	**K12**	25x40	2,62	Overstressed	3,20	See ErrMsg
16	**K13**	40x20	4,18	Overstressed	6,56	See ErrMsg
17	**K14**	160x20	3,84	See ErrMsg	4,39	Overstressed
18	**K15**	30x30	3,81	Overstressed	1,36	See ErrMsg
19	**K16**	55x30	2,64	See ErrMsg	3,57	Overstressed
20	**K17**	30x80	4,14	See ErrMsg	2,13	Overstressed
21	**K17A**	20x80	2,60	See ErrMsg	3,99	Overstressed
22	**K18**	30x40	2,68	Overstressed	1,88	Overstressed
23	**K19**	60x20	4,06	See ErrMsg	3,18	See ErrMsg
24	**K20**	20x60	4,00	See ErrMsg	2,40	See ErrMsg
25	**K21**	30x40	1,90	Overstressed	4,48	See ErrMsg
26	**K22**	30x40	2,30	Overstressed	2,65	Overstressed
27	**K23**	20x60	2,78	See ErrMsg	4,56	Overstressed
28	**K24**	20x60	3,33	See ErrMsg	2,44	See ErrMsg
29	**K25**	30x40	1,75	Overstressed	1,67	Overstressed
30	**K26**	30x40	2,64	Overstressed	3,01	See ErrMsg
31	**K27**	20x60	2,76	See ErrMsg	1,28	Overstressed
32	**K28**	20x60	3,40	See ErrMsg	1,54	See ErrMsg
33	**K29**	30x40	2,07	Overstressed	2,06	Overstressed
34	**K30**	30x30	5,66	Overstressed	3,75	See ErrMsg
35	**K31**	50x30	5,57	See ErrMsg	5,03	Overstressed
36	**K32**	20x60	3,98	See ErrMsg	2,14	See ErrMsg
37	**K33**	30x40	2,03	Overstressed	3,55	Overstressed
38	**K34**	50x30	7,54	See ErrMsg	4,52	See ErrMsg
39	**K35**	30x30	3,83	Overstressed	6,23	See ErrMsg
40	**K36**	20x100	5,11	See ErrMsg	1,71	Overstressed

Ελαστική στατική (q=1) με κατανομή δυνάμεων $F_i=f(s_j)$ και σημείο εφαρμογής at the mass center και με τυχηματική εκκεντρότητα (additional ecc.ratio 0.05)

Πίνακας 3-20: Δείκτες ανεπάρκειας λ προελέγχου για $F_i=f(s_j)$ με τυχηματική εκκεντρότητα

4.ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ-ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ						
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ						
α/α	ΟΝΟΜΑ	διαστάσεις	ΙΣΟΓΕΙΟ		Α ΟΡΟΦΟΣ	
			λ_{Ki}	σχόλιο	λ_{Ki}	σχόλιο
1	**Κ1**	20x100	3,78	See ErrMsg	1,17	Overstressed
2	**Κ2**	55x30	1,65	Overstressed	1,21	Overstressed
3	**Κ3**	55x30	1,40	Overstressed	1,17	Overstressed
4	**Κ4**	55x30	1,22	Overstressed	1,09	Overstressed
5	**Κ5**	55x30	1,11	Overstressed	1,14	Overstressed
6	**Κ6**	20x100	1,54	See ErrMsg	0,93	See ErrMsg
7	**Κ7**	160x20	2,91	See ErrMsg	1,53	See ErrMsg
8	**Κ8**	20x100	3,94	See ErrMsg	1,77	See ErrMsg
9	**Κ9**	20x100	3,56	See ErrMsg	1,98	See ErrMsg
10	**Κ10**	70x25	3,72	See ErrMsg	2,97	See ErrMsg
11	**Φ.Α.Τ1**	20x200	10,03	See ErrMsg	4,29	See ErrMsg
12	**Φ.Α.Τ2**	130x20	10,11	See ErrMsg	4,46	See ErrMsg
13	**Φ.Α.Τ3**	20x200	2,91	See ErrMsg	3,43	See ErrMsg
14	**Κ11**	40x20	4,40	See ErrMsg	4,29	Overstressed
15	**Κ12**	25x40	2,65	Overstressed	3,20	See ErrMsg
16	**Κ13**	40x20	4,22	Overstressed	6,43	See ErrMsg
17	**Κ14**	160x20	3,90	See ErrMsg	4,40	Overstressed
18	**Κ15**	30x30	4,14	Overstressed	1,14	See ErrMsg
19	**Κ16**	55x30	2,79	See ErrMsg	3,84	Overstressed
20	**Κ17**	30x80	4,37	See ErrMsg	2,24	Overstressed
21	**Κ17Α**	20x80	2,65	See ErrMsg	4,13	Overstressed
22	**Κ18**	30x40	2,89	Overstressed	1,87	Overstressed
23	**Κ19**	60x20	4,32	See ErrMsg	3,22	See ErrMsg
24	**Κ20**	20x60	4,21	See ErrMsg	2,52	See ErrMsg
25	**Κ21**	30x40	2,10	Overstressed	4,62	See ErrMsg
26	**Κ22**	30x40	2,54	Overstressed	2,82	Overstressed
27	**Κ23**	20x60	3,01	See ErrMsg	5,22	See ErrMsg
28	**Κ24**	20x60	3,68	See ErrMsg	2,59	See ErrMsg
29	**Κ25**	30x40	2,01	Overstressed	1,82	Overstressed
30	**Κ26**	30x40	2,98	Overstressed	3,24	See ErrMsg
31	**Κ27**	20x60	3,06	See ErrMsg	1,53	Overstressed
32	**Κ28**	20x60	3,85	See ErrMsg	1,34	See ErrMsg
33	**Κ29**	30x40	2,43	Overstressed	2,28	Overstressed
34	**Κ30**	30x30	6,47	Overstressed	4,16	See ErrMsg
35	**Κ31**	50x30	6,46	See ErrMsg	5,64	Overstressed
36	**Κ32**	20x60	4,62	See ErrMsg	2,31	See ErrMsg
37	**Κ33**	30x40	2,43	Overstressed	4,01	Overstressed
38	**Κ34**	50x30	8,79	See ErrMsg	5,12	See ErrMsg
39	**Κ35**	30x30	4,56	See ErrMsg	7,08	See ErrMsg
40	**Κ36**	20x100	5,81	See ErrMsg	1,16	Overstressed

Ελαστική στατική (q=1) με κατανομή δυνάμεων $F_i=f(s_j)$ και σημείο εφαρμογής at the mass center και με τυχηματική εκκεντρότητα (με M_Z)

Πίνακας 3-21: Δείκτες ανεπάρκειας λ προελέγχου για $F_i=f(s_j)$ με τυχηματική εκκεντρότητα ως M_Z

5. ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ-ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ						
ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ M_Z						
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ						
α/α	ΟΝΟΜΑ	διαστάσεις	ΙΣΟΓΕΙΟ		Α ΟΡΟΦΟΣ	
			λ_{Ki}	σχόλιο	λ_{Ki}	σχόλιο
1	**Κ1**	20x100	3,07	See ErrMsg	0,98	Overstressed
2	**Κ2**	55x30	2,10	Overstressed	1,70	Overstressed
3	**Κ3**	55x30	2,07	Overstressed	1,76	Overstressed
4	**Κ4**	55x30	2,10	Overstressed	1,77	Overstressed
5	**Κ5**	55x30	1,99	Overstressed	1,86	See ErrMsg
6	**Κ6**	20x100	1,88	See ErrMsg	1,23	See ErrMsg
7	**Κ7**	160x20	3,38	See ErrMsg	2,28	See ErrMsg
8	**Κ8**	20x100	2,60	See ErrMsg	1,31	See ErrMsg
9	**Κ9**	20x100	3,05	See ErrMsg	1,87	See ErrMsg
10	**Κ10**	70x25	3,99	See ErrMsg	3,07	See ErrMsg
11	**Φ.Α.Τ1**	20x200	10,17	See ErrMsg	4,71	See ErrMsg
12	**Φ.Α.Τ2**	130x20	10,28	See ErrMsg	4,53	See ErrMsg
13	**Φ.Α.Τ3**	20x200	3,09	See ErrMsg	2,85	See ErrMsg
14	**Κ11**	40x20	4,80	See ErrMsg	4,71	Overstressed
15	**Κ12**	25x40	2,60	Overstressed	3,22	See ErrMsg
16	**Κ13**	40x20	4,10	Overstressed	6,81	See ErrMsg
17	**Κ14**	160x20	3,78	See ErrMsg	4,39	Overstressed
18	**Κ15**	30x30	3,59	Overstressed	1,64	See ErrMsg
19	**Κ16**	55x30	2,39	See ErrMsg	3,27	Overstressed
20	**Κ17**	30x80	3,73	See ErrMsg	1,93	Overstressed
21	**Κ17Α**	20x80	2,54	See ErrMsg	3,70	Overstressed
22	**Κ18**	30x40	2,33	Overstressed	1,90	Overstressed
23	**Κ19**	60x20	3,61	See ErrMsg	3,10	See ErrMsg
24	**Κ20**	20x60	3,75	See ErrMsg	2,14	Overstressed
25	**Κ21**	30x40	1,74	Overstressed	4,18	See ErrMsg
26	**Κ22**	30x40	1,86	Overstressed	2,30	Overstressed
27	**Κ23**	20x60	2,39	See ErrMsg	3,19	Overstressed
28	**Κ24**	20x60	2,83	See ErrMsg	2,12	See ErrMsg
29	**Κ25**	30x40	1,42	Overstressed	1,34	Overstressed
30	**Κ26**	30x40	2,04	Overstressed	2,52	See ErrMsg
31	**Κ27**	20x60	2,24	See ErrMsg	1,13	Overstressed
32	**Κ28**	20x60	2,77	See ErrMsg	2,03	See ErrMsg
33	**Κ29**	30x40	1,58	Overstressed	1,60	Overstressed
34	**Κ30**	30x30	4,18	Overstressed	2,87	See ErrMsg
35	**Κ31**	50x30	4,20	Overstressed	3,72	Overstressed
36	**Κ32**	20x60	3,01	See ErrMsg	1,76	See ErrMsg
37	**Κ33**	30x40	1,45	Overstressed	2,68	Overstressed
38	**Κ34**	50x30	5,34	See ErrMsg	3,26	See ErrMsg
39	**Κ35**	30x30	2,66	Overstressed	4,38	See ErrMsg
40	**Κ36**	20x100	3,85	See ErrMsg	1,37	Overstressed

3.2.5 Σύγκριση αποτελεσμάτων – σχολιασμός

Συγκρίνοντας τις πέντε προκατακτικές αναλύσεις μεταξύ τους ανά δύο καταλήγουμε σε κάποιες παρατηρήσεις.

Πρώτον, συνολικά και οι πέντε αναλύσεις καταλήγουν στο ίδιο συμπέρασμα όσον αφορά την ανεπάρκεια της κατασκευής με το σύνολο των πρωτεύοντων στοιχείων να αστοχούν σε κάμψη. Επίσης, από όλες προκύπτει ότι υπερκαταπονούμενος όροφος είναι το ισόγειο με τους δείκτες ανεπάρκειας να κυμαίνονται από 10.28 το μέγιστο έως 1.11 το ελάχιστο. Το κρίσιμο στοιχείο του ισογείου είναι το φρεάτιο του ανελκυστήρα, καθώς εμφανίζει το μέγιστο δείκτη λ. Στον α' όροφο οι δείκτες ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων παίρνουν τιμές από 0.93 έως 7.08. Το κρίσιμο στοιχείο για τον όροφο είναι το Κ13 σύμφωνα με όλες τις αναλύσεις εκτός από την τέταρτη με την τυχηματική εκκεντρότητα όπου κρίσιμο είναι το Κ35 και βέβαια ακόλουθεί το Κ13 με το αμέσως επόμενο μεγαλύτερο δείκτη λ.

Δεύτερον, πληθώρα υποστυλωμάτων εμφανίζουν και διατμητική ανεπάρκεια(See ErrMsg)[2].

Τρίτον, και οι πέντε αναλύσεις συγκλίνουν στο ότι απαιτείται και ανελαστική ανάλυση. Πράγματι, διαπιστώνουμε ότι στο ισόγειο το 75% των πρωτεύοντων στοιχείων έχουν δείκτη λ μεγαλύτερο από 2.5, ενώ στον όροφο το ποσοστό αυτό μειώνεται στο 50%.

Τέταρτον, για χάριν σύγκρισης παραθέτουμε τον παρακάτω πίνακα που συγκεντρώνει για δύο υποστυλώματα τους δείκτες ανεπάρκειας που προέκυψαν από την εκάστοτε προκατακτική ανάλυση.

Πίνακας 3-22: Σύγκριση λ των διαφόρων προκατακτικών αναλύσεων

ΣΥΓΚΡΙΣΗ λ προελέγχων		
ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ i	$\lambda_{K1(20x100)}$	
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ
1	3,23	1,78
2	3,24	1,80
3	3,30	1,00
4	3,78	1,17
5	3,07	0,98
ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ i	$\lambda_{K25(30x40)}$	
	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α ΟΡΟΦΟΣ
1	1,72	1,60
2	1,72	1,62
3	1,75	1,67
4	2,01	1,82
5	1,42	1,34

[2] See ErrMsg: Shear stress exceeds maximum allowed

3.2.6 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων προελέγχου - Συμπεράσματα

Επιλέγουμε να κρατήσουμε τα αποτελέσματα της δεύτερης ανάλυσης της ελαστικής στατικής με τα σεισμικά φορτία με βάση τις μετακινήσεις και σημείο εφαρμογής το κ.μ.και χωρίς την επιρροή της τυχηματικής εκκεντρότητας.

Γίνεται αντιληπτό ότι το κτίριο παρουσιάζει μειωμένη φέρουσα ικανότητα σε κάμψη και μάλιστα τα περισσότερα υποστυλώματα έχουν πρόβλημα σε διάτμηση.

Παρουσιάζονται παρακάτω και οι δείκτες ανεπάρκειας των δοκών της κατασκευής.

Τα συμπεράσματα που καταλήγουμε είναι τα εξής:

- Ο **κρίσιμος λόγος λ** είναι ίσος με $\boldsymbol{\lambda_{\kappa\rho\iota\sigma}}$ **=10.09** και αντιστοιχεί στο τοίχωμα Τ1 του φρεατίου του ανελκυστήρα στο ισόγειο.

- Ο **μέγιστος δείκτης λ** στον **α΄όροφο** εντοπίζεται στο υποστύλωμα Κ13 διατομής 40cmx20cm και ισούται με 6.59.

- Γενικά, οι δείκτες ανεπάρκειας στο ισόγειο είναι μεγαλύτεροι από τους αντίστοιχους στον α΄όροφο ($\lambda_{\iota\sigma o\gamma\varepsilon\acute{\iota}o\upsilon} > \lambda_{o\rho\acute{o}\varphi o\upsilon}$). Επομένως, **υπερκατοπονούμενος** όροφος είναι το **ισόγειο**.

- Το 100% των υποστυλωμάτων παρουσιάζουν δείκτη λ μεγαλύτερο από τη μονάδα. Δηλαδή, στο σύνολο τους οι **στύλοι** εμφανίζουν **καμπτική ανεπάρκεια**.

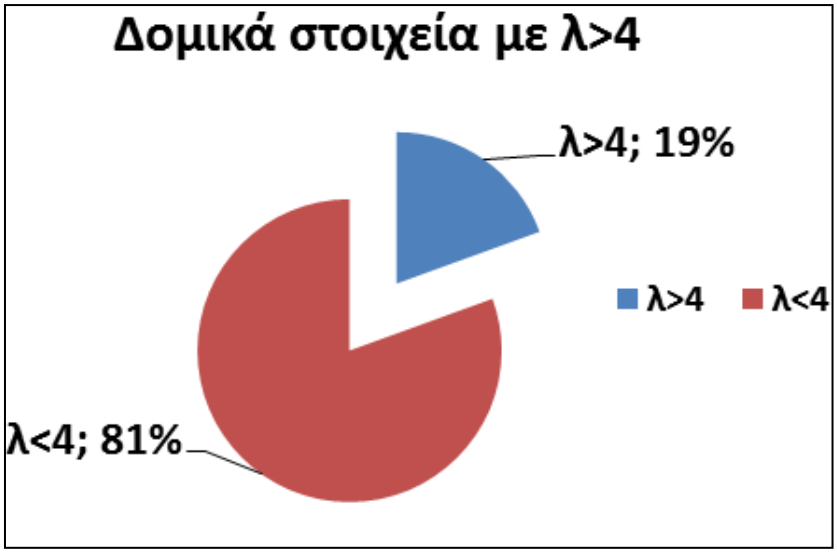
- Ο ελάχιστος βαθμός καταπόνισης στο ισόγειο είναι **min($\boldsymbol{\lambda_{\iota\sigma o\gamma\varepsilon\acute{\iota}o\upsilon}}$)=1.45** και αντιστοιχεί στο υποστύλωμα Κ5(55x30).

- Στον α΄ όροφο το στοιχείο με τον μικρότερο λ είναι ο στύλος Κ6(20x100) με **min($\boldsymbol{\lambda_{o\rho\acute{o}\varphi o\upsilon}}$)=1.15**.

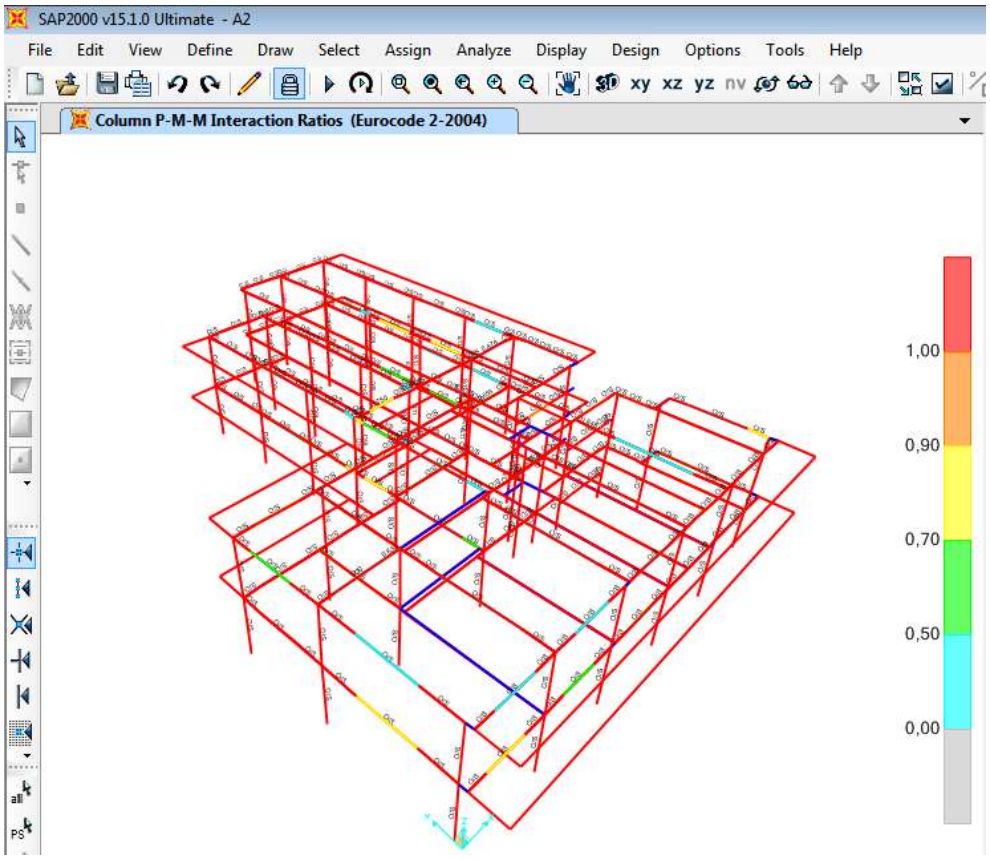
- Στα **τοιχώματα** του φρεατίου του **ανελκυστήρα** εντοπίζεται δραστική αύξηση των δεικτών ανεπάρκειας λ.

- Όσον αφορά το όριο του 2.5 που θέτουν οι προϋποθέσεις εφαρμογής των ελαστικών αναλύσεων, παρατηρούμε ότι σε ποσοστό που ξεπερνά **το 60% τα υποστυλώματα έχουν λ>2.5**, ενώ συνολικά το 41% των στοιχείων έχει λ μεγαλύτερο από 2.5. Άρα, διαπιστώνουμε την ανάγκη πραγματοποίησης **ανελαστικής ανάλυσης** και στην φάση της αποτίμησης.

- Υπάρχουν στοιχεία που εμφανίζουν λ>4. Ελέγξαμε τη συνθήκη που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και σύμφωνα με αυτή δεν ισχύει **λ>4** για μεγάλο αριθμό στοιχείων. Συγκεκριμένα συνολικά το **19% των στοιχείων** ξεπερνούν το λ=4 που είναι ποσοστό μικρότερο από το 1/3 του συνόλου. Οπότε η περαιτέρω αποτίμηση του κτιρίου έχει νόημα.



Εικόνα 3-27:Στοιχεία με μεγάλο δείκτη ανεπάρκειας



Εικόνα 3-28:Ανεπάρκεια φορέα κατά τον Προέλεγχο

Πίνακας 3-23: Δείκτες ανεπάρκειας λ δοκών για τον προέλεγχο

ΠΡΟΕΛΕΓΧΟΣ-ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ							
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΔΟΚΩΝ							
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΙΣΟΓΕΙΟ			Α' ΟΡΟΦΟΣ		
		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο
1	**Δ1**	20X70	1,64	Overstressed	20X60	1,27	See ErrMsg
2	**Δ2**	20X70	2,38	Overstressed	20X60	1,73	See ErrMsg
3	**Δ3**	20X70	1,93	Overstressed	20X60	1,49	See ErrMsg
4	**Δ4**	20X70	1,30	Overstressed	20X60	1,65	
5	**Δ5**	20X70	1,80	Overstressed	20X60	1,45	See ErrMsg
6	**Δ6**	100X50	-	-	100X50	-	-
7	**Δ7**	20X60	3,37	See ErrMsg	20X60	3,63	See ErrMsg
8	**Δ8**	20X70	4,74	Overstressed	20X60	3,56	Overstressed
9	**Δ9**	30X70	3,63	Overstressed	30X60	2,40	Overstressed
10	**Δ10**	30X60	4,49	Overstressed	30X60	3,13	See ErrMsg
11	**Δ10.Α**	20X60	4,01	Overstressed	20X60	2,50	Overstressed
12	**Δ11**	20X60	8,45	Overstressed	20X60	7,34	See ErrMsg
13	**Δ12**	20X60	2,14	See ErrMsg	20X60	1,44	See ErrMsg
14	**Δ12.Α**	20X60	2,29	See ErrMsg	20X60	1,50	See ErrMsg
15	**Δ13**	20X65	1,54	Overstressed	20X65	1,03	Overstressed
16	**Δ14**	20X70	3,36	Overstressed	20X60	1,51	See ErrMsg
17	**Δ15**	20X70	2,46	Overstressed	20X60	1,42	Overstressed
18	**Δ16**	30X60	3,32	See ErrMsg	30X60	2,48	Overstressed
19	**Δ17**	20X65	1,11	Overstressed	20X65	0,79	No Messages
20	**Δ18**	25X60	1,97	See ErrMsg	25X60	1,45	See ErrMsg
21	**Δ18.Α**	20X60	3,46	Overstressed	20X65	3,58	See ErrMsg
22	**Δ18.Β**	25X70	1,62	See ErrMsg	20X60	1,19	See ErrMsg
23	**Δ19**	20X70	0,31	See ErrMsg	25X70	0,29	See ErrMsg
24	**Δ20**	20X70	1,47	See ErrMsg	20X60	0,86	No Messages
25	**Δ21**	25X65	1,52	See ErrMsg	20X60	1,21	See ErrMsg
26	**Δ22**	20X65	1,60	See ErrMsg	25X65	1,06	See ErrMsg
27	**Δ23**	-			20X60	1,18	Overstressed
28	**Δ24**				20X60	1,47	Overstressed
29	**Δ25**				20X60	1,01	Overstressed
30	**Δ26**				20X60	1,28	See ErrMsg
31	**Δ27**				20X60	1,03	Overstressed
32	**Δ1β**	20X70	6,51	See ErrMsg	20X65	4,17	Overstressed
33	**Δ2β**	20X70	1,15	Overstressed	20X70	0,91	See ErrMsg
34	**Δ3β**	20X70	1,94	Overstressed	20X70	1,55	See ErrMsg
35	**Δ5β**	20X65	1,17	Overstressed	20X65	0,93	No Messages
36	**Δ6β**	20X65	1,31	Overstressed	20X65	0,95	Overstressed
37	**Δ7β**	20X65	1,40	See ErrMsg	20X65	1,08	Overstressed
38	**Δ9β**	20X70	2,04	Overstressed	20X70	1,56	Overstressed
39	**Δ10β**	20X70	0,68	No Messages	20X70	0,84	See ErrMsg
40	**Δ11β**	20X70	0,62	No Messages	20X70	0,76	See ErrMsg
41	**Δ12β**	20X70	0,51	See ErrMsg	20X70	0,61	See ErrMsg
42	**Δ13β**	20X70	0,42	See ErrMsg	20X70	0,43	No Messages
43	**Δ14β**	20X65	8,26	See ErrMsg	20X65	5,33	Overstressed
44	**Δ15β**	20X65	2,28	Overstressed	20X65	1,88	Overstressed
45	**Δ16β**	20X65	6,65	See ErrMsg	20X65	4,34	See ErrMsg
46	**Δ18β**	20X65	1,09	See ErrMsg	20X65	1,10	Overstressed
47	**Δ19β**	20X65	1,31	See ErrMsg	20X65	1,04	Overstressed
48	**Δ20β**	20X65	1,34	Overstressed	20X65	1,10	Overstressed
49	**Δ21β**	20X65	1,24	See ErrMsg	20X65	1,23	Overstressed
50	**Δ22β**	20X65	9,36	See ErrMsg	20X65	5,99	See ErrMsg

Πίνακας 3-24: Κρίσιμοι δείκτες λ δομικών στοιχείων

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων														
α/α	Στάθμη (m)		Δοκοί (N=50 ανά στάθμη)				Υποστυλώματα (N=40/όροφο)				**Σύνολο**			
			$\lambda \leq 2.5$		$\lambda > 2.5$		$\lambda \leq 2.5$		$\lambda > 2.5$		$\lambda \leq 2.5$		$\boldsymbol{\lambda > 2.5}$	
			πλήθος v	ποσοστό pos	v	pos	v	pos	v	pos	v	pos	**v**	**pos**
1	ισόγειο	3,25	36	72%	14	28%	11	28%	29	73%	47	52%	**43**	**48%**
2	α' όροφος	6,3	40	80%	10	20%	20	50%	20	50%	60	67%	**30**	**33%**
		Σύνολο:	76	76%	24	24%	31	39%	49	61%	107	59%	**73**	**41%**

3.3 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με φάσμα απόκρισης του ΕΚ8

Στην ελαστική δυναμική ανάλυση θα εισάγεται ως σεισμική δράση είτε το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8-1 είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσεως συμβατές με το φάσμα αυτό. Στην παρούσα παράγραφο εφαρμόσαμε την ελαστική δυναμική με τη μέθοδο του φάσματος απόκρισης με το φάσμα του ΕΚ8-1 και δείκτη συμπεριφοράς q=1.25.

3.3.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Κατά ΕΚ8-3

Σύμφωνα με τον ΕΚ8, η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν ικανοποιούν τις συνθήκες για την εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης. Ενώ, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση.

Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι προϋποθέσεις εφαρμογής των ελαστικών μεθόδων δεν σχετίζονται με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Συγκεκριμένα ισχύουν οι δύο παρακάτω προϋποθέσεις:

- **a.** Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\boldsymbol{\lambda \leq 2.5}$ ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\boldsymbol{\lambda > 2.5}$ και το κτίριο είναι **μορφολογικά κανονικό**.
- **b.** Ανεξαρτήτως της ισχύος των παραπάνω συνθηκών, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδης βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς μόνον της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} αυξάνονται κατά 0.15.

3.3.2 Μέθοδος φάσματος απόκρισης

Η δυναμική ανάλυση για τον προσδιορισμό των μέγιστων τιμών που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή θα γίνεται με βάση τη μέθοδο της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας επαρκή αριθμό ιδιομορφών. Οι μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών, μετακινήσεων, δυνάμεων ορόφων, τεμνουσών ορόφων και τεμνουσών βάσεως για κάθε ιδιομορφή, θα συνδυάζονται με βάση τις διατάξεις του ΕΟ8. Σύμφωνα μ' αυτόν:

i. Οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j, που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές, με $T_j \leq T_i$, μπορεί να ληφθούν ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοι τους T_i και T_j ικανοποιούν την συνθήκη $T_j \leq 0.9\ T_i$.

ii. Όταν όλες οι σχετικές ιδιομορφικές αποκρίσεις μπορούν να θεωρηθούν αμοιβαία ανεξάρτητες, η μέγιστη τιμή ΕΕ ενός εντατικού σεισμικού μεγέθους ή μετακίνησης μπορεί να ληφθεί ως: $E_E = \sqrt{\sum E_{E_i}^2}$

Όπου:

ΕΕ είναι το σεισμικό μέγεθος που εξετάζεται (δύναμη, μετακίνηση,κτλ.)

E_{Ei} είναι η τιμή του ίδιου σεισμικού μεγέθους λόγω της ιδιομορφής ταλάντωσης i.

iii. Εαν η i δεν ικανοποιείται, θα υιοθετούνται ακριβέστερες μέθοδοι για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων, όπως ο «Πλήρης τετραγωνικός συνδυασμός».

3.3.3 Τιμές ιδιοτήτων των υλικών

Για τον υπολογισμό των αντιστάσεων των διατομών χρησιμοποιήθηκαν οι χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών των υλικών. Με βάση τον παρακάτω πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προσδιορίζουμε ανάλογα τη μέθοδο ελέγχου τις τιμές των ιδιοτήτων των υφιστάμενων υλικών καθώς επίσης και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας. Στην περίπτωση της ελαστικής δυναμικής έχουμε έλεγχο σε όρους δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) επομένως για τα υφιστάμενα υλικά θα έπρεπε να χρησιμοποιήσουμε ως αντιπροσωπευτική τιμή την μέση τιμή μειωμένη κατά μία τυπική απόκλιση. Για τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας προκύπτει για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων γ'_c=1.50 και γ'_s=1.15.

Πίνακας 3-25: Τιμές ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ					
	ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ			ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ		
	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		Ναι	Όχι		Ναι	Όχι
Αντιπροσωπευτικές τιμές	$\bar{X} - s$	X_k	X_k	$\bar{X}$	$\bar{X}$	$\bar{X}$
Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ'_m	Αναλόγως ΣΑΔ	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας		Αναλόγως ΣΑΔ	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας	
	γ'_c=1,50 ± 0,15 γ'_s=1,15 ± 0,10	$\gamma_m \cdot$ (1,05 ή 1,20)	Αυξημένοι	γ'_m = 1,10 ± 0,10	γ'_m = 1,15 ±1,25	γ'_m = 1,15 ±1,25

Επειδή όμως δεν διαθέτουμε μετρημένες διαπιστωμένες τιμές για να υπολογίσουμε μέση τιμή και τυπική απόκλιση χρησιμοποιούμε τις **χαρακτηριστικές τιμές** των αντοχών των υλικών επί το δυσμενέστερο.

3.3.4 Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q

3.3.4.1 Γενικά

Η εκτίμηση της τιμής του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q σε ένα υπάρχον κτιρίο αποτελεί ένα πολύπλοκο ζήτημα. Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να καταναλώσει ενέργεια μέσω της ανελαστικής παραμόρφωσης των μελών της. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προσεγγίζει το ζήτημα της εύρεσης του δείκτη q με τους δύο ακόλουθους τρόπους:

a) Με προσεγγιστική εκτίμηση σύμφωνα με τον πίνακα Σ4.4 του κανονισμού επεμβάσεων ανάλογα με το αν το υφιστάμενο δόμημα παρουσιάζει βλάβες και φθορές ή όχι, το ρόλο των τοιχοπληρώσεων, καθώς και αν έχει αρχικώς σχεδιαστεί με τους σύγχρονους Κανονισμούς και τη λογική του δείκτη συμπεριφοράς.

b) Με συντηρητικές προσεγγίσεις, μέσω του υπολογισμού των επιμέρους παραγόντων οι οποίοι συνεργούν στην διαμόρφωσή του, τον παράγοντα της υπεραντοχής και της πλαστιμότητας. Ο τρόπος αυτός αναλύεται στο Παράρτημα 4.2. του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Εδώ για την αποτίμηση και επειδή δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία εφαρμόσαμε τον 1^{ο} τρόπο εκτίμησης του q.

3.3.4.2 Παράγοντες που διαμορφώνουν το q

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς διαφέρει αναλόγως και του αν το κτίριο έχει ή δεν έχει αρχικώς σχεδιαστεί αντισεισμικώς με τη λογική του δείκτη συμπεριφοράς. Κατά τη φάση της αποτίμησης του κτιρίου, η τιμή q' θα επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη τα εξής:

- Την επάρκεια των Κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτιρίου
- Την τυχόν ύπαρξη ουσιωδών βλαβών και φθορών, κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία
- Την κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά και κατ' όροφον υπεραντοχών (καθ' ύψος του δομήματος) και τον βαθμό αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου
- Το πλήθος δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις, και το οποίο εξαρτάται από την υπερστατικότητα και την κανονικότητα του δομήματος
- Την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και τον βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους
- Τους τρόπους αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί)
- Τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές του κάθε δομικού στοιχείου, και
- Τους διαθέσιμους επικουρικούς και βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κ.λ.π.

3.3.4.3 Εκτίμηση q βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές του q* που δίνονται στον παρακάτω Πίνακα, με τιμή αναφοράς q' την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές βλάβες»), η οποία αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΚ8-1, όπως αυτές ισχύουν για τον σχεδιασμό νέων κτιρίων.

Πίνακας 3-26: Τιμές του λόγου q*/q αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό)

Στάθμη επιτελεστικότητας		
"Περιορισμένες Βλάβες" (Α)	"Σημαντικές βλάβες" (Β)	"Οιονεί κατάρρευση" (Γ)
0,6 πάντως δε 1,0<q*<1,5	1	1,4

- Εμείς ελέγχουμε για στάθμη επιτελεστικότητας Β οπότε **q*/q'=1** και δεν τροποποιείται η τιμή του q λόγω στάθμης επιτελεστικότητας.
- Οι εφαρμοσθέντες κανονισμοί μελέτης και κατασκευής του κτιρίου είναι **πριν το 1985**.
- Ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων είναι **δυσμενής** γενικώς(Μπροστινό τμήμα πιλοτή, οπίσθιο τμήμα με τοίχους, άνιση κατανομή ανοιγμάτων).
- Η αποτίμηση του γίνεται μετά το σεισμό με **ουσιώδεις βλάβες** στα πρωτεύοντα στοιχεία του.
- Επομένως, σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. προκύπτει **q=1.10**

Πίνακας 3-27: Τιμές δείκτη συμπεριφοράς q' για στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές βλάβες»

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης και κατασκευής	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<...<1995	2,3	1,7	1,7	1,3
....<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

- Όμως, το εξεταζόμενο κτίριο προέκυψε στρεπτικώς ευαίσθητο, εφόσον η 1η ιδιομορφή του βγήκε στρεπτική.

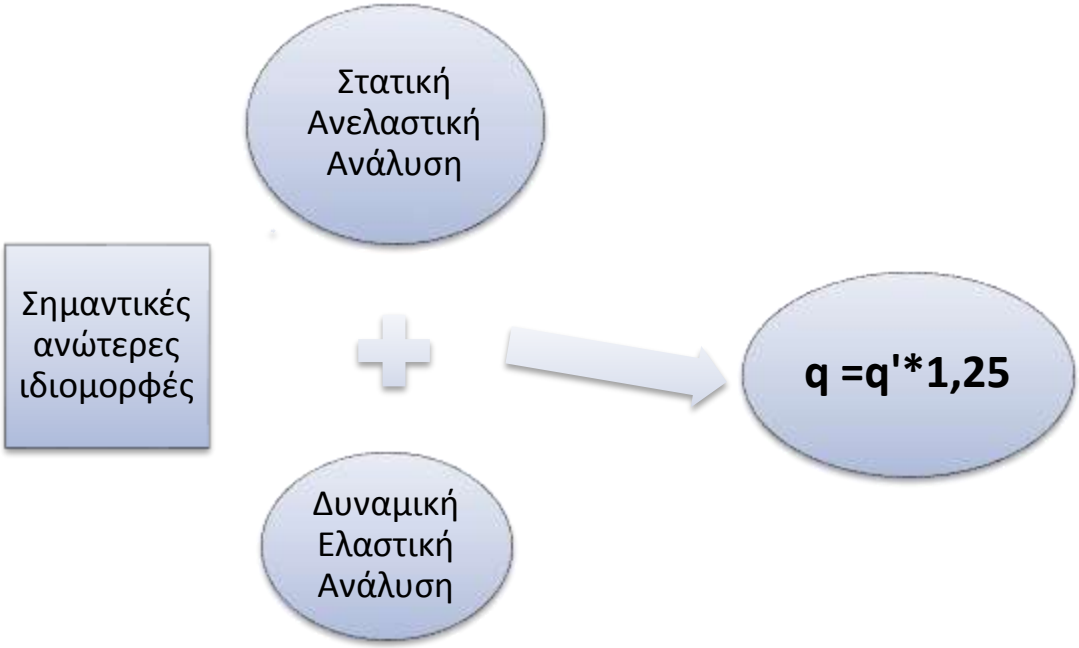
Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για δομήματα στρεπτικώς ευαίσθητα, ή για τα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερω 1/3 του ύψους (ανεστραμμένα εκκρεμή), οι τιμές που προκύπτουν από τον πίνακα πολλαπλασιάζονται επί 2/3 αλλά είναι πάντοτε μεγαλύτερες του 1.

- Άρα, με βάση αυτά προκύπτει **q=1.0** για το υπό μελέτη κτίριο.

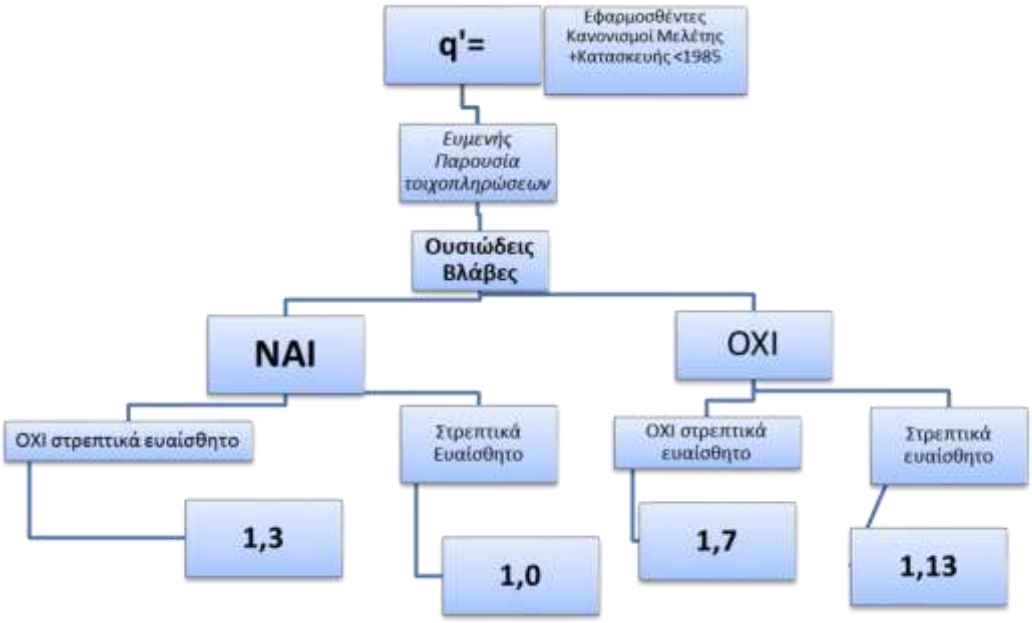
Μία επιπλέον παράμετρος που επιδρά στην τιμή του q είναι η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών που στην περίπτωση του κριρίου μας είναι σημαντική. Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. λοιπόν, σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι σημαντική, συνίσταται η εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης σε συνδυασμό με δυναμική ελαστική ανάλυση, οπότε διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου. Έτσι, εφαρμόζεται η

μέθοδος του ενιαίου-καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q και αυτός λαμβάνεται αυξημένος κατά 25% σε σχέση με τις ανωτέρω τιμές.

- Συνεπώς, τελικά λαμβάνουμε **q=1.25**

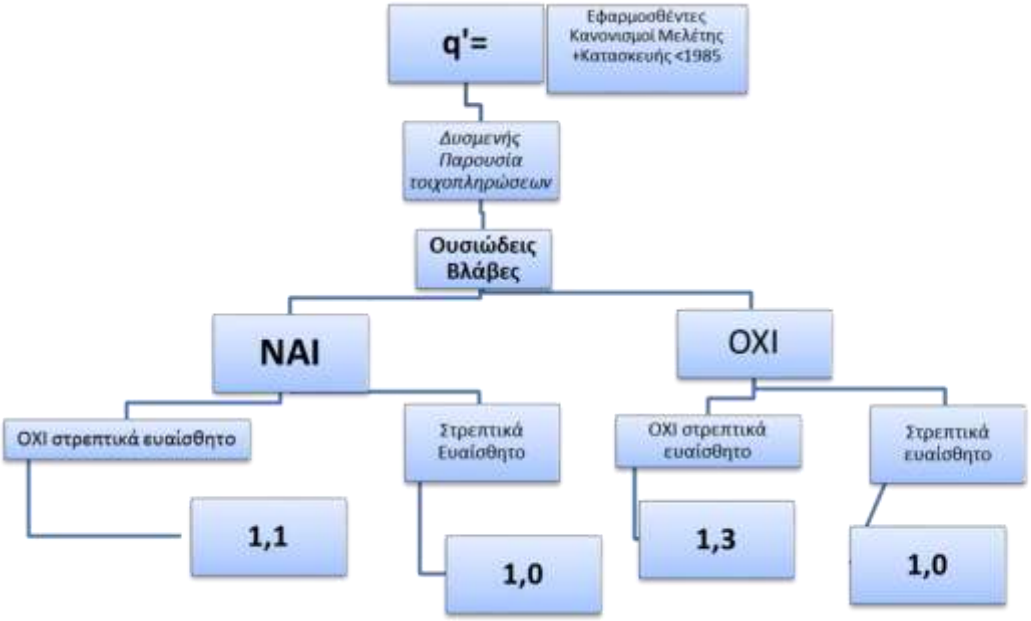


Παρακάτω έχει απεικονιστεί διαγραμματικά και εποπτικά ο Πίνακας Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την εκτίμηση του q, για εφαρμοσθέντες κανονισμούς πριν το 1985. Το πρώτο διάγραμμα δείνει τις τιμές του q για ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων, ενώ το δεύτερο για δυσμενή παρουσία.



Εικόνα 3-29: Διάγραμμα εκτίμησης q βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. για ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων

Παρατηρούμε ότι η δυσμενής παρουσία των τοιχοπληρώσεων, οι ουσιώδης βλάβες και η στρεπτική ευαισθησία επιδρούν στην μείωση του δείκτη q.

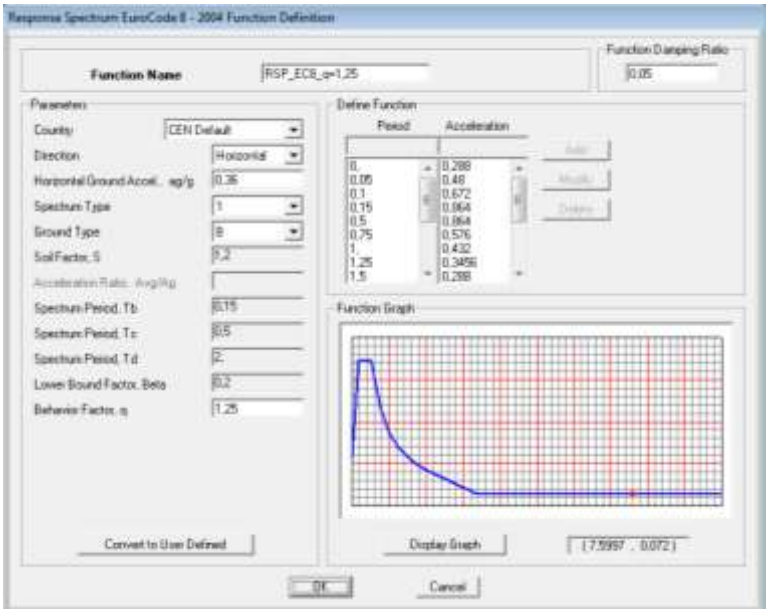


Εικόνα 3-30 Διάγραμμα εκτίμησης q βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. για δυσμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων

3.3.5 Προσομοίωση φάσματος EC8 στο λογισμικό

Ο ορισμός του φάσματος απόκρισης με το οποίο θα εφαρμοστεί η ελαστική δυναμική ανάλυση γίνεται στο SAP μέσω των παρακάτω εντολών.

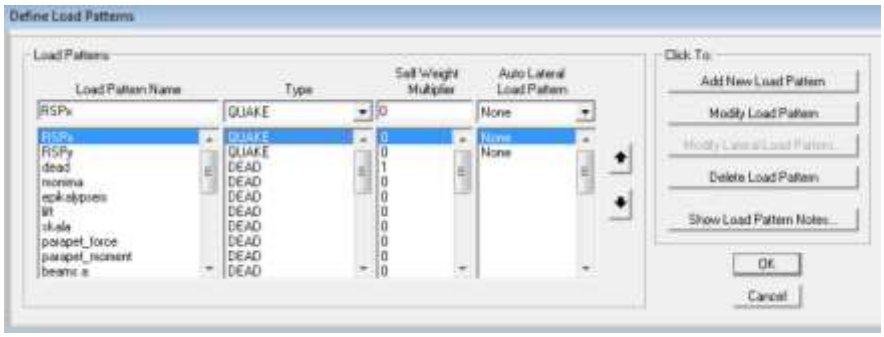
Εντολή:Define→Functions→Response Spectrum/choose function type to add-Eurocode8-2004/Add new function



Εικόνα 3-31: Εισαγωγή σεισμικών παραμέτρων στο φάσμα απόκρισης-q=1.25

Στη συνέχεια δημιουργούμε τα Load Patterns για τη σεισμική δράση του φάσματος απόκρισης του ΕΚ8 για τις δύο διευθύνσεις Χ και Υ του σεισμού.

Εντολή: Define→Load Patterns→RSP_X, RSP_Y



Εικόνα 3-32:Load Patterns για την ΔΦΑ

Έπειτα τροποποιούμε τα ήδη δημιουργημένα load cases ώστε να παίρνουν το επιθυμητό φάσμα απόκρισης ως δράση.

Εντολή: Define→Load Cases→RSPx/RSPy→Modify

Εικόνα 3-33: Εισαγωγή φάσματος EC8 κατά Χ

Εικόνα 3-34: Εισαγωγή φάσματος EC8 κατά Υ

3.3.6 Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης , το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0.05 * L_i \qquad (3.3)$$

Και επομένως οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών M_{ai} περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου i:

$$M_{ai} = e_{ai} * F_i \qquad \textbf{(3.4)}$$

Όπου,

M_{ai} είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο i περί τον κατακόρυφο άξονά του

e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου i σύμφωνα με την έκφραση (3.3) στην αντίστοιχη απαιτούμενη διεύθυνση

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο i, όπως υπολογίζεται με την έκφραση (3.2) σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της e_{ai}

- Τα εντατικά μεγέθη των φορτίσεων αυτών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με θετικά και αρνητικά πρόσημα (το ίδιο πρόσημο για όλους τους ορόφους).

Στο υπό μελέτη κτίριο έχουμε **L_{ix}=21.9 m** και **L_{iy}=31.53 m**.
Οπότε, **e_{ix}=1.095m** και **e_{iy}=1.58m**.

Πίνακας 3-28: Τυχηματική στρεπτική ροπή Κ.Μ. για σεισμό κατά Χ

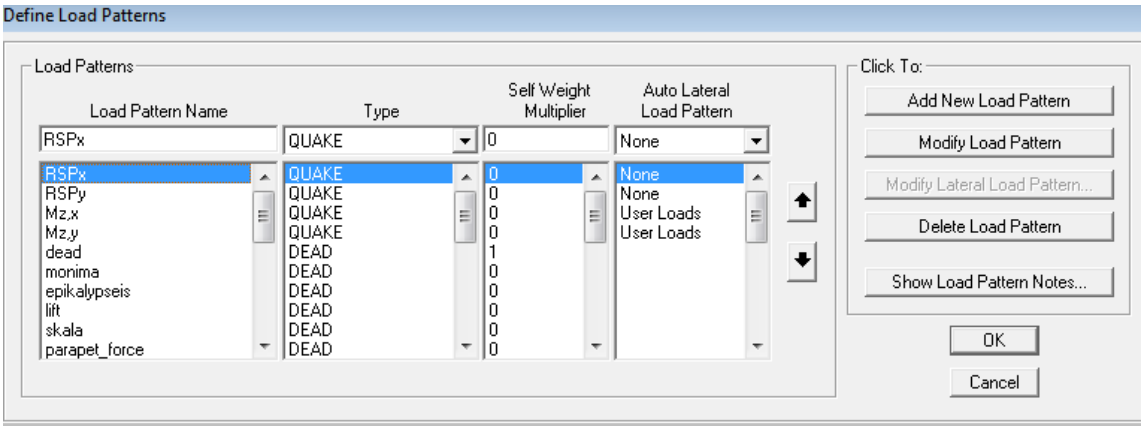
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ					
$F_i = F_b * \frac{s_i * m_i}{\sum s_j * m_j}$, $e_{ai} = 0.05 * L_i$, $M_{ai} = F_i * e_{ai}$					
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i	F_i	L_{iy} (m)	e_{ai}	M_{ai} (kNm)
1	3,25m	5.593,57	31,53	1,5765	8.818,26
2	6,30m	12.639,56	31,53	1,5765	19.926,26
		18233,12			

Πίνακας 3-29: Τυχηματική στρεπτική ροπή Κ.Μ. για σεισμό κατά Υ

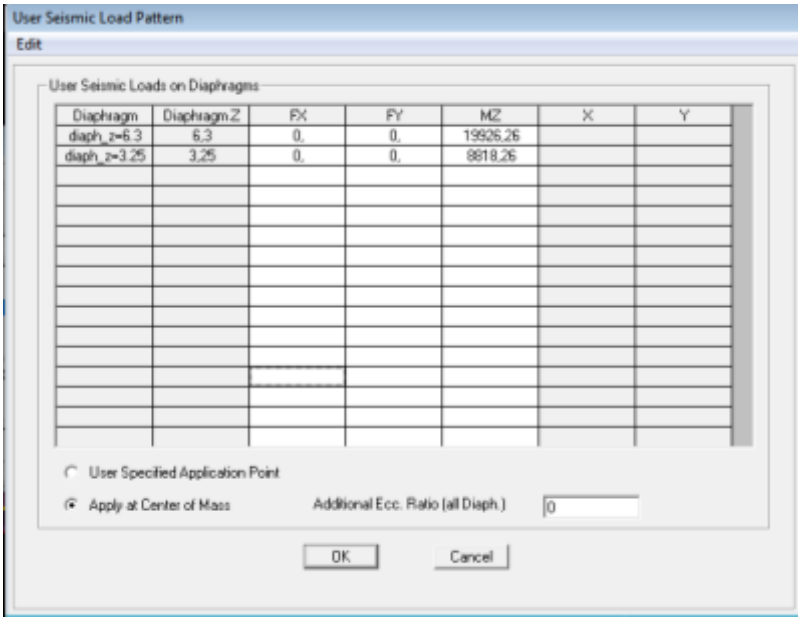
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ					
$F_i = F_b * \frac{s_i * m_i}{\sum s_j * m_j}$, $e_{ai} = 0.05 * L_i$, $M_{ai} = F_i * e_{ai}$					
Διάφραγμα i	Στάθμη z_i	F_{yi}	L_{ix} (m)	e_{ai}	M_{ai} (kNm)
1	3,25m	5.292,93	21,9	1,095	5.795,76
2	6,30m	12.940,19	21,9	1,095	14.169,51
		18233,12			

Στο λογισμικό προσομοίωσης του φορέα δημιουργούμε τις δύο φορτικές καταστάσεις των τυχηματικών στρεπτικών επιδράσεων. Η μία αφορά τη διεύθυνση X(Mz,x) και η άλλη τη διεύθυνση Y(Mz,y).

Εντολή: Define→Load Patterns→Add New Load Pattern→User Loads, Modify Lateral Laod Pattern



Εικόνα 3-35: Δημιουργία Load pattern τυχηματικής στρέψης



Εικόνα 3-36:Στρεπτικές ροπές στα διαφράγματα για σεισμό κατά X

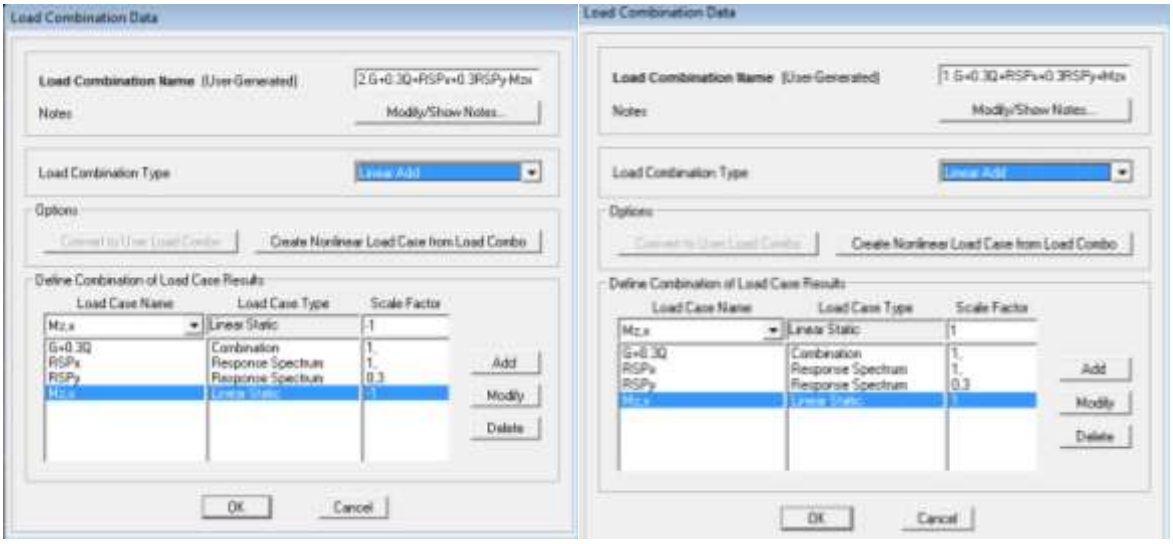
3.3.7 Σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης

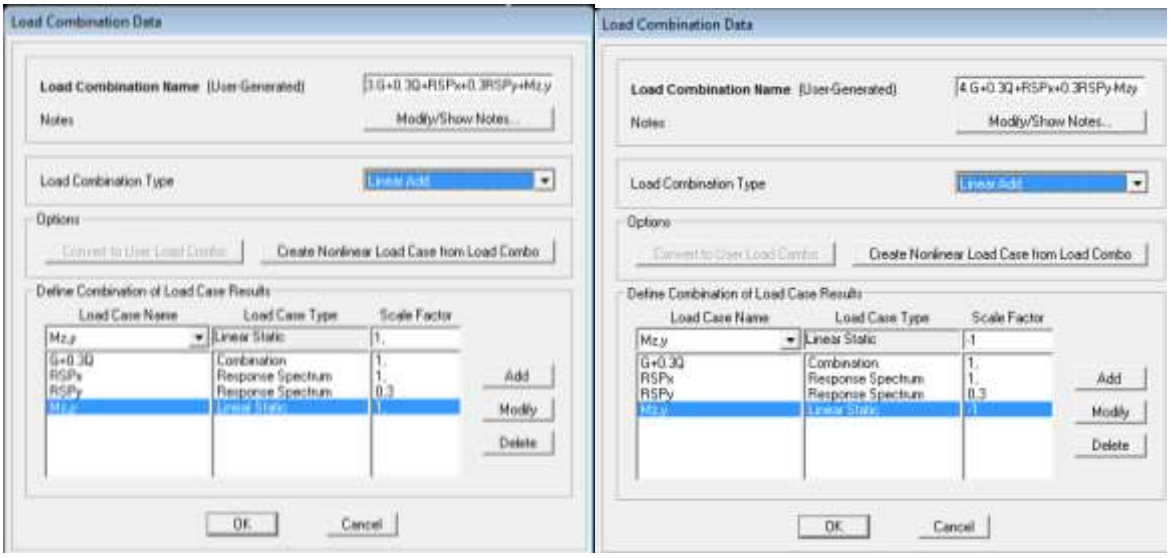
Οι συνδυασμοί φόρτισης που προσομοιώθηκαν, λαμβάνοντας υπόψη και την τυχηματική εκκεντρότητα είναι οι παρακάτω. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού (φάσμα) στις δύο κύριες διευθύνσεις X(RSPx) και Y(RSPy) σε ποσοστά 100% και 30%.

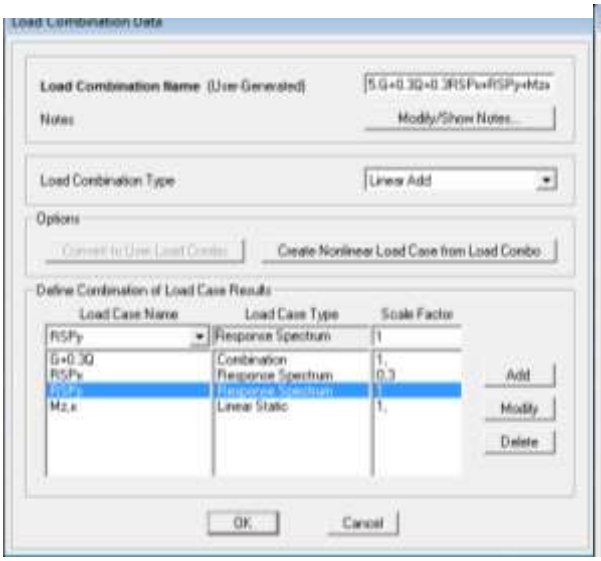
1. $G + 0.30\,Q + \mathrm{RSP_x} + 0.30\,\mathrm{RSP_y} + \mathrm{M_{z,x}}$
2. $G + 0.30\,Q + \mathrm{RSPx} + 0.30\,\mathrm{RSPy} - \mathrm{M_{z,x}}$

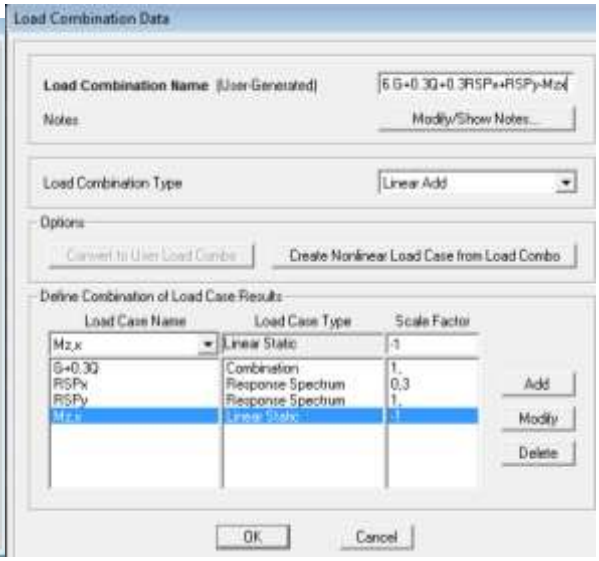
3. $G + 0.30\,Q + RSP_x + 0.30\,RSP_y + M_{z,y}$
4. $G + 0.30\,Q + RSP_x + 0.30\,RSP_y - M_{z,y}$
5. $G + 0.30\,Q + 0.30\,RSP_x + RSP_y + M_{z,x}$
6. $G + 0.30\,Q + 0.30\,RSPx + RSPy - M_{z,x}$
7. $G + 0.30\,Q + 0.30\,RSP_x + RSP_y + M_{z,y}$
8. $G + 0.30\,Q + 0.30\,RSP_x + RSP_y - M_{z,y}$

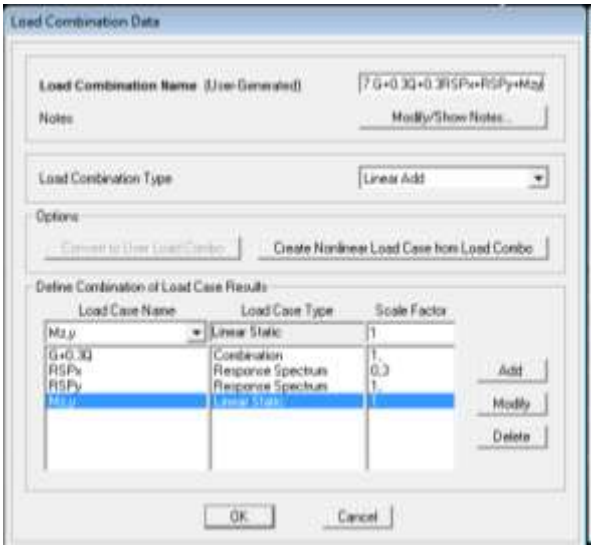
Εντολή: Define→Load Combinations→Add New Combo

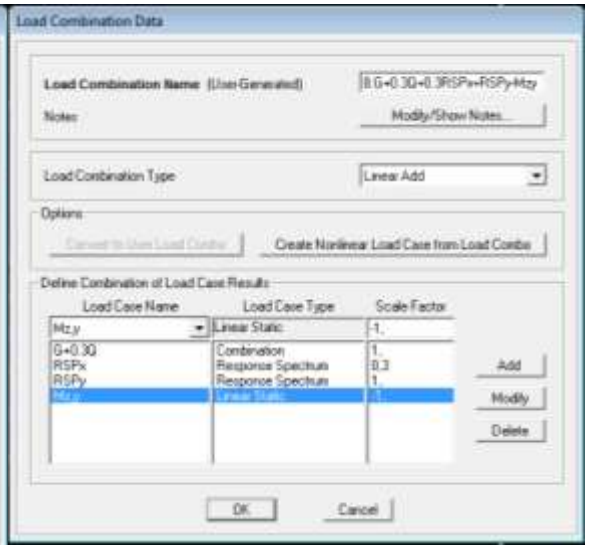


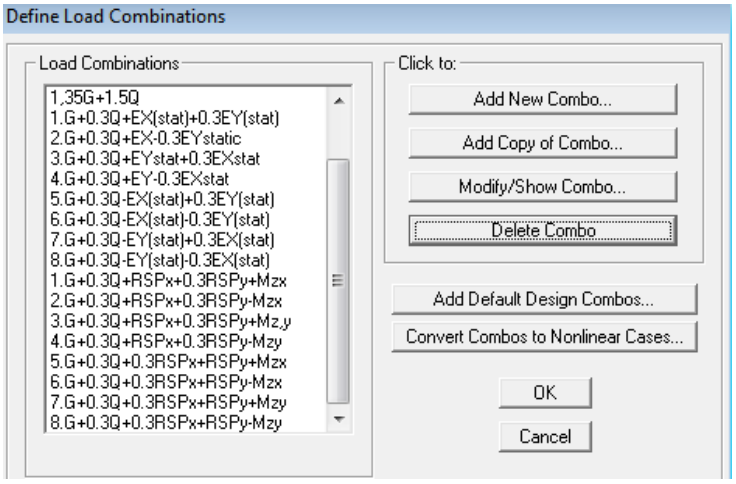



Load Combination Data
Load Combination Name (User-Generated)
5.G+0.3Q+0.3RSPx+RSPy+Mzx
Notes
Modify/Show Notes...
Load Combination Type
Linear Add
Options
Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results
Load Case Name
Load Case Type
Scale Factor
RSPy
Response Spectrum
1
G+0.3Q
RSPx
Mz,x
Combination
Response Spectrum
Linear Static
0.3
Add
Modify
Delete
OK
Cancel


Load Combination Data
Load Combination Name (User-Generated)
6.G+0.3Q+0.3RSPx+RSPy-Mzx
Notes
Modify/Show Notes...
Load Combination Type
Linear Add
Options
Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results
Load Case Name
Load Case Type
Scale Factor
Mz,x
Linear Static
-1
G+0.3Q
RSPx
RSPy
Combination
Response Spectrum
0.3
Add
Modify
Delete
OK
Cancel


Load Combination Data
Load Combination Name (User-Generated)
7.G+0.3Q+0.3RSPx+RSPy+Mzy
Notes
Modify/Show Notes...
Load Combination Type
Linear Add
Options
Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results
Load Case Name
Load Case Type
Scale Factor
Mz,y
Linear Static
1
G+0.3Q
RSPx
RSPy
Combination
Response Spectrum
0.3
Add
Modify
Delete
OK
Cancel


Load Combination Data
Load Combination Name (User-Generated)
8.G+0.3Q+0.3RSPx+RSPy-Mzy
Notes
Modify/Show Notes...
Load Combination Type
Linear Add
Options
Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results
Load Case Name
Load Case Type
Scale Factor
Mz,y
Linear Static
-1
G+0.3Q
RSPx
RSPy
Combination
Response Spectrum
0.3
Add
Modify
Delete
OK
Cancel


Define Load Combinations
Load Combinations
1.35G+1.5Q
1.G+0.3Q+EX(stat)+0.3EY(stat)
2.G+0.3Q+EX-0.3EYstatic
3.G+0.3Q+EYstat+0.3EXstat
4.G+0.3Q+EY-0.3EXstat
5.G+0.3Q-EX(stat)+0.3EY(stat)
6.G+0.3Q-EX(stat)-0.3EY(stat)
7.G+0.3Q-EY(stat)+0.3EX(stat)
8.G+0.3Q-EY(stat)-0.3EX(stat)
1.G+0.3Q+RSPx+0.3RSPy+Mzx
2.G+0.3Q+RSPx+0.3RSPy-Mzx
3.G+0.3Q+RSPx+0.3RSPy+Mz,y
4.G+0.3Q+RSPx+0.3RSPy-Mzy
5.G+0.3Q+0.3RSPx+RSPy+Mzx
6.G+0.3Q+0.3RSPx+RSPy-Mzx
7.G+0.3Q+0.3RSPx+RSPy+Mzy
8.G+0.3Q+0.3RSPx+RSPy-Mzy
Click to:
Add New Combo...
Add Copy of Combo...
Modify/Show Combo...
Delete Combo...
Add Default Design Combos...
Convert Combos to Nonlinear Cases...
OK
Cancel

3.3.8 Δείκτες ανεπάρκειας λ για το φάσμα του ΕΚ8

Παρακάτω παρουσιάζονται οι δείκτες ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων, όπως εξάγονται από το πρόγραμμα και προκύπτουν από τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης.

Πίνακας 3-30: Δείκτες ανεπάρκειας στύλων δυναμικής φασματικής ανάλυσης

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΚ8 (q=1.25)						
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ						
α/α	ΟΝΟΜΑ	διαστάσεις	ΙΣΟΓΕΙΟ		Α ΟΡΟΦΟΣ	
			λ_{Ki}	σχόλιο	λ_{Ki}	σχόλιο
1	**Κ1**	20x100	5,36	See ErrMsg	2,17	See ErrMsg
2	**Κ2**	55x30	3,77	See ErrMsg	3,28	See ErrMsg
3	**Κ3**	55x30	3,48	See ErrMsg	2,96	See ErrMsg
4	**Κ4**	55x30	3,38	See ErrMsg	2,76	See ErrMsg
5	**Κ5**	55x30	3,56	See ErrMsg	2,97	See ErrMsg
6	**Κ6**	20x100	4,81	See ErrMsg	3,59	See ErrMsg
7	**Κ7**	160x20	3,65	See ErrMsg	1,80	See ErrMsg
8	**Κ8**	20x100	3,81	See ErrMsg	2,80	See ErrMsg
9	**Κ9**	20x100	3,73	See ErrMsg	3,96	See ErrMsg
10	**Κ10**	70x25	4,05	See ErrMsg	2,87	See ErrMsg
11	**Φ.Α.Τ1**	20x200	0,81	See ErrMsg	5,78	See ErrMsg
12	**Φ.Α.Τ2**	130x20	12,31	See ErrMsg	3,79	See ErrMsg
13	**Φ.Α.Τ3**	20x200	12,82	See ErrMsg	2,90	See ErrMsg
14	**Κ11**	40x20	5,96	See ErrMsg	5,64	See ErrMsg
15	**Κ12**	25x40	3,73	See ErrMsg	3,96	See ErrMsg
16	**Κ13**	40x20	3,93	See ErrMsg	5,78	See ErrMsg
17	**Κ14**	160x20	3,94	See ErrMsg	4,14	See ErrMsg
18	**Κ15**	30x30	5,27	See ErrMsg	1,25	See ErrMsg
19	**Κ16**	55x30	2,28	See ErrMsg	5,14	See ErrMsg
20	**Κ17**	30x80	3,28	See ErrMsg	2,20	See ErrMsg
21	**Κ17Α**	20x80	2,66	See ErrMsg	3,62	See ErrMsg
22	**Κ18**	30x40	2,31	See ErrMsg	2,93	See ErrMsg
23	**Κ19**	60x20	2,93	See ErrMsg	2,67	See ErrMsg
24	**Κ20**	20x60	4,20	See ErrMsg	2,49	See ErrMsg
25	**Κ21**	30x40	3,01	See ErrMsg	4,10	See ErrMsg
26	**Κ22**	30x40	1,82	See ErrMsg	2,63	See ErrMsg
27	**Κ23**	20x60	2,19	See ErrMsg	6,33	See ErrMsg
28	**Κ24**	20x60	3,47	See ErrMsg	2,35	See ErrMsg
29	**Κ25**	30x40	2,58	See ErrMsg	1,85	See ErrMsg
30	**Κ26**	30x40	2,07	See ErrMsg	2,91	See ErrMsg
31	**Κ27**	20x60	2,29	See ErrMsg	2,64	See ErrMsg
32	**Κ28**	20x60	3,58	See ErrMsg	3,96	See ErrMsg
33	**Κ29**	30x40	2,83	See ErrMsg	2,13	See ErrMsg
34	**Κ30**	30x30	5,05	See ErrMsg	4,33	See ErrMsg
35	**Κ31**	50x30	4,25	See ErrMsg	4,97	See ErrMsg
36	**Κ32**	20x60	4,64	See ErrMsg	4,21	See ErrMsg
37	**Κ33**	30x40	2,80	See ErrMsg	2,30	See ErrMsg
38	**Κ34**	50x30	7,25	See ErrMsg	5,49	See ErrMsg
39	**Κ35**	30x30	6,66	See ErrMsg	7,47	See ErrMsg
40	**Κ36**	20x100	5,48	See ErrMsg	2,30	See ErrMsg

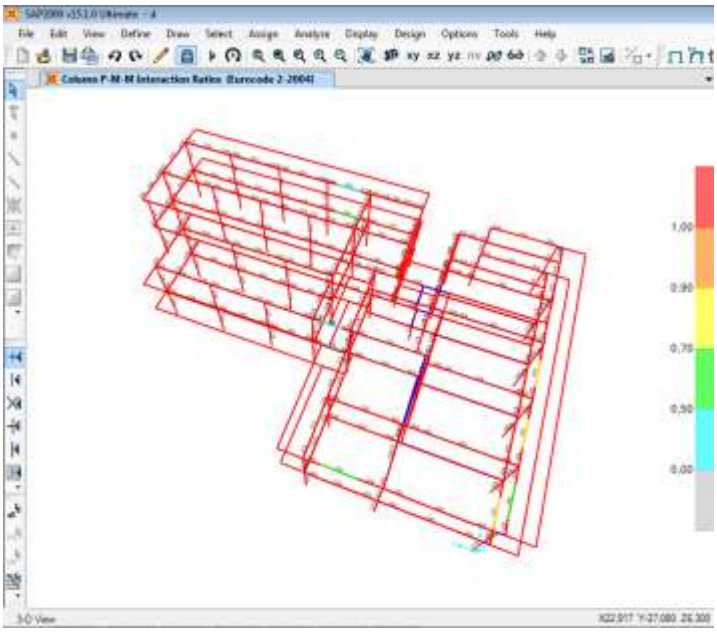
Στα σχόλια όπου υπάρχει το μήνυμα See ErrMsg σημαίνει ότι έχουμε και διατμητική ανεπάρκεια.

Πίνακας 3-31: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών δυναμικής φασματικής ανάλυσης

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΚ8							
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΔΟΚΩΝ							
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΙΣΟΓΕΙΟ			Α' ΟΡΟΦΟΣ		
		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο
1	**Δ1**	20X70	4,28	See ErrMsg	20X60	3,11	See ErrMsg
2	**Δ2**	20X70	4,86	See ErrMsg	20X60	3,28	See ErrMsg
3	**Δ3**	20X70	3,21	Overstressed	20X60	2,76	See ErrMsg
4	**Δ4**	20X70	1,20	Overstressed	20X60	3,12	See ErrMsg
5	**Δ5**	20X70	3,73	See ErrMsg	20X60	2,52	See ErrMsg
6	**Δ6**	100X50	-	-	100X50	-	-
7	**Δ7**	20X60	2,96	See ErrMsg	20X60	2,52	See ErrMsg
8	**Δ8**	20X70	3,08	See ErrMsg	20X60	2,36	See ErrMsg
9	**Δ9**	30X70	2,59	Overstressed	30X60	2,13	See ErrMsg
10	**Δ10**	30X60	3,09	See ErrMsg	30X60	2,11	See ErrMsg
11	**Δ10.Α**	20X60	2,08	See ErrMsg	20X60	1,43	See ErrMsg
12	**Δ11**	20X60	4,81	See ErrMsg	20X60	4,24	See ErrMsg
13	**Δ12**	20X60	2,28	See ErrMsg	20X60	1,54	See ErrMsg
14	**Δ12.Α**	20X60	1,51	See ErrMsg	20X60	1,02	See ErrMsg
15	**Δ13**	20X65	1,61	See ErrMsg	20X65	1,07	See ErrMsg
16	**Δ14**	20X70	4,61	See ErrMsg	20X60	2,73	See ErrMsg
17	**Δ15**	20X70	3,87	See ErrMsg	20X60	1,91	Overstressed
18	**Δ16**	30X60	2,74	See ErrMsg	30X60	2,02	See ErrMsg
19	**Δ17**	20X65	1,47	Overstressed	20X65	1,22	Overstressed
20	**Δ18**	25X60	1,43	See ErrMsg	25X60	0,90	See ErrMsg
21	**Δ18.Α**	20X60	1,78	See ErrMsg	20X65	1,73	See ErrMsg
22	**Δ18.Β**	25X70	1,00	See ErrMsg	20X60	0,76	See ErrMsg
23	**Δ19**	20X70	0,33	See ErrMsg	25X70	0,22	See ErrMsg
24	**Δ20**	20X70	3,54	See ErrMsg	20X60	1,72	See ErrMsg
25	**Δ21**	25X65	1,79	See ErrMsg	20X60	0,85	See ErrMsg
26	**Δ22**	20X65	1,27	See ErrMsg	25X65	1,72	See ErrMsg
27	**Δ23**	-			20X60	1,22	See ErrMsg
28	**Δ24**				20X60	1,47	See ErrMsg
29	**Δ25**				20X60	0,98	See ErrMsg
30	**Δ26**				20X60	0,96	See ErrMsg
31	**Δ27**				20X60	0,63	See ErrMsg
32	**Δ1β**	20X70	4,49	See ErrMsg	20X65	5,25	See ErrMsg
33	**Δ2β**	20X70	0,84	See ErrMsg	20X70	0,66	See ErrMsg
34	**Δ3β**	20X70	0,65	See ErrMsg	20X70	0,57	See ErrMsg
35	**Δ5β**	20X65	0,70	See ErrMsg	20X65	0,41	See ErrMsg
36	**Δ6β**	20X65	0,75	See ErrMsg	20X65	0,54	See ErrMsg
37	**Δ7β**	20X65	0,85	See ErrMsg	20X65	0,50	See ErrMsg
38	**Δ9β**	20X70	0,62	See ErrMsg	20X70	0,54	See ErrMsg
39	**Δ10β**	20X70	2,30	Overstressed	20X70	1,38	See ErrMsg
40	**Δ11β**	20X70	1,50	Overstressed	20X70	1,03	See ErrMsg
41	**Δ12β**	20X70	1,86	Overstressed	20X70	1,21	See ErrMsg
42	**Δ13β**	20X70	1,21	Overstressed	20X70	0,80	See ErrMsg
43	**Δ14β**	20X65	13,05	See ErrMsg	20X65	8,22	See ErrMsg
44	**Δ15β**	20X65	0,73	See ErrMsg	20X65	0,53	See ErrMsg
45	**Δ16β**	20X65	9,45	See ErrMsg	20X65	5,85	See ErrMsg
46	**Δ18β**	20X65	1,19	See ErrMsg	20X65	0,80	See ErrMsg
47	**Δ19β**	20X65	1,20	See ErrMsg	20X65	0,81	See ErrMsg
48	**Δ20β**	20X65	1,20	See ErrMsg	20X65	0,83	See ErrMsg
49	**Δ21β**	20X65	1,55	See ErrMsg	20X65	1,04	See ErrMsg
50	**Δ22β**	20X65	9,12	See ErrMsg	20X65	5,74	See ErrMsg

Πίνακας 3-32: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών σκάλας δυναμικής φασματικής ανάλυσης

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΚ8							
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΔΟΚΩΝ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ							
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΣΤΑΘΜΗ z=1.625m			ΣΤΑΘΜΗ z=4.775m		
		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο
1	Δ8	20X70	3,67	Shear stress exceeds maximum allowed.;	20X70	4,12	Shear stress exceeds maximum allowed.
2	Δ11	20X60	3,78	Shear stress exceeds maximum allowed.;	20X60	4,24	Shear stress exceeds maximum allowed.



Εικόνα 3-37: Ανεπάρκεια υφιστάμενου φορέα-Δυναμική φασματική ανάλυση

Παρακάτω υπάρχει πίνακας που συγκεντώνει τους δείκτες ανεπάρκειας λ όλων των στοιχείων που είναι μεγαλύτεροι της μονάδας και υπολογίζει το ποσοστό των στοιχείων που ανεπαρκούν.

Πίνακας 3-33: Δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων-ΔΦΑ με ΕΚ8-1

Δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων														
α/α	Στάθμη (m)		Δοκοί (N=52 ανά στάθμη)				Υποστυλώματα (N=40/όροφο)				**Σύνολο**			
			$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\boldsymbol{\lambda > 1.0}$	
			πλήθος ν	ποσοστό pos	ν	pos	ν	pos	ν	pos	ν	pos	**ν**	**pos**
1	ισόγειο	3,25	13	25%	39	75%	1	3%	39	98%	14	15%	**78**	**85%**
2	α' όροφος	6,3	18	35%	34	65%	0	0%	40	100%	18	20%	**74**	**80%**
		Σύνολο:	31	30%	73	70%	1	1%	79	99%	32	17%	**152**	**83%**

3.3.9 Παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων της Δ.Φ.Α του ΕΚ8-1

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης με φάσμα απόκρισης αυτό του ΕΚ8-1 και με δείκτη συμπεριφοράς του κτιρίου q=1.25 καταλήγουμε στα παρακάτω συμπεράσματα:

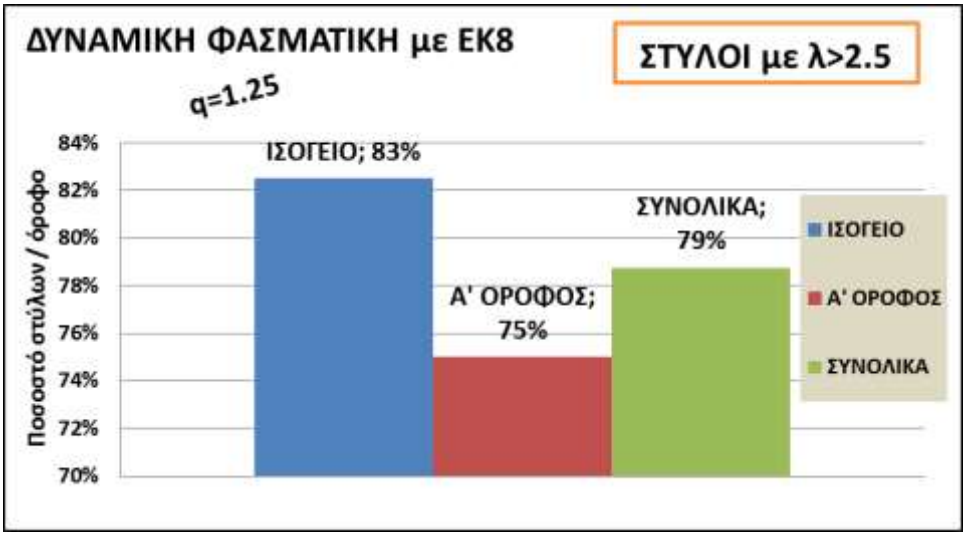
- Είναι ξεκάθαρη η **καμπτική ανεπάρκεια** του φορέα, η οποία όχι μόνο εμφανίζεται τοπικά σε μεμονωμένα στοιχεία του φορέα, αλλά είναι πρόβλημα γενικό για το σύνολο όλων των στοιχείων.
- Απόδειξη αποτελεί ότι το 99% των στύλων ανεπαρκούν και το ίδιο ισχύει για το 70% των δοκών.
- Ειδικότερα, στα κατακόρυφα στοιχεία υπάρχουν χειρότερες ανεπάρκειες σε σχέση με τα δοκάρια, με το 34% των στύλων να έχουν λ>4 και το 16% των δοκών να έχουν λ>4.

Πίνακας 3-34: Δείκτες ανεπάρκειας δομικών στοιχείων λ>4

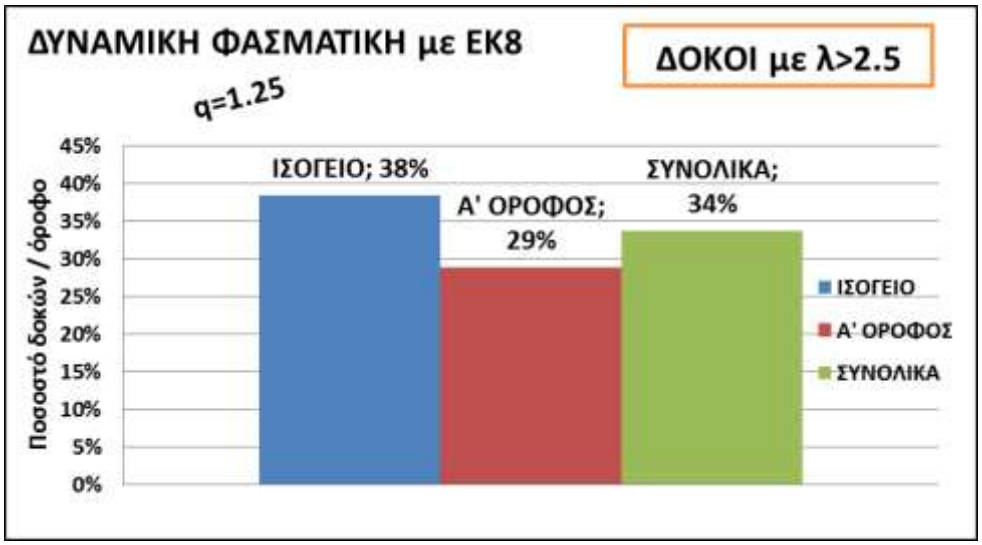
Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων														
α/α	Στάθμη (m)		Δοκοί (N=50 ανά στάθμη)				Υποστυλώματα (N=40/όροφο)				**Σύνολο**			
			$\lambda \leq 4$		$\lambda > 4$		$\lambda \leq 4$		$\lambda > 4$		$\lambda \leq 4$		$\boldsymbol{\lambda > 4}$	
			πλήθος ν	ποσοστό pos	ν	pos	ν	pos	ν	pos	ν	pos	**ν**	**pos**
1	ισόγειο	3,25	43	83%	9	17%	26	65%	14	35%	69	75%	**23**	**25%**
2	α' όροφος	6,3	44	85%	8	15%	27	68%	13	33%	71	77%	**21**	**23%**
		Σύνολο:	87	84%	17	**16%**	53	66%	27	**34%**	140	76%	**44**	**24%**

- Γενικά **υπερκαταπονούμενος όροφος** είναι το ισόγειο, καθώς εμφανίζει μεγαλύτερους δείκτες ανεπάρκειας. Αυτό ισχύει για την πλειονότητα των πρωτευόντων στοιχείων.
- Όσον αφορά τα **δοκάρια**, στο ισόγειο μπορεί να έχουν έως και διπλάσιο λ σε σχέση με τον όροφο, ενώ υπάρχουν και μερικές που έχουν περίπου ίσα λ στο ισόγειο και τον όροφο και ακόμα υπάρχουν τρεις δοκοί που στο ισόγειο έχουν μικρότερο λ απ' ότι στον όροφο. Τα δοκάρια με $\lambda_{ισογείου} < \lambda_{ορόφου}$ είναι το Δ4, το Δ22 και το Δ1β.
- Όσον αφορά τους **στύλους**, οι ανεπάρκειες των υποστυλωμάτων της πιλωτής φτάνουν να είναι έως και 2.5 φορές μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες στον όροφο. Οι δείκτες λ στους στύλους του οπισθίου τμήματος έχουν παρόμοιες τιμές στο ισόγειο και στον όροφο.
- Ο **κρίσιμος λόγος λ** είναι ίσος με $\lambda_{κρισ}$=12.82 και αντιστοιχεί στο τοίχωμα Τ3 του φρεατίου του ανελκυστήρα στο ισόγειο.
- Τα επόμενα κατακόρυφα στοιχεία στο ισόγειο με τον υψηλότερο δείκτη ανεπάρκειας είναι τα **Τ2, Κ34, Κ35, Κ11, Κ1** με λ_{T2}=12.31, λ_{K34}=7.25**,** $\boldsymbol{\lambda_{K35}}$=6.66**,** $\boldsymbol{\lambda_{K11}}$=5.96**,** $\boldsymbol{\lambda_{K1}}$**=5.36.**
- Οι στύλοι του ισογείου με τα κρισιμότερα λ είναι τα γωνιακά υποστυλώματα στην περίμετρο του κτιρίου, δηλαδή τα Κ1, Κ6, Κ15, Κ30, Κ36, Κ34 και Κ35.
- Στα **τοιχώματα** του φρεατίου του **ανελκυστήρα** εντοπίζονται δραματικά αυξημένα λ σε σχέση με τα υπόλοιπα κατακόρυφα στοιχεία του κάθε ορόφου.

- Ο **μέγιστος δείκτης λ** στον α'όροφο διαπιστώνεται στο υποστύλωμα **K35**(30x30) και είναι ίσος με 7.47.
- Επίσης, στον α'όροφο τα υποστυλώματα με τα μεγαλύτερα λ είναι τα **K16, K22, K30, K31, K34** και το **K35**.
- Ο ελάχιστος βαθμός καταπόνισης στο ισόγειο είναι **min($\lambda_{ισογείου}$)=0.81** και αντιστοιχεί στο Φ.Α.Τ1(20x100).
- Στον **α'όροφο** το στοιχείο με τον μικρότερο λ είναι ο στύλος **K15** διατομής 30x30 με **min($\lambda_{ορόφου}$)=1.25**.



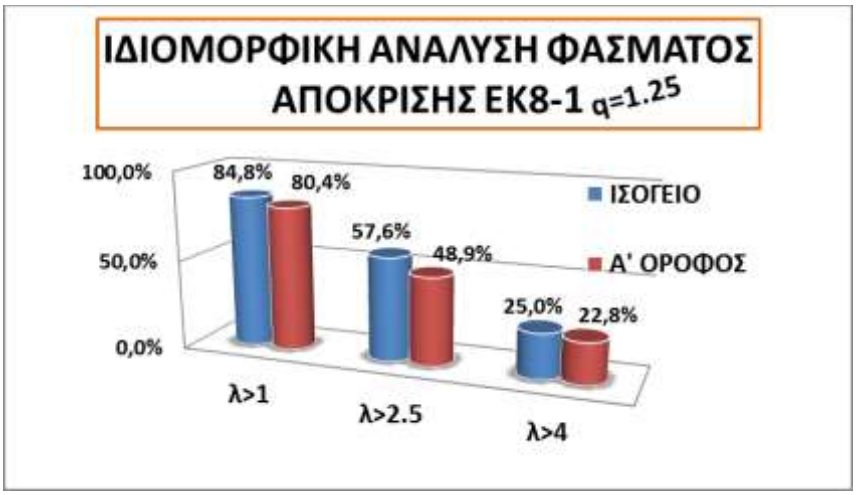
Εικόνα 3-38: Ποσοστό στύλων που αστοχούν με λ>2.5



Εικόνα 3-39: Ποσοστό δοκών που αστοχούν με λ>2.5

Στο παρακάτω διάγραμμα φαίνεται το ποσοστό των στοιχείων του φέροντος οργανισμού που αστοχούν σε κάθε όροφο με βάση τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης με το φάσμα του ΕΚ8-1. Και μάλιστα δίνεται και εικόνα του βαθμού της

ανεπάρκειας, καθώς παρουσιάζεται το πλήθος των στοιχείων που έχουν καμπτική ανεπάρκεια με λ>2.5 και λ>4.

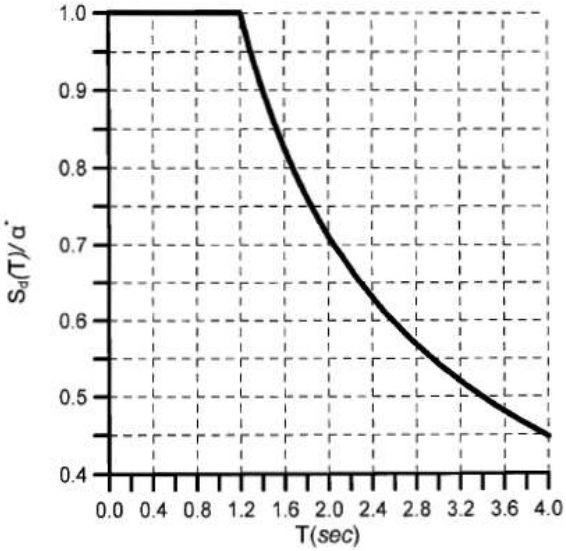


Εικόνα 3-40: Ποσοστά αστοχιών στους ορόφους για διάφορα λ

3.4 Ελαστική δυναμική ανάλυση βάσει ΦΕΚ455/(25/02/2014)

3.4.1 Σεισμική δράση σύμφωνα με το ΦΕΚ455 για τα σεισμόπληκτα

Σύμφωνα με το άρθρο 4 του ΦΕΚ455 για τη σύνταξη μελετών αποκατάστασης σε κτίρια από Ο/Σ που έχουν υποστεί βλάβες από σεισμό [1] , ο καθορισμός της σεισμικής δράσης για την αποτίμηση του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να γίνεται με φάσμα απόκρισης με μειωμένες επιταχύνσεις σε σχέση με το φάσμα του ΕΚ8-1. Το φάσμα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης έχει την παρακάτω μορφή και προσδιορίζεται κατά περίπτωση ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του σεισμόπληκτου, τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και τον συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως ε.



Εικόνα 3-41: Οριζ. Φάσμα Επιταχύνσεων Σχεδιασμού Γραμμικών Μεθόδων Ανάλυσης κτιρίων Κατ. ΚΙ

3.4.1.1 Κατηγορία υφιστάμενου σεισμόπληκτου κτιρίου

Με βάση την §2 του άρθρου 4 του ΦΕΚ455 [(1)] τα υφιστάμενα σεισμόπληκτα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα διακρίνονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με τη μέθοδο αντισεισμικού υπολογισμού με την οποία μελετήθηκαν. Το εξεταζόμενο σεισμόπληκτο κτίριο κατατάσσεται στην **κατηγορία ΚΙ**, διότι μελετήθηκε σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (ΦΕΚ 36/Α, 26/02/1959).

Προκειμένου να οριστεί το φάσμα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης σε σεισμόπληκτα κτίρια κατηγορίας ΚΙ, υιοθετούνται τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων (ΣΙ, ΣΙΙ, ΣΙΙΙ, ΣΙV), ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές επιπτώσεις που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Το κτίριο που εξετάζουμε ανήκει στην **κατηγορία ΣΙΙ** συνήθη κτίρια όπως ξενοδοχεία, με βάση τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3-35: Κατηγορίες σπουδαιότητας Κτιρίων

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Περιγραφή
ΣΙ	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως: αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κλπ.
ΣΙΙ	Συνήθη κτίρια, όπως: κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστιάσεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κ.λπ.), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία ΣΙV,κλπ.
ΣΙΙΙ	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικοδομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημοσίων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως: αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κ.λπ.
ΣΙV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως: κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση εκτάτων αναγκών από σεισμό. Επίσης, κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως: μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.

3.4.1.2 Συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως ε

Ο συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως ε θα λαμβάνεται σήμερα υπόψη όπως αυτός είχε ληφθεί υπόψη κατά τη φάση μελέτης του υφιστάμενου κτιρίου. Ο συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως ε είναι ο συντελεστής που πολλαπλασιαζόμενος με τα κατακόρυφα φορτία δίνει τις τιμές των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων και εξαρτάται από την σεισμικότητα της περιοχής και την επικινδυνότητα του εδάφους. Επομένως, σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα του Αντι**σεισμικού Κανονισμού του 1959** [(2)] προκύπτει ε ίσο με 0.12 (**ε=0.12**). Η τιμή αυτή αντιστοιχεί σε έδαφος μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας και σεισμικότητα ΙΙΙ για το Ληξούρι.

Πίνακας 3-36: Τιμές του συντελεστή επιβαρύνσεως ε

ΠΙΝΑΞ ΙΙ			
Σεισμικότης περιοχων	Έπικινδυνότης έδαφων		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	**0,12**	0,16

3.4.1.3 Οριζόντια επιτάχυνση σχεδιασμού α/g*

Οι τιμές της οριζόντιας επιτάχυνσης σχεδιασμού α*/g δίνονται στον παρακάτω πίνακα συναρτήσει (α) της Ζώνης Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι, ΙΙ, ΙΙΙ που υπάγεται σήμερα το εξεταζόμενο σεισμόπληκτο κτίριο σύμφωνα με τον ΕΑΚ, (β) της κατηγορίας σπουδαιότητας (ΣΙ, ΣΙΙ, ΣΙΙΙ, ΣΙV) και (γ) του συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως ε. Προκύπτει **α* =0.21g**.

Πίνακας 3-37: Τιμές Οριζόντιας Επιτάχυνσης Σχεδιασμού α*/g Κτιρίων Κατηγορίας ΚΙ

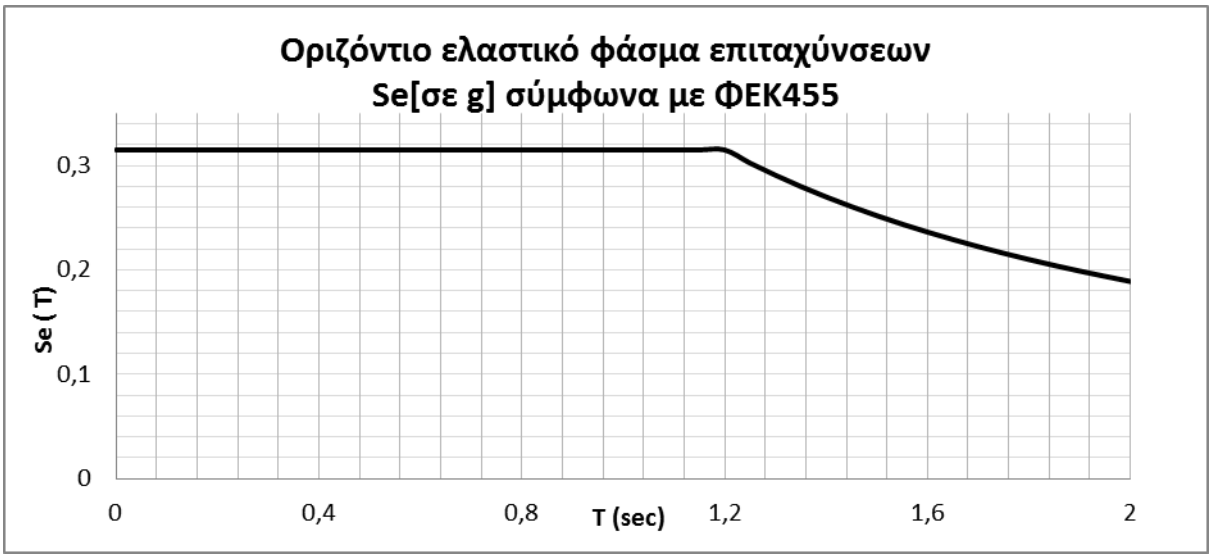
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: I (ΕΑΚ2003)						
Συντελεστής Σεισμικής Επιβαρύνσεως ε (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959/84-85)		0.04	0.06	0.08	0.12	0.16
a^*/g	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣΙ & ΣΙΙ	0.09	0.11	0.14	0.21	0.28
	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣΙΙΙ & ΣΙV	0.12	0.16	0.21	0.32	0.34
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: II (ΕΑΚ2003)						
Συντελεστής Σεισμικής Επιβαρύνσεως ε (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959/84-85)		≤0.06		0.08	0.12	0.16
a^*/g	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣΙ & ΣΙΙ	0.14		0.14	0.21	0.28
	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣΙΙΙ & ΣΙV	0.18		0.21	0.32	0.34
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: III (ΕΑΚ2003)						
Συντελεστής Σεισμικής Επιβαρύνσεως ε (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959/84-85)		≤0.08			0.12	0.16
a^*/g	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣΙ & ΣΙΙ	0.21			0.21	0.28
	Σπουδαιότητα Κτιρίου: ΣΙΙΙ & ΣΙV	0.28			0.32	0.34

3.4.2 Οριζόντιο ελαστικό φάσμα για μη γραμμικές αναλύσεις με ΦΕΚ455

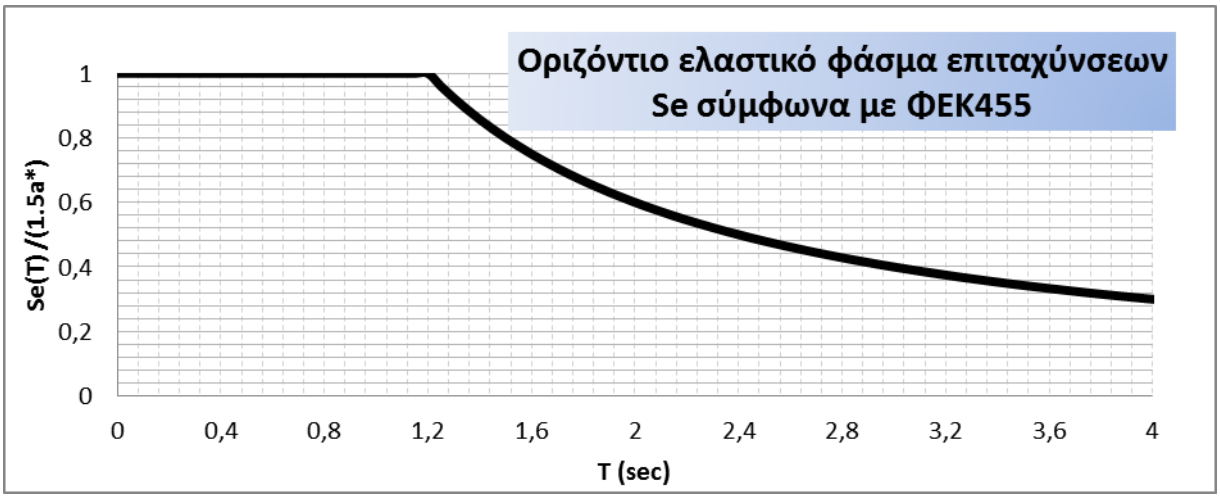
Στην περίπτωση μας που εφαρμόζουμε και μη γραμμικές μεθόδους ανάλυσης, θα χρησιμοποιείται οριζόντιο ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων $S_e(T)$, το οποίο θα προκύπτει από το προαναφερόμενο οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ θέτοντας **k=1.0** και πολλαπλασιάζοντας τις τιμές των τεταγμένων του φάσματος $S_d(T)$ με το συντελεστή 1.50 για κτίρια όπως το εξεταζόμενο που μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν την περίοδο ...<1985. Το φάσμα που χρησιμοποιήσαμε τελικά για την αποτίμηση φαίνεται παρακάτω.

$$S_e(T) = \begin{cases} 1.5 * a^*, & 0 < T < 1.2sec \\ 1.5 * a^*(\frac{1.2}{T}), & T \geq 1.2\ sec \end{cases} \tag{3.5}$$

όπου :**1.5*α*= 0.315 g**



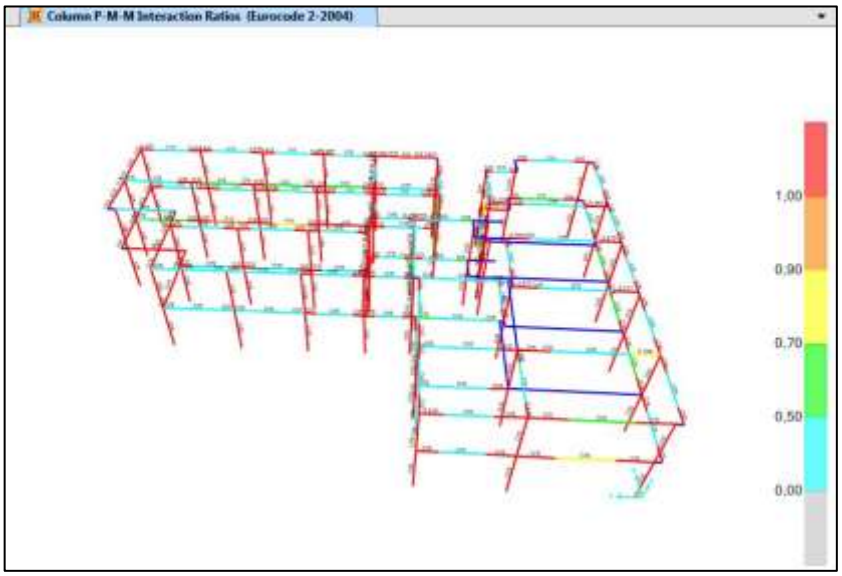
Εικόνα 3-42: Οριζόντιο ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων Μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης σε g



Εικόνα 3-43: Οριζ. φάσμα Se ανηγμένο προς την επιτάχυνση σχεδιασμού αυξημένη κατά 50% για κτίρια προ 1985

3.4.3 Δείκτες ανεπάρκειας λ με ΦΕΚ455 και τυχηματικές επιδράσεις

Προσομοιώθηκαν 8 συνδυασμοί φόρτισης λαμβάνοντας υπόψη και την τυχηματική εκκεντρότητα. Παρουσιάζονται παρακάτω οι δείκτες ανεπάρκειας λόγω του δυσμενέστερου συνδυασμού φόρτισης για τα δομικά στοιχεία του φορέα.

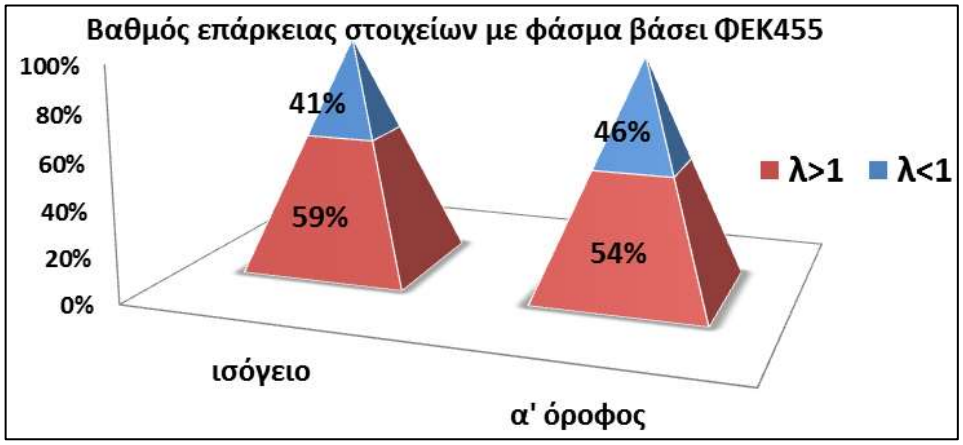


Εικόνα 3-44: Ανεπάρκεια υφιστάμενου φορέα –ΔΦΑ βάσει ΦΕΚ455

Ο επόμενος πίνακας συγκεντρώνει τους δείκτες ανεπάρκειας λ και υπολογίζει το ποσοστό των στοιχείων που επαρκούν και που ανεπαρκούν.

Πίνακας 3-38: Δείκτες ανεπάρκειας λ – ΔΦΑ με ΦΕΚ455

Δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων														
α/α	Στάθμη (m)		Δοκοί (N=52 ανά στάθμη)				Υποστυλώματα (N=40/όροφο)				**Σύνολο**			
			$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\boldsymbol{\lambda > 1.0}$	
			πλήθος v	ποσοστό pos	v	pos	v	pos	v	pos	v	pos	**v**	**pos**
1	ισόγειο	3,25	36	69%	16	31%	2	5%	38	95%	38	41%	**54**	**59%**
2	α' όροφος	6,3	35	67%	17	33%	7	18%	33	83%	42	46%	**50**	**54%**
		Σύνολο:	71	68%	33	32%	9	11%	71	89%	80	43%	**104**	**57%**



Εικόνα 3-45: Ποσοστά επάρκειας & ανεπάρκειας στοιχείων στους ορόφους λόγω ΔΦΑ με ΦΕΚ455

3.4.3.1 Δείκτες λ με ΦΕΚ455 – τυχηματικές επιδράσεις για τα υποστυλώματα

Πίνακας 3-39: Δείκτες λ στύλων δυναμικής ανάλυσης με φάσμα ΦΕΚ455

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΒΑΣΕΙ ΦΕΚ455/2014						
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ $\lambda_{στύλων}$						
α/α	ΟΝΟΜΑ	διαστάσεις	ΙΣΟΓΕΙΟ		Α ΟΡΟΦΟΣ	
			λ_{Ki}	σχόλιο	λ_{Ki}	σχόλιο
1	**Κ1**	20x100	1,77	See ErrMsg	1,05	See ErrMsg
2	**Κ2**	55x30	1,82	See ErrMsg	1,63	See ErrMsg
3	**Κ3**	55x30	1,64	See ErrMsg	1,45	See ErrMsg
4	**Κ4**	55x30	1,53	See ErrMsg	1,30	See ErrMsg
5	**Κ5**	55x30	1,61	See ErrMsg	1,37	See ErrMsg
6	**Κ6**	20x100	2,15	See ErrMsg	1,68	See ErrMsg
7	**Κ7**	160x20	1,09	See ErrMsg	0,91	See ErrMsg
8	**Κ8**	20x100	1,32	See ErrMsg	1,13	See ErrMsg
9	**Κ9**	20x100	1,53	See ErrMsg	1,55	See ErrMsg
10	**Κ10**	70x25	1,63	See ErrMsg	1,15	See ErrMsg
11	**Φ.Α.Τ1**	20x200	2,62	See ErrMsg	2,31	See ErrMsg
12	**Φ.Α.Τ2**	130x20	3,87	See ErrMsg	1,44	See ErrMsg
13	**Φ.Α.Τ3**	20x200	3,96	See ErrMsg	1,12	See ErrMsg
14	**Κ11**	40x20	2,27	See ErrMsg	2,24	See ErrMsg
15	**Κ12**	25x40	1,53	See ErrMsg	1,55	See ErrMsg
16	**Κ13**	40x20	1,54	See ErrMsg	2,03	See ErrMsg
17	**Κ14**	160x20	1,52	See ErrMsg	1,61	See ErrMsg
18	**Κ15**	30x30	2,41	See ErrMsg	0,97	See ErrMsg
19	**Κ16**	55x30	1,03	See ErrMsg	2,39	See ErrMsg
20	**Κ17**	30x80	1,08	See ErrMsg	0,96	See ErrMsg
21	**Κ17Α**	20x80	0,99	See ErrMsg	1,41	See ErrMsg
22	**Κ18**	30x40	1,04	See ErrMsg	1,36	See ErrMsg
23	**Κ19**	60x20	1,63	See ErrMsg	0,98	See ErrMsg
24	**Κ20**	20x60	1,87	See ErrMsg	1,11	See ErrMsg
25	**Κ21**	30x40	1,38	See ErrMsg	1,76	See ErrMsg
26	**Κ22**	30x40	1,12	See ErrMsg	1,16	See ErrMsg
27	**Κ23**	20x60	1,23	See ErrMsg	3,18	See ErrMsg
28	**Κ24**	20x60	1,53	See ErrMsg	1,00	See ErrMsg
29	**Κ25**	30x40	1,16	See ErrMsg	0,90	See ErrMsg
30	**Κ26**	30x40	0,99	See ErrMsg	1,17	See ErrMsg
31	**Κ27**	20x60	1,49	See ErrMsg	1,33	See ErrMsg
32	**Κ28**	20x60	1,58	See ErrMsg	1,72	See ErrMsg
33	**Κ29**	30x40	1,40	See ErrMsg	1,00	See ErrMsg
34	**Κ30**	30x30	2,07	See ErrMsg	2,01	See ErrMsg
35	**Κ31**	50x30	1,79	See ErrMsg	2,25	See ErrMsg
36	**Κ32**	20x60	2,20	See ErrMsg	2,08	See ErrMsg
37	**Κ33**	30x40	1,28	See ErrMsg	1,16	See ErrMsg
38	**Κ34**	50x30	3,49	See ErrMsg	2,66	See ErrMsg
39	**Κ35**	30x30	3,12	See ErrMsg	3,70	See ErrMsg
40	**Κ36**	20x100	2,60	See ErrMsg	1,16	See ErrMsg

3.4.3.2 Δείκτες λ με ΦΕΚ455 – τυχηματικές επιδράσεις για τα δοκάρια

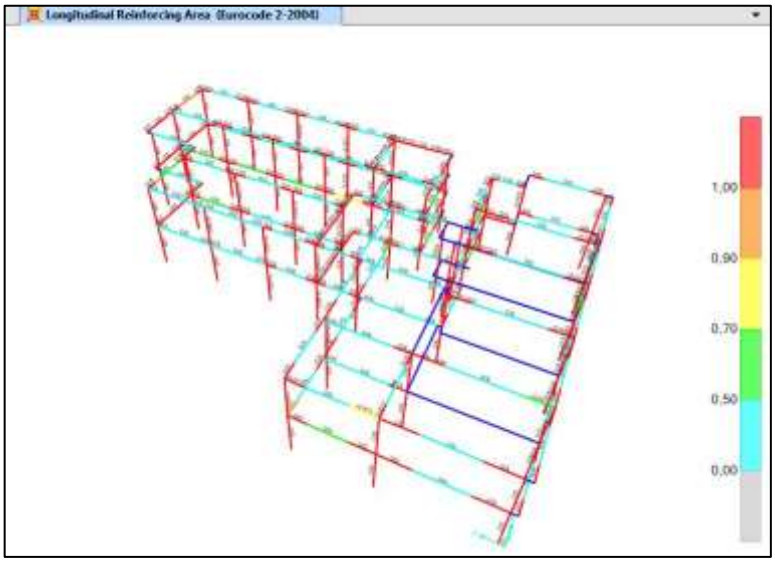
Πίνακας 3-40: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ΔΦΑ με ΦΕΚ455

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΕΚ455							
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΔΟΚΩΝ							
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΙΣΟΓΕΙΟ			Α' ΟΡΟΦΟΣ		
		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο
1	**Δ1**	20X70	1,97	See ErrMsg	20X60	1,39	See ErrMsg
2	**Δ2**	20X70	2,09	See ErrMsg	20X60	1,32	See ErrMsg
3	**Δ3**	20X70	0,56	No Messages	20X60	1,29	Overstressed
4	**Δ4**	20X70	0,57	No Messages	20X60	1,29	See ErrMsg
5	**Δ5**	20X70	1,51	See ErrMsg	20X60	1,24	See ErrMsg
6	**Δ6**	100X50	-	-	100X50	-	-
7	**Δ7**	20X60	1,27	See ErrMsg	20X60	1,36	See ErrMsg
8	**Δ8**	20X70	0,97	See ErrMsg	20X60	0,85	See ErrMsg
9	**Δ9**	30X70	0,77	No Messages	30X60	0,64	See ErrMsg
10	**Δ10**	30X60	1,00	See ErrMsg	30X60	0,66	See ErrMsg
11	**Δ10.Α**	20X60	0,69	See ErrMsg	20X60	0,43	No Messages
12	**Δ11**	20X60	1,60	Overstressed	20X60	1,39	Overstressed
13	**Δ12**	20X60	0,89	See ErrMsg	20X60	0,60	See ErrMsg
14	**Δ12.Α**	20X60	0,87	See ErrMsg	20X60	0,62	See ErrMsg
15	**Δ13**	20X65	0,66	See ErrMsg	20X65	0,43	See ErrMsg
16	**Δ14**	20X70	2,08	No Messages	20X60	1,46	Overstressed
17	**Δ15**	20X70	1,90	No Messages	20X60	1,20	Overstressed
18	**Δ16**	30X60	0,43	No Messages	30X60	0,35	See ErrMsg
19	**Δ17**	20X65	0,54	No Messages	20X65	0,45	No Messages
20	**Δ18**	25X60	0,66	See ErrMsg	25X60	0,35	See ErrMsg
21	**Δ18.Α**	20X60	0,67	See ErrMsg	20X65	0,64	No Messages
22	**Δ18.Β**	25X70	0,60	See ErrMsg	20X60	0,44	See ErrMsg
23	**Δ19**	20X70	0,14	See ErrMsg	25X70	0,12	See ErrMsg
24	**Δ20**	20X70	1,58	See ErrMsg	20X60	0,62	See ErrMsg
25	**Δ21**	25X65	0,71	See ErrMsg	20X60	0,50	See ErrMsg
26	**Δ22**	20X65	0,68	See ErrMsg	25X65	0,62	See ErrMsg
27	**Δ23**	-			20X60	0,44	See ErrMsg
28	**Δ24**				20X60	1,45	See ErrMsg
29	**Δ25**				20X60	0,68	See ErrMsg
30	**Δ26**				20X60	0,76	See ErrMsg
31	**Δ27**				20X60	0,45	See ErrMsg
32	**Δ1β**	20X70	1,78	Overstressed	20X65	2,43	See ErrMsg
33	**Δ2β**	20X70	0,37	See ErrMsg	20X70	0,34	See ErrMsg
34	**Δ3β**	20X70	0,20	See ErrMsg	20X70	0,19	See ErrMsg
35	**Δ5β**	20X65	0,23	No Messages	20X65	0,26	No Messages
36	**Δ6β**	20X65	0,31	No Messages	20X65	0,33	No Messages
37	**Δ7β**	20X65	0,32	See ErrMsg	20X65	0,14	See ErrMsg
38	**Δ9β**	20X70	0,22	See ErrMsg	20X70	0,22	See ErrMsg
39	**Δ10β**	20X70	1,07	Overstressed	20X70	0,60	See ErrMsg
40	**Δ11β**	20X70	0,78	No Messages	20X70	0,53	See ErrMsg
41	**Δ12β**	20X70	0,94	No Messages	20X70	0,61	See ErrMsg
42	**Δ13β**	20X70	0,61	No Messages	20X70	0,39	See ErrMsg
43	**Δ14β**	20X65	6,37	See ErrMsg	20X65	4,01	See ErrMsg
44	**Δ15β**	20X65	0,23	No Messages	20X65	0,14	See ErrMsg
45	**Δ16β**	20X65	4,45	See ErrMsg	20X65	2,70	See ErrMsg
46	**Δ18β**	20X65	0,66	See ErrMsg	20X65	0,47	See ErrMsg
47	**Δ19β**	20X65	0,66	See ErrMsg	20X65	0,49	See ErrMsg
48	**Δ20β**	20X65	0,69	See ErrMsg	20X65	0,51	See ErrMsg
49	**Δ21β**	20X65	0,86	See ErrMsg	20X65	0,63	See ErrMsg
50	**Δ22β**	20X65	4,46	See ErrMsg	20X65	2,80	See ErrMsg

Πίνακας 3-41: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών σκάλας ΔΦΑ με ΦΕΚ455

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΕΚ455							
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΔΟΚΩΝ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ							
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΣΤΑΘΜΗ z=1.625m			ΣΤΑΘΜΗ z=4.775m		
		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο
1	Δ8	20X70	1,43	Shear stress exceeds maximum allowed.	20X70	1,63	No Messages
2	Δ11	20X60	1,40	Shear stress exceeds maximum allowed.	20X60	1,53	No Messages

3.4.4 Δείκτες ανεπάρκειας λ με ΦΕΚ455 χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα



Εικόνα 3-46: Ανεπάρκειες φορέα λόγω αποτίμησης με ΦΕΚ455 χωρίς εκκεντρότητα

Πίνακας 3-42:Δείκτες λ δοκών κλιμακοστασίου-ΦΕΚ455- no eccentricity

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΕΚ455- no eccentricity							
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΔΟΚΩΝ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ							
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΣΤΑΘΜΗ z=1.625m			ΣΤΑΘΜΗ z=4.775m		
		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο
1	Δ8	20X70	1,28	Shear stress exceeds maximum allowed.	20X70	1,46	No Messages
2	Δ11	20X60	1,34	Shear stress exceeds maximum allowed.	20X60	1,47	No Messages

Πίνακας 3-43: Δείκτες λ στύλων ΔΦΑ –ΦΕΚ455-no eccentricity

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΜΕ ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΒΑΣΕΙ ΦΕΚ455						
ΧΩΡΙΣ ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ						
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ						
α/α	ΟΝΟΜΑ	διαστάσεις	ΙΣΟΓΕΙΟ		Α ΟΡΟΦΟΣ	
			λ_{Ki}	σχόλιο	λ_{Ki}	σχόλιο
1	**K1**	20x100	2,01	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,76	Overstressed
2	**K2**	55x30	1,23	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,20	Overstressed
3	**K3**	55x30	1,13	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,17	Overstressed
4	**K4**	55x30	1,05	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,09	Overstressed
5	**K5**	55x30	1,12	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,09	Overstressed
6	**K6**	20x100	1,48	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,47	See ErrMsg
7	**K7**	160x20	1,55	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,29	See ErrMsg
8	**K8**	20x100	1,70	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,60	See ErrMsg
9	**K9**	20x100	1,20	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,05	See ErrMsg
10	**K10**	70x25	1,43	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,06	See ErrMsg
11	**Φ.Α.Τ1**	20x200	2,39	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,97	Overstressed
12	**Φ.Α.Τ2**	130x20	3,77	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,28	See ErrMsg
13	**Φ.Α.Τ3**	20x200	3,60	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,23	See ErrMsg
14	**K11**	40x20	1,96	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,97	Overstressed
15	**K12**	25x40	1,20	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,36	See ErrMsg
16	**K13**	40x20	1,44	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,83	See ErrMsg
17	**K14**	160x20	1,34	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,59	Overstressed
18	**K15**	30x30	1,73	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,67	See ErrMsg
19	**K16**	55x30	0,97	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,78	Overstressed
20	**K17**	30x80	1,25	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,76	See ErrMsg
21	**K17A**	20x80	0,96	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,15	Overstressed
22	**K18**	30x40	0,90	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,93	Overstressed
23	**K19**	60x20	1,20	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,04	See ErrMsg
24	**K20**	20x60	1,36	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,89	See ErrMsg
25	**K21**	30x40	0,98	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,34	See ErrMsg
26	**K22**	30x40	0,82	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,90	Overstressed
27	**K23**	20x60	0,96	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,83	Overstressed
28	**K24**	20x60	1,24	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,70	See ErrMsg
29	**K25**	30x40	0,94	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,60	Overstressed
30	**K26**	30x40	0,99	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,18	See ErrMsg
31	**K27**	20x60	1,01	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,92	Overstressed
32	**K28**	20x60	1,35	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,53	See ErrMsg
33	**K29**	30x40	1,02	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,76	Overstressed
34	**K30**	30x30	1,56	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,28	See ErrMsg
35	**K31**	50x30	1,86	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,50	Overstressed
36	**K32**	20x60	1,57	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,73	See ErrMsg
37	**K33**	30x40	1,06	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,28	Overstressed
38	**K34**	50x30	2,77	Shear stress exceeds maximum allowed.	1,66	See ErrMsg
39	**K35**	30x30	2,01	Shear stress exceeds maximum allowed.	2,11	See ErrMsg
40	**K36**	20x100	1,80	Shear stress exceeds maximum allowed.	0,84	Overstressed

Πίνακας 3-44: Δείκτες λ δοκών- ΦΕΚ455 no eccentricity

ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΕΚ455 - ΧΩΡΙΣ ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΗ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ							
ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΔΟΚΩΝ							
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΙΣΟΓΕΙΟ			Α' ΟΡΟΦΟΣ		
		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$\lambda_{\Delta i}$	σχόλιο
1	**Δ1**	20X70	1,22	See ErrMsg	20X60	0,88	See ErrMsg
2	**Δ2**	20X70	1,31	See ErrMsg	20X60	0,96	See ErrMsg
3	**Δ3**	20X70	1,28	No Messages	20X60	0,95	No Messages
4	**Δ4**	20X70	0,53	No Messages	20X60	0,92	See ErrMsg
5	**Δ5**	20X70	1,04	See ErrMsg	20X60	0,94	See ErrMsg
6	**Δ6**	100X50	-	-	100X50	-	-
7	**Δ7**	20X60	1,25	See ErrMsg	20X60	1,24	See ErrMsg
8	**Δ8**	20X70	1,07	See ErrMsg	20X60	0,73	See ErrMsg
9	**Δ9**	30X70	0,93	No Messages	30X60	0,47	See ErrMsg
10	**Δ10**	30X60	0,81	See ErrMsg	30X60	0,56	See ErrMsg
11	**Δ10.Α**	20X60	0,55	See ErrMsg	20X60	0,36	No Messages
12	**Δ11**	20X60	1,52	Overstressed	20X60	1,31	Overstressed
13	**Δ12**	20X60	0,66	See ErrMsg	20X60	0,44	See ErrMsg
14	**Δ12.Α**	20X60	0,70	See ErrMsg	20X60	0,51	See ErrMsg
15	**Δ13**	20X65	0,48	See ErrMsg	20X65	0,31	See ErrMsg
16	**Δ14**	20X70	1,43	Overstressed	20X60	0,99	Overstressed
17	**Δ15**	20X70	1,19	No Messages	20X60	0,76	No Messages
18	**Δ16**	30X60	1,02	Overstressed	30X60	0,70	See ErrMsg
19	**Δ17**	20X65	0,23	No Messages	20X65	0,21	No Messages
20	**Δ18**	25X60	0,52	See ErrMsg	25X60	0,32	See ErrMsg
21	**Δ18.Α**	20X60	0,49	See ErrMsg	20X65	0,50	No Messages
22	**Δ18.Β**	25X70	0,46	See ErrMsg	20X60	0,36	See ErrMsg
23	**Δ19**	20X70	0,16	See ErrMsg	25X70	0,12	See ErrMsg
24	**Δ20**	20X70	0,64	See ErrMsg	20X60	0,24	See ErrMsg
25	**Δ21**	25X65	0,89	See ErrMsg	20X60	0,35	See ErrMsg
26	**Δ22**	20X65	0,44	See ErrMsg	25X65	0,61	See ErrMsg
27	**Δ23**	-			20X60	0,39	See ErrMsg
28	**Δ24**				20X60	1,16	See ErrMsg
29	**Δ25**				20X60	0,66	See ErrMsg
30	**Δ26**				20X60	0,75	See ErrMsg
31	**Δ27**				20X60	0,43	See ErrMsg
32	**Δ1β**	20X70	2,11	Overstressed	20X65	1,33	See ErrMsg
33	**Δ2β**	20X70	0,54	See ErrMsg	20X70	0,45	See ErrMsg
34	**Δ3β**	20X70	0,18	See ErrMsg	20X70	0,17	See ErrMsg
35	**Δ5β**	20X65	0,12	No Messages	20X65	0,13	No Messages
36	**Δ6β**	20X65	0,23	No Messages	20X65	0,22	No Messages
37	**Δ7β**	20X65	0,13	See ErrMsg	20X65	0,10	See ErrMsg
38	**Δ9β**	20X70	0,23	See ErrMsg	20X70	0,23	See ErrMsg
39	**Δ10β**	20X70	0,75	No Messages	20X70	0,47	See ErrMsg
40	**Δ11β**	20X70	0,55	No Messages	20X70	0,36	See ErrMsg
41	**Δ12β**	20X70	0,60	No Messages	20X70	0,40	See ErrMsg
42	**Δ13β**	20X70	0,52	No Messages	20X70	0,42	See ErrMsg
43	**Δ14β**	20X65	3,62	Overstressed	20X65	2,25	See ErrMsg
44	**Δ15β**	20X65	0,12	No Messages	20X65	0,10	See ErrMsg
45	**Δ16β**	20X65	2,51	See ErrMsg	20X65	1,47	See ErrMsg
46	**Δ18β**	20X65	0,41	See ErrMsg	20X65	0,32	See ErrMsg
47	**Δ19β**	20X65	0,43	See ErrMsg	20X65	0,34	See ErrMsg
48	**Δ20β**	20X65	0,45	See ErrMsg	20X65	0,35	See ErrMsg
49	**Δ21β**	20X65	0,55	See ErrMsg	20X65	0,43	See ErrMsg
50	**Δ22β**	20X65	3,26	Overstressed	20X65	2,05	See ErrMsg

3.4.5 Παρατηρήσεις επί των αποτελεσμάτων της Δ.Φ.Α. του ΦΕΚ455

3.4.5.1 Δ.Φ.Α. βάσει ΦΕΚ455 και στρεπτικές επιδράσεις

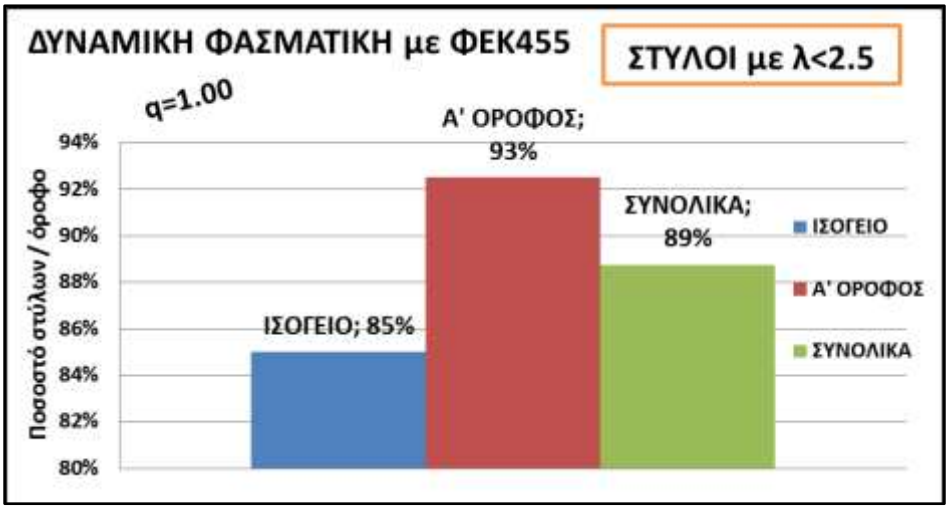
Παρατηρώντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης με φάσμα απόκρισης όπως ορίζεται στο ΦΕΚ455 καταλήγουμε στα παρακάτω συμπεράσματα:

- Έχουμε **καμπτική ανεπάρκεια** στην συντριπτική πλειονότητα των στύλων, όμως με μικρό σχετικά βαθμό ανεπάρκειας, καθώς ο μέγιστος λ δεν ξεπερνά το 4.
- Αντίθετα όσον αφορά τις **δοκούς** μόνο το **32%** αυτών ανεπαρκούν με λ>1.
- Στο σύνολο του φορέα αλλά και για τα επιμέρους πρωτεύοντα δομικά στοιχεία οι δείκτες ανεπάρκειας είναι μικρότεροι από το τέσσερα λ<4. Μόνο το **4% των στοιχείων έχουν λ>4**.

Πίνακας 3-45: Ποσοστό στοιχείων με λ >4 σε κάθε όροφο

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων														
α/α	Στάθμη (m)		Δοκοί (N=50 ανά στάθμη)				Υποστυλώματα (N=40/όροφο)				**Σύνολο**			
			$\lambda \leq 4$		$\lambda > 4$		$\lambda \leq 4$		$\lambda > 4$		$\lambda \leq 4$		$\boldsymbol{\lambda > 4}$	
			πλήθος ν	ποσοστό pos	ν	pos	ν	pos	ν	pos	ν	pos	**ν**	**pos**
1	ισόγειο	3,25	48	92%	4	8%	40	100%	0	0%	88	96%	**4**	**4%**
2	α' όροφος	6,3	50	96%	2	4%	40	100%	0	0%	90	98%	**2**	**2%**
		Σύνολο:	98	94%	6	**6%**	80	100%	0	**0%**	178	97%	**6**	**3%**

- Οι μεγαλύτεροι δείκτες λ εμφανίζονται στο **ισόγειο** με αποτέλεσμα το ισόγειο να είναι ο **υπερκαταπονούμενος** όροφος.
- Οι μεγαλύτεροι λόγοι λ στους στύλους του ισογείου παρουσιάζονται στα τοιχώματα του ανελκυστήρα με $\boldsymbol{\lambda_{max}=\lambda_{\Phi.A.T3}=3.96}$ και στα K30, K36, K34, K35 του πίσω τμήματος.
- Όσον αφορά τις ανεπάρκειες στον Α' όροφο, τα υψηλότερα λ διαπιστώνονται στους στύλους **Φ.Α.Τ1, K11, K13, K16, K23, K30, K31, K32, K34** και **K35** με λ_{T1}=2.31, λ_{K11}=2.24, λ_{K13}=2.03, λ_{K16}=2.39, λ_{K23}=3.18, λ_{K30}=2.01, λ_{K31}=2.25, λ_{K32}=2.08, λ_{K34}=2.66 και λ_{K35}=3.70.
- Ο ελάχιστος βαθμός καταπόνισης στον όροφο είναι $\boldsymbol{min(\lambda_{ορόφου})=0.90}$ και αντιστοιχεί στον στύλο **K25(30x40)**.



Εικόνα 3-47: Στύλοι με λ<2.5 για το φάσμα του ΦΕΚ455

Εικόνα 3-48: Ποσοστά αστοχιών στοιχείων –ΔΦΑ βάσει ΦΕΚ455

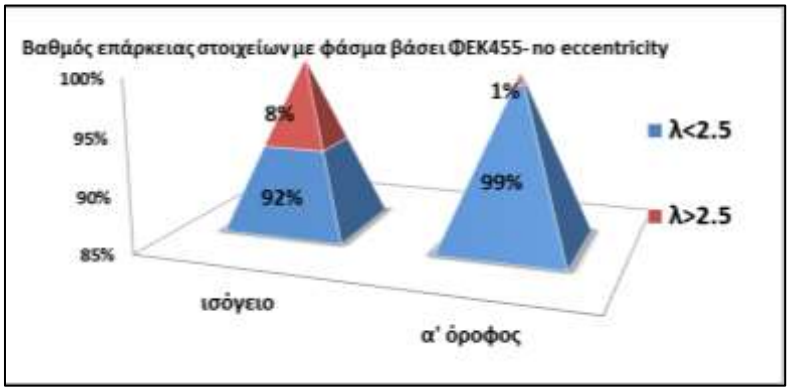
3.4.5.2 Δ.Φ.Α. βάσει ΦΕΚ455 χωρίς την επιρροή τυχηματικής στρέψης

Όπως είναι αναμενόμενο τα αποτελέσματα είναι ευμενέστερα στην περίπτωση που αμελείται η επίδραση της τυχηματικής εκκεντρότητας. Αυτό είναι εμφανές εαν συγκρίνουμε τους δείκτες λ μεταξύ των δύο δυναμικών φασματικών αναλύσεων. Και σ' αυτήν την περίπτωση όμως ο φορέας ανεπαρκεί και παρατηρούμε τα εξης:

- Στο **ισόγειο** οι μεγαλύτερες ανεπάρκειες σε κάμψη εμφανίζονται στα τοιχώματα του ανελκυστήρα με **maxλ=λ_{T2}=3.77**
- Στον **όροφο** ο μέγιστος δείκτης λ εμφανίζεται στο K35(30x30) με **λ_{K35}=maxλ=2.11**
- Κανένα πρωτεύον δομικό στοιχείο δεν εμφανίζει λ>4.
- Το 50% περίπου των στοιχείων ανεπαρκούν με λ>1.

Πίνακας 3-46: Δείκτες ανεπάρκειας με λ>1 σε κάθε όροφο

Δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων														
α/α	Στάθμη (m)		Δοκοί (N=52 ανά στάθμη)				Υποστυλώματα (N=40/όροφο)				Σύνολο			
			$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\boldsymbol{\lambda > 1.0}$	
			πλήθος v	ποσοστό pos	v	pos	v	pos	v	pos	v	pos	**v**	**pos**
1	ισόγειο	3,25	35	67%	17	33%	8	20%	32	80%	43	47%	**49**	**53%**
2	α' όροφος	6,3	42	81%	10	19%	13	33%	27	68%	55	60%	**37**	**40%**
		Σύνολο:	77	74%	27	26%	21	26%	59	74%	98	53%	**86**	**47%**

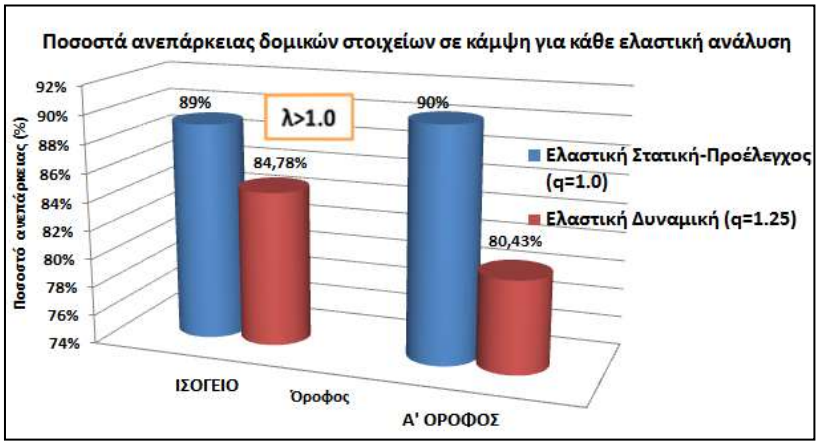


Εικόνα 3-49:Ποσοστό στοιχείων με λ>2.5

3.5 Αντιπαράθεση αποτελεσμάτων ελαστικών μεθόδων

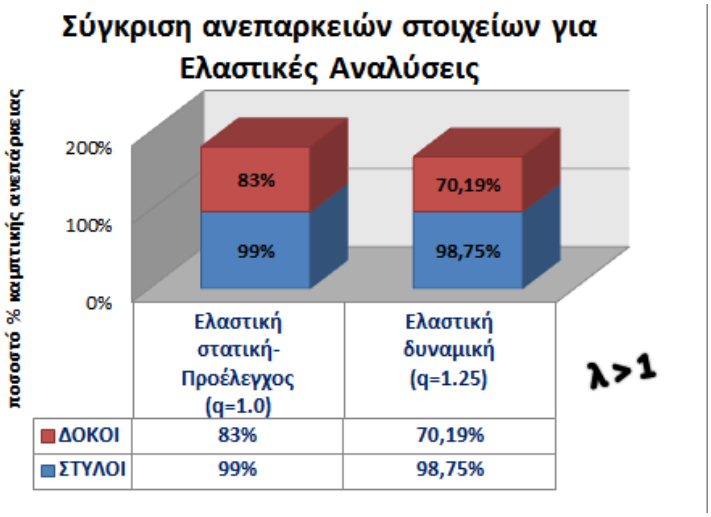
3.5.1 Σύγκριση ελαστικών μεθόδων του ΕΚ8

Στην παράγραφο αυτή συγκρίνουμε τα αποτελέσματα των ελαστικών μεθόδων ανάλυσης του ΕΚ8, δηλαδή τα αποτελέσματα μεταξύ της ελαστικής στατικής και της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Η σύγκριση έγινε για τα αποτελέσματα του προελέγχου με την τυχηματική εκκεντρότητα και της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης που πραγματοποιήσαμε για q=1.25 με το φάσμα του ΕΚ8-1. Αν και η προκατακτική ανάλυση έγινε με q=1.0 διαφορετικό από το δείκτη συμπεριφοράς με τον οποίο έγινε η ελαστική δυναμική πραγματοποιούμε ενδεικτικά σύγκριση των ανεπαρκειών στα δομικά μέλη του φορέα.



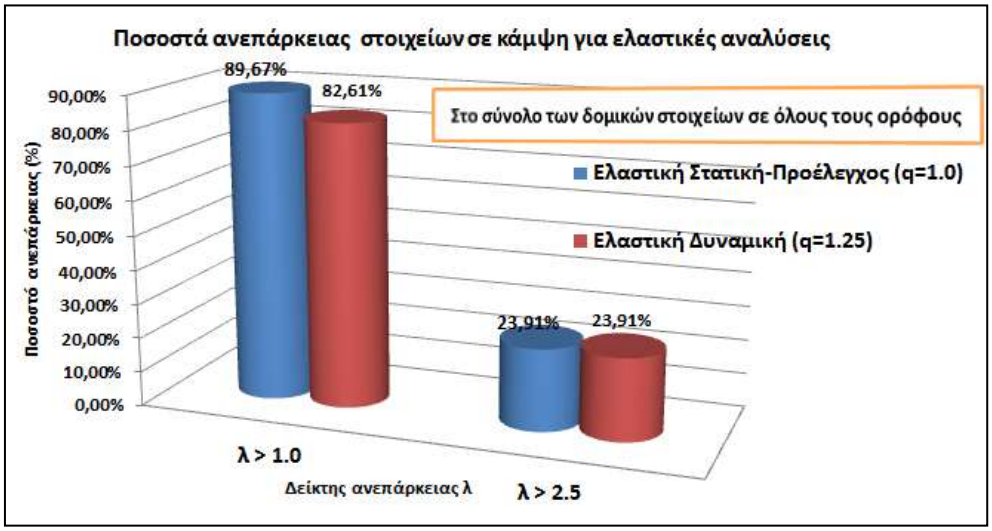
Εικόνα 3-50: Ποσοστά καμπτικής ανεπάρκειας στοιχείων με λ>1 από κάθε ελαστική ανάλυση

Στο παραπάνω σχήμα δίνονται τα ποσοστά (%) των δομικών στοιχείων (δοκών και στύλων) σε κάθε όροφο για τα οποία δεν πληρούται ο έλεγχος σε κάμψη για τους τύπους ελαστικής ανάλυσης που εφαρμόστηκαν. Σύμφωνα με αυτό παρατηρούμε ότι στο ισόγειο το ποσοστό των στοιχείων που αστοχούν με λ>1 είναι 89% για την ελαστική στατική και 85% με βάση τα αποτελέσματα της ελαστικής δυναμικής. Επομένως, η ελαστική δυναμική δίνει ενγένει ευμενέστερα αποτελέσματα από την στατική, όπως άλλωστε αναμενόταν.



Εικόνα 3-51:Ποσοστά καμπτικής ανεπάρκειας με λ>1-Σύγκριση ελαστικών αναλύσεων

Αντίστοιχα, στο προηγούμενο σχήμα δίνονται τα ποσοστά ανεπάρκειας των στύλων και των δοκών του κτιρίου για την ελαστική στατική σε σύγκριση με τα αντίστοιχα ποσοστά που δίνει η ελαστική δυναμική. Παρατηρούμε ότι το 83% των δοκών έχουν λ>1 με βάση την ελαστική στατική, ενώ με βάση την ελαστική δυναμική το αντίστοιχο ποσοτό των δοκών που αστοχούν είναι 70%. Συνεπώς, αποδεικνύεται πάλι ότι η ελαστική στατική δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα.

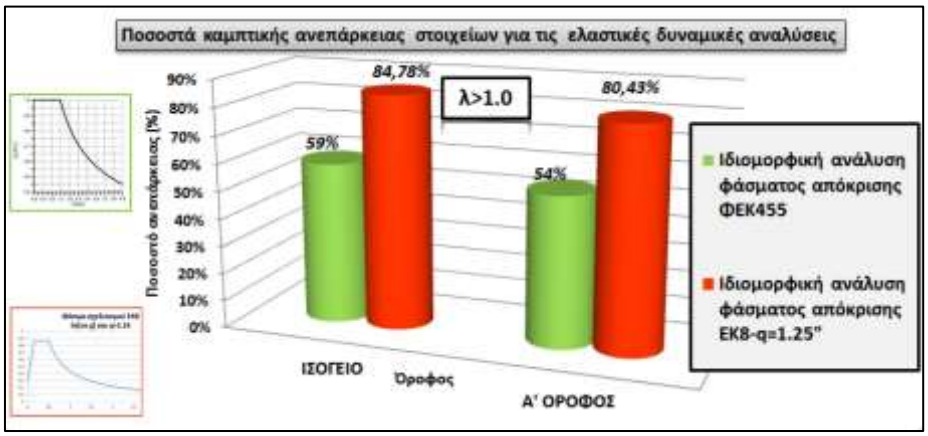


Εικόνα 3-52: Ποσοστά ανεπάρκειας για διάφορα λ για τις ελαστικές αναλύσεις

Τέλος, δίνεται διάγραμμα σύγκρισης των ελαστικών αναλύσεων που δίνει τα ποσοστά ανεπάρκειας των στοιχείων με λ>1.0 και με λ>2.5. Παρατηρούμε ότι τα στοιχεία με λ>2.5 προκύπτουν ίσα περίπου με βάση και τις δύο ελαστικές αναλύσεις.

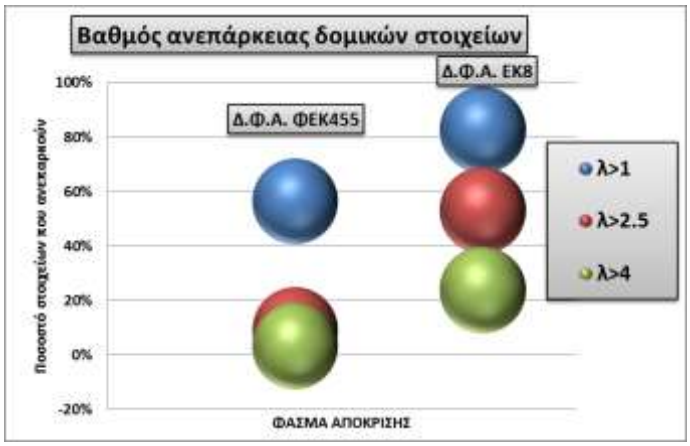
3.5.2 Σύγκριση της Δ.Φ.Α. του ΕΚ8 έναντι της Δ.Φ.Α. βάσει ΦΕΚ455

Στην παράγραφο αυτή συγκρίνουμε τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης του ΕΚ8 με τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης με το φάσμα που ορίζεται στο ΦΕΚ455 για τα σεισμόπληκτα. Τονίζουμε ότι στο φάσμα του ΕΚ8 έχει εφαρμοστεί δείκτης συμπεριφοράς q=1.25 και έχει ληφθεί υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα στην ανάλυση. Αντίθετα, στην ανάλυση σύμφωνα με το ΦΕΚ455 χρησιμοποιήθηκε ελαστικό φάσμα απόκρισης όπως ορίζεται στην περίπτωση διενέργειας και ανελαστικών αναλύσεων. Το ελαστικό φάσμα προέκυψε με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος σχεδιασμού επί 1.5. Επίσης, λήφθηκε υπόψη η επιρροή της τυχηματικής στρέψης.



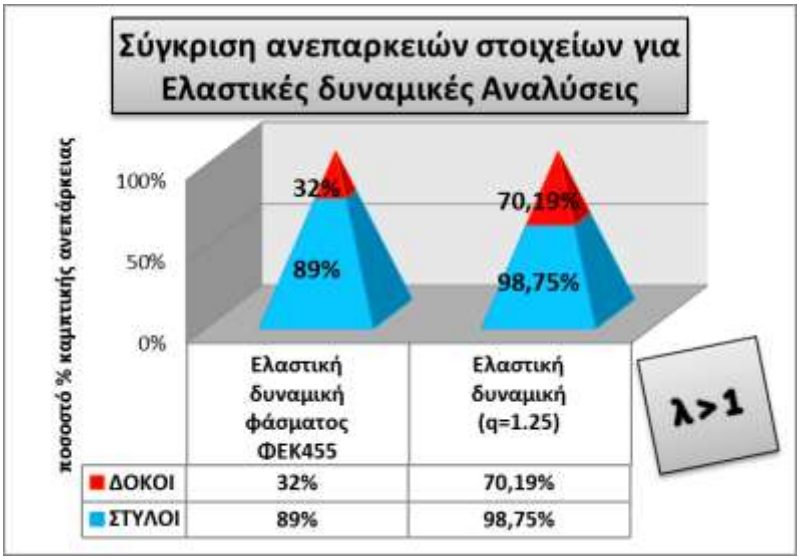
Εικόνα 3-53: Σύγκριση ελαστικών δυναμικών αναλύσεων – ΦΕΚ455 έναντι ΕΚ8

Στο παραπάνω ραβδωτό διάγραμμα δίνονται ξεχωριστά για κάθε στάθμη του φορέα (ισόγειο και α' όροφος) το ποσοστό των πρωτεύοντων δομικών μελών (στύλοι και δοκοί) που ανεπαρκούν σε κάμψη και εμφανίζουν δείκτη λ μεγαλύτερο της μονάδας. Το διάγραμμα είναι συγκριτικό και δείχνει ότι η αποτίμηση με το φάσμα του ΕΚ8 δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα κατά 30% σε σχέση με τα αποτελέσματα αποτίμησης με το φάσμα του ΦΕΚ455. Δηλαδή σύμφωνα με τα αποτελέσματα της Δ.Φ.Α. με το ΦΕΚ455 αστοχούν 30% λιγότερα στοιχεία σε σχέση με τα αντίστοιχα της Δ.Φ.Α. με τον ΕΚ8.



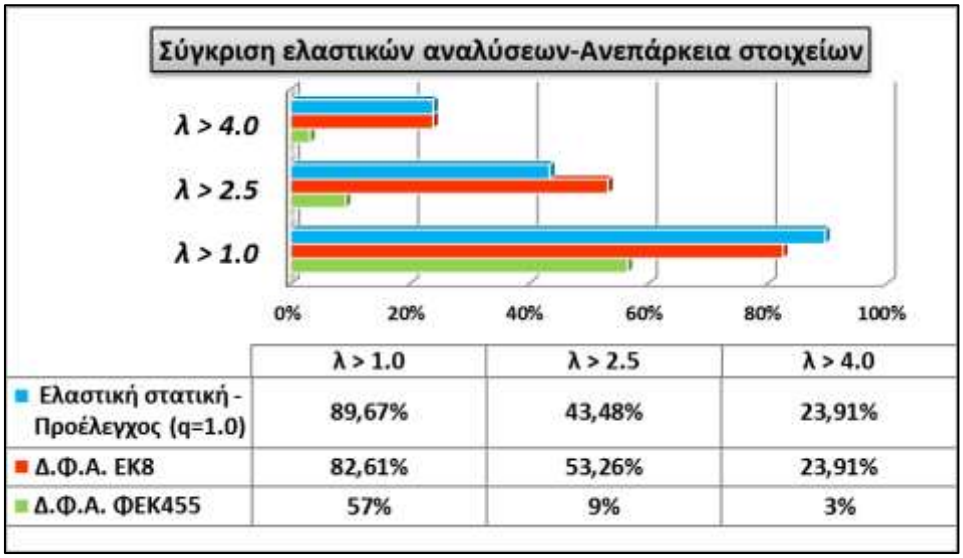
Εικόνα 3-54: Σύγκριση ελατικών δυναμικών αναλύσεων- Ανεπάρκεια στοιχείων για διάφορα λ

Στο παραπάνω διάγραμμα οι μπάλες με τα διαφορετικά χρώματα απεικονίζουν το ποσοστό των στοιχείων που ανεπαρκούν σε κάμψη με λ μεγαλύτερο από μια κρίσιμη τιμή. Οι δύο στήλες αναφέρονται στα αποτελέσματα των δύο αναλύσεων. Η 1η με τις χαμηλότερες μπάλες είναι η Δ.Φ.Α. βάσει ΦΕΚ455 και η 2η στήλη έχει τα αποτελέσματα για την Δ.Φ.Α. του ΕΚ8. Όπως φαίνεται στο επόμενο διάγραμμα παρατηρούμε ότι για τα υποστυλώματα οι δύο ελαστικές δυναμικές αναλύσεις δίνουν κοντινά αποτελέσματα, καθώς σύμφωνα με την Δ.Φ.Α. του ΦΕΚ455 το 89% των στύλων ανεπαρκούν σε κάμψη και σύμφωνα με την Δ.Φ.Α. του ΕΚ8 το 98% των στύλων έχουν καμπτική ανεπάρκεια.



Εικόνα 3-55: Καμπτική ανεπάρκεια στύλων & δοκών – Σύγκριση Δ.Φ.Α.

3.5.3 Γενική σύγκριση των ελαστικών αναλύσεων



Εικόνα 3-56: Ανεπάρκεια στοιχείων-Συγκεντρωτικά για τις ελαστικές αναλύσεις

Εικόνα 3-57: Σύγκριση ανεπάρκειας σε κάμψη του φορέα για τις ελαστικές αναλύσεις

4 Στατικές Ανελαστικές Αναλύσεις – Θεωρητικό υπόβαθρο

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η ανελαστική στατική μέθοδος και το θεωρητικό της υπόβαθρο. Η ανελαστική στατική ανάλυση γνωστή ως **Pushover analysis** αναφέρεται ενίοτε και ως **μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων**.

4.1 Σκοπός της ανάλυσης

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των **ανελαστικών παραμορφώσεων** που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία, όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους.

4.2 Βασικές παραδοχές της μεθόδου

- Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα **μη γραμμικά χαρακτηριστικά** του νόμου δύναμης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε **οριζόντια φορτία** κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει **η καμπύλη αντίστασης** του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. *Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η χάραξη της καμπύλης αντίστασης μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση μεγαλύτερη (π.χ. κατά 50%) από τη στοχευόμενη.*
- Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος **ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας** γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερον από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.
- Όταν δεν πραγματοποιείται ακριβέστερος υπολογισμός, η **μετακίνηση του κόμβου ελέγχου** (στοχευόμενη μετακίνηση, δ_t) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Προϋπόθεση για να ισχύει η παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτιρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.
- Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφεται στις επόμενες παραγράφους.

4.3 Προϋποθέσεις εφαρμογής – Ευαισθησία μεθόδου

Όλες οι μέθοδοι ανάλυσης είναι πρακτικώς εξίσου ευαίσθητες στη διακύμανση των τιμών των βασικών δεδομένων. Συνιστάται, ωστόσο, όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος να διασφαλίζεται τουλάχιστον **«Ικανοποιητική» Σ.Α.Δ.**, δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα.

Α. Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.

Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος Se(T) του EC8 (§4.4).

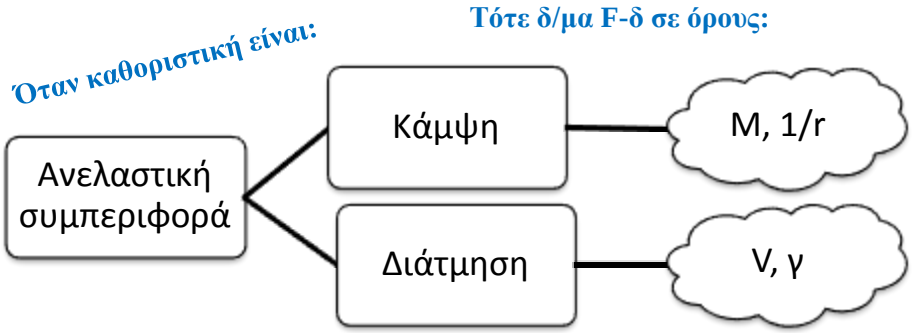
Β. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική,

Τότε επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6) ανεξαρτήτως δε των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων. Δηλαδή, εφόσον εφαρμόζεται η μέθοδος του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q), αυτός μπορεί να λαμβάνεται αυξημένος κατά 25% (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.6), ενώ αν εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m) (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.7), η αύξηση του 25% αφορά στις τιμές που καθορίζονται στα Κεφάλαια 4 και 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.4 Μηχανική συμπεριφορά δομικών στοιχείων

4.4.1 Καμπύλη εντατικού μεγέθους – παραμόρφωσης "F-δ"

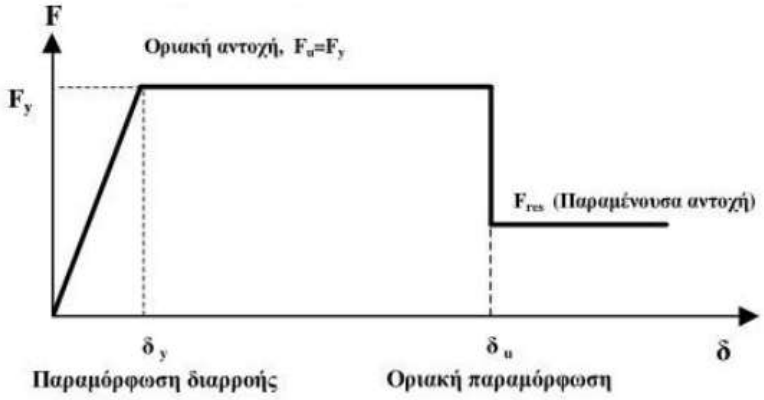
Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους "F" συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης "δ". Το είδος του μεγέθους F επιλέγεται έτσι ώστε να χαρακτηρίζει το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F, να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου. Όπου καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα 1/r. Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση γ. Επειδή στα στοιχεία ΟΣ οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής "θ" στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμών.



Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η μηχανική συμπεριφορά περιγράφεται από την περιβάλλουσα των εξασθενημένων αποκρίσεων F, μετά από πλήρως ανακυκλιζόμενη επιβαλλόμενη παραμόρφωση ±δ, μέχρι και την απώλεια της ικανότητας του δομικού στοιχείου να φέρει τα φορτία βαρύτητας. Η απώλεια της φέρουσας ικανότητας ή αντίστασης έναντι κατακόρυφων φορτίων σηματοδοτεί το τελικό στάδιο της αστοχίας του στοιχείου. Κατά κανόνα, αυτή συμβαίνει σε τιμές της παραμόρφωσης δ πολύ πέραν από αυτές που προκαλούν απώλεια ή ουσιαστική μείωση της αντίστασης του στοιχείου έναντι της σεισμικής έντασης. Συνήθως, λαμβάνονται υπόψη τρείς πλήρεις ανακυκλίσεις σε κάθε επιβαλλόμενη παραμόρφωση “δ”.

4.4.2 Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή

Η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F-δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος είναι γενικώς επαρκής. Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη συμβατική (ή ενεργό) “διαρροή” του στοιχείου μετά την οποία η καμπύλη F-δ μπορεί ναλαμβάνεται περίπου οριζόντια. Οι απλοί κανόνες για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με ψευδό-ελαστικές μεθόδους προϋποθέτουν διγραμμική περιβάλλουσα καμπύλη συνολικών δυνάμεων-μετακινήσεων F-δ του δομήματος, με τον οιονεί ελαστικό κλάδο να φθάνει μέχρι τη διαρροή. Η μορφή των καμπυλών F-δ των επιμέρους προσομοιωμάτων για στοιχεία ή περιοχές του δομήματος, πρέπει να είναι τέτοια ώστε τελικώς να προκύπτει περίπου διγραμμική καμπύλη F-δ για το σύνολο του δομήματος. Έτσι, σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, ο οιονεί ελαστικός κλάδος παρακάμπτει την ρηγμάτωση και κατευθύνεται στη διαρροή του στοιχείου. Ιδίως διότι τα στοιχεία είναι κατά κανόνα ήδη ρηγματωμένα από προγενέστερες δράσεις, σεισμικές ή μη, και επιπλέον διότι η εκτίμηση της μη-γραμμικής σεισμικής απόκρισης δεν επηρεάζεται από το αν ο προ της διαρροής κλάδος θεωρείται ευθύγραμμος ή τεθλασμένος.



Διάγραμμα 4-1: Προσέγγιση πραγματικού διαγράμματος F - δ

Η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Έτσι, μπορούν να διακριθούν οι περιπτώσεις:

- Σε ένα μέλος **που αστοχεί από κάμψη** με ροπή στο άκρο ίση με M_u, θα λαμβάνεται:
  - $F_y=M_u$, εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους ροπών είτε
  - $F_y=V_{Mu}$ (η τέμνουσα, την στιγμή της καμπτικής αστοχίας), εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους τεμνουσών.

- Σε ένα μέλος **που αστοχεί από τέμνουσα**, όταν δηλαδή $V_u<V_{Mu}$, θα λαμβάνεται:
  − $F_y=M_{Vu}$ (η ροπή, την στιγμή της διατμητικής αστοχίας), εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους ροπών,
  − Είτε $F_y=V_u$, εφόσον οι F εκφράζονται σε όρους τεμνουσών.

Είναι: $V_{Mu}=M_u/(\alpha_s h)$, όπου $\alpha_s=M/(Vh)$ ο "λόγος διατμήσεως" της υπόψη περιοχής κατά την υπό εξέταση εντατική κατάσταση. Η τιμή της παραμόρφωσης στη διαρροή, δ_y, πρέπει να λαμβάνει υπόψη όλες τις παραμορφώσεις κατά τη διαρροή του στοιχείου (καμπτικές, διατμητικές, λόγω εξόλκευσης οπλισμών).

Η **οιονεί ελαστική δυσκαμψία** K που χρησιμοποιείται στην ανάλυση του δομικού συστήματος ορίζεται και υπολογίζεται ως:

$$K = \frac{F_y}{\delta_y} \tag{4.1}$$

Ο υπολογισμός της οιονεί ελαστικής δυσκαμψίας K βασίζεται στις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

4.4.3 Μετελαστικός κλάδος

Στις περιπτώσεις όπου αναμένεται ορισμένη αξιόπιστη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών, είναι αποδεκτό να λαμβάνεται ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης F-δ ως οριζόντιος μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας του στοιχείου, δ_u. Η εκτίμηση της ανελαστικής σεισμικής απόκρισης δεν επηρεάζεται ουσιωδώς αν αγνοηθεί η λόγω κράτυνσης θετική κλίση του μετελαστικού κλάδου. Πάντως ο μετελαστικός κλάδος μπορεί να λαμβάνεται με μικρή θετική κλίση για λόγους **αριθμητικής ευστάθειας** της ανάλυσης. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη τυχόν αναμενόμενη έντονη εξασθένηση της απόκρισης με την ανακύκλιση της παραμόρφωσης, ή φαινόμενα 2ας τάξεως, ο μετελαστικός κλάδος οφείλει να λαμβάνεται με αρνητική κλίση. Αν χρησιμοποιείται ανελαστική μέθοδος ανάλυσης της σεισμικής απόκρισης, η χρήση αρνητικής κλίσης της καμπύλης F-δ μπορεί να οδηγήσει σε αριθμητικά προβλήματα και λανθασμένα αποτελέσματα. Έτσι, σε αυτές τις περιπτώσεις, συνιστάται μία κατάλληλη μείωση της F_y, ώστε ένας συντηρητικότερος οριζόντιος μετελαστικός κλάδος, να λαμβάνει προσεγγιστικώς υπόψη και την **εξασθένιση απόκρισης** υπό μεγαλύτερες παραμορφώσεις.

4.4.4 Παραμόρφωση αστοχίας & πλαστιμότητα

Ως **αστοχία** ορίζεται η σημαντική και συχνά **απότομη μείωση της αντίστασης** F υπό μονοτονικά αυξανόμενη παραμόρφωση. Υπό την έννοια αυτή, μπορεί να θεωρηθεί ως «αστοχία» μία μείωση της αντίστασης ίση περίπου με 20% της μέγιστης τιμής της. Επομένως, η παραμόρφωση αστοχίας δu είναι η τιμή εκείνη που αντιστοιχεί σε απόκριση F μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης.

$$\text{Ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης } \boldsymbol{\delta_{u,pl} = \delta_u - \delta_y} \tag{4.2}$$

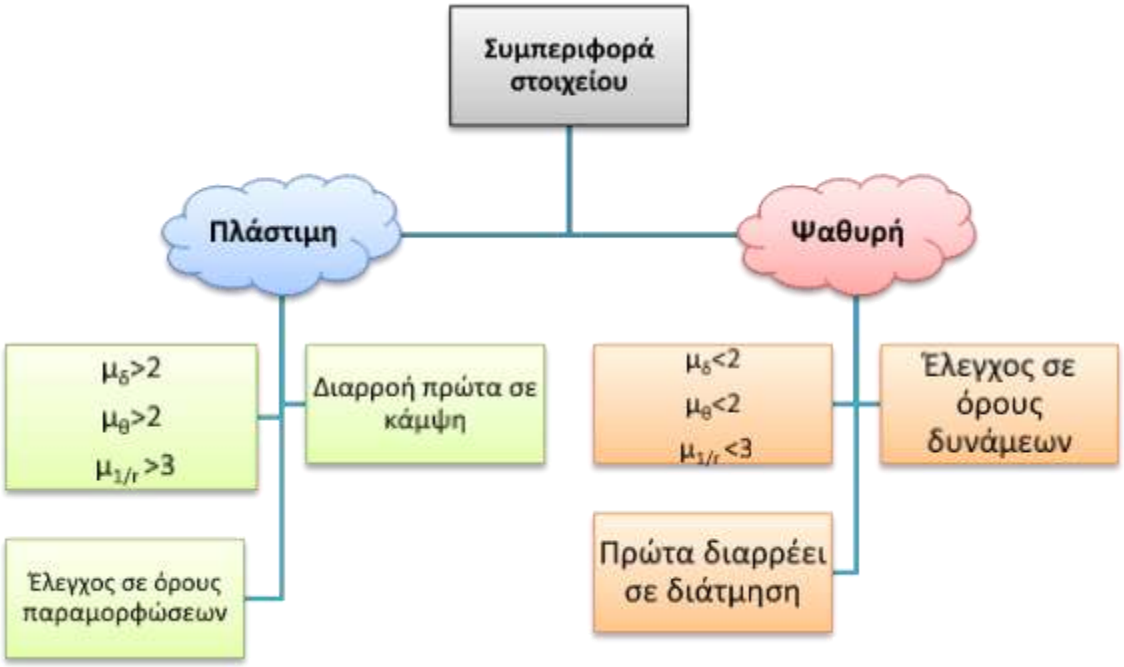
$$\text{Διαθέσιμη πλαστιμότητα } \boldsymbol{\mu_{\delta u} = \frac{\delta_u}{\delta_y}} \tag{4.3}$$

4.4.5 Απομένουσα αντίσταση

Μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u, μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ, αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας, ονομάζεται δε απομένουσα αντίσταση F_{res}. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης ενδιαφέρει μόνο για λόγους προσομοίωσης της ανελαστικής απόκρισης πλάστιμων στοιχείων.

4.4.6 Πλάστιμη και ψαθυρή συμπεριφορά

Αν η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μ_δ ενός δομικού στοιχείου ξεπερνά ένα ορισμένο όριο, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως πλάστιμη, οπότε η ανίσωση ασφαλείας του θα εκφράζεται σε όρους παραμορφώσεων δ. Διαφορετικά, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή, οπότε η ανίσωση ασφαλείας θα εκφράζεται σε όρους δυνάμεων F. Το όριο μεταξύ πλάστιμης και ψαθυρής συμπεριφοράς λαμβάνεται συμβατικά ίσο με 2.0, όταν αναφέρεται σε διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας σχετικών μετακινήσεων, μ_δ ή μ_θ. Στοιχεία ΟΣ που διαρρέουν σε διάτμηση πριν απ' τη διαρροή σε κάμψη θεωρείται ότι έχουν ψαθυρή συμπεριφορά. Στοιχεία που διαρρέουν σε κάμψη πριν απ' τη διαρροή σε διάτμηση μπορεί να θεωρηθούν ότι έχουν πλάστιμη συμπεριφορά, με εξαίρεση στοιχεία με χαμηλό λόγο διάτμησης (π.χ. $\alpha s = (M/(V*h)) < 2$), των οποίων η συμπεριφορά μπορεί να ληφθεί ως ψαθυρή, χωρίς υπολογισμό και έλεγχο της διαθέσιμης τιμής του δείκτη πλαστιμότητας. Αν χρησιμοποιείται ελαστική ανάλυση χωρίς ενιαίο δείκτη συμπεριφοράς q, η ανίσωση ασφαλείας μπορεί να εφαρμόζεται σε όρους δυνάμεων, αρκεί η ένταση F να συγκρίνεται με την αντοχή F_y ($\approx F_u$) του στοιχείου, αφού διαιρεθεί με κατάλληλο τοπικό δείκτη πλαστιμότητας m, ο οποίος συνδέεται με τη διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων μ_δ του υπόψη στοιχείου.



4.5 Αντίσταση & Ικανότητα παραμόρφωσης υφιστάμενων στοιχείων

4.5.1 Εντατικό μέγεθος Αντίστασης – Διαρροή & Αστοχία

Η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να λαμβάνεται ίση με την οριακή αντοχή (για το οπλισμένο σκυρόδεμα όπως αυτή υπολογίζεται κατά τις διατάξεις του EC2), με χρήση όμως των μέσων τιμών της αντοχής των υλικών, αντί των τιμών σχεδιασμού. Ειδικώς στην περίπτωση όπου η τιμή της αντίστασης διαρροής χρησιμοποιείται για τον έλεγχο κριτηρίων επιτελεστικότητας ψαθυρών τρόπων αστοχίας, η τιμή της υπολογίζεται με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και συντελεστές ασφαλείας. Αν η αξονική δύναμη είναι υψηλή, η αστοχία του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης μπορεί να προηγηθεί της διαρροής του εφελκυόμενου οπλισμού, οπότε η καμπύλη F-δ δεν εμφανίζει σαφές όριο διαρροής. Σ' αυτή την περίπτωση, αντί της χρήσης ελαστοπλαστικής-καμπύλης F-δ με εντατικό μέγεθος διαρροής που προκύπτει από την τιμή καμπτικής αντοχής κατά τις διατάξεις του EC2, συνιστάται η κατασκευή διαγράμματος M-(1/r) και η προσαρμογή σ' αυτό μιας "ισοδύναμης" ελαστοπλαστικής καμπύλης F-δ, με βάση την αρχή των ίσων εμβαδών.

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

4.5.2 Παραμόρφωση διαρροής στοιχείου θ_y

Στον υπολογισμό της παραμόρφωσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συμβολή και της **κάμψης** και της **διάτμησης**. Η συμβολή της κάμψης στην παραμόρφωση διαρροής μπορεί να εκτιμηθεί με βάση την τιμή της καμπυλότητας διαρροής, $(1/r)_y$, η οποία μπορεί να υπολογισθεί με βάση την υπόθεση επιπεδότητας διατομών και με γραμμικό νόμο σ-ε του χάλυβα και του σκυροδέματος σε θλίψη, για μηδενική εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

Εάν οι παραμορφώσεις "δ" αναφέρονται στο σύνολο του μήκους $\mathbf{L_s=\alpha_s h}$ στο άκρο δομικού στοιχείου (π.χ. όταν ως δ χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ), τότε στη φάση της καμπτικής διαρροής το τμήμα της θ_y που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με $(1/r)_y(L_s + a_V*z)/3$. Στην τιμή αυτή χρειάζεται να προστεθεί η συμβολή της στροφής της ακραίας διατομής λόγω εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου. Χρειάζεται επίσης να προστεθεί η συμβολή των διατμητικών παραμορφώσεων στη θ_y. Το μήκος L_s είναι ο λόγος M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών. Η εξόλκευση του τμήματος των ράβδων πέραν της διατομής στήριξης είναι ανάλογη:

- της μήκυνσης του χάλυβα στη διαρροή
- του μήκους που απαιτείται για την αγκύρωση των ράβδων.

Εάν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, η γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή στοιχείων μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη έκφραση:

❖ **Για δοκούς ή υποστυλώματα:**

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0.0014\left(1 + 1.5\frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (4.4)$$

❖ **Για τοιχώματα:**

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0.0013 + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (4.5)$$

Στις εξισώσεις αυτές ο **1ος όρος** εκφράζει την **συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων**, ο 2ος όρος τις **μέσες διατμητικές παραμορφώσεις** στο μήκος L_s, ενώ ο 3ος την επιρροή της **εξόλκευσης** του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου (f_c και f_y σε MPa). Ο όρος $\mathbf{a_v z}$ εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης σ' αυτές, **z** είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, ο δε συντελεστής $\mathbf{a_V}$ ισούται με 1 εάν η τέμνουσα, V_{R1}, που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu}=M_y/L_s$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη.

Αν η τέμνουσα αντοχής του στοιχείου V_R υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{Mu}=M_y/L_s$, τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση, οπότε η παραμόρφωση διαρροής υπολογίζεται ως το γινόμενο της $(1/r)_y$ ή της θ_y επί $V_R L_s/M_y$, ανάλογα με το νόημα της δ (ως 1/r ή ως θ).

4.5.3 Ενεργός δυσκαμψία στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με:

$$K = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \quad (4.6)$$

Όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η εξίσωση εφαρμόζεται για τον υπολογισμό της ενεργού δυσκαμψίας, ακόμη και αν η διατμητική αστοχία του στοιχείου προηγείται της καμπτικής διαρροής του άκρου του. Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών στις δύο ακραίες διατομές το στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη- συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική). Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας μέσω των M_y, θ_y μπορεί να βασίζεται σε σταθερή τιμή του L_s, ως εξής:

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

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

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

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

4.5.4 Ροπή διαρροής M_y διατομής με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη

Αν b είναι το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης, d το στατικό ύψος, ρ, ρ' και ρν, τα –ανηγμένα στο b·d- ποσοστά οπλισμού του εφελκυόμενου πέλματος, του θλιβόμενου πέλματος και του οπλισμού στον κορμό, ο οποίος θεωρείται ομοιόμορφα κατανεμημένος στο τμήμα του ύψους μεταξύ εφελκυόμενου και θλιβόμενου οπλισμού και αν η απόσταση του θλιβόμενου οπλισμού από το θλιβόμενο πέλμα συμβολίζεται με d', με το λόγο d'/d να ορίζεται ως δ', τότε, με την αξονική δύναμη N να λαμβάνεται θετική, αν είναι θλιπτική, η ροπή διαρροής είναι:

$$\frac{M_Y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_C \frac{\xi_y^2}{2}\left(0.5(1+\delta') - \frac{\xi_y}{3}\right) + \left[(1-\xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta')\right](1-\delta')\frac{E_s}{2}\right\} \quad (4.7)$$

όπου:

- $\left(\frac{1}{r}\right)_y$ η καμπυλότητα διαρροής της διατομής
- ξy το ύψος της θλιβόμενης ζώνης ανηγμένο στο στατικό ύψος d
- Ec , Es τα μέτρα ελαστικότητας του σκ/τος και του οπλισμού

Υπολογισμός της καμπυλότητας διαρροής:

- Όταν η διαρροή διατομής οφείλεται στη διαρροή του εφελκυόμενου οπλισμού,τότε:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} \quad (4.8)$$

και το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή υπολογίζεται:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A \quad (4.9)$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \quad (4.10)$$

$$B = \rho + \rho'\delta + 0.5\rho_v(1+\delta') + \frac{N}{bdf_y} \quad (4.11)$$

- Όταν η διαρροή οφείλεται σε μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d} \quad (4.12)$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή υπολογίζεται:

$$\xi_y = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA \quad (4.13)$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s bd} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8abdf_c} \quad (4.14)$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1+\delta') \quad (4.15)$$

Προφανώς, η $(1/r)_y$ της διατομής είναι η μικρότερη των δύο ανωτέρων σχέσεων.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.2.1γ), στις πλακοδοκούς, η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην πλάκα πρέπει να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού.Το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο.

Η ροπή αντοχής ή διαρροής πλακοδοκών, εν γένει δεν επηρεάζεται ουσιωδώς από την τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους σε θλίψη, είναι όμως ευαίσθητη στην αντίστοιχη τιμή σε εφελκυσμό. Η υποτίμηση της καμπτικής αντοχής πλακοδοκών, με υιοθέτηση χαμηλής τιμής συνεργαζόμενου πλάτους σε εφελκυσμό, είναι σε βάρος της ασφαλείας, εάν οδηγεί στο εσφαλμένο συμπέρασμα ότι η πλακοδοκός διαρρέει σε κάμψη προτού αστοχήσει σε τέμνουσα ή ότι σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς αντί στα υποστυλώματα.

4.5.5 Παραμόρφωση κατά την αστοχία από κάμψη

- **Καμπυλότητα διατομής ΟΣ κατά την αστοχία**

Η καμπυλότητα αστοχίας διατομής οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να υπολογισθεί συντάσσοντας διάγραμμα ροπών- καμπυλοτήτων της διατομής μέχρι την “αστοχία”, λαμβάνοντας υπόψη ότι η διατομή μπορεί να αστοχήσει είτε λόγω θραύσης του εφελκυόμενου οπλισμού είτε λόγω αστοχίας του σκυροδέματος σε θλίψη, και μάλιστα (ανάλογα με την περίσφιγξη της θλιβόμενης ζώνης) πριν ή μετά την αποφλοίωση του απερίσφιγκτου τμήματος της διατομής.

Για αστοχία πριν απ’ την αποφλοίωση, η καμπυλότητα αστοχίας λόγω θραύσης του εφελκυόμενου χάλυβα είναι:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{(1-\xi_{su}) * d} \tag{4.16}$$

ενώ λόγω αστοχίας θλιβόμενου σκυροδέματος είναι:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_{cu} * d} \tag{4.17}$$

Όπου

ξ_{su} και ξ_{cu} είναι το ανηγμένο στο d ύψος της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του χάλυβα και του σκυροδέματος αντίστοιχα

ε_{su} η ομοιόμορφη μήκυνση αστοχίας του εφελκυόμενου οπλισμού και

ε_{cu} η βράχυνση αστοχίας της ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος.

Η βράχυνση αστοχίας της ακραίας ίνας του περισφιγμένου πυρήνα ε_{cu} μπορεί να εκτιμηθεί ως:

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.1 * \alpha * \omega_w \tag{4.18}$$

Όπου ω_w είναι το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης και α ο συντελεστής αποδοτικότητάς της, ως εξής:

$$\boldsymbol{a = \left(1 - \frac{S_h}{2b_c}\right) * \left(1 - \frac{S_h}{2h_c}\right) * \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 * b_c h_c}\right)} \qquad (4.19)$$

Όπου:

s_h η (καθαρή) απόσταση συνδετήρων

b_c και h_c οι διαστάσεις του πυρήνα (με hc<1,5÷2,0bc)

b_i οι (περίπου ίσες) αποστάσεις μεταξύ διαμηκών ράβδων που συγκρατούνται από συνδετήρα ή άγκιστρο σιγμοειδούς εγκάρσιου συνδέσμου, κατά την περίμετρο της διατομής.

Εναλλακτικώς, μπορεί να χρησιμοποιηθεί αντί του hc το ύψος της θλιβόμενης ζώνης εντός του περισφιγμένου πυρήνα, οπότε ως bi θα λαμβάνονται οι αποστάσεις μεταξύ διαμηκών ράβδων κατά την εξωτερική περίμετρο της θλιβόμενης ζώνης, με αφετηρία τον ουδέτερο άξονα. Αν οι συνδετήρες δεν κλείνουν με άγκιστρο προς το εσωτερικό του σκυροδέματος (≥135ο στις γωνίες και ≥90ο στο ενδιάμεσο των πλευρών), συνιστάται να αμελείται η περίσφιγξη (ο συντελεστής α να λαμβάνεται ίσος με 0).

- **Πλαστική γωνία στροφής χορδής και συνολική γωνία στροφής χορδής**

Η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής θupl μιας κρίσιμης περιοχής και η διαθέσιμη συνολική γωνία στροφής θu στο άκρο δομικού στοιχείου πρέπει να υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη όλες τις υπεισερχόμενες παραμέτρους των μεγεθών αυτών, πάντως δε συνεκτιμώντας υπέρ της ασφαλείας και όλες τις σχετικές πηγές αβεβαιότητας. Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της πλαστικής γωνίας στροφής ή της συνολικής γωνίας στροφής χορδής στοιχείων ΟΣ συναρτήσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων. Ως τέτοιες σχέσεις επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται οι εξής, εφόσον οι διαμήκεις οπλισμοί είναι νευροχάλυβες:

Για τη **μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής** κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα:

$$\boldsymbol{\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^{\nu}) \cdot \left[\frac{max(0.01;\omega')}{max(0.01;\omega)} \cdot f_c\right]^{0.225} \cdot \alpha_s^{0.35} \cdot 25^{\left(a \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot 1.25^{100 \cdot \rho_d}} \qquad (4.20)$$

Όπου:

$\nu = N/(b*h*f_c)$: η ανηγμένη αξονική δύναμη

ω, ω΄: το μηχανικό ποσοστό εφελκυόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκυόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκυόμενος)

$\alpha_s = M/(V*h)$: ο λόγος διάτμησης

$\alpha = (1-s_h/(2b_c))\cdot(1-s_h/(2\cdot h_c))\cdot(1-\Sigma b_i^2/(6\cdot b_c\cdot h_c))$: ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης

$\rho_s = A_{sh}/(b_w*s_h)$: το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης

ρ_d: το γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

Για τη **μέση τιμή του πλαστικού τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής** κατά την αστοχία του στοιχείου :

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.0145 \cdot 0.25^{\nu} \cdot \left[\frac{max(0.01;\omega')}{max(0.01;\omega)}\right]^{0,3} \cdot f_c^{0.2} \cdot a_s^{0.35} \cdot 25^{\left[a\rho_s \frac{fyw}{f_c}\right]} \cdot 1.275^{100\rho_d} \quad (4.21)$$

ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ

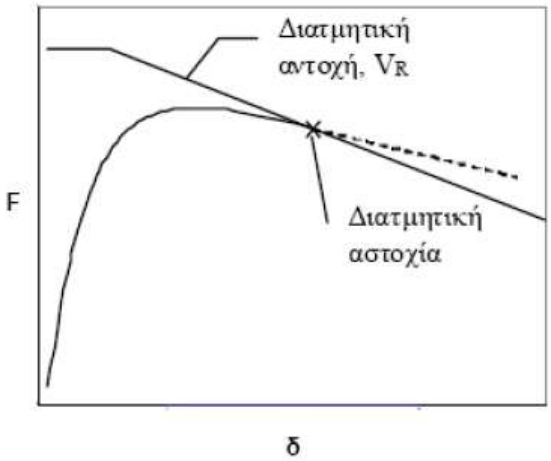
- Για τοιχώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, το 2ο μέλος της εξίσωσης χρειάζεται να πολλαπλασιάσει επί 0,58 (ο συντελεστής γίνεται 0,009), ενώ το 2ο μέλος της χρειάζεται να πολλαπλασιαστεί επί 0,56 (ο συντελεστής γίνεται 0,008).

- Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985, με χρήση νευροχαλύβων, οι τιμές που υπολογίζονται με βάση τα ανωτέρω χρειάζεται να διαιρεθούν δια 1,2.

- Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων, η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θum, υπολογίζεται ως το 95% της τιμής που προκύπτει κατά τα ανωτέρω.

4.5.6 Παραμόρφωση κατά την αστοχία από τέμνουσα

Εάν το στοιχείο αστοχεί από τέμνουσα προτού διαρρεύσει σε κάμψη, δηλαδή αν VR < VMy, τότε επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή, θy. Κατά τις μετελαστικές ανακυκλίσεις, η σταδιακή εξασθένηση της αντίστασης VR σε τέμνουσα, ενδέχεται να προκαλέσει αστοχία από τέμνουσα ακόμη και στην περίπτωση όπου αρχικώς ήταν $V_R > V_{Mu}$. Για να ληφθεί επαρκώς υπόψη το ενδεχόμενο αυτό, απαιτείται η εκτίμηση αυτής της εξασθένησης της VR συναρτήσει του απαιτούμενου για τον σχεδιασμό δείκτη πλαστιμότητας επιβαλλόμενων μετακινήσεων, μδ=μθ=θu/θy



Η εξασθένηση της διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση οφείλεται στο συνδυασμό πολλών μηχανισμών, όπως:

- Η λειοτρίβηση των επιφανειών των ρωγμών και η εξασθένιση του μηχανισμού αλληλεμπλοκής αδρανών.
- Η διεύρυνση των ρωγμών με τη συσσώρευση ανελαστικών παραμορφώσεων (μήκυνσης) στους συνδετήρες, η μείωση των τάσεων συνάφειας κατά μήκος τους λόγω της

ανακύκλισης, καθώς και η επακόλουθη πρόσθετη εξασθένιση του μηχανισμού αλληλεμπλοκής αδρανών.

- Η εξασθένιση της δράσης βλήτρου (των διαμήκων οπλισμών) με την ανακύκλιση της έντασης.
- Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών με την ανακύκλιση και τη μείωση της αντίστασης σε τέμνουσα της θλιβόμενης ζώνης.

Κανονικά, ο έλεγχος της διατμητικής αντοχής κάθε μέλους γίνεται με τιμές αξονικής δύναμης και λόγου διάτμησης οι οποίες παρουσιάζονται σταδιακώς κατά τις φορτίσεις που λαμβάνονται υπόψη στη σύνταξη της καμπύλης αντίστασης. Απλοποιητικώς, επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος αυτός σε κάθε μέλος με τιμές αξονικής δύναμης και λόγου διάτμησης ίσες με εκείνες που συμβαίνουν στο μέλος αυτό κατά τη στιγμή της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος. Όσον αφορά την αξονική δύναμη, μόνον στην περίπτωση χθαμαλών κτιρίων, στα οποία η σεισμική δράση δεν συνεπάγεται συνήθως μεταβολή αξονικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία, είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί τιμή αξονικής δύναμης που οφείλεται μόνον στα κατακόρυφα φορτία . Όσον αφορά τον λόγο διάτμησης, μόνον σε κατακόρυφα στοιχεία μπορεί να χρησιμοποιείται σταθερή τιμή του λόγου διάτμησης καθ' όλη την διάρκεια της απόκρισης. Σε δοκούς, γενικώς κρίσιμο έναντι αστοχίας σε διάτμηση είναι ένα άκρο όταν εφελκύεται το πάνω πέλμα. Τότε, το μήκος διάτμησης υπολογίζεται ως ο εκάστοτε λόγος M/V στη διατομή στήριξης.

Όταν δε διατίθεται ένα ακριβέστερο προσομοίωμα, η εξασθένιση της αντοχής σε τέμνουσα, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων , επιτρέπεται να εκτιμάται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$\boldsymbol{V_R = ((h-x)/(2\cdot L_S))\cdot min(N;0.55\cdot A_C\cdot f_c) + \left(1-0.05\cdot min(5;\mu_{\theta^{pl}})\right)} \\ \boldsymbol{\cdot\left[0.16\cdot max(0.5;100\cdot \rho_{tot})\cdot\left(1-0.16\cdot min(5;a_s)\right)\cdot f_c^{0.5}\cdot A_c + V_w\right]} \tag{4.22}$$

Όπου:

h: ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D για τις κυκλικές διατομές)

x: ύψος της θλιβόμενης ζώνης

N: αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

Ac: εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος

fc: θλιπτική αντοχή σκυροδέματος σε MPa

μθpl = μθ-1: πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής, ισούται με το λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον γωνία στη διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στη διαρροή θy.

ρtot: συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυόμενου, θλιβόμενου, και ενδιάμεσου)

αs: λόγος διάτμησης

V_w: συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή

Για ορθογωνικές διατομές: $V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$ όπου:

- ρ_w: το ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού
- z: ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων
- f_{yw}: η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

Για κυκλικές διατομές: $V_w = ((\pi \cdot A_{sw})/(2\cdot s))\cdot fyw*(D-2c)$, όπου:

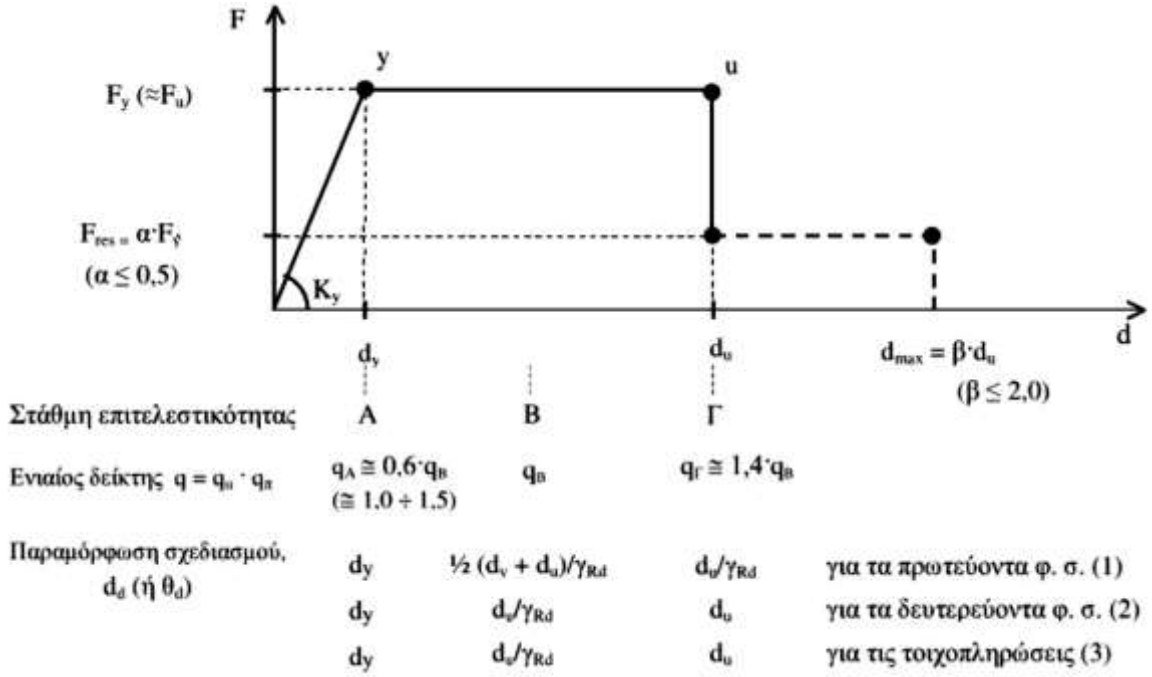
- A_{sw}: το εμβαδόν διατομής ενός κυκλικού συνδετήρα
- s: η απόσταση μεταξύ διαδοχικών συνδετήρων
- c: η επικάλυψη του οπλισμού

4.5.7 Έλέγχοι ασφαλείας ανάλογα τη στάθμη επιτελεστικότητας

Με βάση όσα προβλέπονται στα κεφάλαια 2, 4, 7 και 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, οι έλεγχοι ασφαλείας μπορούν να παρουσιαστούν εποπτικά κατά το συνημμένο σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας και του ελέγχου σε όρους παραμορφώσεων μέσω της παραμόρφωσης σχεδιασμού. Όσο αφορά τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς στη φάση εξασθένησης της αντίστασης των στοιχείων, μετά την οιονεί-αστοχία (F_u και d_u), η οποία ενδιαφέρει μόνον για αναλύσεις και ελέγχους με μη-γραμμικές (ανελαστικές) μεθόδους, και –μάλιστα –μόνον για δομικά στοιχεία με σαφώς πλάστιμη συμπεριφορά, και μόνον για στάθμη επιτελεστικότητας Γ, «Αποφυγή κατάρρευσης», ισχύουν τα εξής:

- Η απομένουσα αντίσταση F_{res}, που είναι πολύ δύσκολο να εκτιμηθεί, μπορεί να λαμβάνεται ίση με ποσοστό της οριακής αντοχής του στοιχείου F_u (=F_y), δηλ. Fres = α*Fy, βλ. διάγραμμα. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, το ποσοστό α μπορεί να ληφθεί ίσο με 25%.

- Η μέγιστη παραμόρφωση d_{max}, υπό την οποία επέρχεται πλήρης απώλεια των αντιστάσεων του στοιχείου, και υπό τα φορτία βαρύτητας, δεν μπορεί να εκτιμηθεί με αξιοπιστία. Πάντως, μπορεί να θεωρηθεί το πολύ ίση με το διπλάσιο της παραμόρφωσης αστοχίας. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, και μόνον για λόγους προσέγγισης της απόκρισης του όλου κτιρίου μετά τη διαδοχική οιονεί-κατάρρευση επιμέρους στοιχείων του (δευτερευόντων, κυρίως) , ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής β μπορεί να ληφθεί ίσος με 1.5.



Διάγραμμα 4-2: Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς δομικού στοιχείου και στάθμες επιτελεστικότητας

4.6 Προσομοίωση και Ανάλυση

4.6.1 Καθορισμός κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

4.6.2 Κατανομή σειμικών φορτίων καθ' ύψος

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από τον EC8 - 1, στον οποίο παραπέμπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., είναι δυνατό να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

i. Ομοιόμορφη, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
ii. Ιδιομορφική, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση (EN1998 - 1, §4.3.3.2.3):

- Το σχήμα των θεμελιωδών ιδιομορφών στις οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης του κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί με χρήση μεθόδων Δυναμικής ή μπορεί να προσεγγιστεί από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου.

- Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθορίζονται με την εφαρμογή, στα δύο επίπεδα προσομοιώματα, οριζόντιων φορτίων Fi σε όλους τους ορόφους:

$$\boldsymbol{F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}} \qquad (4.23)$$

Όπου,

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i

F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως

s_i, s_j είναι οι μετακινήσεις των μαζών mi, mj που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

mi, mj είναι οι μάζες των ορόφων

- Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος, τα οριζόντια φορτία Fi θα λαμβάνονται από την έκφραση:

$$\boldsymbol{F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}} \qquad (4.24)$$

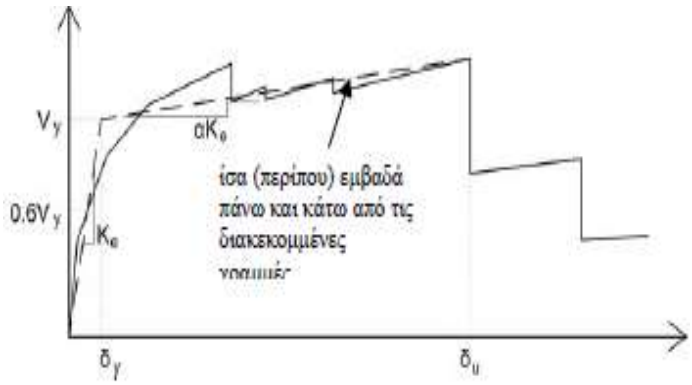
όπου

z_i, z_j είναι τα ύψη των μαζών mi mj πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου).

- Τα οριζόντια φορτία F_i θα κατανέμονται στο σύστημα ανάληψης οριζόντιων φορτίων υποθέτοντας ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους.

4.6.3 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης – μετακίνησης

Η μη γραμμική σχέση δύναμης - μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας Ke και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής Vy του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης - μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου Ke και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με α·Ke. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης.



Διάγραμμα 4-3: Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

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

4.6.4 Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος (T_e) στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης που αναφέρθηκε παραπάνω. Η τιμή T_e της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\boldsymbol{T_e = T \cdot (K_O/K_e)^{1/2}} \qquad (4.25)$$

όπου T η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση, K0 η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία Ke υπολογίζεται όπως προαναφέρθηκε κατά την κατασκευή της εξιδανικευμένης καμπύλης δύναμης - μετακίνησης.

4.6.5 Ανάλυση του προσομοιώματος

i. Για ανάλυση στο επίπεδο θα χρησιμοποιούνται δύο διαφορετικά (ενδεχομένως) προσομοιώματα, αντιπροσωπευτικά του φέροντος οργανισμού του κτιρίου κατά μήκος δύο κάθετων μεταξύ τους αξόνων. Αν αυτοί οι άξονες δεν υφίστανται, θα γίνεται ανάλυση στον χώρο, με βάση προσομοίωμα αντιπροσωπευτικό του συνόλου του φέροντος οργανισμού του κτιρίου.
ii. Η επιρροή της στρέψης θα λαμβάνεται υπόψη .
iii. Θα γίνεται χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων.

4.6.6 Στοχευόμενη Μετακίνηση

Η στοχευόμενη μετακίνηση δt θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτηρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτηρίου (§5.7.3.5, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτηρίου Προς τούτο αρκεί να λαμβάνονται προσεγγιστικά υπόψη:

- Η διαφορά ελαστικής – ανελαστικής μετακίνησης
- Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβαθμίου συστήματος και του «κόμβου ελέγχου» του κτηρίου
- Η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση
- Η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως στη μετακίνηση
- Η προτεινόμενη σχέση, ελλείψει ακριβέστερων προσεγγίσεων, μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

$$\boldsymbol{\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \frac{T_e^2}{4\pi^2} * Se(T)} \qquad (4.26)$$

Όπου:
Se(T): η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής Te (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4), και

C_0, C_1, C_2 και C_3: διορθωτικοί συντελεστές που υπολογίζονται ως εξής:
C0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία Ke (S_d=(Te /4π)*Φe), με την πραγματική μετακίνηση δt της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.
Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και ≥10, αντίστοιχα.

$C1 = \frac{\delta inel}{\delta el}$: ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:

C1=1 για T≥ Tc
C1= [1+(R-1)Tc/T]/R για T<Tc

Όπου Tc η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης και R=Vel/Vy, ο συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα.

Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση

$$\boldsymbol{R = \frac{\frac{\Phi e}{g}}{\frac{Vy}{W}} * Cm} \qquad (4.27)$$

στην οποία η αντίσταση διαρροής Vy υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δύναμης (τέμνουσας βάσεως)- μετακινήσεων του κτιρίου και W το συνολικό βάρος της κατασκευής.

Απλοποιητικά, ο λόγος $\frac{Vy}{W}$ μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0,10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

C2: συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση.Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα.Για τιμές T μεταξύ 0,1s και Tc πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 4-1: Τιμές του συντελεστή C_1

Στάθμη επιτελεστικότητας	T = 0.1 s		T ≥ T_2	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1,0	1,0	1,0	1,0
Προστασία Ζωής	1,3	1,0	1,1	1,0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1,5	1,0	1,2	1,0

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτήρια πριν το 1985, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), οι οποίοι αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτήρια από το 1985 και έπειτα, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2).

C3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς 1+5(θ-0.1)/T, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (βλ. ΕΚ 8-1). Στη συνήθη (για κτήρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου θ < 0.1, λαμβάνεται C3=1.0.

Η στοχευόμενη μετακίνηση θα πρέπει να επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα όπως ορίζεται στις §5.4.2 και §5.4.6ε, του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5 Ανελαστική στατική ανάλυση υφιστάμενου φορέα στο SAP2000

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται ο τρόπος προσομοίωσης του ανελαστικού μοντέλου του φορέα, δίνεται αναλυτικά η διαδικασία εκτέλεσης της pushover ανάλυσης στο λογισμικό SAP2000 και αφού εξαχθούν τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης ολοκληρώνεται στο τέλος η αποτίμηση του φορέα και με τη μέθοδο αυτή.

Επιγραμματικά, το κεφάλαιο αυτό περιέχει περιγραφή βήμα προς βήμα του τρόπου εισαγωγής των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, του δ/τος μετελαστικής συμπεριφοράς και των σταθμών επιτελεστικότητας για κάθε στοιχείο, των πραγματικών δυσκαμψιών των δομικών στοιχείων, τον ορισμό του κόμβου ελέγχου, την δημιουργία της ομοιόμορφης και της ιδιομορφικής φόρτισης στο λογισμικό και τέλος μετά την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης εξάγεται η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου για κάθε περίπτωση κατανομής οριζόντιων φορτίων.

5.1 Προσομοίωση κρίσιμων διατομών στο SAP2000

Οι κρίσιμες διατομές είναι οι πιθανές θέσεις ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά στοιχεία του φορέα, υποστυλώματα και δοκάρια. Στα υποστυλώματα οι θέσεις αυτές είναι τα δύο άκρα του στύλου άνω και κάτω. Για τα δοκάρια θα έπρεπε κανονικά εκτός από τα άκρα τους να προσομοιώσουμε και την κρίσιμη διατομή του μέσου, αλλά θεωρήσαμε ότι δεν συμμετέχουν στον καθολικό μηχανισμό κατάρρευσης και επομένως δεν εισήχθηκαν στο λογισμικό.

5.1.1 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων

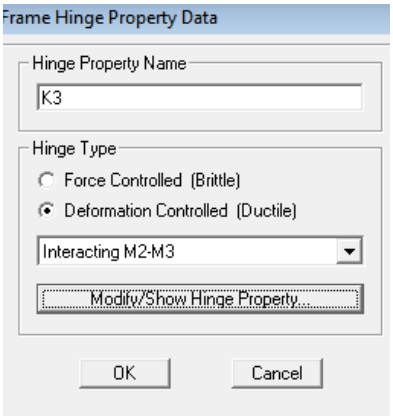
Τα απαραίτητα δεδομένα για τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων είναι τα εξης:

1. Το σκελετικό διάγραμμα Μ-θ συμπεριφοράς της κρίσιμης διατομής (βλέπε κεφ.7 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
2. Οι τρεις στάθμες επιτελεστικότητας (Περιορισμένες βλάβες-Σημαντικές βλάβες-Οιονεί κατάρρευση) που αναφέρονται στην κρίσιμη διατομή και υπολογίζονται με βάση το κεφ.9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
3. Το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για κάθε διατομή υποστυλώματος που καταπονείται σε διαξονική κάμψη.

5.1.1.1 Εισαγωγή των μετελαστικών χαρακτηριστικών Μ-θ της π.α.

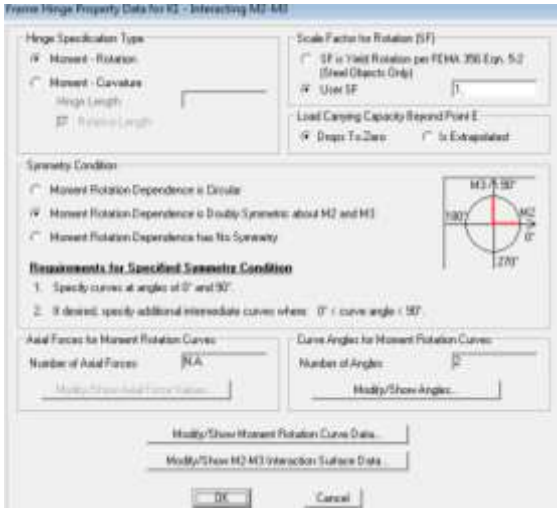
Κάθε υποστύλωμα έχει δύο πιθανές πλαστικές αρθρώσεις που όμως έχουν κοινή συμπεριφορά καθώς πρόκειται για ίδιες διατομές (γεωμετρία και όπλιση) και καταπονούνται υπό την ίδια αξονική. Προφανώς, οι πλαστικές αρθρώσεις των στύλων διαφέρουν από όροφο σε όροφο διότι μεταβάλλεται η αξονική δύναμη. Υπό τη θεώρηση λοιπόν, ότι το κάθε υποστύλωμα σε κάθε στάθμη καταπονείται υπό σταθερή αξονική ίση με τη μέση αξονική καθ'ύψος του εκάστοτε ορόφου, δημιουργώ 80 στο πλήθος hinge properties. Δηλαδή, ο αριθμός του συνόλου των υποστυλωμάτων (80 = 40 στύλοι x 2 όροφοι) ισούται με το πλήθος των hinge properties. Άρα, ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων είναι 80 στύλοι x 2 πλαστικές αρθρώσεις/στύλο =160 πλαστικές αρθρώσεις.

Με την εντολή **Define→Section properties→Hinge properties→Add new property** ανοίγει η καρτέλα **Frame Hinge Property Data** όπου ορίζονται τα δεδομένα της πλαστικής άρθρωσης.



Εικόνα 5-1: Δημιουργία πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος

Αρχικά στο πεδίο **Hinge Property Name** δίνουμε το όνομα της πλαστικής άρθρωσης. Δώσαμε **Ki** με i=δείκτης αρίθμισης στύλων , ίδιο με το όνομα των υποστυλωμάτων για τις π.α. του ισογείου και για τις πλαστικές αρθρώσεις των υποστυλωμάτων του ορόφου δώσαμε το όνομα **Ki_A**. Μετά, επιλέγουμε τον τύπο της πλαστικής άρθρωσης **Hinge Type** ανάλογα με το είδος της συμπεριφοράς της, πλάστιμη (**ductile**) ή ψαθυρή (**brittle**). Εδώ, εφόσον εκτελούμε ανελαστική στατική ανάλυση με τη μέθοδο ελέγχου των μετακινήσεων και μας ενδιαφέρει η ικανότητα μετελεστικής παραμόρφωσης των διατομών επιλέγουμε πάντα την επιλογή **Deformation Controlled (Ductile)**. Έπειτα, επιλέγουμε για τα υποστυλώματα **Interacting M2-M3**, καθώς η συμπεριφορά τους χαρακτηρίζεται από διαξονική κάμψη και θεωρούμε δεδομένη την αξονική. Στην συνέχεια με την εντολή **Modify/Show Hinge Property** εισάγω τα γενικά δεδομένα για το διάγραμμα αλληλεπίδρασης και για τα χαρακτηριστικά της πλαστικής άρθρωσης. Δηλαδή, επιλέγω τους όρους των αξόνων σε Moment-Rotation (Ροπή-στροφή), προσδιορίζω τη συμμετρία του διαγράμματος αλληλεπίδρασης (εδώ διπλή), συντελεστή ασφαλείας (SF=1), τη συμπεριφορά της π.α. μετά το σημείο Ε, τις εξεταζόμενες γωνίες (εδώ 2) στις διευθύνεις της κάμψης.



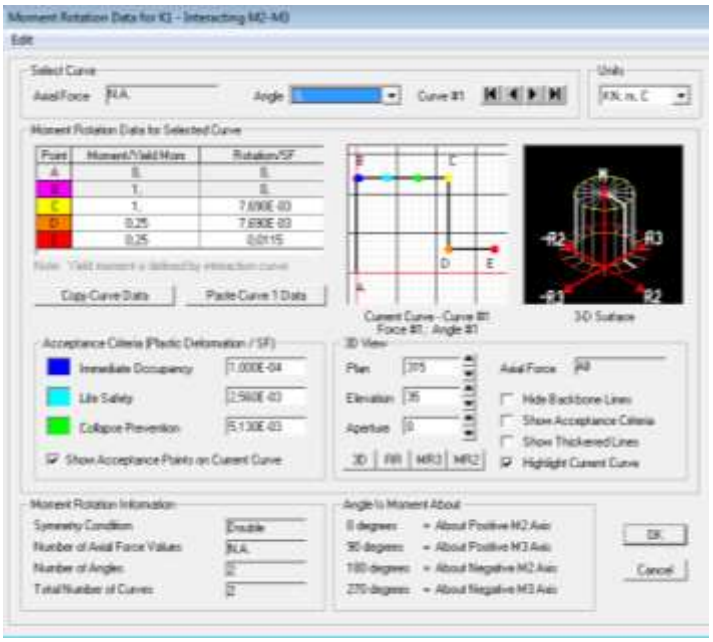
Εικόνα 5-2: Εισαγωγή δεδομένων πλαστικής άρθρωσης

Ακόμα και στην περίπτωση συμμετρικής διατομής επιλέγω **Doubly Symmetric** που σημαίνει ότι ο Χ είναι συμμετρικός με τον –Χ και ο Υ με τον –Υ, χωρίς όμως οι τιμές στον Χ και Υ να ταυτίζονται.

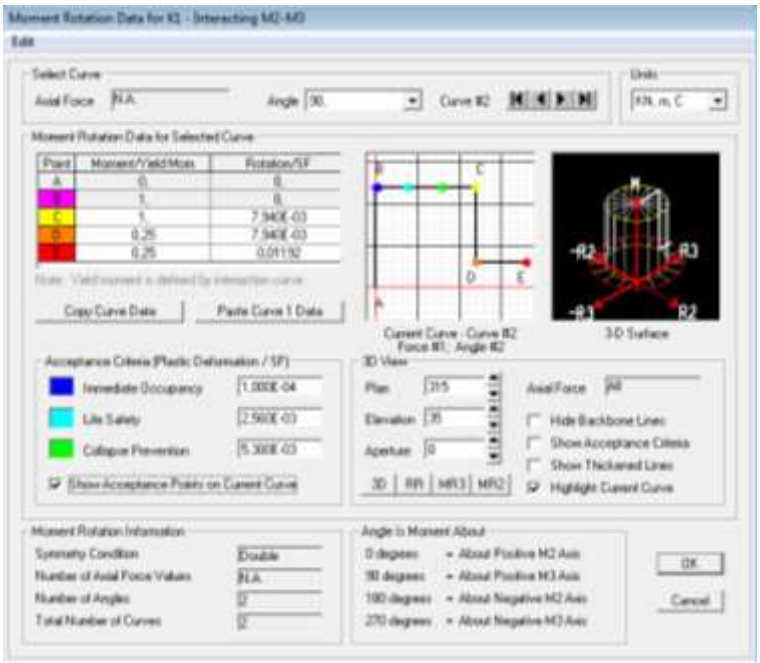
Να σημειώσουμε ότι στην ουσία το διάγραμμα αλληλεπίδρασης εισάγεται ταυτόχρονα με τα δεδομένα της άρθρωσης και τις στάθμες επιτελεστικότητας.Όπως φαίνεται και στην παρακάτω

εικόνα με την εντολή **Modify/Show Moment Rotation Curve Data** εισάγω τα δεδομένα της πλαστικής άρθρωσης, ενώ με την ακόλουθη εντολή **Modify/Show M2-M3 Interaction Surface Data** εισάγω το διάγραμμα αλληλεπίδρασης που αντιστοιχεί σ' αυτή την πλαστική άρθρωση.

Στο σημείο αυτό εισάγω τα μετελαστικά χαρακτηριστικά της πλαστικής άρθρωσης όπως φαίνεται παρακάτω. Για **Angle 0** εισάγω τα δεδομένα για κάμψη κατά τη διεύθυνση 3, δηλαδή για κάμψη περί τον άξονα 2 (X-X) της διατομής. Αντίστοιχα για την άλλη διεύθυνση κάμψη περί τον άξονα 3 (Y-Y) εισάγω τα δεδομένα που έχω υπολογίσει στην καρτέλα **Angle 90**.



Εικόνα 5-3: Προσομοίωση πλαστικής άρθρωσης στύλου για κάμψη στη διεύθυνση 3



Εικόνα 5-4: Προσομοίωση πλαστικής άρθρωσης στύλου για κάμψη στη διεύθυνση 2

5.1.1.2 Μόρφωση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης

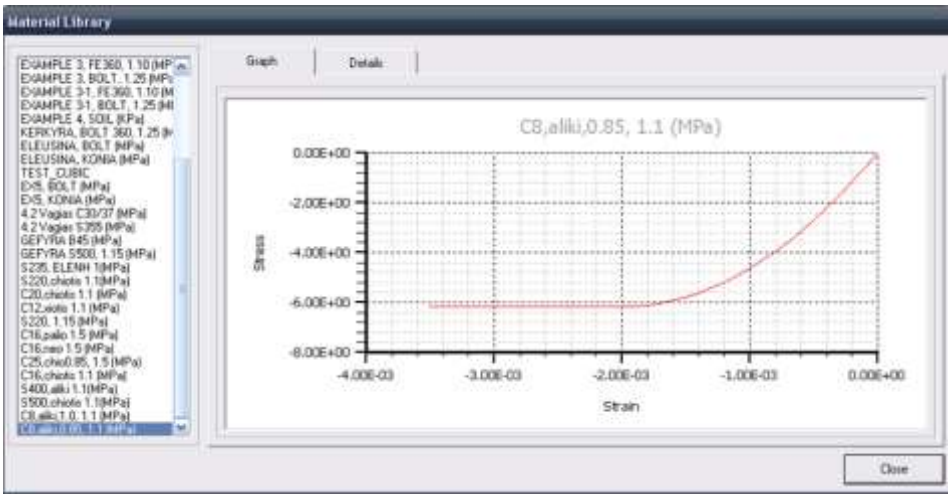
Για κάθε υποστύλωμα θα πρέπει να προσδιοριστεί και να εισαχθεί στο πρόγραμμα το διάγραμμα αλληλεπίδρασης του υπό διαξονική κάμψη (M_2-M_3) και μεταβαλλόμενη αξονική (P). Ωστόσο, κάτι τέτοιο αυξάνει πολύ την πολυπλοκότητα του προβλήματος, καθώς απαιτεί πολύ μεγάλο αριθμό πλαστικών αρθρώσεων και χρόνο για την εξαγωγή αποτελεσμάτων.

Γι' αυτό, θεωρούμε απλοποιητικά ότι το υποστύλωμα καθ' ύψος διατηρεί σταθερή αξονική, πράγμα που δεν απέχει πολύ απ' την πραγματικότητα, αφού οι μεταβολές των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων είναι ελάχιστες και δεν επηρεάζουν την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων. Τελικά, προσδιορίζεται για κάθε υποστύλωμα το διαξονικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης υπό σταθερή αξονική. Η αξονική αυτή βρίσκεται από την ανάλυση G+0.3Q NONLINEAR και ισούται με το μέσο όρο της αξονικής του άνω και κάτω άκρου του υποστυλώματος. Παρακάτω παρατίθενται οι μέσες αξονικές των υποστυλωμάτων.

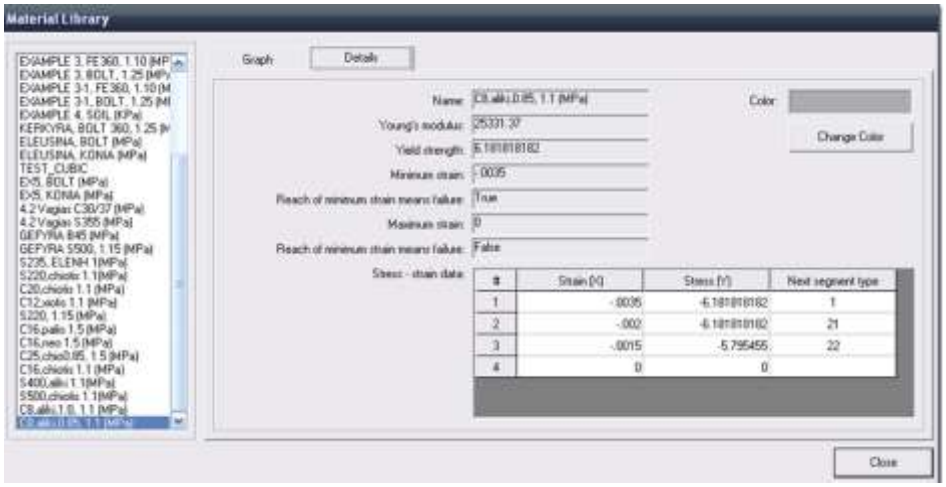
Η δημιουργία των διαξονικών διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης M_2-M_3 στο SAP2000 γίνεται βάσει EC2 (με τους συντελεστές ασφαλείας υλικών που ορίζει εκείνος) και όχι βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. Έγινε, λοιπόν, χρήση άλλου προγράμματος, ειδικό στο σχεδιασμό διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Αυτό είναι το «mybiaxial». Παρακάτω ακολουθεί η μεθοδολογία εισαγωγής των απαιτούμενων στοιχείων στο πρόγραμμα για τη δημιουργία του διαγράμματος αλληλεπίδρασης.

ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ (KN)											
ΥΠΟ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ G+0.3Q											
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)		ΙΣΟΓΕΙΟ (KN)				Α ΟΡΟΦΟΣ (KN)			
		x	y	LABEL	$N_{ΚΑΤΩ}$	$N_{ΑΝΩ}$	$N_{ΜΕΣΗ}$	LABEL	$N_{ΚΑΤΩ}$	$N_{ΑΝΩ}$	$N_{ΜΕΣΗ}$
1	K1	20	100	87	-324,83	-312,08	-318,45	88	-174,7	-162,48	-168,61
2	K2	55	30	1	-566,95	-556,43	-561,69	2	-307,7	-297,56	-302,61
3	K3	55	30	4	-548,20	-537,68	-542,94	5	-301,4	-291,26	-296,32
4	K4	55	30	7	-538,52	-528,01	-533,26	8	-298,8	-288,66	-293,71
5	K5	55	30	10	-589,77	-579,25	-584,51	11	-321,5	-311,36	-316,41
6	K6	20	105	204	-303,46	-290,08	-296,77	17	-162,3	-149,44	-155,87
7	K7	160	20	19	-466,84	-446,44	-456,64	20	-255,5	-235,94	-245,74
8	K8	20	100	32	-396,59	-383,84	-390,22	33	-212,3	-200,1	-206,22
9	K9	20	100	35	-791,37	-778,12	-784,75	36	-433,7	-421,49	-427,61
10	K10	70	25	22	-769,02	-757,65	-763,34	23	-414,9	-404,35	-409,6
11	Φ.Α.Τ1	20	200	44	-1569,67	-1544,17	-1556,92	45	-1408	-434,94	-921,24
12	Φ.Α.Τ2	170	20	47	-809,82	-792,92	-801,37	48	-645,4	-237,35	-441,35
13	Φ.Α.Τ3	20	200	162	-1398,97	-1373,47	-1386,22	163	-1315	-362,14	-838,51
14	K11	40	20	41	-259,75	-241,23	-250,49	42	-160,9	-143,37	-152,12
15	K12	25	40	38	-108,18	-88,67	-98,42	39	-79,27	-59,176	-69,223
16	K13	40	20	53	-169,37	-152,92	-161,14	54	-84,07	-68,246	-76,159
17	K14	160	20	56	-368,24	-331,67	-349,96	57	-191,7	-156,51	-174,1
18	K15	30	30	59	-223,81	-218,07	-220,94	60	-116,8	-111,32	-114,08
19	K16	55	30	62	-510,26	-499,74	-505,00	64	-263,7	-253,61	-258,66
20	K17	30	80	66	-510,72	-494,82	-502,77	67	-254,4	-239,71	-247,06
21	K17A	20	80	69	-315,88	-305,48	-310,68	70	-131,1	-121,3	-126,2
22	K18	30	40	79	-281,81	-274,01	-277,91	81	-139,9	-132,59	-136,26
23	K19	60	20	73	-266,06	-258,26	-262,16	74	-111,4	-104,06	-107,74
24	K20	20	60	75	-324,85	-317,20	-321,03	76	-147,5	-140,42	-143,95
25	K21	30	40	77	-378,84	-371,04	-374,94	78	-189,2	-181,98	-185,58
26	K22	30	40	82	-332,94	-325,14	-329,04	83	-179,5	-172,27	-175,87
27	K23	20	60	141	-289,50	-281,85	-285,68	142	-139,4	-132,35	-135,88
28	K24	20	60	143	-335,76	-328,11	-331,94	144	-172,2	-165,17	-168,69
29	K25	30	40	85	-302,66	-294,86	-298,76	86	-156,6	-149,4	-153
30	K26	30	40	92	-394,71	-386,91	-390,81	93	-211,2	-204,05	-207,65
31	K27	20	60	96	-306,67	-299,02	-302,85	97	-146,6	-139,59	-143,12
32	K28	20	60	90	-378,96	-371,31	-375,13	91	-193,9	-186,86	-190,38
33	K29	30	40	94	-343,75	-335,95	-339,85	95	-177	-169,77	-173,37
34	K30	30	30	15	-185,26	-179,41	-182,34	25	-92,47	-87,068	-89,768
35	K31	50	30	63	-268,22	-258,47	-263,35	71	-126,8	-117,79	-122,29
36	K32	20	60	13	-318,88	-311,23	-315,05	14	-159,3	-152,21	-155,74
37	K33	30	40	80	-369,76	-361,96	-365,86	84	-191,9	-184,71	-188,31
38	K34	50	30	100	-190,33	-180,58	-185,46	101	-85,16	-76,155	-80,655
39	K35	30	30	102	-181,62	-175,77	-178,70	103	-89,43	-84,027	-86,727
40	K36	20	100	98	-131,70	-118,70	-125,20	99	-61,34	-49,336	-55,336

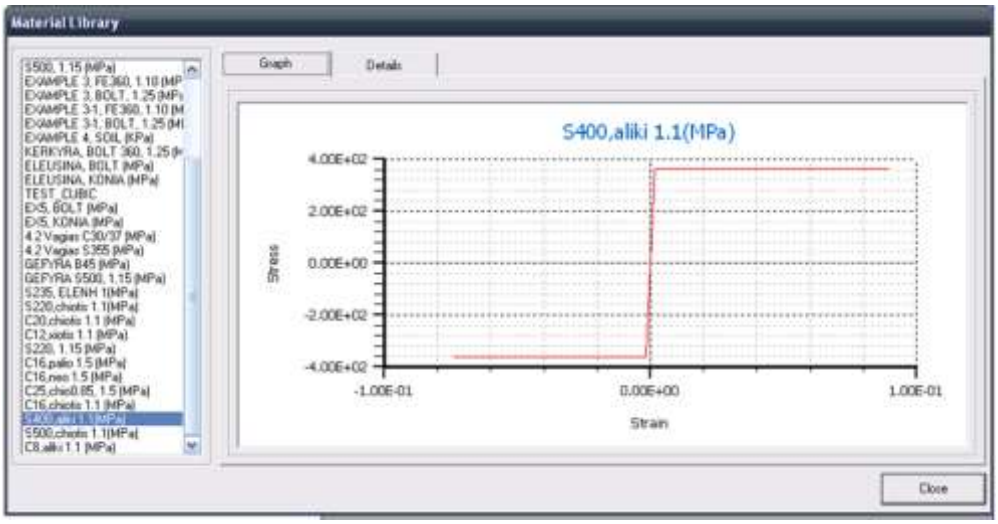
- Εισαγωγή υλικών με τους συντελεστές ασφαλείας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Εικόνα 5-5: Εισαγωγή σκυροδέματος στο mybiaxial



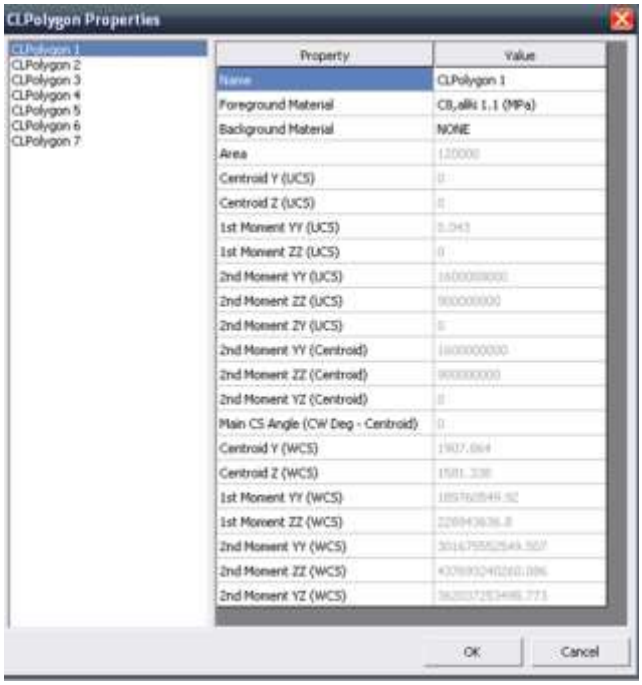
Εικόνα 5-6: Χαρακτηριστικά σκυροδέματος στο mybiaxial



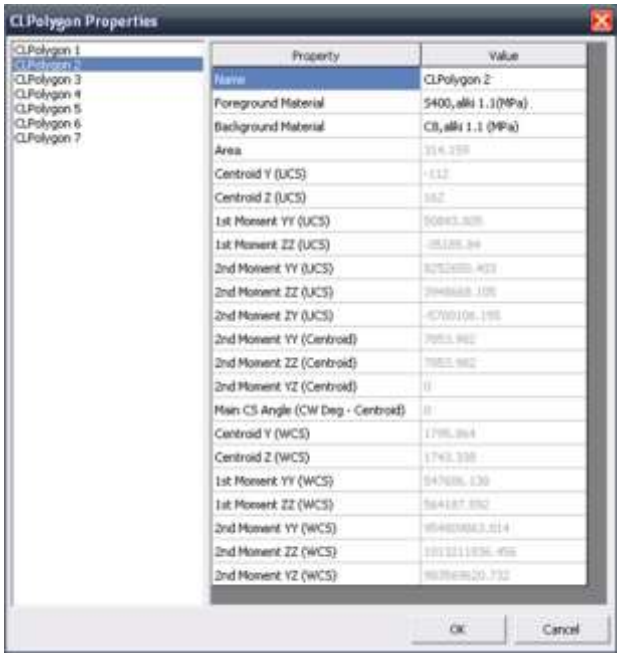
Εικόνα 5-7: Εισαγωγή χάλυβα στο mybiaxial

- Το επόμενο βήμα μετά τον ορισμό των υλικών είναι να εισάγουμε μια-μια τις διατομές σχεδιασμένες στο autocad σε διαστάσεις mm και αρχείο *dxf.

Όπως εισαχθεί η διατομή δημιουργούνται αυτόματα τα CL POLYGONS καθένα από τα οποία αντιστοιχεί σε ένα στοιχείο της διατομής (κάθε ράβδος χάλυβα & σκυρόδεμα). Ορίζουμε το σκυρόδεμα (CL Polygon1) ως foreground material C8, χωρίς background material και τις ράβδους χάλυβα μια μια (από το CL Polygon 2 έως το CL Polygon 19) ως foreground material S400 και background material C8.



Εικόνα 5-8: Εισαγωγή σκυροδέματος στη διατομή

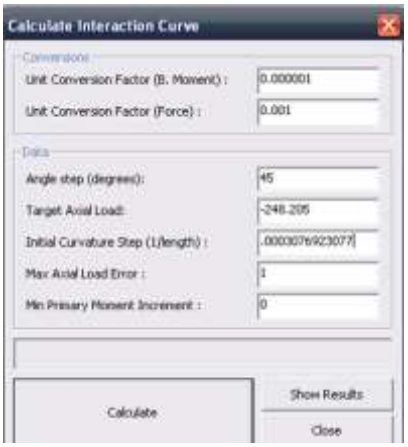


Εικόνα 5-9: Εισαγωγή χάλυβα στη διατομή

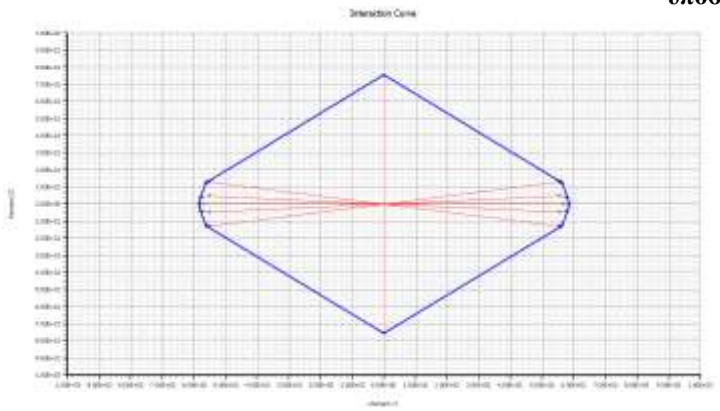
- Για κάθε υποστύλωμα ή τοίχωμα δίνουμε την αξονική του και ορίζουμε ανά πόσες μοίρες θέλουμε ζεύγος (M_2, M_3). Για τα υποστυλώματα είναι 45º ενώ για τα τοιχώματα 30º. Επίσης, πρέπει να δοθεί ο λόγος $1/H_{\kappa\alpha\theta.}$ όπου Η το ύψος του υποστυλώματος και να γίνει μια μικρή διόρθωση στις μονάδες. Για να πάρουμε ροπή σε KN*m πρέπει να εισάγουμε τον συντελεστή 0.000001 ως unit conversion factor (B. Moment) και για να πάρουμε δύναμη σε kN να εισάγουμε το συντελεστή 0.001 ως unit conversion factor (Force).

Εντολές: Calculations→Interaction Curve→Unit conversion factor (B.Moment): 0.000001
Unit conversion factor (Force): 0.001
Angle Step: 30 (τοιχώματα), 45 (υποστυλώματα)

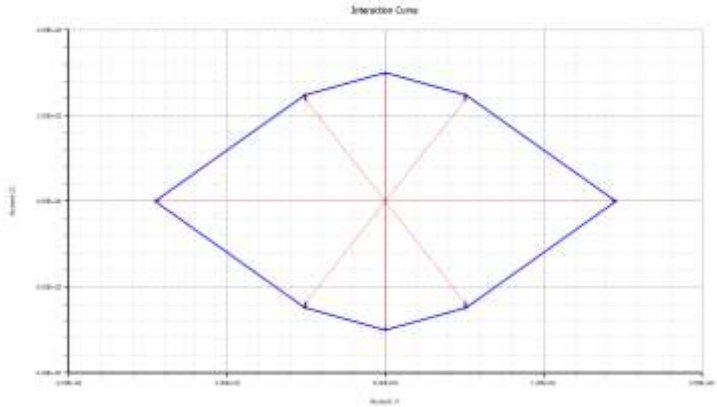
Εικόνα 5-11: Παράμετροι προσομοίωσης τοιχώματος



Εικόνα 5-10: Παράμετροι προσομοίωσης υποστυλώματος



Εικόνα 5-12: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης Κ1 τοιχώματος ισογείου



Εικόνα 5-13: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης Κ2 στύλου ισογείου

Με τον ίδιο τρόπο εισάγονται όλες οι διατομές των υποστυλωμάτων των τριών ορόφων και προκύπτουν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης αυτών. Σημειώνεται ότι στο mybiaxial οι άξονες ορίζονται ως εξής:

Ο οριζόντιος άξονας ορίζεται ως Y και αντιστοιχεί στον άξονα (2) του SAP. Συνεπώς, η ροπή M_{yy} είναι η M_2 σύμφωνα με το SAP.

Ο κατακόρυφος άξονας ορίζεται ως Y και αντιστοιχεί στον άξονα (3) του SAP. Συνεπώς, η ροπή M_{zz} είναι η M_3 σύμφωνα με το SAP.

Πίνακας 5-1: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων ισογείου

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ Δ/ΤΟΣ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ (ΣΥΜΜΕΤΡΙΚΟ) σε KNm												
ΙΣΟΓΕΙΟ												
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	Θλιπτική $N_{μέση}$ (KN)	Angle step	1° σημείο		2° σημείο		3° σημείο		4° σημείο	
					M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}
					M_2	M_3	M_2	M_3	M_2	M_3	M_2	M_3
1	K1	20x100	318,45	30	0	74,29	551,28	13,33	564,10	4,76	575,39	0
2	K2	55x30	561,69	45	0	310,00	50,83	256,00	-	-	144,79	0
3	K3	55x30	542,94	45	0	308,00	50,83	256,00	-	-	145,31	0
4	K4	55x30	533,26	45	0	308,00	50,00	256,00	-	-	144,79	0
5	K5	55x30	584,51	45	0	308,00	51,04	253,20	-	-	143,75	0
6	K6	20x100	296,77	30	0	76,10	543,59	18,05	564,10	4,68	571,79	0
7	K7	160x20	456,64	30	0	1.747,57	3,14	1.737,86	10,47	1.724,27	128,27	0
8	K8	20x100	390,22	30	0	75,61	558,97	13,66	576,92	4,39	581,03	0
9	K9	20x100	784,75	30	0	72,20	512,82	14,63	547,18	5,56	558,97	0
10	K10	70x25	763,34	45	0	318,45	25,15	281,55	-	-	99,83	0
11	Φ.Α. Τ1	20x200	1556,92	30	0	84,95	1281,25	9,22	1302,08	3,40	1322,92	0
12	Φ.Α. Τ2	130x20	801,37	30	0	1.170,73	2,62	1.151,22	4,71	1.112,20	81,15	0
13	Φ.Α. Τ3	20x200	1386,22	30	0	87,38	1364,58	89,71	1395,83	3,40	1406,25	0
14	K11	40x20	250,49	45	0	70,00	13,13	57,14	-	-	43,28	0
15	K12	25x40	98,42	45	0	69,76	75,79	29,27	-	-	100,53	0
16	K13	40x20	161,14	45	0	69,05	12,69	58,10	-	-	44,18	0
17	K14	160x20	349,96	30	0	1.718,45	3,66	1.708,74	10,47	1.689,32	127,23	0
18	K15	30x30	220,94	45	0	71,08	37,96	33,33	-	-	70,42	0
19	K16	55x30	505,00	45	0	310,00	51,04	256,00	-	-	145,31	0
20	K17	30x80	502,77	45	0	117,31	411,94	24,04	-	-	434,33	0

Πίνακας 5-2: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων ισογείου (συνέχεια)

ΙΣΟΓΕΙΟ (συνέχεια)												
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	Θλιπτική $N_{μέση}$ (KN)	Angle	1° σημείο		2° σημείο		3° σημείο		4° σημείο	
					M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}
					M_2	M_3	M_2	M_3	M_2	M_3	M_2	M_3
21	**K17A**	20x80	310,68	45	0	64,71	268,75	7,84	-	-	277,08	0
22	**K18**	30x40	277,91	45	0	91,43	103,16	40,00	-	-	145,79	0
23	**K19**	60x20	262,16	45	0	187,25	10,21	176,47	-	-	63,09	0
24	**K20**	20x60	321,03	45	0	59,02	172,77	11,22	-	-	185,34	0
25	**K21**	30x40	374,94	45	0	91,90	103,16	41,43	-	-	146,32	0
26	**K22**	30x40	329,04	45	0	91,90	103,68	40,95	-	-	146,84	0
27	**K23**	20x60	285,68	45	0	63,90	173,82	10,24	-	-	185,34	0
28	**K24**	20x60	331,94	45	0	63,41	172,25	10,73	-	-	185,34	0
29	**K25**	30x40	298,76	45	0	91,43	104,74	40,95	-	-	145,79	0
30	**K26**	30x40	390,81	45	0	91,90	102,63	41,90	-	-	146,84	0
31	**K27**	20x60	302,85	45	0	63,90	174,35	10,24	-	-	185,34	0
32	**K28**	20x60	375,13	45	0	61,46	171,20	11,22	-	-	185,34	0
33	**K29**	30x40	339,85	45	0	91,90	104,21	41,90	-	-	146,84	0
34	**K30**	30x30	182,34	45	0	68,93	37,43	37,38	-	-	68,85	0
35	**K31**	50x30	263,35	45	0	148,04	35,60	114,71	-	-	95,55	0
36	**K32**	20x60	315,05	45	0	59,02	173,82	10,24	-	-	185,34	0
37	**K33**	30x40	365,86	45	0	92,38	103,68	40,95	-	-	146,84	0
38	**K34**	50x30	185,46	45	0	146,08	34,82	113,73	-	-	89,27	0
39	**K35**	30x30	178,70	45	0	69,61	37,43	37,38	-	-	68,85	0
40	**K36**	20x100	125,20	30	0	73,66	510,26	14,15	533,33	4,39	535,90	0

Πίνακας 5-3: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων ορόφου

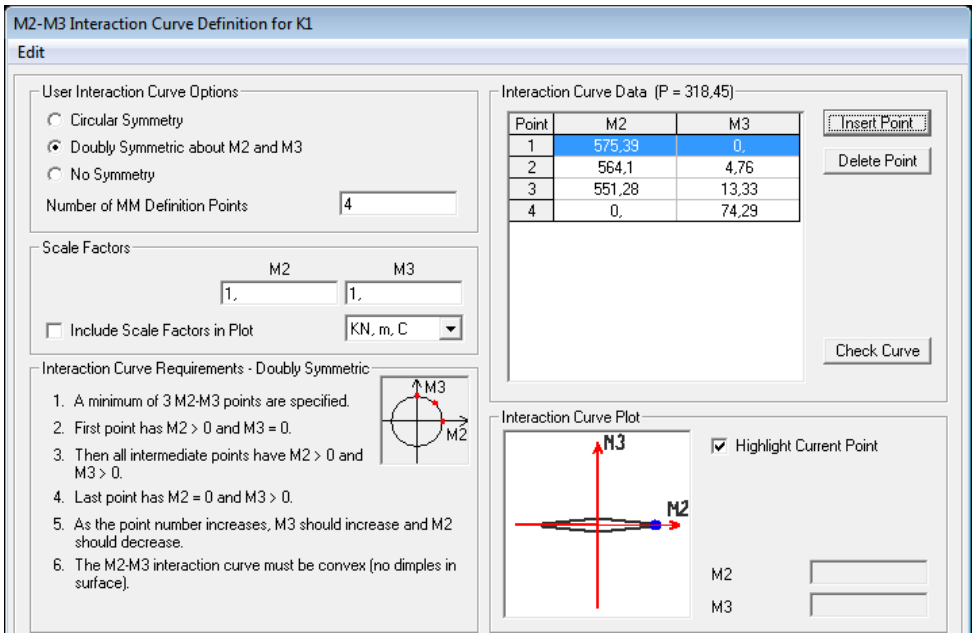
Α' ΟΡΟΦΟΣ												
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	Θλιπτική $N_{μέση}$ (KN)	Angle	1° σημείο		2° σημείο		3° σημείο		4° σημείο	
					M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}
					M_2	M_3	M_2	M_3	M_2	M_3	M_2	M_3
1	**K1**	20x100	168,61	30	0	74,63	517,95	14,63	538,46	3,90	546,15	0
2	**K2**	55x30	302,61	45	0	300,00	51,04	260,00	-	-	144,79	0
3	**K3**	55x30	296,32	45	0	300,00	51,04	260,00	-	-	144,79	0
4	**K4**	55x30	293,71	45	0	300,00	51,04	260,00	-	-	144,79	0
5	**K5**	55x30	316,41	45	0	300,00	51,04	260,00	-	-	144,79	0
6	**K6**	20x100	155,87	30	0	74,15	520,51	13,66	541,03	3,90	544,10	0
7	**K7**	160x20	245,74	30	0	1.669,90	3,66	1.667,96	11,52	1.650,49	124,61	0
8	**K8**	20x100	206,22	30	0	75,12	529,23	14,15	551,28	3,90	553,85	0
9	**K9**	20x100	427,61	30	0	76,59	564,10	11,71	576,92	4,39	582,05	0
10	**K10**	70x25	409,60	45	0	328,16	23,96	304,85	-	-	109,90	0
11	**Φ.Α. Τ1**	20x200	921,24	30	0	89,81	1427,08	7,77	1437,50	3,40	1442,71	0
12	**Φ.Α. Τ2**	170x20	441,35	30	0	1.043,90	2,36	1.032,20	7,33	1.028,29	77,23	0
13	**Φ.Α. Τ3**	20x200	838,51	30	0	88,83	1401,04	7,77	1411,46	2,43	1416,67	0
14	**K11**	40x20	152,12	45	0	68,57	10,91	57,14	-	-	38,05	0
15	**K12**	25x40	69,22	45	0	65,71	73,85	28,57	-	-	97,95	0
16	**K13**	40x20	76,16	45	0	67,62	109,95	57,62	-	-	343,46	0
17	**K14**	160x20	174,10	30	0	1.640,78	3,25	1.631,07	12,36	1.611,65	123,56	0
18	**K15**	30x30	114,08	45	0	64,71	36,65	37,25	-	-	64,14	0
19	**K16**	55x30	258,66	45	0	308,00	50,52	264,00	-	-	144,79	0
20	**K17**	30x80	247,06	45	0	110,58	332,89	25,96	-	-	361,84	0

Πίνακας 5-4: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων ορόφου

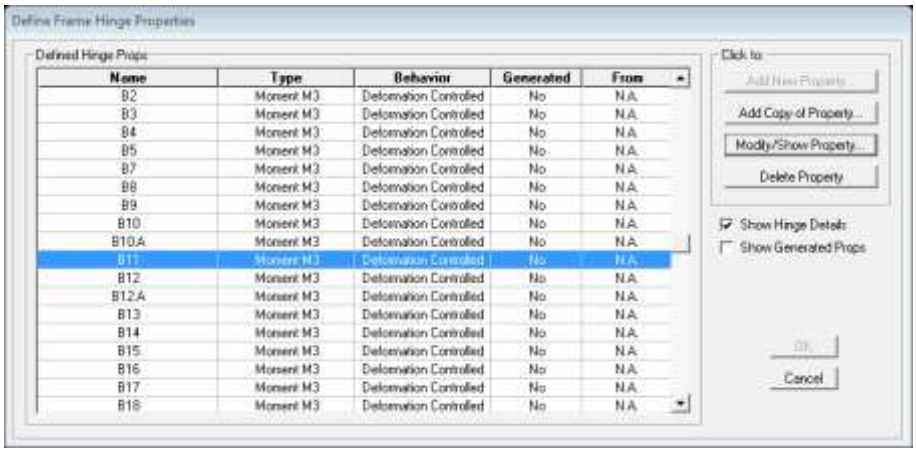
Α' ΟΡΟΦΟΣ (συνέχεια)												
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	Θλιπτική $N_{μέση}$ (KN)	Angle	1° σημείο		2° σημείο		3° σημείο		4° σημείο	
					M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}	M_{YY}	M_{ZZ}
					M_2	M_3	M_2	M_3	M_2	M_3	M_2	M_3
21	**K17A**	20x80	126,20	45	0	55,39	246,88	8,33	-	-	257,29	0
22	**K18**	30x40	136,26	45	0	98,50	104,19	42,00	-	-	141,36	0
23	**K19**	60x20	107,74	45	0	183,50	11,17	166,99	-	-	55,06	0
24	**K20**	20x60	143,95	45	0	57,56	170,68	11,22	-	-	184,29	0
25	**K21**	30x40	185,58	45	0	94,50	105,24	43,00	-	-	142,93	0
26	**K22**	30x40	175,87	45	0	94,50	105,24	42,50	-	-	142,41	0
27	**K23**	20x60	135,88	45	0	52,68	169,63	11,22	-	-	183,25	0
28	**K24**	20x60	168,69	45	0	59,02	171,73	10,73	-	-	184,82	0
29	**K25**	30x40	153,00	45	0	94,00	104,19	42,50	-	-	141,88	0
30	**K26**	30x40	207,65	45	0	95,00	105,24	44,00	-	-	143,46	0
31	**K27**	20x60	143,12	45	0	54,15	169,63	10,73	-	-	184,29	0
32	**K28**	20x60	190,38	45	0	60,49	172,77	10,73	-	-	184,82	0
33	**K29**	30x40	173,37	45	0	94,00	104,71	42,50	-	-	142,41	0
34	**K30**	30x30	89,77	45	0	62,25	36,39	36,41	-	-	62,04	0
35	**K31**	50x30	122,29	45	0	144,12	34,55	112,75	-	-	83,25	0
36	**K32**	20x60	155,74	45	0	59,02	170,68	11,22	-	-	184,82	0
37	**K33**	30x40	188,31	45	0	94,50	104,71	42,50	-	-	142,93	0
38	**K34**	50x30	80,66	45	0	140,20	34,55	111,76	-	-	78,53	0
39	**K35**	30x30	86,73	45	0	66,50	36,39	36,41	-	-	61,78	0
40	**K36**	20x100	55,34	30	0	71,22	489,74	14,63	515,38	4,88	520,51	0

Αφού μορφωθούν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης εισάγονται μαζί με τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων.

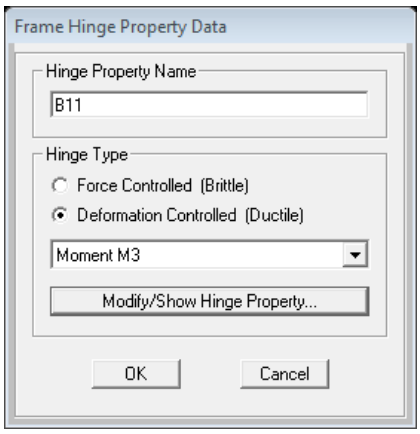
Εντολές: Define→ Section properties→ Hinge Properties→ Add New Property Name, Interacting M_2-M_3

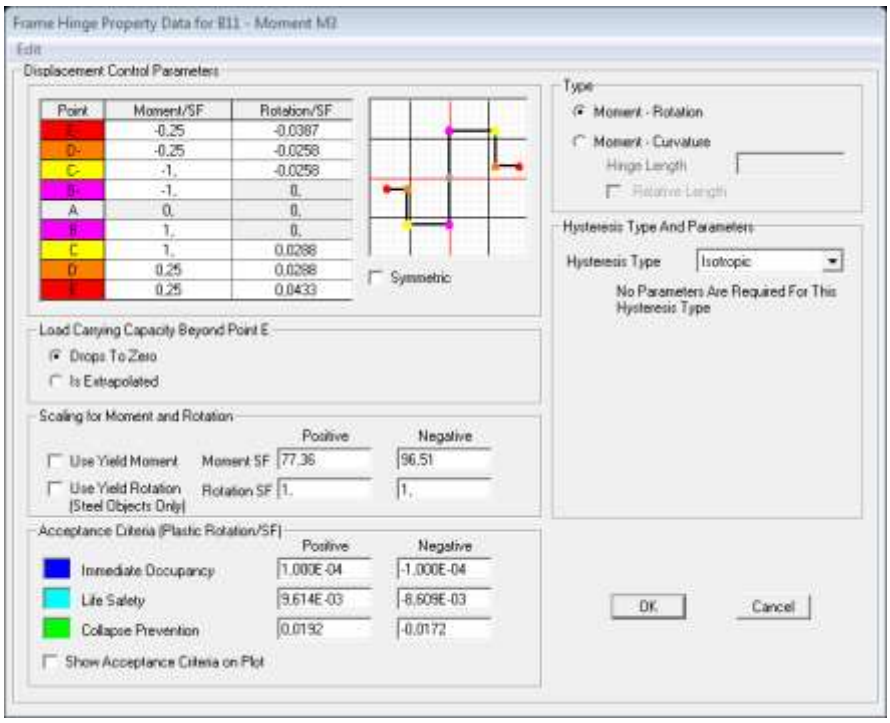


5.1.2 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων δοκών



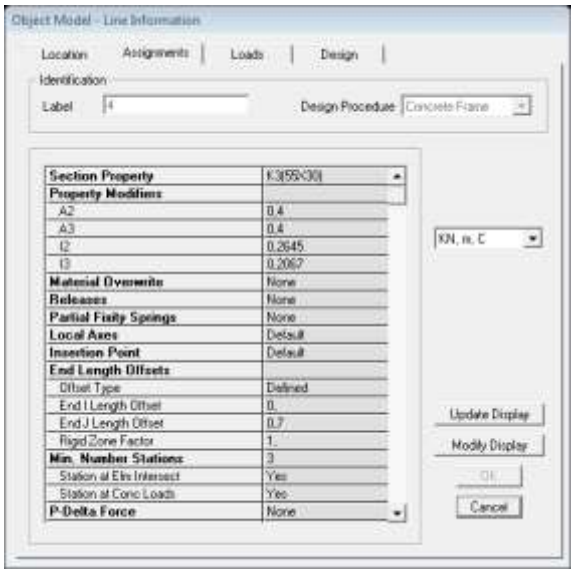
Name	Type	Behavior	Generated	From
B2	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B3	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B4	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B5	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B7	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B8	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B9	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B10	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B10.A	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B11	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B12	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B12.A	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B13	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B14	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B15	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B16	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B17	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.
B18	Moment M3	Deformation Controlled	No	N.A.

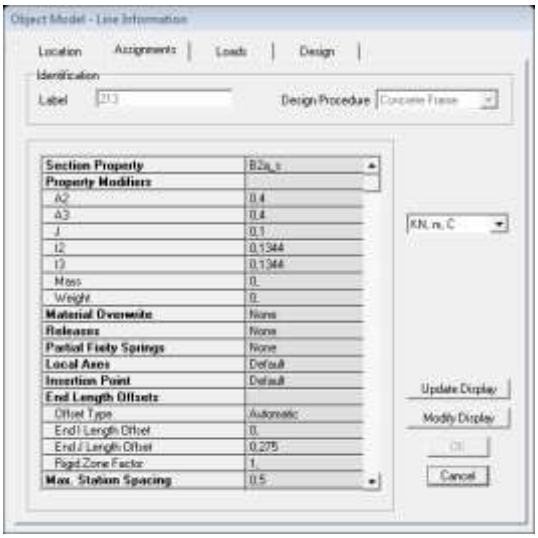




Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.25	-0.0387
D-	-0.25	-0.0258
C-	-1.	-0.0258
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.	0.0288
D	0.25	0.0288
E	0.25	0.0433

5.1.3 Εισαγωγή απομειωμένων δυσκαμψιών





5.1.4 Ορισμός κατανομών οριζόντιων φορτίων καθ'ύψος του κτιρίου

Προκειμένου να αντιμετωπισθεί ρεαλιστικά το θέμα της κατανομής των φορτίων, απαιτείται η εφαρμογή των δυο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ως πρώτη κατανομή εφαρμόζεται η ορθογωνική (ομοιόμορφη) κατανομή των φορτίων καθ' ύψος. Ως δεύτερη κατανομή επιλέγεται η κατανομή των φορτίων καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση (ιδιομορφική). Έτσι, σ' αυτήν την περίπτωση, η στατική ανελαστική ανάλυση κατά Χ δουλεύει με την 3η ιδιομορφή, που είναι η κύρια μεταφορική σε αυτή τη διεύθυνση, ενώ η στατική ανελαστική ανάλυση κατά Υ δουλεύει με τη 2η ιδιομορφή, που αντίστοιχα είναι η κύρια μεταφορική ιδιομορφή στην Υ διεύθυνση. Επίσης, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ότι τα οριζόντια φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο. Πρέπει να σημειωθεί ότι εφαρμόζονται απλούστεροι κανόνες επαλληλίας των συνιστωσών του σεισμού. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις Χ και Υ σε ποσοστά 100% και 30%. Έτσι, προέκυψαν τελικά 8 διαφορετικές ανελαστικές στατικές αναλύσεις.

1) X+0.3Y

2) X-0.3Y

3) –X+0.3Y

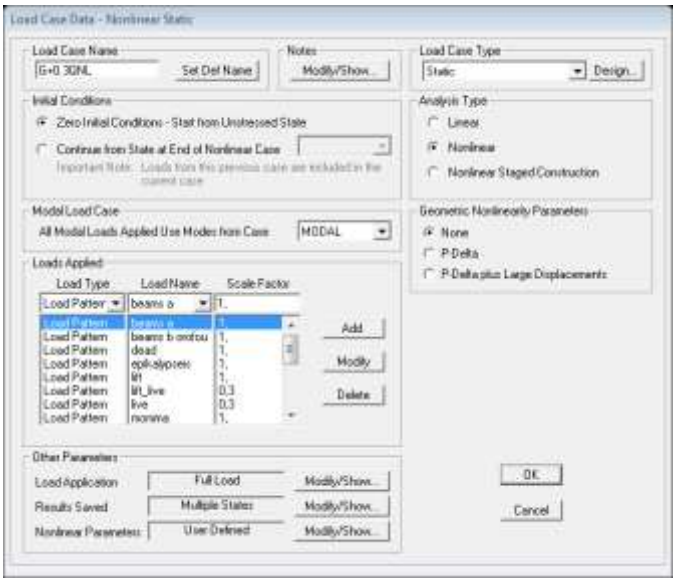
4) –X-0.3Y

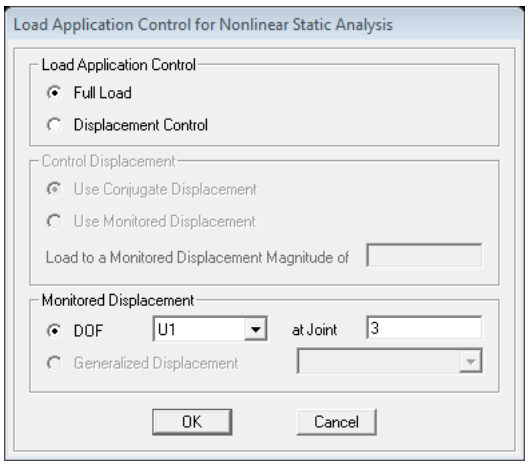
5) 0.3X+Y

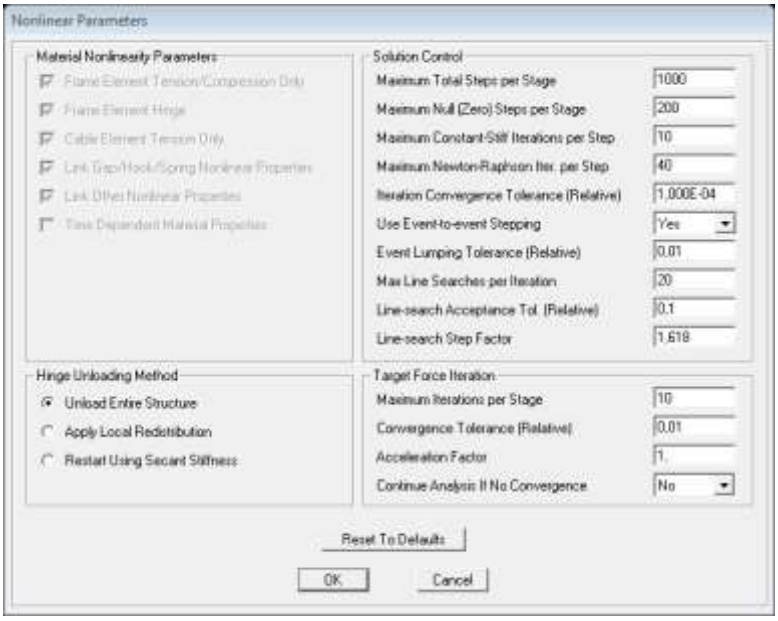
6) 0.3X-Y

7) -0.3X+Y

8) -0.3X-Y





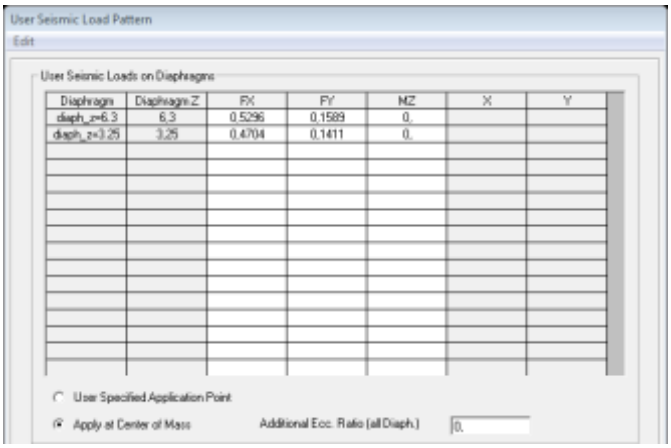


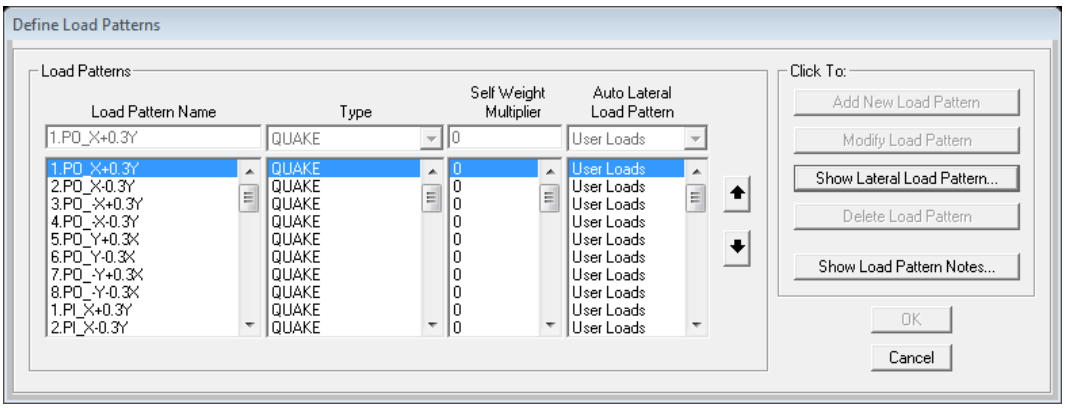
- Ομοιόμορφη κατανομή

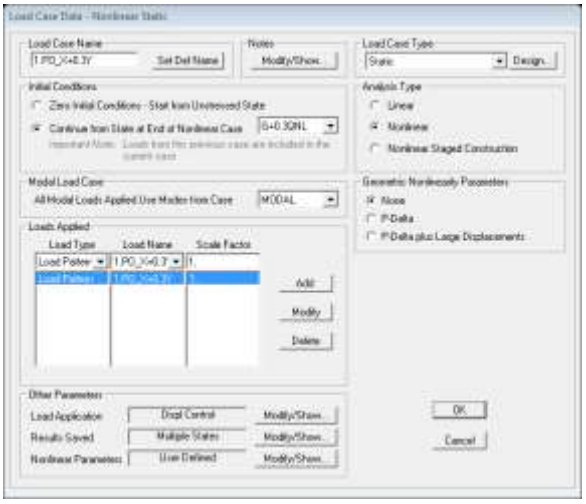
Ως πρώτη κατανομή θεωρούμε την ομοιόμορφη. Στην κατανομή αυτή μας ενδιαφέρει η αναλογία των μαζών. Γι' αυτό σε κάθε διάφραγμα του ορόφου i με μάζα mi ασκούμε μια δύναμη:

$$F_i = \frac{m_i}{m_{ολικό}}$$

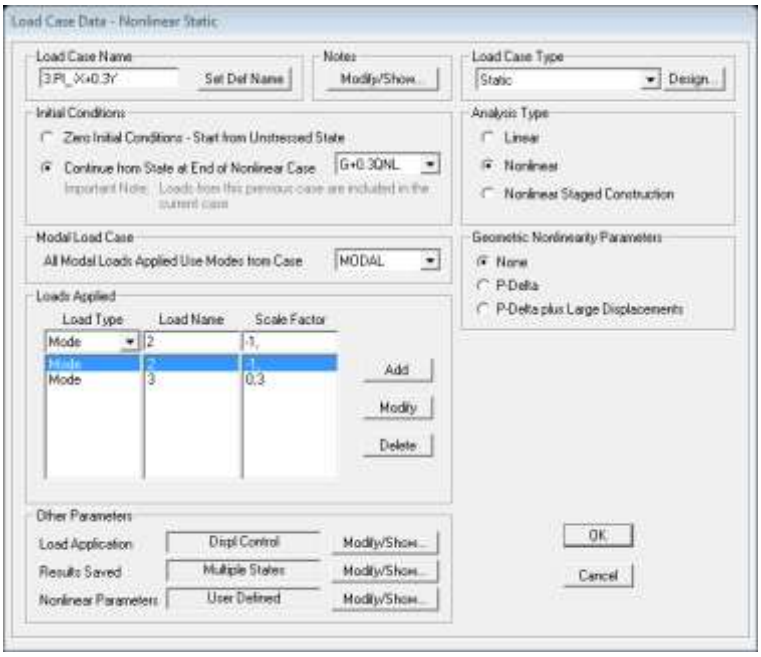
Όπου $m_{ολικό}$ η συνολική ταλαντούμενη μάζα του κτιρίου υπό το σεισμικό συνδυασμό G+0.3Q.

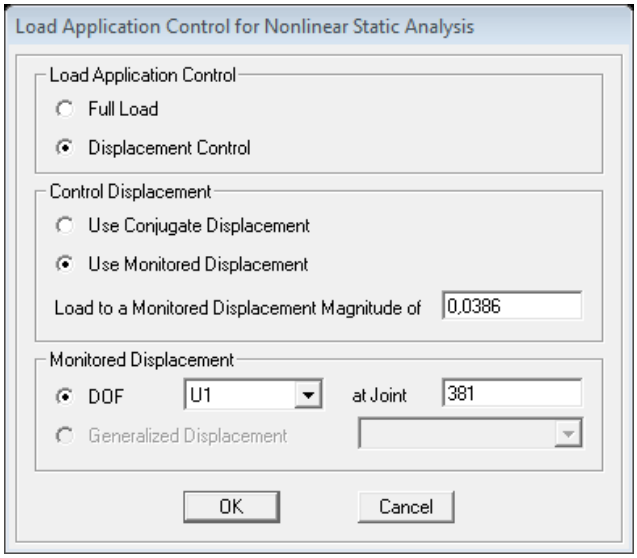


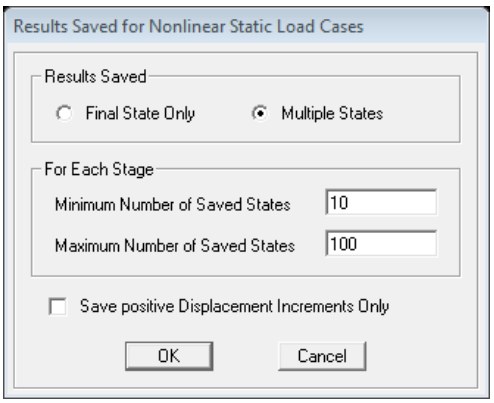




➢ Ιδιομορφική κατανομή







5.2 Modal Analysis του μοντέλου με τις πραγματικές δυσκαμψίες μελών

Οι νέες σημαντικές ιδιομορφές προκύπτουν από το νέο μοντέλο που λαμβάνει υπόψη την πραγματική πλέον δυσκαμψία του φορέα.

Πίνακας 5-5: Ιδιομορφές & ποσοστά ταλαντούμενης μάζας μοντέλου ανελαστικών αναλύσεων

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	**1**	0,7790	**31,97%**	0,00%	**52,59%**	0,31967	1,883E-06	0,52592
MODAL	**2**	0,6103	**58,02%**	0,07%	2,74%	0,89988	0,00065	0,5533
MODAL	**3**	0,5909	0,04%	**88,05%**	**34,67%**	**0,90027**	0,88116	0,89998
MODAL	**4**	0,2565	3,14%	0,01%	5,18%	0,93169	0,88122	**0,95181**
MODAL	**5**	0,1960	6,55%	0,06%	0,15%	0,99719	0,88187	0,9533
MODAL	**6**	0,1823	0,0140%	**10,3180%**	3,9400%	0,99733	**0,98505**	0,9927

Όσον αφορά την δεσπόζουσα διεύθυνση ταλάντωσης κάθε ιδιομορφής τα αποτελέσματα δεν έχουν διαφοροποιηθεί σε σχέση με την ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στο μοντέλο των ελαστικών αναλύσεων. Επιπλέον, τα ποσοστά διέγερσης της ταλαντούμενης μάζας σε κάθε διεύθυνση για κάθε ιδιομορφή δεν διαφοροποιούνται σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα του ελαστικού μοντέλου για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές. Τέλος παρατηρείται μείωση των σημαντικών ιδιομορφών σε σχέση με αυτές των αποτελεσμάτων της Modal του μοντέλου ελαστικών αναλύσεων.

Η **1η ιδιομορφή** είναι κυρίως στρεπτική με **Rz=53%** και **μεταφορική κατά X** με ποσοστό ταλαντούμενης μάζας **32%** περίπου. Η **2η ιδιομορφή** είναι **μεταφορική κατά X** και διεγείρει το **58%** της ταλαντούμενης μάζας κατά X. Η **3η ιδιομορφή** δεσπόζει στην **Y** διεύθυνση με ποσοστό ενεργοποιημένης μάζας **88%** και ταυτόχρονα είναι ισχυρή και η στρεπτική επίδραση με **R_Z=34%.**

Οι **θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι** του κτιρίου είναι:

Κατά x : T_x=T_2=0.6103 sec

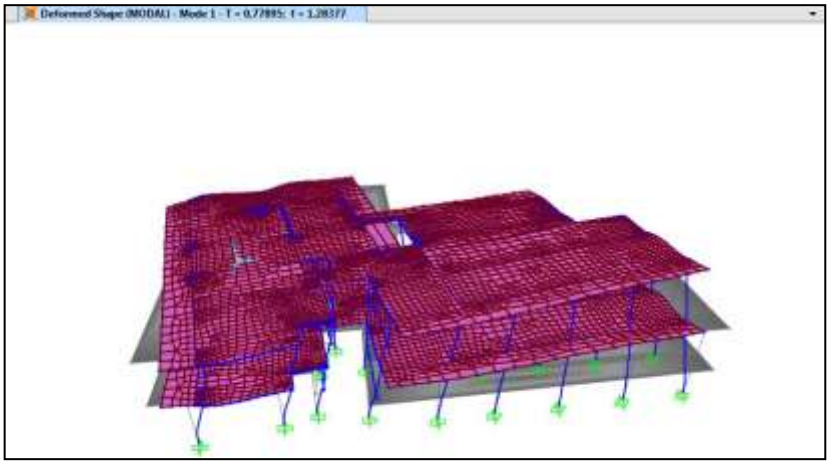
Κατά y : T_y=T_3=0.5909 sec

Όσον αφορά το πλήθος των σημαντικών ιδιομορφών παρατηρώ ότι για διεύθυνση της σεισμικής δράσης κατά X επαρκούν οι τρεις πρώτες ιδιομορφές καθώς το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών είναι μεγαλύτερο από το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος $\left(\frac{M_1}{M_{o\lambda}}+\frac{M_2}{M_{o\lambda}}+\frac{M_3}{M_{o\lambda}}=0.319+0.5802+0.0004=90.02\%>90\%\right)$. Για την Y διεύθυνση της σεισμικής δράσης δεν αρκούν μόνο οι τρεις πρώτες ιδιομορφές και απαιτείται να ληφθούν υπόψη οι πρώτες 6 ιδιομορφές ώστε να πληρείται το κριτήριο $\Sigma M_i > 90\% M_{o\lambda}$. Να σημειώσουμε ότι μόλις στις 3 πρώτες ιδιομορφές διεγείρεται αθροιστικά το 88.1% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας και με την επίδραση των 6 ιδιομορφών επιτυγχάνεται η διέγερση του 98.5% της ταλαντούμενης μάζας. Το ποσοστό συμμετοχής της 6ης είναι σημαντικό και ίσο με 10.3%.

Επομένως, θα ληφθούν υπόψη 6 ιδιομορφές.

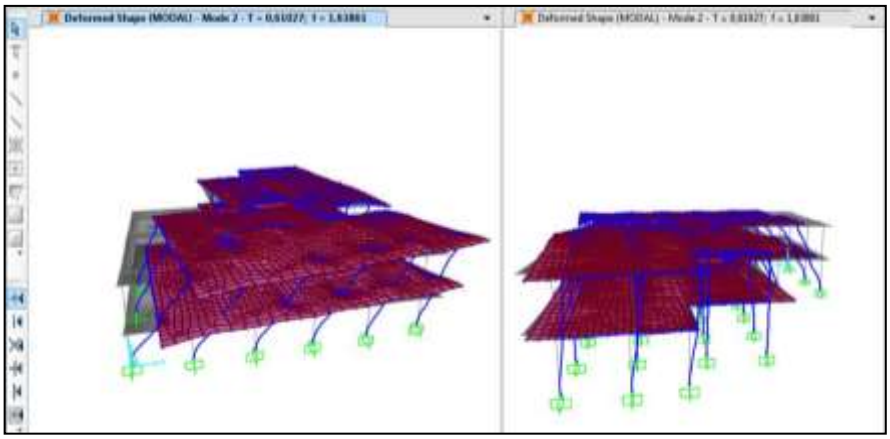
Προφανώς ο φορέας είναι πιο εύκαμπτος σε σύγκριση με τον φορέα των ελαστικών αναλύσεων και είναι αναμενόμενη η αύξηση των ιδιοπεριόδων.

Ακολουθούν εικόνες του παραμορφωμένου φορέα στις τρεις πρώτες ιδιομορφές της ταλάντωσής του.

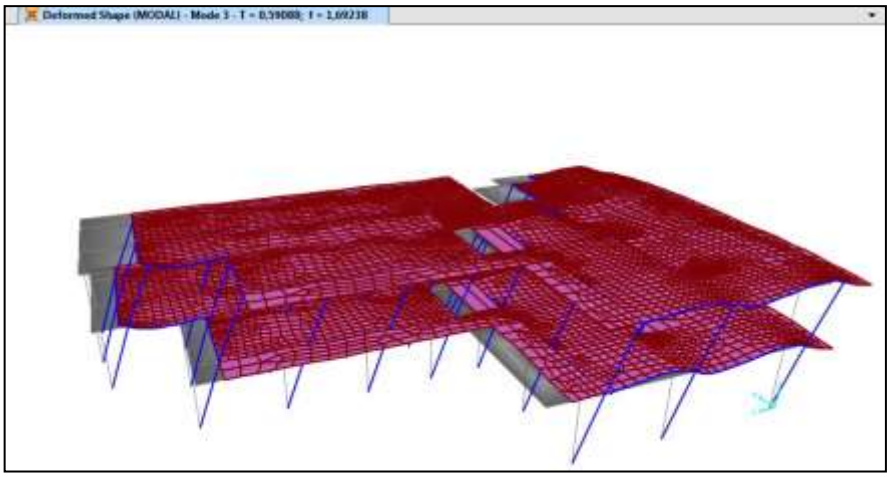


Εικόνα 5-14: 1η ιδιομορφή στρεπτική με T_1=0.778sec

- $\frac{\Delta T1}{T1} = \frac{0.778-0.483}{0.483} = \mathbf{61.25}\%$, η ποσοστιαία αύξηση της ιδιοπεριόδου της 1ης ιδιομορφής.
- Η T_2 αυξήθηκε κατά **53.20%** μετατρέποντας το φορέα σε πιο εύκαμπτο αντίστοιχως
- Η T_3 εμφανίζεται αυξημένη κατά **58.62%.**



Εικόνα 5-15:2η ιδιομορφή μεταφορική κατά X με T_2=T_x=0.61 sec



Εικόνα 5-16: 3η ιδιομορφή μεταφορική κατά Y με T_3=T_Y=0.59 sec

5.3 Καμπύλες Αντίστασης φορέα

Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζοντίου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Για κάθε μία δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους θα κατασκευαστεί και μία καμπύλη ικανότητας, δηλαδή στο σύνολο θα εξαχθούν 16 καμπύλες αντίστασης (8 για την ιδιομορφική κατανομή και 8 για την ομοιόμορφη κατανομή). Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Για να εξαχθούν οι καμπύλες αντίστασης από το πρόγραμμα θα πρέπει εμείς να ορίσουμε την επιβαλλόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου. Για να εξασφαλίσουμε την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων θα δώσουμε μια μετακίνηση κόμβου ελέγχου ίση με αυτή που αντιστοιχεί σε ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων που μία μόνο θα έχει φτάσει στην στροφή αστοχίας, δηλαδή στο σημείο C του δ/τος M-θ. Αυτό γίνεται γιατί μετά το σημείο C της πλήρης αστοχίας της πλαστικής άρθρωσης που γίνεται η απότομη πτώση της αντοχής , το λογισμικό SAP είναι αναξιόπιστο. Τώρα για να βρούμε τη ζητούμενη αυτή μετακίνηση του κόμβου ελέγχου πραγματοποιήσαμε 4 προκατακτικές pushover για κάθε μία οριζόντια φόρτιση (συνολικά 4x16=64 αναλύσεις). Ξεκινήσαμε με μια μεγάλη μετακίνηση ίση με 10cm ώστε να πάρουμε μια αρχική εικόνα για την ανάπτυξη των πλαστικών αρθρώσεων. Στη συνέχεια, βλέποντας τα αποτελέσματα βρίσκουμε το βήμα που αναπτύσσεται η $1^{η}$ κίτρινη πλαστική άρθρωση και την αντίστοιχη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, ορίζουμε λοιπόν αυτή την τιμή ως νέα μετακίνηση του κόμβου ελέγχου. Και τρέχουμε τις νέες αναλύσεις και συνεχίζουμε την ίδια διαδικασία μέχρι να υπάρξει σύγκλιση της μετακίνησης που ορίσαμε για την ανάλυση με την αντίστοιχη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που παίρνουμε στα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για τις τελικές επιβαλλόμενες μετακινήσεις για κάθε συνδυασμό φόρτισης τόσο για την ομοιόμορφη σεισμική φόρτιση όσο και για την ιδιομορφική. Επίσης, παρουσιάζονται το πλήθος των πλαστικών αρθρώσεων που αναπτύσσονται σε κάθε βήμα και η στάθμη επιτελεστικότητάς τους.

5.3.1 Καμπύλες Αντίστασης για τους συνδυασμούς της ομοιόμορφης φόρτισης

Στον παρακάτω πίνακα δίνεται η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά τη διεύθυνση της φόρτισης για τον κάθε ένα συνδυασμό και επιπλέον το σύνολο των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν αναπτυχθεί στο βήμα αυτό.

Πίνακας 5-6: Συνδυασμοί Ομοιόμορφης-Μετατόπιση κορυφής-Πλαστικές αρθρώσεις

Ομοιόμορφη κατανομή Συνδυασμός φόρτισης	Δ_{top}	Πλήθος πλαστικών αρθρώσεων
ΚΑΤΑ Χ	cm	
1.PO_X+0.3Y	5,39	106
2.PO_X-0.3Y	5,69	124
3.PO_-X+0.3Y	5,21	104
4.PO_-X-0.3Y	5,40	109
ΚΑΤΑ Υ	cm	
5.PO_Y+0.3X	2,87	22
6.PO_Y-0.3X	3,22	41
7.PO_-Y+0.3X	3,48	56
8.PO_-Y-0.3X	3,37	49

Ήδη από τον πίνακα αυτόν διαπιστώνουμε ότι ο φορέας μας έχει **καλύτερη συμπεριφορά κατά τη διεύθυνση Χ** , καθώς για να ατοχήσει η 1η πλαστική άρθρωση απαιτείται μεγαλύτερη επιβαλλόμενη μετακίνηση εξαιτίας του σεισμού κατά 50% σε σχέση με την αντίστοιχη μετακίνηση που προκαλεί αστοχία κατά την διεύθυνση Υ.

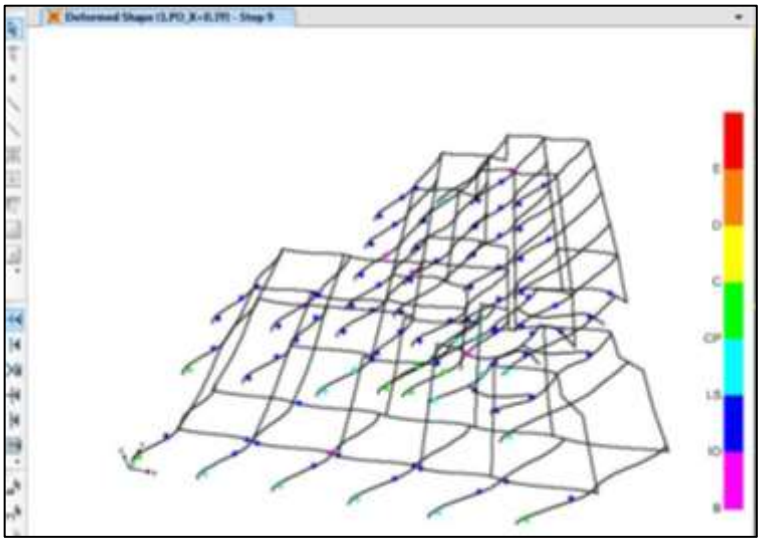
1) Συνδυασμός Χ: 1.PO_X+0.3Y

Ο παρακάτω πίνακας δίνει τα αριθμητικά δεδομένα της καμπύλης Pushover για τον συνδυασμό της ομοιόμορφης φόρτισης κατά Χ, PO_X+0.3Y. Στην 1η στήλη είναι η αρίθμηση των βημάτων της ανάλυσης Pushover. Στην 2η στήλη είναι η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά τη διεύθυνση Χ σε κάθε βήμα, στην 3η στήλη καταγράφεται η τέμνουσα βάσης του φορέα σε kN. Στις στήλες 4η έως 11η καταγράφεται σε ποιο στάδιο παραμόρφωσης βρίσκεται η κάθε κρίσιμη διατομή του φορέα μας. Στην τελευταία στήλη βλέπουμε συνολικά των αριθμό των κρίσιμων διατομών.

Πίνακας 5-7: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_X+0.3Y

TABLE: Pushover Curve - 1PO_X+03Y											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000095	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	0,005305	1005,854	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	0,010705	2011,707	351	0	0	0	0	0	0	0	351
3	0,015664	2935,462	350	1	0	0	0	0	0	0	351
4	0,02179	3925,762	346	1	4	0	0	0	0	0	351
5	0,030955	5226,004	333	3	12	3	0	0	0	0	351
6	0,036388	5900,895	307	8	31	3	2	0	0	0	351
7	0,04189	6340,402	282	2	58	6	3	0	0	0	351
8	0,047969	6724,875	263	2	70	10	6	0	0	0	351
9	0,053568	7043,432	246	6	76	14	8	1	0	0	351
10	0,053905	7058,423	245	7	76	14	8	1	0	0	351

Παρατηρούμε ότι στο βήμα 9 ανοίγει η πρώτη κίτρινη πλαστική άρθρωση στη βάση του τοιχώματος Τ2 του φρεατίου του ανελκυστήρα.



Εικόνα 5-17: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα –PO_X+0.3Y-βήμα 9

Όσον αφορά την εικόνα του φορέα με τις πλαστικές αρθρώσεις παρατουρούμε ότι έχουν σχηματιστεί 106 πλαστικές αρθρώσεις και ο βαθμός της παραμόρφωσής τους φαίνεται με χρωματική βαθμονόμηση. Συγκεκριμένα, η πλειονότητα των πλαστικών αρθρώσεων είναι στις κρίσιμες διατομές των υποστυλωμάτων του ισογείου και ελάχιστες στις δοκούς. Επίσης στο πρόσθιο τμήμα του φορέα υπάρχουν οι πιο κρίσιμες διατομές που καθορίζουν την στάθμη επιτελεστικότητας του φορέα, ενώ αντίθετα στο οπίσθιο τμήμα οι πλαστικές αρθρώσεις είναι χρώματος μπλε στην ολότητα τους.

Εικόνα 5-18: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_X+0.3Y

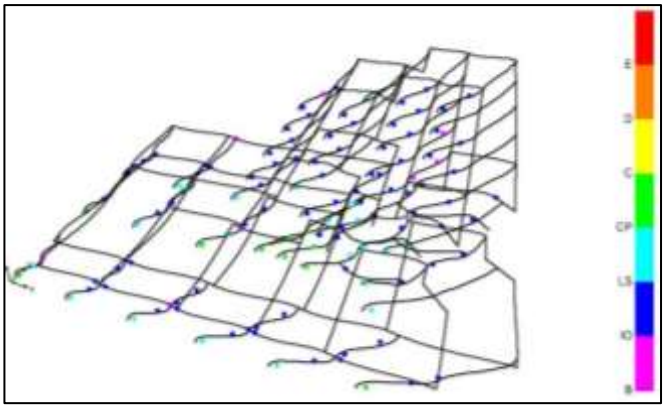
2) Συνδυασμός X: 2.PO_X-0.3Y

Έχουν αναπτυχθεί συνολικά 124 πλαστικές αρθρώσεις και η μέγιστη τέμνουσα βάσης στο 10° βήμα ισούται με $\mathbf{V_b^{max}=7.220\ kN}$. Η $1^η$ κίτρινη πλαστική άρθρωση ανοίγει στο 10° βήμα και βρίσκεται στον πόδα του τοιχώματος Τ2 του φρεατίου του ανελκυστήρα, όπως και στον παραπάνω συνδυασμό.

Πίνακας 5-8: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_X-0.3Y

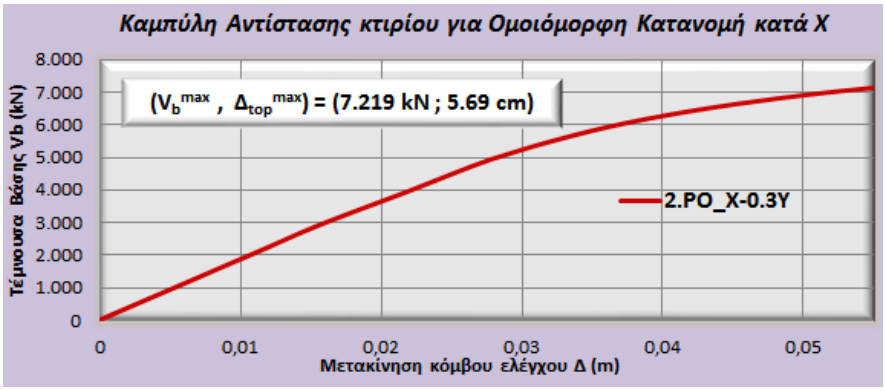
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000095	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	0,005605	1061,973	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	0,011305	2123,945	351	0	0	0	0	0	0	0	351
3	0,015681	2939,294	350	1	0	0	0	0	0	0	351
4	0,022058	3987,488	347	1	2	1	0	0	0	0	351
5	0,027831	4947,624	337	3	8	3	0	0	0	0	351
6	0,033627	5673,383	324	4	20	1	2	0	0	0	351
7	0,038832	6180,268	292	6	48	3	2	0	0	0	351
8	0,045098	6632,283	268	6	63	10	4	0	0	0	351
9	0,051273	6972,670	249	3	82	9	8	0	0	0	351
10	0,056905	7219,248	227	8	84	21	10	1	0	0	351

Όσον αφορά την εικόνα των παραμορφώσεων των πλαστικών αρθρώσεων είναι παρόμοια με την προηγουμενη για τον συνδυασμό PO_X+0.3Y. Οι κρίσιμες διατομές με τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις (**πράσινες** πλαστικές αρθρώσεις) συναντώνται στα **γωνιακά** υποστυλώματα της **πυλωτής** στην βάση (Κ1 και Κ6), στα τοιχώματα του **φρεατίου του ανελκυστήρα** στο ισόγειο, στο **περιμετρικό στύλο** του ισογείου Κ8 και στο υποστύλωμα Κ10 που στηρίζει την πεπλατυσμένη δοκό Δ6.



Εικόνα 5-19: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_X-0.3Y - βήμα 10

Η καμπύλη ικανότητας είναι καμπύλη αύξουσα με αλλαγή κλίση σε κάθε βήμα όπου ανοίγει μία νέα πλαστική άρθρωση και αλλάζει η δυσκαμψία του φορέα.



Εικόνα 5-20: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_X-0.3Y

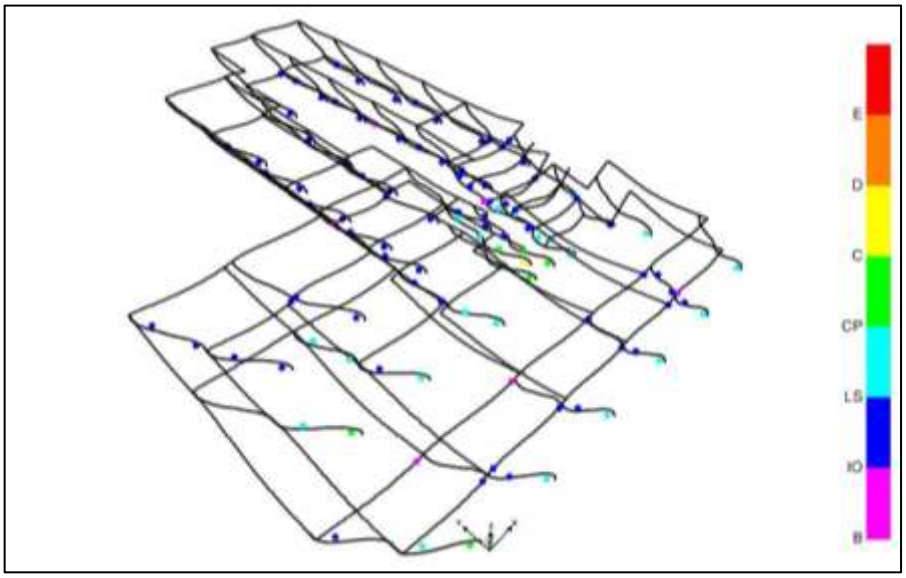
3) Συνδυασμός X: 3.PO_-X+0.3Y

Συνολικά έχουν αναπτυχθεί 104 πλαστικές αρθρώσεις. Και από αυτές οι 8 στο πλήθος βρίσκονται σχεδόν στο σημείο C του δ/τος παραμόρφωσης M-θ της κρίσιμης διατομής. Η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά την οποία συμβαίνουν αυτά είναι 5.2 cm και αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης του φορέα $\mathbf{V_b^{max}=6.935}$ **kN.**

Πίνακας 5-9: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_-X+0.3Y

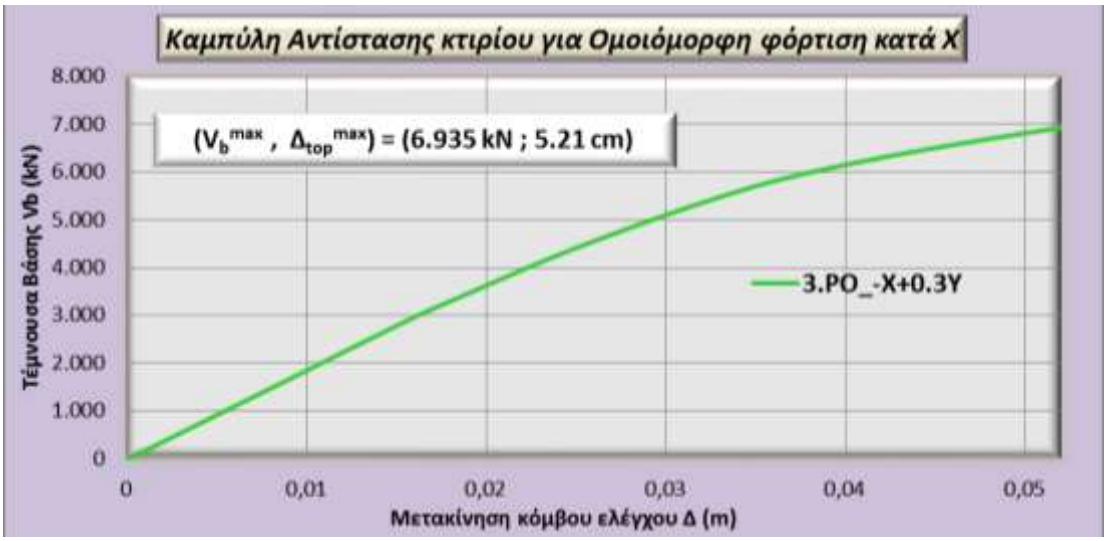
TABLE: Pushover Curve - 3PO_-X+03Y											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000095	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	-0,005295	968,817	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	-0,010495	1937,634	351	0	0	0	0	0	0	0	351
3	-0,015695	2906,452	350	1	0	0	0	0	0	0	351
4	-0,018409	3362,19	349	1	1	0	0	0	0	0	351
5	-0,024298	4305,946	341	3	7	0	0	0	0	0	351
6	-0,030766	5197,682	325	5	18	3	0	0	0	0	351
7	-0,036217	5827,981	304	6	35	4	2	0	0	0	351
8	-0,042042	6301,368	281	4	56	8	2	0	0	0	351
9	-0,047363	6653,863	262	4	70	10	5	0	0	0	351
10	-0,052095	6934,981	247	5	75	16	8	0	0	0	351

Εδώ, οι κρίσιμες διατομές με τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις (**πράσινες** πλαστικές αρθρώσεις) συναντώνται στα τοιχώματα του **φρεατίου του ανελκυστήρα** στο ισόγειο και στους **περιμετρικούς στύλους** του ισογείου K1 και K8.



Εικόνα 5-21: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_-X+0.3Y - βήμα 10

Η πλειονότητα των πλαστικών αρθρώσεων είναι μπλε χρώματος και βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής (Life Safety).



Εικόνα 5-22: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_-X+0.3Y

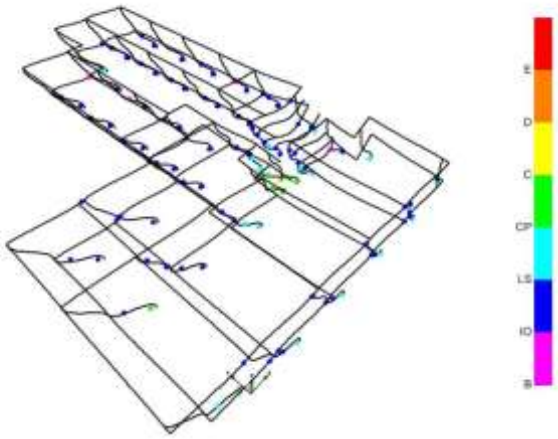
4) Συνδυασμός X: 4.PO_-X-0.3Y

Κατά τη φόρτιση αυτή μία πλαστική άρθρωση έχει γίνει κίτρινη, δηλαδή έχει εξαντλήσει την δυνατότητα πλαστικής στροφής και υφίσταται απότομη πτώση της αντοχής της. Πρόκειται παρομοίως με τις προηγούμενες φορτίσεις για τη βάση του Τ2 τοιχώματος του ανελκυστήρα. Συνολικά στο βήμα 10 έχουν αναπτυχθεί 109 πλαστικές αρθρώσεις, εκ των οποίων οι 8 βρίσκονται κοντά στην αστοχία (πράσινες π.α.), 15 έχουν ξεπεράσει το όριο της προστασίας ζωής (πλαστικές αρθρώσεις με γαλάζιο) και οι υπόλοιπες έχουν μόλις διαρρεύσει (μπλε).

Πίνακας 5-10: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_-X-0.3Y

TABLE: Pushover Curve - 4PO_-X-03Y											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	0,000000	0,000	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	-0,005400	1005,854	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	-0,010800	2011,707	351	0	0	0	0	0	0	0	351
3	-0,015720	2928,127	350	1	0	0	0	0	0	0	351
4	-0,021873	3934,732	343	2	6	0	0	0	0	0	351
5	-0,028503	4913,484	334	1	15	1	0	0	0	0	351
6	-0,033963	5578,03	319	2	26	2	2	0	0	0	351
7	-0,039450	6089,551	290	6	49	4	2	0	0	0	351
8	-0,045252	6496,617	265	4	70	7	5	0	0	0	351
9	-0,050811	6790,956	250	4	78	12	7	0	0	0	351
10	-0,054000	6921,591	242	5	80	15	8	1	0	0	351

Η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου είναι ίση με 5.4cm και αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης του φορέα $\mathbf{V_b^{max}=6.921\ kN.}$



Εικόνα 5-23: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_-X-0.3Y - βήμα 10

Οι κρίσιμες διατομές κοντά στην αστοχία εντοπίζονται στο φρεάτιο του ανελκυστήρα, στα γωνιακά υποστυλώματα της πυλωτής και μόνο στο μπρόσθιο τμήμα της κατασκευής.

Εικόνα 5-24: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_-X-0.3Y

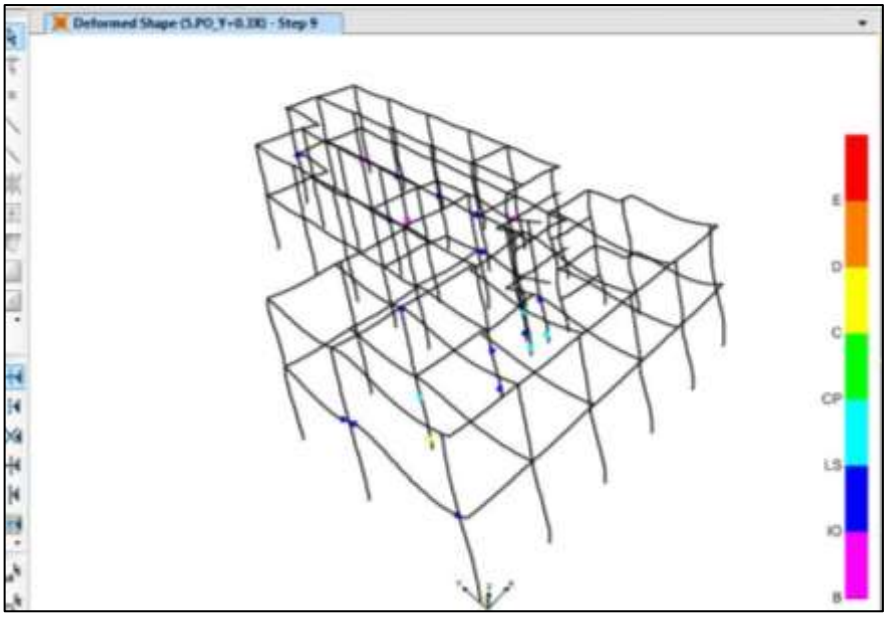
5) Συνδυασμός Y: 5.PO_Y+0.3X

Η 1η αστοχία πλαστικής άρθρωσης πραγματοποιείται στο 9ο βήμα της pushover στην βάση του στύλου K9 του ισογείου για μετακίνηση κορυφής 2.86cm. Αναπτύσσονται συνολικά 22 πλαστικές αρθρώσεις, εκ των οποίων μόνο οι 5 έχουν ξεπεράσει το όριο LS (Life Safety). Η τέμνουσα βάσης του φορέα τότε είναι $\mathbf{V_b^{max}=6.130\ kN}$.

Πίνακας 5-11: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_Y+0.3X

TABLE: Pushover Curve - 5PO_Y+03X											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000829	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	0,002121	672,133	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	0,004841	1292,06	350	1	0	0	0	0	0	0	351
3	0,007791	1953,22	350	0	1	0	0	0	0	0	351
4	0,010741	2614,38	350	0	1	0	0	0	0	0	351
5	0,014999	3559,78	346	1	3	1	0	0	0	0	351
6	0,017949	4161,82	346	0	2	3	0	0	0	0	351
7	0,021733	4880,6	343	3	2	3	0	0	0	0	351
8	0,024857	5452,25	336	4	8	2	1	0	0	0	351
9	0,028671	6130,29	329	3	14	4	0	1	0	0	351

Οι πλαστικές αρθρώσεις έχουν ανοίξει στο ισόγειο κατά κύριο λόγο και στο κέντρο της κατασκευής γύρω από το φρεάτιο του ανελκυστήρα και λίγες περιμετρικά στον φορέα.



Εικόνα 5-25: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_Y+0.3X - βήμα 10

Παρακάτω απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας για τον συνδυασμό της ομοιόμορφης φόρτισης με σεισμό κατά Y και βλέπουμε ότι σχεδόν προσεγγίζει την ευθεία.

Εικόνα 5-26: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_Y+0.3X

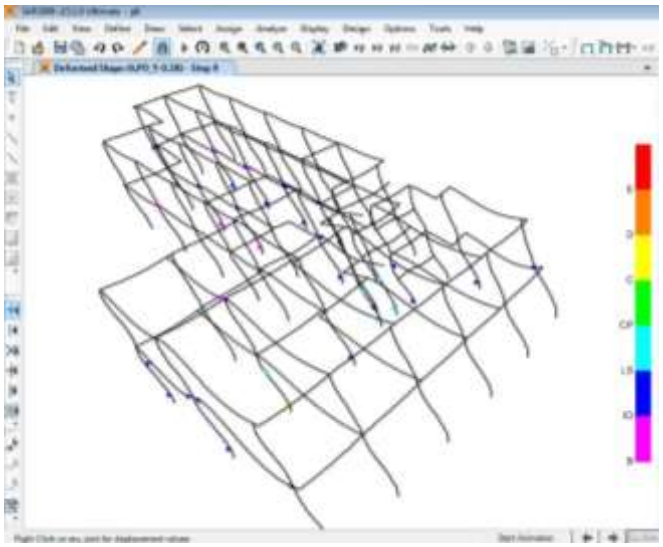
6) Συνδυασμός Y: 6.PO_Y-0.3X

Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά την οποία έχουμε αστοχία της 1ης πλαστικής άρθρωσης ισούται με 3.2cm. Η κρίσιμη διατομή είναι στη βάση του στύλου K9 του ισογείου, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.

Πίνακας 5-12: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_Y-0.3X

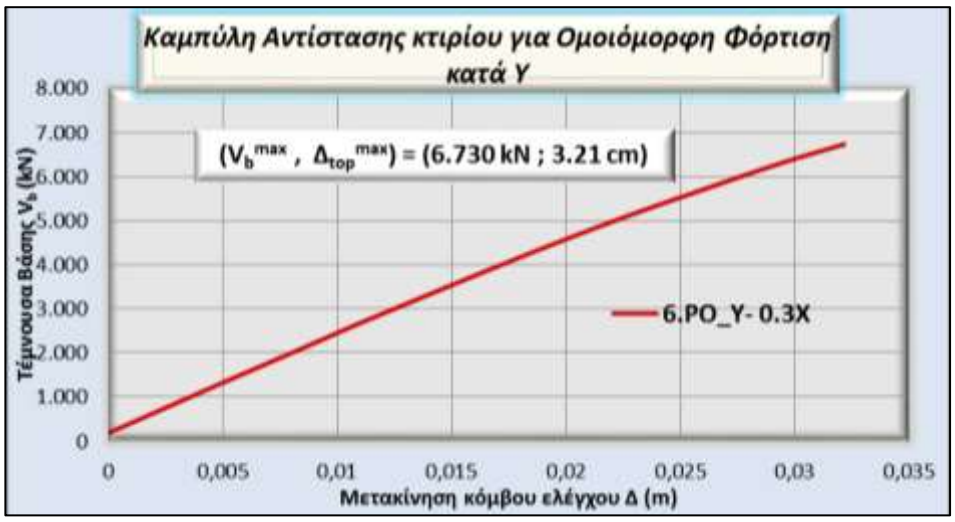
TABLE: Pushover Curve - 6PO_Y-03X											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000829	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	0,002471	751,606	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	0,005022	1332,699	350	1	0	0	0	0	0	0	351
3	0,008322	2072,407	350	0	1	0	0	0	0	0	351
4	0,011622	2812,026	349	1	1	0	0	0	0	0	351
5	0,017956	4160,041	346	0	2	3	0	0	0	0	351
6	0,022152	4999,531	342	3	3	3	0	0	0	0	351
7	0,025674	5644,808	336	4	8	2	1	0	0	0	351
8	0,029426	6304,841	327	3	16	4	1	0	0	0	351
9	0,032171	6730,713	310	8	27	5	0	1	0	0	351

Η μέγιστη τέμνουσα βάσης ισούται με $\mathbf{V_b^{max}=6.730}$ **kN** και στο στάδιο αυτό έχουν σχηματιστεί 41 πλαστικές αρθρώσεις με την πλειονότητα να είναι μπλε.



Εικόνα 5-27: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_Y-0.3X - βήμα 9

Παρακάτω παρουσιάζεται και η αντίστοιχη καμπύλη ικανότητας του φορέα σε όρους μετακίνησης της κορυφής κατά Y και τέμνουσας βάσης του φορέα.



Εικόνα 5-28: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_Y-0.3X

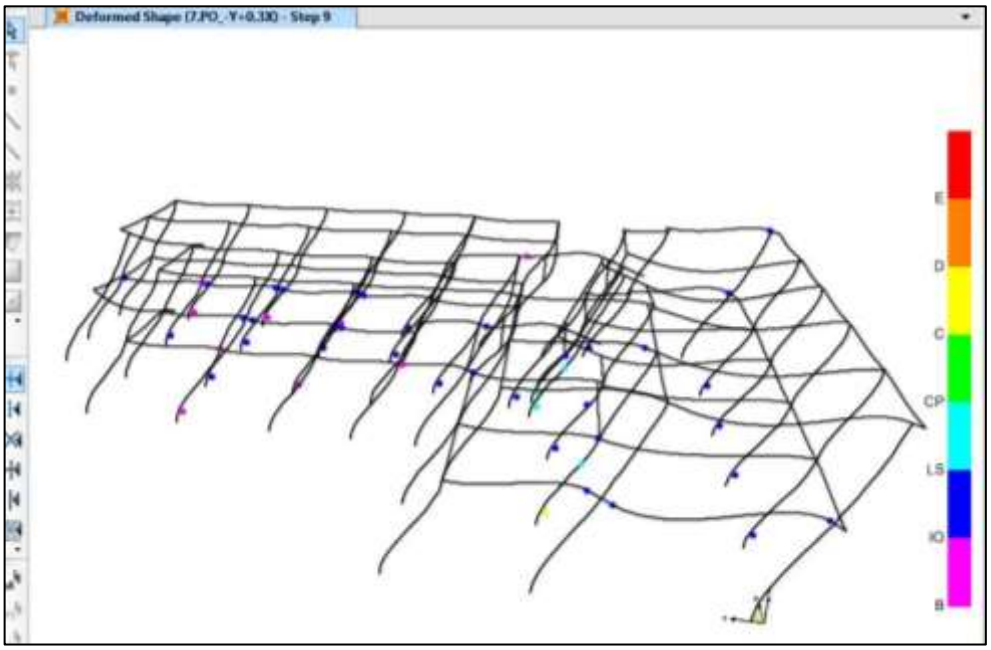
7) Συνδυασμός X: 7.PO_-Y+0.3X

Η πρώτη αστοχία κρίσιμης διατομής πραγματοποιείται για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 3.48cm και γίνεται στον στύλο K9 του ισογείου. Στο στάδιο αυτό έχουν ανοίξει συνολικά 56 πλαστικές αρθρώσεις.

Πίνακας 5-13: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_-Y+0.3X

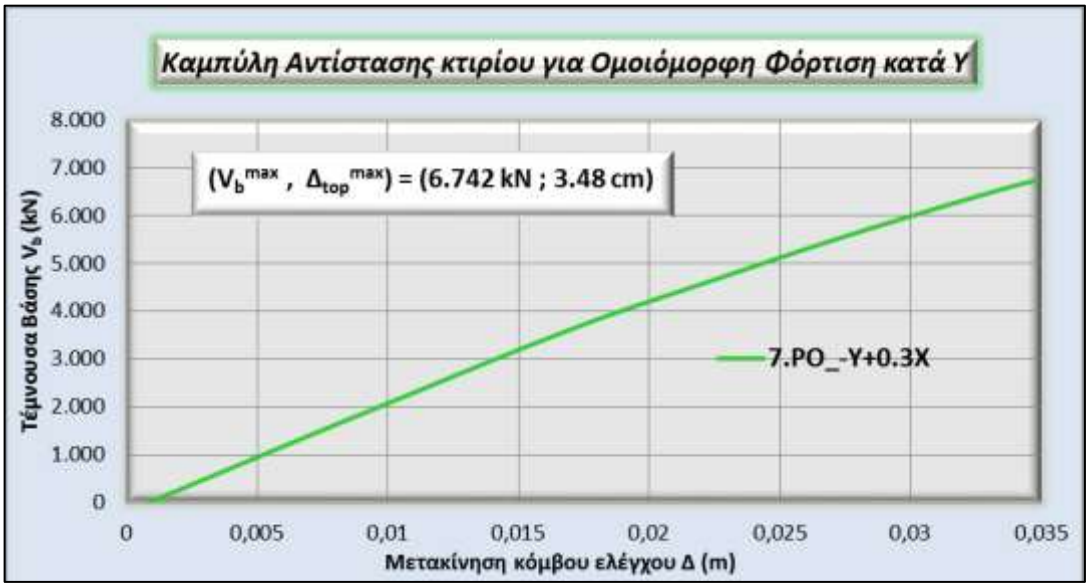
TABLE: Pushover Curve - 7PO_-Y+03X											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000829	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	-0,004229	774,382	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	-0,007366	1488,684	350	1	0	0	0	0	0	0	351
3	-0,010766	2250,807	350	0	1	0	0	0	0	0	351
4	-0,01494	3185,708	348	1	2	0	0	0	0	0	351
5	-0,018435	3915,953	344	2	3	2	0	0	0	0	351
6	-0,022301	4628,108	339	1	8	3	0	0	0	0	351
7	-0,026448	5388,404	334	2	12	2	1	0	0	0	351
8	-0,030375	6056,488	324	4	19	3	1	0	0	0	351
9	-0,03382	6606,96	302	9	35	4	0	1	0	0	351
10	-0,034829	6742,555	295	7	43	3	2	1	0	0	351

Οι 50 πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται σε παραμόρφωση μικρότερη από τη στάθμη επιτελεστικότητας B (Προστασία ζωής) και οι υπόλοιπες 6 την έχουν ξεπεράσει και βρίσκονται λίγο πριν το σημείο C του δ/τος M-θ.



Εικόνα 5-29: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_-Y+0.3X - βήμα 10

Η μέγιστη τέμνουσα βάσης ισούται με $\mathbf{V_b^{max}=6.742\ kN}$, όπως φαίνεται και στην καμπύλη ικανότητας.



Εικόνα 5-30: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_-Y+0.3X

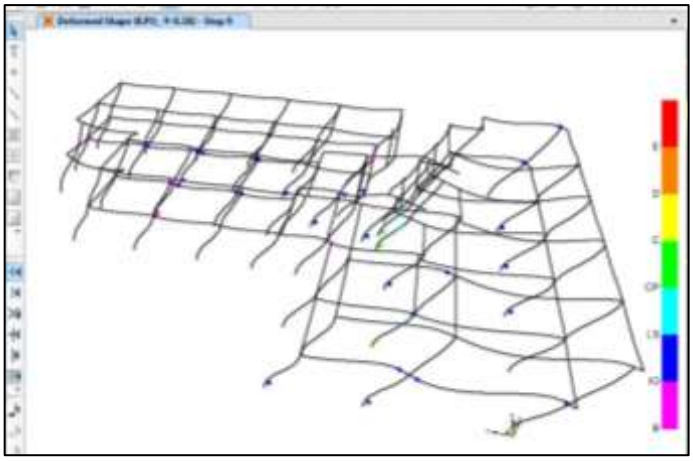
8) Συνδυασμός Χ: 8.PO_-Y-0.3X

Ο τελευταίος συνδυασμός της ομοιόμορφης φόρτισης με κυρίαρχη δ/νση κατά Υ δίνει μέγιστη δυνατότητα παραμόρφωσης του φορέα ίση με δ_{top}=3.37cm με πρώτη αστοχία πάλι στον στύλο Κ9 του ισογείου.

Πίνακας 5-14: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PO_-Y-0.3X

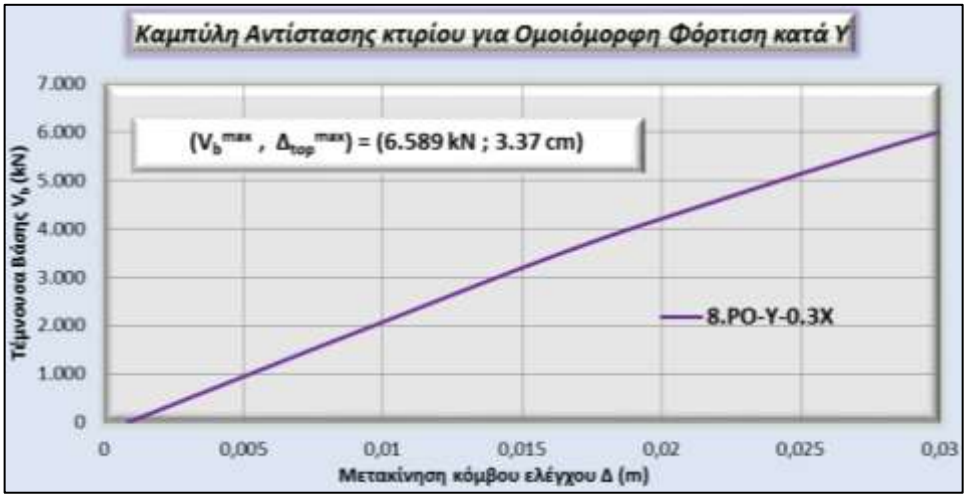
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000829	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	-0,004118	749,372	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	-0,007164	1443,287	350	1	0	0	0	0	0	0	351
3	-0,010453	2180,424	350	0	1	0	0	0	0	0	351
4	-0,0149	3176,537	347	2	2	0	0	0	0	0	351
5	-0,018324	3894,739	344	1	4	2	0	0	0	0	351
6	-0,021888	4564,291	339	4	5	3	0	0	0	0	351
7	-0,025424	5218,165	334	3	11	2	1	0	0	0	351
8	-0,028731	5804,02	329	5	13	1	3	0	0	0	351
9	-0,03249	6407,425	312	7	26	3	2	1	0	0	351
10	-0,033719	6589,523	302	6	36	4	2	1	0	0	351

Στο τελευταίο βήμα έχουν ανοίξει συνολικά 49 πλαστικές αρθρώσεις οι οποίες έχουν κατανεμηθεί στα υποστυλώματα του ισογείου στην περίμετρο του φορέα αλλά και στο φρεάτιο του ανελκυστήρα και στα εσωτερικά υποστυλώματα του οπίσθιου τμήματος.



Εικόνα 5-31: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PO_-Y-0.3X - βήμα 9

Η μέγιστη τέμνουσα βάσης ισούται με $\mathbf{V_b^{max}}$**=6.589 kN**.



Εικόνα 5-32: Καμπύλη αντίστασης φορέα- Συνδυασμός PO_-Y-0.3X

5.3.2 Καμπύλες Αντίστασης για τους συνδυασμούς της ιδιομορφικής φόρτισης

Στον ακόλουθο πίνακα συνοψίζονται οι συνδυασμοί της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για ιδιομορφική κατανομή οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Στην 2η στήλη δίνεται η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου τη στιγμή που εμφανίζεται η 1η κίτρινη πλαστική άρθρωση. Στην τελευταία στήλη καταγράφεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν δημιουργηθεί.

Πίνακας 5-15: Συνδυασμοί φόρτισης – Μετατοπίσεις κόμβου ελέγχου

Ιδιομορφική κατανομή Συνδυασμός φόρτισης	Δ_{top}	Πλήθος πλαστικών αρθρώσεων
ΚΑΤΑ Χ	cm	
1.PI_X+0.3Y	3,36	82
2.PI_X-0.3Y	4,70	120
3.PI_-X+0.3Y	4,99	117
4.PI_-X-0.3Y	3,29	82
ΚΑΤΑ Υ	cm	
5.PI_Y+0.3X	2,92	18
6.PI_Y-0.3X	3,82	55
7.PI_-Y+0.3X	4,38	88
8.PI_-Y-0.3X	3,28	29

Με βάση τα στοιχεία του Πίνακα διαπιστώνουμε καλύτερη μεταλαστική συμπεριφορά του φορέα κατά τη διεύθυνση Χ.

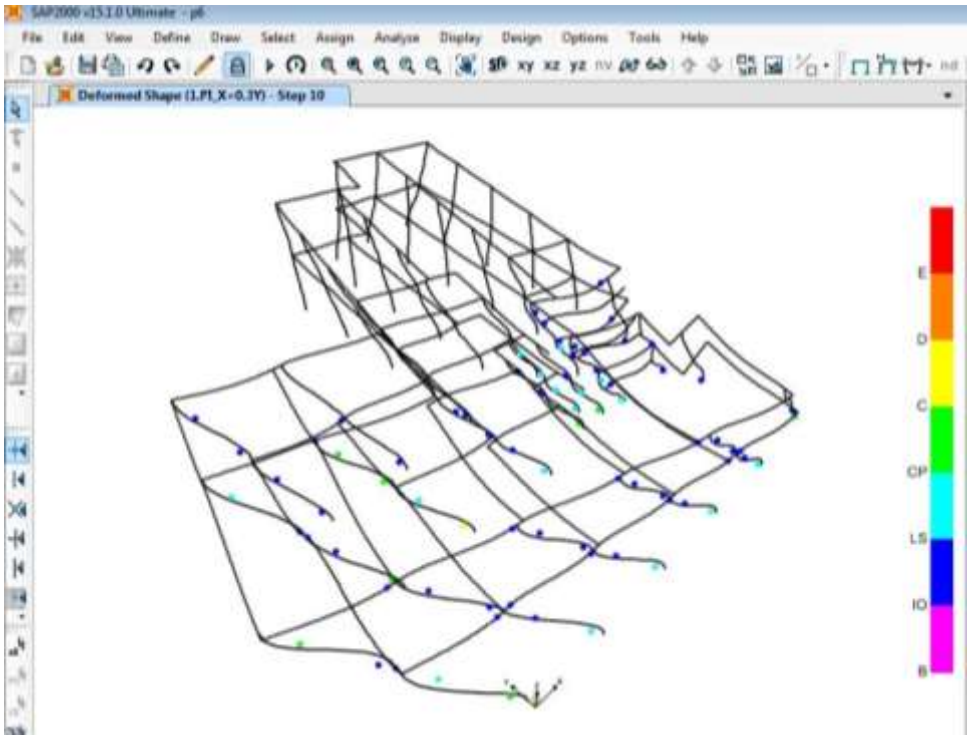
1) Συνδυασμός Χ: PI_X+0.3Y

Η 1η κίτρινη πλαστική άρθρωση ανοίγει στη βάση του στύλου Κ9 του ισογείου, ο οποίος έχει διαστάσεις 20x100 και στηρίζει την πεπλαστυσμένη δοκό Δ6(100x30). Αυτό συμβαίνει σε μετακίνηση 3.35cm του κέντρου μάζας της οροφής του α' ορόφου στην οποία ο φορέας αναπτύσσει τέμνουσα βάσης $\mathbf{V_b^{max}=5.235\ kN}$.

Πίνακας 5-16: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_X+0.3Y

TABLE: Pushover Curve - 1PI_X+03Y											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000095	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	-0,003445	743,393	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	-0,005196	1131,822	350	1	0	0	0	0	0	0	351
3	-0,008546	1881,453	350	0	1	0	0	0	0	0	351
4	-0,012999	2880,012	347	1	3	0	0	0	0	0	351
5	-0,016772	3611,282	334	4	12	1	0	0	0	0	351
6	-0,020154	4113,167	318	2	27	3	1	0	0	0	351
7	-0,023606	4517,451	304	6	34	3	4	0	0	0	351
8	-0,027538	4858,583	280	6	52	8	5	0	0	0	351
9	-0,031438	5116,985	274	2	53	16	6	0	0	0	351
10	-0,033595	5235,46	269	0	56	16	9	1	0	0	351

Οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί συγκεντρώνονται στο μπροστινό τμήμα της κατασκευής. Η πλειονότητα τους έχει χρώμα μπλε.



Εικόνα 5-33: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_X+0.3Y - βήμα 10

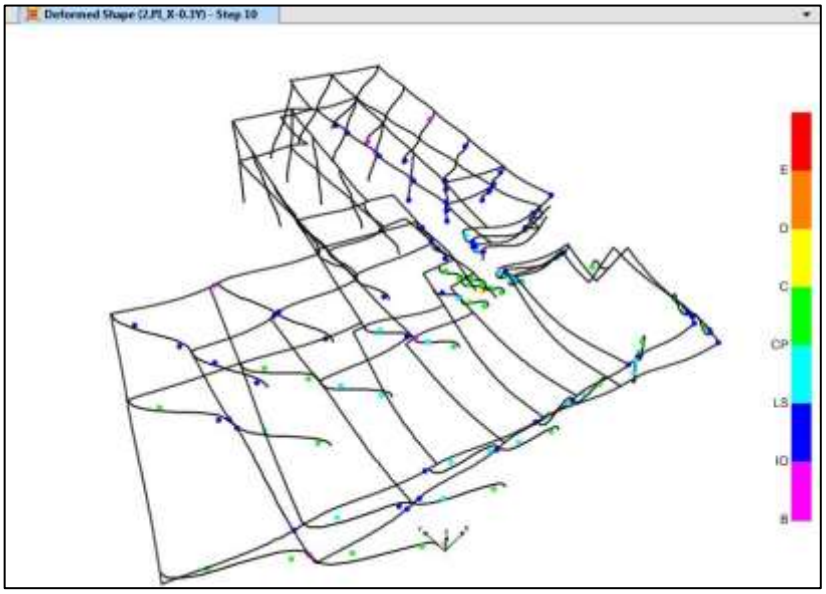
Η καμπύλη ικανότητας είναι ευθεία μέχρι δ_{top}=1.3cm μετά αλλάζει κλίση καθώς 3 πλαστικές αρθρώσεις έχουν περάσει τη διαρροή.

Εικόνα 5-34: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_X+0.3Y

2) Συνδυασμός X: PI_X-0.3Y

Πίνακας 5-17: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_X-0.3Y

TABLE: Pushover Curve - 2PI_X-03Y											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000095	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	-0,004895	1040,049	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	-0,009695	2080,098	351	0	0	0	0	0	0	0	351
3	-0,012059	2592,294	350	1	0	0	0	0	0	0	351
4	-0,017055	3557,788	338	3	10	0	0	0	0	0	351
5	-0,022264	4275,593	315	4	29	2	1	0	0	0	351
6	-0,027195	4744,384	287	9	48	2	5	0	0	0	351
7	-0,032134	5090,625	273	8	51	12	7	0	0	0	351
8	-0,036939	5363,344	260	3	59	19	10	0	0	0	351
9	-0,041807	5568,618	245	7	57	26	16	0	0	0	351
10	-0,046989	5779,464	233	7	58	25	27	1	0	0	351
11	-0,048095	5817,134	231	7	59	25	28	1	0	0	351



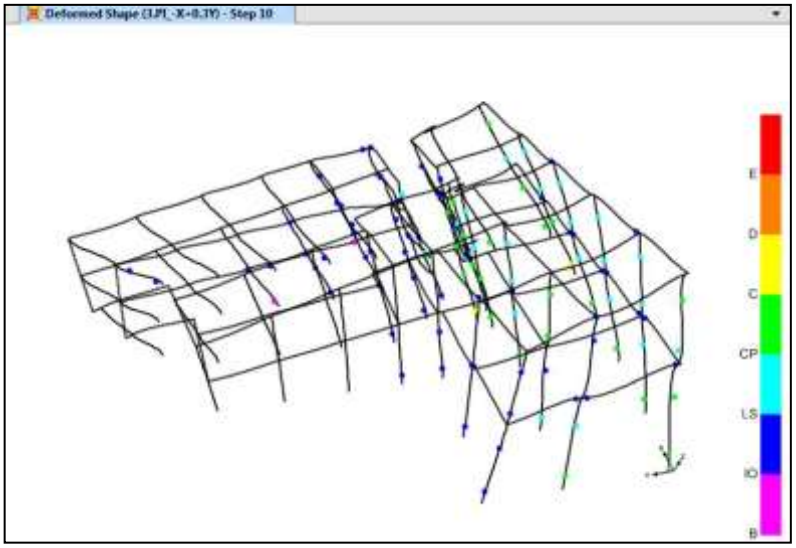
Εικόνα 5-35: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_X-0.3Y - βήμα 10

Εικόνα 5-36: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_X-0.3Y

3) Συνδυασμός X: PI_-X+0.3Y

Πίνακας 5-18: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_-X+0.3Y

TABLE: Pushover Curve - 3PI_-X+03Y											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000095	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	0,004905	1083,384	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	0,009905	2166,768	351	0	0	0	0	0	0	0	351
3	0,012894	2814,405	350	1	0	0	0	0	0	0	351
4	0,018284	3796,372	337	4	9	1	0	0	0	0	351
5	0,024087	4535,183	317	6	22	4	2	0	0	0	351
6	0,029303	5004,161	290	2	47	7	5	0	0	0	351
7	0,034381	5314,206	270	4	55	14	8	0	0	0	351
8	0,039416	5560,681	257	5	57	21	11	0	0	0	351
9	0,045393	5798,137	242	5	58	21	25	0	0	0	351
10	0,049834	5938,806	234	2	62	25	26	2	0	0	351
11	0,049902	5940,677	234	2	62	25	26	2	0	0	351



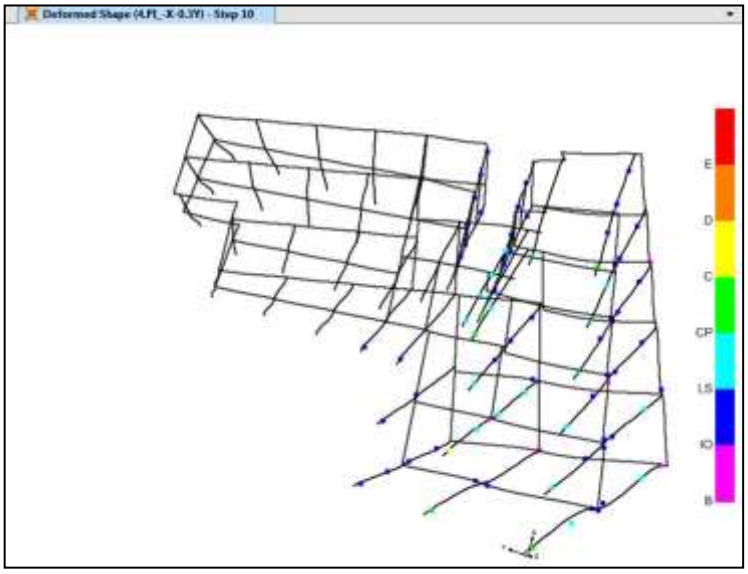
Εικόνα 5-37: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_-X+0.3Y - βήμα 10

Εικόνα 5-38: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_-X+0.3Y

4) Συνδυασμός X: PI_-X-0.3Y

Πίνακας 5-19: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_-X-0.3Y

TABLE: Pushover Curve - 4PI_-X-03Y											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000095	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	0,003205	732,298	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	0,005653	1275,684	350	1	0	0	0	0	0	0	351
3	0,008953	2014,127	350	0	1	0	0	0	0	0	351
4	0,012863	2890,166	348	1	2	0	0	0	0	0	351
5	0,016938	3677,837	339	1	10	1	0	0	0	0	351
6	0,020475	4214,06	321	4	23	3	0	0	0	0	351
7	0,024105	4636,777	300	5	40	2	4	0	0	0	351
8	0,027558	4919,329	280	7	53	6	5	0	0	0	351
9	0,030991	5140,59	273	5	54	14	4	1	0	0	351
10	0,032905	5262,099	269	5	52	19	5	1	0	0	351



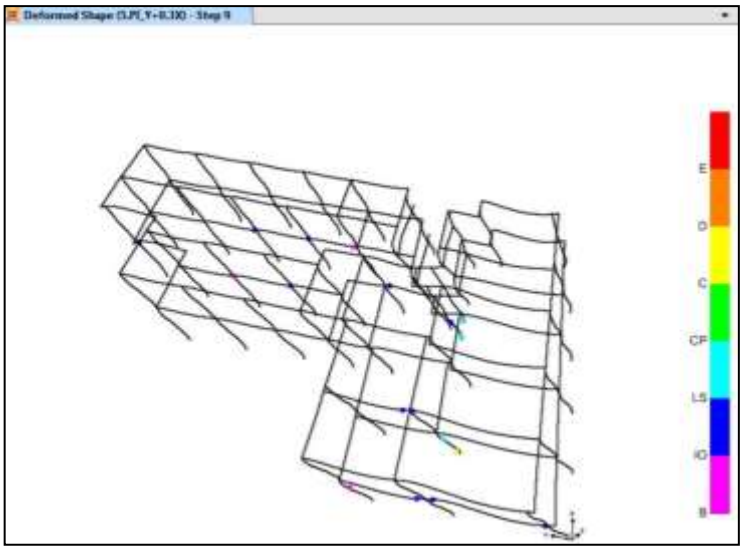
Εικόνα 5-39: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_-X-0.3Y - βήμα 10

Εικόνα 5-40: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_-X-0.3Y

5) Συνδυασμός X: PI_Y+0.3X

Πίνακας 5-20: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_Y+0.3X

TABLE: Pushover Curve - 5PI_Y+03X											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000829	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	0,002171	595,508	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	0,004668	1091,222	350	1	0	0	0	0	0	0	351
3	0,007668	1676,706	350	0	1	0	0	0	0	0	351
4	0,010668	2262,19	350	0	1	0	0	0	0	0	351
5	0,014918	3088,738	348	0	2	1	0	0	0	0	351
6	0,020034	4013,021	345	1	3	2	0	0	0	0	351
7	0,023595	4607,681	340	3	5	2	1	0	0	0	351
8	0,026658	5098,272	336	3	9	2	1	0	0	0	351
9	0,029171	5479,84	333	3	11	3	0	1	0	0	351



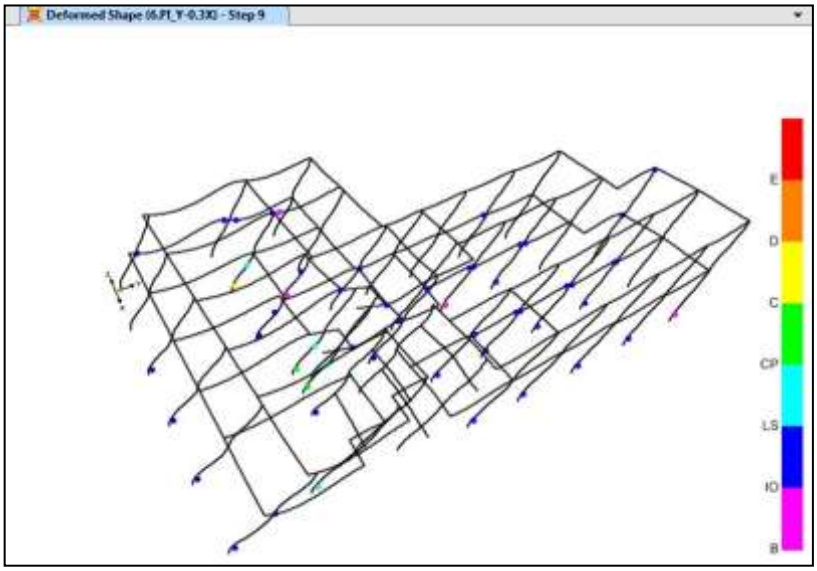
Εικόνα 5-41: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_ Y+0.3X - βήμα 9

Εικόνα 5-42: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_Y+0.3X

6) Συνδυασμός X: PI_Y-0.3X

Πίνακας 5-21: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_Y-0.3X

TABLE: Pushover Curve - 6PI_Y-03X											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000829	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	0,003071	781,846	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	0,006856	1540,737	350	1	0	0	0	0	0	0	351
3	0,010756	2313,123	350	0	1	0	0	0	0	0	351
4	0,014656	3085,51	350	0	1	0	0	0	0	0	351
5	0,021583	4321,125	344	2	2	3	0	0	0	0	351
6	0,02593	5097,707	337	4	7	3	0	0	0	0	351
7	0,03037	5783,824	330	2	15	4	0	0	0	0	351
8	0,034615	6411,882	310	6	30	4	1	0	0	0	351
9	0,038171	6886,275	296	4	43	5	2	1	0	0	351



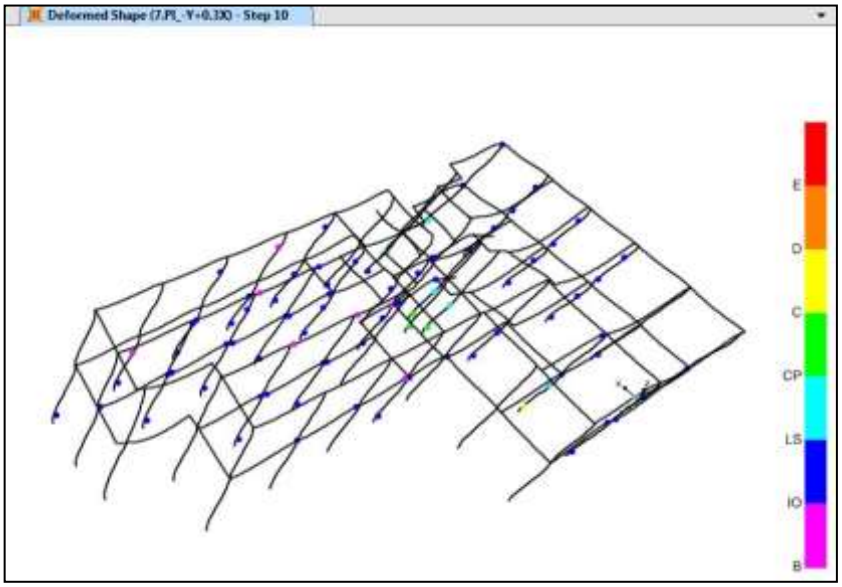
Εικόνα 5-43: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_ Y-0.3X - βήμα 9

Εικόνα 5-44: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_Y-0.3X

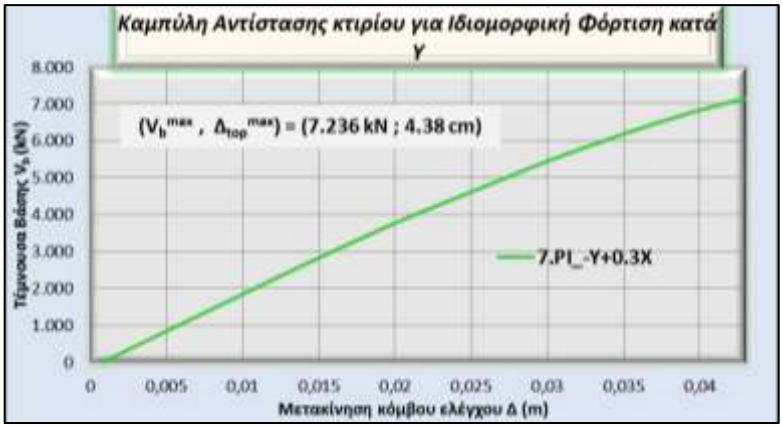
7) Συνδυασμός X: PI_-Y+0.3X

Πίνακας 5-22: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_-Y+0.3X

TABLE: Pushover Curve - 7PI_-Y+03X											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000829	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	-0,005129	862,035	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	-0,009394	1716,978	350	1	0	0	0	0	0	0	351
3	-0,014342	2696,089	348	1	2	0	0	0	0	0	351
4	-0,020054	3774,581	343	2	4	2	0	0	0	0	351
5	-0,025025	4616,303	337	4	7	3	0	0	0	0	351
6	-0,029964	5436,224	329	5	14	3	0	0	0	0	351
7	-0,034607	6127,828	310	6	31	3	1	0	0	0	351
8	-0,039099	6723,012	288	1	56	3	2	1	0	0	351
9	-0,043606	7213,62	263	7	72	6	2	1	0	0	351
10	-0,043829	7236,065	263	7	72	5	3	1	0	0	351



Εικόνα 5-45: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_ -Y+0.3X - βήμα 9

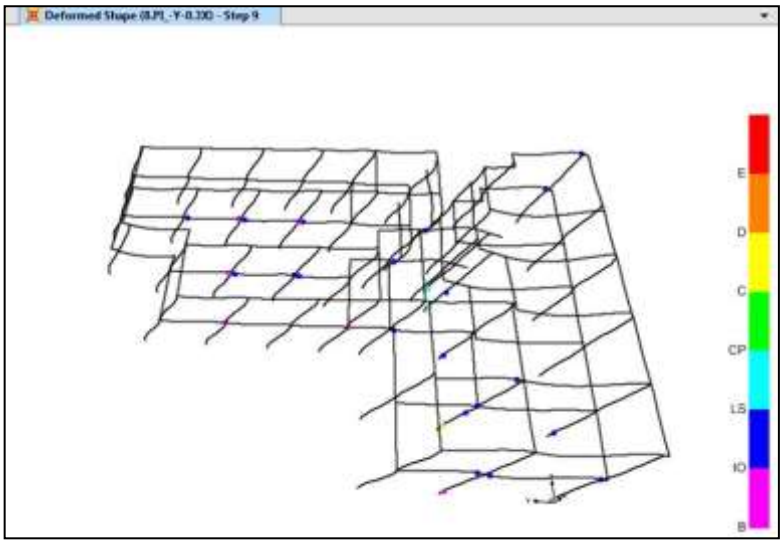


Εικόνα 5-46: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_-Y+0.3X

8) Συνδυασμός X: PI_-Y-0.3X

Πίνακας 5-23: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα – Συνδυασμός PI_-Y-0.3X

TABLE: Pushover Curve - 8PI_-Y-03X											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000829	0	351	0	0	0	0	0	0	0	351
1	-0,004029	635,209	351	0	0	0	0	0	0	0	351
2	-0,00697	1218,943	350	1	0	0	0	0	0	0	351
3	-0,01017	1843,459	350	0	1	0	0	0	0	0	351
4	-0,013922	2575,234	348	2	1	0	0	0	0	0	351
5	-0,018924	3532,897	342	4	4	1	0	0	0	0	351
6	-0,023035	4229,496	337	4	8	2	0	0	0	0	351
7	-0,027457	4971,521	334	1	13	2	1	0	0	0	351
8	-0,031117	5572,044	331	2	15	2	0	1	0	0	351
9	-0,032829	5828,757	322	6	20	2	0	1	0	0	351



Εικόνα 5-47: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – PI_ -Y-0.3X - βήμα 9

Εικόνα 5-48: Καμπύλη αντίστασης φορέα συνδυασμού φόρτισης PI_-Y-0.3X

5.3.3 Σύγκριση Καμπύλων Ικανότητας

Στην παράγραφο αυτή συγκρίνονται μεταξύ τους οι καμπύλες ικανότητας. Συγκεκριμένα βρίσκεται ο δυσμενέστερος συνδυασμός κατά Χ και κατά Υ για τις καμπύλες ικανότητας λόγω ομοιόμορφης φόρτισης και αντίστοιχα για τις καμπύλες που προέκυψαν από την ιδιομορφική κατανομή φόρτισης. Στην συνέχεια συγκρίνεται ο δυσμενέστερος συνδυασμός της ομοιόμορφης με τον αντίστοιχο της ιδιομορφικής για κάθε κύρια διεύθυνση του σεισμού.

5.3.3.1 Σύγκριση ομοιόμορφων κατανομών κατά Χ

Στο παρακάτω διάγραμμα έχουν σχεδιαστεί συγκεντρωτικά οι καμπύλες αντίστασης των συνδυασμών της ομοιόμορφης κατανομής κατά Χ. Ο **δυσμενέστερος συνδυασμός** προκύπτει ο **PO_-X-0.3Y**, καθώς αντιστοιχεί στηνκαμπύλη που είναι πιο χαμηλά σε σχέση με τις άλλες.

Εικόνα 5-49: Καμπύλες αντίστασης για Ομοιόμορφη κατανομή κατά Χ

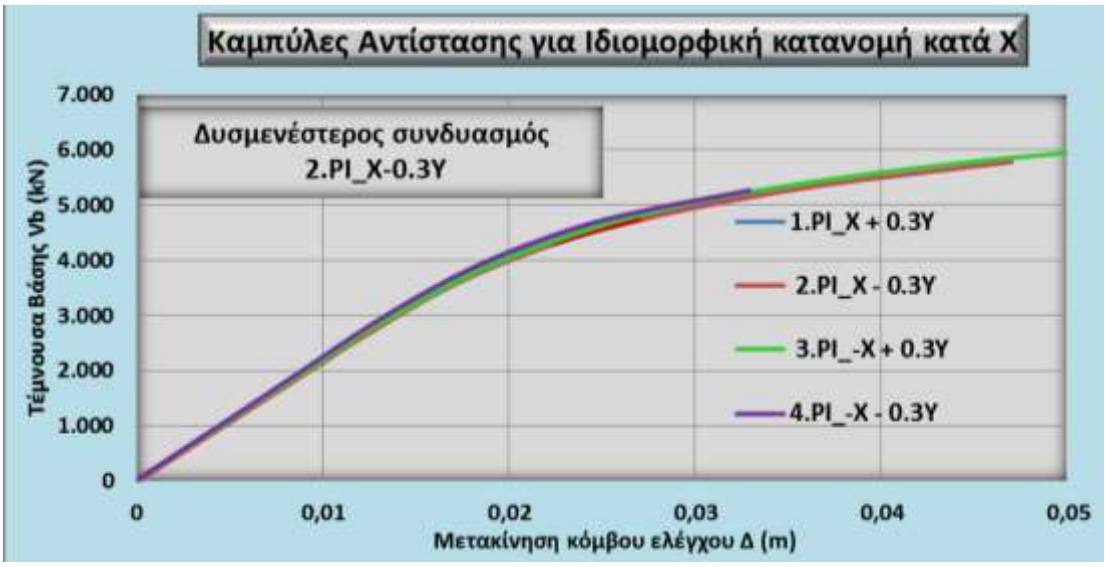
5.3.3.2 Σύγκριση ομοιόμορφων κατανομών κατά Υ

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός της ομοιόμορφης φόρτισης κατά την διεύθυνση Υ της κύριας σεισμικής φόρτισης προκύπτει ο PO_-Y+0.3X. Ο PO_-Y+0.3X σχεδόν ταυτίζεται με τον PO_-Y-0.3X, όπως φαίνεται στην διαγραμματική απεικόνιση. Αντίθετα, οι συνδυασμοί PO_Y+0.3X και PO_Y+0.3X είναι ευμενέστεροι και ο φορέας έχει μεγαλύτερη ικανότητα αντίστασης στην σεισμική επιβαλλόμενη μετακίνηση.

Εικόνα 5-50: Καμπύλες αντίστασης για Ομοιόμορφη κατανομή κατά Υ

5.3.3.3 Σύγκριση ιδιομορφικών κατανομών κατά Χ

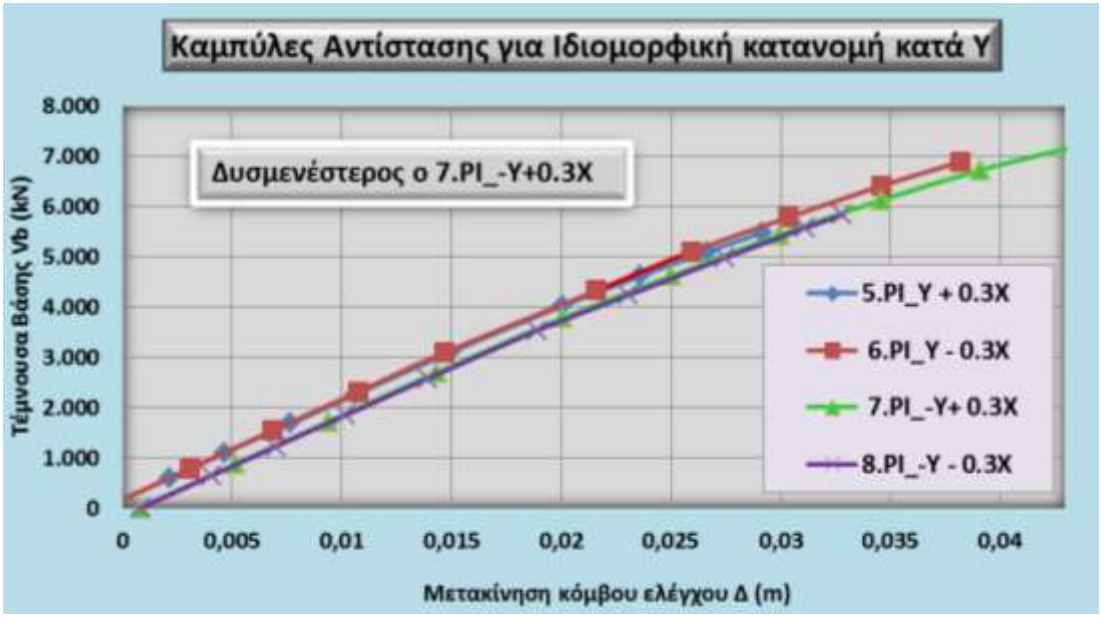
Η δυσμενέστερη καμπύλη είναι η κόκκινη που αντιστοιχεί στον συνδυασμό της ιδιομορφικής φόρτισης PI_X-0.3Y.



Εικόνα 5-51: Καμπύλες αντίστασης για Ιδιομορφική κατανομή κατά Χ

5.3.3.4 Σύγκριση ιδιομορφικών κατανομών κατά Υ

Για την ιδιομορφική φόρτιση κατά Υ προκύπτει δυσμενέστερη καμπύλη η πράσινη που αντιστοιχεί στον συνδυασμό PI_-Y+0.3X.



Εικόνα 5-52: Καμπύλες αντίστασης για Ιδιομορφική κατανομή κατά Υ

5.3.3.5 Σύγκριση καμπύλων αντίστασης ομοιόμορφης φόρτισης έναντι ιδιομορφικής

Εικόνα 5-53:Συγκριτική απεικόνιση καμπύλων αντίστασης Ομοιόμορφης έναντι Ιδιομορφικής κατά X

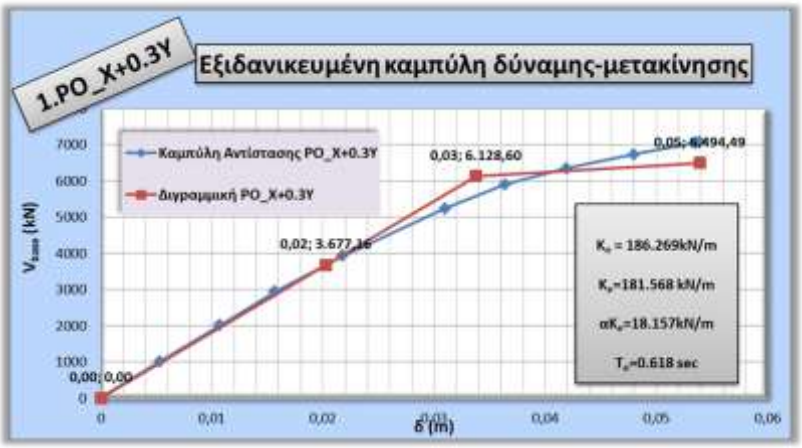
Εικόνα 5-54:Συγκριτική απεικόνιση καμπύλων αντίστασης Ομοιόμορφης έναντι Ιδιομορφικής κατά Y

5.4 Διγραμμικοποίηση καμπύλων ικανότητας – Στοχευόμενη μετακίνηση

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζεται η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου από μη γραμμική σε διγραμμική. Πρόκειται για την αντίστοιχη εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης - μετακίνησης η οποία αποτελείται από δύο ευθείες. Η πρώτη ευθεία ορίζει την ελαστική περιοχή μέχρι τη διαρροή και έχει κλίση K_e, ενώ η δεύτερη είναι ο μετελαστικός κλάδος που φτάνει μέχρι την μετακίνηση αστοχίας δ_u και έχει κράτυνση α* K_e. Οι υπολογισμοί έγιναν για όλους τους συνδυασμούς. Έπειτα κρατήσαμε τα αποτελέσματα για την δυσμενέστερη καμπύλη.

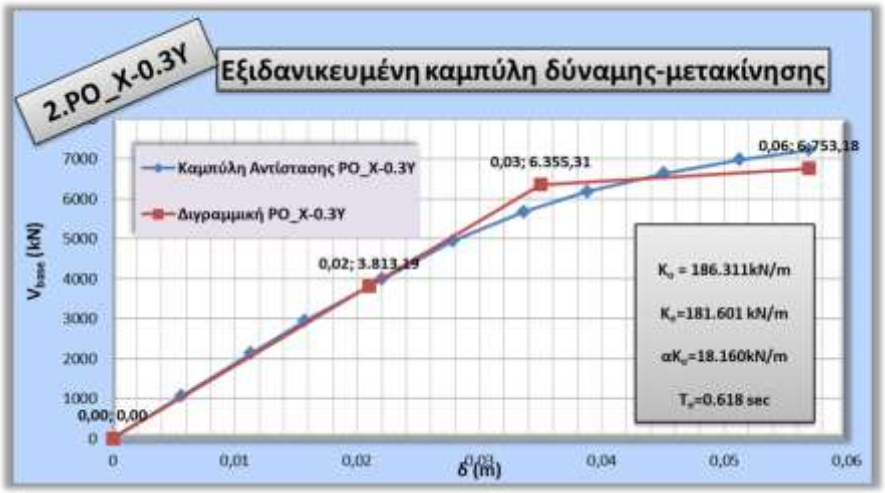
5.4.1 Εξιδανικευμένες καμπύλες κατά Χ

Για τη διγραμμικοποίηση ακολουθήσαμε τη διαδικασία εύρεσης της εξιδανικευμένης καμπύλης δύναμης-μετακίνησης όπως ορίζεται από την §5.7.3.4. του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Εικόνα 5-55: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_X+0.3Y

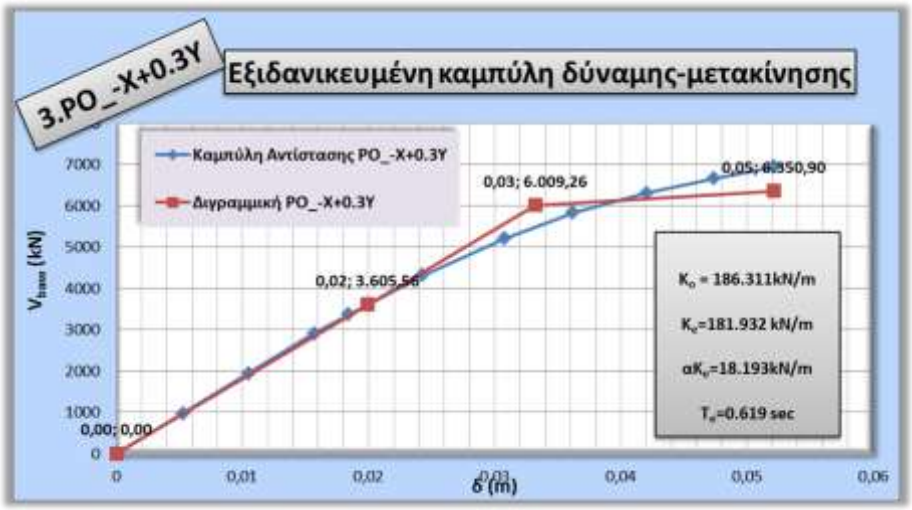
Συγκεκριμένα για τον προσδιορισμό της εξιδανικευμένης καμπύλης απαιτείται ο προσδιορισμός των δύο ευθειών της. Η 1η ευθεία διέρχεται από την αρχή των αξόνων και από το σημείο της διαρροής (δ_y,V_y). Η 2η ευθεία ορίζεται από τα σημεία διαρροής (δ_y,V_y) και αστοχίας (δ_u,V_{max}). Όπως φαίνεται το πρόβλημα έχει 4 αγνώστους, τις μετακινήσεις διαρροής και αστοχίας και τις αντίστοιχες τέμνουσες στην διαρροή και αστοχία.



Εικόνα 5-56: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_X-0.3Y

Τα δεδομένα που διαθέτουμε για την επίλυση του προβλήματος είναι τα εξης:

- Η **1η ευθεία** έχει **κλίση** ίση με την ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία $\mathbf{K_e}$
- Η **2η ευθεία** έχει κλίση ίση με **αKe**, με ανηγμένη κλίση **α** ($0 \leq \alpha \leq 0.10$)
- Το σημείο αστοχίας από το οποίο διέρχεται η **2η ευθεία** αντιστοιχεί σε μετακίνηση $\boldsymbol{\delta_u}$ πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα.

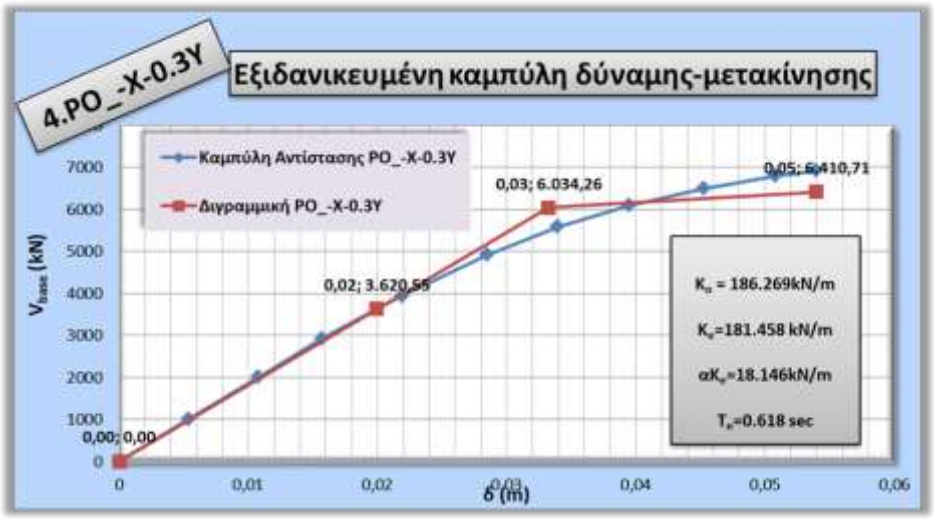


Εικόνα 5-57: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_-X+0.3Y

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία $\mathbf{K_e}$ προκύπτει ως η **επιβατική δυσκαμψία** που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το **60% της δύναμης διαρροής** $\mathbf{V_y}$.

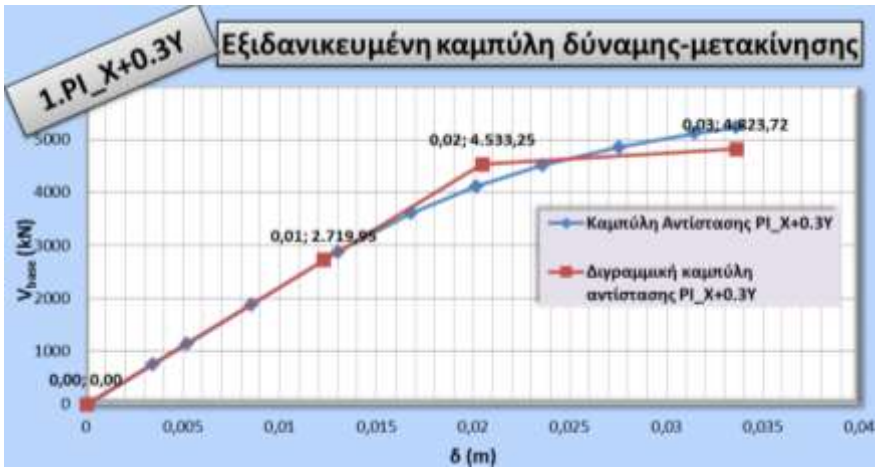
$$\mathbf{K_e} = \frac{\mathbf{0.6 * V_y}}{\mathbf{0.6 * \delta_y}} = \frac{\mathbf{V_y}}{\boldsymbol{\delta_y}} \tag{5.1}$$

Στην ουσία το σημείο ($0.6\delta_y$,$0.6V_y$) είναι το **σημείο τομής** της εξιδανικευμένης με την παραγματική καμπύλη αντίστασης.



Εικόνα 5-58: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_-X-0.3Y

Η διγραμμικοποίηση έγινε με δεδομένη την ανηγμένη μετελαστική κλίση **α=0.10**. Ενώ η μετακίνηση αστοχίας $\boldsymbol{\delta_u}$ είναι ίση με τη μετακίνηση της πραγματικής καμπύλης στο τελευταίο βήμα.



Εικόνα 5-59: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_X+0.3Y

Τέλος, η διγραμμική καμπύλη προσδιορίζεται γραφικά με κριτήριο την ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης. Για να γίνει αυτό όλοι οι άγνωστοι έχουν εκφραστεί ως προς V_y και δ_y και με δοκιμές στην εύρεση της επιβατικής δυσκαμψίας και μεταβολή της τιμής της V_y προσδιορίζω τελικά τα ζητούμενα και σχεδιάζω την διγραμμική καμπύλη.

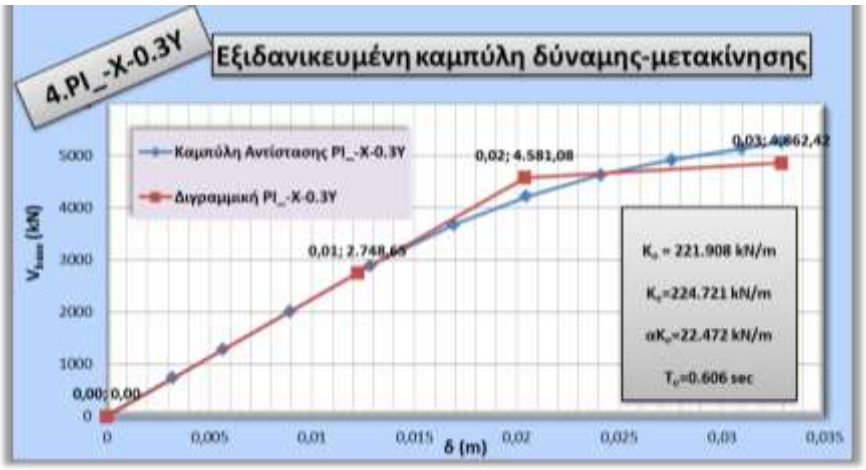
Εικόνα 5-60: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_X-0.3Y

Η διαδικασία των δοκιμών έγινε στο excel όπου αρχικά υποθέτω σε ποια περιοχή θα είναι το σημείο τομής πραγματικής και εξιδανικευμένης καμπύλης, η μετακίνηση του οποίου υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή στις τιμές μετακινήσεων της πραγματικής καμπύλης. Στη συνέχεια μέσω της εντολής goal seek το excel προσδιορίζει την τιμή της V_y για την οποία ικανοποιείται το κριτήριο της ισότητας των εμβαδών. Ελέγχουμε ότι το σημείο τομής έχει υπολογιστεί σωστά και εαν όχι αλλάζουμε την κλίση K_e και επαναλαμβάνουμε την ίδια διαδικασία μέχρι να βρούμε τη σωστή λύση.

Εικόνα 5-61: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_-X+0.3Y

Το επόμενο βήμα είναι ο προσδιορισμός της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου $\mathbf{T_e}$ στην θεωρούμενη διεύθυνση, η οποία εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης. Δηλαδή, με γνωστά πλέον την ελαστική πλευρική δυσκαμψία $\mathbf{K_0}$ και την ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία $\mathbf{K_e}$ καθώς και την ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο T από την ελαστική δυναμική ανάλυση υπολογίζω την $\mathbf{T_e}$ ως ακολούθως:

$$\mathbf{T_e} = \mathbf{T}\sqrt{\frac{\boldsymbol{K_0}}{\boldsymbol{K_e}}} \tag{5.2}$$



Εικόνα 5-62: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_-X-0.3Y

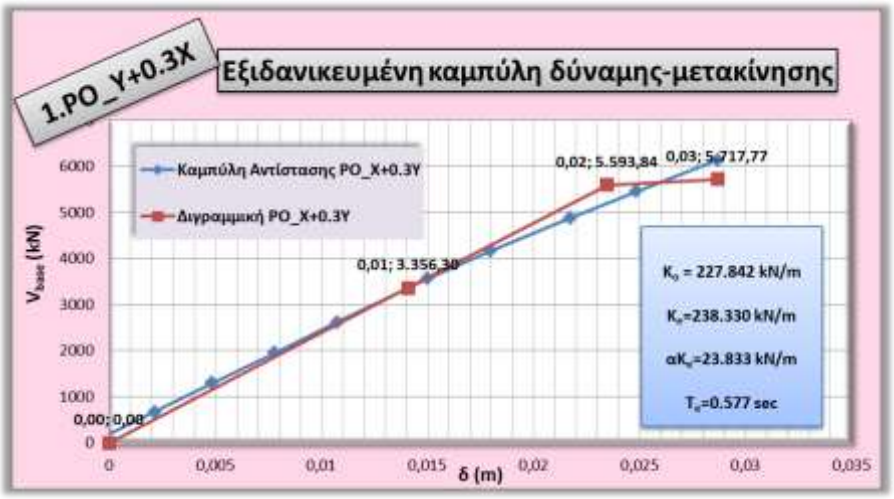
5.4.2 Εξιδανικευμένες καμπύλες κατά Y

Εικόνα 5-63: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_Y+0.3X

Εικόνα 5-64: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_Y-0.3X

Εικόνα 5-65: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_-Y+0.3X

Εικόνα 5-66: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PI_-Y-0.3X



Εικόνα 5-67: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_Y+0.3X

Εικόνα 5-68: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_Y-0.3X

Εικόνα 5-69: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_-Y+0.3X

Εικόνα 5-70: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Συνδυασμός PO_-Y-0.3X

5.4.3 Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης – Μέθοδος των συντελεστών

Η στοχευόμενη μετακίνηση έχει άμεση εξάρτηση από την απαίτηση δεδομένου σεισμού. Εδώ υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση του κάθε συνδυασμού φόρτισης με την απαίτηση του σεισμού σχεδιασμού του ΕΚ8-1.

Εδώ ακολουθήσαμε την μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.4.2. για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης δ_t. Θα μπορούσαμε να χρησιμοποιήσουμε οποιαδήποτε άλλη αποδεκτή μεθοδολογία που συνεκτιμά την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, όπως για παράδειγμα τη μεθοδολογία στο Παράρτημα Β του ΕΚ8-1, η οποία όμως είναι πολυπλοκότερη.

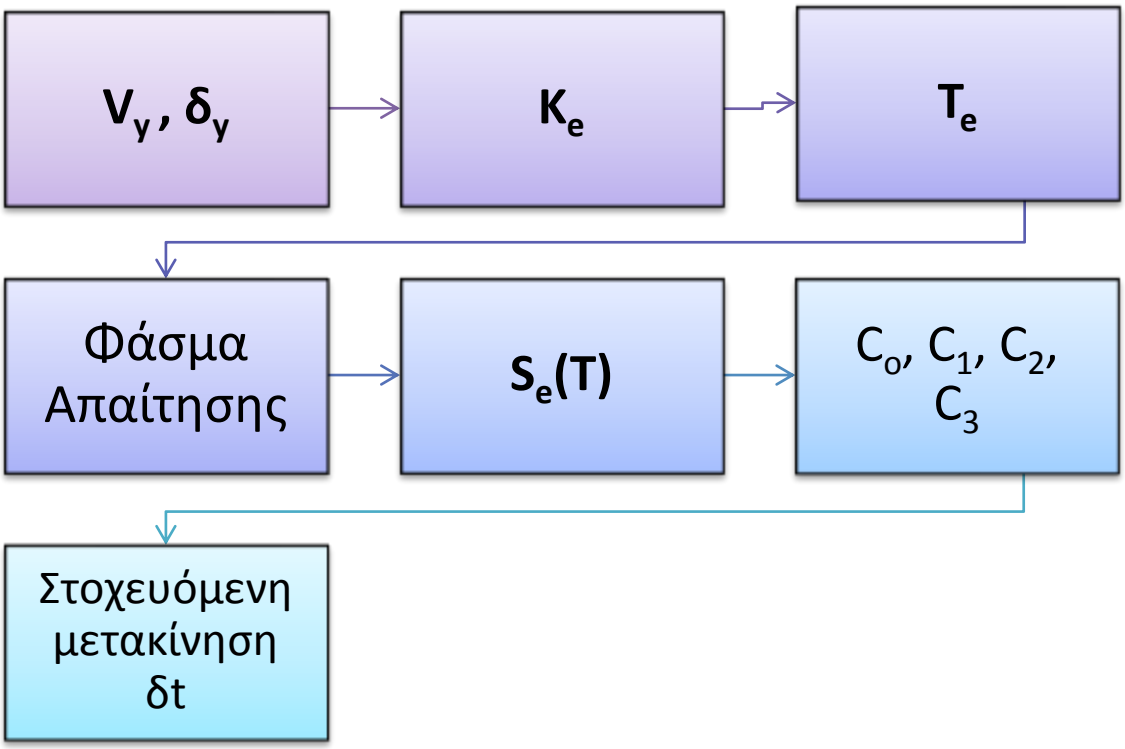
Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\boldsymbol{\delta_t = C_o * C_1 * C_2 * C_3 * (\frac{T_e^2}{4\pi^2}) * S_e(T)} \qquad (5.3)$$

Οι διορθωτικοί συντελεστές στην περίπτωση που μελετάμε παίρνουν τιμές:

- **C_0=1.2**, για αριθμό ορόφων 2
- **C_1=1.0**, καθώς σε όλες τις περιπτώσεις προέκυψε $T_e > T_c$=0.5sec
- **C_2=1.1**, για φορέα τύπου 1 με $T \geq T_C$ και στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες»
- **C_3=1.0**, για συνήθη κτίρια από ΟΣ με θ<0.1

Τελικά, οι στοχευόμενες μετακινήσεις έχουν τιμές που κυμαίνονται από **9cm έως 11cm** ανάλογα τον συνδυασμό για το φάσμα απαίτησης του ΕΚ8. Για την απαίτηση του σεισμού του ’59 προκύπτουν στοχευόμενες μετακινήσεις από **2.8cm εως 3.9cm**.



Εικόνα 5-71:Βήματα υπολογισμού στοχευόμενης μετακίνησης

5.4.3.1 Στοχευόμενη μετακίνηση – Απαίτηση σεισμού ΕΚ8

	Καμπύλη Αντίστασης		
	dx	V	Area
1.	-0,000095	0	-
2.	-0,003445	743,393	1,245183
3.	-0,005196	1131,822	1,641751
4.	-0,008544	1881,453	5,047238
5.	-0,012999	2880,012	10,401402
6.	-0,016772	3611,282	12,245826
7.	-0,020154	4113,167	13,062043
8.	-0,023606	4517,451	14,896447
9.	-0,027538	4858,583	18,433283
10.	-0,031438	5116,985	19,452358
11.	-0,033595	5235,46	11,165112
12.	Total Area		107,79064

Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης		
	V	dx
	0,00	0
0,60*Vy	2719,95	-0,012185
Vy	[illegible]	-0,020475
Vmax	4823,72	-0,0336
Area		107,79000
Ke		221.400,27
α*Ke		22.140,03
α		0,100
Kn		221.908,4
T		0,61
Te		0,61070
Αριθμός Ορόφων		2
Co		1,2
Tc		0,5
Se(Te)		8,67431
Φe		10,40918
W (KN)		17209,50
Vy/W		0,26
Cm		1,00
R		4,02815
C1		1,00000
C2		1,1
C3		1,0
δt		0,108169

Εικόνα 5-72: Διαδικασία υπολογισμού στοχευόμενης μετακίνησης - Φάσμα απαίτησης ΕΚ8

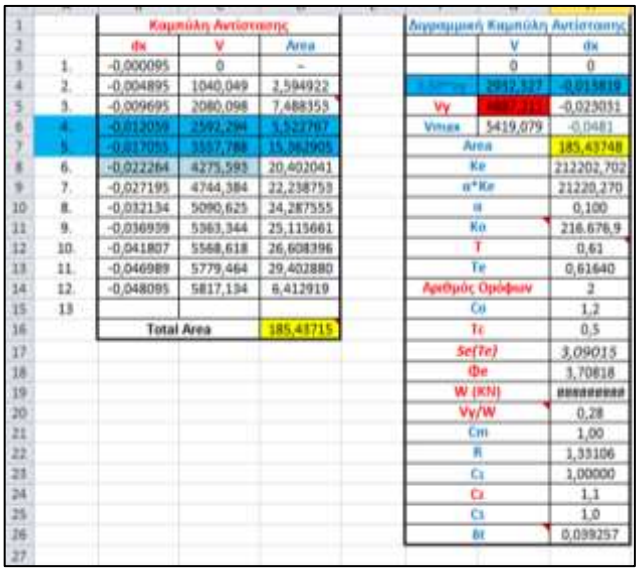
Πίνακας 5-24: Στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό ΕΚ8 κατά Χ

Με τις απαιτήσεις του ΕΚ8		
Για σεισμό κατά Χ		
α/α	Φόρτιση	**Στοχευόμενη Μετακίνηση**
Ιδιομορφική		**δ_t (cm)**
1.	PI_X+0.3Y	10,82
2.	PI_X-0.3Y	10,92
3.	PI_-X+0.3Y	10,83
4.	PI_-X-0.3Y	10,74
Ομοιόμορφη		
5.	PO_X+0.3Y	10,94
6.	PO_X-0.3Y	10,94
7.	PO_-X+0.3Y	10,96
8.	PO_-X-0.3Y	10,95

Πίνακας 5-25: Στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό ΕΚ8 κατά Υ

Με τις απαιτήσεις του ΕΚ8		
Για σεισμό κατά Υ		
α/α	Φόρτιση	**Στοχευόμενη Μετακίνηση**
Ιδιομορφική		**δ_t (cm)**
1.	PI_Y+0.3X	10,23
2.	PI_Y-0.3X	10,37
3.	PI_-Y+0.3X	9,68
4.	PI_-Y-0.3X	9,21
Ομοιόμορφη		
5.	PO_Y+0.3X	10,22
6.	PO_Y-0.3X	10,31
7.	PO_-Y+0.3X	10,81
8.	PO_-Y-0.3X	10,81

5.4.3.2 Στοχευόμενη μετακίνηση – Απαίτηση Αντισεισμικού Κανονισμού 1959



	Καμπύλη Αντίστασης		
	dx	V	Area
1.	-0,000095	0	-
2.	-0,004895	1040,049	3,594922
3.	-0,009695	2080,098	7,488355
4.	-0,012059	2592,294	9,523707
5.	-0,017055	3557,788	15,362905
6.	-0,022264	4275,593	20,402041
7.	-0,027195	4744,384	22,238753
8.	-0,032134	5090,625	24,287555
9.	-0,036939	5363,344	25,115661
10.	-0,041807	5568,618	26,608396
11.	-0,046989	5779,464	29,402880
12.	-0,048095	5817,134	6,412919
13			
	Total Area		185,43715

Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης		
	V	dx
	0	0
	2592,327	-0,015819
Vy	[illegible]	-0,023031
Vmax	5419,079	-0,0481
Area		185,43748
Ke		212202,702
α*Ke		21220,270
α		0,100
Ko		216.676,9
T		0,61
Te		0,61640
Αριθμός Ορόφων		2
Co		1,2
Tc		0,5
Se(Te)		3,09015
Φe		3,70818
W (KN)		########
Vy/W		0,28
Cm		1,00
R		1,33106
C1		1,00000
C2		1,1
C3		1,0
δt		0,039257

Εικόνα 5-73 Διαδικασία υπολογισμού στοχευόμενης μετακίνησης - Φάσμα απαίτησης 1959

Πίνακας 5-26: Στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό του αντισεισμικού 1959 κατά Χ

Με τις απαιτήσεις του 1959		
Για σεισμό κατά Χ		
α/α	Φόρτιση	**Στοχευόμενη Μετακίνηση**
Ιδιομορφική		**δ_t (cm)**
1.	PI_X+0.3Y	3,85
2.	PI_X-0.3Y	3,93
3.	PI_-X+0.3Y	3,86
4.	PI_-X-0.3Y	3,80
Ομοιόμορφη		
5.	PO_X+0.3Y	3,94
6.	PO_X-0.3Y	3,94
7.	PO_-X+0.3Y	3,96
8.	PO_-X-0.3Y	3,95

Πίνακας 5-27: Στοχευόμενη μετακίνηση για σεισμό του αντισεισμικού 1959 κατά Υ

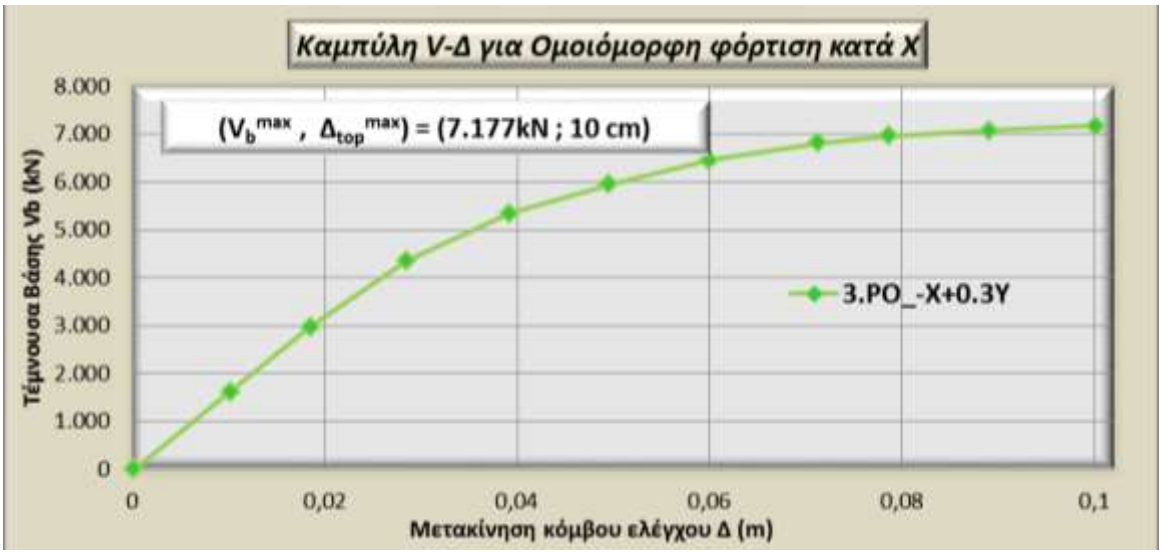
Με τις απαιτήσεις του 1959		
Για σεισμό κατά Y		
α/α	Φόρτιση	**Στοχευόμενη Μετακίνηση**
Ιδιομορφική		**δ_t (cm)**
1.	PI_Y+0.3X	3,46
2.	PI_Y-0.3X	3,55
3.	PI_-Y+0.3X	3,10
4.	PI_-Y-0.3X	2,80
Ομοιόμορφη		
5.	PO_Y+0.3X	3,45
6.	PO_Y-0.3X	3,51
7.	PO_-Y+0.3X	3,86
8.	PO_-Y-0.3X	3,86

5.5 Ανάλυση για στοχευόμενη μετακίνηση κόμβου ελέγχου

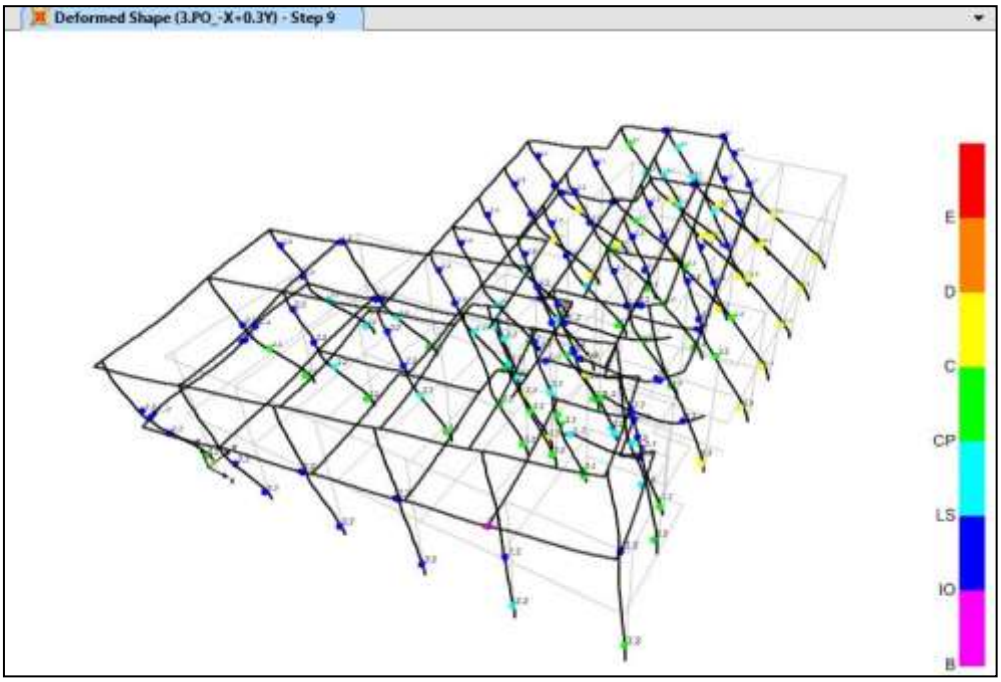
Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης. Εδώ θα παρουσιαστούν οι δύο δυσμενέστεροι κατά Χ και κατά Υ για την ομοιόμορφη φόρτιση και οι αντίστοιχοι δύο για την ιδιομορφική φόρτιση.

5.5.1 Σεισμός σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 (Απαίτηση)

- **PO_-X+0.3Y**



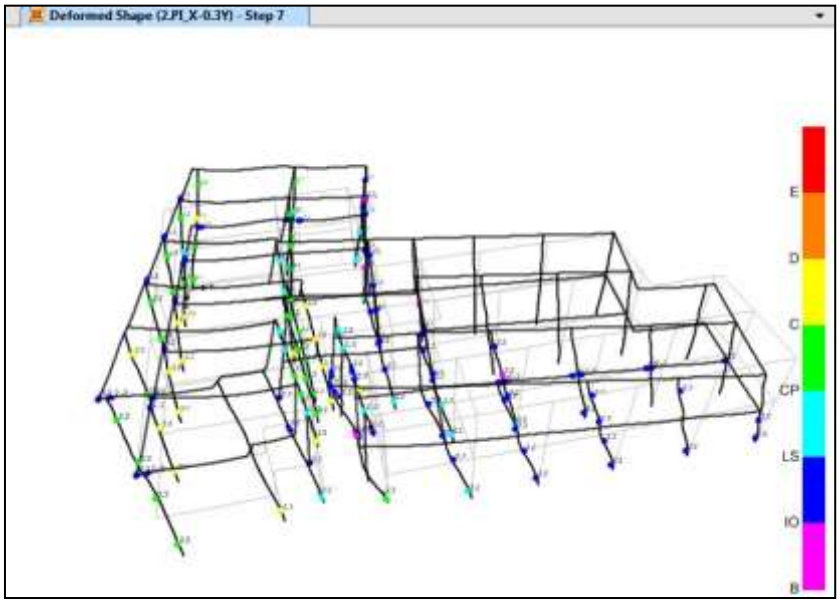
Εικόνα 5-74: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PO_-X+0.3Y



Εικόνα 5-75:Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PO_-X+0.3Y - Απαίτηση ΕΚ8

- **PI_X-0.3Y**

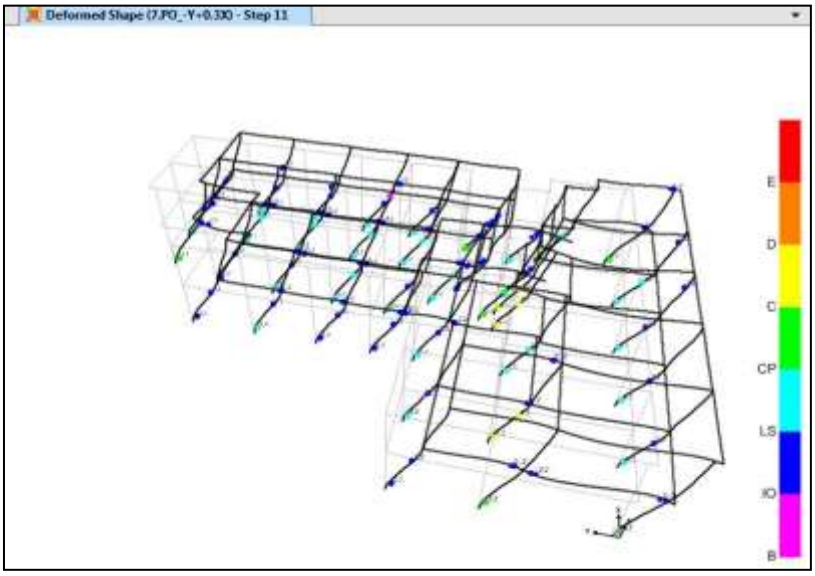
Εικόνα 5-76: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PI_X-0.3Y



Εικόνα 5-77:Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PI_X-0.3Y - Απαίτηση ΕΚ8

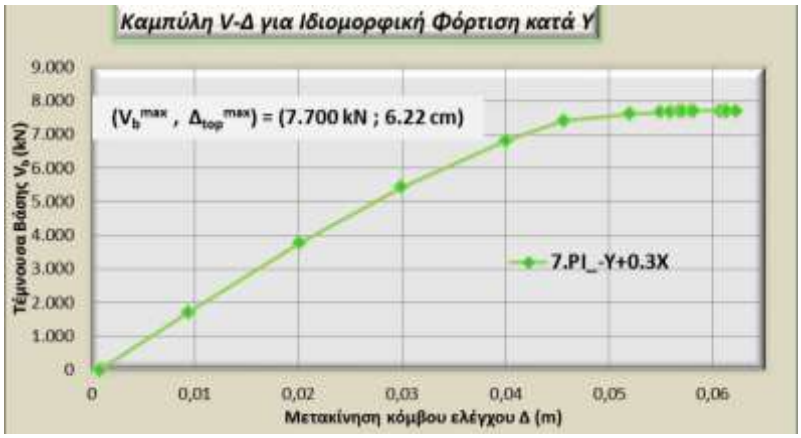
- **PO_-Y+0.3X**

Εικόνα 5-78: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PO_-Y-0.3X

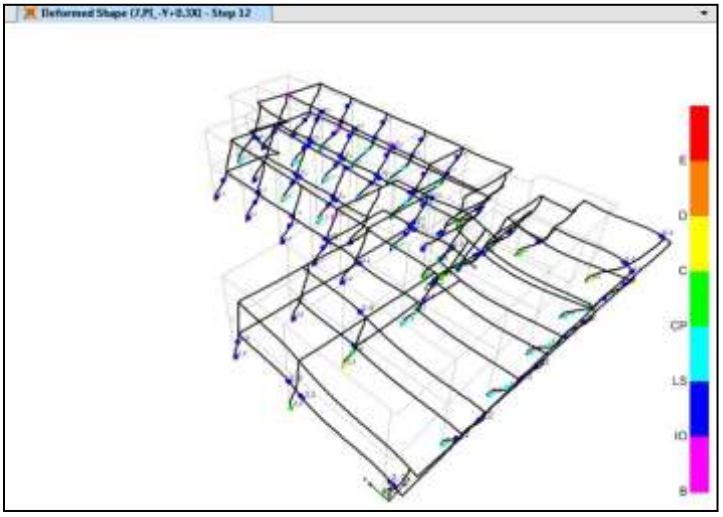


Εικόνα 5-79:Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PO_-Y+0.3X - Απαίτηση ΕΚ8

- **PI_-Y+0.3X**



Εικόνα 5-80: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PI_-Y-0.3X

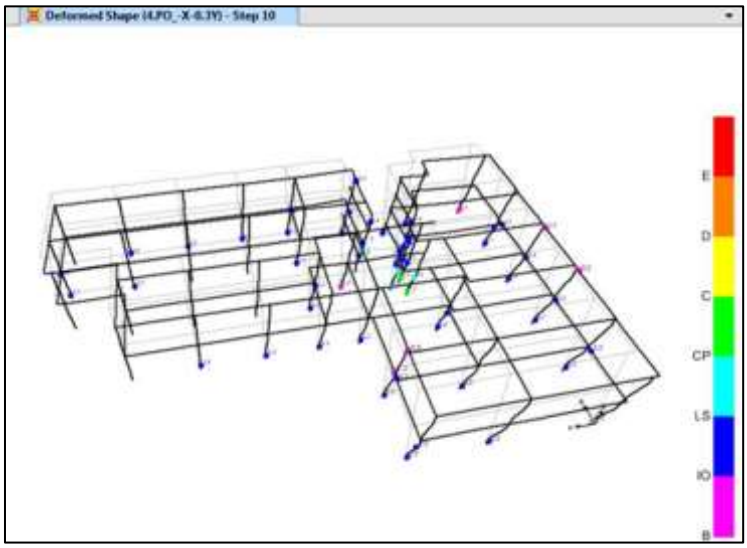


Εικόνα 5-81: Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PI_-Y+0.3X - Απαίτηση ΕΚ8

5.5.2 Σεισμός Σχεδιασμού Αντισεισμικού Κανονισμού 1959

- **PO_-X-0.3Y**

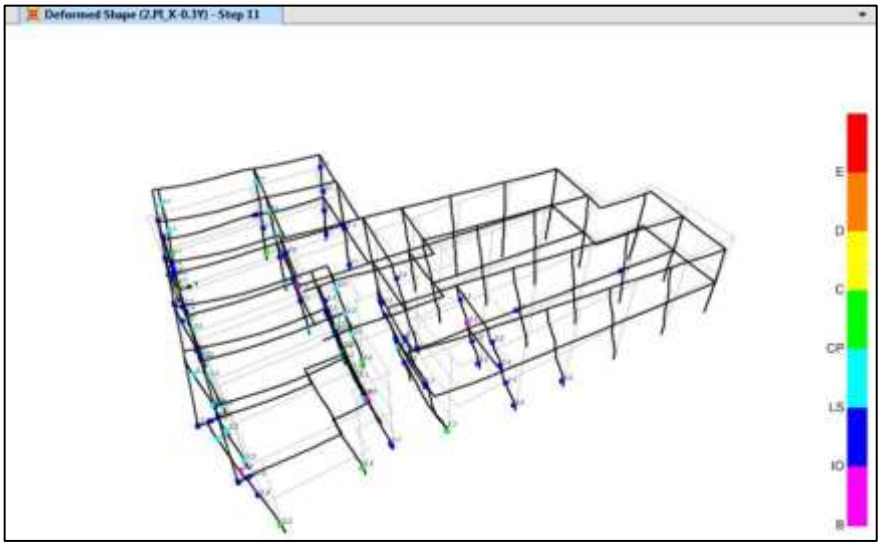
Εικόνα 5-82: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PO_-X-0.3Y – Απαίτηση Α.Κ.1959



Εικόνα 5-83: Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PO_-X-0.3Y – Απαίτηση Α.Κ.1959

- **PI_X-0.3Y**

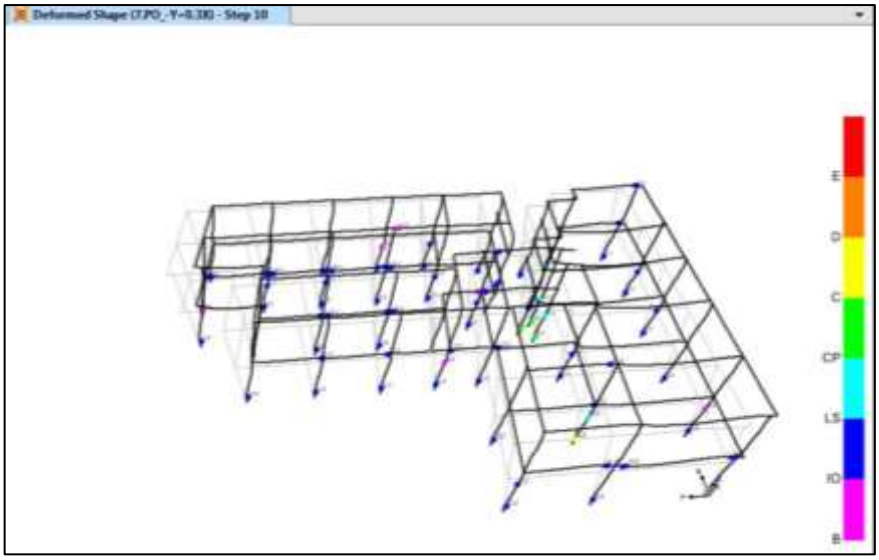
Εικόνα 5-84: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PI_X-0.3Y – Απαίτηση Α.Κ. 1959



Εικόνα 5-85: Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PI_X-0.3Y – Απαίτηση Α.Κ.1959

- **PO_-Y+0.3X**

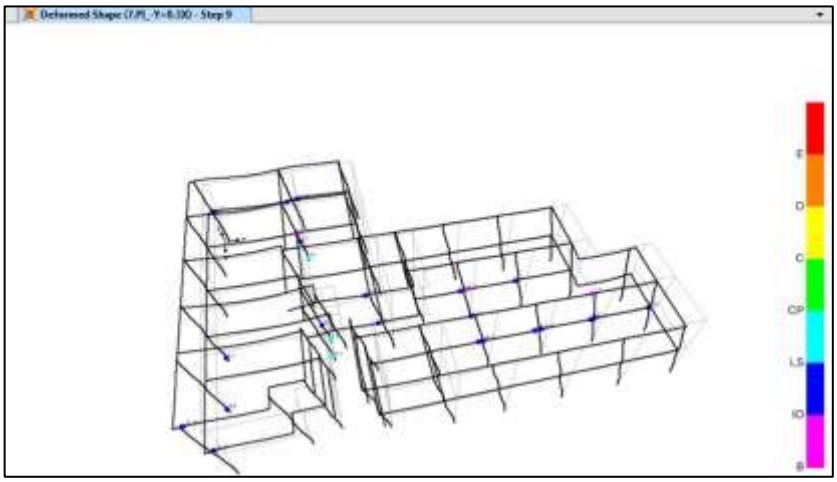
Εικόνα 5-86: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PO_-Y+0.3X – Απαίτηση Α.Κ.'59



Εικόνα 5-87: Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PO_-Y+0.3X – Απαίτηση Α.Κ.1959

- **PI_-Y+0.3X**

Εικόνα 5-88: Καμπύλη Pushover για δt – Συνδυασμός PI_-Y+0.3X – Απαίτηση Α.Κ.1959



Εικόνα 5-89: Πλαστικές αρθρώσεις- Συνδυασμός PI_-Y+0.3X – Απαίτηση Α.Κ.1959

6 Μεθοδολογία HAZUS - Αξιολόγηση βλαβών κατασκευής

6.1 Ανάγκη εκτίμησης Σεισμικής διακινδύνευσης

Κάθε φορά που συμβαίνει μια φυσική καταστροφή έρχονται στο φως όλες οι αδυναμίες τόσο από πλευράς κρατικού μηχανισμού, που αδυνατεί να αντιδράσει και να προστατεύσει τον πολίτη, όσο και των ίδιων των ιδιοκτητών, κατοικιών και επιχειρήσεων να αντιμετωπίσουν μια πιθανή καταστροφή στην περιουσία τους. Επίσης, αναζητούνται ευθύνες για το ποιος φταίει για τις ζημιές που προκλήθηκαν. Υποδομές στρατηγικής σημασίας, όπως, κυβερνητικά κτίρια, αεροδρόμια, γέφυρες και κεντρικές εγκαταστάσεις μεγάλων εταιρειών αποτελούν συχνά στόχο τρομοκρατικών ενεργειών. Επίσης, βλάβες σε υποδομές όπως σχολεία, νοσοκομεία και δημόσιες υπηρεσίες πρέπει να μπορούν να καταγραφούν και να αποκατασταθούν μετά από ένα σεισμό.

Η διαδικασία της αξιολόγησης βλαβών σε κατασκευές μέχρι σήμερα, όποια και αν είναι η γενεσιουργός αιτία, βασίζεται κυρίως στην επιθεώρηση από εξειδικευμένους μηχανικούς. Οι κατασκευές, εν γένει, μετά από ισχυρές καταπονήσεις φθάνουν ή ξεπερνάνε τα όρια αντοχής ή λειτουργικότητάς τους, εκδηλώνοντας βλάβες που μπορεί να είναι είτε ορατές και εντοπίσιμες, είτε υπαρκτές, αλλά χωρίς να εκδηλωθούν έντονα σημάδια φθοράς στην κατασκευή. Όταν οι βλάβες στις κατασκευές είναι τέτοιου βαθμού που δεν επιτρέπουν ασφαλή συμπεράσματα ως προς την καταπόνηση των κατασκευών, είναι υποχρεωτική η περαιτέρω μελέτη και ανάλυσή τους, με αποτέλεσμα να καθίσταται η πληγείσα κατασκευή μη λειτουργική για μεγάλο χρονικό διάστημα.

Προβάλλει λοιπόν, επιτακτική η ανάγκη ύπαρξης ενός ορθολογιστικού εργαλείου στη διάθεση των επαγγελματικών ομάδων που εργάζονται προς την κατεύθυνση άμβλυνσης των επιπτώσεων του σεισμικού φαινομένου. Η αξιόπιστη και συνεχής καταγραφή βλαβών στις κατασκευές μέσω ενός τέτοιου συστήματος ελέγχου θα μπορούσε να αποτελέσει μια αποτελεσματική λύση για την αντιμετώπιση πολλών προβλημάτων και να προσφέρει σημαντικά αποτελέσματα, τόσο για την κοινωνία όσο και για την οικονομία, όπως συνοψίζονται παρακάτω:

- Οι εργασίες επισκευών σε περίπτωση καταστροφών θα ξεκινούν πολύ νωρίτερα.
- Τα συνεργεία εκτάκτου ανάγκης θα έχουν στη διάθεσή τους σημαντικές πληροφορίες σχετικά με την κατάσταση των ζημιών σε εγκαταστάσεις.
- Το κόστος των καταστροφών αναμένεται να μειωθεί, καθώς θα αποφεύγεται έγκαιρα η κατάρρευση επιρρεπών υποδομών, προστατεύοντας έτσι γειτονικές κατασκευές αλλά και διαφυλάττοντας την ασφάλεια των πολιτών σε περιπτώσεις πυκνοκατοικημένων περιοχών.
- Θα γίνεται πιο γρήγορα γνωστή η ανάγκη κατεδάφισης εγκαταστάσεων.
- Θα γίνεται άμεση εκτίμηση της κατάστασης κρίσιμων κρατικών υποδομών (π.χ. νοσοκομεία, υπουργεία, κ.τ.λ.) ούτως ώστε να τίθενται πιο γρήγορα στη διάθεση των αρχών στα πλαίσια αντιμετώπισης κρίσεων.

Ένας τρόπος κωδικοποίησης των σεισμικών απωλειών επιτυγχάνεται με την χρήση της έννοιας **«Σεισμική Διακινδύνευση» (Seismic Risk)**, η οποία αποτελεί μια έκφραση του αναμενόμενου βαθμού απωλειών όλων των υπό διακινδύνευση στοιχείων. Για την ποσοτική της έκφραση έχουν διατυπωθεί ποικίλες προτάσεις, όλες όμως έχουν γνώμονα την εξάρτηση από τον **Σεισμικό Κίνδυνο (Seismic Hazard)** και την **Τρωτότητα (Vulnerability)**. Σαν **σεισμικός κίνδυνος** ορίζεται το φυσικό γεγονός με μετρούμενα μεγέθη, τα οποία μας ενδιαφέρουν ανάλογα με την περίπτωση πχ. μέγεθος σεισμού, ένταση σεισμού, επιτάχυνση,ταχύτητα ή μετακίνηση στο βραχώδες υπόβαθρο. Σαν **τρωτότητα** ορίζεται η αναμενόμενη επίδραση στα εκτεθειμένα στον

σεισμό στοιχεία που βρίσκονται σε μία εξεταζόμενη θέση, πχ. αν ο σεισμικός κίνδυνος σε μία θέση χαρακτηρίζεται από κάποια εδαφική επιτάχυνση, τρωτότητα είναι ο αναμενόμενος βαθμός βλάβης ανάλογα με το επίπεδο της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης τότε σαν σεισμική διακινδύνευση χαρακτηρίζεται ο αναμενόμενος βαθμός βλάβης γιά το συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικού κινδύνου εκφρασμένος με διάφορα κριτήρια, όπως πχ. οικονομικό κόστος αποκατάστασης, ζημιά στα αϋλα ή πολιτιστικά αγαθά κλπ.. Ειδικότερα, το κόστος απόκαταστασης εκτιμάται σαν ποσοστό της δαπάνης επισκευής σε σχέση με την αντικατάσταση του βλαβέντος ακινήτου. Σε μία πιθανοτικού τύπου διαδικασία αποτίμησης, όπως είναι η ανάλυση τρωτότητας, το ζητούμενο είναι η εκτίμηση του πιθανού (αναμενόμενου) βαθμού των απωλειών ή των βλαβών. Η σχέση που συνδέει την πιθανότητα υπέρβασης μίας συγκεκριμένης στάθμης βλάβης (εκφρασμένης μέσω μιας κατάλληλης παραμέτρου βλάβης) για δεδομένη στάθμη της σεισμικής έντασης ονομάζεται πιθανοτική καμπύλη τρωτότητας (fragility curve), και αποτελεί τον συνηθέστερο τρόπο έκφρασης της σεισμικής τρωτότητας μίας κατασκευής.

Εικόνα 6-1: Σύνδεση της σεισμικής επικινδυνότητας, της σεισμικής τρωτότητας & της σεισμικής διακινδύνευσης

6.2 Μεθοδολογία HAZUS

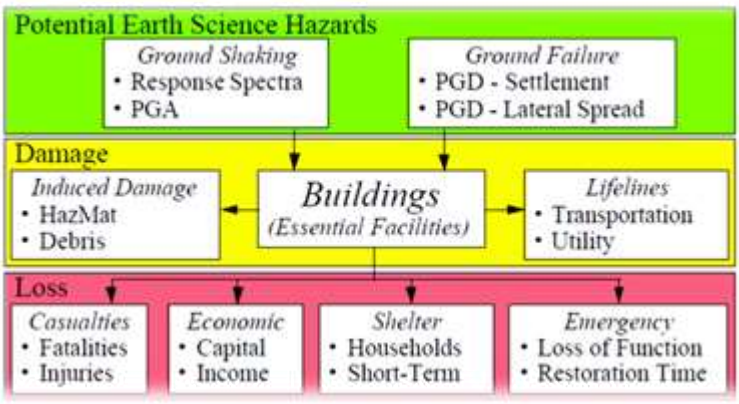
6.2.1 Εισαγωγικά

Στην παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται μια προσπάθεια προσδιορισμού του βαθμού των βλαβών του υφιστάμενου και ενισχυμένου κτιρίου για δεδομένη στάθμη σεισμικής έντασης μέσω της προτεινόμενης από το αμερικανικό ομοσπονδιακό γραφείο διαχείρισης εκτάκτων αναγκών (Federal Emergency Management Agency-FEMA), μεθόδου που υιοθετεί την μεθοδολογία του ινστιτούτου κτιριακών επιστημών (National Institute of Building Sciences-NIBS) των ΗΠΑ. Στα πλαίσια του σκοπού της προστασίας και πρόληψης και για λόγους ασφαλιστικής κάλυψης των υποδομών της χώρας σε ιδιωτικό και δημόσιο επίπεδο, η FEMA πρότεινε ως στρατηγική πρόβλεψης των απωλειών από καταστροφές όπως ο σεισμός και τα ακραία καιρικά φαινόμενα την μεθοδολογία HAZUS-MH η οποία χρησιμοποιεί το γεωγραφικό σύστημα GIS με το οποίο εντοπίζονται όλες οι ζώνες υψηλού κινδύνου εμφάνισης τέτοιων καταστάσεων, αναπτύσσοντας κατάλληλα μοντέλα πρόβλεψης των αντίστοιχων φυσικών βλαβών, οικονομικών απωλειών και κοινωνικών επιπτώσεων.

6.2.2 Επισκόπηση μεθοδολογίας HAZUS

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία HAZUS, όπως φαίνεται και στο επόμενο σχήμα, προκειμένου να προσδιοριστούν οι κτιριακές βλάβες είναι απαραίτητο να γνωρίζουμε την εδαφική κίνηση και

τις πιθανές μορφές εδαφικής αστοχίας, οι οποίες εξαρτώνται από τις μόνιμες εδαφικές παραμορφώσεις. Με την σειρά της η εκτίμηση των κτιριακών βλαβών χρησιμοποιείται ως δεδομένο εισόδου για την εκτίμηση άλλων ενοτήτων ζημιών που έχουν σχέση με τους κινδύνους από τις υλικές εγκαταστάσεις και τη πρόκληση βλαβών αλλά και με την πιθανή επιρροή τους στα μέσα μεταφοράς και στα συστήματα ζωτικών δικτύων. Για να εκτιμηθούν οι άμεσες οικονομικές απώλειες, τα ανθρώπινα θύματα οι μετακινήσεις νοικοκυριών, η απώλεια λειτουργιών έκτακτης ανάγκης, ο χρόνος που χάνεται για την αποκατάσταση των βλαβών και της απώλειας λειτουργιών καθώς επίσης και η εύρεση βραχυπρόθεσμου καταφυγίου απαιτούνται ως δεδομένα οι ζημιές.



Εικόνα 6-2: Διάγραμμα ροής- Συσχέτιση σεισμού με βλάβες στα κτίρια - απώλειες

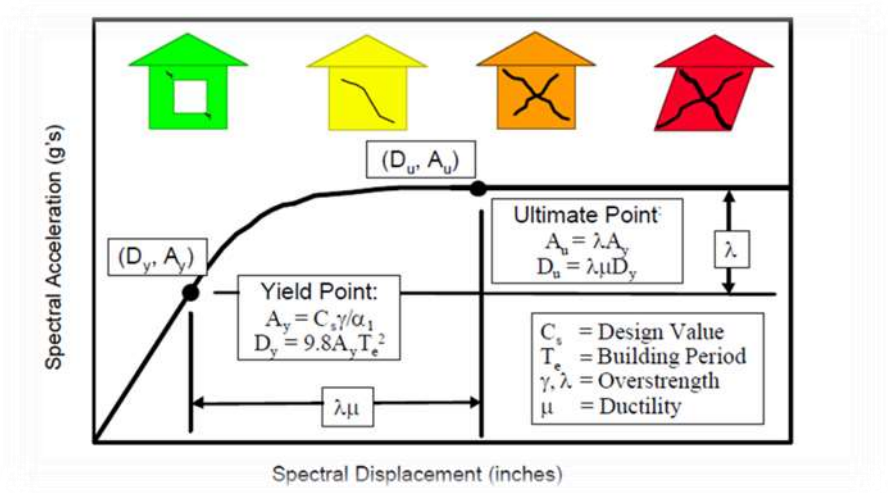
Η μεθοδολογία του HAZUS σε συνάρτηση με την εδαφική κίνηση έχει δύο βασικές συνιστώσες:

❖ Την **καμπύλη ικανότητας** (capacity curve): Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής βασίζεται σε μηχανικές παραμέτρους, όπως η τέμνουσα διαρροής και η τέμνουσα αστοχίας του κτιρίου, που χαρακτηρίζουν την μη γραμμική συμπεριφορά του. Αντιστοιχεί στην πλευρική κατανομή των φορτίων σε συνάρτηση με την χαρακτηριστική πλευρική μετακίνηση της κατασκευής δηλαδή ένα διάγραμμα δύναμης-και πλευρικής εκτροπής. Το διάγραμμα της καμπύλης ικανότητας προέρχεται από την καμπύλη pushover, από την καμπύλη δηλαδή που παρουσιάζει την στατικά ισοδύναμη κατανομή της τέμνουσας σε συνάρτηση με την μετακίνηση οροφής του κτιρίου, προκειμένου όμως να είναι πιο εύκολη η σύγκριση της pushover με το φάσμα απόκρισης, η κατανομή της τέμνουσας βάσης μετατρέπεται με την χρήση κατάλληλων συντελεστών σε φασματική επιτάχυνση και η μετακίνηση οροφής μετατρέπεται σε φασματική μετακίνηση, χρησιμοποιώντας προδιαγραφές που αντιπροσωπεύουν την απόκριση της pushover.

❖ Τις **καμπύλες τρωτότητας** (fragility curves): Οι καμπύλες τρωτότητας περιγράφουν την πιθανότητα να έχουμε ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλαβών στο κτίριο, που μπορεί να αντιστοιχούν σε βλάβες τόσο στα δομικά όσο και στα μη δομικά μέλη της κατασκευής.

Τα μη δομικά μέλη διακρίνονται στα ευπαθή στις μετακινήσεις και στα ευπαθή στην επιτάχυνση. Για μια δεδομένη σεισμική απόκριση λοιπόν οι καμπύλες τρωτότητας κυμαίνονται μεταξύ τεσσάρων φυσικών επιπέδων ζημιάς**:** Μικρή, Μέτρια, Εκτεταμένη και τέλος Ολοκληρωτική. Οι απώλειες λόγω σεισμού εξαιτίας των κτιριακών ζημιών βασίζονται στα φυσικά επίπεδα ζημιάς τα οποία κρίνονται ως τα πιο κατάλληλα και πιο σημαντικά για να συνεισφέρουν στην εκτίμηση του συγκεκριμένου τύπου απώλειας. Για παράδειγμα, οι θάνατοι βασίζονται πρώτιστα στο επίπεδο ολοκληρωτικής ζημιάς των δομικών στοιχείων της κατασκευής, αφού η μερική ή η ολική κατάρρευση της κατασκευής θεωρείται ότι κυριαρχεί σε

αυτόν τον τύπο απώλειας. Αντίθετα οι άμεσες οικονομικές απώλειες όπως π.χ κόστος ανακατασκευής, αντικατάστασης κλπ, συσσωρεύονται από όλα τα επίπεδα ζημιάς τόσο στα δομικά όσο και στα μη δομικά μέλη της κατασκευής, αφού όλα συνεισφέρουν στην οικονομική απώλεια.



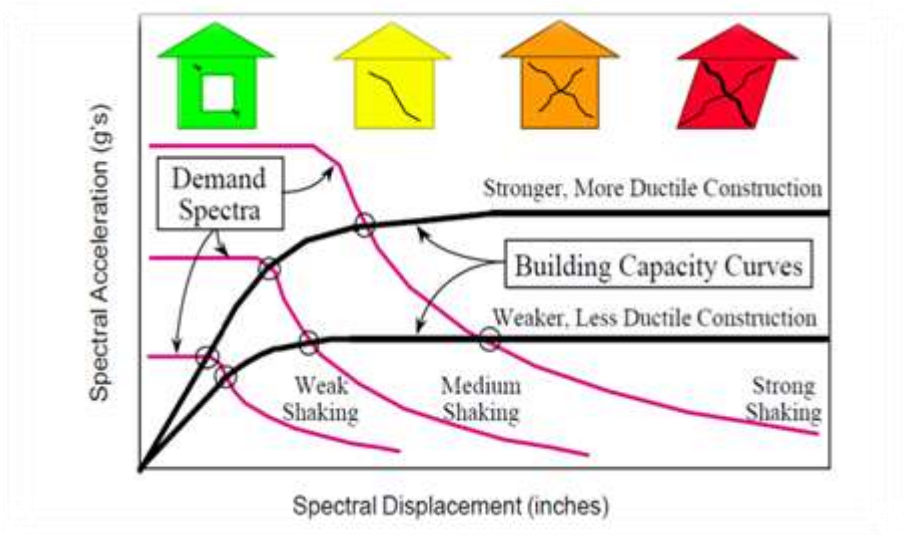
Εικόνα 6-3: Καμπύλη ικανότητας κτιρίου και σημεία επιτελεστικότητας (διαρροή και αστοχία)

Το **σημείο διαρροής** αναπαριστά την πλευρική δύναμη του κτιρίου, που υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη την δύναμη σχεδιασμού και την υπεραντοχή της κατασκευής. Η δύναμη σχεδιασμού για ένα μοντέλο κτιριακού τύπου βασίζεται είτε στις απαιτήσεις του ισχύοντα σεισμικού κανονισμού είτε για κτίρια τα οποία δεν σχεδιάζονται για σεισμικά φορτία, στην εκτίμηση της πλευρικής δύναμης, από την μέγιστη καταπόνηση που δέχονται.

Πιο συγκεκριμένα υπάρχουν κτίρια τα οποία σχεδιάζονται για άνεμο, όπως είναι τα πολύ ψηλά κτίρια που βρίσκονται σε περιοχές με πολύ μικρή ή μέτρια σεισμικότητα. Τα κτίρια αυτά είναι πολύ πιθανό να έχουν πλευρική δύναμη σχεδιασμού λόγω φορτίο ανέμου, η οποία θα είναι αρκετά μεγαλύτερη από αυτή που θα προέκυπτε από τον ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό και για τον λόγο αυτό, λαμβάνουμε και αυτή υπόψη μας στο προσδιορισμό του σημείου διαρροής.

Το **σημείο αστοχίας** αναπαριστά την μέγιστη δύναμη που μπορεί να φέρει το κτίριο όταν το γενικό δομικό σύστημα είναι πλέον μηχανισμός. Τυπικά ένα κτίριο μπορεί να παραμορφωθεί και πέρα από το σημείο αστοχίας, αλλά η κατασκευή δεν μπορεί να προσφέρει καμία αντίσταση στην πλευρική σεισμική δράση. Μέχρι το σημείο διαρροής η καμπύλη ικανότητας είναι γραμμική, με δυσκαμψία βασισμένη στην εκτιμώμενη περίοδο της κατασκευής, ενώ πάνω από το σημείο διαρροής και μέχρι το σημείο αστοχίας η καμπύλη ικανότητας μεταβαίνει με μια κλίση από τον ελαστικό κλάδο στον πλαστικό. Η καμπύλη θεωρείται ότι παραμένει στον ελαστικό κλάδο μετά από το σημείο αστοχίας.

Η απαιτούμενη μετακίνηση της κατασκευής καθορίζεται ως το σημείο τομής του φάσματος απαίτησης για τον σεισμό που δρα και της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου. Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνονται ενδεικτικά τρία παραδείγματα φασμάτων απαίτησης για σεισμούς, που αντιστοιχούν σε αδύναμη, μέτρια και σε ισχυρή εδαφική κίνηση και δύο παραδείγματα καμπύλων ικανότητας που αντιπροσωπεύουν μια αδύναμη και μια ισχυρή κατασκευή. Όπως λοιπόν μπορούμε να δούμε και από το σχήμα, η ισχυρότερη και περισσότερο άκαμπτη κατασκευή μετατοπίζεται λιγότερο σε σχέση με αδύναμη και περισσότερο εύκαμπτη, αναφερόμενοι πάντα στο ίδιο σεισμικό φάσμα σχεδιασμού, ενώ αναμένουμε λιγότερες ζημιές για τα δομικά και για τα μη δομικά μέλη, τα ευπαθή στις μετακινήσεις. Επιπλέον, η ισχυρή και περισσότερο άκαμπτη κατασκευή επειδή η κίνηση της αντιστοιχεί σε μεγαλύτερα επίπεδα επιτάχυνσης αναμένονται περισσότερες ζημιές στα μη δομικά συστήματα, τα ευπαθή όμως στην επιτάχυνση.



Εικόνα 6-4: Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας

6.2.3 Στάθμες Επιτελεστικότητας – Επίπεδα βλαβών

Η μεθοδολογία HAZUS υποθέτει πως οι βλάβες κλιμακώνονται από "μικρές βλάβες" έως την "πλήρης αστοχία". Συγκεκριμένα, για πλαισιακό φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα τα επίπεδα βλάβης διαμορφώνονται ως εξής:

- **Μικρές βλάβες (Slight Structural Damage):**
  Τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού ή διατμητικού τύπου σε δοκούς και υποστυλώματα κοντά ή μέσα στους κόμβους.

- **Μέτριες βλάβες (Moderate Structural Damage):**
  Η πλειοψηφία των δοκών και υποστυλωμάτων εμφανίζουν εμφανείς τριχοειδείς ρηγματώσεις. Πλάστιμα πλαίσια ή δομικά στοιχεία έχουν φτάσει την αντοχή διαρροής αναπτύσσοντας μεγαλύτερες ρηγματώσεις καμπτικού τύπου και συντριβή σκυροδέματος.

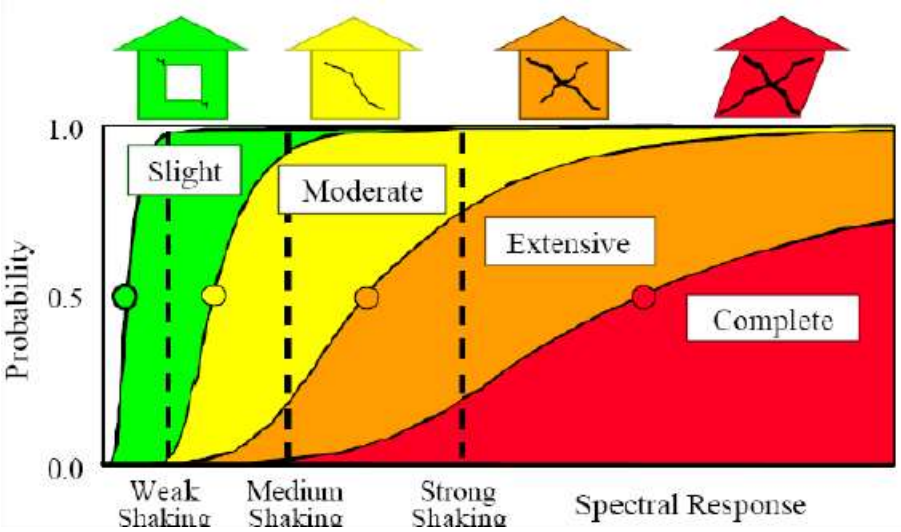
- **Εκτεταμένες βλάβες (Extensive Structural Damage):**
  Ορισμένα δομικά στοιχεία έχουν φτάσει την οριακή αντοχή τους. Τα πλάστιμα πλαισιακά μέλη αναπτύσσουν σημαντικές ρηγματώσεις καμπτικού τύπου, συντριβή σκυροδέματος και λυγισμό των ράβδων οπλισμού. Μη πλάστιμα δομικά στοιχεία αστοχούν διατμητικά και εμφανίζουν αστοχίες σε συγκολλήσεις ράβδων οπλισμών και γενικότερα σε στοιχεία σύνδεσης. Παρατηρείται λυγισμός και μερική αστοχία των ράβδων οπλισμού υποστυλωμάτων.

- **Πλήρης κατάρρευση (Complete Structural Damage):**
  Κίνδυνος κατάρρευσης ή κατάρρευση.

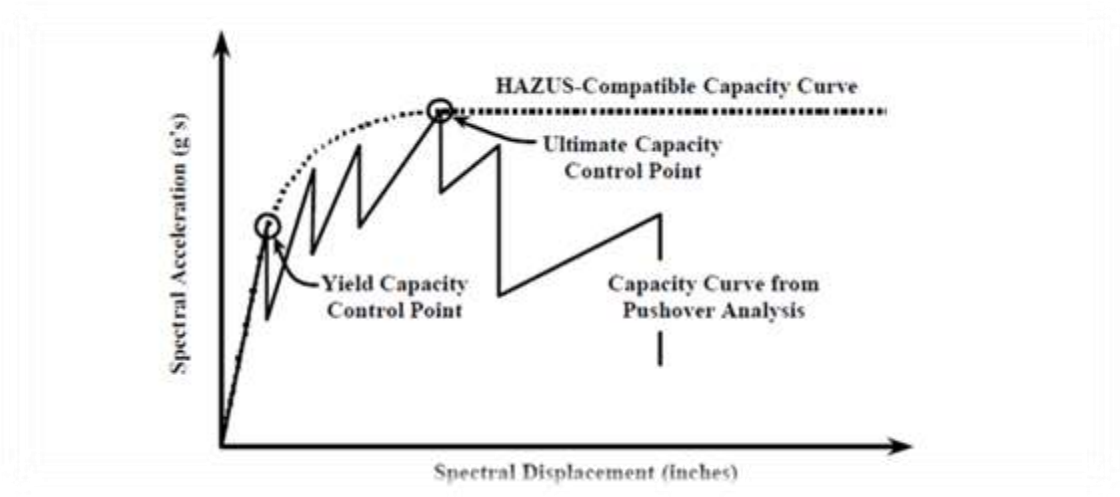
Πίνακας 6-1: Παραδείγματα επιπέδων βλαβών για ένα κτίριο

Damage State	Description
Slight	Small plaster cracks at corners of door and window openings and wall-ceiling intersections; small cracks in masonry chimneys and masonry veneers. Small cracks are assumed to be visible with a maximum width of less than 1/8 inch (cracks wider than 1/8 inch are referred to as "large" cracks).
Moderate	Large plaster or gypsum-board cracks at corners of door and window openings; small diagonal cracks across shear wall panels exhibited by small cracks in stucco and gypsum wall panels; large cracks in brick chimneys; toppling of tall masonry chimneys.
Extensive	Large diagonal cracks across shear wall panels or large cracks at plywood joints; permanent lateral movement of floors and roof; toppling of most brick chimneys; cracks in foundations; splitting of wood sill plates and/or slippage of structure over foundations.
Complete	Structure may have large permanent lateral displacement or be in imminent danger of collapse due to cripple wall failure or failure of the lateral load resisting system; some structures may slip and fall off the foundation; large foundation cracks. Three percent of the total area of buildings with Complete damage is expected to be collapsed, on average.

Οι καμπύλες τρωτότητας καθορίζουν τα όρια μεταξύ των επιπέδων βλάβης. Δηλαδή, η μέση τιμή του επιπέδου βλάβης που μας ενδιαφέρει καθορίζει το μέσο όρο για την υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας, και αυτό το επίπεδο υπολογίζεται ότι θα υπάρχει μέχρι το επόμενο επίπεδο βλάβης. Η περιγραφή αυτή απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα, το οποίο περιλαμβάνει καμπύλες τρωτότητας για ελαφρές, μέτριες, εκτεταμένες και πλήρεις δομικές ζημιές. Σε αυτήν την εικόνα, μια σκιασμένη περιοχή δείχνει το χώρο της πιθανότητα απόκρισης που σχετίζεται με Μέτριες ζημιές. Τα όρια στα αριστερά της σκιασμένης περιοχής ορίζονται από την καμπύλη τρωτότητας για Μέτρια (ή μεγαλύτερη) δομική βλάβη. Η πιθανότητα της Μέτριας βλάβης σε ένα δεδομένο επίπεδο απόκρισης φάσματος υπολογίζεται ως η διαφορά της πιθανότητας Μέτριας (ή μεγαλύτερης) ζημιάς μείον την πιθανότητα για Εκτεταμένες (ή μεγαλύτερες) βλάβες. Η κλίση της καμπύλης τρωτότητας ελέγχεται από την τυπική απόκλιση (Beta). Όσο μικρότερη είναι η τιμή της Beta, τόσο λιγότερο μεταβλητό το επίπεδο βλαβών, καθώς και πιο απότομη η καμπύλη τρωτότητας. Όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή της Beta, τόσο πιο μεταβλητό το επίπεδο βλαβών και πιο πεπλατυσμένη η καμπύλη ευπάθειας.

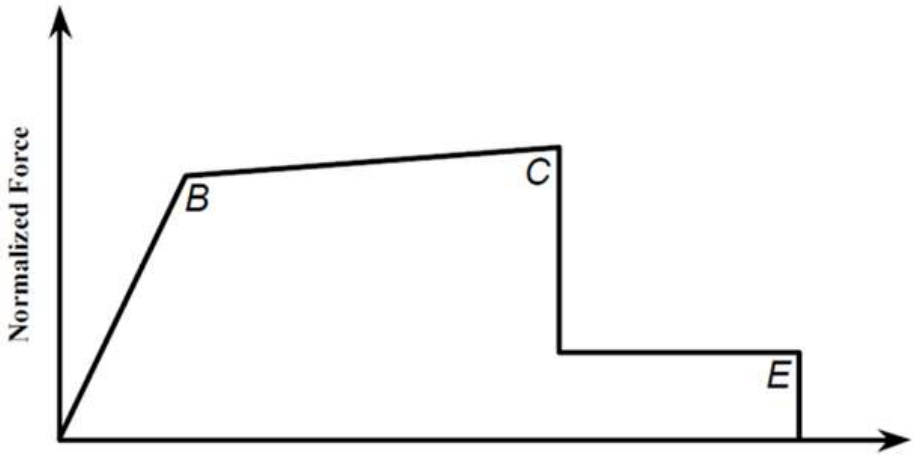


Εικόνα 6-5: Καμπύλες τρωτότητας συναρτήσει φασματικού μεγέθους για κάθε στάθμη βλάβης (στοχαστική αποτίμηση)



Εικόνα 6-6: Καμπύλη Pushover για διατμητική αστοχία

Αρχικά, σύμφωνα με τη μεθοδολογία HAZUS και το κριτήριο Νο 1 αυτής, θα πρέπει ο φορέας του κτιρίου που θέλουμε να αξιολογήσουμε να φτάσει σε σημείο τέτοιο ώστε το 50% των πλαστικών αρθρώσεων του να έχουν φτάσει (ή ξεπεράσει) το σημείο C που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτών. Η μετακίνηση στην οποία θα συμβεί αυτό θα αντιστοιχεί στη μέση τιμή της φασματικής μετακίνησης που θα ορίζει το επίπεδο των ολοκληρωτικών βλαβών. Έπειτα, μπορούν να οριστούν οι ενδιάμεσες στάθμες βλαβών (ελαφριές, μέτριες, εκτεταμένες). Συγκεκριμένα, η στάθμη των ελαφρών βλαβών ορίζεται στο σημείο που θα βρεθεί τουλάχιστον μία πλαστική άρθρωση στην αστοχία, των μέτριων όταν βρεθεί τουλάχιστον το 5% αυτών και των εκτεταμένων όταν βρεθεί το 25%.



Διάγραμμα 6-1 Συμπεριφορά πλαστικής αρθρωσης.

Πίνακας 6-2 Κριτήρια μεθοδολογίας HAZUS για τον ορισμό των επιπέδων βλαβών

Damage State	Component (Criteria Set No. 1)[1]			Component (Criteria Set No. 2)[1]		
	Fraction[2]	Limit[3]	Factor[4]	Fraction[2]	Limit[3]	Factor[4]
Slight	> 0%	C	1.0	50%	B	1.0
Moderate	≥ 5%	C	1.0	50%	B	1.5
Extensive	≥ 25%	C	1.0	50%	B	4.5
Complete	≥ 50%	E	1.0 - 1.5[5]	50%	B	12

Οι καμπύλες τρωτότητας κατανέμουν την ζημιά στα τέσσερα επίπεδα, όπως αναφέραμε και παραπάνω: στην ελαφριά, στη μέτρια, στην εκτεταμένη και στην πλήρη ζημιά. Για μια δεδομένη, λοιπόν, τιμή φασματικής απόκρισης η πιθανότητα να έχουμε ένα συγκεκριμένο επίπεδο ζημιάς, ορίζεται ως η διαφορά των αθροιστικών πιθανοτήτων που αντιστοιχούν στο να φτάσουμε ή ακόμα και στο να υπερβούμε τα δύο αυτά διαδοχικά επίπεδα ζημιάς. Κάθε μία από αυτές τις καμπύλες καθορίζεται από μια διάμεση τιμή της φασματικής μετακίνησης, (Sd,ds) και από μια τυπική απόκλιση που σχετίζεται με το συγκεκριμένο επίπεδο ζημιάς.

Η πιθανότητα βλάβης της κατασκευής δίνεται από την συνάρτηση κατανομής πιθανότητας της λογαριθμοκανονικής κατανομής:

$$\boldsymbol{P[d_s/S_d] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}} * \ln\left(\frac{S_d}{S_{d,ds}}\right)\right]} \qquad (6.1)$$

Όπου,

ds η κάθε στάθμη βλάβης

$S_{d,ds}$ η διάμεση τιμή της φασματικής μετατόπισης

β_{ds} η τυπική απόκλιση του φυσικού λογαρίθμου της φασματικής μετακίνησης για στάθμη βλάβης

Φ η συνάρτηση κατανομής πιθανότητας της κανονικής κατανομής

ΣΗΜΕΙΩΣΗ

Η τυπική απόκλιση του φυσικού λογαρίθμου της φασματικής μετακίνησης για στάθμη βλάβης παίρνει τιμές 0.4 , 0.6 , 0.8 , 1, 1.20.

6.3 Ανάπτυξη καμπύλων δυσθραυστότητας υφιστάμενου κτιρίου

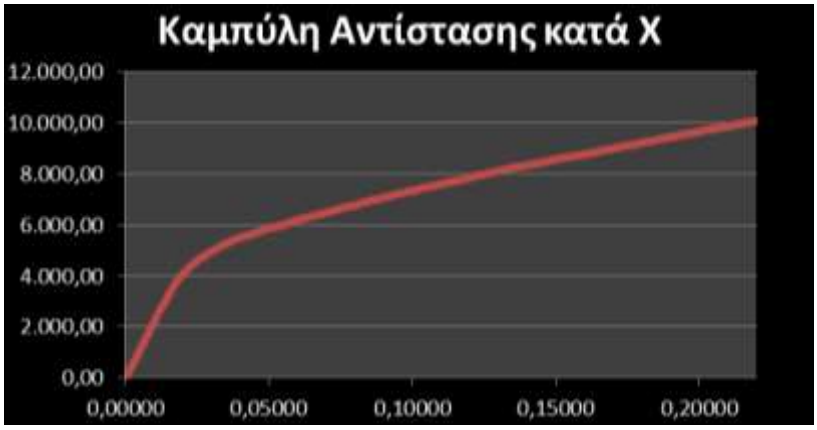
Παρακάτω ακολουθεί η ανάπτυξη των καμπυλών τρωτότητας με τη μεθοδολογία HAZUS για την εκτίμηση των βλαβών στον υφιστάμενο φορέα. Θα αξιολογήσουμε κατά πόσο η μέθοδος δίνει αποτελέσματα που συνάδουν με την πραγματικότητα, βάσει των βλαβών που διαπιστώθηκαν στο σεισμό της Κεφαλλονιάς.

Σ' αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί ότι από τη μεθοδολογία του HAZUS χρησιμοποιήθηκε το πρώτο κριτήριο για τον ορισμό των damage states. Δεδομένου ότι στο SAP2000 μόλις οι πλαστικές αρθρώσεις ξεπεράσουν το C, αδυνατώντας να προσομοιάσουν την απότομη πτώση της αντοχής τους, συμπεριφέρονται περίεργα, έγινε η παραδοχή (και η κατάλληλη προσομοίωση) ότι παραμορφώνονται απεριόριστα μέχρι να φτάσουν και να αποκτήσουν στροφή αστοχίας ίση με την πενταπλάσια αυτής που έχει υπολογιστεί κανονικά. Μ' αυτόν τον τρόπο, καταφέραμε να φτάσουμε την καμπύλη pushover αρκετά μακριά. Βέβαια, με τη διορθωμένη καμπύλη pushover μορφώνεται και η νέα διγραμμικοποιημένη της και από τον υπολογισμός της νέας στοχευόμενης μετακίνησης προκύπτει ότι η αρχική ήταν μια πολύ καλή προσέγγιση, αφού οι δυο στοχευόμενες μετακινήσεις προκύπτουν πολύ κοντά η μια στην άλλη.

6.3.1 Κυρίαρχη διεύθυνση σεισμού κατά Χ

Βήμα 1^{ο} :

Το πρώτο βήμα της μεθοδολογίας Hazus είναι η εξαγωγή καμπύλης Pushover μέχρι την μέγιστη δυνατή μετακίνηση του κόμβου ελέγχου η οποία προκαλεί ολική κατάρρευση του φορέα. Για κυρίαρχη διεύθυνση του σεισμού κατά Χ, τρέξαμε τον δυσμενέστερο συνδυασμό που αντιστοιχεί στην ιδιομορφική φόρτιση με Χ-0.3Υ (**PI_X-0.3Y**) και διαπιστώσαμε ότι για μετακίνηση κορυφής $\boldsymbol{\delta_t}$ **= 22.2 cm** εμφανίζονται **ολοκληρωτικές βλάβες** στον φορέα, σύμφωνα με το **κριτήριο No.1** του Hazus.

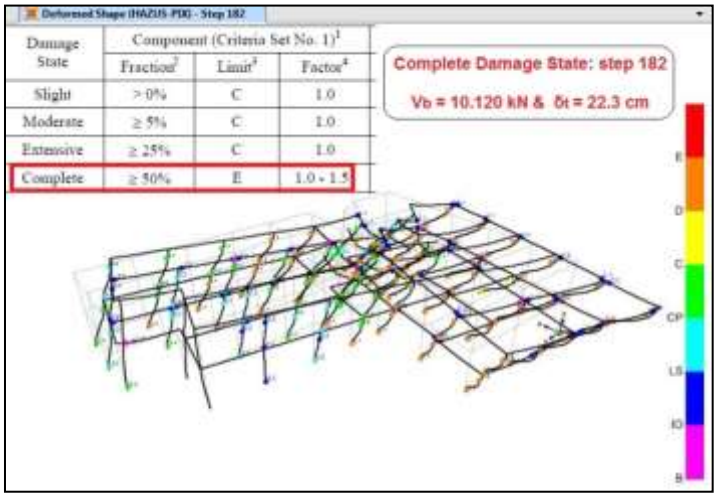


Εικόνα 6-7: Καμπύλη Pushover υφιστάμενου κτιρίου – Διεύθυνση Χ

Βήμα 2^{ο} :

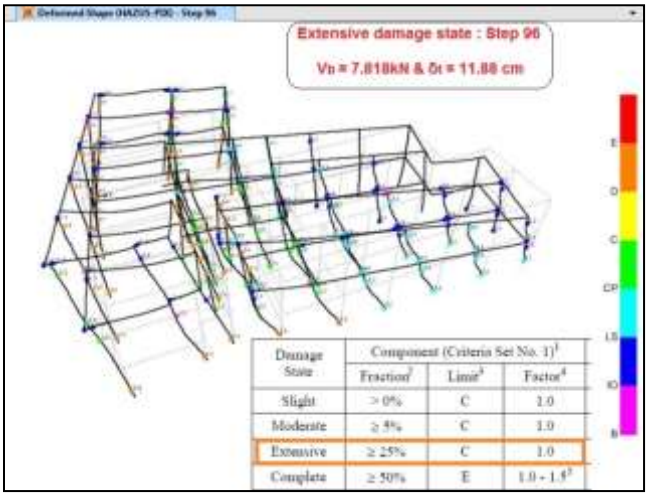
Το επόμενο βήμα είναι ο καθορισμός της εκάστοτε στάθμης επιτελεστικότητας (damage state) του φορέα συνολικά πάνω στην καμπύλη Pushover. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω για τον σκοπό αυτό θα εφαρμοστεί το κριτήριο No.1 της μεθοδολογίας Hazus που ισχύει εν γένει για φορείς χωρίς πλαστιμότητα και μικρή ικανότητα ανακατανομής της έντασης. Με δεδομένο λοιπόν, την παραμόρφωση των κρίσιμων διατομών και επομένως τη συμπεριφορά του κάθε μεμονωμένου δομικού μέλους του φορέα θα προσδιορίσουμε την κατάσταση στην οποία βρίσκεται το σύνολο της κατασκευής. Θα ορίσουμε τις τέσσερις στάθμες βλαβών: ελαφριές βλάβες (slight damage state), μέτριες βλάβες (moderate damage state), εκτεταμένες (extensive damage state) και τις ολοκληρωτικές βλάβες (complete damage state).

Ολοκληρωτικές βλάβες- Complete damage state



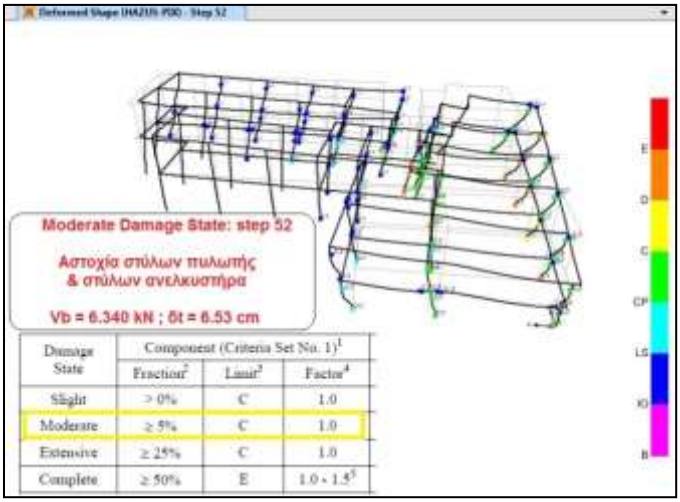
Εικόνα 6-8: Complete Damage State – Σεισμός κατά X

Εκτεταμένες βλάβες - Extensive damage state



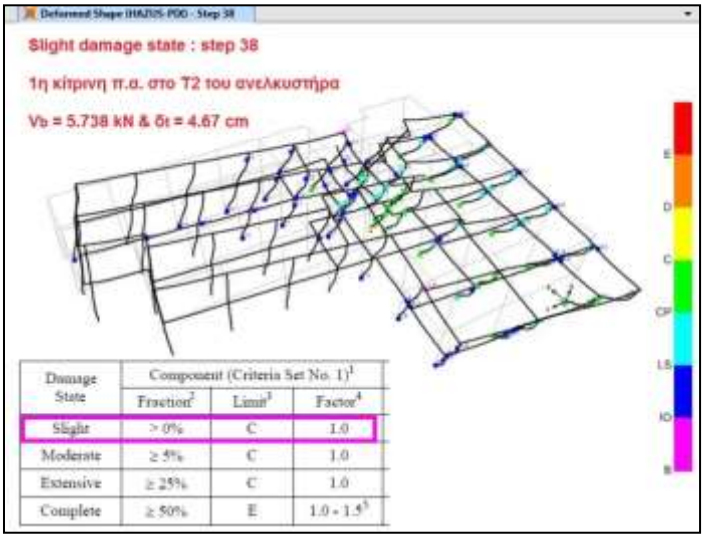
Εικόνα 6-9: Extensive damage state– Σεισμός κατά X

Μέτριες βλάβες -Moderate damage state



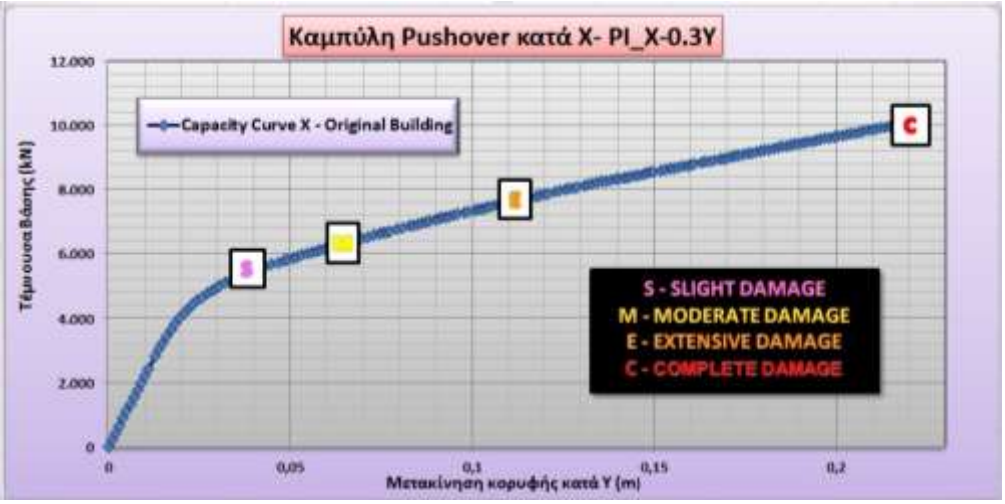
Εικόνα 6-10: Moderate damage state– Σεισμός κατά X

Ελαφριές βλάβες -Slight damage state

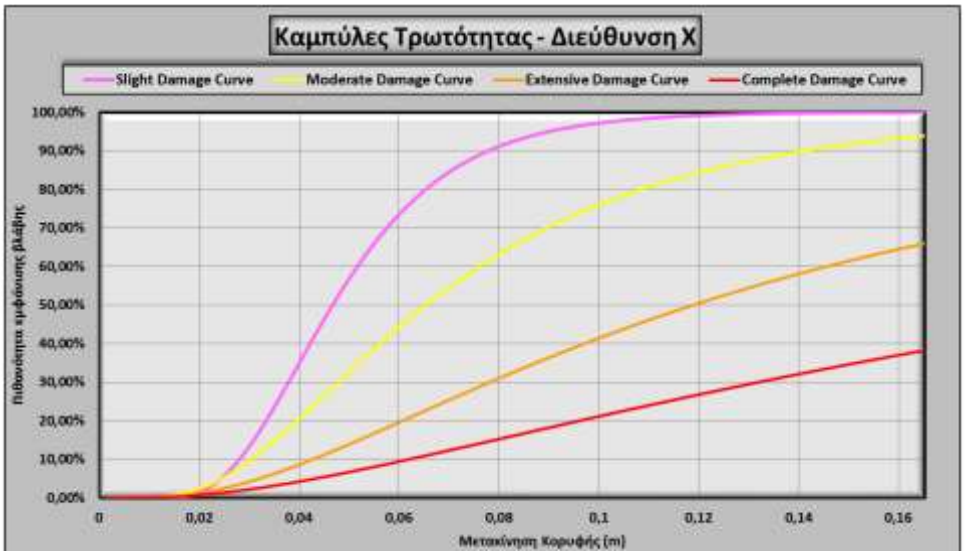


Damage State	Component (Criteria Set No. 1)[1]		
	Fraction[2]	Limit[3]	Factor[4]
Slight	> 0%	C	1.0
Moderate	≥ 5%	C	1.0
Extensive	≥ 25%	C	1.0
Complete	≥ 50%	E	1.0 - 1.5[5]

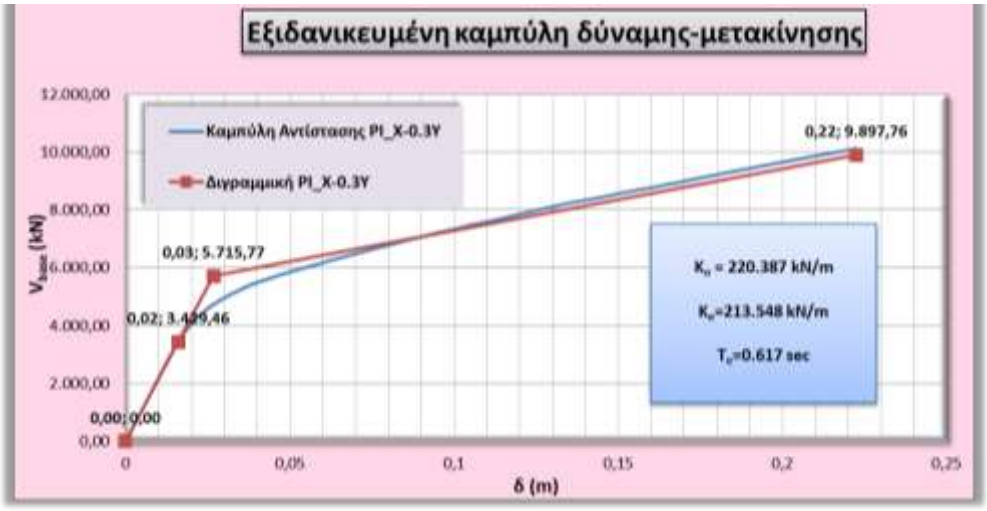
Εικόνα 6-11: Slight damage state– Σεισμός κατά X



Εικόνα 6-12: Καμπύλη Αντίστασης κατά X με στάθμες επιτελεστικότητας κατά HAZUS



Εικόνα 6-13: Καμπύλες τρωτότητας- Διεύθυνση X



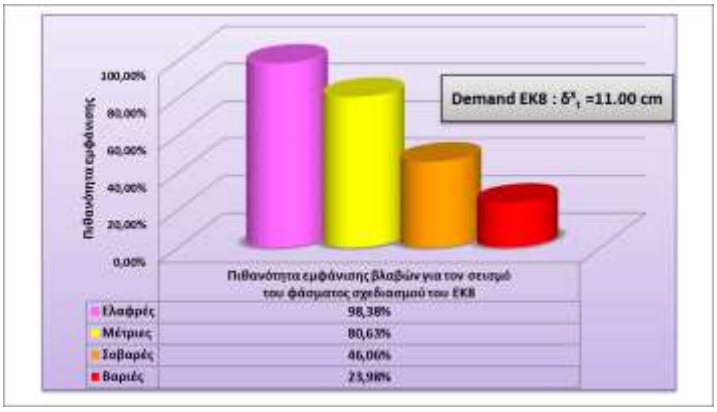
Εικόνα 6-14:Διγραμμικοποίηση καμπύλης Pushover υφιστάμενου κτιρίου – Διεύθυνση Χ

Πίνακας 6-3: Στοχευόμενη μετακίνηση για απαίτηση του σεισμού του ΕΚ8

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ				
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΑΙΤΗΣΗ:			ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕΚ8	
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ				
Ισοδύναμη ιδιοπερίοδος	T_e	=	0,620	s
Ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση	Se (T_e)	=	8,55	m/s^2
Μετακίνηση Ισοδύναμου Μονοβάθμιου	δe	=	8,32	cm
Στοχευόμενη Μετακίνηση	δt	=	10,98	cm

Πίνακας 6-4: Πιθανότητες εμφάνισης βλαβών για τη στοχευόμενη μετακίνηση

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ- ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ		
ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΕΜΦΑΝΙΣΗΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΒΛΑΒΩΝ		
Στοχευόμενη μετακίνηση =10.8cm	Ελαφριές βλάβες	98,38%
	Μέτριες βλάβες	80,63%
	Εκτεταμένες βλάβες	46,06%
	Ολοκληρωτικές βλάβες	23,98%

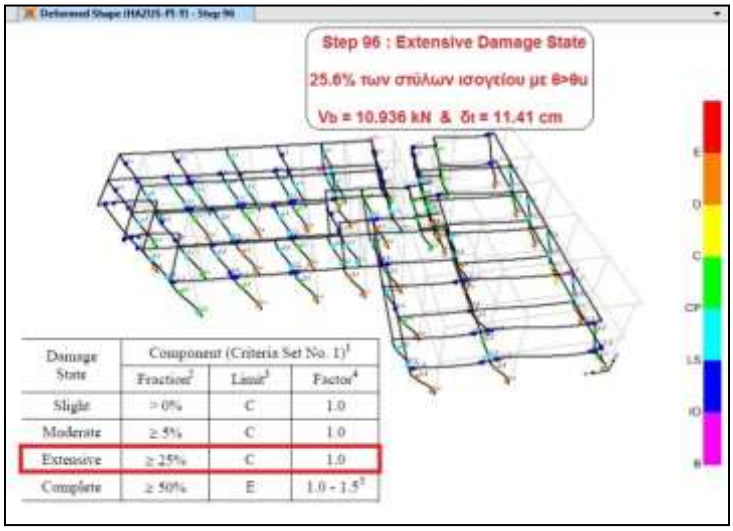


Εικόνα 6-15: Πιθανότητες εμφάνισης βλαβών για τον σεισμό του φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ8

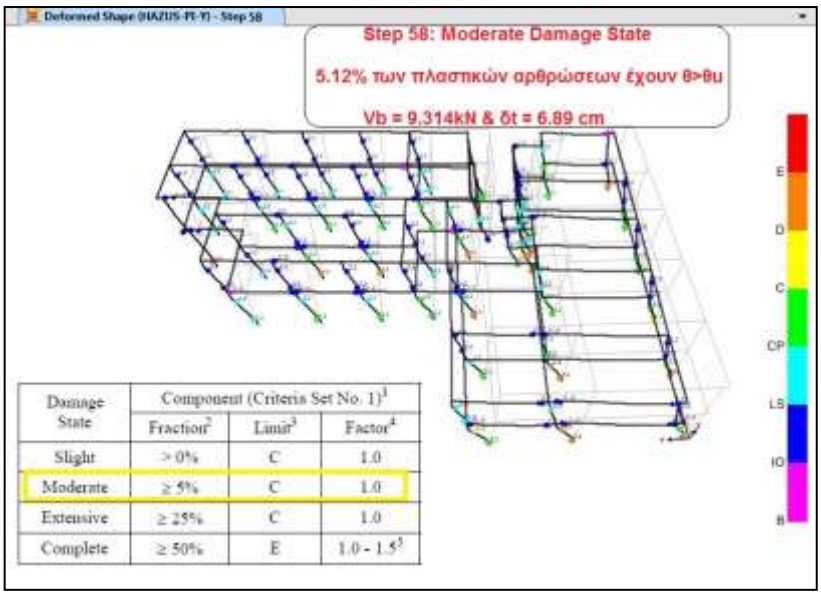
6.3.2 Κυρίαρχη διεύθυνση σεισμού κατά Y

Εικόνα 6-16: Καμπύλη Pushover υφιστάμενου κτιρίου – Διεύθυνση Y

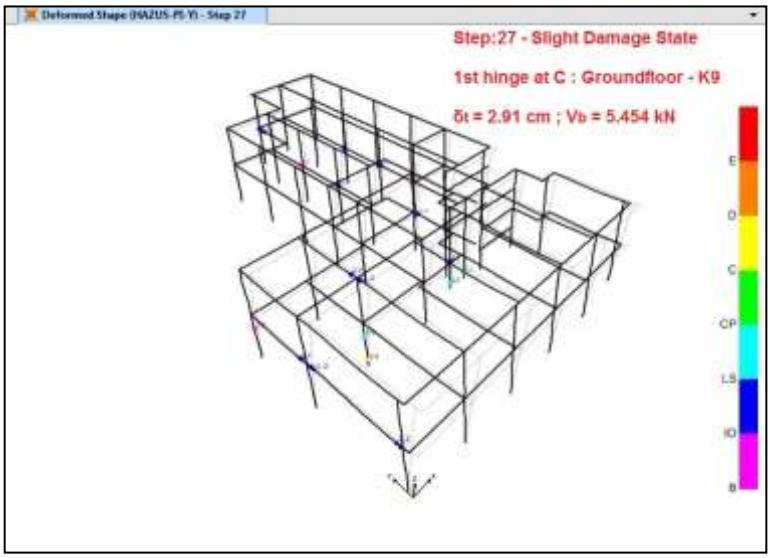
Εικόνα 6-17: Complete Damage State – Σεισμός κατά Y



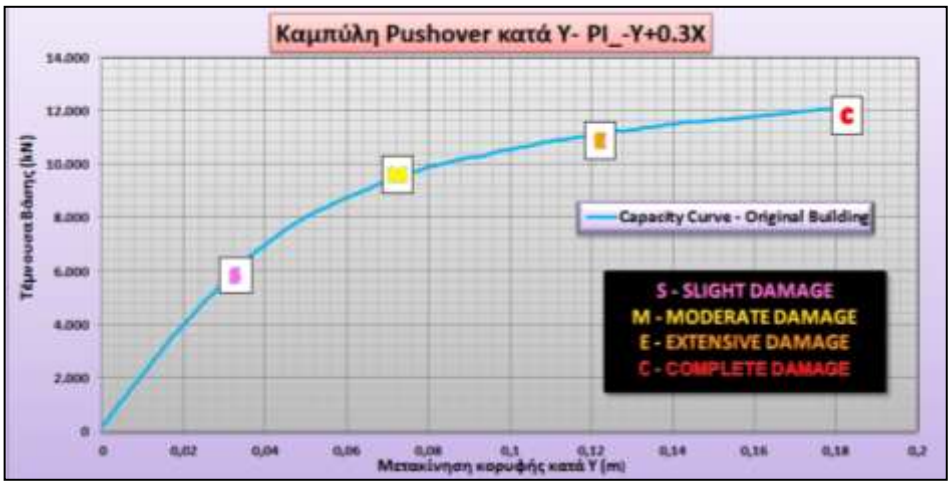
Εικόνα 6-18: Extensive damage state– Σεισμός κατά Y



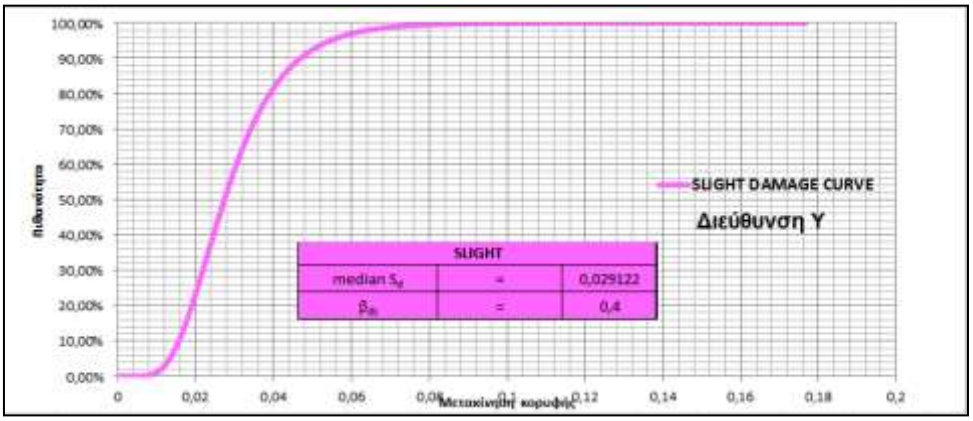
Εικόνα 6-19: Moderate damage state– Σεισμός κατά Y



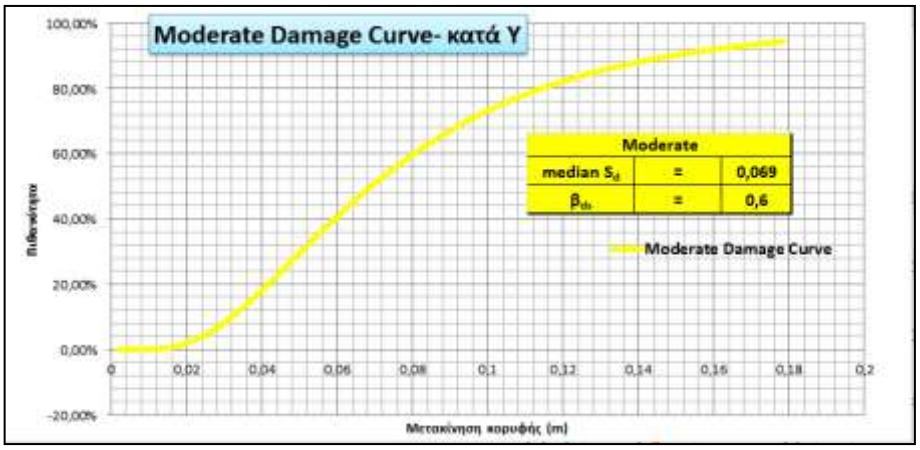
Εικόνα 6-20: Slight damage state– Σεισμός κατά Y



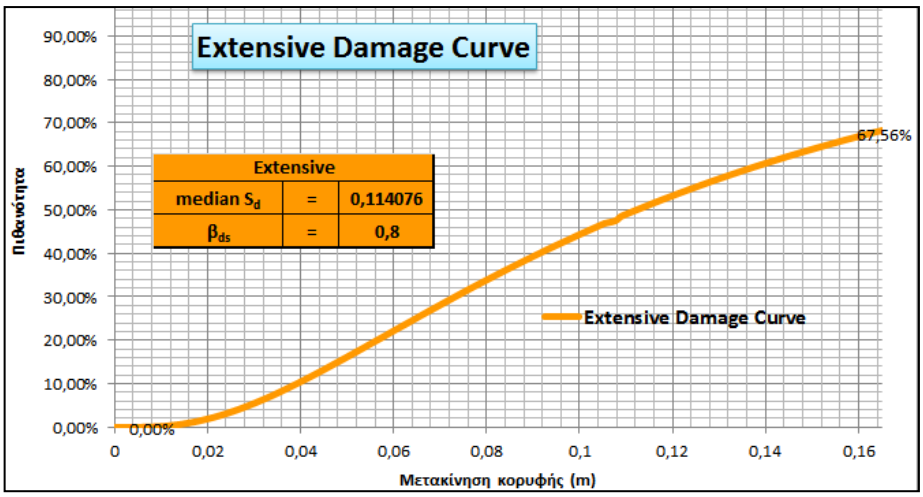
Εικόνα 6-21: Καμπύλη Αντίστασης κατά Y με στάθμες επιτελεστικότητας κατά HAZUS



Εικόνα 6-22: Καμπύλη τρωτότητας για Slight Damage

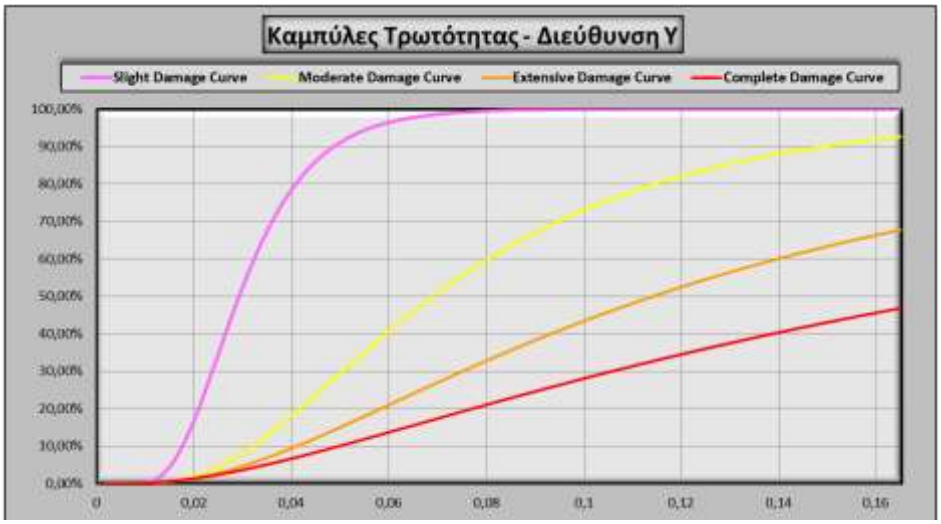


Εικόνα 6-23: Καμπύλη τρωτότητας για Moderate Damage



Εικόνα 6-24: Καμπύλη τρωτότητας για Extensive Damage

Εικόνα 6-25: Καμπύλη τρωτότητας για Complete Damage



Εικόνα 6-26: Καμπύλες τρωτότητας- Διεύθυνση Y

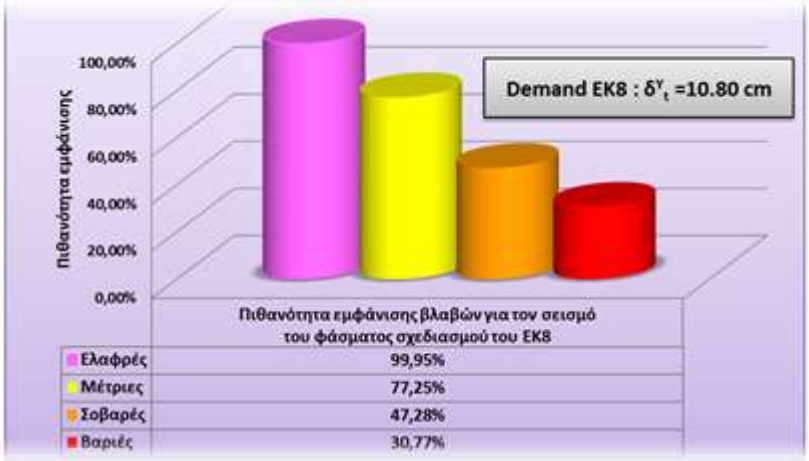
Εικόνα 6-27:Διγραμμικοποίηση καμπύλης Pushover υφιστάμενου κτιρίου – Διεύθυνση Y

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ				
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΑΙΤΗΣΗ:			ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕΚ8	
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y				
Ισοδύναμη ιδιοπερίοδος	T_e	=	0,610	s
Ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση	Se (T_e)	=	8,69	m/s^2
Μετακίνηση Ισοδύναμου Μονοβάθμιου	δe	=	8,18	cm
Στοχευόμενη Μετακίνηση	δt	=	10,80	cm

Εικόνα 6-28: Στοχευόμενη μετακίνηση κατά Y για απαίτηση του σεισμού του ΕΚ8

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ- ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y		
ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΕΜΦΑΝΙΣΗΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΒΛΑΒΩΝ		
Στοχευόμενη μετακίνηση =10.8cm	Ελαφριές βλάβες	99,95%
	Μέτριες βλάβες	77,25%
	Εκτεταμένες βλάβες	47,28%
	Ολοκληρωτικές βλάβες	30,77%

Εικόνα 6-29: Πιθανότητες βλαβών - Απαίτηση ΕΚ8 κατά Y – Υφιστάμενος



Εικόνα 6-30: Πιθανότητες εμφάνισης βλαβών για τον σεισμό του φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ8 κατά Y

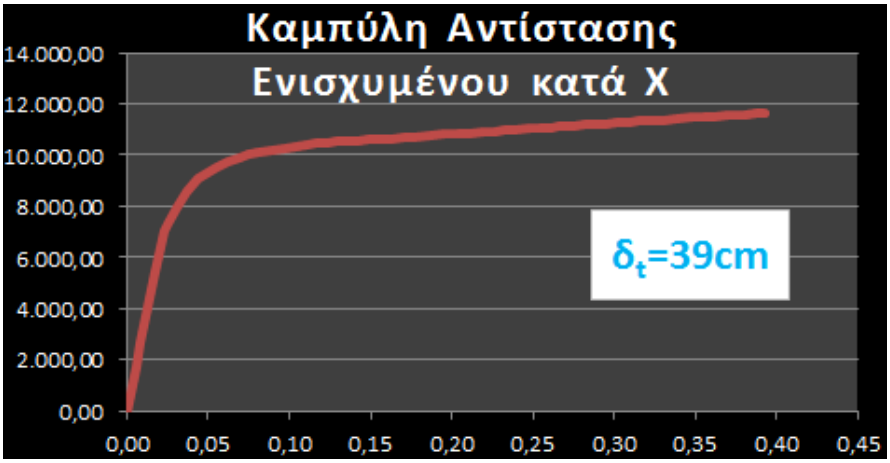
6.4 Ανάπτυξη καμπύλων δυσθραυστότητας ενισχυμένου κτιρίου

Μετά την ενίσχυση του Οπίσθιου τμήματος Β που έγινε σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΕΚ8 και μάλιστα πραγματοποιήθηκε και ανελαστική στατική ανάλυση για να αποτιμηθεί η συμπεριφορά του ενισχυμένου φορέα και ελεγχθεί με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ότι εξυπηρετεί τον στόχο ανασχεδιασμού που είχαμε θέσει. Πράγματι αποδειχτηκε ότι η ενίσχυση επαρκεί και η κατασκευή για την απαίτηση του ΕΚ8 δεν ξεπερνά τη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες». Αποφασίσαμε όμως να αποτιμήσουμε την τρωτότητα του ενισχυμένου κτιρίου και με την μεθοδολογία HAZUS, τόσο για να επιβεβαιώσουμε το αποτέλεσμα της επάρκειας με την εύρεση συγκεκριμένων πιθανοτήτων υπέρβασης του κάθε επιπέδου βλαβών όσο και για να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα με τον υφιστάμενο.

Στόχος λοιπόν να δείξουμε ότι ο ενισχυμένος φορέας είναι ασφαλής και έχει μικρή πιθανότητα να πάθει βλάβες σημαντικές για τον σεισμό σχεδιασμού.

6.4.1 Κυρίαρχη διεύθυνση σεισμού κατά Χ

Για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης PI_X-0.3Y και για στοχευόμενη μετακίνηση **δ_t = 39.3 cm** που προκαλεί ολική κατάρρευση, προκύπτει η καμπύλη Ικανότητας της κατασκευής κατά Χ.



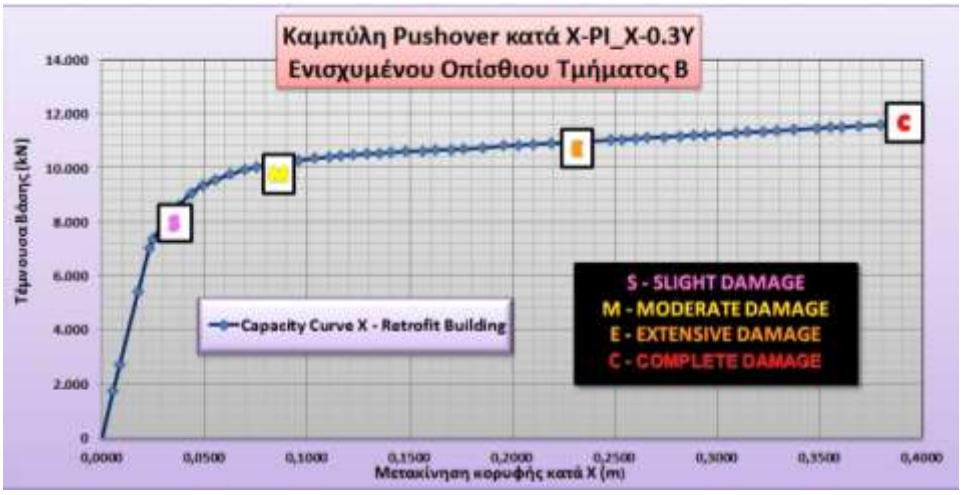
Διάγραμμα 6-2: Καμπύλη Pushover Ενισχυμένου κτιρίου – Διεύθυνση Χ

Στην επόμενη φάση αντιστοιχίζουμε την κάθε στάθμη βλαβών σε μία μετακίνηση του κόμβου ελέγχου με βάση το κριτήριο της μεθοδολογίας. Αυτή η μετακίνηση αντιστοιχεί στη μέση τιμή, δηλαδή για δ_t=39.3cm προκαλούνται ολοκληρωτικές βλάβες με πιθανότητα 50%.

Πίνακας 6-5: Εφαρμογή κριτηρίου Hazus – Επίπεδα βλαβών πάνω στην καμπύλη Pushover

TABLE: Pushover Curve - HAZUS-PI-X-0.3Y							Έλεγχος κριτηρίου Hazus
Step	Displacement	BaseForce	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	
	m	KN					
0	0,0000	0,00	0	0	0	164	
1	0,0055	1.743,73	0	0	0	164	
2	0,0085	2.679,65	0	0	0	164	
3	0,0176	5.411,94	0	0	0	164	
4	0,0231	7.027,02	0	0	0	164	
5	0,0248	7.337,06	0	0	0	164	
6	0,0307	8.008,17	6	0	0	164	>0% → SLIGHT
7	0,0374	8.596,20	10	0	0	164	
8	0,0434	9.060,17	10	0	0	164	
9	0,0493	9.335,13	10	0	0	164	
10	0,0551	9.540,25	10	0	0	164	
11	0,0625	9.753,72	10	0	0	164	
12	0,0695	9.919,04	14	0	0	164	>5% → MODERATE
13	0,0753	10.022,54	22	0	0	164	
14	0,0809	10.101,08	29	0	0	164	
15	0,0885	10.193,00	30	1	0	164	
16	0,0961	10.274,60	30	0	1	164	
17	0,1038	10.341,66	30	0	1	164	
18	0,1108	10.397,89	30	0	1	164	
19	0,1163	10.439,72	30	0	1	164	
20	0,1226	10.477,42	30	2	1	164	
21	0,1290	10.511,10	30	4	1	164	
22	0,1354	10.544,95	30	5	1	164	
23	0,1409	10.568,87	30	5	1	164	
24	0,1483	10.599,57	30	5	1	164	
25	0,1565	10.627,18	30	5	1	164	
26	0,1624	10.646,60	30	4	2	164	
27	0,1701	10.669,72	30	2	4	164	
28	0,1763	10.689,13	29	1	6	164	
29	0,1856	10.734,67	31	1	7	164	
30	0,1958	10.803,80	27	3	9	164	
31	0,2031	10.834,80	25	3	11	164	
32	0,2102	10.864,97	23	3	14	164	
33	0,2190	10.902,45	24	4	14	164	EXTENSIVE
34	0,2259	10.931,99	24	4	15	164	
35	0,2324	10.959,45	26	6	16	164	
36	0,2379	10.982,85	26	6	16	164	
37	0,2479	11.025,43	27	8	16	164	
38	0,2534	11.048,84	1	0	16	164	
39	0,2602	11.077,77	1	0	16	164	
40	0,2658	11.101,53	1	0	16	164	
41	0,2743	11.137,52	27	10	18	164	
42	0,2816	11.168,97	28	12	18	164	
43	0,2885	11.198,00	28	12	19	164	
44	0,2940	11.221,68	27	13	19	164	
45	0,3011	11.251,59	28	12	21	164	
46	0,3089	11.285,00	27	14	21	164	
47	0,3144	11.308,40	27	14	21	164	
48	0,3227	11.343,72	27	14	21	164	
49	0,3294	11.372,12	27	14	22	164	
50	0,3374	11.405,98	28	15	22	164	
51	0,3483	11.452,75	29	15	23	164	
52	0,3551	11.481,58	28	17	24	164	
53	0,3606	11.504,99	27	18	24	164	
54	0,3693	11.541,90	29	19	24	164	
55	0,3799	11.587,22	30	21	25	164	
56	0,3870	11.617,34	31	22	27	164	
57	0,3886	11.623,92	31	21	28	164	
58	0,3930	11.642,75	27	28	28	164	COMPLETE

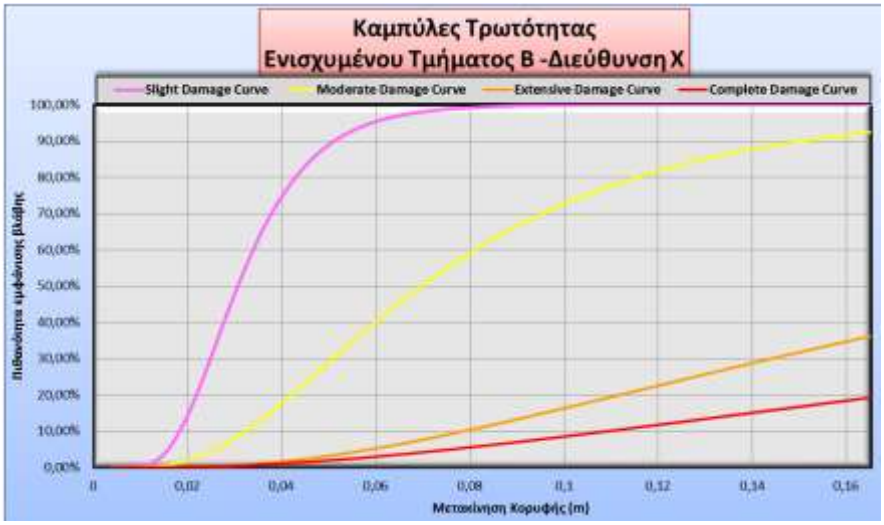
Διαπιστώθηκε λοιπόν ότι Ελαφρές βλάβες έχουμε στο βήμα 6 της pushover, οι μέτριες βλάβες πραγματοποιούνται στο βήμα 12 και οι εκτεταμένες στο βήμα 33.



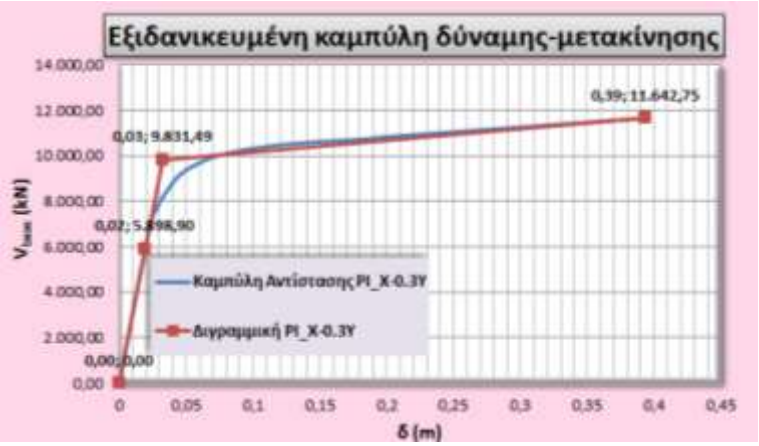
Διάγραμμα 6-3: Καμπύλη Αντίστασης κατά X με στάθμες επιτελεστικότητας κατά HAZUS

Στην συνέχεια υπολογίζουμε την πιθανότητα να βρεθεί η κατασκευή σε κάθε επίπεδο βλαβών. Οι τυπικές αποκλίσεις που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε στάθμη βλαβών είναι:

- β(ds→**Slight**)=**0.4**
- β(ds→**Moderate**)=**0.6**
- β(ds→**Extensive**)=**0.8**
- β(ds→**Complete**)=**1.0**



Διάγραμμα 6-4: Καμπύλες τρωτότητας Ενισχυμένου – Διεύθυνση Χ



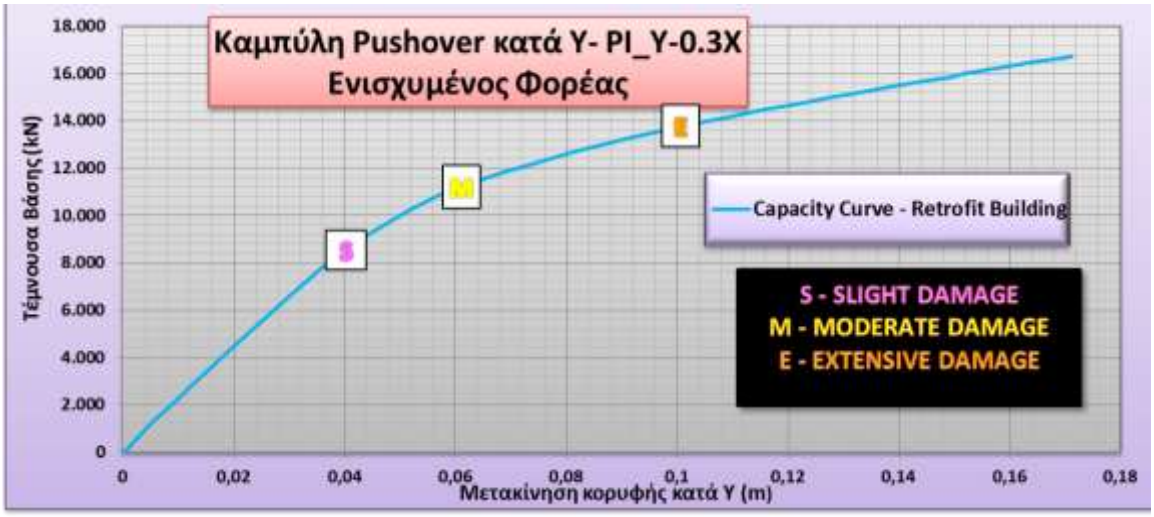
Διάγραμμα 6-5: Διγραμμική καμπύλη κατά Χ ισοδύναμου μονοβάθμιου

Πίνακας 6-6: Στοχευόμενη μετακίνηση – Απαίτηση ΕΚ8 – Μέθοδος συντελεστών

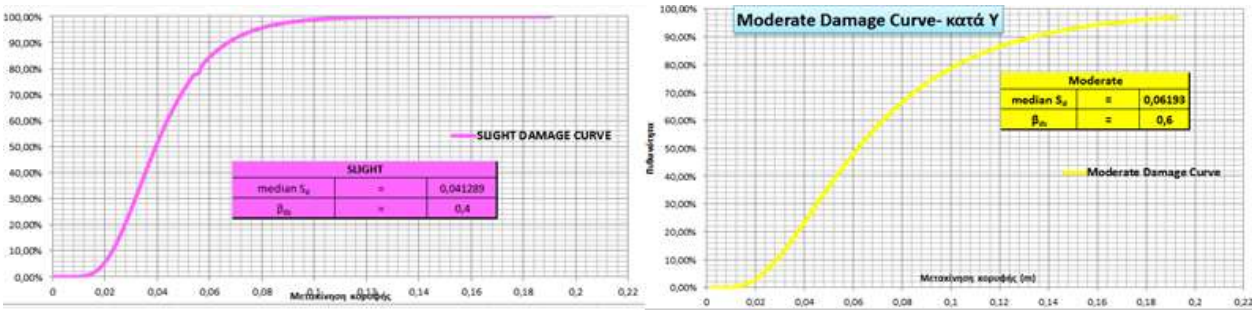
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΑΙΤΗΣΗ:			ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕΚ8	
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ				
Ισοδύναμη ιδιοπερίοδος	T_e	=	0,224	s
Ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση	Se (T_e)	=	10,59	m/s^2
Μετακίνηση Ισοδύναμου Μονοβάθμιου	δe	=	1,34	cm
Στοχευόμενη Μετακίνηση	δt	=	3,77	cm

ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ- ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ		
ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΕΜΦΑΝΙΣΗΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΒΛΑΒΩΝ		
ΑΠΑΙΤΗΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ ΕΚ8		
Στοχευόμενη μετακίνηση =3.77cm	Ελαφριές βλάβες	69,66%
	Μέτριες βλάβες	15,39%
	Εκτεταμένες βλάβες	1,39%
	Ολοκληρωτικές βλάβες	0,95%

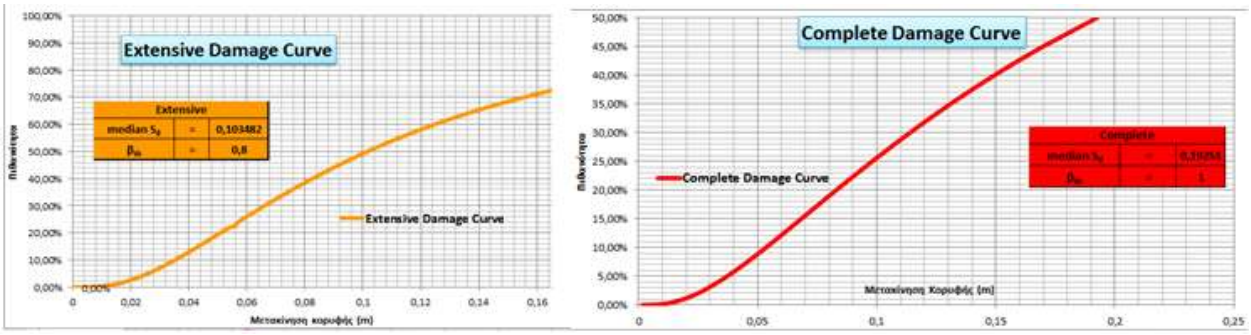
6.4.2 Κυρίαρχη διεύθυνση σεισμού κατά Y



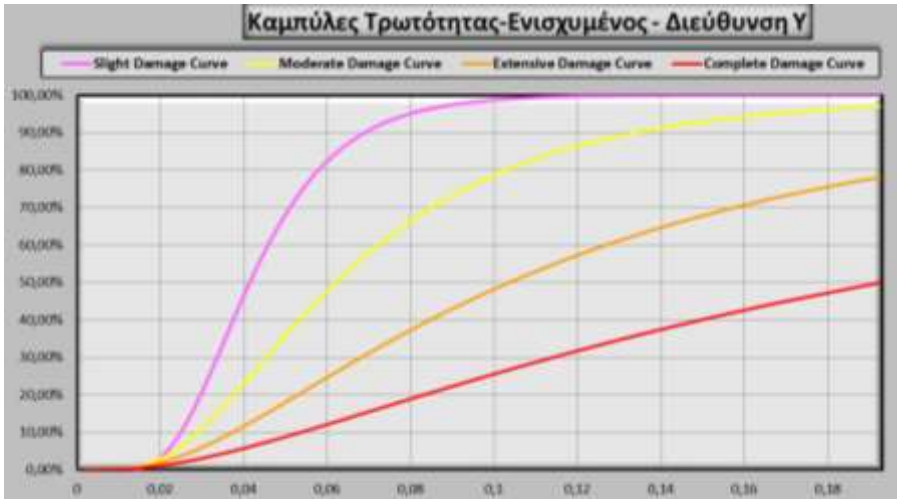
Διάγραμμα 6-6: Καμπύλη Αντίστασης Ενισχυμένου κατά Y με στάθμες βλαβών κατά HAZUS



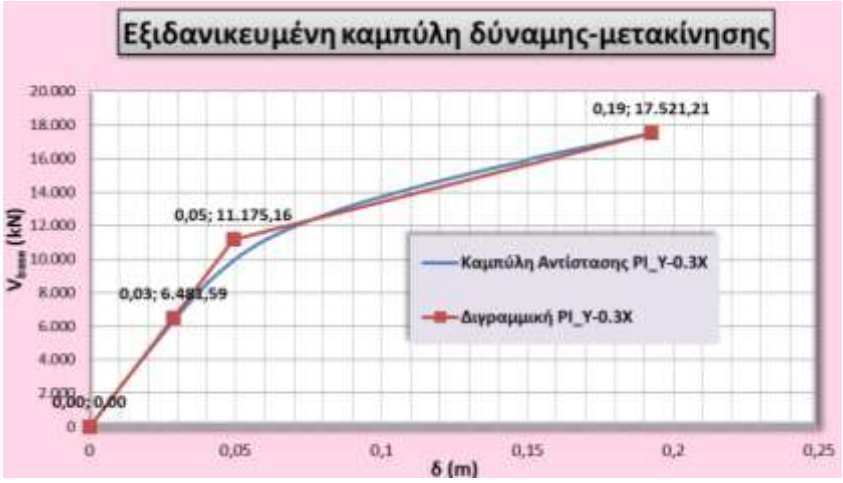
Διάγραμμα 6-7: Καμπύλη τρωτότητας για slight και moderate damage - Ενισχυμένο



Διάγραμμα 6-8: : Καμπύλη τρωτότητας για extensive και complete damage - Ενισχυμένο



Διάγραμμα 6-9: Καμπύλες τρωτότητας κατά Y – Ενισχυμένος φορέας

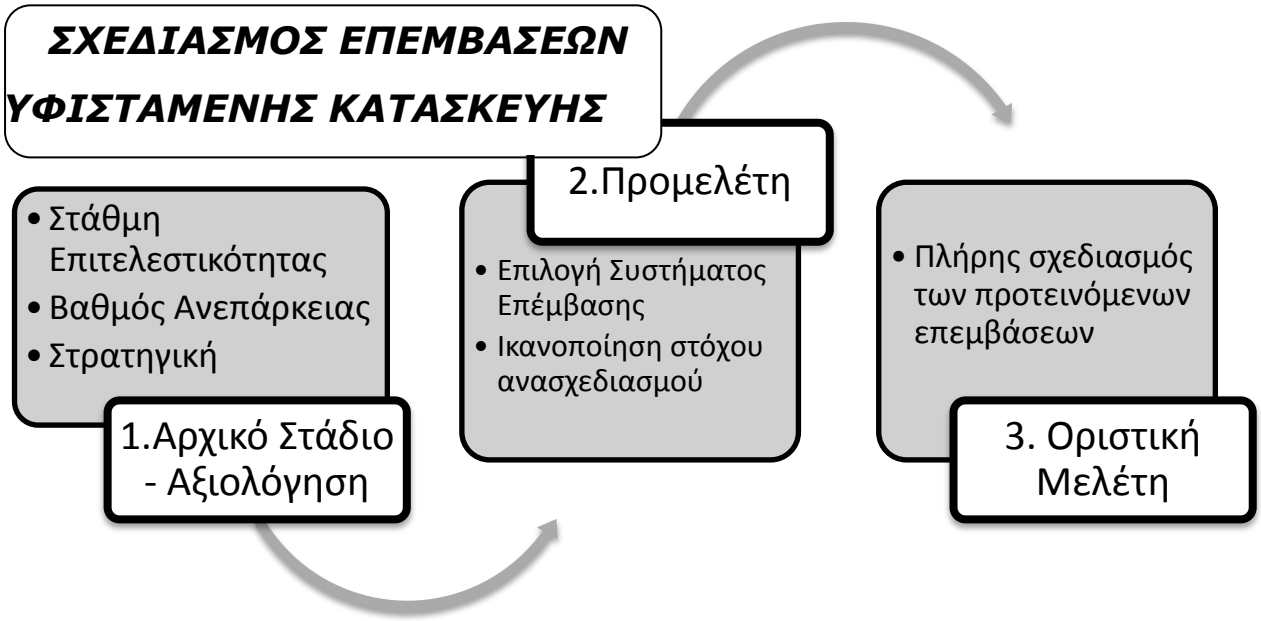


Διάγραμμα 6-10: Διγραμμική καμπύλη κατα Y – Ενισχυμένος φορέας

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΑΙΤΗΣΗ:			ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕΚ8	
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y				
Ισοδύναμη ιδιοπερίοδος	T_e	=	0,321	s
Ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση	Se (T_e)	=	10,59	m/s^2
Μετακίνηση Ισοδύναμου Μονοβάθμιου	δe	=	2,77	cm
Στοχευόμενη Μετακίνηση	δt	=	5,64	cm

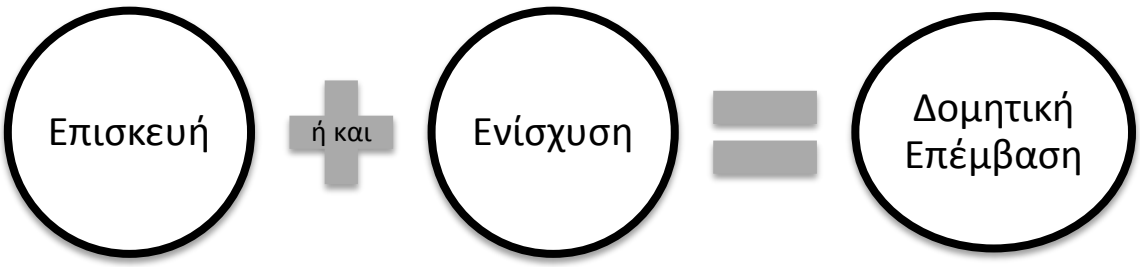
ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ- ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y		
ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΕΜΦΑΝΙΣΗΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΒΛΑΒΩΝ		
Στοχευόμενη μετακίνηση =5.64cm	Ελαφριές βλάβες	78,27%
	Μέτριες βλάβες	43,84%
	Εκτεταμένες βλάβες	22,43%
	Ολοκληρωτικές βλάβες	10,99%

7 Μέθοδοι Επισκευής και Ενίσχυσης των Κατασκευών



7.1 Βασικές Αρχές Ενίσχυσης – Τεχνική Ορολογία

- **Δομητική επέμβαση:** οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος με αποτέλεσμα την τροποποίηση της απόκρισής του



- **Επισκευή:** η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική φέρουσα ικανότητά του.
- **Ενίσχυση:** η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του σχεδιασμού
- **Μετασεισμικά άμεσα μέτρα ασφάλειας:** τα εφικτά μέτρα προστασίας που πρέπει να λαμβάνονται επειγόντως, μετά από έναν ισχυρό σεισμό με στόχο την ασφάλεια του πληθυσμού και την ελαχιστοποίηση περαιτέρω των βλαβών ή απωλειών. Η φύση και η έκταση αυτών των μέτρων πρέπει να συναρτάται με τον βαθμό των παρατηρούμενων βλαβών ή φθορών και το ενδεχόμενο μετασεισμών.

- **Στρατηγικές επεμβάσεων:** η βασική προσέγγιση για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Διακρίνονται σε τεχνικής και διαχειριστικής φύσης. Οι πρώτες περιλαμβάνουν επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό για τη διόρθωση ενδεχόμενων ατελειών, στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, στην αύξηση της ικανότητας ανάληψης παραμορφώσεων, στην αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και στη μείωση της σεισμικής απαίτησης. Αντίστοιχα στη δεύτερη κατηγορία ανήκει μεταξύ άλλων η πιθανή αλλαγή χρήσης, η κατεδάφιση, η προσωρινή ενίσχυση και η προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων.
- **Κριτήρια σχεδιασμού:** οι απαιτήσεις του εκάστοτε ισχύοντος κανονισμού. Αφορούν στο ποσό της αντοχής, της δυσκαμψίας ή της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας που πρέπει να προστεθεί στο δόμημα, ώστε να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας.
- **Συστήματα επεμβάσεων:** η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής μέσω της αύξησης της αποδοτικότητας του συστήματος ανάληψης των σεισμικών φορτίων. Η αποδοτικότητα αυτή καθορίζεται από: **(α)** τη μάζα, τη δυσκαμψία, την απόσβεση και τη διαμόρφωση του φέροντος και μη φέροντος οργανισμού, **(β)** η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού και **(γ)** η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.
- **Συντελεστές μονολιθικότητας:** είναι διορθωτικοί συντελεστές που εκφράζουν την αβεβαιότητα στην προσομοίωση των διατομών που υφίστανται την επέμβαση. Συσχετίζουν τα πραγματικά χαρακτηριστικά απόκρισης της επισκευασμένης ή ενισχυμένης διατομής με τα αντίστοιχα μιας μονολιθικής διατομής. Διακρίνονται σε συντελεστές **μονολιθικότητας δυσκαμψίας k_k** και σε συντελεστές **μονολιθικότητας αντοχής k_r.**

7.2 Παραδοσιακές Μέθοδοι Ενίσχυσης

Η αποδοτικότερη εφαρμογή των διατιθέμενων μεθόδων για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών προϋποθέτει τη χρήση υλικών και τεχνολογιών μέσω των οποίων μπορεί να αποκατασταθεί ή τουλάχιστον να βελτιωθεί η στατική επάρκεια του δομήματος με τρόπο οικονομικό και αποτελεσματικό. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται κυρίως για το σκοπό αυτό είναι **το σκυρόδεμα και ο χάλυβας**. Το κυριότερο **πλεονέκτημα** των υλικών αυτών, που συχνά χαρακτηρίζονται ως «συμβατικά», σε σχέση με τα νέα υλικά, όπως τα ινοπλισμένα πολυμερή, είναι η πολύ **καλή γνώση των ιδιοτήτων** τους και η μακροχρόνια εφαρμογή τους στην πράξη. Επιπλέον, κατασκευές που είχαν υποστεί βλάβες λόγω σεισμικής δράσης και επισκευάστηκαν ή ενισχύθηκαν με κάποια από τις παραδοσιακές μεθόδους, κατά κανόνα επέδειξαν πολύ καλή συμπεριφορά σε μεταγενέστερους σεισμούς. Για τους λόγους αυτούς, οι παραδοσιακές μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης θεωρούνται σήμερα εξαιρετικά αξιόπιστες και αποτελούν συνήθη πρακτική επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές.

Στα επόμενα παρουσιάζονται οι κυριότερες παραδοσιακές μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αν και οι περισσότερες από αυτές έχουν ένα ιδιαίτερα ευρύ φάσμα εφαρμογών, η επιλογή της πλέον κατάλληλης τόσο από πλευράς απόδοσης όσο και οικονομίας προϋποθέτει την εμπειρία του μηχανικού που έχει αναλάβει τη μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού της κατασκευής. Πρέπει να σημειωθεί ότι υπάρχουν δύο γενικές προσεγγίσεις. Σύμφωνα με τις **ενεργητικές μεθόδους**, τα δομικά στοιχεία αναβαθμίζονται ώστε να μπορούν να παραλάβουν τόσο τα μελλοντικά (κινητά, επικαλύψεις,κτλ.) όσο και τα παρόντα (μόνιμα) φορτία. Οι ενεργητικές μέθοδοι συνήθως περιλαμβάνουν προένταση ή τοποθέτηση

μανδυών στα ενισχυόμενα μέλη με σκοπό την κατάργηση των παραμενουσών τάσεων σε αυτά. Οι **παθητικές μέθοδοι** αναφέρονται σε επεμβάσεις για την παραλαβή αποκλειστικά των μελλοντικών φορτίων. Κατά συνέπεια, ο πρόσθετος οπλισμός που τοποθετείται στο στοιχείο καθίσταται ενεργός μόνο αφού η διατομή υποστεί παραμορφώσεις λόγω των νέων φορτίων που καλείται να παραλάβει.

7.3 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων – Έλεγχος διεπιφάνειας

Η συμπεριφορά του στοιχείου που προκύπτει μετά την εφαρμογή μίας μεθόδου επισκευής και ενίσχυσης εξαρτάται κατά κύριο λόγο από την **απόκριση της διεπιφάνειας** παλαιού και νέου στοιχείου. Η απόκριση της διεπιφάνειας εξαρτάται από το βαθμό ολίσθησης που επιτρέπει ο τρόπος σύνδεσης των δύο στοιχείων κατά μήκος της μεταξύ τους διεπιφάνειας και εκφράζεται μέσω του διαγράμματος διατμητικού φορτίου – ολίσθησης. Όταν δεν διατίθενται αξιόπιστες μέθοδοι για την πρόβλεψη της **σχετικής ολίσθησης**, επιτρέπεται να χρησιμοποιείται η **προσεγγιστική μέθοδος μονολιθικής συμπεριφοράς**, υπό τον όρο ότι το εντατικό μέγεθος δράσης θα λαμβάνεται ως S_{id}/k, όπου k, ο αντίστοιχος συντελεστής μονολιθικότητας.

Είναι προφανές ότι οι συντελεστές μονολιθικότητας παίζουν το ρόλο μειωτικών συντελεστών οπότε παίρνουν πάντα τιμές μικρότερες ή ίσες της μονάδας. Συνήθως $\mathbf{k_k < k_r}$, δηλαδή η ασυνέχεια μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου επιδρά περισσότερο στη δυσκαμψία παρά στην αντοχή του στοιχείου. Η επιλογή των κατάλληλων συντελεστών μονολιθικότητας για κάθε είδος επέμβασης προκύπτει με βάση πειρματικά αποτελέσματα. Γενικά επιδιώκεται η επίτευξη του μέγιστου δυνατού βαθμού μονολιθικότητας της σύνθετης διατομής. Κατά συνέπεια συνίσταται να λαμβάνονται όλα τα απαραίτητα μέτρα, π.χ. χρήση επαρκούς αριθμού **βλήτρων** και **αγκυρίων**, έτσι ώστε να ικανοποιείται το συμβιβαστό των παραμορφώσεων στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου.

7.3.1 Συντελεστές μονολιθικότητας δυσκαμψίας

Αναφέρονται στην απομείωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών της σύνθετης διατομής που προκύπτει μετά την επέμβαση ως προς τα αντίστοιχα της ίδιας διατομής θεωρούμενης ως μονολιθικής.

$$k_k = \frac{\textit{Δυσκαμψία σύνθετης διατομής}}{\textit{Δυσκαμψία ίδιας" μονολιθικής διατομής}} \leq 1$$

Μικρότεροι συντελεστές μονολιθικότητας k_k συνεπάγονται μείωση των εντατικών μεγεθών που αναλαμβάνουν τα επισχευασμένα ή ενισχυμένα στοιχεία, ενώ παράλληλα αυξάνουν τα εντατικά μεγέθη που καλούνται να αναλάβουν τα υπόλοιπα.

7.3.2 Συντελεστές μονολιθικότητας αντοχής

Αφορούν στην απομείωση της αντοχής, δηλαδή της ικανότητας παραλαβής αξονικού, διατμητικού ή καμπτικού φορτίου, της σύνθετης διατομής ως προς την αντίστοιχη της ίδιας διατομής θεωρούμενης ως μονολιθικής.

$$k_r = \frac{\textit{Αντοχή σύνθετης διατομής}}{\textit{Αντοχή "ίδιας" μονολιθικής διατομής}} \leq 1$$

7.4 Επισκευές & Ενισχύσεις Υποστυλωμάτων

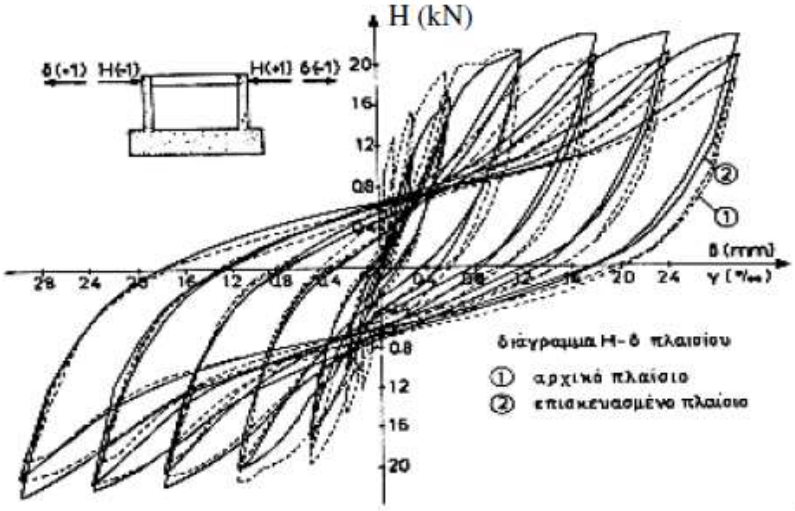
Οι επεμβάσεις στα υποστυλώματα είναι η πλέον συχνή πρακτική στον αντισεισμικό ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής. Όταν έχουν εμφανιστεί βλάβες, η λύση μπορεί να

προβλέπει είτε την αποκατάσταση των αρχικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος (επισκευή) είτε τη βελτίωσή τους (ενίσχυση). Ανάλογα με το βαθμό βλάβης του υποστυλώματος η επισκευή μπορεί να γίνει είτε με χρήση ρητιγενέσεων ή επισκευαστικών κονιαμάτων είτε με καθαίρεση και αποκατάσταση των περιοχών βλάβης.

Οι τεχνικές ενίσχυσης των υποστυλωμάτων μπορούν να διακριθούν σε δύο βασικές κατηγορίες ανάλογα με την αύξηση ή μη της διατομής του. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι τεχνικές στις οποίες δεν αυξάνεται η διατομή του υποστυλώματος και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ενεργή περίσφιγξη του στοιχείου. Στη δεύτερη κατηγορία η ενίσχυση επιτυγχάνεται με αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέους οπλισμούς, με κατασκευή μανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο.

7.4.1 Επισκευές με ρητιγενέσεις ή επισκευαστικά κονιάματα

Αποκαταστάσεις με ρητιγενέσεις ή επισκευαστικά κονιάματα εφαρμόζονται όταν οι βλάβες είναι ελαφρές, όταν δηλαδή εμφανίζονται ρηγματώσεις ή αποφλοιώσεις σκυροδέματος χωρίς αποδιοργάνωση του περισφιγμένου τμήματος του υποστυλώματος και λυγισμό των ράβδων οπλισμού. Ειδικότερα οι ρητιγενέσεις χρησιμοποιούνται στην περίπτωση των ρηγματώσεων, ενώ τα επισκευαστικά κονιάματα στην περίπτωση των επιφανειακών αποφλοιώσεων του σκυροδέματος.

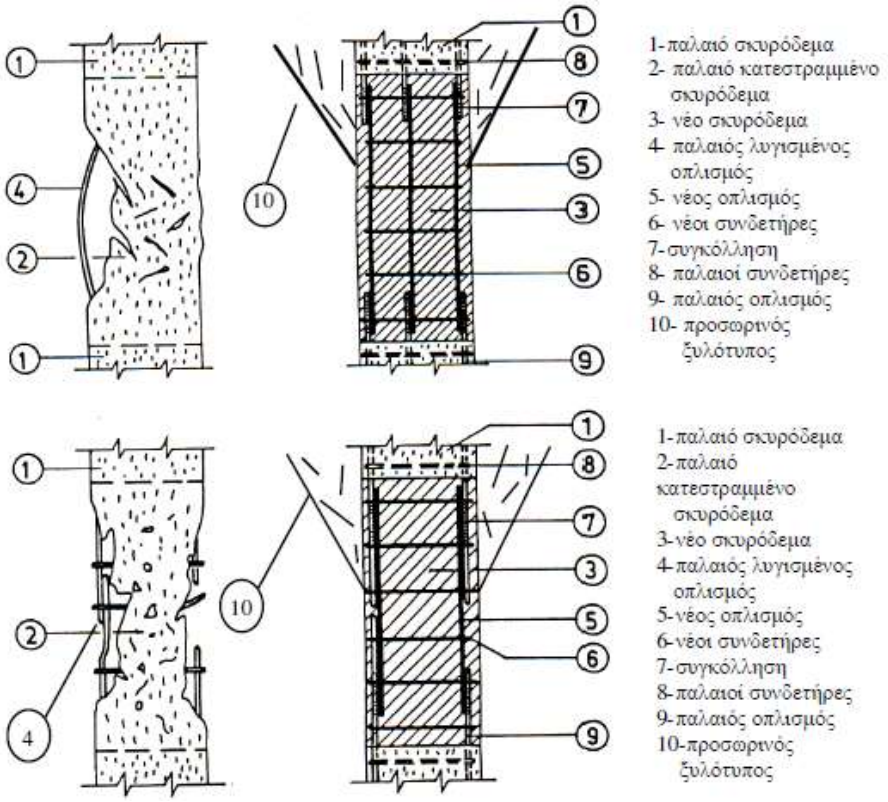


Εικόνα 7-1: Διάγραμμα πλευρικών φορτίσεων – οριζόντιων μετακινήσεων πλαισίου επισκευασμένου με εποξειδικές ρητίνες και σύγκριση με το αρχικό

7.4.2 Τοπικές αποκαταστάσεις ίσης διατομής

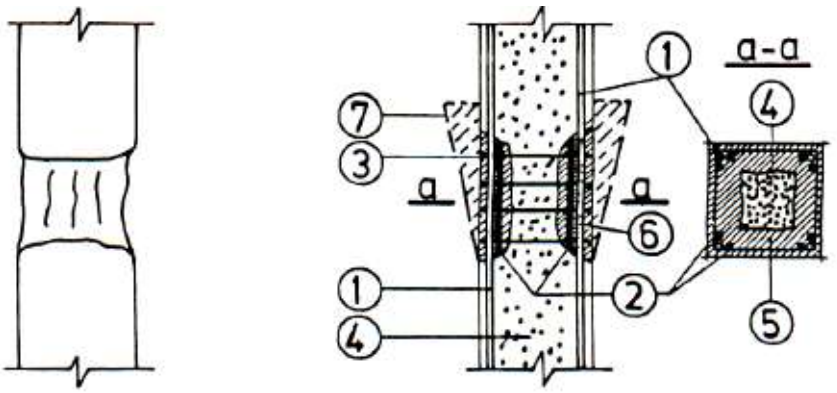
Επεμβάσεις με καθαίρεση και αποκατάσταση ίσης διατομής εφαρμόζονται όταν οι βλάβες είναι σοβαρές, όταν δηλαδή εμφανίζεται αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή διάρρηξη που μπορεί να ακολουθείται από άνοιγμα ή διάρρηξη των συνδετήρων και λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Συνήθως μετά από μία τέτοια επισκευή τέτοιου είδους ακολουθεί η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.

Α. Περίπτωση: Αποκατάσταση διατομής με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαβείσας περιοχής, λυγισμό των διαμήκων ράβδων οπλισμού και διάρρηξη των συνδετήρων.



Εικόνα 7-2: Αποκατάσταση υποστυλώματος με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαβείσας περιοχής

Β. Περίπτωση: Αποκατάσταση στύλου με μερική αποδιοργάνωση της βλαβείσας περιοχής όπου το κεντρικό τμήμα της διατομής παρέμεινε αβλαβές, οι διαμήκεις οπλισμοί δεν έχουν λυγίσει αλλά απαιτούνται νέοι συνδετήρες για την ικανοποίηση των σύγχρονων κατασκευαστικών διατάξεων.



1. παλαιός οπλισμός, 2. νέος οπλισμός, 3. νέοι συνδετήρες, 4. παλαιο σκυρόδεμα, 5. νέο σκυρόδεμα, 6. συγκόλληση, 7. προσωρινός ξυλότυπος.

Εικόνα 7-3: Αποκατάσταση υποστυλώματος με μερική αποδιοργάνωση της βλαβείσας περιοχής

Οι ενέργειες για την αποκατάσταση περιλαμβάνουν:

- Καθαίρεση και απομάκρυνση κάθε υλικού σκυροδέματος σε μήκος υποστυλώματος μεγαλύτερο από αυτό της βλαβείσας περιοχής, και καλό καθαρισμό.

- Απομάκρυνση συνδετήρων της περιοχής.
- Κόψιμο των τμημάτων των διαμήκων ράβδων που έχουν λυγίσει.
- Ηλεκτροσυγκόλληση νέων τμημάτων διαμήκων ράβδων.
- Τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων.
- Σκυροδέτηση του καθαιρεθέντος τμήματος.

Στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου σκυροδέματος η ικανότητα μεταφοράς διατμητικού φορτίου εξασφαλίζεται μέσω του μηχανισμού της τριβής. Συνήθως το αξονικό φορτίο του υποστυλώματος και ο οπλισμός που διαπερνούν τη διεπιφάνεια εξασφαλίζουν την ανάπτυξη της απαραίτητης διατμητικής αντίστασης.

7.4.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη

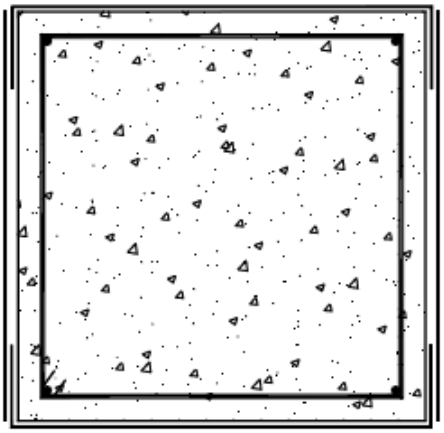
Η ενίσχυση υποστυλωμάτων με εξωτερική περίσφιγξη προσφέρεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

a) Όταν απαιτείται **αύξηση της πλαστιμότητας** του υποστυλώματος
b) Όταν απαιτείται **αύξηση της θλιπτικής αντοχής** του σκυροδέματος
c) Όταν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας της **συνάφειας** των κατακόρυφων οπλισμών του υποστυλώματος στην περιοχή υπερκάλυψής τους.
d) Όταν απαιτείται **αύξηση της διατμητικής αντοχής** του υποστυλώματος.

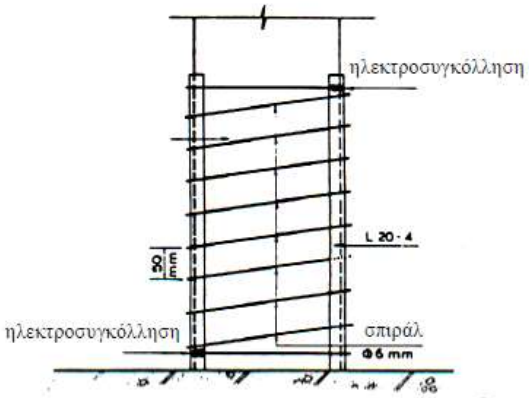
Διαδικασίες επιβολής της περίσφιγξης

Η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης μπορεί να γίνει:

1. Με χρήση **επικολλητών κολάρων**.Είτε να είναι μεταλλικά ελάσματα πάχους 1-2mm ή λωρίδες από ινοπλησμένα πολυμερή (FRPs).
2. Με χρήση **προεντεταμένων κολάρων** από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή.
3. Με χρήση σπειροειδούς οπλισμού που μπορεί να είναι από μεταλλικό έλασμα ή από ινοπλισμένο πολυμερές.
4. Με χρήση **ολόσωμου μανδύα από φύλλα χάλυβα** ή ινοπλισμένο πολυμερές, επικολλητού επί των πλευρών του υποστυλώματος.
5. Με χρήση μεταλλικού κλωβού που δημιουργείται με κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα και οριζόντια μεταλλικά κολάρα ή πλήρη χαλύβδινα φύλλα.



Εικόνα 7-4: Ενίσχυση υποστυλώματος με επικολλητά χαλύβδινα κολάρα



Εικόνα 7-5: Περίσφιγξη με σπειροειδή οπλισμό

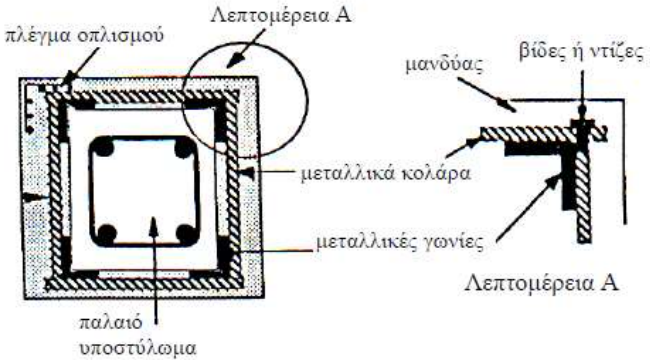
7.4.3.1 Μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή

Οι μανδύες με ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs) αποτελούν ίσως τον πλέον εύχρηστο τρόπο επιβολής της περίσφιγξης. Αυτός είναι στην πραγματικότητα ο κύριος λόγος για τον οποίο η εφαρμογή αυτής της τεχνικής εξαπλώνεται ραγδαία στην πράξη.

Τα φύλλα εφαρμόζονται με τις ίνες τους σε οριζόντια διεύθυνση συμβάλλοντας έτσι ιδιαίτερα στον εγκιβωτισμό του στοιχείου και στην αύξηση της διατμητικής αντοχής.Εάν συγχρόνως επιδιώκεται και η αύξηση της καμπτικής αντοχής του στοιχείου, θα πρέπει προφανώς να χρησιμοποιηθούν και φύλλα με κατακόρυφη διεύθυνση ινών. Όμως στην περίπτωση αυτή η τεχνική θα πρέπει να συνδυαστεί με ανάλογη εφαρμογή ενίσχυσης του κόμβου (δοκών-υποστυλωμάτων) επειδή τα άκρα του υποστυλώματος βρίσκονται σε περιοχές με αυξημένη καμπτική ένταση.

7.4.3.2 Τεχνική του μεταλλικού κλωβού

Η τεχνική του μεταλλικού κλωβού είναι η πλέον διαδεδομένη διαδικασία επιβολής της περίσφιγξης. Τέσσερα μεταλλικά γωνιακά ελάσματα, προσαρμόζονται στις γωνίες του υποστυλώματος και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα (ή ράβδοι από δομικό χάλυβα) υπό μορφή κολάρων, συγκολλούνται πάνω στα γωνιακά. Πριν γίνει η συγκόλληση προηγείται σύσφιγξη των γωνιακών με ειδικά κλειδιά ή γίνεται προθέρμανση του οριζόντιου οπλισμού σε θερμοκρασία 200-400ºC, έτσι ώστε να δημιουργηθεί ενεργή περίσφιγξη με τη συστολή που επέρχεται όταν γίνει απόψυξη. Εναλλακτικά αντί για συγκόλληση μπορεί να χρησιμοποιηθούν «βίδες» ή «ντίζες».



Εικόνα 7-6: Εφαρμογή της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού χρησιμοποιώντας «βίδες» ή «ντίζες»

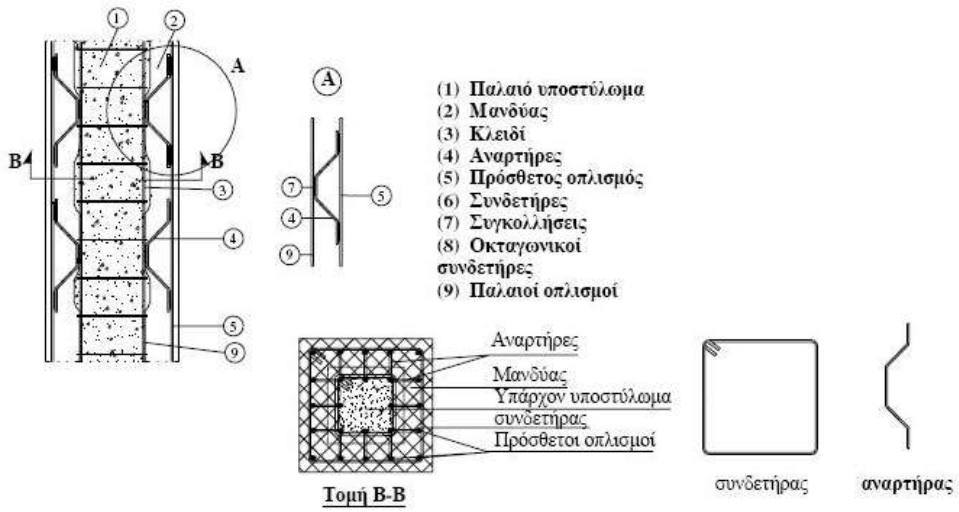
Τα κενά που δημιουργούνται στην επαφή του μεταλλικού κλωβού και του σκυροδέματος, συμπληρώνονται με ένα μη-συρρικνούμενο κονίαμα ή εποξειδική κόλλα. Η τελική επιφάνεια μπορεί να δημιουργηθεί με μία ισχυρή τσιμεντοκονία οπλισμένη με ένα ελαφρύ πλέγμα ενώ δεν είναι απαραίτητη η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Σε σύγκριση με τις υπόλοιπες διαδικασίες αποτελεί πλεονέκτημα της τεχνικής του μεταλλικού κλωβού η δυνατότητα μεταφοράς ενός τμήματος των κατακόρυφων φορτίων του υποστυλώματος. Σε συνδυασμό μάλιστα με την ταχύτητα με την οποία μπορεί να εφαρμοστεί σε περίπτωση έκτακτης ανάγκης, η τεχνική αποτελεί κατάλληλη προσωρινή λύση άμεσης ανάληψης κατακόρυφων φορτίων σε στοιχεία που υπέστησαν βλάβες και αδυνατούν πλέον να μεταφέρουν τα αξονικά τους φορτία.

Εικόνα 7-7: Επέμβαση με μεταλλικό κλωβό για προσωρινή ανάληψη κατακόρυφων φορτίων

7.4.4 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με αύξηση της διατομής

Η τεχνική της κατασκευής **μανδυών** σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητάς τους. Συνήθως εφαρμόζεται σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων με σοβαρές βλάβες ή γενικότερα όταν διαπιστώνεται ιδιαίτερη ανεπάρκεια της αντοχής τους.

Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά και μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος (ολικός μανδύας) είτε σε ένα μόνο τμήμα του (τοπικός μανδύας). Ακόμη ο μανδύας μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή (κλειστός μανδύας) ή τμήμα αυτής (ανοιχτός μανδύας) σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων ευρισκόμενα στα όρια με άλλη οικοδομή.

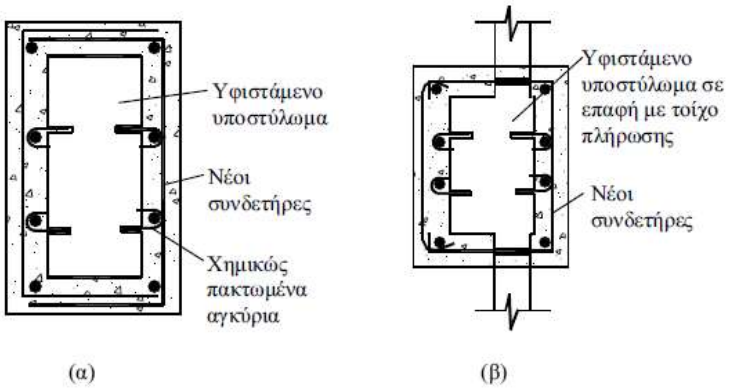


Εικόνα 7-8: Κλειστός μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος

7.4.4.1 Είδη μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος

Τα είδη των μανδυών που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση υποστυλωμάτων είναι:

1. **Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα.**Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8cm. Για τη σκυροδέτηση του μανδύα απαιτείται η χρήση ξυλότυπου.
2. **Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.** Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Να σημειωθεί ότι η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη στη συγκεκριμένη κατηγορία μανδυών, οπότε έχει μεγάλη σημασία η σωστή συντήρησή τους με εφαρμογή όλων των σχετικών διατάξεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.
3. **Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα.** Το κυριότερο πλεονέκτημα αυτού του είδους των μανδυών είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η διαδικασία εφαρμογής του σκυρο
4. **Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα.** Με τη χρησιμοποίηση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Το βασικό μειονέκτημα που αποτελεί τροχοπέδη για τη διάδοση της είναι το αυξημένο κόστος κατασκευής τους.



Εικόνα 7-9: Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος
(α) Εσωτερικό μεμονομένο υποστύλωμα, (β) Περιμετρικό υποστύλωμα σε επαφή με τοίχωμα

7.4.4.2 Διαδικασία κατασκευής μανδυών

Η συνήθης διαδικασία που ακολουθείται για την κατασκευή των μανδυών υποστυλωμάτων είναι η παρακάτω:

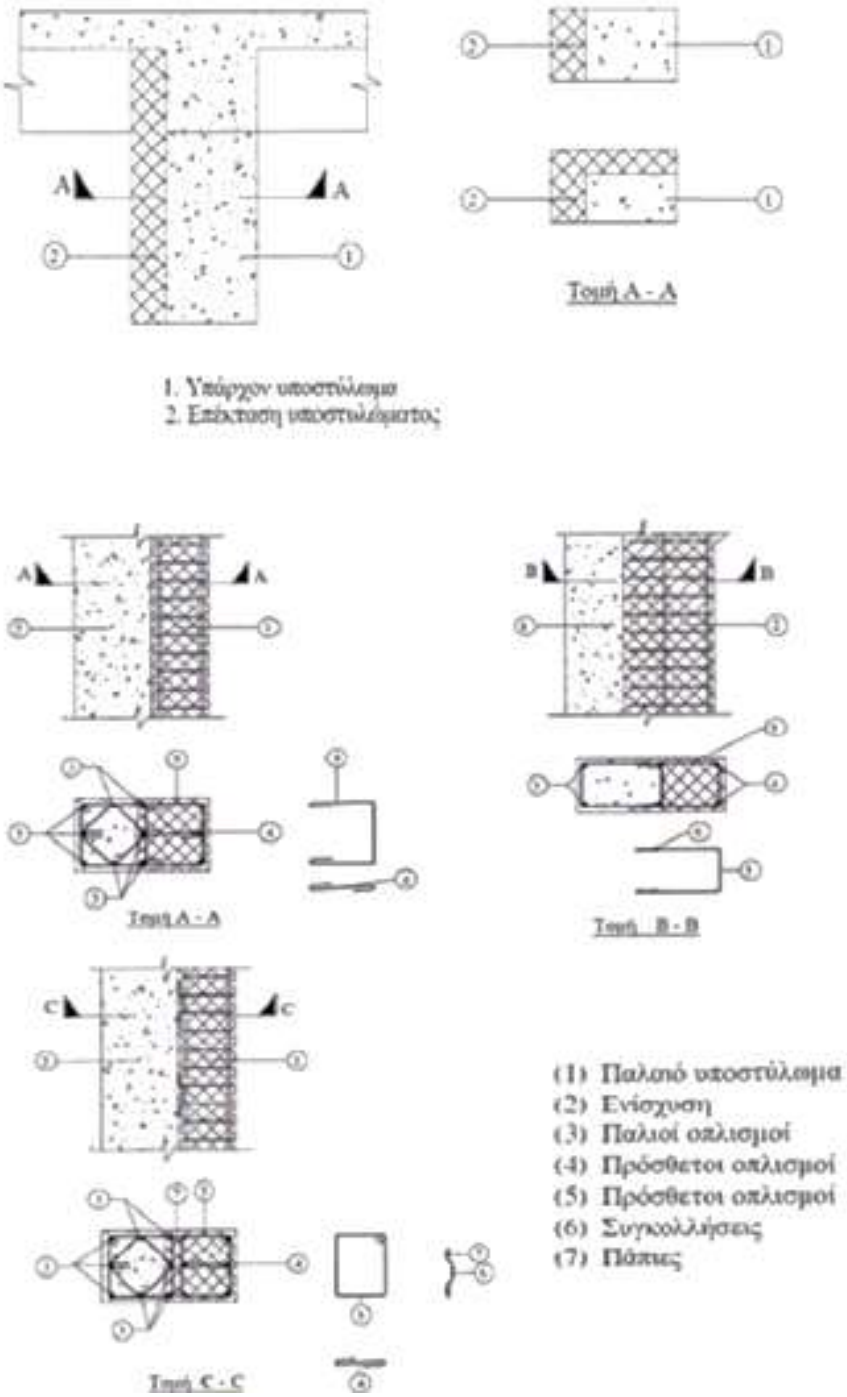
- Αποφόρτιση και υποστύλωση δοκών και πλακών που συντρέχουν στο προς ενίσχυση υποστύλωμα.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος του υποστυλώματος. Αποκάλυψη, έλεγχος και επισκευή ή αντικατάσταση υφιστάμενου διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού.
- Διάνοιξη και προετοιμασία οπών στις θέσεις αγκύρωσης νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις που προβλέπονται βλήτρα. Οι πρόσθετοι διαμήκεις οπλισμοί αγκυρώνονται στις εκατέρωθεν δοκούς και πλάκες.
- Εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος σε βάθος 6mm με κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.
- Καθαρισμός της εκτραχυμένης επιφάνειας με αέρα υπό πίεση και του εσωτερικού των οπών με αναρρόφηση από τον πυθμένα.
- Αγκύρωση μηχανικών ή χημικών βλήτρων (εάν προβλέπονται).
- Τοποθέτηση και ηλεκτροσυγκόλληση των χαλύβδινων παρεμβλημάτων σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών (αναρτήρες), εάν προβλέπονται συγκολλήσεις.
- Τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων.
- Τελικός καθαρισμός των επιφανειών με αέρα και νερό υπό πίεση.
- Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- Διαβροχή παλαιού σκυροδέματος, τουλάχιστον 6 ώρες πριν τη σκυροδέτηση του νέου και διαβροχή ξυλότυπου και αδρανών εάν πρόκειται για την περίπτωση του σκυροτσιμεντοπήγματος.
- Διάστρωση σκυροδέματος για τη δημιουργία μανδύα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται εάν χρησιμοποιηθεί εκτοξευόμενο σκυρόδεμα λόγω μεγαλύτερης συστολής ξήρανσης.

Οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού αγκυρώνονται με χημική πάκτωση (χρήση κόλλας). Για κατασκευαστική ευκολία είναι δυνατόν να μην αγκυρωθούν απευθείας οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού, αλλά να προηγηθεί η αγκύρωση μικρότερων τμημάτων ράβδων οπλισμού επί των οποίων στη συνέχεια θα ματιστούν νέες ράβδοι. Η παραπάνω διαδικασία μπορεί να εφαρμοστεί και για την αγκύρωση των ράβδων οπλισμού στα στοιχεία θεμελίωσης. Προβλέπεται η συνέχεια του μανδύα γύρω από τον κώνο του πέδιλου σε μήκος τουλάχιστον ίσο προς το μισό του ύψους του, με διάταξη πυκνών κλειστών συνδετήρων σε αυτή την περιοχή της τάξεως Ø12/100 mm, και απόληξη του μανδύα σε μία περιμετρική «φωλιά» που έχει δημιουργηθεί στο πέδιλο. Εάν ο διαμήκης οπλισμός του μανδύα είναι αρκετός (π.χ. περισσότερος από 4 ράβδους) είναι προτιμότερο να γίνει μια μικτή εφαρμογή των δύο παραπάνω διαδικασιών. Στην περίπτωση που απαιτείται συγχρόνως και ενίσχυση των στοιχείων θεμελίωσης, η τεχνική προσαρμόζεται έτσι ώστε το θέμα να αντιμετωπιστεί συνολικά.

7.4.4.3 Ανοικτοί μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Ανοικτοί, ονομάζονται οι μανδύες στις περιπτώσεις που δεν είναι δυνατό να περιβάλλουν ολόκληρη τη διατομή. Αυτό μπορεί να συμβαίνει σε περιπτώσεις που το ενισχυμένο υποστύλωμα βρίσκεται στα όρια με άλλη οικοδομή ή υπάρχουν κάποιες διατάξεις όπως μεσοτοιχίες ή αρμοί. Ιδιαίτερη προσοχή στους ανοικτούς μανδύες, πρέπει να δίνεται στη συγκόλληση παλαιών και νέων οπλισμών, καθώς και στην αγκύρωση των συνδετήρων, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η σωστή λειτουργία τους και η αντοχή τους στο χρόνο.

Όταν ο μανδύας περιβάλλει μόνο μία ή δύο πλευρές του υποστυλώματος, στην πραγματικότητα πρόκειται πλέον για επέκτασή του. Σε τέτοιες περιπτώσεις επεμβάσεων, η προσοχή που πρέπει να δίνεται στην αγκύρωση τόσο των πρόσθετων οπλισμών, όσο και των πρόσθετων συνδετήρων είναι ακόμα μεγαλύτερη. Σε περιπτώσεις όπου υπάρχει αδυναμία πλήρους αγκυρώσεως η απόδοση των πρόσθετων οπλισμών λαμβάνεται μειωμένη και ταυτόχρονα η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα είναι μικρότερη. Γενική σύσταση, είναι τα νέα εντατικά μεγέθη κάμψης και διάτμησης να μην ξεπερνούν το διπλάσιο των αρχικών.



Εικόνα 7-10: Μονόπλευρη ή δίπλευρη επέκταση υποστυλώματος

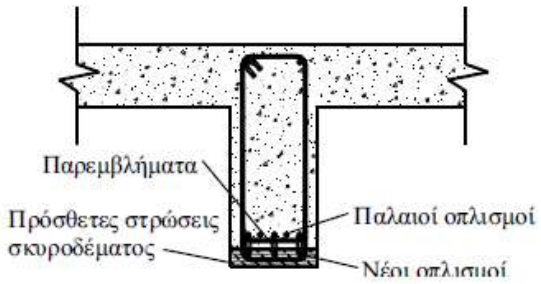
7.5 Ενίσχυση Δοκών

Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης μιας δοκού εξαρτάται άμεσα από τον επιδιωκόμενο στόχο. Κατά κανόνα, μεταξύ του συνόλου των δοκών μιας κατασκευής που ανασχεδιάζεται, ενισχύονται αυτές που εμφανίζουν ανεπαρκή καμπτική ή / και διατμητική αντοχή με βάση τις απαιτήσεις και τα κριτήρια σχεδιασμού της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας.

Σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης, οι βλάβες επικεντρώνονται κατά κανόνα στην περιοχή του κόμβου δοκού και υποστυλώματος. Κατά συνέπεια, στις περιπτώσεις αυτές η επέμβαση στις βλαμμένες δοκούς αποτελεί μέρος ενός ευρύτερου σχεδίου επεμβάσεων που μπορεί να περιλαμβάνει τους κόμβους καθώς και τα κατακόρυφα στοιχεία που συντρέχουν σε αυτούς.

7.5.1 Ενίσχυση σε κάμψη με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

Όταν δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια σχεδιασμού έναντι αντοχής σε κάμψη, είναι δυνατή η ενίσχυση του εφελκυόμενου πέλματος της δοκού με **νέους διαμήκεις οπλισμούς** που καλύπτονται από **εκτοξευόμενο σκυρόδεμα** σε όλο της το πλάτος. Το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι 7 – 10 cm. Να σημειωθεί ότι πριν την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να γίνεται αποφόρτιση της ενισχυόμενης δοκού στο μέγιστο δυνατό βαθμό.

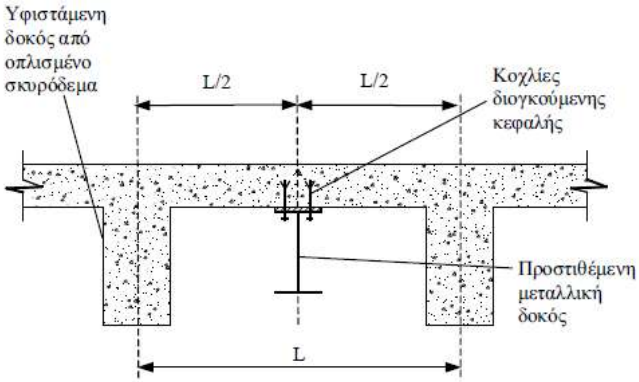


Εικόνα 7-11: Ενίσχυση κάτω πέλματος δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

Η σύνδεση του υπάρχοντος με το νέο οπλισμό γίνεται μέσω παρεμβλημάτων, που μπορεί να είναι **καβίλιες ή αναρτήρες** ανάλογα τις αποστάσεις των οπλισμών. Εναλλακτικά, όταν το πάχος της νέας στρώσης σκυροδέματος είναι μεγάλο, η σύνδεση μπορεί να γίνει με μονότμητα ή δίτμητα **βλήτρα**. Η προσεκτική προετοιμασία της διεπιφάνειας για τη σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου είναι ιδιαίτερα κρίσιμη προκειμένου να αποφευχθεί η αποκόλληση των πρόσθετων στρώσεων σκυροδέματος όταν η ενισχυμένη δοκός κληθεί να παραλάβει τα επιπλέον φορτία. Επίσης, συνίσταται η χρήση σκυροδέματος με κατάλληλα χημικά πρόσθετα ή με μη συρρικνούμενη κονία αντί για τσιμέντο, ώστε να αποφευχθεί ο κίνδυνος ρηγμάτωσης ή αποκόλλησης του νέου στοιχείου εξαιτίας της ανάπτυξης σημαντικών εφελκυστικών τάσεων κατά την παρεμπόδιση της **συστολής ξηράνσεως** του νέου σκυροδέματος. Οι συντελεστές μονολιθικότητας που χρησιμοποιούνται συνήθως για τη διαστασιολόγηση των νέων στοιχείων είναι $\mathbf{k_k=0.85}$ και $\mathbf{k_r=0.90}$.

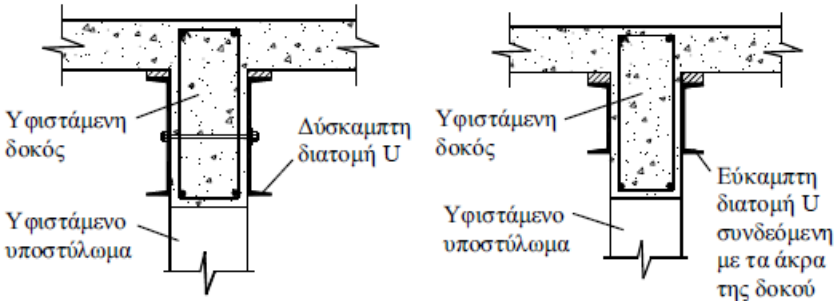
7.5.2 Ενίσχυση με προσθήκη νέων μεταλλικών μελών

Ανάλογα με την αντοχή της υπερκείμενης πλάκας, τα πρόσθετα μέλη μπορούν να τοποθετηθούν είτε μεταξύ των υφιστάμενων δοκών είτε σε επαφή με τις πλευρικές παρειές τους. Με την τοποθέτηση των μελών στο μεσοδιάστημα μεταξύ των δοκών επιτυγχάνεται μείωση του ανοίγματος της πλάκας στο μισό, με συνέπεια την σημαντική αύξηση της φέρουσας ικανότητας τόσο της πλάκας όσο και του συστήματος των δοκών.



Εικόνα 7-12: Προσθήκη μεταλλικών δοκών στο μέσο του ανοίγματος της πλάκας

Από την άλλη, τοποθετώντας τις νέες δοκούς στις παρειές των υφιστάμενων και εξασφαλίζοντας ότι θα λειτουργήσουν μαζί για την παραλαβή των φορτίων, δημιουργείται μία νέα σύνθετη διατομή με αυξημένη αντοχή έναντι της αρχικής. Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζονται δύο τεχνικές ενίσχυσης, η πρώτη με σύνδεση δύσκαμτης διατομής U και η δεύτερη μέσω εύκαμπτων μεταλλικών διατομών U.



Εικόνα 7-13: Προσθήκη νέων μεταλλικών μελών στις παρειές υφιστάμενης δοκού

Ένα σημαντικό πλεονέκτημα της δεύτερης μεθόδου είναι ότι δεν απαιτείται η ικανοποίηση του συμβιβαστού των παραμορφώσεων στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου στοιχείου.

7.5.3 Ενίσχυση με μείωση του ανοίγματος της δοκού

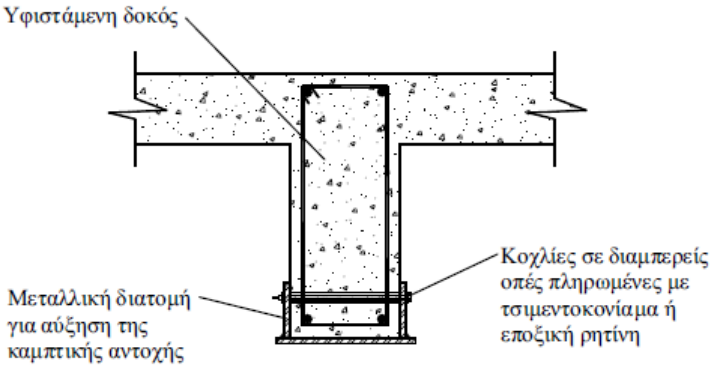
Είναι μέθοδος ενίσχυσης της δοκού σε κάμψη κατά την οποία μειώνεται το άνοιγμά της κατασκευάζοντας πρόσθετα υποστυλώματα. Προϋπόθεση η δοκός να βρίσκεται στο ισόγειο της κατασκευής. Το κόστος μιας τέτοιας επέμβασης μπορεί να είναι απαγορευτικό, καθώς απαιτούνται νέα θεμέλια και απομάκρυνση τμήματος της πλάκας του δαπέδου.

Εικόνα 7-14: Μείωση του ανοίγματος δοκού με χρήση μεταλλικού υποστυλώματος

Εναλλακτικά το άνοιγμα της δοκού μπορεί να μειωθεί με την τοποθέτηση διαγώνιων συνδέσμων από τη βάση των υφιστάμενων υποστυλωμάτων έως ορισμένο σημείο της κάτω παρειάς της δοκού. Αντί για διαγώνιους συνδέσμους ενδεχομένως θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν ενισχύσεις στις γωνίες των πλαισίων μειώνοντας έτσι την απώλεια ωφέλιμης επιφάνειας κάτω από τη δοκό.

7.5.4 Ενίσχυση με προσθήκη κοχλιωμένου εφελκυόμενου οπλισμού

Μία επιπλέον μέθοδος ενίσχυσης δοκού έναντι κάμψης είναι η επιτόπου προσθήκη χαλύβδινων ελασμάτων ή ακόμα και συγκολλητών μεταλλικών διατομών που κοχλιώνονται στη δοκό. Η συγκολλητή διατομή σχήματος ανεστραμμένου Π χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το εμβαδόν του απαιτούμενου πρόσθετου οπλισμού είναι σημαντικό. Με βάση την παθητική προσέγγιση σχεδιασμού ο νέος χάλυβας παραμένει ανενεργός έως ότου το σκυρόδεμα αρχίσει να παραμορφώνεται λόγω του πρόσθετου φορτίου.



Εικόνα 7-15: Κοχλιωτή σύνδεση συγκολλητής μεταλλικής διατομής για αύξηση της καμπτικής αντοχής δοκού από Ο/Σ

Το μέγεθος και η απόσταση μεταξύ των κοχλίων εξαρτώνται από το μέγεθος των φορτίων σχεδιασμού που μεταβιβάζονται από τα μεταλλικά στοιχεία στο σκυρόδεμα στις θέσεις των συνδέσεων μέσω της εφελκυστικής και της διατμητικής αντοχής των κοχλίων. Στην περίπτωση που οι κοχλίες διαπερνούν πλήρως το σώμα της δοκού απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή της θέσης που θα διανοιχτεί η οπή και γενικά συνίσταται η θέση της οπής να είναι σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερη απόσταση από τον άξονα του διαμήκους οπλισμού της δοκού.

7.5.5 Ενίσχυση με προσθήκη επικολλητών χαλύβδινων ελασμάτων

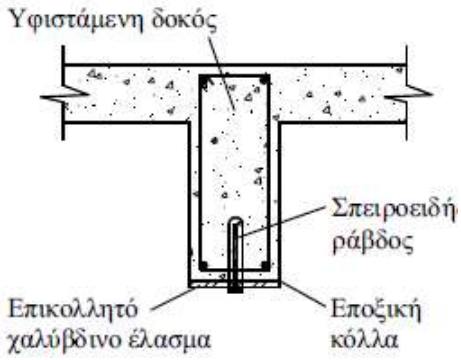
Τα χαλύβδινα ελάσματα αντί να κοχλιώνονται μπορούν να επικολληθούν στην επιφάνεια του σκυροδέματος με χρήση εποξεικής κόλλας προκειμένου να αυξηθεί η καμπτική αντοχή της δοκού. Η επικόλληση των ελασμάτων είναι ευκολότερη από τη διάνοιξη οπών και την κοχλίωσή τους στο σκυρόδεμα. Και επιπλέον μαζί με την αύξηση της καμπτικής αντοχής επιτυγχάνεται και αξιοσημείωτη αύξηση της καμπτικής δυσκαμψίας. Όμως απαιτείται προσοχή ιδιαίτερα στη φάση εφαρμογής της εποξικής κόλλας, καθώς το σύστημα ενίσχυσης εξαρτάται απόλυτα από την ποιότητα της εργασίας και υπάρχει κίνδυνος το τελικό αποτέλεσμα να είναι μία χαλαρή σύνδεση του ελάσματος χωρίς αποδοτική ενίσχυση της δοκού. Οι καθοριστικοί παράγοντες για επιτυχή εφαρμογή είναι:

1. Επισταμένη προετοιμασία της επιφάνειας του σκυροδέματος στην οποία θα επικολληθεί το χαλύβδινο έλασμα. Απαιτείται εκτράχυνση και απομάκρυνση της

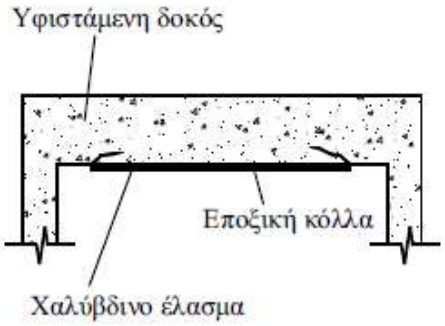
επιφανειακής ασθενούς στρώσης σκ/τος ιδιαίτερα εάν παρουσιάζει ίχνη ενανθράκωσης.

2. Η αντοχή συνάφειας της εποξικής κόλλας πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με αυτή του σκυροδέματος. Επίσης η κόλλα πρέπει να είναι η κατάλληλη για τις συγκεκριμένες περιβαλλοντικές συνθήκες που επικρατούν στη θέση του έργου.

3. Το χαλύβδινο έλασμα πρέπει να έχει επαρκές μήκος και πλάτος έτσι ώστε να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία του συστήματος ενίσχυσης με αποκόλληση του ελάσματος από τη δοκό.



Εικόνα 7-16: Ενίσχυση καμπτικής αντοχής δοκού

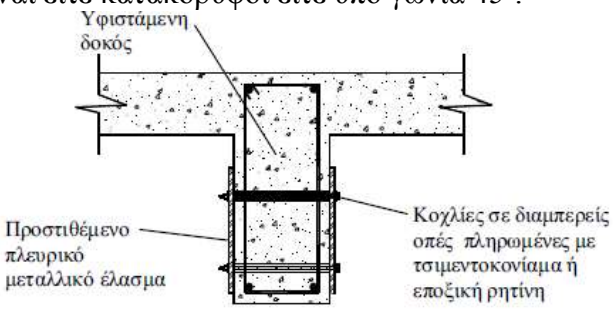


Εικόνα 7-17: Αστοχία στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων ελάσματος με επικολλητά χαλυβδόφυλλα

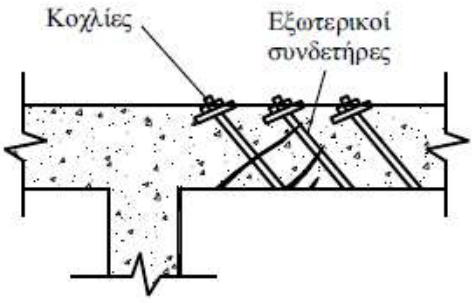
Η κυριότερη αδυναμία της συγκεκριμένης τεχνικής εντοπίζεται στις υψηλές συγκεντρωμένες τάσεις που αναπτύσσονται στην περιοχή αγκύρωσης των άκρων των ελασμάτων. Οι τάσεις αυτές στα άκρα μπορούν να οδηγήσουν σε απόσχιση στη γειτονική προς το έλασμα περιοχή σκυροδέματος. Για το λόγο αυτό πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκές μήκος αγκύρωσης του ελάσματος, εκτός της περιοχής που απαιτείται καμπτική ενίσχυση.

7.5.6 Ενίσχυση δοκών σε Διάτμηση

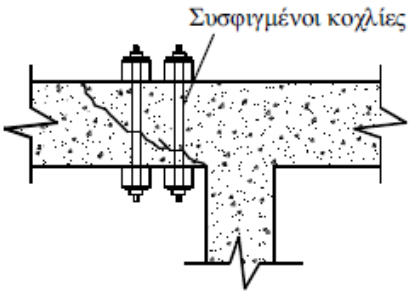
Παρόμοιες τεχνικές με τις παραπάνω χρησιμοποιούνται και για την ενίσχυση των δοκών σε διάτμηση. Η χρήση δύο μεταλλικών ελασμάτων μπορεί να αυξήσει τη διατμητική αντοχή της δοκού, εφόσον τα δύο ελάσματα τοποθετηθούν στις πλευρικές παρειές της και συνδεθούν με αυτή μέσω κοχλιών που διαπερνούν εγκάρσια το σώμα της δοκού σε δύο τουλάχιστον θέσεις. Μία άλλη μέθοδος για την αύξηση της διατμητικής αντοχής δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι η προσθήκη νέων χαλύβδινων συνδετήρων που περισφίγγουν εξωτερικά τη δοκό. Οι συνδετήρες μπορούν να είναι είτε κατακόρυφοι είτε υπό γωνία 45º.



Εικόνα 7-18: Προσθήκη πλευρικών μεταλλικών ελασμάτων για αύξηση της διατμητικής αντοχής δοκού



Εικόνα 7-20: Διατμητική ενίχυση δοκού με διαγώνιους εξωτερικούς συνδετήρες

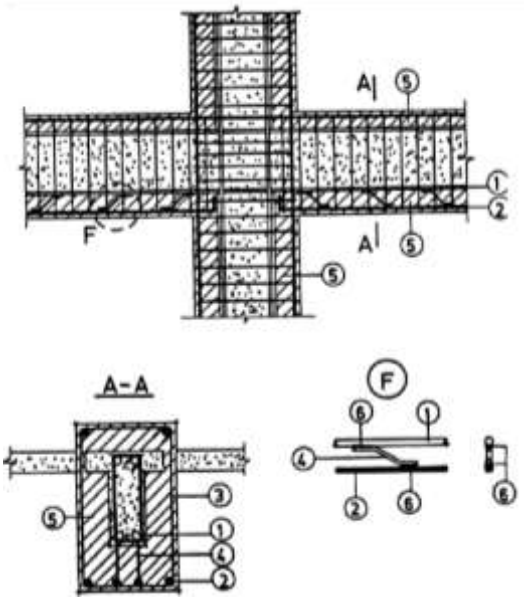


Εικόνα 7-19: Αύξηση αντοχής δοκού με σοβαρές διατμητικές βλάβες μέσω συσφιγμένων κοχλιών

Στην περίπτωση σοβαρών διατμητικών βλαβών η προσθήκη είτε πλευρικών ελασμάτων είτε εξωτερικών συνδετήρων δεν επαρκεί για την επισκευή και ενίσχυση της δοκού, αλλά επιπλέον απαιτείται η σύσφιξη των στοιχείων ενίσχυσης μέχρι αρνήσεως. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, ζεύγη κοχλιών τοποθετούνται σε κάθε πλευρά της ρηγματωμένης δοκού και εντείνονται αποτρέποντας τη διάρρηξη του σκυροδέματος κατά μήκος της ρωγμής.

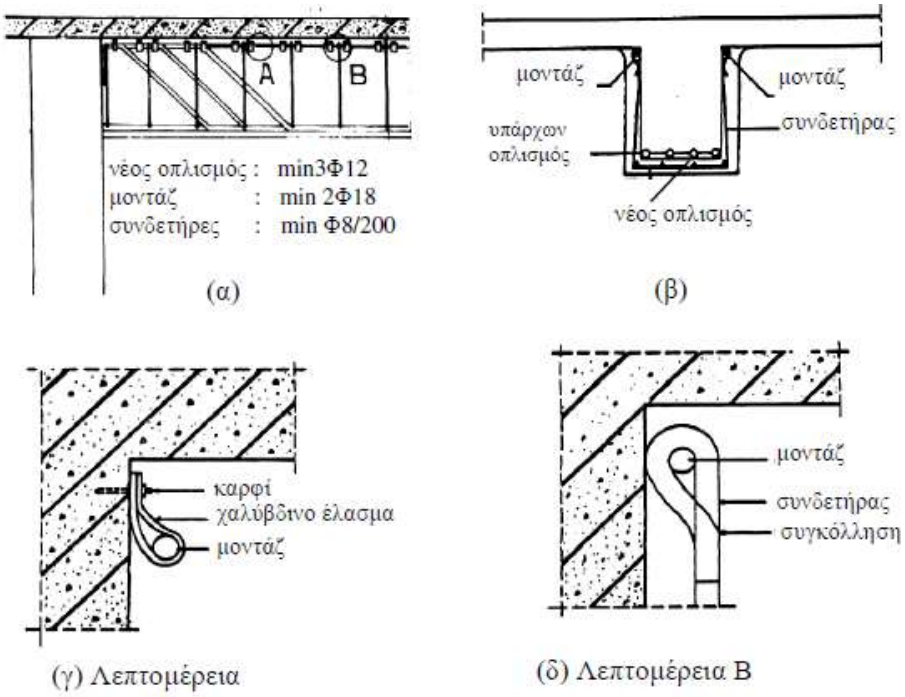
7.5.7 Ενίσχυση δοκών με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

Η τεχνική της κατασκευής μανδυών αποτελεί τη συνηθέστερη και αποτελεσματικότερη μέθοδο ενίσχυσης δοκών όταν απαιτείται αύξηση τόσο της καμπτικής όσο και της διατμητικής τους αντοχής. Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής της δοκού με νέο σκυρόδεμα, νέους διαμήκεις οπλισμούς και νέους συνδετήρες περιμετρικά του αρχικού στοιχείου. Για κατασκευαστική ευκολία συνήθως επιλέγεται η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Βασικό κατασκευαστικό πρόβλημα της τεχνικής είναι η δημιουργία του κλειστού μανδύα στο άνω μέρος της δοκού, λόγω της ύπαρξης των πλακών. Γι' αυτό πολλές φορές στην πράξη επιλέγεται η λιγότερη αποτελεσματική τεχνική της κατασκευής ανοικτού μανδύα.



1. παλαιός οπλισμός, 2. πρόσθετος οπλισμός, 3. πρόσθετοι συνδετήρες,
2. 4. ράβδοι συνδέσεως, 5. Μανδύας σκυροδέματος, 6. Συγκόλληση

Εικόνα 7-21: Κλειστός μανδύας δοκού



Εικόνα 7-22: Ανοικτός μανδύας δοκού

α) Γενική διάταξη οπλισμού ενίσχυσης (κατά μήκος τομή)
β) Γενική διάταξη οπλισμού ενίσχυσης (εγκάρσια τομή)
γ) Στήριξη οπλισμού προσαρμογής (μοντάζ)
δ) Στήριξη απόληξης άκρων συνδετήρων

7.6 Ενίσχυση με χρήση Σύνθετων υλικών

7.6.1 Γενικά χαρακτηριστικά & Εφαρμογές

Η ραγδαία πρόοδος που έχει σημειωθεί στον τομέα της τεχνολογίας των δομικών υλικών τα τελευταία χρόνια, είχε ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη πληθώρας νέων προϊόντων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε πολλές εφαρμογές της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού, όπου η αποκλειστική χρήση συμβατικών υλικών αποτυγχάνει να παρέχει μία ικανοποιητική λύση. Μεταξύ των προϊόντων αυτών σημαντική θέση κατέχουν τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (fiber reinforced polymer composites), τα οποία αποτελούνται από ‘υφάσματα’ από ινώδη οπλισμένα πολυμερή εμποτισμένα με ειδικές εποξικές ρητίνες. Τα ‘υφάσματα’ αυτά τοποθετούνται στις επιφάνειες των δομικών στοιχείων, αποτελώντας εξωτερικό οπλισμό και μόνιμη ενίσχυσή τους. Λόγω κυρίως της ανθεκτικότητάς τους σε **ηλεκτροχημική διάβρωση** και του υψηλού λόγου **αντοχής προς βάρος**, αποτελούν μία πολύ καλή εναλλακτική επιλογή για την επίλυση προβλημάτων που σχετίζονται με την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών.

Κατά τη διάρκεια της τελευταίας δεκαπενταετίας, στο πλαίσιο ερευνητικών προγραμμάτων και δραστηριοτήτων, αναπτύχθηκαν πολλές εφαρμογές σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή για την όπλιση και προένταση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, τη σεισμική ενίσχυση κατασκευών τόσο από οπλισμένο σκυρόδεμα όσο και από άοπλη τοιχοποιία, την ενίσχυση γεφυρών και κτιριακών κατασκευών.

Οι βασικές αρχές για το σχεδιασμό μανδυών από σύνθετα υλικά είναι αντίστοιχες με τις αρχές σχεδιασμού των μεταλλικών μανδυών. Σε σύγκριση με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων για την ενίσχυση δομικών στοιχείων, η εναλλακτική εφαρμογή ινοπλισμένων πολυμερών

παρουσιάζει σημαντικά πλεονεκτήματα, όπως οι εξαιρετικές ιδιότητες βάρους προς αντοχή, η διαθεσιμότητα του υλικού σε σχετικά απεριόριστο μήκος, η συγκριτικά **ευκολότερη εγκατάσταση** και η ανθεκτικότητα σε διάβρωση. Τα πλεονεκτήματα αυτά καθιστούν τα σύνθετα υλικά μία πολύ ελκυστική εναλλακτική πρόταση. Γενικά, η εφαρμογή των υλικών αυτών έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση ή ορθότερα την τροποποίηση της καμπτικής, διατμητικής και αξονικής αντοχής του μέλους στο οποίο εφαρμόζεται. Η εξωτερική ενίσχυση με μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή είναι κατάλληλη για πληθώρα εφαρμογών. **Αντιπροσωπευτικές χρήσεις** είναι οι ακόλουθες:

- Ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.
- Παθητική περίσφιγξη για βελτιστοποίηση της ικανότητας ανάληψης σεισμικών φορτίων.
- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών. Τα σύνθετα υλικά έχουν χρησιμοποιηθεί και για την επισκευή και ενίσχυση διατηρητέων κτιρίων, μνημείων και ιστορικών και αρχαιολογικών κτισμάτων που έχουν υποστεί ρηγματώσεις και άλλου είδους βλάβες.

Η απόφαση για την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών με ινοπλισμένα πολυμερή πρέπει να λαμβάνεται με ιδιαίτερη προσοχή και αφού συνεξεταστούν όλες οι υπόλοιπες εναλλακτικές επιλογές. Η χρήση ινοπλισμένων πολυμερών πρέπει γενικά να αποφεύγεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

- Η κατάσταση της υπόστρωσης πάνω στην οποία θα εφαρμοστούν τα σύνθετα υλικά είναι άγνωστη ή έχει υποστεί σημαντική απομείωση της αντοχής της.
- Υπάρχει σε εξέλιξη σημαντική διάβρωση του σιδηροπλισμού.
- Δεν υπάρχει σιδηροπλισμός που να εξασφαλίζει την πλάστιμη συμπεριφορά του μέλους που πρόκειται να ενισχυθεί.

Τα **κυριότερα 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 εκκένωση του χώρου δεν είναι αναγκαία και η όχληση στους χρήστες είναι ελάχιστη. Η προετοιμασία των προς ενίσχυση στοιχείων είναι μικρή και σύντομη.
- 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).
- Το βάρος των σύνθετων υλικό είναι μικρό και για την τοποθέτησή τους δεν απαιτείται βαρύς ή ειδικός εξοπλισμός.
- 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 είναι ανάλογο των παραδοσιακών μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης.

7.6.2 Προετοιμασία επιφάνειας σκυροδέματος

Ο αντικειμενικός σκοπός της προεργασίας που γίνεται στην επιφάνεια του σκυροδέματος είναι η απομάκρυνση της εξωτερικής, μειωμένης αντοχής και ενανθρακωμένης επιφανειακής στρώσης. Ο σκοπός αυτός πρέπει να επιτευχθεί χωρίς να προκληθούν μικρορωγμές στην υποκείμενη στρώση που θα μειώσουν την αντοχή της. Τυχόν οπές και ρωγμές μεγάλου εύρους πρέπει να πληρωθούν με κατάλληλα κονιάματα πριν την εφαρμογή της συγκολλητικής ουσίας.

Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η δημιουργία μιας στρώσης ομοιόμουρφου σχετικά πάχους και μεγιστοποιείται η ικανότητα μεταφοράς διατμητικής τάσης. Η διαδικασία προετοιμασίας της επιφάνειας του δομικού στοιχείου περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- Απομάκρυνση βλαμμένου σκυροδέματος και αντικατάσταση με υλικό καλής ποιότητας.
- Απομάκρυνση σκυροδέματος υψηλής περιεκτικότητας σε τσιμέντο κατά προτίμηση με αμμοβολή
- Απομάκρυνση σκόνης και θραυσμάτων με χρήση πεπιεσμένου αέρα.

Το χρονικό κενό μεταξύ προετοιμασίας της επιφάνειας και επικόλλησης των στρώσεων του σύνθετου υλικού καλό είναι να διατηρείται όσον το δυνατόν μικρότερο, ώστε να προλαμβάνεται περαιτέρω ενανθράκωση του σκυροδέματος.

7.6.3 Στάδια εφαρμογής σύνθετων υλικών

Συνοπτικά, η διαδικασία εφαρμογής σύνθετων υλικών περιλαμβάνει τα ακόλουθα στάδια:

- Καθαίρεση του επιχρίσματος.Αποκατάσταση των ενδεχόμενων βλαβών με χρήση κατάλληλης μεθόδου.
- Προετοιμασία της επιφάνειας του δομικού στοιχείου (εξομάλυνση της επιφάνειας, λάξευση γωνιών).
- Επάλειψη της επιφάνειας του δομικού στοιχείου με εποξική ρητίνη ή άλλη κατάλληλη συγκολλητική ουσία.
- Τοποθέτηση της πρώτης στρώσης του ινοπλισμένου πολυμερούς στην επιφάνεια του δομικού στοιχείου. Συνιστάται η πλήρης επαφή του σύνθετου υλικού με την επιφάνεια του δομικού στοιχείου. Στην περίπτωση χρήσης υλικών τύπου ελάσματος χρησιμοποιείται μόνο μία στρώση.
- Τοποθέτηση ειδικών αγκυρίων όπου απαιτείται (τοιχεία, άνω παρειές δοκών, κτλ.).
- Τοποθέτηση επιπλέον στρώσεων σύνθετου υλικού σύμφωνα με τη μελέτη επισκευής/ ενίσχυσης.
- Μετά τη σκλήρυνση του συστήματος (περίπου μετά από 24 ώρες), εφαρμογή επιχρίσματος και βαφή της επιφάνειας του δομικού στοιχείου με βάση αρχιτεκτονικές και αισθητικές απαιτήσεις.

7.6.4 Αρχές σχεδιασμού συστημάτων επισκευής και ενίσχυσης με σύνθετα υλικά

Τα σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό της ενίσχυσης τόσο γραμμικών στοιχείων – υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων και δοκών – όσο και επιφανειακών στοιχείων – πλακών – από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με την εφαρμογή των σύνθετων υλικών μπορεί να επιτευχθεί σημαντική αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής των ενισχυόμενων στοιχείων με πρακτικά μηδενική επιβάρυνση του βάρους τους. Ειδικά για την περίπτωση γραμμικών στοιχείων, τα ινοπλισμένα πολυμερή χρησιμοποιούνται επιπλέον για την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης στο στοιχείο μέσω της οποίας επιτυγχάνεται αύξηση τόσο της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος όσο και της πλαστιμότητας του στοιχείου.

Η διαστασιολόγηση βασίζεται στην ικανοποίηση της συνθήκης συμβιβαστού των παραμορφώσεων μεταξύ σκυροδέματος, υπάρχοντος σιδηροπλισμού και σύνθετου υλικού.

Πρέπει να τονιστεί ότι απαραίτητη προϋπόθεση του σχεδιασμού ενίσχυσης με χρήση σύνθετων υλικών είναι ο αποκλεισμός της αποκόλλησης του ινοπλισμένου πολυμερούς από την επιφάνεια του στοιχείου που ενισχύεται κατά την επιβολή των φορτίων.

7.6.4.1 Επιβολή Εξωτερικής Περίσφιγξης με Μανδύα Σύνθετων Υλικών

Η τεχνική της επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης με τοποθέτηση μανδυών από σύνθετα υλικά εφαρμόζεται κυρίως σε υποστυλώματα κτιρίων και βάθρα γεφυρών. Η ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή είναι αποδοτικότερη για στοιχεία κυκλικής και τετραγωνικής διατομής. Για υποστυλώματα με ορθογωνική διατομή, η απόδοση της εφαρμογής περιορίζεται όσο αυξάνεται ο λόγος των πλευρών της διατομής του υποστυλώματος. Προκειμένου να επιτευχθεί πλήρης περίσφιγξη ορθογωνικής διατομής, απαιτείται η τροποποίηση του σχήματος της διατομής, είτε με λάξευση των γωνιών της είτε με τοποθέτηση πρόσθετου σκυροδέματος, έτσι ώστε να δημιουργηθεί μία συνεχής καμπύλη επιφάνεια πάνω στην οποία θα τοποθετηθεί ο μανδύας. Τα σύνθετα υλικά που χρησιμοποιούνται για την εφαρμογή της περίσφιγξης μπορεί να έχουν μία από τις ακόλουθες μορφές:

- Ολόσωμοι μανδύες που αποτελούνται από στρώσεις ινοπλισμένων πολυμερών, οι οποίοι επικολλούνται εξωτερικά σε όλο το ύψος του προς ενίσχυση στοιχείου.
- Μανδύες περιορισμένου ύψους «κολάρα» που αποτελούνται από μεμονωμένες λωρίδες ινοπλισμένων πολυμερών.
- Προεντεταμένοι μανδύες περιορισμένου ύψους από ινοπλισμένα πολυμερή με μορφή ταινιών ‘πακεταρίσματος’.
- Ινοπλισμένα πολυμερή με μορφή σπειροειδούς οπλισμού, ο οποίος περιελίσσεται στην εξωτερική επιφάνεια του προς ενίσχυση στοιχείου κατ’ αντιστοιχία με το συνήθη σπειροειδή σιδηροπλισμό που χρησιμοποιείται για την όπλιση του στοιχείου.

Μέσω της εξωτερικής περίσφιγξης που επιβάλλει ο μανδύας σύνθετων υλικών, εισάγεται τριαξονική θλίψη στο σκυρόδεμα και έτσι επιτυγχάνεται αύξηση τόσο της θλιπτικής του αντοχής του όσο και της πλαστιμότητας του στοιχείου έναντι του πρόσθετου φορτίου που καλείται να αναλάβει μετά την επέμβαση. Επιπλέον με το μανδύα σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή μπορεί να αποτραπεί ο λυγισμός των θλιβομένων ράβδων του διαμήκους οπλισμού του στοιχείου λόγω μεγάλης απόστασης μεταξύ των υπαρχόντων συνδετήρων στις περιοχές σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Τέλος, όταν το διατιθέμενο μήκος υπερκάλυψης των διαμήκων οπλισμών στις περιοχές των ενώσεων δεν είναι επαρκές, είναι δυνατό μέσω της εξωτερικά επιβαλλόμενης περίσφιγξης από το μανδύα σύνθετων υλικών να επιτευχθεί βελτίωση των συνθηκών αγκύρωσης και κατά συνέπεια να μειωθεί ο κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας των ματιζομένων ράβδων οπλισμού του στοιχείου.

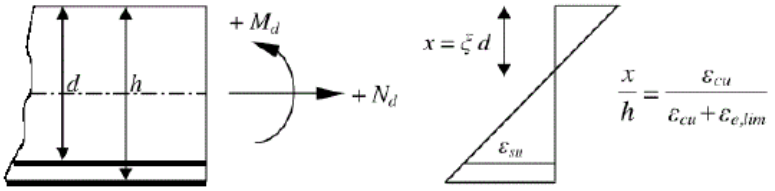
7.6.4.2 Αύξηση αντοχής σε τέμνουσα

Η διατμητική αντοχή δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, μπορεί να αυξηθεί με μανδύες σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή, οι οποίοι επικολλούνται εξωτερικά στα στοιχεία και παραλαμβάνουν τέμνουσα δύναμη κατ’ αντιστοιχία με το συμβατικό οπλισμό διάτμησης. Τα σύνθετα υλικά που χρησιμοποιούνται για ενίσχυση σε διάτμηση μπορεί να έχουν, είτε τη μορφή ολόσωμων μανδυών που αποτελούνται από επικολλητές στρώσεις ινοπλισμένων πολυμερών είτε τη μορφή μανδυών περιορισμένου ύψους (‘κολάρα’) που αποτελούνται από λωρίδες ινοπλισμένων πολυμερών. Για την περίπτωση ενίσχυσης υποστυλωμάτων σε διάτμηση, η τοποθέτηση των ινοπλισμένων πολυμερών εφαρμόζεται όπως για την περίπτωση της επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης. Οι ίνες του πολυμερούς είναι κατά κανόνα κάθετες στον άξονα του στοιχείου.

Πρέπει να τονιστεί ότι, στην περίπτωση που ο μανδύας από σύνθετο υλικό δεν είναι δυνατό να περιβάλλει πλήρως τη διατομή του στοιχείου (π.χ. περίπτωση ενίσχυσης πλακοδοκού), ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην όσο το δυνατόν καλύτερη αγκύρωση των στρώσεων του σύνθετου υλικού στο υπάρχον στοιχείο. Στην περίπτωση ορθογωνικών διατομών, συνιστάται επίσης η λάξευση των γωνιών τους πριν την τοποθέτηση των στρώσεων του μανδύα, όπως καθορίζουν οι κατασκευαστικές διατάξεις. Οι σχέσεις σχεδιασμού αναλυτικά δίνονται στο επόμενο κεφάλαιο.

7.6.4.3 Αύξηση αντοχής σε κάμψη

Όταν η καμπτική αντοχή ενός δομικού στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι μειωμένη λόγω ανεπαρκούς εφελκυόμενου οπλισμού, μπορεί να αυξηθεί με επικόλληση στην κάτω παρειά του, 'υφασμάτων' από σύνθετο υλικό ινοπλισμένου πολυμερούς. Η μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως για την ενίσχυση πλακών και δοκών. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι σε περίπτωση αστοχίας του σύνθετου υλικού λόγω μιας τυχηματικής δράσης, όπως π.χ. πυρκαγιάς, το προς ενίσχυση στοιχείο να αναλαμβάνει ασφαλώς τουλάχιστον τα μόνιμα φορτία του. Για το λόγο αυτό συνιστάται να μην αυξάνεται η καμπτική αντοχή του στοιχείου περισσότερο από 50% σε σχέση με την αρχική αντοχή του. Η σύνδεση του υπάρχοντος στοιχείου με τις στρώσεις του σύνθετου υλικού της ενίσχυσης θεωρείται μονολιθική, με το ινοπλισμένο πολυμερές να συμπεριφέρεται σαν πρόσθετος εξωτερικός οπλισμός. Ο υπολογισμός της αύξησης της καμπτικής αντοχής του στοιχείου γίνεται με θεώρηση μιας μέγιστης επιτρεπόμενης παραμόρφωσης του σύνθετου υλικού $\varepsilon_{e,lim}$, πέρα από την οποία το σύνθετο υλικό αστοχεί με αποκόλληση από την παρειά του ενισχυόμενου στοιχείου. Η $\varepsilon_{e,lim}$ λαμβάνει τιμές που κυμαίνονται μεταξύ του 33 - 50% της παραμόρφωσης θραύσης του ινοπλισμένου πολυμερούς. Το σύνηθες εύρος των τιμών της $\varepsilon_{e,lim}$ είναι από 3.5 έως 9‰, ενώ μία ενδεικτική τιμή που μπορεί να χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό της ενίσχυσης σε περίπτωση που δεν διαθέτουμε επαρκέστερα στοιχεία είναι $\varepsilon_{e,lim}$ = 6‰, ανεξάρτητα από το είδος του ινοπλισμένου πολυμερούς. Προκειμένου να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος ($\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ = 3.5‰), επιλέγουμε τόσες στρώσεις σύνθετου υλικού, ώστε στην οριακή κατάσταση αστοχίας της ενισχυμένης διατομής, η παραμόρφωση του υφιστάμενου εφελκυόμενου οπλισμού να είναι τουλάχιστον ίση με την παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα και η παραμόρφωση του ινοπλισμένου πολυμερούς ίση με την $\varepsilon_{e,lim}$.



Εικόνα 7-23: Επιθυμητή οριακή κατάσταση αστοχίας ενισχυμένης διατομής

Η αποδοτικότητα της ενίσχυσης της καμπτικής αντοχής με χρήση 'υφασμάτων' ινοπλισμένου πολυμερούς, είναι δυνατή μόνο εφόσον έχει εξασφαλιστεί η επάρκεια του μμηχανισμού μμεταφοράς δυνάμεων στην περιοχή απόληξης του 'υφάσματος' μέσω κατάλληλης αγκύρωσης των στρώσεων του σύνθετου υλικού στο υφιστάμενο στοιχείο, η οποία καλό είναι να γίνεται στη θλιβόμενη ζώνη της διατομής. Ενδεχόμενη ανεπάρκεια του μηχανισμού αυτού, μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία του συστήματος της ενίσχυσης με αποκόλληση από το ενισχυόμενου στοιχείο, λόγω υπερβολικής συγκέντρωσης τάσεων στα άκρα του μανδύα σύνθετου υλικού.

Οι γενικοί κανόνες που πρέπει να ακολουθούνται προκειμένου να μειωθεί η πιθανότητα αστοχίας της ενίσχυσης είναι οι εξής:

- Είναι προτιμώτερο να χρησιμοποιούνται περισσότερες στρώσεις ινοπλισμένου πολυμερούς μικρότερου πάχους αντί για λιγότερες στρώσεις μεγαλύτερου πάχους, αφού έτσι ικανοποιείται ευκολότερα το συμβιβασμό των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική επιβολή τάσεων στο σύνθετο υλικό. Συνιστάται ο αριθμός των στρώσεων να μην υπερβαίνει τις πέντε.
- Δεδομένου ότι τα σύνθετα υλικά διατίθενται κατά κανόνα σε ρολά μεγάλου σχετικά μήκους, συνιστάται να αποφεύγεται η τοποθέτηση επικαλυπτόμενων φύλλων ινοπλισμένου πολυμερούς κατά μήκος του ενισχυόμενου στοιχείου, αλλά να χρησιμοποιούνται ενιαία ‘υφάσματα’.
- Προκειμένου να μειωθεί ο κίνδυνος αποκόλλησης του σύνθετου υλικού από το στοιχείο, η απόσταση του ‘υφάσματος’ από το άκρο της διατομής του ενισχυόμενου στοιχείου δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την επικάλυψη σκυροδέματος της πλησιέστερης προς το άκρο παράλληλης ράβδου σιδηροπλισμού.
- Για την καλύτερη αγκύρωση του ινοπλισμένου πολυμερούς στο στοιχείο μπορούν να χρησιμοποιούνται εγκάρσιες λωρίδες σύνθετου υλικού ή γωνιακά. Αντίθετα, πρέπει να αποφεύγεται η αγκύρωση του υλικού με διάνοιξη οπών, γιατί έτσι μειώνεται σημαντικά η αντοχή στα σημεία αυτά.
- Όταν χρησιμοποιούνται παράλληλα ‘κολάρα’ σύνθετου υλικού, η απόσταση μεταξύ τους δεν πρέπει να υπερβαίνει το μικρότερο μήκος από το πενταπλάσιο του πάχους του στοιχείου και το 20% της απόστασης μεταξύ των σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών κάμψεως κατά μήκος του στοιχείου.

8 Ενίσχυση Οπίσθιου Τμήματος Β

Μετά την πλήρη μελέτη της συμπεριφοράς του υφιστάμενου ενιαίου φορέα, την διερεύνιση της παθολογίας της κατασκευής και την απόδειξη της αναγκαιότητας του μέτρου του αντισεισμικού αρμού είμαστε σε θέση να προβούμε στον ανασχεδιασμό του φορέα μας ώστε να μετατρέψουμε τη συμπεριφορά του σε αντισεισμική.

Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη τις πραγματικές βλάβες, όπως έχουν αυτές καταγραφεί, καθώς επίσης και την ανεπάρκεια των μελών, κρίνεται απαραίτητη η λήψη αποφάσεων για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου. Οι επεμβάσεις αυτές λαμβάνονται συνεκτιμώντας πολλούς παράγοντες. Γενικά, ως Μηχανικοί καλούμαστε να σταθμίσουμε τις οικονομοτεχνικές συνθήκες, τη σπουδαιότητα του κτιρίου, την προσδοκώμενη σεισμική συμπεριφορά αλλά και τις απαιτήσεις του κυρίου του έργου ως προς το αισθητικό και αρχιτεκτονικό αντίκτυπο των επεμβάσεων.

8.1 Επιλογή και διαστασιολόγηση ενισχύσεων υφισταμένου (Τμήμα Β)

Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζεται ολόκληρη η διαδικασία ενίσχυσης του οπίσθιου τμήματος Β της κατασκευής, όπως προέκυψε μετά τον αντισειμικό αρμό. Η ενίσχυση του γίνεται σε δύο φάσεις ξεχωριστές και υπολογίζονται ξεχωριστά τα απαιτούμενα μέτρα επέμβασης. Σε πρώτη φάση εφαρμόζεται το ΦΕΚ455/’14 για την αποκατάσταση των σεισμόπληκτων της Κεφαλλονιάς. Σε επόμενη φάση παρουσιάζονται τα επιπλέον μέτρα ενίσχυσης που απαιτούνται ώστε το κτίριο να αναβαθμιστεί και να πληρεί τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών. Να σημειώσουμε ότι έγινε συνεκτίμηση του ρόλου των τοιχοπληρώσεων στην αντισεισμική απόκριση του φορέα. Ο φορέας ενισχύθηκε σε κάμψη με παραδοσιακές μεθόδους και σε διάτμηση με χρήση σύνθετων υλικών. Η τελική επιλογή των στοιχείων που ενισχύθηκαν έγινε σταδιακά με βήματα και διαδοχικές δοκιμές και επαναλύσεις του φορέα, ώστε να προκύψουν οι λιγότερες επεμβάσεις.

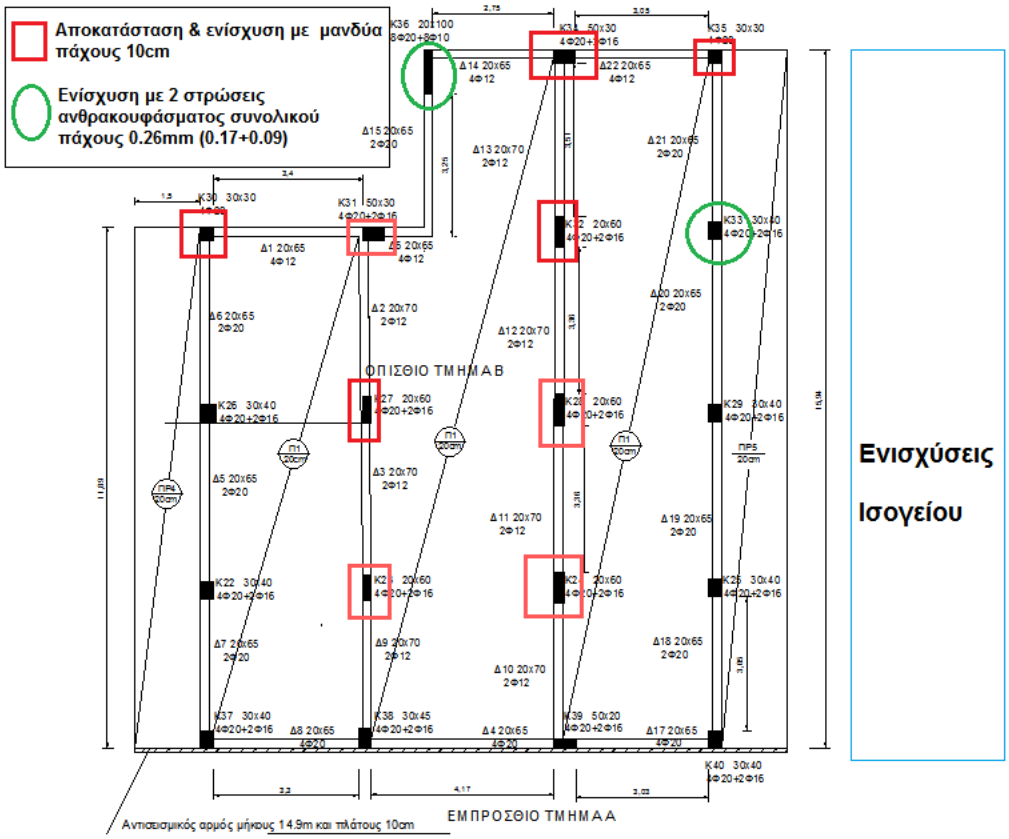
8.1.1 Αντισεισμικός Αρμός

Κατά μήκος του αντισεισμικού αρμού τα υπάρχοντα υποστυλώματα έμειναν στο μπροστινό τμήμα Α και για τη στήριξη του οπίσθιου τμήματος Β κατασκευάστηκαν καινούργια υποστυλώματα. Τα υποστυλώματα αυτά κατασκευάστηκαν με νέα υλικά C25/30 και B500C με συνδετήρες Φ10/10. Τα γωνιακά κατασκευάστηκαν με γεωμετρία και οπλισμό όμοιο με τα παλαιά. Τη θέση των δύο ενδιάμεσων Κ19 και Κ20 του ενιαίου παίρνουν τα Κ38(30x45) και Κ39(50x20) τα οποία έχουν διαφορετική γεωμετρία και προσανατολισμό σε σχέση με τα αρχικά. Η επιλογή αυτού του προσανατολισμού παρατηρήσαμε ότι μείωσε την επίδραση της στρεπτικής ευαισθησίας της κατασκευής.

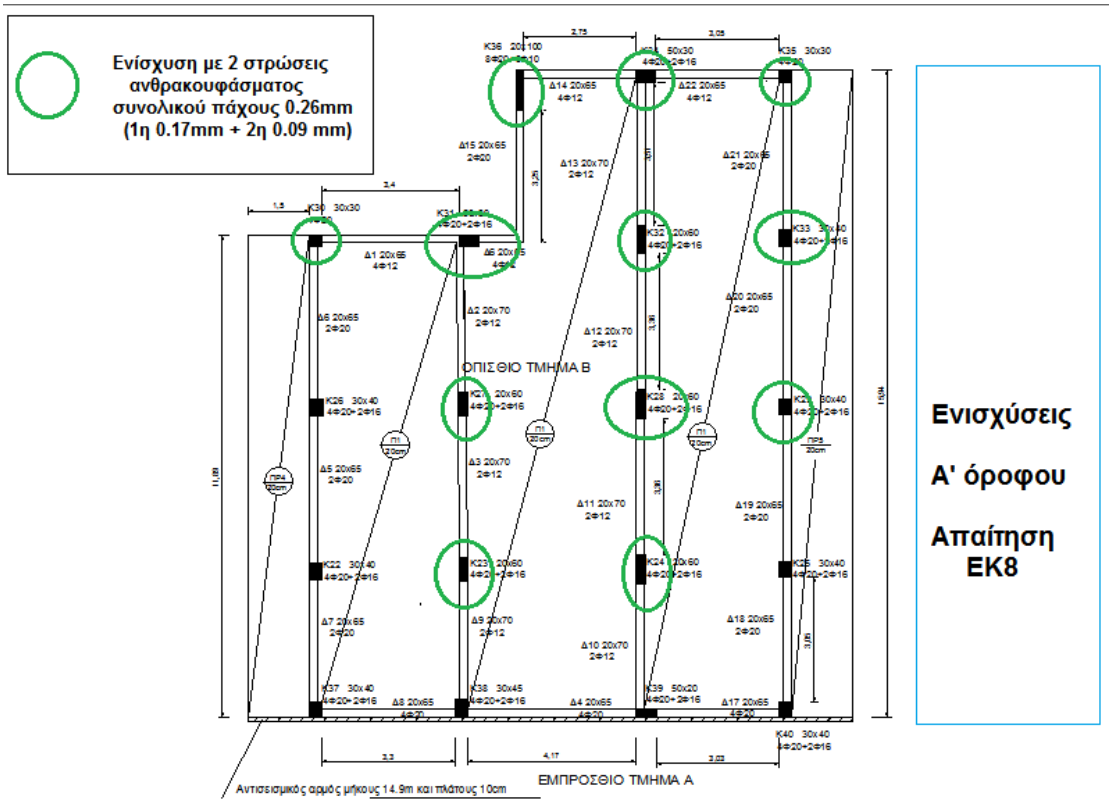
8.1.2 Θέσεις ενισχύσεων

Η επιλογή των υποστυλωμάτων που ενισχύθηκαν με μανδύα ο/σ έγινε με βάση τις εξής σκέψεις:

- Αποδοτική βελτίωση της σεισμικής απόκρισης
- Να προκύψουν όσον το δυνατόν λιγότερες επεμβάσεις (λιγότερη όχληση, μικρότερο κόστος)
- Η αύξηση της δυσκαμψίας και της μάζας να γίνεται με τον ίδιο βαθμό στις δύο διευθύνσεις x και y
- Ενίσχυση πρώτα των γωνιακών υποστυλωμάτων



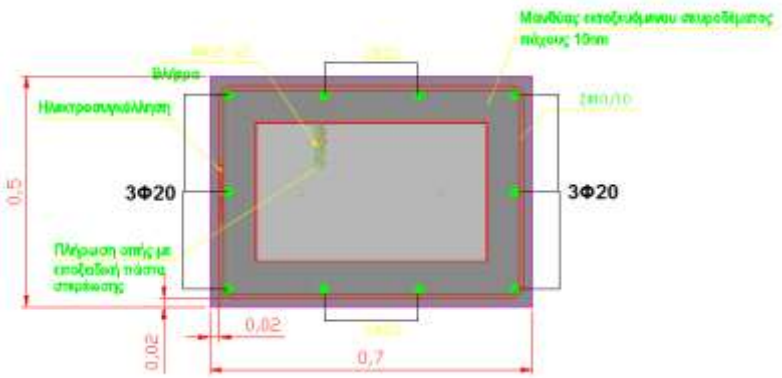
Εικόνα 8-1: Σχέδιο επεμβάσεων – Ισογείου - Απαίτηση ΕΚ8



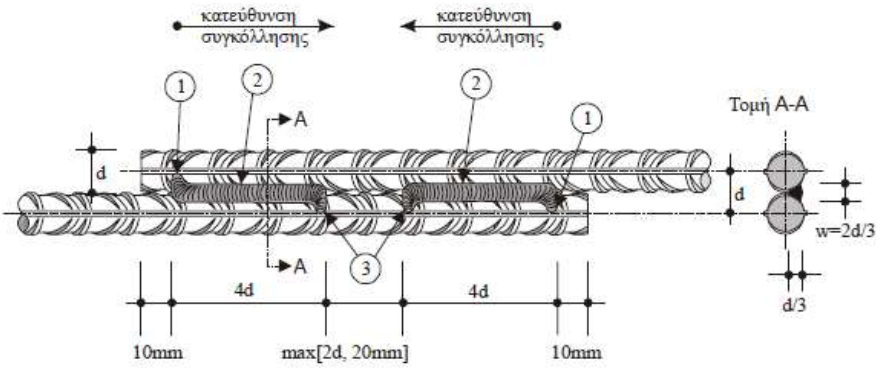
Εικόνα 8-2: Σχέδιο επεμβάσεων –Όροφος - Απαίτηση ΕΚ8

8.1.3 Όπλιση και διαστασιολόγηση μανδύα ΩΣ υποστυλωμάτων

Η ενίσχυση των υποστυλωμάτων σε κάμψη έγινε με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10cm, επικάλυψη 3cm, διαμήκη οπλισμό Φ20 όπως φαίνεται στις παρακάτω λεπτομέρειες και συνδετήρες δίτμητους Φ10/10.



Εικόνα 8-3: Λεπτομέρεια ενίσχυσης στύλου με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



Εικόνα 8-4: Λεπτομέρεια συγκόλλησης νέων συνδετήρων

8.1.4 Νέες ισχυρές τοιχοπληρώσεις

Στο ισόγειο κατασκευάστηκαν νέες ισχυρές τοιχοπληρώσεις και στον όροφο επισκευάστηκαν και ενισχύθηκαν οι υφιστάμενες. Δες αναλυτικά σε επόμενη παράγραφο.

Εικόνα 8-5: Κατασκευή νέας συμπαγούς ενιαίας τοιχοποιίας

Εικόνα 8-6: Λεπτομέρεια κατασκευής τοίχου-Σύνδεση με φέροντα στοιχεία

8.2 Προσομοίωση ενισχυμένου δομήματος για ελαστικές αναλύσεις

8.2.1 Προσομοίωση υφιστάμενων και νέων υλικών

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για τα νέα υποστυλώματα του αρμού και για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων με μανδύα είναι τα εξης:

- **Νέα υποστυλώματα αρμού:**
  - Σκυρόδεμα C25/30
  - Χάλυβας B500C
- **Μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος:**
  - Σκυρόδεμα C25/30
  - Χάλυβας B500C

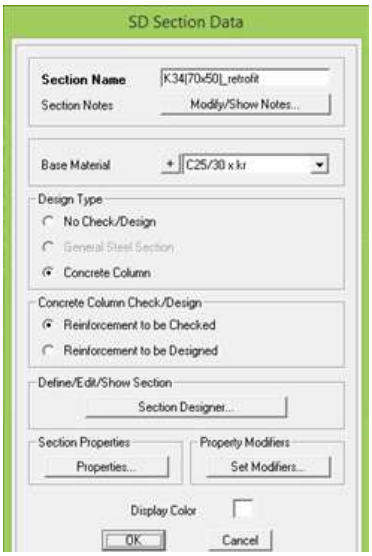
Να σημειωθεί ότι η αντοχή της σύνθετης διατομής (υφιστάμενη διατομή με μανδύα) υπολογίστηκε με την απλοποιητική μέθοδο των συντελεστών μονολιθικότητας. Βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. ο συντελεστής μονολιθικότητας αντοχής είναι $\mathbf{k_r=0.90}$, δηλαδή η χαρακτηριστική αντοχή των υλικών πρέπει να απομειωθεί κατά 10%.

Εικόνα 8-8: Απομειωμένη αντοχή σκυρόδεματος σύνθετης διατομής μανδύα

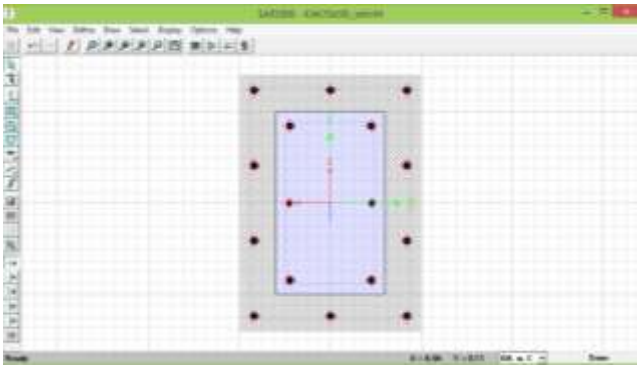
Εικόνα 8-7: Απομειωμένη αντοχή χάλυβα μανδύα

8.2.2 Προσομοίωση υποστυλωμάτων με μανδύα εκτοξευόμενου σκ/τος στο SAP

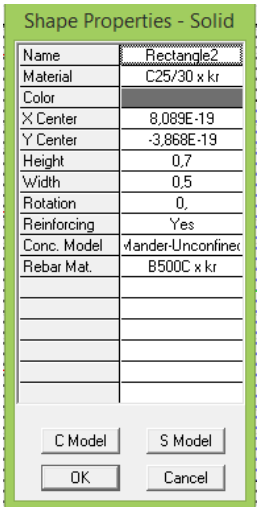
Τα ενισχυμένα υποστυλώματα με μανδύα Ω/Σ σχεδιάζονται στο Section Designer. Στην ουσία σχεδιάζεται μια σύνθετη διατομή που αποτελείται από την κοίλη διατομή του μανδύα και το υφιστάμενο υποστύλωμα, το οποίο μετά την αποκατάσταση του θεωρείται ότι συμμετέχει στην ανάληψη φορτίων.



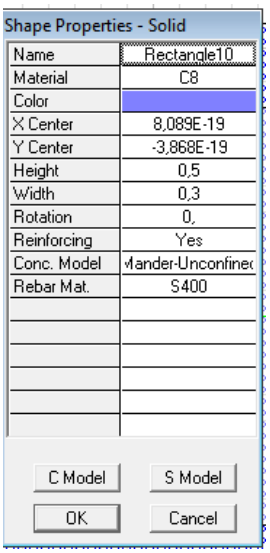
Εικόνα 8-10: Εισαγωγή ενισχυμένης διατομής



Εικόνα 8-9: Ενισχυμένη διατομή K34(70x50) με μανδύα Ω.Σ. στο Section Designer

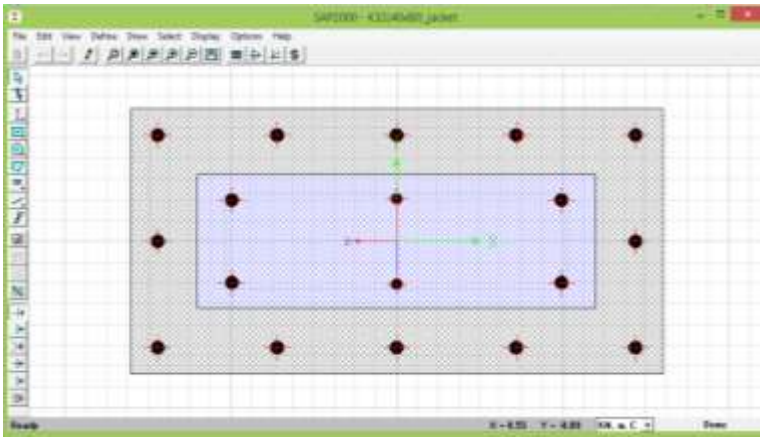


Εικόνα 8-12:Δεδομένα μανδύα

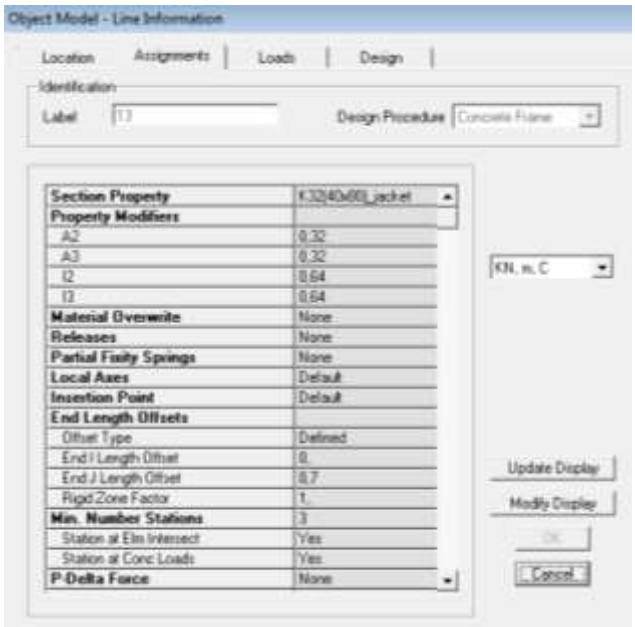


Εικόνα 8-11: Δεδομένα υφιστάμενης διατομής

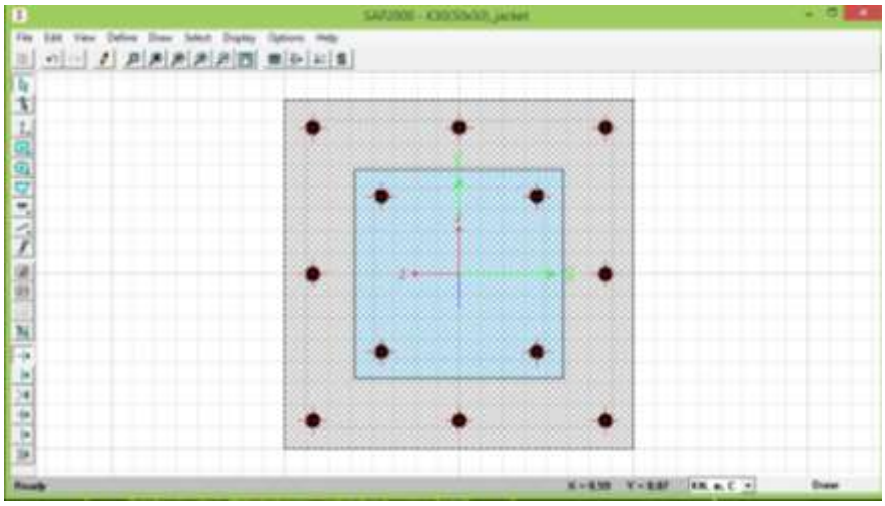
Η δυσκαμψία των στύλων που έχουν ενισχυθεί με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος απομειώνεται με τον συντελεστή μονολιθικότητας της δυσκαμψίας $\mathbf{k_k=0.80}$.



Εικόνα 8-13: Ενισχυμένος εσωτερικός στύλος Κ32 με μανδύα – νέες διαστάσεις 40x80

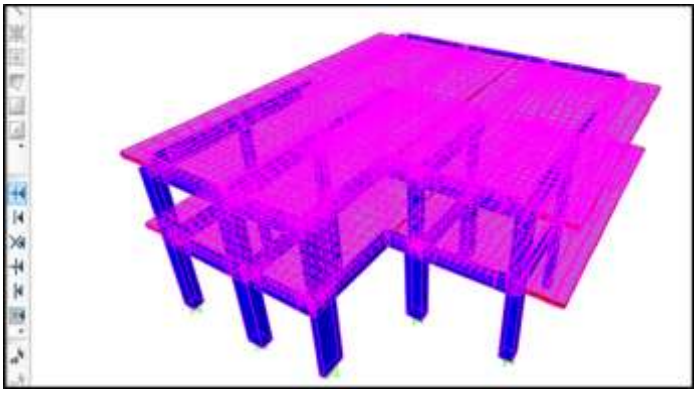


Εικόνα 8-14: Απομείωση δυσκαμψίας εσωτερικού στύλου ενισχυμένου με μανδύα



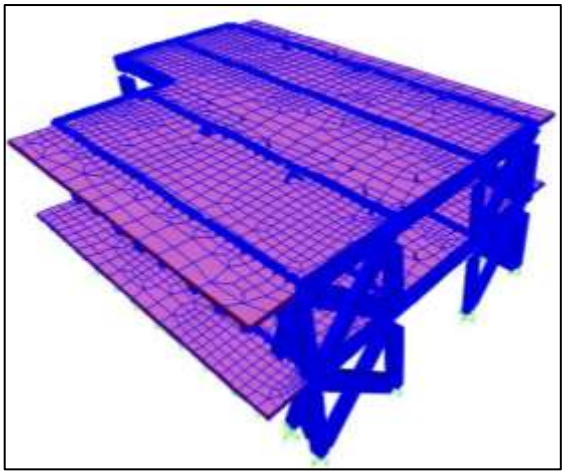
Εικόνα 8-15: Ενισχυμένος γωνιακός στύλος Κ30 με μανδύα

Εικόνα 8-16: Απομείωση δυσκαμψίας εξωτερικού στύλου ενισχυμένου με μανδύα

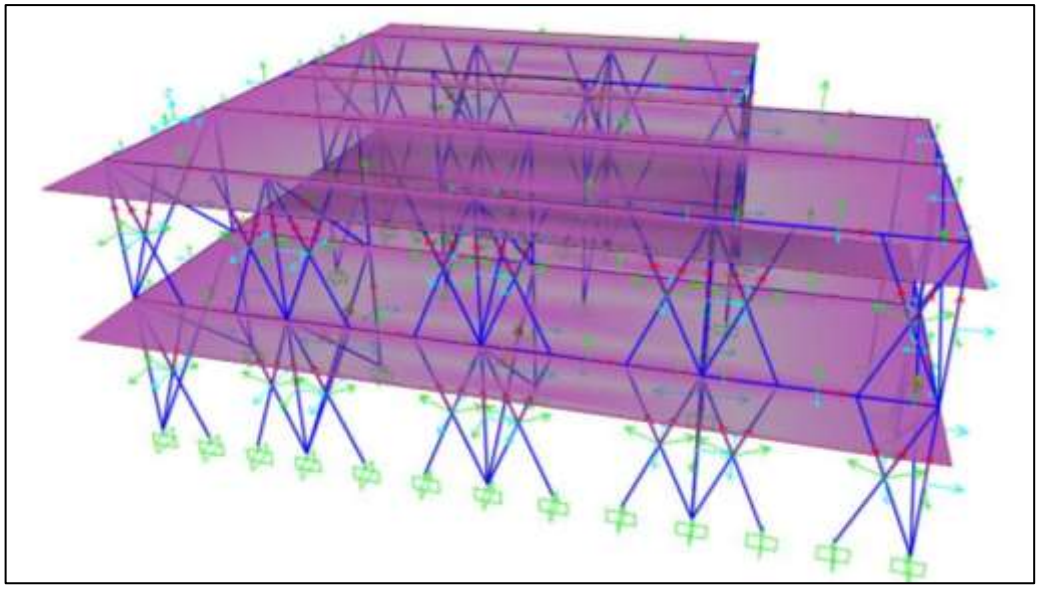


Εικόνα 8-17: Τριδιάστατη εικόνα ενισχυμένου φορέα βάσει ΦΕΚ

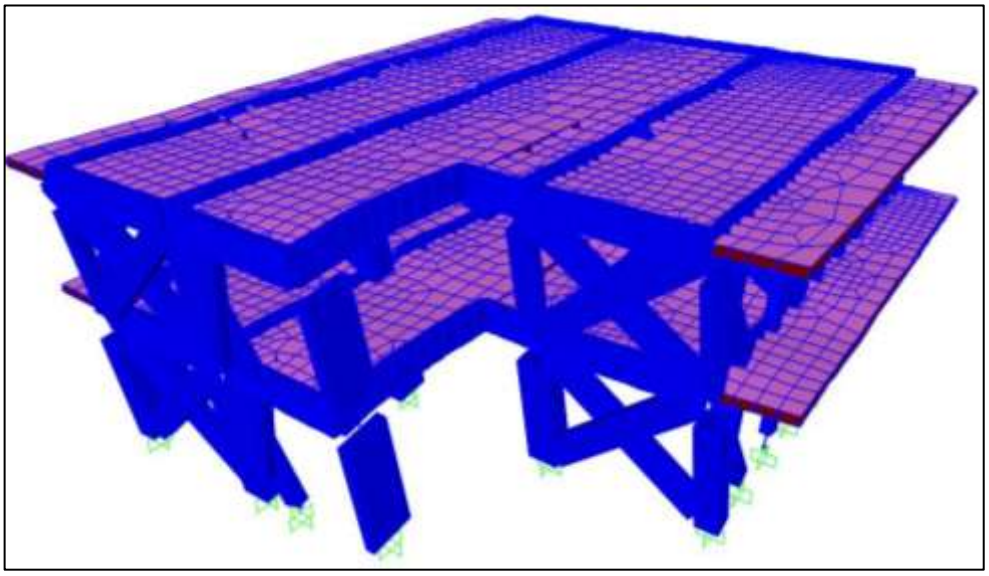
8.2.3 Φωτογραφίες τριδιάστατου προσομοιώματος ενισχυμένου φορέα στο SAP



Εικόνα 8-18: Τριδιάστατη εικόνα ενισχυμένου φορέα βάσει ΕΚ8



Εικόνα 8-19: Ενισχυμένος φορέας με προσομοίωση τοιχοπληρώσεων



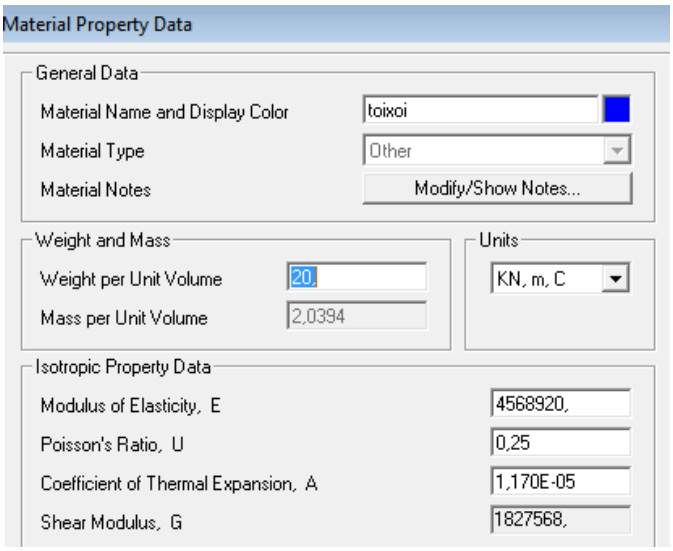
Εικόνα 8-20: Ενισχυμένος φορέας με τοίχους - extrude view

8.2.4 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

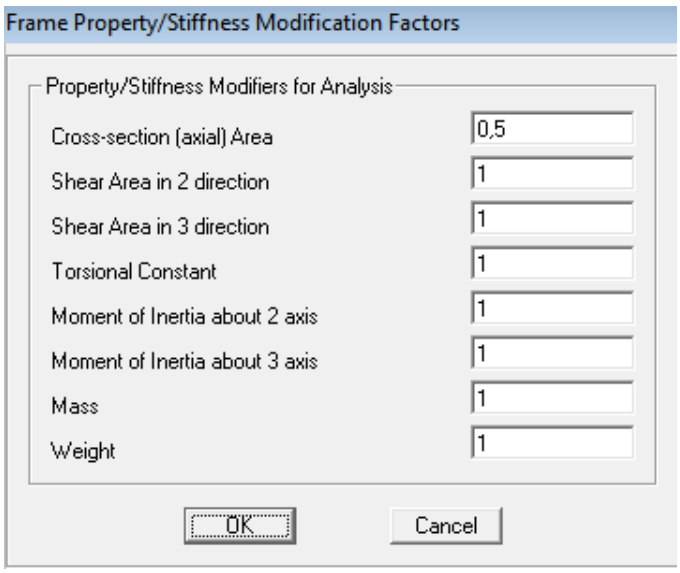
Ο ενισχυμένος φορέας έχει νέες τοιχοπληρώσεις με διαστάσεις τούβλου 25x25x25. Οι τοίχοι πλήρωσεις είναι ενιαίοι με επιμελημένη περιμετρική σφήνωση προς το περιβάλλον πλαίσιο. Η θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος, του κονιάματος και της τοιχοπλήρωσης φαίνονται στον παρακάτω πίνακα. Έγινε έλεγχος της επίδρασης της θέσεως και του μεγέθους των ανοιγμάτων και ο έλεγχος της αποφυγής πρόωρης αστοχίας εκτός επιπέδου του τοίχου και τελικά εντάχθηκαν στο προσομοίωμα 24 τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο. Ο τρόπος προσομοίωσης επιλέχθηκε να είναι δύο διαγώνιες ράβδοι (προσομοίωμα θλιπτήρα-ελκυστήρα) ορθογωνικής διατομής (bxt).

Πίνακας 8-1: Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας στην κατακόρυφη διεύθυνση

Νέες τοιχοπληρώσεις			
$f_{wc,s}$	=	4,57	MPa
k	=	0,45	
f_{bc}	=	10	MPa
f_{mc}	=	5	MPa

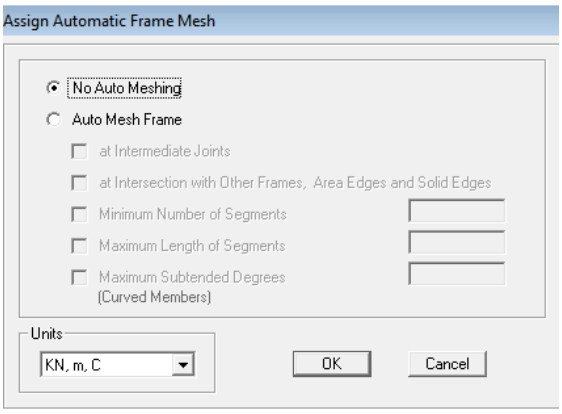


Εικόνα 8-21: Προσομοίωση χαρακτηριστικών τοιχοπλήρωσης στο SAP

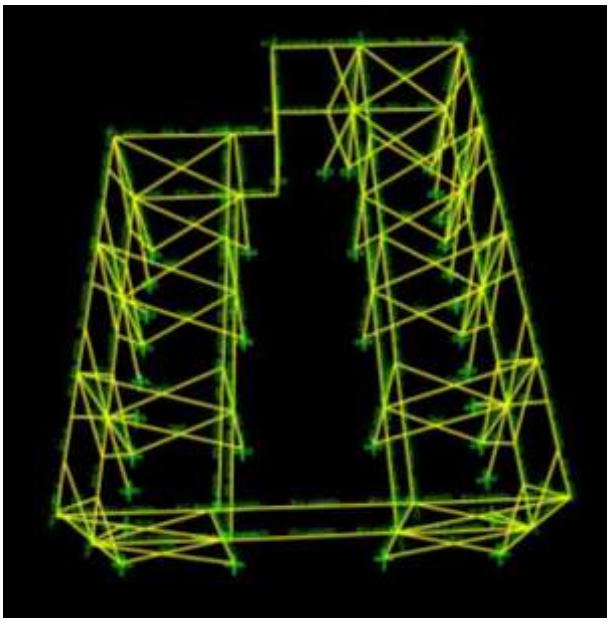


Εικόνα 8-22: Προσομοίωση δυστένειας ράβδων - modifiers

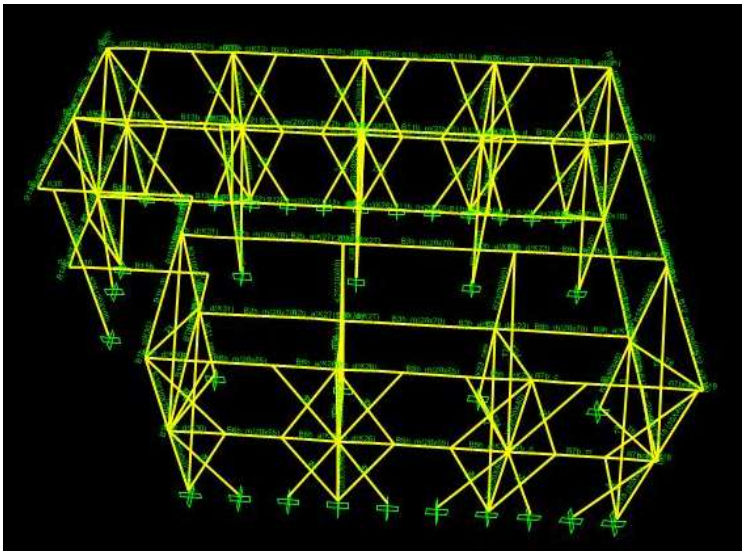
α/α	ΝΕΕΣ Τοιχοπληρώσεις	Καθαρές διαστάσεις				ισοδύναμο πάχος t_{eff}	Λυγηρότητα	ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.4.1 (ε)	**Δ/μα υπολογισμού F_{red}/F**		ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ
				μήκος διαγωνίου		Ενιαίες	**λ=L/t**	**Οριζόντιος άξονας λ'=SQRT(lxh)/t_{eff}**	**Β.ΕΠΙΜΕΛΗΜΕΝΗ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΗ ΣΦΗΝΩΣΗ**		
		l	h	L	b	t1	λ1	λ_1'	Fred/F		
1	**T6.A.**	1,25	2,40	2,71	0,41	0,25	10,82	6,93	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
2	**T6.B.**	1,25	2,40	2,71	0,41	0,25	10,82	6,93	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
3	**T5.A.**	1,22	2,40	2,69	0,40	0,25	10,76	6,84	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
4	**T5.B.**	1,22	2,40	2,69	0,40	0,25	10,76	6,84	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
5	**T7.A.**	1,00	2,40	2,60	0,39	0,25	10,39	6,19	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
6	**T7.B.**	1,00	2,40	2,60	0,39	0,25	10,39	6,19	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
7	T2	3,67	2,35	4,36	0,65	0,1	43,58	29,37	0,04	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
8	T3	3,46	2,35	4,18	0,63	0,1	41,83	28,51	0,10	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
9	T9	2,91	2,35	3,74	0,56	0,1	37,40	26,15	0,26	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
10	T15	3,05	2,40	3,88	0,58	0,1	38,81	27,06	0,20	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
11	**T21.A.**	1,21	2,40	2,69	0,40	0,25	10,75	6,82	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
12	**T21.B.**	1,25	2,40	2,71	0,41	0,25	10,83	6,94	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
13	**T20.A.**	1,25	2,40	2,71	0,41	0,25	10,83	6,94	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
14	**T20.B.**	1,20	2,40	2,68	0,40	0,25	10,73	6,79	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
15	**T19.A.**	1,20	2,40	2,68	0,40	0,25	10,73	6,79	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
16	**T19.B.**	1,20	2,40	2,68	0,40	0,25	10,73	6,79	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
17	**T18.A.**	1,02	2,40	2,61	0,39	0,25	10,43	6,25	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
18	**T18.B.**	1,02	2,40	2,61	0,39	0,25	10,43	6,25	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
19	**T8**	3,30	2,40	4,08	0,61	0,25	16,32	11,26	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
20	T4	2,09	2,40	3,18	0,48	0,25	12,72	8,95	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
21	**T17**	3,03	2,40	3,87	0,58	0,25	15,46	10,79	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
22	**T14**	1,38	2,40	2,77	0,41	0,25	11,06	7,27	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
23	**T22**	3,05	2,40	3,88	0,58	0,25	15,52	10,82	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
24	**T1**	3,40	2,40	4,16	0,62	0,25	16,65	11,43	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
25	T16	1,10	2,40	2,64	0,40	0,25	10,56	6,50	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
26	**T23**	3,31	2,85	4,37	0,66	0,25	17,47	12,29	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
27	**T24**	3,4	2,85	4,44	0,67	0,25	17,75	12,45	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
28	**T25**	3,3	2,85	4,36	0,65	0,25	17,44	12,27	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
29	**T23'**	3,3	2,85	4,36	0,65	0,25	17,44	12,27	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
30	**T24'**	3,32	2,85	4,38	0,66	0,25	17,50	12,30	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΝΑΙ
31	T29	1,24	2,85	3,11	0,47	0,25	12,43	7,52	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
32	T29'	1,2	2,85	3,09	0,46	0,25	12,37	7,40	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
33	T26	3,95	2,85	4,87	0,73	0,25	19,48	13,42	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
34	T27	3,98	2,85	4,90	0,73	0,25	19,58	13,47	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
35	T28	3,56	2,85	4,56	0,68	0,25	18,24	12,74	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
36	T13	3,51	2,85	4,52	0,68	0,25	18,09	12,65	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
37	T12	3,36	2,85	4,41	0,66	0,25	17,62	12,38	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
38	T11	3,36	2,85	4,41	0,66	0,25	17,62	12,38	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
39	T10	3,11	2,85	4,22	0,63	0,25	16,87	11,91	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
40	T30	1,5	2,85	3,22	0,48	0,25	12,88	8,27	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
41	T31	1,5	2,85	3,22	0,48	0,25	12,88	8,27	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
42	T32	1,5	2,85	3,22	0,48	0,25	12,88	8,27	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
43	T13'	3,51	2,85	4,52	0,68	0,25	18,09	12,65	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
44	T12'	3,36	2,85	4,41	0,66	0,25	17,62	12,38	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
45	T11'	3,36	2,85	4,41	0,66	0,25	17,62	12,38	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
46	T10'	3,11	2,85	4,22	0,63	0,25	16,87	11,91	1,00	ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
47	T33	1,6	2,85	3,27	0,49	0,1	32,68	21,35	0,58	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
48	T33	1,6	2,85	3,27	0,49	0,1	32,68	21,35	0,58	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
49	T33	1,6	2,85	3,27	0,49	0,1	32,68	21,35	0,58	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
50	T33	1,6	2,85	3,27	0,49	0,1	32,68	21,35	0,58	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
51	T33	1,6	2,85	3,27	0,49	0,1	32,68	21,35	0,58	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
52	T33	1,6	2,85	3,27	0,49	0,1	32,68	21,35	0,58	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ
53	T33	1,6	2,85	3,27	0,49	0,1	32,68	21,35	0,58	ΜΕΙΩΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ



Εικόνα 8-23: Προσομοίωση διαγώνιων θλιπτήρων – ελκυστήρων στο SAP



Εικόνα 8-24: Ενισχυμένος φορέας – Τοιχοπληρώσεις κατά Χ



Εικόνα 8-25: Ενισχυμένος φορέας – Τοιχοπληρώσεις κατά Υ

Πίνακας 8-2: Υπολογισμός μήκους άκαμπτων στα άκρα των διαγώνιων ράβδων

α/α	ΝΕΕΣ Τοιχοπληρώσεις	μήκος διαγωνίου			sap	ολικό $L_{ακαμπτου}$	a°	cosa	αρ.στηρίξη	δεξ.στηρίξη	END LENGTH OFFSETS [m]			
											κάτω		άνω	
		l	h	L	L1				h/2		αριστερά	δεξιά	αριστερά	δεξιά
1	**T6.A.**	1,25	2,40	2,71	3,53	0,82	62,49	0,46	0,25	0,25	0,54	0,54	0,28	0,28
2	**T6.B.**	1,25	2,40	2,71	3,53	0,82	62,49	0,46	0,20	0,20	0,43	0,43	0,39	0,39
3	**T5.A.**	1,22	2,40	2,69	3,52	0,83	63,12	0,45	0,20	0,20	0,44	0,44	0,39	0,39
4	**T5.B.**	1,22	2,40	2,69	3,52	0,83	63,12	0,45	0,20	0,20	0,44	0,44	0,39	0,39
5	**T7.A.**	1,00	2,40	2,60	3,44	0,84	67,45	0,38	0,20	0,20	0,52	0,52	0,32	0,32
6	**T7.B.**	1,00	2,40	2,60	3,44	0,84	67,45	0,38	0,20	0,20	0,52	0,52	0,32	0,32
7	**T21.A.**	1,21	2,40	2,69	3,52	0,83	63,24	0,45	0,25	0,25	0,56	0,56	0,27	0,27
8	**T21.B.**	1,25	2,40	2,71	3,52	0,81	62,43	0,46	0,20	0,20	0,43	0,43	0,38	0,38
9	**T20.A.**	1,25	2,40	2,71	3,53	0,83	62,43	0,46	0,20	0,20	0,43	0,43	0,40	0,40
10	**T20.B.**	1,20	2,40	2,68	3,53	0,85	63,43	0,45	0,20	0,20	0,45	0,45	0,40	0,40
11	**T19.A.**	1,20	2,40	2,68	3,52	0,84	63,43	0,45	0,20	0,20	0,45	0,45	0,39	0,39
12	**T19.B.**	1,20	2,40	2,68	3,52	0,84	63,43	0,45	0,20	0,20	0,45	0,45	0,39	0,39
13	**T18.A.**	1,02	2,40	2,61	3,45	0,84	67,04	0,39	0,20	0,20	0,51	0,51	0,33	0,33
14	**T18.B.**	1,02	2,40	2,61	3,45	0,84	67,04	0,39	0,20	0,20	0,51	0,51	0,33	0,33
15	**T8**	3,30	2,40	4,08	4,74	0,66	36,03	0,81	0,15	0,15	0,19	0,19	0,47	0,47
16	**T17**	3,03	2,40	3,87	4,85	0,98	38,38	0,78	0,25	0,15	0,32	0,19	0,67	0,79
17	**T14**	1,38	2,40	2,77	3,40	0,63	60,19	0,50	0,10	0,25	0,20	0,50	0,43	0,13
18	**T22**	3,05	2,40	3,88	4,85	0,97	38,20	0,79	0,25	0,25	0,32	0,32	0,65	0,65
19	**T1**	3,40	2,40	4,16	5,00	0,84	35,22	0,82	0,25	0,25	0,31	0,31	0,53	0,53
20	**T23**	3,31	2,85	4,37	4,89	0,52	40,73	0,76	0,15	0,20	0,20	0,26	0,32	0,26
21	**T24**	3,4	2,85	4,44	4,89	0,45	39,97	0,77	0,15	0,10	0,20	0,13	0,26	0,32
22	**T25**	3,3	2,85	4,36	4,86	0,50	40,82	0,76	0,20	0,15	0,26	0,20	0,23	0,30
23	**T23'**	3,3	2,85	4,36	4,85	0,49	40,82	0,76	0,10	0,15	0,13	0,20	0,36	0,29
24	**T24'**	3,32	2,85	4,38	4,85	0,47	40,64	0,76	0,10	0,15	0,13	0,20	0,34	0,28

8.3 Ελαστικές αναλύσεις ενισχυμένου φορέα

8.3.1 Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένου φορέα

8.3.1.1 Ενισχυμένος φορέας 1ης φάσης : Αποκατάσταση

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι 8 πρώτες σημαντικές ιδιομορφές του ενισχυμένου φορέα σε σύγκριση με τις 3 σημαντικές ιδιομορφές του υφιστάμενου κτιρίου.

- **1η ιδιομορφή**: T_1=0.50sec, η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση X με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 83% και ταυτόχρονα στροφική με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 45%.
- **2η ιδιομορφή**: T_2=0.345sec, η οποία είναι στροφική με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 18%.
- **3η ιδιομορφή**: T_3=0.337sec, η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 88.5%.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios - ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,5600	**92,54%**	0,00027	58,31%	92,54%	0,03%	58,31%
MODAL	Mode	2	0,4062	0,0035	0,00224	**8,88%**	92,89%	0,25%	67,18%
MODAL	Mode	3	0,3765	0,00042	**92,14%**	0,25614	92,93%	92,40%	92,80%
TABLE: Modal Participating Mass Ratios-ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	**0,501884**	**83,15%**	0,00013	0,45344	83,15%	0,01%	45,34%
MODAL	Mode	2	0,345166	0,05125	0,00506	0,185	88,27%	0,52%	63,84%
MODAL	Mode	3	**0,337754**	0,00093	**88,54%**	0,23239	88,37%	89,06%	87,08%
MODAL	Mode	4	0,171469	0,03067	3,35E-05	0,01822	**91,43%**	89,06%	88,91%
MODAL	Mode	5	0,166583	0,07184	9,27E-05	0,04914	98,62%	89,07%	**93,82%**
MODAL	Mode	6	0,158833	0,00028	3,52E-05	6,56E-05	98,65%	89,08%	93,83%
MODAL	Mode	7	0,124324	0,01156	0,00432	0,03851	99,80%	89,51%	97,68%
MODAL	Mode	8	0,112585	0,0004	0,10228	0,02099	99,84%	**99,74%**	99,78%

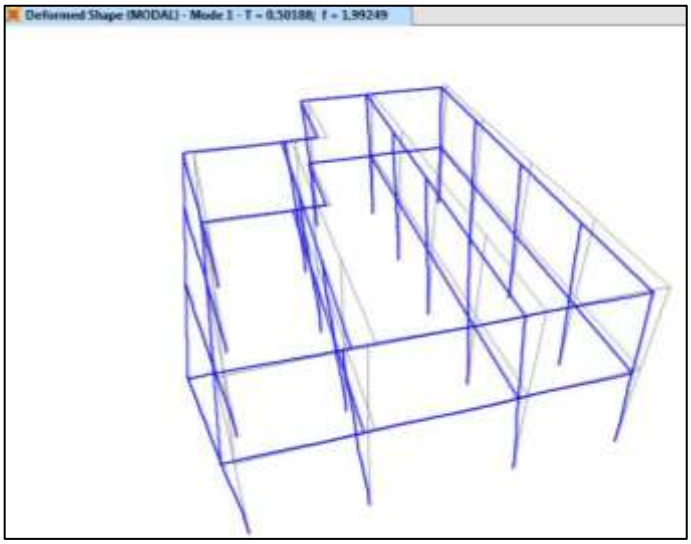
Άρα, οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι είναι: $\mathbf{T_X=0.502}$ **sec** και $\mathbf{T_Y=0.338}$ **sec**.

Παρατηρούμε ότι οι ιδιομορφές ταλάντωσης της κατασκευής δεν αλλάζουν δραματικά. Ο ενισχυμένος φορέας απαιτεί περισσότερες ιδιομορφές για να ταλαντωθεί τουλάχιστον το 90% της μάζας του. Στις 3 πρώτες ιδιομορφές ενεργοποιείται το 88% της ταλαντούμενης μάζας σε όλες τις διευθύνσεις. Έχει βελτιωθεί ελάχιστα η επίδραση της στρέψης στην 1η ιδιομορφή. Όσον αφορά την αύξηση της **δυσκαμψίας** του φορέα, παρατηρείται ομοιόμορφη αύξηση στις δύο διευθύνσεις Χ και Υ κατά **25%** περίπου σε σχέση με το αρχικό κτίριο.

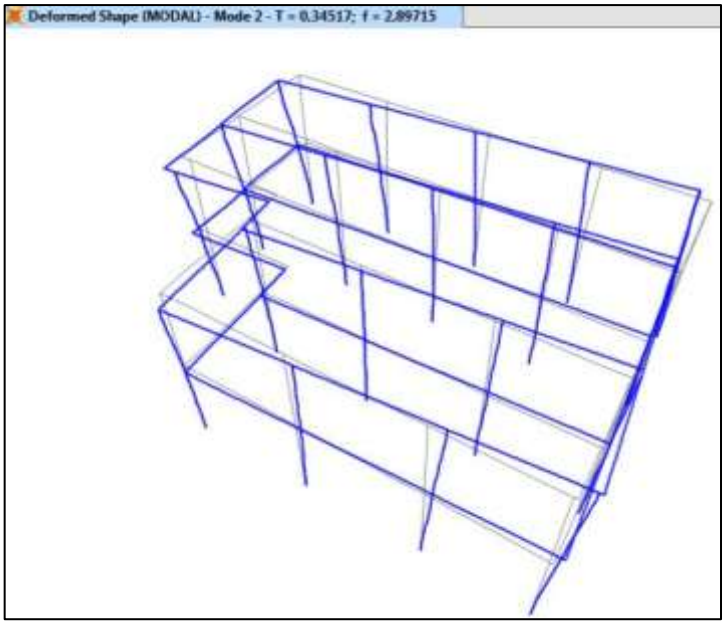
- $K^X_{ενισχ} = K^X_{υφιστ} x \left(\frac{T_{υφιστ}}{T_{ενισχ}}\right)^2 = K^X_{υφιστ} x \left(\frac{0.56}{0.50}\right)^2 = 1.25\ x\ K^X_{υφιστ}$

- $K^Y_{ενισχ} = K^Y_{υφιστ} x \left(\frac{T_{υφιστ}}{T_{ενισχ}}\right)^2 = K^Y_{υφιστ} x \left(\frac{0.3765}{0.337}\right)^2 = 1.248\ x\ K^Y_{υφιστ}$

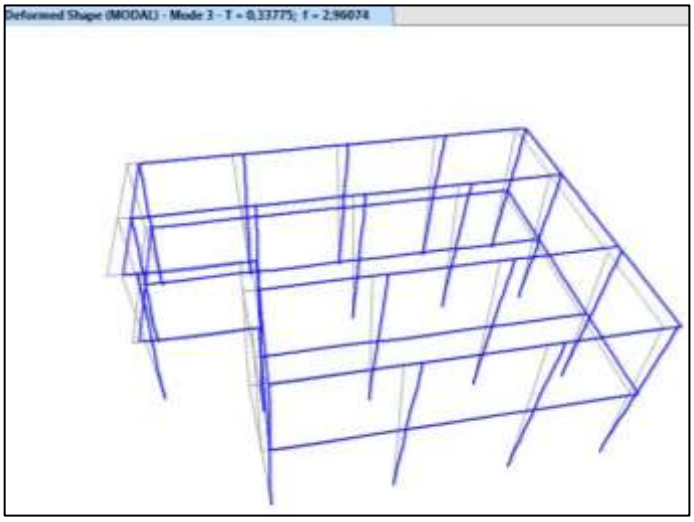
Ακολουθούν εικόνες του παραμορφωμένου φορέα στις τρεις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης.



Εικόνα 8-26: Πρώτη ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου



Εικόνα 8-27: Δεύτερη ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου



Εικόνα 8-28: Τρίτη ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου

8.3.1.2 Ενισχυμένος φορέας 2ης φάσης: Αναβάθμιση

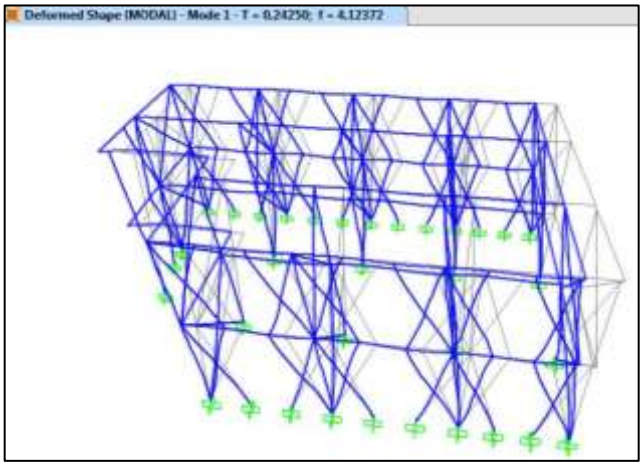
Στον ακόλουθο πίνακα φαίνονται οι 8 σημαντικές ιδιομορφές του ενισχυμένου φορέα σύμφωνα με τον ΕΚ8 και με προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων.

- **1η ιδιομορφή:** T_1 = 0.24sec, η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 88%.
- **2η ιδιομορφή:** T_2 = 0.21sec, η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση X με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 87%.
- **3η ιδιομορφή:** T_3 = 0.19sec, η οποία είναι στροφική περί τον Z με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 17%.

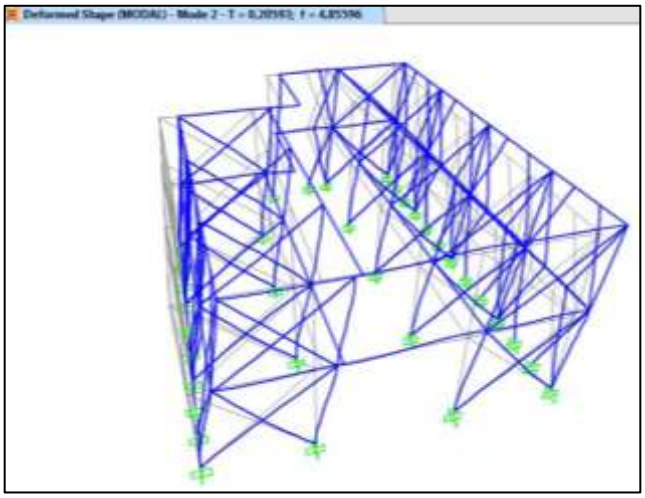
TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,2425	0,00188	**0,88491**	0,29413	0,00188	0,88491	0,29413
MODAL	Mode	2	0,20593	**0,87419**	0,00297	0,44609	0,87607	0,88788	0,74022
MODAL	Mode	3	0,18955	0,04153	0,00236	0,16696	0,91761	0,89025	0,90718
MODAL	Mode	4	0,16542	0,00081	0,0000665	0,00023	0,91841	0,89031	0,90741
MODAL	Mode	5	0,14973	0,00122	9,058E-05	0,0003	0,91964	0,8904	0,90771
MODAL	Mode	6	0,10098	0,0002	5,494E-05	0,00023	0,91983	0,89046	0,90794
MODAL	Mode	7	0,09284	1,549E-05	1,768E-05	3,167E-05	0,91985	0,89048	0,90797
MODAL	Mode	8	0,08831	0,00051	0,10657	0,03875	**92,04%**	**99,70%**	**94,67%**

Άρα, οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι είναι: $\mathbf{T_X=0.206}$ **sec** και $\mathbf{T_Y=0.243}$ **sec**.

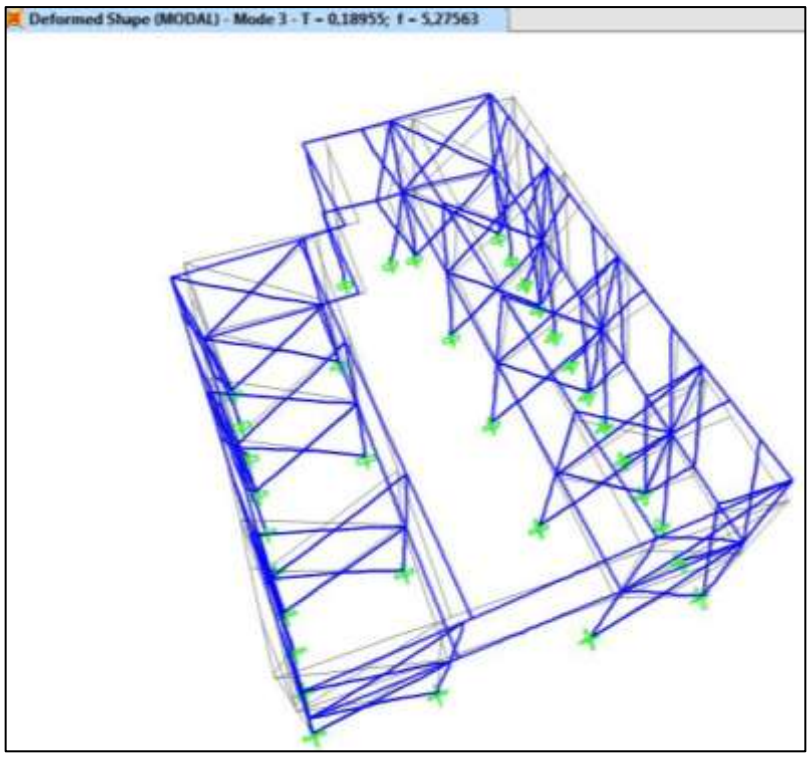
Παρατηρούμε ότι οι ιδιομορφές του φορέα έχουν αλλάξει σημαντικά. Αποκαταστάθηκε το πρόβλημα της στρεπτικής ευαισθησίας μαζί με την δραματική αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα.



Εικόνα 8-29: 1η ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου με τοίχους



Εικόνα 8-30: 2η ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου με τοίχους



Εικόνα 8-31: 3η ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου με τοίχους

8.3.2 Ελαστική δυναμική ανάλυση ενισχυμένου φορέα

Η τελική επιλογή των μέτρων ενίσχυσης, του πλήθους των υποστυλωμάτων που θα ενισχυθούν και των θέσεων εφαρμογής των μανδυών, προέκυψε μετά από διαδοχικές δοκιμαστικές επιλύσεις του φορέα μέχρι οι δείκτες ανεπάρκειας όλων των στοιχείων να γίνουν μικρότεροι της μονάδας.

Η ενίσχυση του φορέα έγινε σε δύο φάσεις. Η πρώτη φάση περιλαμβάνει τα μέτρα ενίσχυσης με βάση τη διαδικασία που ορίζει το ΦΕΚ455 για την αποκατάσταση των σεισμοπλήκτων. Σε δεύτερη φάση έγινε αναβάθμιση του κτιρίου σύμφωνα με τον σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό. Έτσι, υπολογίστηκαν τα μέτρα ενίσχυσης, ώστε το κτίριο να επαρκεί για τον σεισμό σχεδιασμού του ΕΚ8.

8.3.2.1 1η φάση: Αποκατάσταση–Σεισμός Αντισεισμικού Κανονισμού 1959

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα αποτελέσματα των δεικτών ανεπάρκειας των κατακόρυφων στοιχείων για την ελαστικής δυναμικής ανάλυση με το φάσμα του ΦΕΚ455. Με κόκκινη υπογράμμιση είναι τα στοιχεία που έχουν ενισχυθεί με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

8.3.2.1.1 Επάρκεια σε κάμψη – Υποστυλώματα

Πίνακας 8-3: Συγκριτικός πίνακας δεικτών ανεπάρκειας λ Δ.Φ.Α. ΦΕΚ455 υφιστάμενου & ενισχυμένου

			ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ - ΟΠΙΣΘΙΟ ΤΜΗΜΑ Β			
			έχουν ενισχυθεί τα χρωματισμένα			
α/α	Υ/Σ	διαστάσεις υφιστάμενου	ΙΣΟΓΕΙΟ		1ος ΟΡΟΦΟΣ	
			Υφιστάμενος	Ενισχυμένος	Υφιστάμενος	Ενισχυμένος
1	**Κ37**	30x40	1,28	0,86	0,72	0,69
2	**Κ38**	30x45	1,58	0,99	1,07	0,98
3	**Κ39**	50x20	1,67	0,96	1,02	0,90
4	**Κ40**	30x40	1,46	0,97	0,93	0,84
5	**Κ22**	30x40	1,64	1,03	0,95	0,99
6	**Κ23**	20x60	2,43	0,99	1,26	0,96
7	**Κ24**	20x60	2,37	0,96	1,20	0,95
8	**Κ25**	30x40	1,55	1,01	0,82	0,90
9	**Κ26**	30x40	1,64	1,00	0,92	0,98
10	**Κ27**	20x60	2,12	0,82	1,13	1,00
11	**Κ28**	20x60	2,17	0,78	1,15	0,99
12	**Κ29**	30x40	1,50	0,96	0,75	0,77
13	**Κ30**	30x30	2,56	0,91	1,63	0,98
14	**Κ31**	50x30	3,01	0,90	1,37	0,98
15	**Κ32**	20x60	2,23	0,72	1,23	0,97
16	**Κ33**	30x40	1,36	0,91	0,75	0,78
17	**Κ34**	50x30	3,53	0,73	1,89	0,90
18	**Κ35**	30x30	2,56	0,78	1,51	0,80
19	**Κ36**	20x100	2,23	0,97	1,55	1,00

8.3.2.1.2 Επάρκεια σε κάμψη – Δοκάρια

Απ' ότι φαίνεται στην πλειονότητα τους τα δοκάρια επαρκούν έναντι κάμψης. Μετά την ενίσχυση του φορέα παρατηρείται και σχετική μείωση στους δείκτες ανεπάρκειας των δοκών. Δεν απαιτείται κάποιο πρόσθετο μέτρο επέμβασης στα δοκάρια.

Πίνακας 8-4: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας δοκών λ Δ.Φ.Α. ΦΕΚ455 υφιστάμενου & ενισχυμένου

			ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΟΠΙΣΘΙΟ ΤΜΗΜΑ Β			
ΔΟΚΑΡΙΑ			ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΦΕΚ455			
α/α	ΔΟΚΟΣ	διαστάσεις	ΙΣΟΓΕΙΟ		1ος ΟΡΟΦΟΣ	
			Υφιστάμενος	Ενισχυμένος	Υφιστάμενος	Ενισχυμένος
1	**Δ12**	20X60	1,13	1,03	0,72	0,77
2	**Δ12.Α**	20X60	1,12	1,01	0,92	0,98
3	**Δ13**	20X65	1,16	0,97	0,75	0,80
4	**Δ1β**	20X70	0,98	0,98	1,17	0,96
5	**Δ2β**	20X70	0,79	0,74	0,55	0,57
6	**Δ3β**	20X70	0,63	0,63	0,36	0,45
7	**Δ5β**	20X65	0,21	0,36	0,10	0,15
8	**Δ6β**	20X65	0,25	0,25	0,20	0,21
9	**Δ7β**	20X65	0,33	0,66	0,22	0,31
10	**Δ9β**	20X70	0,76	0,85	0,49	0,58
11	**Δ10β**	20X70	0,58	0,67	0,35	0,40
12	**Δ11β**	20X70	0,52	0,58	0,35	0,37
13	**Δ12β**	20X70	0,57	0,96	0,37	0,40
14	**Δ13β**	20X70	0,50	1,03	0,41	0,42
15	**Δ14β**	20X65	1,05	0,88	1,31	0,96
16	**Δ15β**	20X65	0,47	0,14	0,19	0,19
17	**Δ16β**	20X65	1,81	0,99	1,03	0,98
18	**Δ18β**	20X65	0,91	0,77	0,48	0,53
19	**Δ19β**	20X65	0,63	0,57	0,38	0,39
20	**Δ20β**	20X65	0,65	0,57	0,46	0,48
21	**Δ21β**	20X65	0,67	0,97	0,44	0,44
22	**Δ22β**	20X65	1,33	0,88	1,16	0,92

8.3.2.2 2η φάση: Αναβάθμιση-Σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8

Στο μοντέλο αυτό λήφθηκε υπόψη η ύπαρξη νέων ισχυρών τοιχοπληρώσεων όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Θεωρήθηκε υπέρ της ασφαλείας δείκτης συμπεριφοράς q=1.5 με τον οποίο απομειώθηκε η σεισμική ένταση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ8. Για την ολοκληρωμένη αναβάθμιση του φορέα στα σύγχρονα δεδομένα απαιτήθηκαν πρόσθετα μέτρα επέμβασης.

8.3.2.2.1 Επάρκεια σε κάμψη – υποστυλώματα

Παρατηρούμε ότι η προσομοίωση των τοίχων πλήρωσης αλλάζει δραματικά την εικόνα των ανεπαρκειών και μάλιστα ευνοϊκά, καθώς η ένταση στα υποστυλώματα σχεδόν υποτριπλασιάζεται. Όμως για να εξασφαλιστεί πλήρης επάρκεια σε κάμψη τοποθετήθηκαν και πρόσθετοι μανδύες στους εσωτερικούς στύλους Κ23, Κ24, Κ28 και στον εξωτερικό Κ31 στη στάθμη ισογείου. Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται η μεταβολή στους δείκτες ανεπάρκειας για 4 περιπτώσεις (1.αρχικός φορέας – υφιστάμενος, 2. φορέας 1ης φάσης με τις ενισχύσεις που προέκυψαν με βάση το ΦΕΚ455, 3. φορέας 1ης φάσης με προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων, 4. τελικός φορέας με τοιχοπληρώσεις και πρόσθετους μανδύες).

Πίνακας 8-5: Συγκριτικός πίνακας δεικτών ανεπάρκειας λ Δ.Φ.Α. ΕΚ8 υφιστάμενου & ενισχυμένου

			ΔΕΙΚΤΕΣ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ - ΟΠΙΣΘΙΟ ΤΜΗΜΑ Β - ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΚ8							
			έχουν ενισχυθεί τα χρωματισμένα							
			ΙΣΟΓΕΙΟ				1ος ΟΡΟΦΟΣ			
α/α	Υ/Σ	διαστάσεις υφιστάμενου	Υφιστάμενος	Ενισχυμένος 1ης φάσης	Ενισχυμένος 1ης φάσης + τοίχοι	Ενισχυμένος 2ης φάσης	Υφιστάμενος	Ενισχυμένος 1ης φάσης	Ενισχυμένος 1ης φάσης + τοίχοι	Ενισχυμένος 2ης φάσης
1	**Κ37**	30x40	3,35	2,78	0,65	0,53	1,80	1,73	0,42	0,38
2	**Κ38**	30x45	4,16	3,35	0,71	0,61	2,92	2,72	0,48	0,44
3	**Κ39**	50x20	4,27	3,42	0,49	0,59	2,57	2,37	0,54	0,48
4	**Κ40**	30x40	3,82	3,13	0,73	0,58	2,34	2,20	0,39	0,36
5	**Κ22**	30x40	4,40	3,59	0,87	0,78	2,32	2,31	0,69	0,59
6	**Κ23**	20x60	6,50	4,80	1,83	0,83	3,71	3,37	1,16	0,99
7	**Κ24**	20x60	6,36	4,60	1,66	0,86	3,31	3,06	1,16	0,96
8	**Κ25**	30x40	4,23	3,46	0,80	0,75	1,98	1,99	0,62	0,53
9	**Κ26**	30x40	4,30	3,14	0,86	0,77	2,16	2,10	0,65	0,56
10	**Κ27**	20x60	5,78	2,70	1,28	0,82	2,98	2,42	1,14	0,94
11	**Κ28**	20x60	5,83	3,72	1,82	0,79	2,76	2,56	1,32	0,99
12	**Κ29**	30x40	4,05	2,87	0,75	0,71	1,77	1,73	0,55	0,47
13	**Κ30**	30x30	7,06	3,14	1,13	0,86	4,56	3,23	0,83	0,77
14	**Κ31**	50x30	8,02	3,94	0,87	0,64	3,75	2,94	0,67	0,64
15	**Κ32**	20x60	6,04	2,25	1,25	0,78	3,71	2,65	1,12	0,98
16	**Κ33**	30x40	3,60	2,36	0,78	0,69	1,58	1,54	0,56	0,48
17	**Κ34**	50x30	9,19	2,44	0,94	0,70	5,38	3,80	0,96	0,85
18	**Κ35**	30x30	6,97	2,63	1,05	0,81	4,50	2,99	0,75	0,70
19	**Κ36**	20x100	6,40	2,78	1,36	0,97	4,30	3,06	0,39	0,61

8.3.2.2.2 Επάρκεια σε κάμψη - δοκάρια

Για το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 ανεπαρκούν τα δοκάρια του υφιστάμενου φορέα. Όμως μετά την προσομοίωση των τοίχων και την εφαρμογή των μέτρων ενίσχυσης στα υποστυλώματα, η καμπτική συμπεριφορά τους έχει βελτιωθεί και δεν απαιτείται ενίσχυση τους σε κάμψη.

Πίνακας 8-6: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας δοκών λ Δ.Φ.Α. ΕΚ8 υφιστάμενου & ενισχυμένου

			ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΟΠΙΣΘΙΟ ΤΜΗΜΑ Β			
ΔΟΚΑΡΙΑ			ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΚ8			
α/α	ΔΟΚΟΣ	διαστάσεις	ΙΣΟΓΕΙΟ		1ος ΟΡΟΦΟΣ	
			Υφιστάμενος	Ενισχυμένος	Υφιστάμενος	Ενισχυμένος
1	**Δ12**	20X60	3,16	0,91	2,79	0,13
2	**Δ12.Α**	20X60	2,36	0,85	2,01	0,16
3	**Δ13**	20X65	2,15	0,36	2,17	0,29
4	**Δ1β**	20X70	5,20	1,02	2,65	0,42
5	**Δ2β**	20X70	1,82	0,51	1,06	0,41
6	**Δ3β**	20X70	2,20	0,79	1,33	0,25
7	**Δ5β**	20X65	1,19	0,20	0,59	0,15
8	**Δ6β**	20X65	1,11	0,28	0,63	0,20
9	**Δ7β**	20X65	1,40	0,25	0,82	0,20
10	**Δ9β**	20X70	1,71	0,73	1,04	0,33
11	**Δ10β**	20X70	2,37	0,50	1,32	0,38
12	**Δ11β**	20X70	1,57	0,73	0,91	0,39
13	**Δ12β**	20X70	1,70	0,74	0,92	0,37
14	**Δ13β**	20X70	1,35	0,72	0,77	0,41
15	**Δ14β**	20X65	6,28	1,21	5,54	0,45
16	**Δ15β**	20X65	1,45	0,52	0,76	0,36
17	**Δ16β**	20X65	9,64	0,98	4,91	0,62
18	**Δ18β**	20X65	2,15	0,69	1,36	0,44
19	**Δ19β**	20X65	1,86	0,56	0,93	0,35
20	**Δ20β**	20X65	1,75	0,50	1,08	0,34
21	**Δ21β**	20X65	1,67	0,52	0,97	0,36
22	**Δ22β**	20X65	5,74	1,04	5,00	0,39

8.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων σε διάτμηση & ενίσχυσή τους

8.4.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων ενισχυμένου κτιρίου σε διάτμηση

Παρακάτω ακολουθεί ο έλεγχος των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων του φορέα σε όλους τους ορόφους βάσει ΕΚΩΣ για σεισμικούς και μή σεισμικούς συνδυασμούς. Να σημειώσουμε ότι πρόκειται για έλεγχο σε όρους δυνάμεων οπότε χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχες αντοχές και συντελεστές ασφαλείας για τα υφιστάμενα και τα προστιθέμενα υλικά όπως ορίζονται στον Πιν.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Βήμα 1° : Εύρεση δυσμενέστερων Δράσεων V_{Sd} και N_{Sd}. Συγκεκριμένα από το δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεων προέκυψαν οι τέμνουσες των υποστυλωμάτων (V_2, V_3) σε κάθε διεύθυνση καθώς επίσης και η θλιπτική αξονική δύναμη.

Βήμα 2°: Εύρεση αντοχής λόγω λοξής θλίψης του κορμού $V_{Rd2,red}$ κατά ΕΚΩΣ. Υπολογίζεται η V_{Rd2} και απομειώνεται σε περίπτωση δυσμενής ύπαρξης ορθών θλιπτικών δυνάμεων σε $V_{Rd2,red}$.σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$\nu = 0.70 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.50\,,(\,f_{ck}\ \sigma\varepsilon\ N/mm^2) \tag{8.1}$$

Με την παραδοχή ότι η γωνία κλίσης των θλιβόμενων διαγωνίων του σκυροδέματος είναι θ=45° ισχύει για γραμμικά στοιχεία ή τοιχώματα :

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \times\ \nu\ \times f_{cd} \times\ b_w \times\ \mathrm{z} \tag{8.2}$$

Έλεγχος ύπαρξης αξονικής δύναμης με δυσμενή επιρροή στην θλιπτική αντοχή του κορμού και απομείωση της $V_{Rd2.}$

$$\sigma_{cp,eff} = (N_{Sd} - f_{yk} \times \frac{A_{s2}}{\gamma_s})/A_c \tag{8.3}$$

$$V_{Rd2,red} = 1.67 \times\ V_{Rd2} \times (1.00 - \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}}) < V_{Rd2} \tag{8.4}$$

Βήμα 3°: Εύρεση διατμητικής αντοχής διατομής V_{Rd3} για σεισμικούς και μη συνδυασμούς. Υπολογίζεται η $\mathbf{V_{cd}}$ ως ποσοστό της $\mathbf{V_{Rd1}}$ ανάλογα το είδος του στοιχείου (γραμμικό ή τοίχωμα) και το είδος της καταπόνησή του (κυρίως καμπτόμενο ή σε στοιχείο υπό κάμψη και θλίψη). Η συμβολή του οπλισμού κορμού στην αντοχή σε διάτμηση $\mathbf{V_{wd}}$ θεωρείται αμελητέα. Επομένως, η διατμητική αντοχή της διατομής αντιστοιχεί στην αντοχή του άοπλο έναντι διατμήσεως σκυροδέματος. Στα υποστυλώματα του αρμού που κατασκευάστηκαν σε επόμενη φάση με ΣΦ10/10 λήφθηκε υπόψη ο εγκάρσιος οπλισμός. Παρακάτω παρουσιάζονται οι σχέσεις που εφαρμόστηκαν:

Προσδιορισμός της $\mathbf{V_{Rd1}}$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\ \times k \times (1.20 + 40\rho_l) + 0.15 \times \sigma_{cp}] \times b_w\ \times \mathrm{d} \tag{8.5}$$

Προσδιορισμός της $\mathbf{V_{cd}}$

$$\boldsymbol{V_{cd}} = \begin{cases} V_{Rd1}\,, & \text{για } \boldsymbol{\mu\eta\ \sigma\varepsilon\iota\sigma\mu\iota\kappa o\acute{\upsilon}\varsigma}\ \text{συνδυασμούς} \\ \begin{cases} 0.30\ \times V_{Rd1}\,, \text{για γραμμικά} \\ 0.25\ \times V_{Rd1}\,, \text{για τοιχώματα} \end{cases}, \boldsymbol{v_d > -0.10}, \text{κυρίως καμπτόμενα} \\ \begin{cases} 0.90 \times V_{Rd1}, \text{για γραμμικά} \\ 0.70 \times V_{Rd1}, \text{για τοιχώματα} \end{cases}, \boldsymbol{v_d \leq -0.10}, \text{υπό κάμψη και θλίψη} \end{cases}, \text{για } \boldsymbol{\sigma\varepsilon\iota\sigma\mu\iota\kappa o\acute{\upsilon}\varsigma} \tag{8.6}$$

Προσδιορισμός της $\mathbf{V_{wd}}$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} * 0.9 * \mathrm{d} * f_{ywd} \tag{8.7}$$

Προσδιορισμός της $\mathbf{V_{Rd3}}$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \tag{8.8}$$

Βήμα 4°: Έλεγχος επάρκειας κατακόρυφων στοιχείων έναντι λοξής θλίψης κορμού. Εφαρμόζεται η ανίσωση ασφαλείας $\mathbf{V_{Sd} \leq V_{Rd2}}$, εντοπίζονται τα στοιχεία που ανεπαρκούν και στη συνέχεια θα ενισχυθούν.

Βήμα 5°: Έλεγχος επάρκειας κατακόρυφων στοιχείων έναντι διατμητικού οπλισμού. Εφαρμόζεται η ανίσωση ασφαλείας $\mathbf{V_{Sd} \leq V_{Rd3}}$, εντοπίζονται τα στοιχεία που ανεπαρκούν και το μέγεθος της έντασης που καλείται να παραλάβει η ενίσχυση.

8.4.1.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων ισογείου σε διάτμηση

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τα υποστυλώματα του ισογείου σε κάθε διεύθυνση κάμψης.

Πίνακας 8-7: Δρώσες τέμνουσες δυνάμεις υποστυλωμάτων ισογείου & αξονική

ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ & ΑΞΟΝΙΚΗ ΥΠΟ ΤΟΝ ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ					
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΙΣΟΓΕΙΟ (KN)			
		LABEL	V2	V3	$N_{ΜΕΣΗ}$
1	K37	79	103,60	70,20	354,68
2	K38	73	156,35	85,34	403,89
3	K39	75	252,51	27,99	321,08
4	K40	77	123,50	78,42	447,30
5	K22	82	57,73	75,67	486,03
6	K23	141	44,01	145,83	374,14
7	K24	143	49,40	130,83	478,87
8	K25	85	57,50	77,64	424,07
9	K26	92	49,21	77,85	477,74
10	K27	96	127,52	328,73	450,54
11	K28	90	36,72	144,30	460,58
12	K29	94	49,33	70,22	390,02
13	K30	15	169,43	146,64	499,56
14	K31	63	123,16	30,72	348,23
15	K32	13	127,57	342,66	382,51
16	K33	80	33,92	78,28	364,82
17	K34	100	279,63	148,41	378,14
18	K35	102	140,09	139,73	471,09
19	K36	98	41,50	188,97	326,49

- **Έλεγχος για κάμψη κάτα τον άξονα X**, δηλαδή στον φορέα αναπτύσσονται τα εντατικά μεγέθη M_3 και V_2.

Πίνακας 8-8: Δεδομένα υποστυλωμάτων ισογείου

Ki	b_w(m)	h(m)	$A_{s,l}$ (m^2)	ρ_l	$A_{s,\theta\lambda\iota\beta}$ (m^2)	d(m)	z(m)	N_{Sd} (kN)	V_2 (kN)
K37	0,40	0,30	0,00083	0,0079	0,00083	0,262	0,224	354,68	103,60
K38	0,45	0,30	0,00063	0,0053	0,00063	0,262	0,224	403,89	156,35
K39	0,20	0,50	0,00103	0,0112	0,00103	0,462	0,424	321,08	252,51
K40	0,40	0,30	0,00083	0,0079	0,00083	0,262	0,224	447,30	123,50
K22	0,40	0,30	0,00083	0,0079	0,00083	0,262	0,224	486,03	57,73
K23	0,60	0,20	0,00103	0,0106	0,00103	0,162	0,124	374,14	44,01
K24	0,60	0,20	0,00103	0,0106	0,00103	0,162	0,124	478,87	49,40
K25	0,40	0,30	0,00083	0,0079	0,00083	0,262	0,224	424,07	57,50
K26	0,40	0,30	0,00083	0,0079	0,00083	0,262	0,224	477,74	49,21
K27	0,80	0,40	0,00157	0,0054	0,00157	0,362	0,324	450,54	127,52
K28	0,60	0,20	0,00103	0,0106	0,00103	0,162	0,124	460,58	36,72
K29	0,40	0,30	0,00083	0,0079	0,00083	0,262	0,224	390,02	49,33
K30	0,50	0,50	0,00094	0,0041	0,00094	0,460	0,420	499,56	169,43
K31	0,30	0,50	0,00094	0,0068	0,00094	0,462	0,424	348,23	123,16
K32	0,80	0,40	0,00157	0,0054	0,00157	0,362	0,324	382,51	127,57
K33	0,40	0,30	0,00083	0,0079	0,00083	0,262	0,224	364,82	33,92
K34	0,50	0,70	0,00094	0,0028	0,00094	0,662	0,624	378,14	279,63
K35	0,50	0,50	0,00094	0,0041	0,00094	0,460	0,420	471,09	140,09
K36	1,00	0,20	0,00094	0,0057	0,00094	0,165	0,130	326,49	41,50

Πίνακας 8-9: Έλεγχος έναντι τέμνουσας σε λοξή θλίψη κορμού $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$

	1.Έλεγχος έναντι τέμνουσας αντοχής λόγω λοξής θλίψης κορμού						
Ki	v	V_{Rd2} (kN)	Ac (m^2)	$\sigma_{cp,ef}$ (MPa)	$\sigma_{cp,ef}$/fcd	$V_{Rd2,red}$ (kN)	Επάρκεια
K37	0,60	358,40	0,12	-0,34	-0,03	358,40	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K38	0,60	403,20	0,14	0,78	0,06	403,20	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K39	0,60	339,20	0,10	-1,70	-0,13	339,20	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K40	0,60	358,40	0,12	0,44	0,03	358,40	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K22	0,66	157,70	0,12	2,73	0,51	128,65	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K23	0,66	130,94	0,12	1,48	0,28	130,94	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K24	0,66	130,94	0,12	2,35	0,44	122,41	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K25	0,66	157,70	0,12	2,21	0,41	154,14	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K26	0,66	157,70	0,12	2,66	0,50	132,06	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K27	0,66	456,19	0,32	0,47	0,09	456,19	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K28	0,66	130,94	0,12	2,20	0,41	128,66	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K29	0,66	157,70	0,12	1,93	0,36	157,70	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K30	0,66	369,60	0,25	1,28	0,24	369,60	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K31	0,66	223,87	0,15	1,12	0,21	223,87	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K32	0,66	456,19	0,32	0,26	0,05	456,19	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K33	0,66	157,70	0,12	1,72	0,32	157,70	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K34	0,66	549,12	0,35	0,57	0,11	549,12	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K35	0,66	369,60	0,25	1,16	0,22	369,60	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K36	0,66	228,80	0,20	0,73	0,14	228,80	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 8-10: Έλεγχος έναντι αντοχής σε τέμνουσα $V_{Sd} \leq V_{Rd3}$

	2. Έλεγχος έναντι αντοχής σε τέμνουσα $V_{Sd} < V_{Rd3}$												
	i. Διατμητική αντοχή άοπλου σκ/τος V_{Rd1}		ii. Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού V_{wd}		Μη σεισμικοί συνδυασμοί				Σεισμικοί συνδυασμοί				
Ki	σ_{cp} (MPa)	V_{Rd1} (kN)	A_{sw}/s	V_{wd} (kN)	V_{cd}	V_{Rd3} (kN)	Έλεγχος	ΔV(kN)	v_d	V_{cd}	V_{Rd3}	Έλεγχος	ΔV(kN)
K37	2,96	109,24	0,0016	161,04	109,24	270,28	OK	0,00	0,65	98,32	259,36	*OK*	0,00
K38	2,99	118,72	0,0016	161,04	118,72	279,76	*OK*	*0,00*	0,66	106,85	267,89	*OK*	0,00
K39	3,21	95,60	0,0016	283,97	95,60	379,57	*OK*	*0,00*	0,71	86,04	370,01	*OK*	0,00
K40	3,73	121,37	0,0016	161,04	121,37	282,41	*OK*	*0,00*	0,82	109,23	270,28	*OK*	0,00
K22	4,05	97,75	0,00	0,00	97,75	97,75	OK	0,00	0,89	87,97	87,97	OK	0,00
K23	3,12	81,84	0,00	0,00	81,84	81,84	OK	0,00	0,69	73,65	73,65	OK	0,00
K24	3,99	94,56	0,00	0,00	94,56	94,56	OK	0,00	0,88	85,11	85,11	OK	0,00
K25	3,53	89,63	0,00	0,00	89,63	89,63	OK	0,00	0,78	80,67	80,67	OK	0,00
K26	3,98	96,66	0,00	0,00	96,66	96,66	OK	0,00	0,88	87,00	87,00	OK	0,00
K27	1,41	223,38	0,0016	222,51	223,38	445,89	OK	0,00	0,31	201,04	423,55	OK	0,00
K28	3,84	92,34	0,00	0,00	92,34	92,34	OK	0,00	0,85	83,11	83,11	OK	0,00
K29	3,25	85,17	0,00	0,00	85,17	85,17	OK	0,00	0,72	76,66	76,66	OK	0,00
K30	2,00	183,14	0,0016	282,74	183,14	465,88	OK	0,00	0,44	164,82	447,57	*OK*	0,00
K31	2,32	85,48	0,00	0,00	85,48	85,48	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***37,68***	0,51	76,93	76,93	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	46,23
K32	1,20	214,14	0,0016	222,51	214,14	436,65	OK	0,00	0,26	192,73	415,24	OK	0,00
K33	3,04	81,87	0,00	0,00	81,87	81,87	OK	0,00	0,67	73,68	73,68	OK	0,00
K34	1,08	183,91	0,0016	406,91	183,91	590,81	*OK*	*0,00*	0,24	165,52	572,42	*OK*	0,00
K35	1,88	179,21	0,0016	282,74	179,21	461,95	OK	0,00	0,42	161,29	444,03	OK	0,00
K36	1,63	94,61	0,00	0,00	94,61	94,61	OK	0,00	0,36	66,22	66,22	OK	0,00

- **Έλεγχος για κάμψη κάτα τον άξονα Y**, δηλαδή για στον φορέα αναπτύσσονται τα εντατικά μεγέθη M_2 και V_3. Τώρα τα αποτελέσματα δίνονται συνοπτικότερα.

Πίνακας 8-11: Διατμητικός έλεγχος επάρκειας έναντι V_3

						2. Έλεγχος έναντι αντοχής σε τέμνουσα $V_{Sd} < V_{Rd3}$												
	Δράσεις	1.Έλεγχος έναντι τέμνουσας αντοχής λόγω λοξής θλίψης κορμού				i. Διατμητική αντοχή άοπλου σκ/τος V_{Rd1}		ii. Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού V_{wd}		Μη σεισμικοί συνδυασμοί				Σεισμικοί συνδυασμοί				
Ki	V_3(kN)	v	V_{Rd2} (kN)	$V_{Rd2,red}$ (kN)	Επάρκεια	σ_{cp} (MPa)	V_{Rd1} (kN)	A_{sw}/s	V_{wd} (kN)	V_{cd}	V_{Rd3} (kN)	Έλεγχος	ΔV(kN)	v_d	Vcd	V_{Rd3}	Έλεγχος	ΔV(kN)
K37	70,20	0,66	175,82	175,82	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	2,96	109,62	0,0016	227,42	109,62	337,05	OK	0,00	0,65	98,66	326,08	OK	0,00
K38	85,34	0,66	161,57	161,57	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	3,37	113,78	0,0016	104,49	113,78	218,27	OK	0,00	0,66	102,40	206,89	OK	0,00
K39	27,99	0,66	180,58	180,58	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	2,68	99,88	0,0016	350,36	99,88	450,24	OK	0,00	0,71	89,89	440,25	OK	0,00
K40	78,42	0,66	175,82	175,82	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	3,73	122,47	0,0016	227,42	122,47	349,90	OK	0,00	0,82	110,23	337,65	OK	0,00
K22	75,67	0,66	175,82	143,43	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	4,05	100,23	0,00	0,00	100,23	100,23	OK	0,00	0,89	90,21	90,21	OK	0,00
K23	145,83	0,66	180,58	180,58	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	3,12	82,70	0,00	0,00	82,70	82,70	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***63,13***	0,69	74,43	74,43	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***71,40***
K24	130,83	0,66	180,58	168,81	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	3,99	97,62	0,00	0,00	97,62	97,62	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***33,21***	0,88	87,86	87,86	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***42,97***
K25	77,64	0,66	175,82	171,86	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	3,53	91,64	0,00	0,00	91,64	91,64	OK	0,00	0,78	82,47	82,47	OK	0,00
K26	77,85	0,66	175,82	147,24	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	3,98	99,08	0,00	0,00	99,08	99,08	OK	0,00	0,88	89,17	89,17	OK	0,00
K27	328,73	0,66	487,87	487,87	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,41	179,66	0,0016	473,29	179,66	652,94	*OK*	*0,00*	0,31	161,69	634,98	*OK*	*0,00*
K28	144,30	0,66	180,58	177,43	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	3,84	95,02	0,00	0,00	95,02	95,02	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***49,28***	0,85	85,52	85,52	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***58,78***
K29	70,22	0,66	175,82	175,82	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	3,25	86,91	0,00	0,00	86,91	86,91	OK	0,00	0,72	78,22	78,22	OK	0,00
K30	146,64	0,66	372,24	372,24	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	2,00	185,80	0,0016	288,89	185,80	474,69	OK	0,00	0,44	167,22	456,11	*OK*	0,00
K31	30,72	0,66	213,84	213,84	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	2,32	89,58	0,00	0,00	89,58	89,58	OK	0,00	0,51	80,62	80,62	*OK*	0,00
K32	342,66	0,66	487,87	487,87	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,20	169,83	0,0016	473,29	169,83	643,12	*OK*	*0,00*	0,26	152,85	626,14	*OK*	*0,00*
K33	78,28	0,66	175,82	175,82	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	3,04	83,42	0,00	0,00	83,42	83,42	OK	0,00	0,67	75,07	75,07	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***3,21***
K34	148,41	0,66	521,14	521,14	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,08	209,38	0,0016	288,89	209,38	498,27	OK	0,00	0,24	188,44	477,33	OK	0,00
K35	139,73	0,66	372,24	372,24	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,88	181,78	0,0016	288,89	181,78	470,67	OK	0,00	0,42	163,61	452,50	OK	0,00
K36	188,97	0,66	307,30	307,30	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,63	74,81	0,00	0,00	74,81	74,81	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***114,16***	0,36	52,37	52,37	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***136,60***

Όπως φαίνεται παραπάνω, κάποια υποστυλώματα εμφανίζουν ανεπάρκεια στη διεύθυνση δύο (2) και κάποια στην τρία (3) με αποτέλεσμα να απαιτείται ενίσχυση σε καθένα από αυτά τουλάχιστον στη μια διεύθυνση. Βέβαια, αξίζει να σημειωθεί ότι κανένα στοιχείο δεν εμφανίζει ανεπάρκεια λόγω λοξής θλίψης κορμού.

8.4.1.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων α' ορόφου σε διάτμηση

Ακολουθείται η ίδια διαδικασία με παραπάνω και παρατίθενται για λόγους πληρότητας τα αποτελέσματα γι' αυτόν τον όροφο. Τα χαρακτηριστικά των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου είναι ακριβώς ίδια με αυτά των υποστυλωμάτων του ισογείου με τη διαφορά ότι στον όροφο δεν έχουμε κανέναν μανδύα ενίσχυσης.

Πίνακας 8-12: Δρώσες τέμνουσες δυνάμεις υποστυλωμάτων α' ορόφου & αξονική

ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ & ΑΞΟΝΙΚΗ ΥΠΟ ΤΟΝ ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ					
α/α	ΟΝΟΜΑ	Α ΟΡΟΦΟΣ (KN)			
		LABEL	V2	V3	$N_{ΜΕΣΗ}$
1	K37	81	72,14	76,10	155,90
2	K38	74	143,07	83,44	170,01
3	K39	76	200,74	37,08	127,25
4	K40	78	103,93	76,04	180,53
5	K22	83	45,15	88,00	232,55
6	K23	142	37,81	149,36	167,44
7	K24	144	49,66	127,18	233,23
8	K25	86	36,11	85,19	174,90
9	K26	93	45,50	83,84	256,72
10	K27	97	21,03	109,80	197,44
11	K28	91	43,29	147,22	219,78
12	K29	95	34,63	76,15	167,92
13	K30	25	48,43	40,46	175,97
14	K31	71	132,23	29,98	139,61
15	K32	14	33,39	118,02	191,62
16	K33	84	31,44	78,58	167,25
17	K34	101	153,44	45,02	143,41
18	K35	103	51,00	34,44	147,66
19	K36	99	67,59	75,13	134,87

- **Έλεγχος για κάμψη κάτα τον άξονα X**, δηλαδή όταν στον φορέα αναπτύσσονται τα εντατικά μεγέθη M_3 και $\mathbf{V_2}$.

Πίνακας 8-13: Έλεγχος σε λοξή θλιψη του κορμού κατά τη διεύθυνση 2

			Δράσεις		1.Έλεγχος έναντι τέμνουσας αντοχής λόγω λοξής θλίψης κορμού			
Ki	b_w(m)	h(m)	N_{Sd} (kN)	V_2 (kN)	v	V_{Rd2} (kN)	$V_{Rd2,red}$ (kN)	**Επάρκεια**
K37	0,40	0,30	155,90	72,14	0,60	377,28	377,28	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K38	0,20	0,60	170,01	143,07	0,60	404,64	404,64	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K39	0,60	0,20	127,25	200,74	0,60	349,92	349,92	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K40	0,40	0,30	180,53	103,93	0,60	377,28	377,28	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K22	0,40	0,30	232,55	45,15	0,66	166,00	166,00	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K23	0,60	0,20	167,44	37,81	0,66	153,96	153,96	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K24	0,60	0,20	233,23	49,66	0,66	153,96	153,96	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K25	0,40	0,30	174,90	36,11	0,66	166,00	166,00	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K26	0,40	0,30	256,72	45,50	0,66	166,00	166,00	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K27	0,60	0,20	197,44	21,03	0,66	153,96	153,96	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K28	0,60	0,20	219,78	43,29	0,66	153,96	153,96	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K29	0,40	0,30	167,92	34,63	0,66	166,00	166,00	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K30	0,30	0,30	175,97	48,43	0,66	123,55	123,55	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K31	0,30	0,50	139,61	132,23	0,66	219,54	219,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K32	0,60	0,20	191,62	33,39	0,66	153,96	153,96	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K33	0,40	0,30	167,25	31,44	0,66	166,00	166,00	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K34	0,30	0,50	143,41	153,44	0,66	219,54	219,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K35	0,30	0,30	147,66	51,00	0,66	123,55	123,55	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
K36	1,00	0,20	134,87	67,59	0,66	261,36	261,36	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 8-14: Έλεγχος επάρκειας διατμητικού οπλισμού – Διεύθυνση V_2

	2. Έλεγχος έναντι αντοχής σε τέμνουσα $V_{Sd} < V_{Rd3}$												
	i. Διατμητική αντοχή άοπλου σκ/τος V_{Rd1}		ii. Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού V_{wd}		Μη σεισμικοί συνδυασμοί				Σεισμικοί συνδυασμοί				
Ki	σ_{cp} (MPa)	V_{Rd1} (kN)	A_{sw}/s	V_{wd} (kN)	V_{cd}	V_{Rd3} (kN)	Έλεγχος	ΔV(kN)	v_d	Vcd	V_{Rd3}	Έλεγχος	ΔV(kN)
K37	1,30	83,20	0,0016	161,04	83,20	244,24	ΟΚ	0,00	0,65	74,88	235,92	*ΟΚ*	0,00
K38	1,42	72,92	0,0016	345,44	72,92	418,36	*ΟΚ*	*0,00*	0,66	65,63	411,07	*ΟΚ*	0,00
K39	1,06	82,47	0,0016	99,58	82,47	182,05	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***18,69***	0,71	74,22	173,80	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	26,94
K40	1,50	86,43	0,0016	161,04	86,43	247,47	*ΟΚ*	*0,00*	0,82	77,78	238,82	*ΟΚ*	0,00
K22	1,94	64,54	0,00	0,00	64,54	64,54	ΟΚ	0,00	0,89	58,09	58,09	ΟΚ	0,00
K23	1,40	56,72	0,00	0,00	56,72	56,72	ΟΚ	0,00	0,69	51,05	51,05	ΟΚ	0,00
K24	1,94	64,72	0,00	0,00	64,72	64,72	ΟΚ	0,00	0,88	58,24	58,24	ΟΚ	0,00
K25	1,46	56,99	0,00	0,00	56,99	56,99	ΟΚ	0,00	0,78	51,29	51,29	ΟΚ	0,00
K26	2,14	67,71	0,00	0,00	67,71	67,71	ΟΚ	0,00	0,88	60,94	60,94	ΟΚ	0,00
K27	1,65	60,37	0,00	0,00	60,37	60,37	ΟΚ	0,00	0,31	54,33	54,33	ΟΚ	0,00
K28	1,83	63,08	0,00	0,00	63,08	63,08	ΟΚ	0,00	0,85	56,77	56,77	ΟΚ	0,00
K29	1,40	56,08	0,00	0,00	56,08	56,08	ΟΚ	0,00	0,72	50,47	50,47	ΟΚ	0,00
K30	1,96	48,37	0,00	0,00	48,37	48,37	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***0,06***	0,44	43,54	43,54	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	4,90
K31	0,93	54,27	0,00	0,00	54,27	54,27	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***77,96***	0,51	48,84	48,84	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	83,39
K32	1,60	59,66	0,00	0,00	59,66	59,66	ΟΚ	0,00	0,26	53,69	53,69	ΟΚ	0,00
K33	1,39	55,99	0,00	0,00	55,99	55,99	ΟΚ	0,00	0,67	50,39	50,39	ΟΚ	0,00
K34	0,96	54,79	0,00	0,00	54,79	54,79	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	***98,65***	0,24	49,31	49,31	***ΕΝΙΣΧΥΣΗ***	104,13
K35	1,64	44,69	0,00	0,00	44,69	44,69	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***6,30***	0,42	40,22	40,22	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	10,77
K36	0,67	70,89	0,00	0,00	70,89	70,89	ΟΚ	0,00	0,36	49,63	49,63	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	17,97

- **Έλεγχος για κάμψη κάτα τον άξονα Y**, δηλαδή για στον φορέα αναπτύσσονται τα εντατικά μεγέθη M_2 και V_3. Τώρα τα αποτελέσματα δίνονται συνοπτικότερα.

Πίνακας 8-15: Διατμητικός έλεγχος επάρκειας-στύλοι α' ορόφου-διεύθυνση V_3

				2. Έλεγχος έναντι αντοχής σε τέμνουσα $V_{Sd} < V_{Rd3}$												
	Δράσεις	1.Έλεγχος έναντι τέμνουσας αντοχής λόγω λοξής θλίψης κορμού		i. Διατμητική αντοχή άοπλου σκ/τος V_{Rd1}			ii. Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού V_{wd}		Μη σεισμικοί συνδυασμοί				Σεισμικοί συνδυασμοί			
Ki	V_3 (kN)	$V_{Rd2,red}$ (kN)	Επάρκεια	σ_{cp} (MPa)	ρ_l	V_{Rd1} (kN)	A_{sw}/s	V_{wd} (kN)	V_{cd}	V_{Rd3} (kN)	Έλεγχος	ΔV(kN)	Vcd	V_{Rd3}	Έλεγχος	ΔV(kN)
K37	76,10	384,00	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,30	0,00873	82,29	0,0016	161,04	82,29	243,33	ΟΚ	*0,00*	74,06	235,10	*ΟΚ*	0,00
K38	83,44	297,60	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,42	0,01060	87,67	0,0016	345,44	87,67	433,11	*ΟΚ*	*0,00*	78,90	424,34	*ΟΚ*	0,00
K39	37,08	416,00	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,06	0,00561	66,79	0,0016	99,58	66,79	166,37	*ΟΚ*	*0,00*	60,11	159,69	*ΟΚ*	0,00
K40	76,04	384,00	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,50	0,00873	85,61	0,0016	161,04	85,61	246,65	*ΟΚ*	*0,00*	77,05	238,09	*ΟΚ*	0,00
K22	88,00	168,96	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,94	0,00873	64,64	0,00	0,00	64,64	64,64	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***23,35***	58,18	58,18	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**29,82**
K23	149,36	183,04	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,40	0,00561	50,03	0,00	0,00	50,03	50,03	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***99,33***	45,03	45,03	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**104,33**
K24	127,18	183,04	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,94	0,00561	59,24	0,00	0,00	59,24	59,24	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***67,94***	53,32	53,32	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**73,86**
K25	85,19	168,96	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,46	0,00873	56,86	0,00	0,00	56,86	56,86	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***28,33***	51,17	51,17	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**34,02**
K26	83,84	168,96	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	2,14	0,00873	67,90	0,00	0,00	67,90	67,90	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***15,94***	61,11	61,11	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**22,73**
K27	109,80	183,04	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,65	0,00561	54,23	0,00	0,00	54,23	54,23	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***55,57***	48,81	48,81	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**60,99**
K28	147,22	183,04	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,83	0,00561	57,36	0,00	0,00	57,36	57,36	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***89,86***	51,62	51,62	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**95,60**
K29	76,15	168,96	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,40	0,00873	55,92	0,00	0,00	55,92	55,92	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***20,23***	50,32	50,32	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**25,82**
K30	40,46	116,16	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,96	0,00806	48,37	0,00	0,00	48,37	48,37	ΟΚ	*0,00*	43,54	43,54	*ΟΚ*	0,00
K31	29,98	193,60	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	0,93	0,00638	58,77	0,00	0,00	58,77	58,77	*ΟΚ*	*0,00*	52,90	52,90	*ΟΚ*	0,00
K32	118,02	183,04	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,60	0,00561	53,42	0,00	0,00	53,42	53,42	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***64,60***	48,07	48,07	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**69,94**
K33	78,58	168,96	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,39	0,00873	55,83	0,00	0,00	55,83	55,83	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***22,76***	50,24	50,24	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**28,34**
K34	45,02	193,60	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	0,96	0,00638	59,27	0,00	0,00	59,27	59,27	*ΟΚ*	*0,00*	53,34	53,34	*ΟΚ*	0,00
K35	34,44	116,16	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	1,64	0,00806	44,69	0,00	0,00	44,69	44,69	ΟΚ	*0,00*	40,22	40,22	ΟΚ	0,00
K36	75,13	323,84	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ	0,67	0,00654	48,21	0,00	0,00	48,21	48,21	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	***26,92***	33,75	33,75	**ΕΝΙΣΧΥΣΗ**	**41,38**

Έχει καταστεί σαφές πλέον ότι το κτίριο αυτό υποφέρει σε διάτμηση, πράγμα που ήταν αναμενόμενο αφού δεν διαθέτει καθόλου οπλισμό διάτμησης. Μάλιστα η εικόνα των ανεπαρκειών στον 1ο όροφο είναι χειρότερη, γεγονός αναμενόμενο καθώς στον 1ο όροφο δεν

έχει εφαρμοστεί καμία ενίσχυση με μανδύα. Κρίνεται, λοιπόν, αναγκαίο να ενισχυθούν τα στοιχεία του, προκειμένου να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητα όλης της κατασκευής σε διάτμηση.

8.4.2 Ενίσχυση έναντι τέμνουσας με χρήση σύνθετων υλικών

8.4.2.1 Ανεπάρκεια έναντι λοξής θλίψης κορμού

Η ανεπάρκεια ενός στοιχείου Ο.Σ. σε τέμνουσα λόγω λοξής θλίψης $\mathbf{V_{Sd}>V_{Rd,max}}$ αντιμετωπίζεται είτε με περίσφιγξη είτε με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος με τη μορφή μανδύα. Στην περίπτωση εφαρμογής περίσφιγξης, η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω λοξής θλίψης $\mathbf{V_{Rdmax}}$ υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΚ2 με χρήση της αυξημένης θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος. Στην περίπτωση προσθήκης νέων στρώσεων ή μανδύα σκυροδέματος, ελέγχεται η ανίσωση ασφαλείας:

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rd,r} + V_{RM}}{\gamma_{Rd}} \tag{8.9}$$

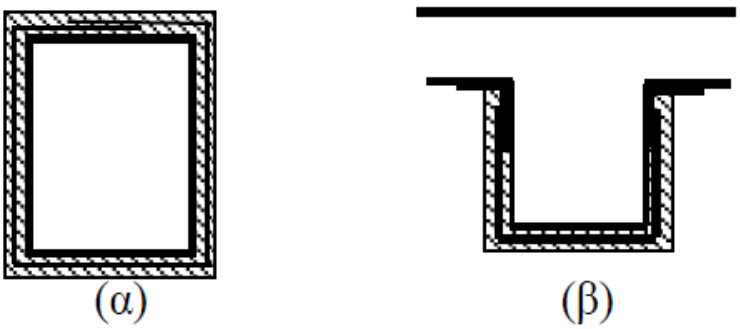
όπου:

$\mathbf{V_{Sd}}$ η δρώσα τέμνουσα σχεδιασμού

$\mathbf{V_{Rd,r}}$ η αντίσταση τέμνουσας $V_{Rd,max}$ του αρχικού δομικού στοιχείου

$\mathbf{V_{RM}}$ η αντίσταση σε τέμνουσα $V_{Rd,max}$ των πρόσθετων στρώσεων ή του μανδύα.

γ_{Rd} συντελεστής ο οποίος καλύπτει τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τη σύγχρονη επιστράτευση των δύο αντιστάσεων. Μπορεί να ληφθεί γ_{Rd}=1.25



Εικόνα 8-32: Ενδεικτικοί τρόποι ενίσχυσης σε διάτμηση έναντι ανεπάρκειας σε λοξή θλίψη (α)Κλειστές ενισχύσεις και (β) Ανοικτές ενισχύσεις με ισχυρή σύνδεση στα άκρα

Όταν η κατασκευή μανδύα (δηλ. "κλειστή ενίσχυση") είναι ανέφικτη, η προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος ως "ανοικτή" ενίσχυση, πρέπει να καλύπτει τουλάχιστον 3 πλευρές του αρχικού στοιχείου. Σ' αυτήν την περίπτωση πρέπει να αποδεικνύεται υπολογιστικώς ότι εξασφαλίζεται επαρκής αγκύρωση των άκρων των συνδετήρων του μανδύα στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος, ελέγχοντας και όλους τους ενδεχόμενους τρόπους αστοχίας των στοιχείων αγκύρωσης και των στηριγμάτων τους.

8.4.2.2 Ανεπάρκεια οπλισμού διάτμησης

Η ενίσχυση έναντι τέμνουσας ενός στοιχείου Ο.Σ. η οποία απαιτείται λόγω ανεπάρκειας του οπλισμού διάτμησης (V_{Sd}> V_{Rd3}), μπορεί να γίνει είτε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, είτε με εξωτερικά στοιχεία από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή τα οποία επικολλώνται πλήρως

επί του στοιχείου, αναλαμβάνοντας ρόλο οπλισμού διάτμησης, ανάλογου με αυτόν του αντίστοιχου συμβατικού οπλισμού. Τα εξωτερικά στοιχεία μπορούν να έχουν την μορφή επικολλητών φύλλων ή κολλάρων (εξωτερικοί συνδετήρες). Στην περίπτωση χρήσης χάλυβα, τα κολλάρα μπορεί να είναι ράβδοι ή ελάσματα, ενώ στην περίπτωση χρήσης ινοπλισμένου πολυμερούς είναι λωρίδες από υφάσματα ή ελάσματα. Συνιστάται η επιδίωξη "κλειστών" ενισχύσεων με την μορφή ολόπλευρων μανδυών ή κολλάρων που περιβάλλουν ολόκληρη τη διατομή του στοιχείου. Στην περίπτωση που αυτό δεν είναι εφικτό, απαιτείται η πλήρης αγκύρωση του διατμητικού οπλισμού της "ανοικτής"ενίσχυσης στο υφιστάμενο σκυρόδεμα με πρόσθετα στοιχεία σύνδεσης, με επαρκή ικανότητα για την μεταφορά των δυνάμεων στο αρχικό στοιχείο. Πάντως δεν επιτρέπονται "ανοικτές" ενισχύσεις με ανεξάρτητα ελάσματα ή υφάσματα ΙΟΠ επικολλημένα στις παρειές του στοιχείου: "Ανοικτές" ενισχύσεις επιτρέπονται μόνο υπό μορφή συνεχούς U.

Ειδικά στην περίπτωση ενίσχυσης με εξωτερικά στοιχεία από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή, η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω οπλισμού διάτμησης ($V_{Rd,tot}$) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{Rd,tot} = V_{Rd,s} + V_{jd} \tag{8.10}$$

Όπου:
$\mathbf{V_{Rd,s}}$ είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου.
$\mathbf{V_{jd}}$ είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης. Ισχύει:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} * \rho_j * b_w * h_{j,eff} * (\cot\theta + cot\alpha) * sin^2 a \tag{8.11}$$

Όπου:
$\boldsymbol{\sigma_{jd}}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης
$\boldsymbol{\rho_j}$ είναι το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού και ορίζεται ως:

$$\rho_j = \frac{2 * A_j}{s_j * b_w * \sin a} \tag{8.12}$$

$$A_j = t_j * w_j \tag{8.13}$$

$\boldsymbol{t_j}$ το πάχος του εξωτερικού οπλισμού
$\boldsymbol{w_j}$ το πλάτος του εξωτερικού οπλισμού
$\boldsymbol{s_j}$ η αξονική απόσταση του εξωτερικού οπλισμού στην περίπτωση λωρίδων
Για συνεχή φύλλα $t_j = \frac{A_j}{s_j}$ και $w_j = s_j$
$\boldsymbol{h_{j,eff}}$ είναι το ενεργό ύψος της ενίσχυσης. Μπορεί να θεωρηθεί $h_{j,eff} = \frac{2}{3} d$
θ η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών, η οποία μπορεί να θεωρηθεί ίση προς 45°
α η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς το διαμήκη άξονα του στοιχείου. Στην περίπτωση ενίσχυσης με ινοπλισμένα πολυμερή, η γωνία α είναι η γωνία των κύριων ινών του πολυμερούς ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου.
$\boldsymbol{b_w}$ είναι το πλάτος της διατομής

8.4.2.2.1 Τιμή σχεδιασμού της ενεργούς τάσεως σ_{jd} του νέου οπλισμού διατμήσεως

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσεως σ_{jd} του νέου οπλισμού διάτμησης, εκτιμάται με βάση μια κρίσιμη τιμή της τάσης $\sigma_{j,crit}$ ή της παραμορφώσεως $\varepsilon_{j,crit}$ του υλικού ενίσχυσης, η οποία εξαρτάται από τη μορφή αστοχίας. Ως τιμή σχεδιασμού σ_{jd} θεωρείται αυτή που αντιστοιχεί στη δυσμενέστερη από τις ακόλουθες δυο μορφές αστοχίας:

Α. Αστοχία του ιδίου του υλικού ενίσχυσης

Έναντι αυτής, πρέπει :

$$\sigma_{jd} \leq \frac{f_{ik}}{\gamma_m} \tag{8.14}$$

Όπου:
f_{jk} είναι η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης. Ισχύει $f_{jk}= E_j * \varepsilon_{j,crit}$
γ_m είναι ο συντελεστής ασφαλείας για το υλικό ενίσχυσης

Όταν χρησιμοποιείται ΙΟΠ, η αστοχία του υλικού μπορεί να συμβεί υπό παραμορφώσεις σημαντικά μικρότερες της συμβατικής παραμόρφωσης αστοχίας του υλικού (όπως αυτή προκύπτει από τις δοκιμές αξονικού εφελκυσμού), λόγω τοπικής υπερκαταπόνισης στην θέση όπου γεφυρώνεται το μεγαλύτερο άνοιγμα μιας κρίσιμης διατμητικής ρωγμής. Έναντι αυτού του δυσμενούς ενδεχομένου, λαμβάνεται :

$$\varepsilon_{j,\text{crit}} = k_v \times \varepsilon_{j,max} \tag{8.15}$$

Όπου:
k_v συντελεστής που εκφράζει την περίπου τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων κατά μήκος της κρίσιμης λοξής ρωγμής και λαμβάνεται $k_v=\frac{1}{2}$

$$\varepsilon_{j,\text{max}} = \varepsilon_{ju} * \psi \leq 1.5\% \tag{8.16}$$

Όπου:
ε_{ju} είναι η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του υλικού
ψ είναι ο μειωτικός συντελεστής πολλών στρώσεων

Η μέγιστη τιμή $\varepsilon_{j,max}$=1.5% στοχεύει στον περιορισμό του ανοίγματος μιας κρίσιμης λοξής ρωγμής πέραν της οποίας μειώνεται η συμβολή του σκυροδέματος (V_c) στην διατμητική αντοχή του μέλους, η δε αστοχία συμβαίνει πριν από την εξάντληση της αντοχής του υλικού ενίσχυσης.

Β. Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του

Έναντι αυτής της αστοχίας πρέπει:

$$\sigma_{jd} \leq \sigma_{j,crit} * \gamma_{Rd} \tag{8.17}$$

Όπου: γ_{Rd} είναι κατάλληλος συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος.

Αυτή η μορφή αστοχίας αφορά μόνο τις κατά παρέκκλιση επιτρεπόμενες ανοικτές ενισχύσεις που δεν έχουν πρόσθετα ακραία στοιχεία αγκύρωσης, και η αγκύρωση των άκρων τους εξασφαλίζεται μόνο με πρόσφυση μέσω εποξειδικής κόλλας.

Στην περίπτωση "κλειστών" ενισχύσεων, η αστοχία αυτή αποφεύγεται εξασφαλίζοντας την περιμετρική συνέχεια του στοιχείου ενίσχυσης. Αν το υλικό του στοιχείου ενίσχυσης είναι ΙΟΠ,

η περιμετρική συνέχεια θεωρείται ότι εξασφαλίζεται μέσω επαρκούς (της τάξεως των 150mm) υπερκάλυψης των δύο άκρων του υφάσματος ΙΟΠ. Αν το υλικό είναι χάλυβας, η συνέχεια θεωρείται ότι εξασφαλίζεται μέσω ηλεκτροσυγκολλήσεων ή μηχανικών συνδέσμων, η αντοχή των οποίων σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ελέγχεται υπολογιστικώς.

"Ανοικτές" ενισχύσεις μπορεί να θεωρηθούν ως οιονεί "κλειστές", εάν εξασφαλίζεται η πλήρης αγκύρωση των άκρων τους στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος, ελέγχοντας και όλους τους ενδεχόμενους τρόπους αστοχίας των στοιχείων αγκύρωσης.

Ο συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος γ_{Rd} λαμβάνεται ίσος με 1.2. Οι τιμές των $\sigma_{j,crit}$ ή $\varepsilon_{j,crit}$ προσδιορίζονται με χρήση αξιόπιστων δεδομένων της διεθνούς βιβλιογραφίας. Ελλείψει τέτοιων δεδομένων μπορεί να θεωρηθεί:

$$\sigma_{j,\mathrm{crit}} = k_v \times \sigma_{j,max} \tag{8.18}$$

με k_v=0.40+0.25λ≤0.65

Όπου:

L_{av}=$h_{j,ef}$ είναι το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού ενίσχυσης

L_e είναι το αντίστοιχο ενεργό μήκος αγκύρωσης (δηλ. το μήκος αγκύρωσης πέραν του οποίου η αναλαμβανόμενη δύναμη από το υλικό ενίσχυσης δεν αυξάνεται) και μπορεί να ληφθεί από την σχέση:

$$\mathrm{L_e} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2 f_{ctm}}}\,(MPa, mm) \tag{8.19}$$

$$\sigma_{\mathrm{j,max}} = \beta \frac{\tau_b^{\alpha\pi o\kappa}}{t_j} L_e \tag{8.20}$$

$$\tau_b^{\alpha\pi o\kappa} \cong f_{ctm} \tag{8.21}$$

Όπου:

$\boldsymbol{t_j}$ είναι το πάχος του υλικού ενίσχυσης. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται k επάλληλες στρώσεις υλικού ενίσχυσης πάχους t_{j1} λαμβάνεται t_j=$\psi k t_{j1}$, όπου ψ<1 είναι ο μειωτικός συντελεστής πολλών στρώσεων

$\boldsymbol{\beta}$=$\boldsymbol{\beta_w}$ $\boldsymbol{\beta_L}$ διορθωτικός συντελεστής

$\beta_w = \sqrt{\frac{2-\frac{w_j}{s_j}\sin a}{1+\frac{w_j}{s_j}\sin a}}$ συντελεστής επιρροής πλάτους οπλισμού ενίσχυσης, ίσος με $\frac{1}{\sqrt{2}}$ για ενίσχυση με συνεχή φύλλα ή υφάσματα

β_L=$\sin\frac{\pi\lambda}{2}$≅$\lambda(\lambda-2)$ συντελεστής επιρροής διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης με β_L=1 αν λ≥1.0

8.4.2.3 Ενίσχυση υφιστάμενων υποστυλωμάτων σε διάτμηση

Όλα τα υποστυλώματα του φορέα με εξαίρεση αυτά που έχουν ενισχυθεί με μανδύα καθώς επίσης και τα υποστυλώματα του αρμού που διαθέτουν οπλισμό διατμήσεως, ενισχύονται με σύνθετα υλικά, ώστε να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητά τους σε διάτμηση. Η επιλογή της χρήσης σύνθετων υλικών έγινε για τους παρακάτω λόγους:

- Απαιτείται μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο. Η εκκένωση του χώρου δεν είναι αναγκαία και η όχληση στους χρήστες είναι ελάχιστη.

- Η προετοιμασία των προς ενίσχυση στοιχείων είναι μικρή και σύντομη. 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).
- Το βάρος των σύνθετων υλικό είναι μικρό και για την τοποθέτησή τους δεν απαιτείται βαρύς ή ειδικός εξοπλισμός.
- 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 είναι ανάλογο των παραδοσιακών μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης.

Πίνακας 8-16: Τεχνικά χαρακτηριστικά ανθρακοϋφάσματος

Ενίσχυση με Σύνθετα Υλικά - Τεχνικά χαρακτηριστικά ανθρακοϋφάσματος	
Πλάτος Σύνθετων Υλικών w_j	*=50cm*
Αξονική Απόσταση Σύνθετων Υλικών	*sj=0,50m*
Μέτρο Ελαστικότητας Σύνθετων Υλικών	*Ej=240000MPa*
Μέγιστη Εφελκυστική Παραμόρφωση Σύνθετων Υλικών	*εju=1,50%*
Συντελεστής Ασφαλείας Σύνθετων Υλικών	*γm=1,20*
Μέγιστη Εφελκυστική Παραμόρφωση Σύνθετων Υλικών σε Διάτμηση	εjmax=1,50%
Κρίσιμη Εφελκυστική Παραμόρφωση Σύνθετων Υλικών	εjcrit=0,75%
Χαρακτηριστική Τιμή Αντοχής Σύνθετων Υλικών	fjk=1800MPa
Τιμή Σχεδιασμού Ενεργού Τάσης Σύνθετων Υλικών	σjd=1500MPa

Στον παραπάνω πίνακα φαίνονται τα τεχνικά χαρακτηριστικά του σύνθετου υλικού που επιλέχθηκε να είναι ύφασμα με ίνες άνθρακα πλάτους 50cm και πάχους 0,17 mm και 0,09 mm. Στην πλειονότητα επαρκούσε και 1 στρώση ανθρακοϋφάσματος, αλλά αποφασίσαμε να τοποθετήσουμε 2 στρώσεις υπέρ της ασφαλείας και για την κάλυψη σε περίπτωση κακοτεχνιών.

Πίνακας 8-17: Ενίσχυση υποστυλωμάτων ισογείου με μανδύα ΙΟΠ άνθρακα – Δράση ΦΕΚ455

				Πάχος στρώσης (mm)		Μειωτικός συντελεστής αντοχής στρώσης		Απομ.συν. πάχος	kN	ΕΛΕΓΧΟΣ
Ki	**d(m)**	**$h_{j,ef}$**	**$V_{j,Ed}$ (kN)**	**t_{j1}**	**t_{j2}**	**ψ1**	**ψ2**	**$t_{j,απομ}$**	**V_{jd}**	
K23	0,57	0,380	71,40	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	296,4	**OK**
K24	0,57	0,380	42,97	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	296,4	**OK**
K28	0,57	0,380	58,78	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	296,4	**OK**
K31	0,46	0,308	46,23	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	240,2	**OK**
K33	0,37	0,247	3,21	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	192,4	**OK**
K36	0,97	0,647	136,60	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	504,4	**OK**

Πίνακας 8-18: Τελική διατμητική αντοχή ενισχυμένων στύλων ισογείου

	Τελική διατμητική αντοχή V_{Rd} (kN)				Διατμητική δράση		λ_V
	Συνδυασμοί-Διεύθυνση V2		Συνδυασμοί-Διεύθυνση V3		V2	V3	
Ki	Μη σεισμικοί	Σεισμικοί	Μη σεισμικοί	Σεισμικοί			
K23	166,08	157,89	379,10	370,83	44,01	145,83	0,279
K24	178,80	169,35	394,02	384,26	49,40	130,83	0,292
K28	176,58	167,35	391,42	381,92	36,72	144,30	0,219
K31	325,72	317,17	229,98	221,02	123,16	30,72	0,139
K33	218,11	209,92	275,82	267,47	33,92	78,28	0,162
K36	180,41	152,02	579,21	556,77	41,50	188,97	0,273

Πίνακας 8-19: Ενίσχυση υποστυλωμάτων ορόφου με μανδύα ΙΟΠ άνθρακα – Δράση ΦΕΚ455

				Πάχος στρώσης (mm)		Μειωτικός συντελεστής αντοχής στρώσης		Απομ.συν. πάχος	kN	ΕΛΕΓΧΟΣ
Ki	d(m)	$h_{j,ef}$	$V_{j,Ed}$ (kN)	t_{j1}	t_{j2}	ψ1	ψ2	$t_{j,απομ}$	V_{jd}	
K23	0,56	0,373	104,33	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	291,2	OK
K24	0,56	0,373	73,86	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	291,2	OK
K27	0,56	0,373	60,99	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	291,2	OK
K28	0,56	0,373	95,60	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	291,2	OK
K29	0,36	0,240	25,82	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	187,2	OK
K30	0,26	0,173	4,90	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	135,2	OK
K31	0,46	0,308	83,39	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	240,2	OK
K32	0,56	0,373	69,94	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	291,2	OK
K33	0,36	0,240	28,34	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	187,2	OK
K34	0,46	0,308	104,13	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	240,2	OK
K35	0,26	0,173	10,77	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	135,2	OK
K36	0,96	0,640	41,38	0,17	0,09	1,00	1,00	0,26	499,2	OK

Πίνακας 8-20: Τελική διατμητική αντοχή ενισχυμένων στύλων 1^{ου} ορόφου

	Τελική διατμητική αντοχή V_{Rd} (kN)				Διατμητική δράση		λ_V
	Συνδυασμοί-Διεύθυνση V2		Συνδυασμοί-Διεύθυνση V3		V2	V3	
Ki	Μη σεισμικοί	Σεισμικοί	Μη σεισμικοί	Σεισμικοί			
K23	140,96	135,29	341,23	336,23	37,81	149,36	0,279
K24	148,96	142,48	350,44	344,52	49,66	127,18	0,349
K27	144,61	138,57	345,43	340,01	21,03	109,80	0,152
K28	147,32	141,01	348,56	342,82	43,29	147,22	0,307
K29	192,32	186,71	243,12	237,52	34,63	76,15	0,185
K30	183,57	178,74	183,57	178,74	48,43	40,46	0,226
K31	294,51	289,08	193,97	188,10	132,23	29,98	0,159
K32	143,90	137,93	344,62	339,27	33,39	118,02	0,242
K33	192,23	186,63	243,03	237,44	31,44	78,58	0,168
K34	295,03	289,55	194,47	188,54	153,44	45,02	0,239
K35	179,89	175,42	179,89	175,42	51,00	34,44	0,196
K36	156,69	135,43	547,41	532,95	67,59	75,13	0,141

Επομένως στο ισόγειο ενισχύθηκαν τα **K23, K24, K28, K31, K33, K36** με δύο στρώσεις ανθρακοϋφάσματος συνολικού πάχους 0.26mm. Στον α' όροφο όπως ήταν αναμενόμενο ενισχύθηκαν περισσότερα υποστυλώματα σε διάτμηση.

8.5 Διατμητικός έλεγχος υφιστάμενων δοκών & ενίσχυσή τους

Ο έλεγχος των υφιστάμενων δοκών πραγματοποιήθηκε με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση του τελικού ενισχυμένου φορέα. Ο έλεγχος έγινε και για τις δύο φορές κάμψης της πλακοδοκού. Παρακάτω δίνονται συνοπτικά τα αποτελέσματα σε μορφή πινάκων.

Η ενίσχυση πραγματοποιήθηκε με ινοπλισμένα πολυμερή ανθρακοϋφάσματος υπό μορφή συνεχούς **U**, τα οποία επικολλήθηκαν πλήρως επί των δοκών αναλαμβάνοτνας ρόλο οπλισμού διάτμησης. Η επιλογή αυτή έγινε καθώς η κατασκευή ολόπλευρων μανδύων σε ολόκληρη τη διατομή της πλακοδοκού δεν ήταν εφικτή. Στις αντίστοιχες επιμέρους παραγράφους φαίνονται αναλυτικά οι υπολογισμοί.

8.5.1 Έλεγχος δοκών ισογείου έναντι τέμνουσας

Πίνακας 8-21: Τέμνουσα Δράση στα δοκάρια ισογείου υπό τη δυσμενέστερη φόρτιση

Δi	b_w(m)	h(m)		$A_{s,l}$ (m^2)	ρ_l	$A_{s,\theta\lambda\iota\beta}$ (m^2)	d(m)	z(m)	N_{Sd} (kN)	V_2 (kN)
Δ12	0,20	0,60	M_{Rd}^+	0,00063	0,0058	0,00126	0,540	0,502	11,04	153,38
Δ12.A	0,20	0,60	M_{Rd}^+	0,00063	0,0058	0,00126	0,540	0,502	15,57	92,33
Δ13	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00040	0,0034	0,00148	0,585	0,547	6,36	92,02
Δ1β	0,20	0,70	M_{Rd}^+	0,00023	0,0018	0,00045	0,630	0,596	10,47	209,74
Δ2β	0,20	0,70	M_{Rd}^+	0,00023	0,0018	0,00050	0,630	0,598	6,54	206,92
Δ3β	0,20	0,70	M_{Rd}^+	0,00023	0,0018	0,00050	0,630	0,598	8,17	193,80
Δ5β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00063	0,0054	0,00050	0,585	0,553	10,73	223,71
Δ6β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00063	0,0054	0,00050	0,585	0,553	8,46	172,10
Δ7β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00063	0,0054	0,00050	0,585	0,553	11,15	151,49
Δ9β	0,20	0,70	M_{Rd}^+	0,00023	0,0018	0,00050	0,630	0,598	4,80	140,85
Δ10β	0,20	0,70	M_{Rd}^+	0,00023	0,0018	0,00050	0,630	0,598	9,58	104,01
Δ11β	0,20	0,70	M_{Rd}^+	0,00023	0,0018	0,00050	0,630	0,598	15,18	158,84
Δ12β	0,20	0,70	M_{Rd}^+	0,00023	0,0018	0,00050	0,630	0,598	9,28	135,77
Δ13β	0,20	0,70	M_{Rd}^+	0,00023	0,0018	0,00050	0,630	0,598	8,97	187,55
Δ14β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00023	0,0019	0,00045	0,585	0,551	8,47	59,49
Δ15β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00063	0,0054	0,00040	0,585	0,549	8,53	121,74
Δ16β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00023	0,0019	0,00045	0,585	0,551	9,20	151,15
Δ18β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00063	0,0054	0,00103	0,585	0,547	5,89	128,29
Δ19β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00063	0,0054	0,00103	0,585	0,547	10,30	185,67
Δ20β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00063	0,0054	0,00103	0,585	0,547	12,45	175,79
Δ21β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00063	0,0054	0,00103	0,585	0,547	5,85	169,30
Δ22β	0,20	0,65	M_{Rd}^+	0,00023	0,0019	0,00045	0,585	0,551	8,19	188,38

Πίνακας 8-22: Δοκάρια ισογείου – Έλεγχος σε λοξή θλίψη κορμού

	1.Έλεγχος έναντι τέμνουσας αντοχής λόγω λοξής θλίψης κορμού							
Δi	**v**	**V_{Rd2} (kN)**	**Ac (m^2)**	**$\sigma_{cp,ef}$ (MPa)**	**$\sigma_{cp,ef}$/fcd**		**$V_{Rd2,red}$ (kN)**	**Επάρκεια**
Δ12	0,66	176,70	0,12	-1,91	-0,36	2,27	176,70	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ12.Α	0,66	176,70	0,12	-1,87	-0,35	2,26	176,70	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ13	0,66	192,54	0,13	-2,13	-0,40	2,34	192,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ1β	0,66	209,79	0,14	-0,54	-0,10	1,84	209,79	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ2β	0,66	210,50	0,14	-0,64	-0,12	1,87	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ3β	0,66	210,50	0,14	-0,63	-0,12	1,87	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ5β	0,66	194,66	0,13	-0,66	-0,12	1,88	194,66	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ6β	0,66	194,66	0,13	-0,67	-0,13	1,88	194,66	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ7β	0,66	194,66	0,13	-0,65	-0,12	1,87	194,66	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ9β	0,66	210,50	0,14	-0,65	-0,12	1,87	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ10β	0,66	210,50	0,14	-0,62	-0,12	1,86	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ11β	0,66	210,50	0,14	-0,58	-0,11	1,85	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ12β	0,66	210,50	0,14	-0,62	-0,12	1,86	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ13β	0,66	210,50	0,14	-0,62	-0,12	1,87	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ14β	0,66	193,95	0,13	-0,60	-0,11	1,86	193,95	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ15β	0,66	193,25	0,13	-0,53	-0,10	1,83	193,25	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ16β	0,66	193,95	0,13	-0,59	-0,11	1,86	193,95	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ18β	0,66	192,54	0,13	-1,47	-0,28	2,13	192,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ19β	0,66	192,54	0,13	-1,44	-0,27	2,12	192,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ20β	0,66	192,54	0,13	-1,42	-0,27	2,11	192,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ21β	0,66	192,54	0,13	-1,47	-0,28	2,13	192,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ22β	0,66	193,95	0,13	-0,60	-0,11	1,86	193,95	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 8-23: Έλεγχος αντοχής δοκών ισογείου σε τέμνουσα V_{Rd3}

	i. Διατμητική αντοχή άοπλου σκ/τος V_{Rd1}						ii. Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού V_{wd}		Μη σεισμικοί συνδυασμοί				Σεισμικοί συνδυασμοί				
Δi	**τRd**	**k**	**σ_{cp} (MPa)**	**A_{sl}**	**ρ_l**	**V_{Rd1} (kN)**	**A_{sw}/s**	**V_{wd} (kN)**	**V_{cd}**	**V_{Rd3} (kN)**	**Έλεγχος**	**ΔV(kN)**	**v_d**	**V_{cd}**	**V_{Rd3}**	**Έλεγχος**	**ΔV(kN)**
Δ12	0,160	1,060	0,09	0,00063	0,00582	27,78	0,0000	0,00	27,78	27,78	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	125,60	0,02	8,33	8,33	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	145,05
Δ12.Α	0,160	1,060	0,13	0,00063	0,00582	28,39	0,0000	0,00	28,39	28,39	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	63,94	0,02	8,52	8,52	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	83,81
Δ13	0,160	1,015	0,05	0,00040	0,00344	26,31	0,0000	0,00	26,31	26,31	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	65,71	0,01	7,89	7,89	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	84,13
Δ1β	0,160	0,970	0,07	0,00023	0,00180	26,32	0,0000	0,00	26,32	26,32	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	183,42	0,01	7,90	7,90	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	201,85
Δ2β	0,160	0,970	0,05	0,00023	0,00180	25,79	0,0000	0,00	25,79	25,79	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	181,13	0,01	7,74	7,74	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	199,18
Δ3β	0,160	0,970	0,06	0,00023	0,00180	26,01	0,0000	0,00	26,01	26,01	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	167,78	0,01	7,80	7,80	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	185,99
Δ5β	0,160	1,015	0,08	0,00063	0,00537	28,37	0,0000	0,00	28,37	28,37	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	150,60	0,02	8,51	8,51	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	170,46
Δ6β	0,160	1,015	0,07	0,00063	0,00537	28,07	0,0000	0,00	28,07	28,07	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	144,04	0,01	8,42	8,42	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	163,68
Δ7β	0,160	1,015	0,09	0,00063	0,00537	28,43	0,0000	0,00	28,43	28,43	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	123,06	0,02	8,53	8,53	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	142,96
Δ9β	0,160	0,970	0,03	0,00023	0,00180	25,56	0,0000	0,00	25,56	25,56	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	115,29	0,01	7,67	7,67	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	133,19
Δ10β	0,160	0,970	0,07	0,00023	0,00180	26,20	0,0000	0,00	26,20	26,20	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	77,81	0,01	7,86	7,86	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	96,15
Δ11β	0,160	0,970	0,11	0,00023	0,00180	26,96	0,0000	0,00	26,96	26,96	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	131,88	0,02	8,09	8,09	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	150,75
Δ12β	0,160	0,970	0,07	0,00023	0,00180	26,16	0,0000	0,00	26,16	26,16	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	109,60	0,01	7,85	7,85	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	127,92
Δ13β	0,160	0,970	0,06	0,00023	0,00180	26,12	0,0000	0,00	26,12	26,12	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	161,43	0,01	7,84	7,84	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	179,71
Δ14β	0,160	1,015	0,07	0,00023	0,00193	25,45	0,0000	0,00	25,45	25,45	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	34,04	0,01	7,64	7,64	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	51,85
Δ15β	0,160	1,015	0,07	0,00063	0,00537	28,08	0,0000	0,00	28,08	28,08	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	93,66	0,01	8,42	8,42	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	113,32
Δ16β	0,160	1,015	0,07	0,00023	0,00193	25,55	0,0000	0,00	25,55	25,55	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	125,60	0,01	7,67	7,67	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	143,49
Δ18β	0,160	1,015	0,05	0,00063	0,00537	27,72	0,0000	0,00	27,72	27,72	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	100,57	0,01	8,32	8,32	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	119,98
Δ19β	0,160	1,015	0,08	0,00063	0,00537	28,32	0,0000	0,00	28,32	28,32	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	157,35	0,01	8,50	8,50	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	177,17
Δ20β	0,160	1,015	0,10	0,00063	0,00537	28,61	0,0000	0,00	28,61	28,61	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	147,18	0,02	8,58	8,58	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	167,21
Δ21β	0,160	1,015	0,04	0,00063	0,00537	27,72	0,0000	0,00	27,72	27,72	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	141,58	0,01	8,31	8,31	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	160,98
Δ22β	0,160	1,015	0,06	0,00023	0,00193	25,42	0,0000	0,00	25,42	25,42	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	162,96	0,01	7,62	7,62	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	180,76

Όπως ήταν αναμενόμενο ανεπαρκούν στο σύνολό του τα δοκάρια έναντι διάτμησης και απαιτείται ενίσχυσής τους.

8.5.2 Έλεγχος δοκών ορόφου έναντι τέμνουσας

Πίνακας 8-24: Τέμνουσα δράσεις δοκών ορόφου – Επάρκεια σε λοξή θλίψη

Δi	b_w(m)	h(m)	$A_{s,l}$ (m^2)	$A_{s,\theta\lambda\iota\beta}$ (m^2)	d(m)	N_{Sd} (kN)	V_2 (kN)	v	V_{Rd2} (kN)	Ac (m^2)	$V_{Rd2,red}$ (kN)	Επάρκεια
Δ12	0,20	0,60	0,00063	0,00126	0,540	9,44	167,28	0,66	176,70	0,12	176,70	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ12.Α	0,20	0,60	0,00063	0,00126	0,540	9,31	39,57	0,66	176,70	0,12	176,70	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ13	0,20	0,65	0,00040	0,00148	0,585	18,39	68,92	0,66	192,54	0,13	192,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ1β	0,20	0,70	0,00023	0,00045	0,630	17,88	118,60	0,66	209,79	0,14	209,79	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ2β	0,20	0,70	0,00023	0,00050	0,630	18,33	138,27	0,66	210,50	0,14	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ3β	0,20	0,70	0,00023	0,00050	0,630	16,13	183,64	0,66	210,50	0,14	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ5β	0,20	0,65	0,00063	0,00050	0,585	26,50	111,13	0,66	194,66	0,13	194,66	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ6β	0,20	0,65	0,00063	0,00050	0,585	18,29	44,14	0,66	194,66	0,13	194,66	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ7β	0,20	0,65	0,00063	0,00050	0,585	24,27	80,74	0,66	194,66	0,13	194,66	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ9β	0,20	0,70	0,00023	0,00050	0,630	9,85	206,44	0,66	210,50	0,14	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ10β	0,20	0,70	0,00023	0,00050	0,630	11,50	138,27	0,66	210,50	0,14	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ11β	0,20	0,70	0,00023	0,00050	0,630	16,76	82,93	0,66	210,50	0,14	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ12β	0,20	0,70	0,00023	0,00050	0,630	22,58	88,21	0,66	210,50	0,14	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ13β	0,20	0,70	0,00023	0,00050	0,630	23,16	73,70	0,66	210,50	0,14	210,50	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ14β	0,20	0,65	0,00023	0,00045	0,585	4,50	112,50	0,66	193,95	0,13	193,95	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ15β	0,20	0,65	0,00063	0,00040	0,585	5,01	112,50	0,66	193,25	0,13	193,25	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ16β	0,20	0,65	0,00023	0,00045	0,585	2,13	78,37	0,66	193,95	0,13	193,95	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ18β	0,20	0,65	0,00063	0,00103	0,585	15,69	104,49	0,66	192,54	0,13	192,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ19β	0,20	0,65	0,00063	0,00103	0,585	9,76	123,07	0,66	192,54	0,13	192,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ20β	0,20	0,65	0,00063	0,00103	0,585	6,39	37,94	0,66	192,54	0,13	192,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ21β	0,20	0,65	0,00063	0,00103	0,585	12,25	81,80	0,66	192,54	0,13	192,54	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ22β	0,20	0,65	0,00023	0,00045	0,585	5,01	112,50	0,66	193,95	0,13	193,95	ΟΚ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 8-25: Δοκάρια ορόφου – έλεγχος αντοχής σε τέμνουσα $V_{Sd} < V_{Rd3}$

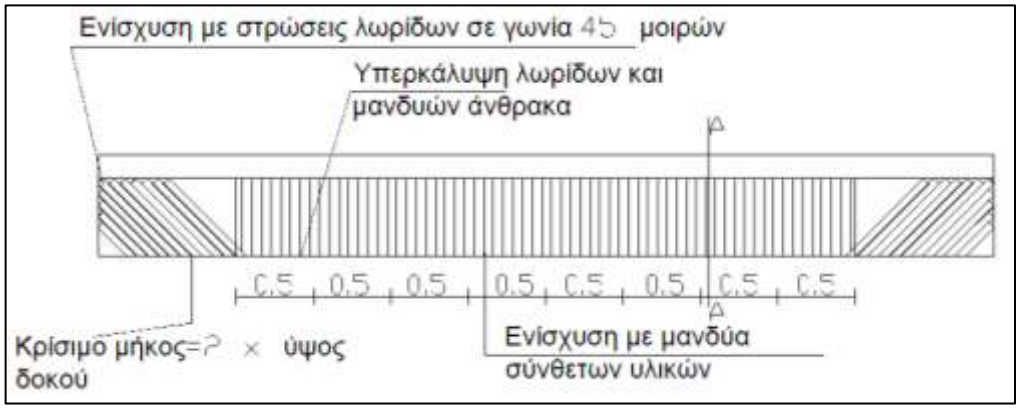
	2. Έλεγχος έναντι αντοχής σε τέμνουσα $V_{Sd} < V_{Rd3}$														
	i. Διατμητική αντοχή άοπλου σκ/τος V_{Rd1}					ii. Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού V_{wd}		Μη σεισμικοί συνδυασμοί				Σεισμικοί συνδυασμοί			
Δi	τRd	k	σ_{cp} (MPa)	ρ_l	V_{Rd1} (kN)	A_{sw}/s	V_{wd} (kN)	V_{cd}	V_{Rd3} (kN)	Έλεγχος	ΔV(kN)	v_d	V_{Rd3}	Έλεγχος	ΔV(kN)
Δ12	0,160	1,060	0,08	0,00582	27,56	0,0005	106,21	27,56	133,77	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	33,50	0,01	114,48	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	52,80
Δ12.Α	0,160	1,060	0,08	0,00582	27,54	0,0005	106,21	27,54	133,75	ΟΚ	0,00	0,01	114,47	*ΟΚ*	0,00
Δ13	0,160	1,015	0,14	0,00344	27,94	0,0005	115,06	27,94	143,00	ΟΚ	0,00	0,03	123,44	*ΟΚ*	0,00
Δ1β	0,160	0,970	0,13	0,00180	27,32	0,0005	123,91	27,32	151,24	ΟΚ	0,00	0,02	132,11	*ΟΚ*	0,00
Δ2β	0,160	0,970	0,13	0,00180	27,39	0,0005	123,91	27,39	151,30	ΟΚ	0,00	0,02	132,13	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	6,14
Δ3β	0,160	0,970	0,12	0,00180	27,09	0,0005	123,91	27,09	151,00	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	32,64	0,02	132,04	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	51,60
Δ5β	0,160	1,015	0,20	0,00537	30,50	0,0005	115,06	30,50	145,57	ΟΚ	0,00	0,04	124,21	*ΟΚ*	0,00
Δ6β	0,160	1,015	0,14	0,00537	29,39	0,0005	115,06	29,39	144,46	ΟΚ	0,00	0,03	123,88	*ΟΚ*	0,00
Δ7β	0,160	1,015	0,19	0,00537	30,20	0,0005	115,06	30,20	145,27	ΟΚ	0,00	0,04	124,12	*ΟΚ*	0,00
Δ9β	0,160	0,970	0,07	0,00180	26,24	0,0005	123,91	26,24	150,15	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	56,29	0,01	131,79	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	74,65
Δ10β	0,160	0,970	0,08	0,00180	26,46	0,0005	123,91	26,46	150,38	ΟΚ	0,00	0,02	131,85	*ΕΝΙΣΧΥΣΗ*	6,41
Δ11β	0,160	0,970	0,12	0,00180	27,17	0,0005	123,91	27,17	151,09	ΟΚ	0,00	0,02	132,07	*ΟΚ*	0,00
Δ12β	0,160	0,970	0,16	0,00180	27,96	0,0005	123,91	27,96	151,87	ΟΚ	0,00	0,03	132,30	*ΟΚ*	0,00
Δ13β	0,160	0,970	0,17	0,00180	28,04	0,0005	123,91	28,04	151,95	ΟΚ	0,00	0,03	132,33	*ΟΚ*	0,00
Δ14β	0,160	1,015	0,03	0,00193	24,92	0,0005	115,06	24,92	139,98	ΟΚ	0,00	0,01	122,54	*ΟΚ*	0,00
Δ15β	0,160	1,015	0,04	0,00537	27,60	0,0005	115,06	27,60	142,67	ΟΚ	0,00	0,01	123,34	*ΟΚ*	0,00
Δ16β	0,160	1,015	0,02	0,00193	24,60	0,0005	115,06	24,60	139,66	ΟΚ	0,00	0,00	122,44	*ΟΚ*	0,00
Δ18β	0,160	1,015	0,12	0,00537	29,04	0,0005	115,06	29,04	144,11	ΟΚ	0,00	0,02	123,78	*ΟΚ*	0,00
Δ19β	0,160	1,015	0,08	0,00537	28,24	0,0005	115,06	28,24	143,31	ΟΚ	0,00	0,01	123,54	*ΟΚ*	0,00
Δ20β	0,160	1,015	0,05	0,00537	27,79	0,0005	115,06	27,79	142,85	ΟΚ	0,00	0,01	123,40	*ΟΚ*	0,00
Δ21β	0,160	1,015	0,09	0,00537	28,58	0,0005	115,06	28,58	143,64	ΟΚ	0,00	0,02	123,64	*ΟΚ*	0,00
Δ22β	0,160	1,015	0,04	0,00193	24,99	0,0005	115,06	24,99	140,05	ΟΚ	0,00	0,01	122,56	*ΟΚ*	0,00

8.5.3 Διατμητική ενίσχυση δοκών ισογείου με σύνθετα υλικά

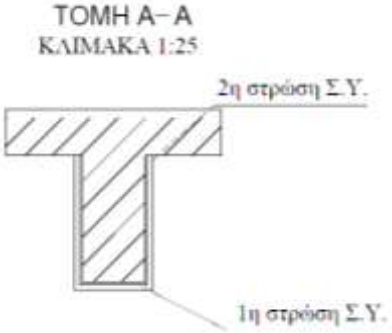
Για την περίπτωση των κατά παρέκκλιση επιτρεπόμενων ανοιχτών ενισχύσεων που η αγκύρωση των άκρων τους εξασφαλίζεται μόνο με πρόσφυση μέσω εποξειδικής κόλλας η κρίσιμη μορφή αστοχίας είναι η πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του. Με βάση τον έλεγχο της αποφυγής αυτής της αστοχίας προέκυψε και η διαστασιολόγηση της ενίσχυσης, δηλαδή ο υπολογισμός του πάχους σε συνδυασμό με το πλήθος των στρώσεων που απαιτούνται για την ενίσχυση.

Οιονεί κλειστή ενίσχυση πλακοδοκού έναντι διάτμησης με Σύνθετα Υλικά	
Τεχνικά χαρακτηριστικά ανθρακοϋφάσματος	
Πλάτος Σύνθετων Υλικών w_j	*=50cm*
Αξονική Απόσταση Σύνθετων Υλικών	*sj=0,50m*
Μέτρο Ελαστικότητας Σύνθετων Υλικών	*Ej=240000MPa*
Μέγιστη Εφελκυστική Παραμόρφωση Σύνθετων Υλικών	*εju=1,50%*
Συντελεστής Ασφαλείας Σύνθετων Υλικών	*γm=1,05*
Μέγιστη Εφελκυστική Παραμόρφωση Σύνθετων Υλικών σε Διάτμηση	εjmax=1,50%
Κρίσιμη Εφελκυστική Παραμόρφωση Σύνθετων Υλικών	εjcrit=0,75%
Χαρακτηριστική Τιμή Αντοχής Σύνθετων Υλικών	fjk=1800MPa
Τιμή Σχεδιασμού Ενεργού Τάσης Σύνθετων Υλικών	σjd=1714MPa

Για μείωση του συνολικού πάχους ενίσχυσης εφαρμόστηκε συνεχής μανδύας υπό γωνία **α=45°** ως προς τον κορμό και αυτό σε κρίσιμο μήκος της δοκού αριστερά και δεξιά από τα άκρα της, όπου εκεί υπάρχει και μεγαλύτερη απαίτηση παραλαβής τέμνουσας. Το κρίσιμο μήκος ισούται με $\mathbf{l_{cr} = 2 \times h_{\delta o\kappa o\acute{\upsilon}}}$.



Εικόνα 8-33: Σχεδιαστική λεπτομέρεια διατμητικής ενίσχυσης δοκού με ΙΟΠ



Εικόνα 8-34: Τομή πλακοδοκού - Διατμητική ενίσχυση - Στρώσεις ΙΟΠ

Πίνακας 8-26: Δοκοί Ισογείου – Υπολογισμός στρώσεων ΙΟΠ – Ενεργό πάχος ενίσχυσης

ΔΟΚΟΣ	διαστάσεις	[m]	[m]	[m]	[m]				mm												mm
		b_w	h	$d_{πλ.}$	d	$d_{j,eff}$	$h_{j,eff}$	L_{av}	t_{j1}	t_{j2}	t_{j3}	t_{j4}	t_{j5}	t_{j6}	$ψ_1$	$ψ_2$	$ψ_3$	$ψ_4$	$ψ_5$	$ψ_6$	$t_{j,ενεργό}$
Δ12	20X60	0,2	0,6	0,2	0,54	0,34	0,227	0,227	0,17	0,17	0,17	0,17	0	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,6335
Δ12.Α	20X60	0,2	0,6	0,2	0,54	0,34	0,227	0,227	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,7439
Δ13	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,09	0,09	0	0	0	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,18
Δ1β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,25	0,17	0,17	0,17	0,17	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,8239
Δ2β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,25	0,17	0,17	0,17	0,17	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,8239
Δ3β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,17	0,17	0,17	0,09	0	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,5736
Δ5β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,25	0,25	0,17	0,17	0,17	0,17	1	1	1	0,71	0,67	0,64	1,0134
Δ6β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,25	0,25	0,17	0,17	0,17	0,17	1	1	1	0,71	0,67	0,64	1,0134
Δ7β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,25	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,9334
Δ9β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,8534
Δ10β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,7448
Δ11β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,7439
Δ12β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,17	0,17	0,1709	0,17	0,17	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,7448
Δ13β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,17	0,17	0,17	0	0	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,51
Δ14β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,17	0,17	0,1709	0,09	0	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,5745
Δ15β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,17	0,17	0,1709	0,09	0	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,5745
Δ16β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,17	0,17	0,1709	0	0	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,5109
Δ18β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,17	0,09	0	0	0	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,26
Δ19β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,8525
Δ20β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,17	0,17	0,17	0,17	0	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,6302
Δ21β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,17	0,17	0,17	0	0	0	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,51
Δ22β	20X65	0,2	0,65	0,2	0,585	0,385	0,257	0,257	0,25	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	1	1	1	0,71	0,67	0,64	0,9325

Πίνακας 8-27: Δοκοί ισογείου – Διατμητική αντοχή ενίσχυσης σύνθετων υλικών

							Mpa			kN	υπο 45°		
	L_e	λ	k_v	$β_L$	$β_w$	β	$σ_{j,max}$	$σ_{j,crit}$	$σ_{j,d}$	V_{jd}	V_{jd}	ΔV	ΕΛΕΓΧΟΣ
Δ12	0,200	1,13	0,683	1	0,71	0,71	424,19	289,85	241,54	69,37	98,11	98,31	ΟΚ
Δ12.Α	0,217	1,05	0,661	1	0,71	0,71	391,47	258,93	215,77	72,77	102,91	37,08	ΟΚ
Δ13	0,107	2,41	1,002	1	0,71	0,71	795,82	797,26	664,39	61,39	86,82	33,50	ΟΚ
Δ1β	0,228	1,26	0,714	1	0,71	0,71	371,98	265,66	221,38	104,57	147,89	147,32	ΟΚ
Δ2β	0,228	1,26	0,714	1	0,71	0,71	371,98	265,66	221,38	104,57	147,89	144,66	ΟΚ
Δ3β	0,190	1,51	0,777	1	0,71	0,71	445,79	346,17	288,47	94,87	134,17	131,47	ΟΚ
Δ5β	0,253	1,01	0,654	1	0,71	0,71	335,40	219,23	182,69	95,04	134,40	119,83	ΟΚ
Δ6β	0,253	1,01	0,654	1	0,71	0,71	335,40	219,23	182,69	95,04	134,40	113,06	ΟΚ
Δ7β	0,243	1,06	0,664	1	0,71	0,71	349,47	232,15	193,46	92,70	131,09	92,33	ΟΚ
Δ9β	0,232	1,23	0,709	1	0,71	0,71	365,49	259,02	215,85	105,61	149,36	78,66	ΟΚ
Δ10β	0,217	1,32	0,730	1	0,71	0,71	391,23	285,77	238,14	101,69	143,81	41,63	ΟΚ
Δ11β	0,217	1,32	0,731	1	0,71	0,71	391,47	286,02	238,35	101,66	143,76	96,23	ΟΚ
Δ12β	0,217	1,32	0,730	1	0,71	0,71	391,23	285,77	238,14	101,69	143,81	73,40	ΟΚ
Δ13β	0,179	1,60	0,799	1	0,71	0,71	472,79	377,91	314,92	92,08	130,23	125,19	ΟΚ
Δ14β	0,190	1,35	0,737	1	0,71	0,71	445,44	328,22	273,52	80,67	114,08	1,22	ΟΚ
Δ15β	0,190	1,35	0,737	1	0,71	0,71	445,44	328,22	273,52	80,67	114,08	62,69	ΟΚ
Δ16β	0,180	1,43	0,757	1	0,71	0,71	472,37	357,69	298,07	78,17	110,55	92,86	ΟΚ
Δ18β	0,128	2,00	0,901	1	0,71	0,71	662,16	596,44	497,03	66,34	93,81	69,35	ΟΚ
Δ19β	0,232	1,11	0,677	1	0,71	0,71	365,68	247,39	206,16	90,22	127,59	126,55	ΟΚ
Δ20β	0,200	1,29	0,722	1	0,71	0,71	425,31	306,92	255,77	82,74	117,01	116,58	ΟΚ
Δ21β	0,179	1,43	0,758	1	0,71	0,71	472,79	358,15	298,46	78,14	110,50	110,35	ΟΚ
Δ22β	0,243	1,06	0,664	1	0,71	0,71	349,64	232,30	193,59	92,67	131,05	130,13	ΟΚ

8.5.4 Διατμητική ενίσχυση δοκών ορόφου με σύνθετα υλικά

Με τον ίδιο τρόπο υπολογίστηκαν και οι στρώσεις σύνθετου υλικού για την ενίσχυση των δοκών του ορόφου σε διάτμηση. Παρακάτω δίνεται και φωτογραφικό υλικό από την κατασκευή και τον τρόπο εφαρμογής του ανθρακοϋφάσματος.

Εικόνα 8-35: Διατμητική ενίσχυση δοκού με ΙΟΠ σε μορφή U

Εικόνα 8-36: Ενίσχυση με επάλληλες στρώσεις λωρίδων ΙΟΠ σε γωνία 45 μοιρών

Πίνακας 8-28: Ενεργό πάχος ενίσχυσης δοκών ορόφου

ΔΟΚΟΣ	διαστάσεις	[m]	[m]	[m]	[m]				mm						mm
		b_w	h	$d_{πλ.}$	d	$d_{j,eff}$	$h_{j,eff}$	L_{av}	t_{j1}	t_{j2}	t_{j3}	t_{j4}	t_{j5}	t_{j6}	$t_{j,ενεργό}$
Δ12	20X60	0,2	0,6	0,2	0,54	0,34	0,227	0,227	0,17	0,17	0,00	0,00	0	0	0,3418
Δ2β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,17	0,09	0	0	0	0	0,26
Δ3β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,17	0,09	0	0	0	0	0,26
Δ9β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,17	0,09	0,00	0	0	0	0,26
Δ10β	20X70	0,2	0,7	0,2	0,63	0,43	0,287	0,287	0,17	0,09	0,00	0	0	0	0,26

Πίνακας 8-29: Αντοχή διατμητικής ενίσχυσης – Δοκάρια ορόφου

							Mpa			kN	υπο 45°		
	L_e	λ	k_v	β_L	β_w	β	$\sigma_{j,max}$	$\sigma_{j,crit}$	$\sigma_{j,d}$	V_{jd}	V_{jd}	ΔV	ΕΛΕΓΧΟΣ
Δ12	0,147	1,54	0,786	1	0,71	0,71	577,52	453,75	378,12	58,59	82,86	52,80	ΟΚ
Δ2β	0,128	2,24	0,959	1	0,71	0,71	662,16	635,19	529,33	78,90	111,59	6,14	ΟΚ
Δ3β	0,128	2,24	0,959	1	0,71	0,71	662,16	635,19	529,33	78,90	111,59	51,60	ΟΚ
Δ9β	0,128	2,24	0,959	1	0,71	0,71	662,16	635,19	529,33	78,90	111,59	74,65	ΟΚ
Δ10β	0,128	2,24	0,959	1	0,71	0,71	662,16	635,19	529,33	78,90	111,59	6,41	ΟΚ

Εικόνα 8-37: Φωτογραφία εφαρμογής διατμητικής ενίσχυσης με ΙΟΠ

Πίνακας 8-30: Διατμητική ενίσχυση δοκών -συνολικά

	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	n στρώσεις	συνολικό πάχος ενίσχυσης	n στρώσεις	συνολικό πάχος ενίσχυσης
Δ12	4	0,63	2	0,34
Δ12.Α	5	0,74	0	0,00
Δ13	2	0,18	0	0,00
Δ1β	5	0,82	0	0,00
Δ2β	5	0,82	2	0,26
Δ3β	4	0,57	2	0,26
Δ5β	6	1,01	0	0,00
Δ6β	6	1,01	0	0,00
Δ7β	6	0,93	0	0,00
Δ9β	6	0,85	2	0,26
Δ10β	5	0,74	2	0,26
Δ11β	5	0,74	0	0,00
Δ12β	5	0,74	0	0,00
Δ13β	3	0,51	0	0,00
Δ14β	4	0,57	0	0,00
Δ15β	4	0,57	0	0,00
Δ16β	3	0,51	0	0,00
Δ18β	2	0,26	0	0,00
Δ19β	6	0,85	0	0,00
Δ20β	4	0,63	0	0,00
Δ21β	3	0,51	0	0,00
Δ22β	6	0,93	0	0,00

8.6 Στατική μη γραμμική ανάλυση ενισχυμένου φορέα

8.6.1 Δεδομένα εισαγωγής για την pushover analysis

Η προσομοίωση των στοιχείων που είναι πιθανό να συμπεριφερθούν μη γραμμικά κατά την ανελαστική ανάλυση του ενισχυμένου φορέα στο SAP 2000 v.15 γίνεται με τρόπο παρόμοιο με την προσομοίωση αυτών του υφιστάμενου. Οι θέσεις που αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστική συμπεριφορά βρίσκονται στη βάση και την κορυφή των υποστυλωμάτων και στα άκρα και στο μέσο των δοκών. Στον ενισχυμένο φορέα θα προσομοιαστούν πρόσθετα και πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα της θλιβόμενης διαγωνίου της τοιχοπλήρωσης. Η συμπεριφορά των πλαστικών αρθρώσεων αλλάζει στα υποστυλώματα που έχουν ενισχυθεί με μανδύα σκυροδέματος αλλά επίσης και σε αυτά που έχουν ενισυθεί με ΙΟΠ. Μάλιστα η επίδραση στην πλαστιμότητα των στοιχείων που έχουν ενισχυθεί με FRPs εκτιμήθηκε με βάση τον ΕΚ8-3 και συγκεκριμένα με τις σχέσεις του παραρτήματος Α (§Α.4.4.3.-(6)). Επιπλέον διαπιστώνουμε ότι τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης των στοιχείων στα μη ενισχυμένα μέλη δεν αλλάζουν σημαντικά καθώς η νέα αξονική που παραλαμβάνουν δεν διαφοροποιείται ιδιαίτερα σε σχέση με αυτή που είχαν στον υφιστάμενο φορέα.

8.6.1.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά και Στάθμες επιτελεστικότητας τοίχων

α/α	ΝΕΕΣ Τοιχοπληρώσεις	Καθαρές μήκος διαγωνίου	ισοδύναμο πάχος t_{eff} Ενιαίες	Μέγιστη θλιπτική δύναμη τοιχοποιίας				γRd	1,3	
								Στάθμες επιτελεστικότητας		
		L	t1	F	δy	δu	Δδ=δu-δy	A	B	Γ
1	**T6.A.**	2,71	**0,25**	463,63	0,002706	0,005412	0,002706	0	0,004163	0,005412
2	**T6.B.**	2,71	**0,25**	463,63	0,002706	0,005412	0,002706	0	0,004163	0,005412
3	**T5.A.**	2,69	**0,25**	461,02	0,002691	0,005382	0,002691	0	0,004140	0,005382
4	**T5.B.**	2,69	**0,25**	461,02	0,002691	0,005382	0,002691	0	0,004140	0,005382
5	**T7.A.**	2,60	**0,25**	445,25	0,002599	0,005197	0,002599	0	0,003998	0,005197
6	**T7.B.**	2,60	**0,25**	445,25	0,002599	0,005197	0,002599	0	0,003998	0,005197
11	**T21.A.**	2,69	**0,25**	460,51	0,002688	0,005376	0,002688	0	0,004135	0,005376
12	**T21.B.**	2,71	**0,25**	463,90	0,002708	0,005415	0,002708	0	0,004165	0,005415
13	**T20.A.**	2,71	**0,25**	463,90	0,002708	0,005415	0,002708	0	0,004165	0,005415
14	**T20.B.**	2,68	**0,25**	459,74	0,002683	0,005367	0,002683	0	0,004128	0,005367
15	**T19.A.**	2,68	**0,25**	459,74	0,002683	0,005367	0,002683	0	0,004128	0,005367
16	**T19.B.**	2,68	**0,25**	459,74	0,002683	0,005367	0,002683	0	0,004128	0,005367
17	**T18.A.**	2,61	**0,25**	446,58	0,002606	0,005213	0,002606	0	0,004010	0,005213
18	**T18.B.**	2,61	**0,25**	446,58	0,002606	0,005213	0,002606	0	0,004010	0,005213
19	**T8**	4,08	**0,25**	699,12	0,004080	0,008161	0,004080	0	0,006278	0,008161
21	**T17**	3,87	**0,25**	662,27	0,003865	0,007731	0,003865	0	0,005947	0,007731
22	**T14**	2,77	**0,25**	473,91	0,002766	0,005532	0,002766	0	0,004255	0,005532
23	**T22**	3,88	**0,25**	664,96	0,003881	0,007762	0,003881	0	0,005971	0,007762
24	**T1**	4,16	**0,25**	713,05	0,004162	0,008323	0,004162	0	0,006403	0,008323
26	**T23**	4,37	**0,25**	748,37	0,004368	0,008736	0,004368	0	0,006720	0,008736
27	**T24**	4,44	**0,25**	760,12	0,004436	0,008873	0,004436	0	0,006825	0,008873
28	**T25**	4,36	**0,25**	747,08	0,004360	0,008721	0,004360	0	0,006708	0,008721
29	**T23'**	4,36	**0,25**	747,08	0,004360	0,008721	0,004360	0	0,006708	0,008721
30	**T24'**	4,38	**0,25**	749,67	0,004375	0,008751	0,004375	0	0,006732	0,008751

8.6.1.2 Μέσες Αξονικές δυνάμεις

Πίνακας 8-31: Σύγκριση θλιπτικών αξονικών δυνάμεων υφιστάμενου & ενισχυμένου

α/α	ΟΝΟΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	$N_{SdΜΕΣΗ}$			
			ΙΣΟΓΕΙΟ		Α ΟΡΟΦΟΣ (KN)	
			ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ	ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΣ	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ	ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΣ
1	K18	30 x 40	277,91	172,44	136,263	77,483
2	K19	30 x 45	262,16	212,94	107,735	87,5345
3	K20	50 x 20	321,03	169,91	143,945	71,2935
4	K21	30 x 40	374,94	165,28	185,584	64,965
5	K22	30 x 40	329,04	251,15	175,87	126,409
6	K23	40 x 80	285,68	339,39	135,879	170,422
7	K24	40 x 80	331,94	362,39	168,693	158,962
8	K25	30 x 40	298,76	246,50	153,002	119,856
9	K26	30 x 40	390,81	278,49	207,646	141,283
10	K27	40 x 80	302,85	343,72	143,115	158,924
11	K28	40 x 80	375,13	373,71	190,38	165,52
12	K29	30 x 40	339,85	260,74	173,37	133,482
13	K30	50 x 50	182,34	194,80	89,768	73,332
14	K31	70 x 50	263,35	258,52	122,286	107,925
15	K32	40 x 80	315,05	360,99	155,738	170,349
16	K33	30 x 40	365,86	269,58	188,314	133,801
17	K34	70 x 50	185,46	202,20	80,655	74,836
18	K35	50 x 50	178,70	189,42	86,727	71,457
19	K36	20 x 100	125,20	120,34	55,336	51,028

8.6.1.3 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης

Η δημιουργία των διαξονικών διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης M_2-M_3 για τον ενισχυμένο φορέα έγινε όπως στον υφιστάμενο με το πρόγραμμα mybiaxial. Ακολουθούν τα αποτελέσματα:

Πίνακας 8-32: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων – Ενισχυμένος φορέας

ΙΣΟΓΕΙΟ										
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	Θλιπτική $N_{μέση}$ (KN)	Angle	1° σημείο		2° σημείο		4° σημείο	
					M_{YY} M_2	M_{ZZ} M_3	M_{YY} M_2	M_{ZZ} M_3	M_{YY} M_2	M_{ZZ} M_3
1	**K18**	30x40	172,44	45	0	138,00	152,38	67,31	196,30	0
2	**K19**	30x45	212,94	45	0	142,72	188,98	66,02	233,86	0
3	**K20**	50x20	169,91	45	0	332,03	23,24	297,09	95,56	0
4	**K21**	30x40	165,28	45	0	136,89	149,21	68,93	195,28	0
6	**K23**	40x80	339,39	45	0	424,76	715,40	174,76	856,40	0
7	**K24**	40x80	362,39	45	0	429,61	720,63	172,33	859,01	0
10	**K27**	40x80	343,72	45	0	427,18	715,40	174,00	856,40	0
11	**K28**	40x80	373,71	45	0	429,61	718,01	174,76	861,62	0
13	**K30**	50x50	194,80	45	0	360,00	240,00	240,00	360,00	0
14	**K31**	70x50	258,52	45	0	620,00	247,00	470,00	450,00	0
15	**K32**	40x80	360,99	45	0	429,61	718,01	174,76	861,62	0
17	**K34**	70x50	202,20	45	0	612,00	244,00	467,00	440,00	0
18	**K35**	50x50	189,42	45	0	358,00	240,00	240,00	358,00	0
Α' ΟΡΟΦΟΣ										
1	**K18**	30x40	77,48	45	0	128,16	144,50	65,05	182,72	0
2	**K19**	30x45	87,53	45	0	120,39	178,74	65,05	211,02	0
3	**K20**	50x20	71,29	45	0	319,61	25,07	285,44	92,43	0
4	**K21**	30x40	64,97	45	0	127,18	143,98	65,05	180,63	0

8.6.1.4 Απομειωμένες δυσκαμψίες, στροφές διαρροής & αστοχίας υποστυλωμάτων

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ Υ-Υ (3)										
M_y - θ_y - θ_{um} - K^X_{eff}										
α/α		ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	N_{sd} (kN)	M_y	θ_y	θ_{um}	θ_{umpl}	K_{eff}/EI
22	**K18**	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	-172,44	127,15	0,0105	0,0577	0,047	0,184
23	**K19**	6Φ20 + 4Φ16	0,30	0,45	-212,94	152,46	0,0107	0,0577	0,047	0,197
24	**K20**	4Φ20 + 4Φ16	0,50	0,20	-169,91	194,15	0,0075	0,0588	0,051	0,170
25	**K21**	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	-165,28	126,38	0,0105	0,0579	0,047	0,184
26	**K22**	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	-251,15	107,93	0,0101	0,031	0,021	0,254
27	**K23**	6Φ20 + 6Φ20	0,40	0,80	-339,39	280,52	0,0083	0,0486	0,040	0,139
28	**K24**	6Φ20 + 6Φ20	0,40	0,80	-362,39	284,00	0,0083	0,0484	0,040	0,141
29	**K25**	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	-246,50	109,72	0,0096	0,0311	0,021	0,271
30	**K26**	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	-278,49	109,57	0,0094	0,0304	0,021	0,277
31	**K27**	6Φ20 + 6Φ20	0,40	0,80	-343,72	282,65	0,008	0,0485	0,041	0,146
32	**K28**	6Φ20 + 6Φ20	0,40	0,80	-373,71	287,19	0,008	0,0482	0,040	0,148
33	**K29**	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	-260,74	109,65	0,0095	0,0308	0,021	0,274
34	**K30**	6Φ20 +2Φ20	0,50	0,50	-194,80	227,39	0,0066	0,0433	0,037	0,093
35	**K31**	8Φ20 + 2Φ20	0,70	0,50	-258,52	389,78	0,0058	0,0358	0,030	0,066
36	**K32**	6Φ20 + 6Φ20	0,40	0,80	-360,99	283,79	0,0083	0,0484	0,040	0,140
37	**K33**	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	-269,58	109,61	0,0095	0,0306	0,021	0,275
38	**K34**	8Φ20 + 2Φ20	0,70	0,50	-202,20	374,56	0,0058	0,0359	0,030	0,064
39	**K35**	6Φ20 +2Φ20	0,50	0,50	-189,42	226,35	0,0066	0,0431	0,036	0,093
40	**K36**	8Φ20 +8Φ10	0,20	1,00	-120,34	80,71	0,011	0,0203	0,009	0,188

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ Χ-Χ (2)										
M_y - θ_y - θ_{um} - K^Y_{eff}										
α/α		ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	N_{sd} (kN)	M_y	θ_y	θ_{um}	θ_{umpl}	K_{eff}/EI
22	**K18**	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	-172,44	182,81	0,0085	0,0586	0,05008	0,185
23	**K19**	6Φ20 + 4Φ16	0,45	0,30	-212,94	234,06	0,008	0,0532	0,04514	0,180
24	**K20**	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,50	-169,91	78,21	0,0158	0,0721	0,05633	0,204
25	**K21**	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	-165,28	181,76	0,0085	0,0587	0,05023	0,184
26	**K22**	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	-251,15	160,78	0,0089	0,0293	0,02042	0,241
27	**K23**	6Φ20 + 6Φ20	0,80	0,40	-339,39	516,08	0,0059	0,0355	0,02964	0,091
28	**K24**	6Φ20 + 6Φ20	0,80	0,40	-362,39	522,87	0,0059	0,0354	0,02947	0,092
29	**K25**	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	-246,50	161,08	0,0085	0,0294	0,02094	0,254
30	**K26**	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	-278,49	163,78	0,0085	0,0288	0,02031	0,258
31	**K27**	6Φ20 + 6Φ20	0,80	0,40	-343,72	518,41	0,0057	0,0355	0,02977	0,093
32	**K28**	6Φ20 + 6Φ20	0,80	0,40	-373,71	527,26	0,0058	0,0353	0,02955	0,095
33	**K29**	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	-260,74	163,08	0,0085	0,0291	0,02062	0,256
34	**K30**	6Φ20 +2Φ20	0,50	0,50	-194,80	227,39	0,0066	0,0433	0,03665	0,093
35	**K31**	8Φ20 + 2Φ20	0,50	0,70	-258,52	293,89	0,0066	0,0424	0,03579	0,086
36	**K32**	6Φ20 + 6Φ20	0,80	0,40	-360,99	522,46	0,0059	0,0356	0,02968	0,091
37	**K33**	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	-269,58	163,96	0,0085	0,029	0,02044	0,257
38	**K34**	8Φ20 + 2Φ20	0,50	0,70	-202,20	282,87	0,0065	0,0427	0,03614	0,084
39	**K35**	6Φ20 +2Φ20	0,50	0,50	-189,42	226,35	0,0066	0,0431	0,03644	0,093
40	**K36**	8Φ20 +8Φ10	1,00	0,20	-120,34	511,88	0,0036	0,0128	0,00921	0,147

8.6.2 Ιδιομορφές Ανελαστικού μοντέλου – Ενισχυμένου φορέα

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	**0,3112**	0,03%	**92,41%**	29,69%	0,03%	92,41%	0,01%	29,69%
MODAL	2	**0,2207**	**92,69%**	0,04%	56,04%	92,72%	92,44%	0,01%	85,73%
MODAL	3	**0,2163**	0,08%	0,07%	7,01%	92,80%	92,51%	0,01%	92,74%
MODAL	4	0,1539	0,08%	0,00%	0,03%	92,88%	92,52%	2,95%	92,77%
MODAL	5	0,1239	0,00%	0,01%	0,00%	92,88%	92,52%	6,43%	92,78%
MODAL	6	0,1135	0,00%	7,35%	2,38%	92,89%	99,87%	6,44%	95,16%

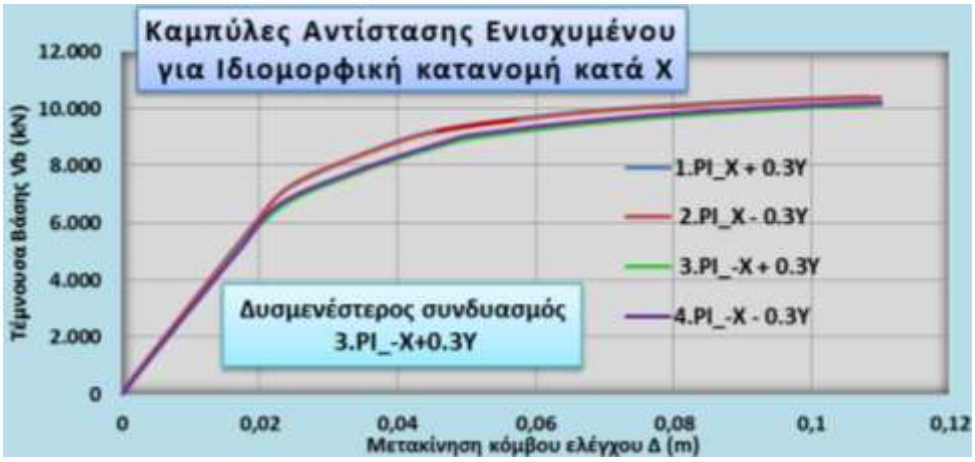
8.6.3 Καμπύλες Αντίστασης ενισχυμένου φορέα

Για κάθε κατανομή φόρτισης και κάθε συνδυασμό ορίζουμε την επιβαλλόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου. Το ζητούμενο είναι επιβάλλουμε τόση μετακίνηση όση απαιτείται μέχρι να αστοχήσει πλήρως το 1° στοιχείο. Παρακάτω, ακολουθούν συνοπτικά τα αποτελέσματα των καμπύλων ικανότητας και επιλέγονται οι δυσμενέστεροι για κάθε διεύθυνση και είδος φόρτισης.

8.6.3.1 Καμπύλες Αντίστασης για Ιδιομορφικές φορτίσεις

❖ **Κυρίαρχη διεύθυνση κατά Χ**

Προκύπτει δυσμενέστερος συνδυασμός ο 3.PI_-X+0.3Y και γι' αυτό δίνουμε την εικόνα του φορέα στο τελευταίο βήμα της pushover ($1^{η}$ αστοχία).



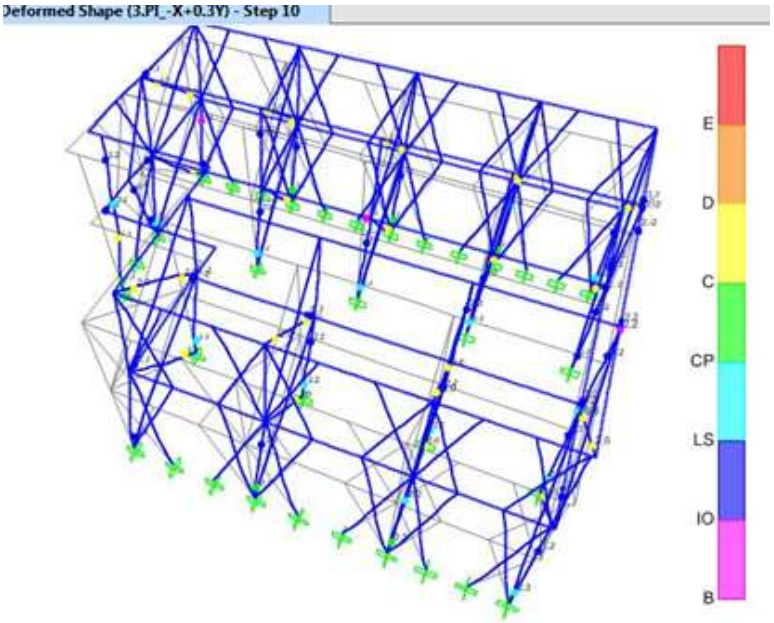
Διάγραμμα 8-1: Καμπύλες Αντίστασης Ενισχυμένου Φορέα κατά Χ με ιδιομορφική κατανομή

Πίνακας 8-33: Μέγιστη μετακίνηση κορυφής & πλήθος π.α. για κάθε συνδυασμό

Ιδιομορφική κατανομή Συνδυασμός φόρτισης	Δ_{top}	Πλήθος πλαστικών αρθρώσεων
ΚΑΤΑ Χ	cm	
1.PI_X+0.3Y	10,82	91
2.PI_X-0.3Y	11,00	91
3.PI_-X+0.3Y	11,00	91
4.PI_-X-0.3Y	11,00	93
ΚΑΤΑ Υ	cm	
5.PI_Y+0.3X	10,25	161
6.PI_Y-0.3X	10,33	170
7.PI_-Y+0.3X	9,66	161
8.PI_-Y-0.3X	7,76	138

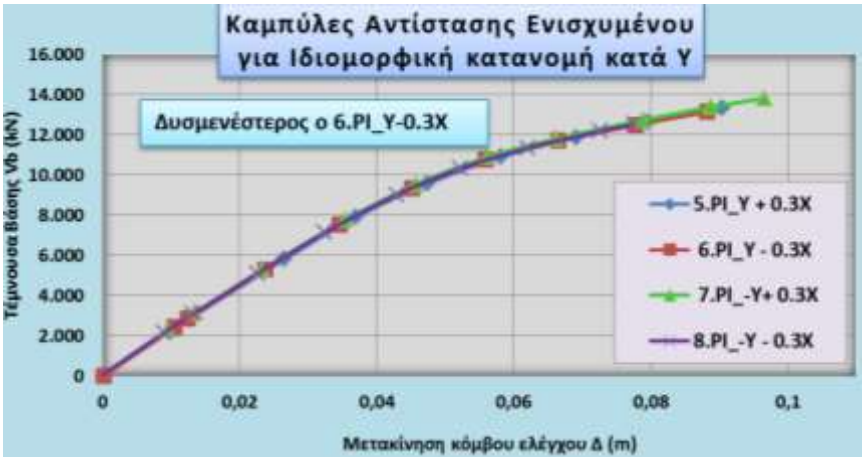
Πίνακας 8-34: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων- Συνδυασμός PI_-X+0.3Y

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	Beyond	Total
	m	KN								E	
0	0,000037	0,00	363	0	0	0	0	0	0	0	363
1	0,010553	3122,20	363	0	0	0	0	0	0	0	363
2	0,021823	6319,09	351	2	10	0	0	0	0	0	363
3	0,034354	7756,95	341	2	11	0	0	9	0	0	363
4	0,046704	8724,56	325	6	23	0	0	9	0	0	363
5	0,052151	9010,14	306	3	43	2	0	9	0	0	363
6	0,064592	9390,02	298	2	42	10	2	9	0	0	363
7	0,075925	9651,77	292	1	39	16	2	13	0	0	363
8	0,08809	9870,83	285	3	39	5	3	28	0	0	363
9	0,100427	10037,87	275	3	45	6	6	28	0	0	363
10	0,110037	10146,09	272	3	39	15	6	28	0	0	363



Εικόνα 8-38: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – Συνδυασμός PI_-X+0.3Y

❖ Κυρίαρχη διεύθυνση κατά Y

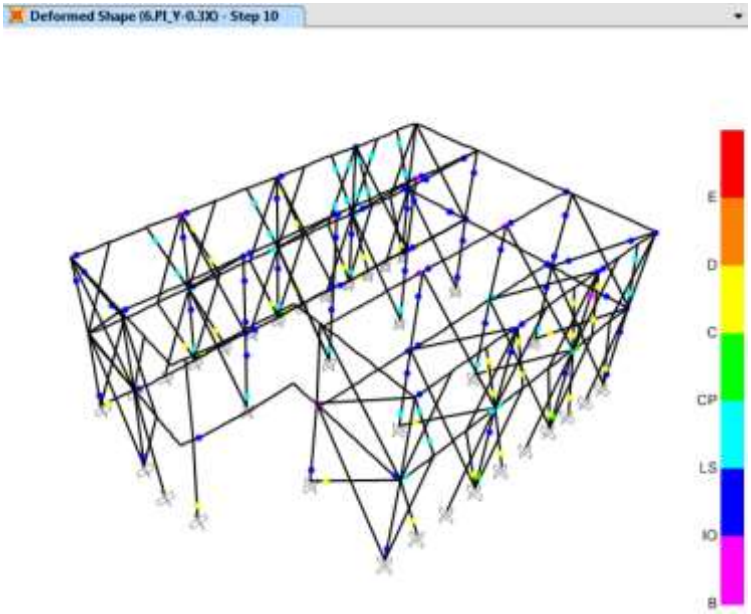


Διάγραμμα 8-2: Καμπύλες Αντίστασης Ενισχυμένου Φορέα κατά Y με ιδιομορφική κατανομή

Προκύπτει δυσμενέστερος συνδυασμός ο 6.PI_Y-0.3X.

Πίνακας 8-35: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων- Συνδυασμός PI_Y-0.3X

TABLE: Pushover Curve - 6PI_Y-03X											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000173	0,00	363	0	0	0	0	0	0	0	363
1	-0,010543	2409,46	363	0	0	0	0	0	0	0	363
2	-0,012416	2824,16	362	1	0	0	0	0	0	0	363
3	-0,023697	5267,23	350	1	12	0	0	0	0	0	363
4	-0,034581	7532,24	334	3	26	0	0	0	0	0	363
5	-0,045188	9340,13	307	3	45	7	0	1	0	0	363
6	-0,055895	10726,87	279	8	61	3	0	12	0	0	363
7	-0,06656	11679,41	243	2	97	5	0	16	0	0	363
8	-0,07773	12459,65	228	1	99	16	1	18	0	0	363
9	-0,088244	13109,66	214	6	84	34	0	25	0	0	363
10	-0,098808	13661,87	195	6	87	36	3	36	0	0	363
11	-0,103273	13879,03	193	3	90	36	2	39	0	0	363



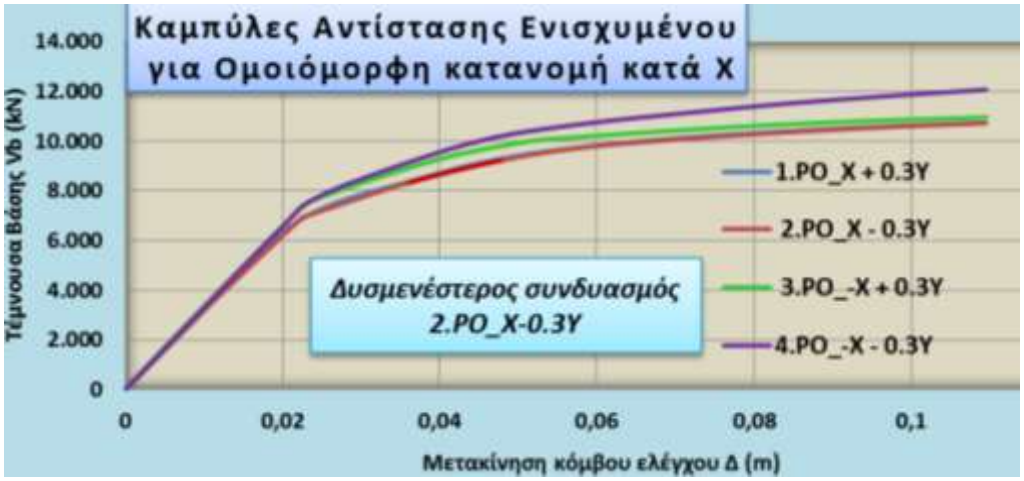
Εικόνα 8-39: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – Συνδυασμός PI_Y-0.3X

8.6.3.2 Καμπύλες Αντίστασης για Ομοιόμορφες φορτίσεις

Πίνακας 8-36: Ενισχυμένος - Δtop & πλήθος π.α. – Ομοιόμορφοι συνδυασμοί

Ομοιόμορφη κατανομή Συνδυασμός φόρτισης	Δ_{top}	Πλήθος πλαστικών αρθρώσεων
ΚΑΤΑ Χ	cm	
1.PO_X+0.3Y	10,94	89
2.PO_X-0.3Y	10,94	93
3.PO_-X+0.3Y	10,96	93
4.PO_-X-0.3Y	10,95	116
ΚΑΤΑ Υ	cm	
5.PO_Y+0.3X	10,19	135
6.PO_Y-0.3X	8,87	127
7.PO_-Y+0.3X	10,64	138
8.PO_-Y-0.3X	10,83	141

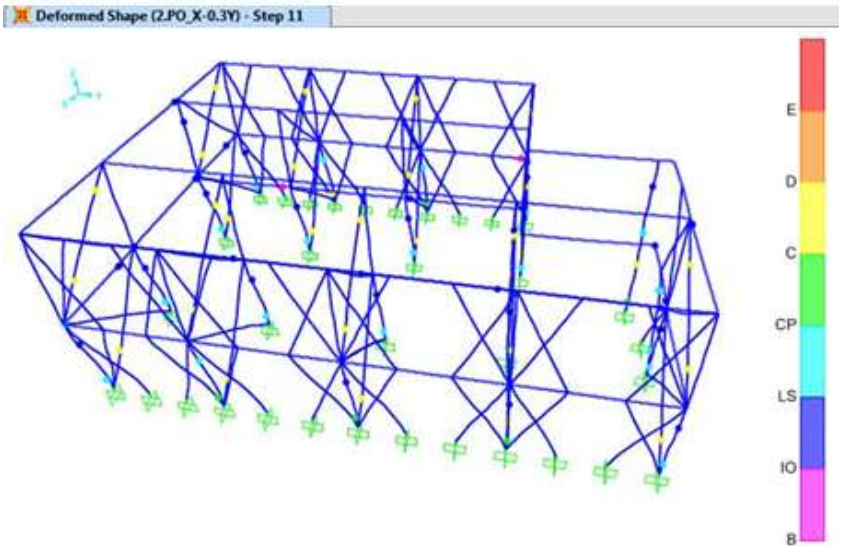
❖ **Κυρίαρχη διεύθυνση κατά Χ**



Διάγραμμα 8-3: Καμπύλες Αντίστασης Ενισχυμένου Φορέα κατά Χ με Ομοιόμορφη κατανομή

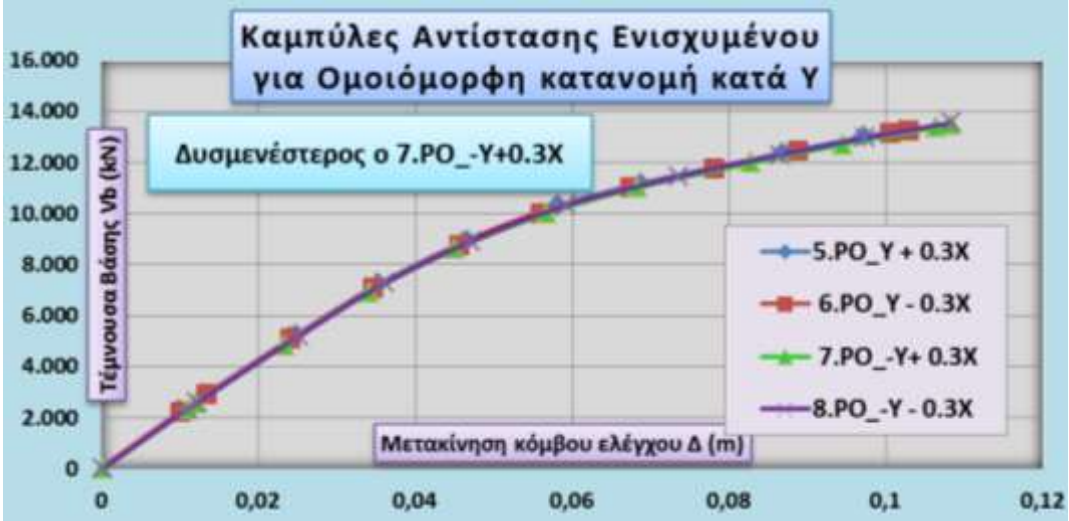
Πίνακας 8-37: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων- Συνδυασμός PO_X-0.3Y

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	0,000037	0,00	363	0	0	0	0	0	0	0	363
1	0,010977	3473,35	363	0	0	0	0	0	0	0	363
2	0,012189	3850,43	362	1	0	0	0	0	0	0	363
3	0,022387	6888,51	351	1	11	0	0	0	0	0	363
4	0,022613	6932,82	347	4	12	0	0	0	0	0	363
5	0,035666	8278,32	334	4	16	0	0	9	0	0	363
6	0,048201	9240,30	317	3	32	1	1	9	0	0	363
7	0,059402	9768,66	292	9	46	5	2	9	0	0	363
8	0,073447	10122,62	286	3	54	9	1	10	0	0	363
9	0,085044	10357,50	279	2	56	11	5	10	0	0	363
10	0,096349	10542,81	274	3	40	22	6	18	0	0	363
11	0,109437	10708,26	270	2	36	21	5	29	0	0	363



Εικόνα 8-40: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – Συνδυασμός PO_X-0.3Y

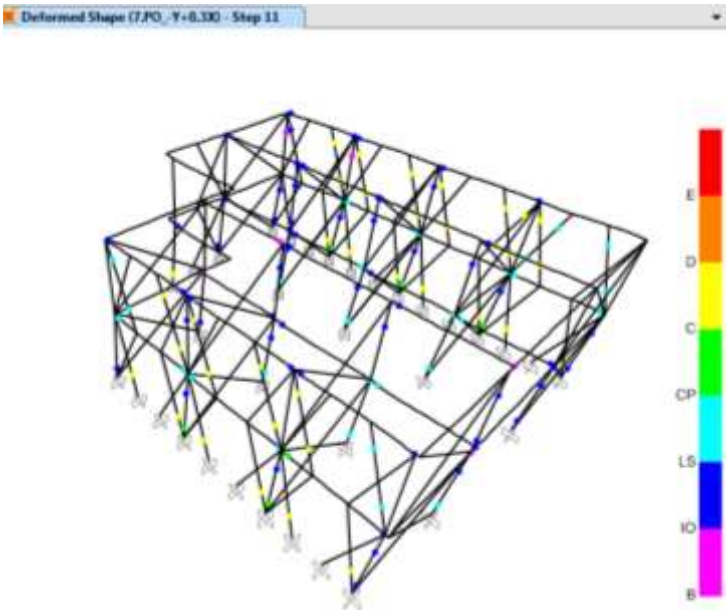
❖ Κυρίαρχη διεύθυνση κατά Y



Διάγραμμα 8-4: Καμπύλες Αντίστασης Ενισχυμένου Φορέα κατά Y με Ομοιόμορφη κατανομή

Πίνακας 8-38: Εξέλιξη πλαστικών αρθρώσεων- Συνδυασμός PO_-Y+0.3X

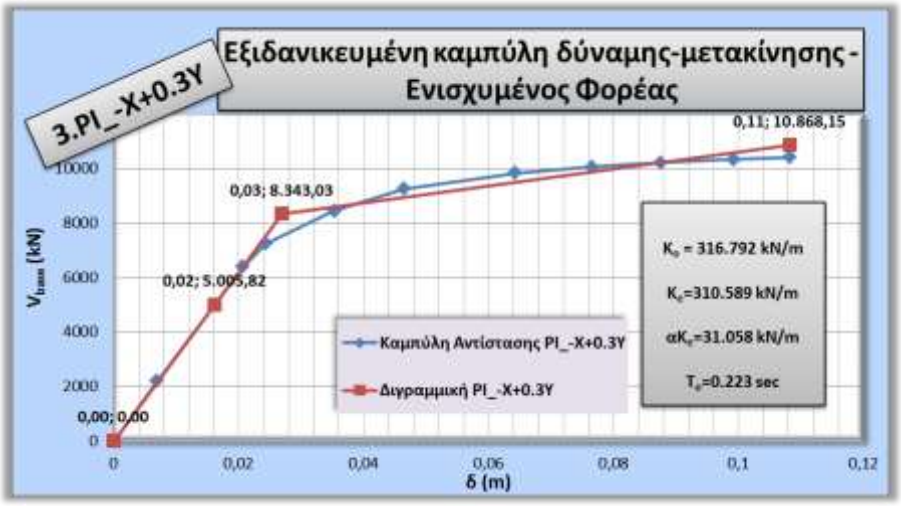
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	Beyond E	Total
	m	KN									
0	-0,000173	0,00	363	0	0	0	0	0	0	0	363
1	-0,010983	2332,55	363	0	0	0	0	0	0	0	363
2	-0,012062	2554,82	362	1	0	0	0	0	0	0	363
3	-0,023287	4817,59	350	2	11	0	0	0	0	0	363
4	-0,034115	6907,29	338	1	24	0	0	0	0	0	363
5	-0,045073	8604,01	315	2	38	4	0	4	0	0	363
6	-0,056704	9993,35	296	5	47	3	0	12	0	0	363
7	-0,068397	11012,38	259	5	78	6	1	14	0	0	363
8	-0,082843	11979,58	245	2	85	16	0	15	0	0	363
9	-0,09447	12702,89	236	4	61	43	0	19	0	0	363
10	-0,106436	13380,68	225	6	61	30	6	35	0	0	363
11	-0,108273	13477,79	222	6	62	30	6	37	0	0	363



Εικόνα 8-41: Πλαστικές αρθρώσεις φορέα – Συνδυασμός PO_-Y+0.3X

8.6.4 Διγραμμικοποίηση & Προσδιορισμός Στοχευόμενης μετακίνησης

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης γίνεται με τον ίδιο τρόπο μόνο που λόγω της δυσκαμψίας του ενισχυμένου φορέα η $T<T_C$ και αυτό συνεπάγεται αλλαγή στην ελαστική επιτάχυνση που απαιτεί ο σεισμός αλλά και στις σχέσεις υπολογισμού των συνετεστών C_1, C_2. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις δυσμενέστερες φορτίσεις σε κάθε διεύθυνση.



Διάγραμμα 8-5: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Ενισχυμένος – PI_-X+0.3Y

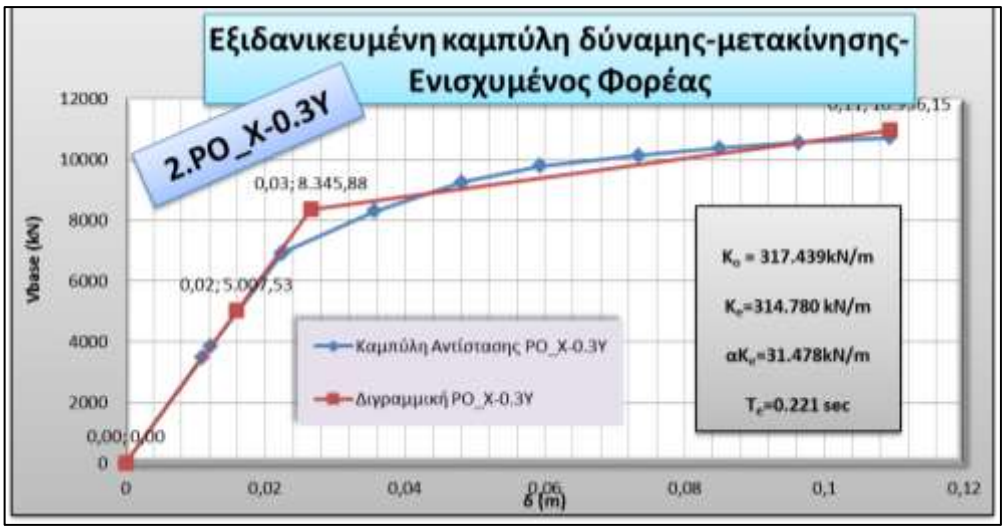
Καμπύλη Αντίστασης		
dx	V	Area
-0,000037	0	-
0,006881	2191,571	7,580644
0,020683	6397,018	59,269853
0,024396	7251,185	24,665497
0,035291	8445,631	86,293301
0,046455	9265,098	98,861289
0,06427	9831,152	170,099847
0,07656	10066,631	122,271877
0,08751	10215,684	111,045675
0,099187	10541,468	120,022932
0,108163	10412,954	93,145846
Total Area		893,24676

Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης		
	V	dx
	0	0
0,60*Vy	5005,818	0,016117
Vy	[illegible]	0,026862
Vmax	10868,152	0,1082
Area		892,99965
Ke		310.589,1
α*Ke		31.058,9
		0,100
Ko		316.792,6
T		0,221
Te		0,22320
Αριθμός Ορόφων		2
Co		1,2
Tc		0,5
Se(Te)		10,59480
Φe		12,71376
W (KN)		4864,90000
Vy/W		0,15
Cm		1,00
R		8,64000
C1		2,11633
C2		1,23840193
Cs		1,0
δt		0,042047

1.PI_X+0.3Y 2.PI_X-0.3Y 3.PI_-X+0.3Y 4.PI_-X-0.3Y 1.PO_X+0.3Y

Εικόνα 8-42: Διγραμμικοποίηση – Εύρεση στοχευόμενης

Με τις απαιτήσεις του ΕΚ8			Ελάχιστη χάραξη Καμπύλης Αντίστασης μέχρι το σημείο:
Για σεισμό κατά Χ			
α/α	Φόρτιση	Στοχευόμενη Μετακίνηση	
Ιδιομορφική		δ_t (cm)	1,5x δ_t
1.	PI_X+0.3Y	4,21	6,31
2.	PI_X-0.3Y	5,12	7,68
3.	PI_-X+0.3Y	4,20	6,31
4.	PI_-X-0.3Y	4,45	6,68



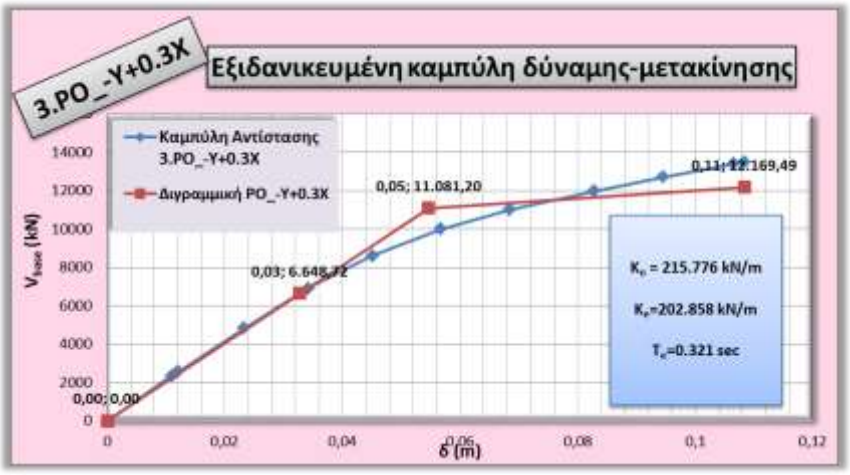
Διάγραμμα 8-6: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Ενισχυμένος – PO_X-0.3Y

Καμπύλη Αντίστασης		
dx	V	Area
0,000037	0	-
0,010977	3473,346	18,999203
0,012189	3850,454	4,438211
0,032187	6888,509	34,757870
0,032615	6952,816	1,561830
0,035666	8278,317	99,275460
0,048201	9240,302	109,797845
0,059402	9768,66	106,459692
0,073447	10122,617	139,686495
0,085044	10357,501	118,753964
0,096349	10542,809	118,139002
0,109437	10708,256	139,068969
Total Area		910,93862

Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης		
	V	dx
	0	0
0,60*Vy	5007,528	0,015908
Vy	[illegible]	0,026513
Vmax	10956,151	0,1094
Area		910,93600
Ke		314780,086
α*Ke		31478,009
[illegible]		0,10%
Ko		317.490,5
T		0,221
Te		0,22195
Αριθμός Ορόφων		2
Cn		1,2
Tc		0,5
Se(Te)		10,59480
Φe		12,71376
W (KN)		4864,90000
Vy/W		0,15
Cm		1,00
R		8,64000
C1		2,11633
C2		1,25840193
C3		1,0
Bt		0,041578

4.PI_-X-0.3Y 1.PO_X+0.3Y 2.PO_X-0.3Y 3.PO_-X+0

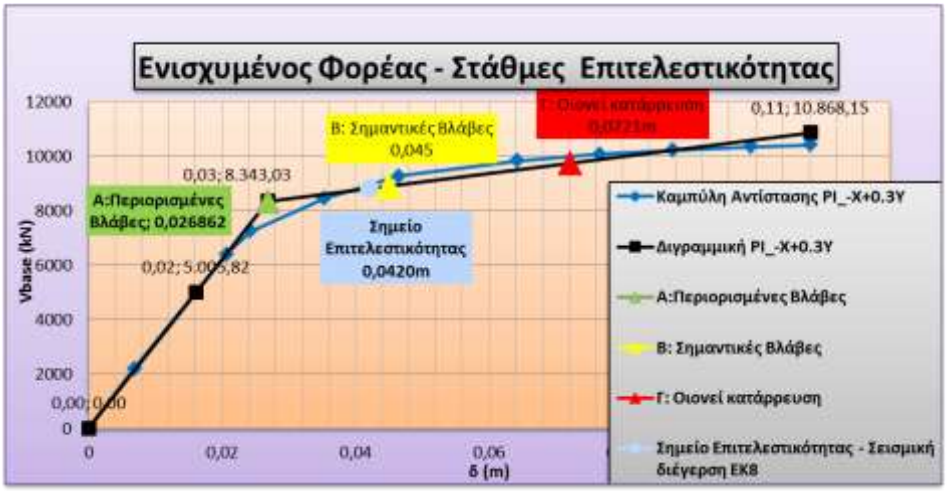
Διάγραμμα 8-7: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Ενισχυμένος – PI_Y-0.3Y



Διάγραμμα 8-8: Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης – Ενισχυμένος – PO_-Y+0.3Y

8.6.5 Έλεγχος Ικανοποίησης Κριτηρίων Επιτελεστικότητας

Για την απόδειξη της επάρκειας της ενίσχυσης γίνεται ο έλεγχος ότι η στοχευόμενη μετακίνηση που προκύπτει για την απαίτηση του φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ8 είναι μικρότερη από την μετακίνηση της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες», την οποία ορίσαμε ως στόχο ανασχεδιασμού. Για τον συνδυασμό PI_-X+0.3Y προέκυψε δ_t=0.042m < δ_B=0.045m.



Διάγραμμα 8-9: Έλεγχος ασφαλείας ενισχυμένου φορέα

9 Συμπεράσματα

Στο κεφάλαιο αυτό συνοψίζονται περιληπτικά τα συμπεράσματα που προέκυψαν από όλη την διαδικασία της μελέτης της συμπεριφοράς του σεισμόπληκτου κτιρίου.

Αρχικά, γίνεται αναφορά στις εγγενείς αδυναμίες του κτιρίου που αποτελούν κοινό χαρακτηριστικό των κατασκευών προ του ’85 που σχεδιάστηκαν με τον πρώτο αντισεισμικό κανονισμό. Έπειτα, συγκεντρώνονται τα βασικά συμπεράσματα από την διαδικασία της αξιολόγησης των ανεπαρκειών του ενιαίου φορέα. Στη συνέχεια αναδεικνύεται η επιλογή του αντισεισμικού αρμού ως λύση ικανοποιητική για την ανακούφιση του φορέα από την στρεπτική καταπόνιση. Τέλος, γίνεται σύγκριση των καμπύλων ικανότητας των κτιρίων υφιστάμενου και ενισχυμένου και παρουσιάζονται φωτογραφίες από τον ενισχυμένο φορέα.

9.1 Κοινά χαρακτηριστικά κατασκευών προ του 1985

Ο πρώτος πανελλήνιος Αντισεισμικό Κανονισμός ίσχυσε στη χώρα το 1959. Ωστόσο, πρώτη θέσπιση Α/Κ έγινε το 1928 για την περιοχή Κορίνθου-Λουτρακίου-Περαχώρας. Το βασικό νέο στοιχείο που εισήγαγε στο σχεδιασμό των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 ήταν η απαίτηση υπολογισμού και διαστασιολόγησης για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών της κατασκευής και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων αυτών ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμεινε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954, ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 και δεν περιλάμβανε διατάξεις για κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα. Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν κατακόρυφα κυρίως φορτία. Η ίδια αντίληψη, αυτή της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος. Ως αποτέλεσμα τα κτήρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζοντίων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Αντίθετα συχνά χαρακτηρίζονταν από όπλιση των πλακών μόνο στη μία οριζόντια διεύθυνση και στήριξή τους σε δοκούς παράλληλες στην άλλη διεύθυνση, με αποτέλεσμα το κτήριο να διαθέτει σαφές πλαισιακό σύστημα μόνο στη μία διεύθυνση ενώ στην άλλη τα υποστυλώματά του να λειτουργούν ουσιαστικά σαν κατακόρυφοι πρόβολοι. Πολύ συχνά επίσης η θέση των δοκών και των υποστυλωμάτων καθοριζόταν απόλυτα από την αρχιτεκτονική διάταξη, με αποτέλεσμα το δομικό σύστημα να κυριαρχείται από έμμεσες στηρίξεις δοκών επί άλλων δοκών και να χαρακτηρίζεται από σχεδόν πλήρη απουσία πλήρων πλαισίων.

Δομικά συστήματα με τα παραπάνω χαρακτηριστικά μπορεί να είναι επαρκή για τη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στο έδαφος, έχουν όμως προβληματική σεισμική συμπεριφορά και απαιτούν αρκετά προσεκτική και αξιόπιστη μαθηματική προσομοίωση και χρήση μεθόδων (κατά προτίμηση δυναμικής) ανάλυσης κατασκευών στο χώρο με Η/Υ.

Ελλείψει όμως εύκολης πρόσβασης σε υπολογιστές, και, συνεπακολούθως, κατάλληλου λογισμικού, είχε επικρατήσει τότε στην Ελληνική μελετητική πρακτική ένας προσεγγιστικός τρόπος υπολογισμού της σεισμικής έντασης στα μέλη του δομικού συστήματος (ανάλογα με τις ελαστικές δυσκαμψίες τους, θεωρώντας τα πακτωμένα στις στάθμες των ορόφων), ο οποίος οδηγούσε σε λανθασμένη εκτίμηση της κατανομής της σεισμικής τέμνουσας ορόφου στα μέλη, υποεκτιμώντας ή υπερεκτιμώντας την κατά περίπτωση. Οι επιπτώσεις των αστοχιών του προσομοιώματος και του τρόπου ανάλυσης που χρησιμοποιούνταν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτηρίων οπλισμένου σκυροδέματος μετά το 1959 θα μειωνόταν ουσιαστικά αν τα

μέλη διέθεταν μεγάλη τοπική πλαστιμότητα, που θα επέτρεπε την ανακατανομή της σεισμικής έντασης από τα περισσότερο βεβαρημένα σημεία στα λιγότερο.Όμως τα κτήρια που σχεδιάσθηκαν και κατασκευάσθηκαν με τον Κανονισμό του 1959 εκτιμάται ότι διαθέτουν τοπική πλαστιμότητα που ισοδυναμεί περίπου με συντελεστή συμπεριφοράς μεταξύ 1.5 και 2.0, και αυτό οφείλεται στις υπεραντοχές του ΟΣ, λόγω χρήσης αυξημένων, για τα σημερινά δεδομένα, συντελεστών ασφαλείας υλικών. Το συμπέρασμα είναι ότι, αν δεν διαθέτουν σημαντικές υπεραντοχές, (π.χ. λόγω καλής ποιότητας τοιχοπληρώσεων με πυκνή και κανονική διάταξη σε κάτοψη και χωρίς πολλά και μεγάλα ανοίγματα), τα κτήρια Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάσθηκαν με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 χαρακτηρίζονται από υψηλή σεισμική τρωτότητα. Η συνήθης όμως περίπτωση είναι οι υπεραντοχές αυτές να υφίστανται, οπότε τα προβλήματα εντοπίζονταν σε κτήρια με έλλειψη τοίχων (πχ πιλοτές).

9.2 Αξιολόγηση συμπεριφοράς ενιαίου κτιρίου

Από τις πρώτες ιδιομορφικές αναλύσεις τέθηκε το ζήτημα της **στρεπτική δεσπόζουσας ιδιομορφής.** Η αιτία είναι η εκκεντρότητα του κέντρου δυσκαμψίας ως προς το κέντρο μάζας. Οι βασικοί λόγοι που προκαλούν εκκεντρότητα είναι δύο. Πρώτον το μισό τμήμα της κατασκευής είναι τύπου“Pilotis” και το υπόλοιπο έχει τοίχους πλήρωσης με αποτέλεσμα άνιση κατανομή δυσκαμψίας και τη δυσμενή ύπαρξη τοιχοπληρώσεων. Δεύτερον, η θέση των τοιχωμάτων του ανελκυστήρα και των κλιμακοστασίων ενισχύουν την εν λόγω εκκεντρότητα.

Η χαμηλή ποιότητα υλικών και απουσία ποιοτικού ελέγχου, η χαμηλή στάθμη σεισμικής διέγερσης , η χαμηλή πλαστιμότητα, η ανεπάρκεια σε διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς, τα ανεπαρκή μήκη παράθεσης οπλισμών, η απουσία κρυφοϋποστυλωμάτων στα τοιχώματα, η απουσία κατασκευαστικών – αντισεισμικών λεπτομερειών στις κρίσιμες περιοχές και η απουσία ικανοτικού σχεδιασμού αποτελούν **εγγενείς αδυναμίες** του κτιρίου και η ύπαρξη τους χαρακτηρίζει όλα τα κτίρια της δεκατίας του ’70 που σχεδιάστηκαν με **Α.Κ.1959** και τον Κ.Ω.Σ.1954. Συνεπώς, ήταν αναμενόμενη η πλήρης ανεπάρκεια των φερόντων στοιχείων της κατασκευής υπό την σεισμική δράση του σύγχρονου αντισεισμικού **ΕΚ8.**

Μεγαλύτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα αποτελέσματα της **αποτίμησης** της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου για μια χαμηλότερη σεισμική δράση αυτή που ορίζει το **ΦΕΚ455/’14**. Η σεισμική αυτή δράση ορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τα σεισμικά φορτία με τα οποία σχεδιάστηκε αρχικά η κατασκευή. Οι αναλύσεις έδειξαν ότι και τότε ο φορέας παρουσιάζει μεγάλες ανεπάρκειας στην πλειοψηφία των υποστυλωμάτων όμως ο βαθμός ανεπάρκειας είναι πολύ μικρότερος. Μάλιστα 85% των στύλων έχουν $\lambda<2.5$. Τα δοκάρια επαρκούν στην πλειονότητά τους. Δείτε αναλυτικά στο αντίστοιχο κεφάλαιο.

Ακόμα και τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης έδειξαν αδυναμία του φορέα όσον αφορά το σύστημα ανάληψης σεισμικών δυνάμεων. Και η εκτίμηση των βλαβών με τη μεθοδολογία Hazus επιβεβαίωσε τα παραπάνω. Ο φορέας εμφανίζει εκτεταμένες και ολοκληρωτικές βλάβες με πιθανότητα 46% και 25% αντίστοιχα για την στοχευόμενη μετακίνηση του ΕΚ8. Γενικά ο φορέας παρουσιάζει λίγο χειρότερη συμπεριφορά κατά την Y διεύθυνση.

Όσον αφορά τον δείκτη συμπεριφοράς q της κατασκευής η χοντρική του εκτίμηση με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιβεβαιώθηκε με ακριβέστερη εκτίμηση με τη μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον προσδιορισμό του q μέσω ελαστικών αναλύσεων μόνον. Το **q** με βάση αυτή προέκυψε **1.23.**

9.3 Απόδειξη αναγκαιότητας αντισεισμικού αρμού

Μετά την ανάλυση με ελαστικές και ανελαστικές μεθόδους και του Ενιαίου αρχικού φορέα και των δύο υπο-φορέων (Μπρόσθιο Τμήμα Α και Οπίσθιο τμήμα Β) που προέκυψαν μετά την κατασκευή του αντισεισμικού αρμού έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων.

9.3.1 Έλεγχος Κανονικότητας σε κάτοψη – Κατανομή μαζών και δυσκαμψιών

Έγινε σύγκριση αρχικά ως προς την κανονικότητα των φορέων σε κάτοψη και την κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας τους.

Το σχήμα της αρχιτεκτονικής κάτοψης του ενιαίου φορέα (ανεστραμμένο Γ) με εισέχουσα γωνία διαστάσεων 7m x 13m τον καθιστά μη κανονικό σε κάτοψη. Αυτό προκύπτει και με τον έλεγχο του ΕΚ8 που ορίζει ως κανονικό τον φορέα με εσοχές που το εμβαδόν τους δεν ξεπερνά το 5% του εμβαδού του κυρτού πολυγώνου του περιγράμματος της κάτοψης. Ο αρχικός - φορέας είναι στρεπτικά ευαίσθητος και αυτό οφείλεται στην ύπαρξη των ισχυρών τοιχωμάτων του ανελκυστήρα και του κλιμακοστασίου στη μέση περίπου του φορέα με αποτέλεσμα τη μετατόπιση του κέντρου δυσκαμψίας ακόμα πιο έκκεντρα σε σχέση με το κέντρο μάζας της κατασκευής. Επιπλέον, η εκκεντρότητα αυτή γίνεται δυσμενέστερη λόγω της άνισης ύπαρξης τοιχοπληρώσεων στον φορέα, καθώς το μπροστινό τμήμα της υποδοχής αποτελεί πυλωτή και το πίσω κομμάτι ως χώρος δωματίων έχει τοίχους πλήρωσης. Το πρόβλημα αυτό λύθηκε σε μεγάλο βαθμό με την λύση του αντισεισμικού αρμού και τη δημιουργία των δύο ανεξάρτητων στατικά φορέων.

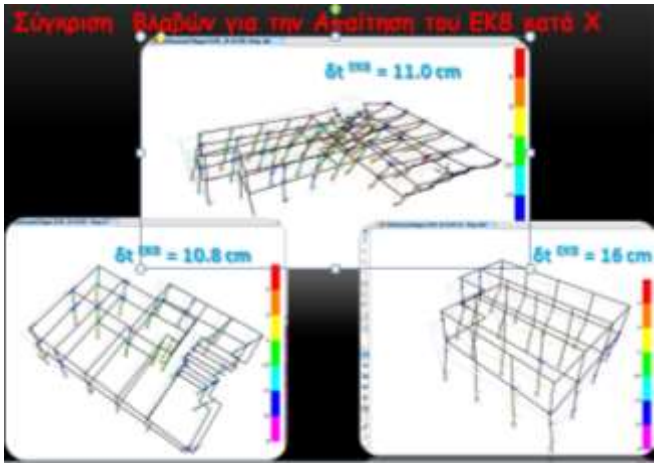
9.3.2 Σύγκριση Σχήματος Ιδιομορφών και Δρώσων Μαζών

Στη συνέχεια συγκρίθηκαν το σχήμα των ιδιομορφών και τα ποσοστά δρώσων μαζών που ενεργοποιούνται σε κάθε διεύθυνση. Έγινε ξεκάθαρο ότι οι δύο νέοι φορείς έχουν μεγαλύτερη στρεπτική δυσκαμψία.

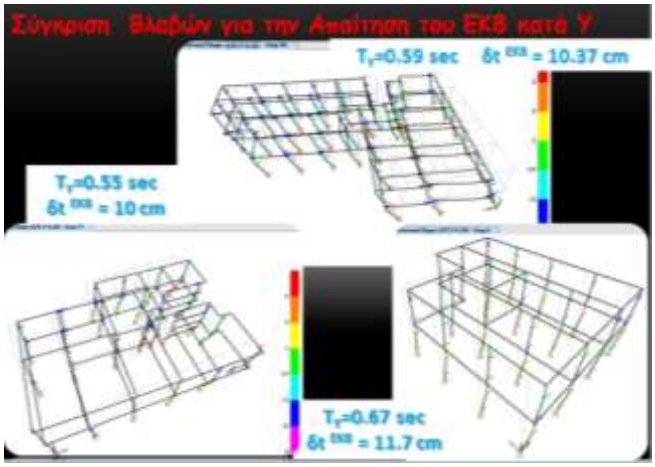
Συγκεκριμένα, για τον ενιαίο φορέα η $1^{η}$ ιδιομορφή είναι στρεπτική. Μετά την κατασκευή του αρμού το οπίσθιο τμήμα έχει $1^{η}$ ιδιομορφή που κυριαρχεί στην διεύθυνση X και διεγείρει το 92% της ταλαντούμενης μάζας και στο μπρόσθιο τμήμα η $1^{η}$ ιδιομορφή δεσπόζει κατά Y με ποσοστό 87%. Βέβαια παράλληλα συνυπάρχει και ένα ποσοστό δρώσας μάζας 40% κατά Rz.

9.3.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων Ανελαστικών Αναλύσεων

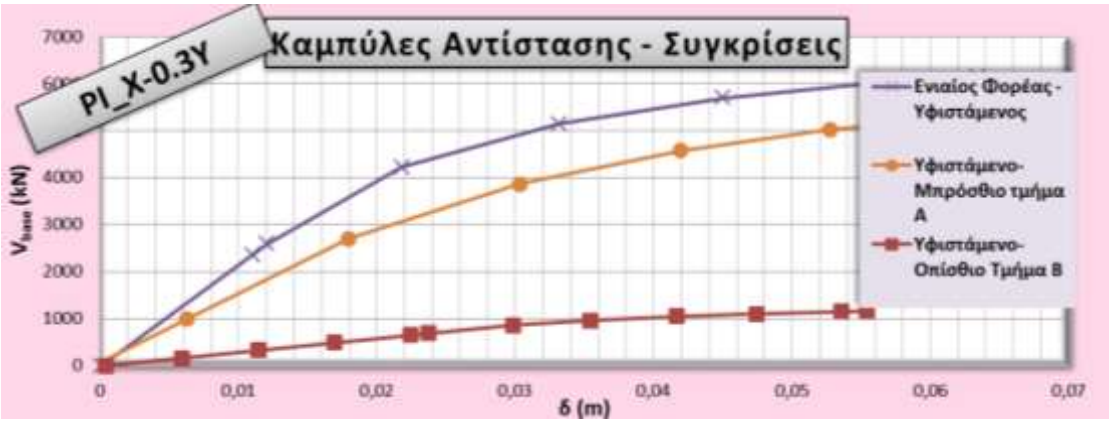
Τέλος, μέσω ανελαστικών στατικών αναλύσεων αποδείχτηκε ότι έαν είχε προβλεφθεί ο αντισεισμικός αρμός εκ κατασκευής ή έστω είχε πραγματοποιηθεί ως προσεισμικό μέτρο επέμβασης, η συμπεριφορά της κατασκευής στον σεισμό θα ήταν πολύ καλύτερη. Συγκεκριμένα, οι βλάβες που θα αναπτύσσονταν στην πυλωτή θα ήταν πολύ μικρότερες και πιο εύκολα επισκευάσιμες και γενικότερα η κατανομή των αστοχιών θα ήταν πιο ομοιόμορφη. Παρακάτω δίνεται η εικόνα των παραμορφώσεων των πλαστικών αρθρώσεων για την απαίτηση του σεισμού σχεδιασμού του ΕΚ8 για κάθε έναν φορέα στις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y της σεισμικής διέγερσης.



Εικόνα 9-1: Βλάβες φορέων για την απαίτηση του ΕΚ8 κατά X



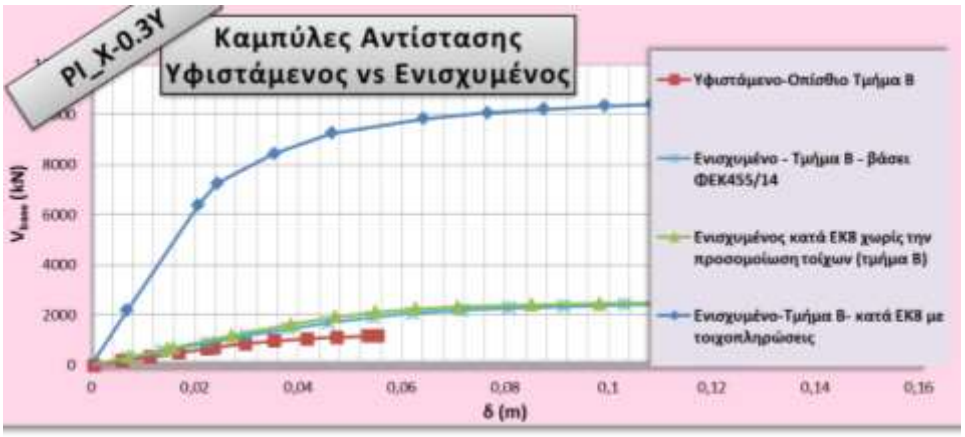
Εικόνα 9-2: Βλάβες φορέων για την απαίτηση του ΕΚ8 κατά Y



Διάγραμμα 9-1: Σύγκριση Ικανότητας Ενιαίου φορέα έναντι υποφορέων

9.4 Σύγκριση ενισχυμένου φορέα έναντι υφιστάμενου

Στο παρακάτω διάγραμμα συγκρίνονται οι καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα και υφιστάμενου. Παρατηρούμε την μεγάλη ευνοϊκή επιρροή των τοίχων πλήρωσης όταν συνεκτιμούνται στο προσομοίωμα της ανάλυσης. Ο δείκτης συμπεριφοράς **q** εκτιμήθηκε για τον **ενισχυμένο φορέα** από την καμπύλη αντίστασης ίσος με **2.40**. Τελικά, και η διαδικασία αξιολόγησης των βλαβών αποδεικνεί την επιτυχία της ενίσχυσης.



9.5 Φωτογραφική Αποτύπωση – Ενισχυμένη Κατασκευή

Εικόνα 9-3: Πρόσοψη Ενισχυμένου φορέα

Εικόνα 9-4: Ενισχυμένος φορέας – Εκσκαφές νέας θεμελίωσης

Εικόνα 9-5: Κατασκευή νέων τοιχωμάτων & θεμελίωσή τους

Εικόνα 9-6: Θεμελίωση νέων τοιχωμάτων

Εικόνα 9-7: Ενίσχυση πλάκας οροφής ισογείου μπροστινού τμήματος

Εικόνα 9-8: Νέες τοιχοπληρώσεις

Εικόνα 9-9: Ολόσωμος Μανδύας ΙΟΠ για ενίσχυση στύλου

Εικόνα 9-10: Κόμβος δοκού – στύλου - ενίσχυση με ΙΟΠ

Εικόνα 9-11: Εφαρμογή ανθρακοϋφάσματος σε τοίχωμα

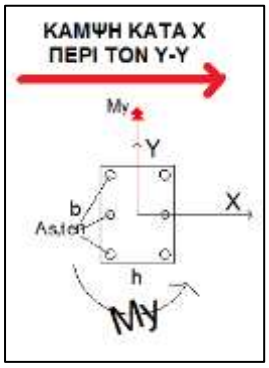
Εικόνα 9-12: Αποκατάσταση Ανελκυστήρα με ρητινενέσεις

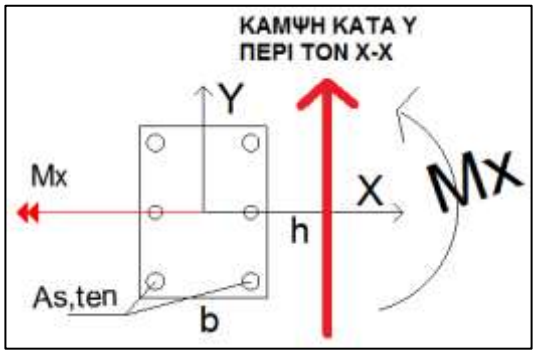
Εικόνα 9-13: Ενίσχυση δοκού & υποστυλώματος ισογείου με ΙΟΠ

Εικόνα 9-14: Ενισχυμένος φορέας

Παράρτημα Α. Πίνακες προσδιορισμού συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων

Το παράρτημα αυτό περιέχει σε μορφή πινάκων όλα τα χαρακτηριστικά που προσδιορίζουν τη συμπεριφορά του εκάστοτε δομικού στοιχείου **(υποστυλώματος, τοιχώματος, δοκού)** τόσο κατά τη διαρροή όσο και στην αστοχία του. Οι υπολογισμοί έχουν γίνει για όλα τα φέροντα στοιχεία σε κάθε ένα όροφο ξεχωριστά (ισόγειο και α' όροφος). Παρατίθενται όλα τα παραπάνω και για τις δύο **διευθύνσεις κάμψης κατά Χ και κατά Υ**.





Όλοι οι υπολογισμοί έγιναν με εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και συγκεκριμένα της **§7.2** «Συμπεριφορά Υφιστάμενων Στοιχείων» και του **Παραρτήματος 7Α** «Αναλυτικός Υπολογισμός Καμπυλότητας Διαρροής Ο/Σ με Ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη». Επίσης, υπολογίζονται και οι **στάθμες επιτελεστικότητας** για κάθε δομικό στοιχείο σύμφωνα με το **κεφάλαιο 9** του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για το σκοπό αυτό κατασκευάστηκαν αρχεία excel με πολλά φύλλα υπολογισμού όπου εισάγονται ως δεδομένα **τα υλικά, οι διατομές, η όπλιση, η αξονική ένταση λόγω της σεισμικής δράσης** και προσδιορίζεται πλήρως η συμπεριφορά του δεδομένου δομικού στοιχείου. Συγκεκριμένα, τα τελικά υπολογιζόμενα μεγέθη είναι η γωνία στροφής χορδής κατά την καμπτική διαρροή στοιχείου $\boldsymbol{\theta_y}$, η γωνία στην καμπτική αστοχία $\boldsymbol{\theta_u}$ και η ενεργός δυσκαμψία $\mathbf{K_{eff}}$. Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται και τα επιμέρους μεγέθη που υπολογίζονται στο excel.

Πίνακας: Αντίσταση, Δυσκαμψία και Ικανότητα παραμόρφωσης Υφιστάμενων Στοιχείων							
Απαιτούμενα Δεδομένα				**Επιμέρους υπολογισμοί**		**ΤΕΛΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ**	
1.Διατομή	b	h	c	■ *Καμπυλότητα διαρροής*	$(1/r)_y$	■ *Γωνία στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή στοιχείου*	θ_y
2.Όπλιση	$A_{s,εφελ}$	$A_{s,θλιβ}$	$A_{s,w}$	■ *Ροπή στη διαρροή*	M_y	■ *Γωνία στροφής χορδής στην καμπτική αστοχία*	θ_u
3.Υλικά	E	Αντοχές	Σ.Α.	■ *Τέμνουσα κατά την καμπτική διαρροή*	V_{M_u}	■ *Ενεργός δυσκαμψία*	K_{eff}
4. $N_{sd(G+0.3Q}$	μέση τιμή			■ *Τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση*	V_{R_1}	■ *Αντοχή σε διάτμηση*	$V_{Rd,c}$

Να σημειώσουμε ότι η σεισμική δράση $\mathbf{N_{sd}}$ θεωρήθηκε σταθερή ίση με αυτήν που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό G+0.3Q και προκύπτει ως μέση τιμή των τιμών της στα άκρα του μέλους.

Αντοχές υλικών και συντελεστές ασφαλείας ανάλογα τη μέθοδο ελέγχου

Α. Γενικά Δεδομένα				
c =	0,02	m	καθαρή επικάλυψη	
Συνδετήρες	2	"2=δεν λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των συνδετήρων"		
Φ_w =	0,01	m	διάμετρος συνδετήρων	
Τμήσεις	2			
E_s=	200.000	MPa	ιδιότητα του υλικού δεν βάζω κάποιο συντ.ασφαλείας	
E_{cm}=	25.331,37	MPa		
Β. Δεδομένα ανάλογα τη μέθοδο ελέγχου				
Β.1. ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ				
γ_m =	1,1		Σ.Α.Δ.	ικανοποιητική υφιστάμενα
Χάλυβας Διαμήκους Οπλισμού				
fy (μέση) =	400	MPa	δουλεύω με τη θεωρητική	
fy (μ-τα) =				
fym=	363,63636	MPa	με συντελεστή γ_m	
Χάλυβας Εγκάρσιου Οπλισμού				
fyw(μέση)=	220	MPa		
fywm=	200	MPa		
Σκυρόδεμα				
fck=	8	MPa	θεωρητική	
fcm=	16	MPa	fcm=fck+8	
fcm/γm=	14,545455	MPa	διαιρεμένο με 1,1	
fctm=	1,78761	MPa	Δουλεύω με μέση τιμή	
fctk0,05=	1,251327	MPa		
τRd=	0,3128318	MPa		
Β.2. ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ				
Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας				
γ_c	1,5	Σ.Α.Δ.	ικανοποιητική	υφιστάμενα υλικά
γ_s	1,15			
Χάλυβας Διαμήκους Οπλισμού				
fy(μέση)=	400	MPa	δουλεύω με τη θεωρητική	
fy(μ-τα)=				
fym=	347,82609	MPa	με συντελεστή γ_s	
Χάλυβας Εγκάρσιου Οπλισμού				
fyw(μέση)=	220	MPa		
fywm=	146,66667	MPa		
s_h=				
Σκυρόδεμα				
fck=	8	MPa	χαρακτηριστική	
fck/γc=	5,3333333	MPa	κανονικά Χ-S	
fctm=	0,9157714	MPa	Δουλεύω με μέση τιμή	
fctk0,05=	0,64104	MPa		
τRd=	0,16026	MPa		

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Υ-Υ

			Δεδομένα διατομής							h//x	b//y	Οπλισμός: Εφελκυόμενος			Οπλισμός: Θλιβόμενος		Οπλισμός: Ενδιάμεσος					Γεωμετρικά ποσοστά οπλισμού				Θλιπτική Αξονική G+0.3Q
α/α			ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	(//x) cm	(//y) cm	A_c (cm^2)	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	A_s (cm^2)	A_s (m^2)	$h_{υποστ}$ (m)	$b_{υποστ}$ (m)	$d_b^{εφ}$ (mm)	εφελ.	$A_{s,εφελ}$ (m^2)	$d_b^{θλιβ}$ (mm)	$A_{s,θλιβ}$ (m^2)	$d_b^{ενδ}$ (mm)	$A_{s,ενδιαμ}$ (m^2)	d (m)	d' (m)	a=E_s/E_c	ρ	ρ'	$ρ_v$	δ'=d'/d	N_{sd} (kN)
1	**K1**	.K1(20X100).dx	20 x 100	20	100	2000	8Φ20 + 8Φ10	31,42	0,003142	0,20	1,00	10	2Φ20+4Φ10	0,0009425	10	0,0009425	20	0,00126	0,165	0,035	7,90	0,00571	0,00571	0,00762	0,2121	318,45
2	**K2**	K2(55X30).dxf	55 x 30	55	30	1650	8Φ20 + 4Φ20	37,70	0,003770	0,55	0,30	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00126	0,510	0,040	7,90	0,00821	0,00821	0,00821	0,0784	561,69
3	**K3**	K3(55X30).dxf	55 x 30	55	30	1650	8Φ20 + 4Φ20	37,70	0,003770	0,55	0,30	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00126	0,510	0,040	7,90	0,00821	0,00821	0,00821	0,0784	542,94
4	**K4**	K4(55X30).dxf	55 x 30	55	30	1650	8Φ20 + 4Φ20	37,70	0,003770	0,55	0,30	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00126	0,510	0,040	7,90	0,00821	0,00821	0,00821	0,0784	533,26
5	**K5**	K5(55X30).dxf	55 x 30	55	30	1650	8Φ20 + 4Φ20	37,70	0,003770	0,55	0,30	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00126	0,510	0,040	7,90	0,00821	0,00821	0,00821	0,0784	584,51
6	**K6**	K6(20X100).dxf	20 x 100	20	100	2000	8Φ20 + 8Φ10	31,42	0,003142	0,20	1,00	10	2Φ20+4Φ10	0,0009425	10	0,0009425	20	0,00126	0,165	0,035	7,90	0,00571	0,00571	0,00762	0,2121	296,77
7	**K7**	K7(160X20).dxf	160 x 20	160	20	3200	16Φ20 + 10Φ10	58,12	0,005812	1,60	0,20	10	8Φ20	0,0025133	10	0,0025133	10	0,00079	1,565	0,035	7,90	0,00803	0,00803	0,00251	0,0224	456,64
8	**K8**	K8(20X100).dxf	20 x 100	20	100	2000	8Φ20 + 8Φ10	31,42	0,003142	0,20	1,00	10	2Φ20+4Φ10	0,0009425	10	0,0009425	20	0,00126	0,165	0,035	7,90	0,00571	0,00571	0,00762	0,2121	390,22
9	**K9**	K9(20X100).dxf	20 x 100	20	100	2000	8Φ20 + 8Φ10	31,42	0,003142	0,20	1,00	10	2Φ20+4Φ10	0,0009425	10	0,0009425	20	0,00126	0,165	0,035	7,90	0,00571	0,00571	0,00762	0,2121	784,75
10	**K10**	K10(70X25).dxf	70 x 25	70	25	1750	6Φ20 + 4Φ20	31,42	0,003142	0,70	0,25	20	3Φ20	0,0009425	20	0,0009425	20	0,00126	0,660	0,040	7,90	0,00571	0,00571	0,00762	0,0606	763,34
11	**Φ.Α.Τ1**	T1(20X200).dxf	20 x 200	20	200	4000	8Φ20 + 3Φ20	34,56	0,003456	0,20	2,00	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	20	0,00126	0,160	0,040	7,90	0,00196	0,00196	0,00393	0,2500	1556,92
12	**Φ.Α.Τ2**	T2(170X20).dxf	170 x 20	170	20	3400	8Φ20	25,13	0,002513	1,70	0,20	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	0	0,00000	1,660	0,040	7,90	0,00379	0,00379	0	0,0241	801,37
13	**Φ.Α.Τ3**	T3(20X200).dxf	20 x 200	20	200	4000	8Φ20 + 3Φ20	34,56	0,003456	0,20	2,00	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	20	0,00126	0,160	0,040	7,90	0,00196	0,00196	0,00393	0,2500	1386,22
14	**K11**	K11(40X20).dxf	40 x 20	40	20	800	4Φ16 + 2Φ16	12,06	0,001206	0,40	0,20	16	2Φ16	0,0004021	16	0,0004021	16	0,00040	0,362	0,038	7,90	0,00555	0,00555	0,00555	0,1050	250,49
15	**K12**	K12(25X40).dxf	25 x 40	25	40	1000	4Φ20 + 2Φ20	18,85	0,001885	0,25	0,40	20	3Φ20	0,0009425	20	0,0009425	0	0,00000	0,210	0,040	7,90	0,01122	0,01122	0	0,1905	98,42
16	**K13**	K13(40X20).dxf	40 x 20	40	20	800	4Φ16 + 2Φ16	12,06	0,001206	0,40	0,20	16	2Φ16	0,0004021	16	0,0004021	16	0,00040	0,362	0,038	7,90	0,00555	0,00555	0,00555	0,1050	161,14
17	**K14**	K14(160X20).dx	160 x 20	160	20	3200	16Φ20 + 10Φ10	58,12	0,005812	1,60	0,20	10	8Φ20	0,0025133	10	0,0025133	10	0,00079	1,565	0,035	7,90	0,00803	0,00803	0,00251	0,0224	349,96
18	**K15**	K15.dxf	30 x 30	30	30	900	4Φ20	12,57	0,001257	0,30	0,30	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	0	0,00000	0,260	0,040	7,90	0,00806	0,00806	0	0,1538	220,94
19	**K16**	K16(55X30).dxf	55 x 30	55	30	1650	8Φ20 + 4Φ20	37,70	0,003770	0,55	0,30	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00126	0,510	0,040	7,90	0,00821	0,00821	0,00821	0,0784	505,00
20	**K17**	K17(30X80).dxf	30 x 80	30	80	2400	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,002287	0,30	0,80	16	2Φ20+1Φ16	0,0008294	16	0,0008294	20	0,00063	0,262	0,038	7,90	0,00396	0,00396	0,003	0,1450	502,77

Υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής διατομής

	Αναλυτικός υπολογισμός βάσει ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝ.ΕΠΕ.													Ημιεμπειρικός υπολογισμός				ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ		
	I.Διαρροή λόγω χάλυβα:					II.Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:					Διαρροή διατομής:				[1]		[2]	Απόκλιση μεταξύ εμπειρικών σχέσεων	Αναλυτική σε σχέση με εμπειρική	Αναλυτική σε σχέση με εμπειρική
			Θλιβόμενη ζώνη	(Α.1)				(Α.3)		(Α.2)	min			$\frac{f_{my}}{E_{sm} * h}$	(Α.7α/Α.8α)	$\frac{f_{my}}{E_{sm} * d}$	(Α.7β/Α.8β)	([2]-[1])/[2]	[1]	[2]
	A	B	ξ_y	$x_y=\xi_y$ x d	$(1/r)_y$	A	B	ξ_y	$x_y=\xi_y$xd	$(1/r)_y$	$(1/r)_y$	ξ_y	Αιτία		$(1/r)_y$		$(1/r)_y$			
K1	0,02435	0,01685	0,3582	0,0591	0,01717	0,0097	0,01154	0,35707	0,05892	0,01754	0,01717	0,3582	διαρροή οπλισμού	0,00909	0,013091	0,011019	0,014986	12,65%	23,75%	14,57%
K2	0,03474	0,02338	0,39241	0,2001	0,00587	0,00688	0,01329	0,40693	0,20753	0,00498	0,00498	0,40693	θλιπτικές παραμορ.	0,00331	0,005851	0,003565	0,005526	-5,89%	-17,49%	-9,87%
K3	0,0344	0,02305	0,38997	0,1989	0,00584	0,00747	0,01329	0,40282	0,20544	0,00503	0,00503	0,40282	θλιπτικές παραμορ.	0,00331	0,005851	0,003565	0,005526	-5,89%	-16,30%	-8,95%
K4	0,03422	0,02287	0,3887	0,1982	0,00583	0,00778	0,01329	0,40072	0,20437	0,00506	0,00506	0,40072	θλιπτικές παραμορ.	0,00331	0,005851	0,003565	0,005526	-5,89%	-15,70%	-8,48%
K5	0,03515	0,02379	0,39534	0,2016	0,0059	0,00616	0,01329	0,41199	0,21011	0,00492	0,00492	0,41199	θλιπτικές παραμορ.	0,00331	0,005851	0,003565	0,005526	-5,89%	-18,95%	-10,98%
K6	0,02399	0,01649	0,35485	0,0585	0,01708	0,01034	0,01154	0,35297	0,05824	0,01775	0,01708	0,35485	διαρροή οπλισμού	0,00909	0,013091	0,011019	0,014986	12,65%	23,36%	13,97%
K7	0,02258	0,0135	0,31671	0,4957	0,0017	0,01151	0,00949	0,30679	0,48013	0,00215	0,0017	0,31671	διαρροή οπλισμού	0,00114	0,001636	0,001162	0,00158	-3,57%	3,76%	7,61%
K8	0,02554	0,01804	0,36892	0,0609	0,01746	0,0076	0,01154	0,37106	0,06123	0,01688	0,01688	0,37106	θλιπτικές παραμορ.	0,00909	0,013091	0,011019	0,014986	12,65%	22,45%	12,65%
K9	0,03212	0,02462	0,4195	0,0692	0,01898	-0,004	0,01154	0,45934	0,07579	0,01364	0,01364	0,45934	θλιπτικές παραμορ.	0,00909	0,013091	0,011019	0,014986	12,65%	4,00%	-9,00%
K10	0,03176	0,02282	0,39978	0,2639	0,00459	-0,0033	0,0101	0,42654	0,28151	0,00367	0,00367	0,42654	θλιπτικές παραμορ.	0,0026	0,004597	0,002755	0,00427	-7,67%	-25,22%	-14,02%
Φ.Α.Τ1	0,02123	0,01829	0,39529	0,0632	0,01879	-0,0157	0,00491	0,42852	0,06856	0,01507	0,01507	0,42852	θλιπτικές παραμορ.	0,00909	0,013091	0,011364	0,015455	15,29%	13,16%	-2,46%
Φ.Α.Τ2	0,01421	0,01051	0,31044	0,5153	0,00159	-0,0041	0,00388	0,28194	0,46803	0,00221	0,00159	0,31044	διαρροή οπλισμού	0,00107	0,00154	0,001095	0,00149	-3,39%	3,04%	6,63%
Φ.Α.Τ3	0,01977	0,01682	0,38243	0,0612	0,0184	-0,0131	0,00491	0,40045	0,06407	0,01613	0,01613	0,40045	θλιπτικές παραμορ.	0,00909	0,013091	0,011364	0,015455	15,29%	18,85%	4,38%
K11	0,02618	0,01872	0,37498	0,1357	0,00804	-7E-05	0,00921	0,38186	0,13823	0,00748	0,00748	0,38186	θλιπτικές παραμορ.	0,00455	0,008045	0,005023	0,007785	-3,35%	-7,60%	-3,96%
K12	0,02566	0,01658	0,34771	0,073	0,01327	0,01677	0,01336	0,34555	0,07257	0,01424	0,01327	0,34771	διαρροή οπλισμού	0,00727	0,012873	0,008658	0,01342	4,08%	3,02%	-1,09%
K13	0,02278	0,01533	0,34393	0,1245	0,00766	0,0059	0,00921	0,33755	0,12219	0,00846	0,00766	0,34393	διαρροή οπλισμού	0,00455	0,008045	0,005023	0,007785	-3,35%	-5,09%	-1,66%
K14	0,02164	0,01257	0,30623	0,4793	0,00167	0,01316	0,00949	0,29695	0,46472	0,00222	0,00167	0,30623	διαρροή οπλισμού	0,00114	0,001636	0,001162	0,00158	-3,57%	2,28%	5,99%
K15	0,0239	0,01708	0,36391	0,0946	0,01099	0,00241	0,00929	0,36456	0,09479	0,0109	0,0109	0,36456	θλιπτικές παραμορ.	0,00606	0,010727	0,006993	0,010839	1,03%	1,62%	0,60%
K16	0,03372	0,02236	0,38494	0,1963	0,0058	0,00867	0,01329	0,39465	0,20127	0,00514	0,00514	0,39465	θλιπτικές παραμορ.	0,00331	0,005851	0,003565	0,005526	-5,89%	-13,94%	-7,07%
K17	0,01751	0,01284	0,33285	0,0872	0,0104	-0,0007	0,00625	0,31959	0,08373	0,01234	0,0104	0,33285	διαρροή οπλισμού	0,00606	0,010727	0,00694	0,010756	0,27%	-3,13%	-3,30%

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Υ-Υ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΣΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΔΙΑΡΡΟΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

	Εύρεση τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή V_{Mu}												Κατά ΕΚΩΣ2000					
	Εύρεση μήκους διάτμησης L_s				1ος όρος	2ος όρος						V_{Mu}	Εύρεση V_{R1} τέμνουσας που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση					
		κατα χ				1ος παράγων	2ος παράγων	γινόμενο	άθροισμα	kNm/m^4	kNm			kN/m^2	m^2	$\frac{A_{sl}}{bd}$		kN
	$H_{ορόφ}$	$h_{δοκού}$	$H_{καθαρό}$	L_s (m)	$E_c x \xi_y^2 x 0,5x(0,5(1+\delta')-\xi_y/3)$	$(1-\xi_y)\rho+(\xi_y-\delta')\rho'+\rho_w/6(1-\delta')$	$(1-\delta')E_s/2$			M_y/bd^3	M_y	$=M_y/L_s$ kN	k	σ_{cp}	A_{sl}		ρ_l	V_{Rd1}
Κ1	3,25	0,7	2,55	1,275	790,8785761	0,005500432	78787,9	433,367	1224,25	21019,6	94,42	74,06	1,435	1592,26	0,0009425	0	0,00571	145,22
Κ2	3,25	0,7	2,55	1,275	846,4154172	0,008830655	92156,9	813,805	1660,22	8268,38	329,04	258,07	1,09	3404,20	0,0012566	0	0,00821	157,87
Κ3	3,25	0,7	2,55	1,275	832,2331655	0,008830655	92156,9	813,805	1646,04	8281,31	329,56	258,48	1,09	3290,57	0,0012566	0	0,00821	155,26
Κ4	3,25	0,7	2,55	1,275	824,9976375	0,008830655	92156,9	813,805	1638,80	8288,15	329,83	258,69	1,09	3231,91	0,0012566	0	0,00821	153,92
Κ5	3,25	0,7	2,55	1,275	863,9662018	0,008830655	92156,9	813,805	1677,77	8253,19	328,44	257,60	1,09	3542,46	0,0012566	0	0,00821	161,04
Κ6	3,25	0,7	2,55	1,275	777,9187791	0,005500432	78787,9	433,367	1211,29	20688,9	92,94	72,89	1,435	1483,84	0,0009425	0	0,00571	142,53
Κ7	3,25	0	3,25	1,625	515,3140089	0,00825891	97763,6	807,421	1322,73	2249,02	1724,11	1060,99	1	1426,99	0,0025133	0	0,00803	215,95
Κ8	3,25	0	3,25	1,625	841,2157368	0,005500432	78787,9	433,367	1274,58	21516,8	96,66	59,48	1,435	1951,09	0,0009425	0	0,00571	154,10
Κ9	3,25	0,5	2,75	1,375	1210,452709	0,005500432	78787,9	433,367	1643,82	22416,9	100,70	73,24	1,435	3923,75	0,0009425	0	0,00571	202,92
Κ10	3,25	0,5	2,75	1,375	894,3629988	0,006558207	93939,4	616,074	1510,44	5545,52	398,58	289,88	1	4361,92	0,0009425	0	0,00571	181,69
Φ.Α.Τ1	3,25	0,6	2,65	1,325	1121,417943	0,001963495	75000	147,262	1268,68	19124,9	156,67	118,24	1,44	3892,30	0,0006283	0	0,00196	371,14
Φ.Α.Τ2	3,25	0	3,25	1,625	498,7227439	0,003693845	97590,4	360,484	859,21	1364,76	1248,57	768,35	1	2356,96	0,0012566	0	0,00379	257,73
Φ.Α.Τ3	3,25	0	3,25	1,625	998,3217249	0,001963495	75000	147,262	1145,58	18479,7	151,39	93,16	1,44	3465,55	0,0006283	0	0,00196	350,65
Κ11	3,25	0,7	2,55	1,275	785,2828009	0,005799686	89502,8	519,088	1304,37	9752,85	92,53	72,57	1,238	3131,11	0,0004021	0	0,00555	73,88
Κ12	3,25	0,7	2,55	1,275	733,99921	0,009082836	80952,4	735,277	1469,28	19502	72,24	56,66	1,39	984,25	0,0009425	0	0,01122	72,63
Κ13	3,25	0,6	2,65	1,325	655,9635484	0,005799686	89502,8	519,088	1175,05	8995,66	85,35	64,41	1,238	2014,30	0,0004021	0	0,00555	61,75
Κ14	3,25	0,6	2,65	1,325	485,9161156	0,00825891	97763,6	807,421	1293,34	2165,81	1660,32	1253,07	1	1093,61	0,0025133	0	0,00803	200,29
Κ15	3,25	0,7	2,55	1,275	766,5980326	0,006816079	84615,4	576,745	1343,34	14648,2	77,24	60,58	1,34	2454,84	0,0006283	0	0,00806	78,49
Κ16	3,25	0,6	2,65	1,325	804,1990495	0,008830655	92156,9	813,805	1618,00	8308,73	330,65	249,55	1,09	3060,59	0,0012566	0	0,00821	149,99
Κ17	3,25	0,6	2,65	1,325	647,6777728	0,00381021	85496,2	325,758	973,44	10125,6	145,68	109,95	1,338	2094,88	0,0008294	0	0,00396	185,03

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Υ-Υ

Υπολογισμός θ_y και θ_u

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ - ΜΕΣΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΝΤΟΧΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΣΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΔΙΑΡΡΟΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \times \frac{L_s + a_y z}{3} + 0{,}0014 \times \left(1 + 1{,}5 \times \frac{h}{L_s}\right) + \frac{1/r_y \times d_b \times f_y}{8 \times \sqrt{f_c}}$$

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ

	Συνδυασμοί δράσεων με σεισμό					επιρροή μήκους μετάθεσης	Γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή																								Προ του '85 με λείες ράβδους
							1ος	στοιχείο	2ος	3ος	θ_y									δεδομένα περίσφιγξης						Συντ.αποδοτικότητας (αμελείται η περίσφιγξη)	Γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού		Δεν υπάρχει διαδιαγώνιος οπλισμός		Σ.8.α	
	v	V_{cd}	a_v	Συμπεριφορά	z (m)	a_v* z	(1/r)$_y$x(L$_s$+a$_y$xz)/3		0,0014x(1+1,5xh/L$_s$)	(1/r)$_y$xd$_b$xf$_y$/8/f$_c$^0,5		0,016x0,3^ν	ω	ω'	max(0,01;ω)	max(0,01;ω')	$\left(\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} \times f_c\right)^{0{,}225}$	a$_s$=L$_s$/h	a$_s$^0,35	b$_o$	h$_o$	bi//b//y	bi//h//x	Σb$_i^2$	α	ρ$_s$	25^(αρ$_s$f$_{yw}$/f$_c$)	ρ$_d$	1,25^(100ρ$_d$)	θ$_{um}$	θ$_{um}$
K1	0,10947	101,65	0	Πλάστιμη	0,130	0	0,007296991	ΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,002046296	0,0106	0,014024	0,3332	0,1428	0,33319922	0,14279967	1,509450464	6,38	1,91	0,95	0,15	0,93	0,13	1,76	0	0	1	0	1	0,04048	0,01859
K2	0,23404	142,08	1	Ψαθυρή	0,470	0,47	0,00289687	ΣΤΥΛΟΣ	0,002305882	0,001187131	0,0064	0,012071	0,41067	0,20533	0,41066571	0,20533285	1,5627226	2,32	1,34	0,25	0,50	0,22	0,47	0,54	0	0	1	0	1	0,02532	0,02004
K3	0,22623	139,74	1	Ψαθυρή	0,470	0,47	0,002926398	ΣΤΥΛΟΣ	0,002305882	0,001199231	0,0064	0,012185	0,41067	0,20533	0,41066571	0,20533285	1,5627226	2,32	1,34	0,25	0,50	0,22	0,47	0,54	0	0	1	0	1	0,02556	0,02023
K4	0,22219	138,53	1	Ψαθυρή	0,470	0,47	0,002941744	ΣΤΥΛΟΣ	0,002305882	0,00120552	0,0065	0,012244	0,41067	0,20533	0,41066571	0,20533285	1,5627226	2,32	1,34	0,25	0,50	0,22	0,47	0,54	0	0	1	0	1	0,02568	0,02033
K5	0,24354	144,94	1	Ψαθυρή	0,470	0,47	0,002861298	ΣΤΥΛΟΣ	0,002305882	0,001172553	0,0063	0,011934	0,41067	0,20533	0,41066571	0,20533285	1,5627226	2,32	1,34	0,25	0,50	0,22	0,47	0,54	0	0	1	0	1	0,02503	0,01982
K6	0,10201	99,77	0	Πλάστιμη	0,130	0	0,007259051	ΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,002035657	0,0106	0,014151	0,3332	0,1428	0,33319922	0,14279967	1,509450464	6,38	1,91	0,95	0,15	0,93	0,13	1,76	0	0	1	0	1	0,04085	0,01876
K7	0,09811	53,99	1	Ψαθυρή	1,530	1,53	0,001788127	ΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,000202644	0,0033	0,014217	0,26347	0,20074	0,26347223	0,20074074	1,718071749	1,02	1,01	0,15	1,55	0,13	1,53	4,72	0	0	1	0	1	0,02456	0,01128
K8	0,13414	107,87	0	Πλάστιμη	0,130	0	0,009144109	ΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,002011977	0,0125	0,013614	0,3332	0,1428	0,33319922	0,14279967	1,509450464	8,13	2,08	0,95	0,15	0,93	0,13	1,76	0	0	1	0	1	0,04278	0,01964
K9	0,26976	142,04	0	Πλάστιμη	0,130	0	0,006250325	ΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,001625305	0,0092	0,011563	0,3332	0,1428	0,33319922	0,14279967	1,509450464	6,88	1,96	0,95	0,15	0,93	0,13	1,76	0	0	1	0	1	0,03427	0,01574
K10	0,29988	163,52	1	Ψαθυρή	0,620	0,62	0,002441526	ΣΤΥΛΟΣ	0,002469091	0,000875152	0,0058	0,011151	0,3332	0,1428	0,33319922	0,14279967	1,509450464	1,96	1,27	0,20	0,65	0,17	0,62	0,83	0	0	1	0	1	0,02132	0,01688
Φ.Α.Τ1	0,2676	259,79	0	Πλάστιμη	0,120	0	0,006657964	ΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,003593275	0,0116	0,011593	0,14726	0,04909	0,14726216	0,04908739	1,426465786	6,63	1,94	1,95	0,15	1,92	0,12	7,40	0	0	1	0	1	0,03205	0,01472
Φ.Α.Τ2	0,16204	180,41	1	Ψαθυρή	1,620	1,62	0,001718119	ΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,00037862	0,0034	0,013164	0,09463	0,09463	0,09462628	0,09462628	1,826474621	0,96	0,98	0,15	1,65	0,12	1,62	5,28	0	0	1	0	1	0,02367	0,01087
Φ.Α.Τ3	0,23826	245,46	0	Πλάστιμη	0,120	0	0,008737776	ΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,003845143	0,0139	0,01201	0,14726	0,04909	0,14726216	0,04908739	1,426465786	8,13	2,08	1,95	0,15	1,92	0,12	7,40	0	0	1	0	1	0,03566	0,01638
K11	0,21526	66,49	1	Ψαθυρή	0,324	0,324	0,00398527	ΣΤΥΛΟΣ	0,002058824	0,001425818	0,0075	0,012347	0,27771	0,13885	0,27770985	0,13885492	1,5627226	3,19	1,50	0,15	0,35	0,12	0,32	0,24	0	0	1	0	1	0,02895	0,02292
K12	0,06767	21,79	1	Ψαθυρή	0,170	0,17	0,006393254	ΣΤΥΛΟΣ	0,001811765	0,003163873	0,0114	0,014748	0,2805	0,2805	0,28049934	0,28049934	1,826474621	5,10	1,77	0,35	0,20	0,32	0,17	0,26	0	0	1	0	1	0,04764	0,03772
K13	0,13848	55,58	1	Ψαθυρή	0,324	0,324	0,004208	ΣΤΥΛΟΣ	0,002033962	0,001459856	0,0077	0,013543	0,27771	0,13885	0,27770985	0,13885492	1,5627226	3,31	1,52	0,15	0,35	0,12	0,32	0,24	0	0	1	0	1	0,03218	0,02548
K14	0,07519	50,07	1	Ψαθυρή	1,530	1,53	0,001593649	ΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,000199582	0,0031	0,014615	0,26347	0,20074	0,26347223	0,20074074	1,718071749	0,83	0,94	0,15	1,55	0,13	1,53	4,72	0	0	1	0	1	0,02351	0,01079
K15	0,16877	70,64	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,004634307	ΣΤΥΛΟΣ	0,001894118	0,002599199	0,0091	0,013058	0,20138	0,20138	0,20138414	0,20138414	1,826474621	4,25	1,66	0,25	0,25	0,22	0,22	0,19	0	0	1	0	1	0,03958	0,03133
K16	0,21042	134,99	1	Ψαθυρή	0,470	0,47	0,003072544	ΣΤΥΛΟΣ	0,002271698	0,001224049	0,0066	0,012419	0,41067	0,20533	0,41066571	0,20533285	1,5627226	2,41	1,36	0,25	0,50	0,22	0,47	0,54	0	0	1	0	1	0,0264	0,0209
K17	0,14402	166,52	0	Πλάστιμη	0,224	0	0,00459416	ΣΤΥΛΟΣ	0,001875472	0,001983559	0,0085	0,013453	0,17387	0,09892	0,17386677	0,0989242	1,608821939	4,42	1,68	0,75	0,25	0,72	0,22	1,15	0	0	1	0	1	0,0364	0,02882

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Υ-Υ

	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ												
	μετελαστική στροφή		$\left[\frac{max(0.01;\omega')}{max(0.01;\omega)}\right]^{0,3}$					Σ.8.β	Προ του '85 με λείες ράβδους	$\theta_u = \theta_{umpl} + \theta_y$	Αποκλίσεις εύρεσης θ_{umpl}		
	$\theta_{umpl}=\theta_{um}-\theta_y$	0,0145*0,25^ν		f_c^0,2	a_s^0,35	25^(α ps fyw / fc)	1,275^(100ρ_d)	θ_{umpl}	θ_{umpl}	θ_u	διαφορά	λόγος	ποσοστό
Κ1	0,0079	0,01245839	0,78	1,7	1,91	1	1	0,031563	0,013993	0,0246	-0,0060	0,568	-76,12%
Κ2	0,0137	0,01048244	0,81	1,7	1,34	1	1	0,019521	0,015454	0,0218	-0,0018	0,883	-13,19%
Κ3	0,0138	0,01059659	0,81	1,7	1,34	1	1	0,019734	0,015622	0,0221	-0,0018	0,883	-13,19%
Κ4	0,0139	0,010656	0,81	1,7	1,34	1	1	0,019844	0,01571	0,0222	-0,0018	0,883	-13,20%
Κ5	0,0135	0,01034522	0,81	1,7	1,34	1	1	0,019265	0,015252	0,0216	-0,0018	0,884	-13,18%
Κ6	0,0082	0,01258779	0,78	1,7	1,91	1	1	0,031891	0,014138	0,0247	-0,0060	0,577	-73,24%
Κ7	0,0080	0,01265618	0,92	1,7	1,01	1	1	0,020034	0,008882	0,0122	-0,0009	0,899	-11,22%
Κ8	0,0072	0,01203952	0,78	1,7	2,08	1	1	0,033205	0,014721	0,0272	-0,0075	0,488	-104,82%
Κ9	0,0066	0,00997603	0,78	1,7	1,96	1	1	0,025951	0,011505	0,0207	-0,0049	0,57	-75,36%
Κ10	0,0111	0,00956799	0,78	1,7	1,27	1	1	0,016054	0,01271	0,0185	-0,0016	0,873	-14,59%
Φ.Α.Τ1	0,0032	0,01000598	0,72	1,7	1,94	1	1	0,023828	0,010564	0,0221	-0,0074	0,3	-233,59%
Φ.Α.Τ2	0,0075	0,01158269	1,00	1,7	0,98	1	1	0,019476	0,008634	0,0120	-0,0012	0,865	-15,58%
Φ.Α.Τ3	0,0025	0,01042133	0,72	1,7	2,08	1	1	0,026654	0,011817	0,0257	-0,0093	0,211	-373,97%
Κ11	0,0154	0,01075886	0,81	1,7	1,50	1	1	0,022398	0,017732	0,0252	-0,0023	0,871	-14,78%
Κ12	0,0263	0,01320166	1,00	1,7	1,77	1	1	0,039886	0,031577	0,0429	-0,0052	0,834	-19,84%
Κ13	0,0178	0,01196721	0,81	1,7	1,52	1	1	0,025251	0,019991	0,0277	-0,0022	0,889	-12,45%
Κ14	0,0077	0,01306477	0,92	1,7	0,94	1	1	0,019255	0,008537	0,0116	-0,0008	0,902	-10,86%
Κ15	0,0222	0,01147514	1,00	1,7	1,66	1	1	0,032527	0,02575	0,0349	-0,0035	0,862	-15,98%
Κ16	0,0143	0,01083141	0,81	1,7	1,36	1	1	0,020444	0,016185	0,0228	-0,0019	0,886	-12,92%
Κ17	0,0204	0,01187566	0,84	1,7	1,68	1	1	0,028808	0,022806	0,0313	-0,0024	0,893	-11,99%

	Αντοχή σε διάτμηση											
	ΕΚΩΣ 2000 Κεφ.11											
								καμπτόμενα	κάμψη+θλίψη	αμέλω την ύπαρξη συνδετήρων		
	k	σ_{cp}	A_{sl}	Asl/b/d	ρ_l	V_{Rd1}	v_d	vd>-0,10	vd<-0,10	V_{cd}	V_{wd}	$\mathbf{V_{Rd}}$
K1	1,435	1592,26	0,00094	0,00571	0,00571	93,61	0,351	κάμψη+θλιψη	0,35123272	65,53	0	65,53
K2	1,09	3404,20	0,00126	0,00821	0,00821	118,98	0,751	κάμψη+θλιψη	0,75092714	107,08	0	107,08
K3	1,09	3290,57	0,00126	0,00821	0,00821	116,37	0,726	κάμψη+θλιψη	0,72586029	104,73	0	104,73
K4	1,09	3231,91	0,00126	0,00821	0,00821	115,02	0,713	κάμψη+θλιψη	0,71292045	103,52	0	103,52
K5	1,09	3542,46	0,00126	0,00821	0,00821	122,15	0,781	κάμψη+θλιψη	0,78142513	109,94	0	109,94
K6	1,435	1483,84	0,00094	0,00571	0,00571	90,93	0,327	κάμψη+θλιψη	0,3273182	63,65	0	63,65
K7	1	1426,99	0,00251	0,00803	0,00803	143,30	0,315	κάμψη+θλιψη	0,31477665	100,31	0	100,31
K8	1,435	1951,09	0,00094	0,00571	0,00571	102,49	0,43	κάμψη+θλιψη	0,4303875	71,75	0	71,75
K9	1,435	3923,75	0,00094	0,00571	0,00571	151,32	0,866	κάμψη+θλιψη	0,86553199	105,92	0	105,92
K10	1	4361,92	0,00094	0,00571	0,00571	145,73	0,962	κάμψη+θλιψη	0,96218887	131,16	0	131,16
Φ.Α.Τ1	1,44	3892,30	0,00063	0,00196	0,00196	281,25	0,859	κάμψη+θλιψη	0,85859504	196,87	0	196,87
Φ.Α.Τ2	1	2356,96	0,00126	0,00379	0,00379	189,28	0,52	κάμψη+θλιψη	0,51991869	132,50	0	132,50
Φ.Α.Τ3	1,44	3465,55	0,00063	0,00196	0,00196	260,76	0,764	κάμψη+θλιψη	0,76446011	182,53	0	182,53
K11	1,238	3131,11	0,0004	0,00555	0,00555	54,43	0,691	κάμψη+θλιψη	0,6906852	48,99	0	48,99
K12	1,39	984,25	0,00094	0,01122	0,01122	43,25	0,217	κάμψη+θλιψη	0,21711287	38,93	0	38,93
K13	1,238	2014,30	0,0004	0,00555	0,00555	42,30	0,444	κάμψη+θλιψη	0,44433088	38,07	0	38,07
K14	1	1093,61	0,00251	0,00803	0,00803	127,65	0,241	κάμψη+θλιψη	0,24123771	89,35	0	89,35
K15	1,34	2454,84	0,00063	0,00806	0,00806	54,22	0,542	κάμψη+θλιψη	0,5415098	48,80	0	48,80
K16	1,09	3060,59	0,00126	0,00821	0,00821	111,09	0,675	κάμψη+θλιψη	0,67513102	99,98	0	99,98
K17	1,338	2094,88	0,00083	0,00396	0,00396	126,91	0,462	κάμψη+θλιψη	0,46210478	114,22	0	114,22

ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ - ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ																				
Αντοχή σε διάτμηση																				
Ευρωκώδικας 2																				Σύγκριση τέμνουσας αντοχής EC2+ΕΚΩΣ
									>0(θλίψη)		MPa		1ος όρος							
																	N			
	fck=	B	MPa	d(mm)	b_w(mm)	1+sqrt(200/d)	k	ρ_l	N_{Ed}(N)	A_c(mm^2)	N_{Ed}/A_c	σ_{cp}	$C_{Rd,c}$xKx(100xρxf$_{ck}$)^1/3	v_{min}=0,035xk^3/2xf$_{ck}$^1/2	1ος όρος	k_1*σ_{cp}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$(KN)		
K1	γc=	1,5		165	1000	2,100963765	2,00	0,00571	318.451	200000	1,59226	0,91	0,39826331	0,28	0,39826	0,136	88153,4	88,15	1,34526	25,66%
K2	γc=	1,5		510	300	1,626224291	1,63	0,00821	561.694	165000	3,4042	0,91	0,365508794	0,20529752	0,36551	0,136	76730,8	76,73	0,71657	-39,55%
K3	CRd,c=	0,12		510	300	1,626224291	1,63	0,00821	542.944	165000	3,29057	0,91	0,365508794	0,20529752	0,36551	0,136	76730,8	76,73	0,73263	-36,50%
K4	k_1=	0,15		510	300	1,626224291	1,63	0,00821	533.265	165000	3,23191	0,91	0,365508794	0,20529752	0,36551	0,136	76730,8	76,73	0,7412	-34,92%
K5	fcd=	4,53333		510	300	1,626224291	1,63	0,00821	584.506	165000	3,54246	0,91	0,365508794	0,20529752	0,36551	0,136	76730,8	76,73	0,69795	-43,28%
K6	0,2fcd	0,90667		165	1000	2,100963765	2,00	0,00571	296.769	200000	1,48384	0,91	0,39826331	0,28	0,39826	0,136	88153,4	88,15	1,38496	27,80%
K7		5,33333		1565	200	1,357485003	1,36	0,00803	456.636	320000	1,42699	0,91	0,302815515	0,15657254	0,30282	0,136	137349	137,35	1,36923	26,97%
K8		1,06667		165	1000	2,100963765	2,00	0,00571	390.218	200000	1,95109	0,91	0,39826331	0,28	0,39826	0,136	88153,4	88,15	1,22869	18,61%
K9				165	1000	2,100963765	2,00	0,00571	784.749	200000	3,92375	0,91	0,39826331	0,28	0,39826	0,136	88153,4	88,15	0,83225	-20,16%
K10				660	250	1,550481883	1,55	0,00571	763.337	175000	4,36192	0,91	0,308750023	0,191123056	0,30875	0,136	73383,8	73,38	0,55951	-78,73%
Φ.Α.Τ1				160	2000	2,118033989	2,00	0,00196	#######	400000	3,8923	0,91	0,278987364	0,28	0,28	0,136	133120	133,12	0,67617	-47,89%
Φ.Α.Τ2				1660	200	1,347105067	1,35	0,00379	801.368	340000	2,35696	0,91	0,233867553	0,154780143	0,23387	0,136	122796	122,80	0,92679	-7,90%
Φ.Α.Τ3				160	2000	2,118033989	2,00	0,00196	#######	400000	3,46555	0,91	0,278987364	0,28	0,28	0,136	133120	133,12	0,72929	-37,12%
K11				362	200	1,743294146	1,74	0,00555	250.489	80000	3,13111	0,91	0,343918606	0,2278605	0,34392	0,136	34746,1	34,75	0,70926	-40,99%
K12				210	400	1,975900073	1,98	0,01122	98.425	100000	0,98425	0,91	0,492765355	0,274954292	0,49277	0,136	52816,3	52,82	1,35676	26,29%
K13				362	200	1,743294146	1,74	0,00555	161.144	80000	2,0143	0,91	0,343918606	0,2278605	0,34392	0,136	34746,1	34,75	0,91261	-9,58%
K14				1565	200	1,357485003	1,36	0,00803	349.956	320000	1,09361	0,91	0,302815515	0,15657254	0,30282	0,136	137349	137,35	1,53712	34,94%
K15				260	300	1,877058019	1,88	0,00806	220.936	90000	2,45484	0,91	0,419164049	0,254583107	0,41916	0,136	43302,8	43,30	0,8874	-12,69%
K16				510	300	1,626224291	1,63	0,00821	504.998	165000	3,06059	0,91	0,365508794	0,20529752	0,36551	0,136	76730,8	76,73	0,76743	-30,30%
K17				262	800	1,873704057	1,87	0,00396	502.770	240000	2,09488	0,91	0,330141215	0,253901071	0,33014	0,136	97703,2	97,70	0,85541	-16,90%

Στύλοι Ισογείου – Υπολογισμός ενεργούς δυσκαμψίας Keff

	Ενεργός δυσκαμψία KNm^2	m^4	kNm^2	Συντ.απο μείωσης	Συντ.απο μείωσης
	K^x_{eff}	I_Y	$E_C I_{el}$	K_{eff}/EI	K_{eff}/EI
K1	3770,41	0,00067	16887,6	0,22327	0,223
K2	21885,10	0,00416	105363	0,20771	0,208
K3	21777,44	0,00416	105363	0,20669	0,207
K4	21722,34	0,00416	105363	0,20617	0,206
K5	22017,68	0,00416	105363	0,20897	0,209
K6	3728,12	0,00067	16887,6	0,22076	0,221
K7	283792,19	0,06827	1729288	0,16411	0,164
K8	4203,20	0,00067	16887,6	0,24889	0,249
K9	5030,06	0,00067	16887,6	0,29786	0,298
K10	31574,36	0,00715	181014	0,17443	0,174
Φ.Α.Τ1	5990,39	0,00133	33775,2	0,17736	0,177
Φ.Α.Τ2	199104,72	0,08188	2074217	0,09599	0,096
Φ.Α.Τ3	5906,59	0,00133	33775,2	0,17488	0,175
K11	5264,54	0,00107	27020,1	0,19484	0,195
K12	2700,65	0,00052	13193,4	0,2047	0,205
K13	4894,30	0,00107	27020,1	0,18114	0,181
K14	237069,00	0,06827	1729288	0,13709	0,137
K15	3596,30	0,00068	17098,7	0,21033	0,210
K16	22233,54	0,00416	105363	0,21102	0,211
K17	7611,79	0,0018	45596,5	0,16694	0,167

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Υ-Υ

													Οπλισμός										Γεωμετρικά ποσοστά οπλισμού				Θλιπτική Αξονική G+0.3Q
			Δεδομένα διατομής							h//x	b//y	Εφελκυόμενος			Θλιβόμενος		Ενδιάμεσος										
α/α			ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	(//x) cm	(//y) cm	A_c (cm^2)	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	A_s (cm^2)	A_s (m^2)	$h_{υποστ}$ (m)	$b_{υποστ}$ (m)	$d_b^{εφ}$ (mm)	εφελ.	$A_{s,εφελ}$ (m^2)	$d_b^{θλιβ}$ (mm)	$A_{s,θλιβ}$ (m^2)	$d_b^{ενδ}$ (mm)	$A_{s,ενδιαμ}$ (m^2)	d (m)	d' (m)	$a=E_s/E_c$	ρ	ρ'	$ρ_v$	δ'=d'/d	N_{sd} (kN)
21	**K17A**	17A(20X80).dx	20 x 80	20	80	1600	4Φ20 + 8Φ10	18,85	0,001885	0,20	0,80	10	2Φ20+4Φ10	0,0009425	10	0,0009425	0	0,00000	0,165	0,035	7,90	0,00714	0,00714	0	0,2121	310,68
22	**K18**	K18.dxf	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,002287	0,30	0,40	16	2Φ20+Φ16	0,0008294	16	0,0008294	20	0,00063	0,262	0,038	7,90	0,00791	0,00791	0,006	0,1450	277,91
23	**K19**	K19.dxf	60 x 20	60	20	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,002061	0,60	0,20	16	2Φ20	0,0006283	16	0,0006283	16	0,00080	0,562	0,038	7,90	0,00559	0,00559	0,00716	0,0676	262,16
24	**K20**	K20.dxf	20 x60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,002061	0,20	0,60	16	2Φ20+2Φ16	0,0010304	16	0,0010304	0	0,00000	0,162	0,038	7,90	0,0106	0,0106	0	0,2346	321,03
25	**K21**	K21.dxf	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,002287	0,30	0,40	16	2Φ20+1Φ16	0,0008294	16	0,0008294	20	0,00063	0,262	0,038	7,90	0,00791	0,00791	0,006	0,1450	374,94
26	**K22**	K22.dxf	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,002287	0,30	0,40	16	2Φ20+1Φ16	0,0008294	16	0,0008294	20	0,00063	0,262	0,038	7,90	0,00791	0,00791	0,006	0,1450	329,04
27	**K23**	K23.dxf	20 x 60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,002061	0,20	0,60	16	2Φ20+2Φ16	0,0010304	16	0,0010304	0	0,00000	0,162	0,038	7,90	0,0106	0,0106	0	0,2346	285,68
28	**K24**	K24.dxf	20 x 60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,002061	0,20	0,60	16	2Φ20+2Φ16	0,0010304	16	0,0010304	0	0,00000	0,162	0,038	7,90	0,0106	0,0106	0	0,2346	331,94
29	**K25**	K25.dxf	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,002287	0,30	0,40	16	2Φ20+Φ16	0,0008294	16	0,0008294	20	0,00063	0,262	0,038	7,90	0,00791	0,00791	0,006	0,1450	298,76
30	**K26**	K26.dxf	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,002287	0,30	0,40	16	2Φ20+1Φ16	0,0008294	16	0,0008294	20	0,00063	0,262	0,038	7,90	0,00791	0,00791	0,006	0,1450	390,81
31	**K27**	K27.dxf	20 x 60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,002061	0,20	0,60	16	2Φ20+2Φ16	0,0010304	16	0,0010304	0	0,00000	0,162	0,038	7,90	0,0106	0,0106	0	0,2346	302,85
32	**K28**	K28.dxf	20 x 60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,002061	0,20	0,60	16	2Φ20+2Φ16	0,0010304	16	0,0010304	0	0,00000	0,162	0,038	7,90	0,0106	0,0106	0	0,2346	375,13
33	**K29**	K29.dxf	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,002287	0,30	0,40	16	2Φ20+1Φ16	0,0008294	16	0,0008294	20	0,00063	0,262	0,038	7,90	0,00791	0,00791	0,006	0,1450	339,85
34	**K30**	K30.dxf	30 x 30	30	30	900	4Φ20	12,57	0,001257	0,30	0,30	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	0	0,00000	0,260	0,040	7,90	0,00806	0,00806	0	0,1538	182,34
35	**K31**	K31.dxf	50 x 30	50	30	1500	4Φ20 + 2Φ16	16,59	0,001659	0,50	0,30	16	2Φ20	0,0006283	16	0,0006283	16	0,00040	0,462	0,038	7,90	0,00453	0,00453	0,0029	0,0823	263,35
36	**K32**	K32.dxf	20 x 60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,002061	0,20	0,60	16	2Φ20+2Φ16	0,0010304	16	0,0010304	0	0,00000	0,162	0,038	7,90	0,0106	0,0106	0	0,2346	315,05
37	**K33**	K33.dxf	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,002287	0,30	0,40	16	2Φ20+1Φ16	0,0008294	16	0,0008294	20	0,00063	0,262	0,038	7,90	0,00791	0,00791	0,006	0,1450	365,86
38	**K34**	K34.dxf	50 x 30	50	30	1500	4Φ20 + 2Φ16	16,59	0,001659	0,50	0,30	16	2Φ20	0,0006283	16	0,0006283	16	0,00040	0,462	0,038	7,90	0,00453	0,00453	0,0029	0,0823	185,46
39	**K35**	K35.dxf	30 x 30	30	30	900	4Φ20	12,57	0,001257	0,30	0,30	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	0	0,00000	0,260	0,040	7,90	0,00806	0,00806	0	0,1538	178,70
40	**K36**	36(20X100).dw	20 x 100	20	100	2000	8Φ20 +8Φ10	31,42	0,003142	0,20	1,00	10	2Φ20+4Φ10	0,0009425	10	0,0009425	20	0,00126	0,165	0,035	7,90	0,00571	0,00571	0,00762	0,2121	125,20

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Υ-Υ

	Αναλυτικός υπολογισμός βάσει ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝ.ΕΠΕ.													Ημιεμπειρικός υπολογισμός				Απόκλιση μεταξύ εμπειρικών σχέσεων	Αναλυτική σε σχέση με εμπειρική [1]	Αναλυτική σε σχέση με εμπειρική [2]
	I.Διαρροή λόγω χάλυβα:					II.Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:					Διαρροή διατομής:				[1]		[2]			
			Θλιβόμενη ζώνη		(A.1)			(A.3)		(A.2)	min			$\frac{f_{my}}{E_{sm} * h}$	(A.7α/A.8α)	$\frac{f_{my}}{E_{sm} * d}$	(A.7β/A.8β)			
	A	B	ξ_y	$x_y=\xi_y \times d$	$(1/r)_y$	A	B	ξ_y	$x_y=\xi_y x d$	$(1/r)_y$	$(1/r)_y$	ξ_y	Αιτία		$(1/r)_y$		$(1/r)_y$	([2]-[1])/[2]		
K17A	0,02075	0,01513	0,35162	0,058	0,017	0,00289	0,00865	0,34753	0,05734	0,01802	0,017	0,35162	διαρροή οπλισμού	0,00909	0,013091	0,011019	0,014986	12,65%	22,97%	13,41%
K18	0,02912	0,01979	0,37451	0,0981	0,01109	0,00899	0,01249	0,3788	0,09925	0,01041	0,01041	0,3788	θλιπτικές παραμορ.	0,00606	0,010727	0,00694	0,010756	0,27%	-3,01%	-3,18%
K19	0,02475	0,0162	0,34683	0,1949	0,00495	0,00705	0,00979	0,34138	0,19185	0,00539	0,00495	0,34683	διαρροή οπλισμού	0,00303	0,005364	0,003235	0,005015	-6,96%	-8,29%	-1,23%
K20	0,03029	0,02217	0,39906	0,0646	0,01868	0,00523	0,01309	0,41522	0,06727	0,01537	0,01537	0,41522	θλιπτικές παραμορ.	0,00909	0,016091	0,011223	0,017396	7,50%	-4,72%	-11,67%
K21	0,03166	0,02233	0,39433	0,1033	0,01146	0,00452	0,01249	0,40995	0,10741	0,00962	0,00962	0,40995	θλιπτικές παραμορ.	0,00606	0,010727	0,00694	0,010756	0,27%	-11,48%	-10,54%
K22	0,03046	0,02113	0,38519	0,1009	0,01129	0,00663	0,01249	0,39487	0,10346	0,00999	0,00999	0,39487	θλιπτικές παραμορ.	0,00606	0,010727	0,00694	0,010756	0,27%	-7,38%	-7,12%
K23	0,02928	0,02117	0,39149	0,0634	0,01844	0,00698	0,01309	0,40279	0,06525	0,01584	0,01584	0,40279	θλιπτικές παραμορ.	0,00909	0,016091	0,011223	0,017396	7,50%	-1,59%	-8,95%
K24	0,03059	0,02248	0,40134	0,065	0,01875	0,00468	0,01309	0,41914	0,0679	0,01522	0,01522	0,41914	θλιπτικές παραμορ.	0,00909	0,016091	0,011223	0,017396	7,50%	-5,71%	-12,50%
K25	0,02966	0,02033	0,37894	0,0993	0,01117	0,00803	0,01249	0,38526	0,10094	0,01024	0,01024	0,38526	θλιπτικές παραμορ.	0,00606	0,010727	0,00694	0,010756	0,27%	-4,76%	-4,80%
K26	0,03208	0,02275	0,3974	0,1041	0,01152	0,00378	0,01249	0,41531	0,10881	0,0095	0,0095	0,41531	θλιπτικές παραμορ.	0,00606	0,010727	0,00694	0,010756	0,27%	-12,93%	-11,69%
K27	0,02977	0,02166	0,3952	0,064	0,01856	0,00613	0,01309	0,40878	0,06622	0,01561	0,01561	0,40878	θλιπτικές παραμορ.	0,00909	0,016091	0,011223	0,017396	7,50%	-3,10%	-10,28%
K28	0,03182	0,0237	0,41013	0,0664	0,01903	0,00253	0,01309	0,43505	0,07048	0,01467	0,01467	0,43505	θλιπτικές παραμορ.	0,00909	0,016091	0,011223	0,017396	7,50%	-9,72%	-15,70%
K29	0,03074	0,02141	0,38738	0,1015	0,01133	0,00614	0,01249	0,39837	0,10437	0,0099	0,0099	0,39837	θλιπτικές παραμορ.	0,00606	0,010727	0,00694	0,010756	0,27%	-8,33%	-7,94%
K30	0,02254	0,01572	0,35115	0,0913	0,01078	0,0048	0,00929	0,34706	0,09024	0,01145	0,01078	0,35115	διαρροή οπλισμού	0,00606	0,010727	0,006993	0,010839	1,03%	0,47%	-0,57%
K31	0,01719	0,0117	0,31503	0,1455	0,00575	0,00278	0,00648	0,29862	0,13796	0,00749	0,00575	0,31503	διαρροή οπλισμού	0,00364	0,006436	0,003935	0,0061	-5,51%	-12,03%	-5,81%
K32	0,03012	0,022	0,3978	0,0644	0,01864	0,00552	0,01309	0,41309	0,06692	0,01544	0,01544	0,41309	θλιπτικές παραμορ.	0,00909	0,016091	0,011223	0,017396	7,50%	-4,18%	-11,22%
K33	0,03142	0,02209	0,39256	0,1029	0,01142	0,00494	0,01249	0,40692	0,10661	0,00969	0,00969	0,40692	θλιπτικές παραμορ.	0,00606	0,010727	0,00694	0,010756	0,27%	-10,65%	-9,87%
K34	0,01565	0,01016	0,29554	0,1365	0,00559	0,00549	0,00648	0,27933	0,12905	0,00801	0,00559	0,29554	διαρροή οπλισμού	0,00364	0,006436	0,003935	0,0061	-5,51%	-15,21%	-8,42%
K35	0,02241	0,01559	0,3499	0,091	0,01076	0,00503	0,00929	0,34546	0,08982	0,01151	0,01076	0,3499	διαρροή οπλισμού	0,00606	0,010727	0,006993	0,010839	1,03%	0,27%	-0,76%
K36	0,02113	0,01363	0,32614	0,0538	0,01635	0,01537	0,01154	0,32243	0,0532	0,01943	0,01635	0,32614	διαρροή οπλισμού	0,00909	0,013091	0,011019	0,014986	12,65%	19,94%	9,12%

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΣΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΔΙΑΡΡΟΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

	Εύρεση τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή V_{Mu}												Κατά ΕΚΩΣ2000					
	Εύρεση μήκους διάτμησης L_s				1ος όρος	2ος όρος		γινόμενο	άθροισμα			V_{Mu} $=M_y/L_s$ kN	Εύρεση V_{R1} τέμνουσας που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου					
		κατα γ				1ος παράγων	2ος παράγων			kNm/m^4	kNm			kN/m^2	m^2	$\frac{A_{sl}}{bd}$		kN
	$H_{\text{ορόφ}}$	$h_{\text{δοκού}}$	$H_{\text{καθαρό}}$	L_s (m)	$E_c x \xi_y^2 x 0,5x(0,5(1+\delta')-\xi_y/3)$	$(1-\xi_y)\rho+(\xi_y-\delta')\rho'+\rho_w/6(1-\delta')$	$(1-\delta')E_s/2$			M_y/bd^3	M_y		k	σ_{cp}	A_{sl}		ρ_l	V_{Rd1}
K17A	3,25	0,6	2,65	1,325	765,5325955	0,005625441	78787,9	443,217	1208,75	20542,9	73,83	55,72	1,435	1941,72	0,0009425	0	0,00714	126,48
K18	3,25	0,65	2,6	1,3	811,0154229	0,00762042	85496,2	651,517	1462,53	15231,2	109,57	84,29	1,338	2315,91	0,0008294	0	0,00791	102,93
K19	3,25	0,6	2,65	1,325	637,1521538	0,006323953	93238,4	589,636	1226,79	6076,37	215,72	162,80	1,038	2184,70	0,0006283	0	0,00559	88,79
K20	3,25	0,65	2,6	1,3	1045,709028	0,008114544	76543,2	621,113	1666,82	25611,6	65,33	50,26	1,438	2675,22	0,0010304	0	0,0106	110,02
K21	3,25	0,65	2,6	1,3	927,7849847	0,00762042	85496,2	651,517	1579,30	15197,6	109,33	84,10	1,338	3124,51	0,0008294	0	0,00791	115,64
K22	3,25	0	3,25	1,625	870,7147143	0,00762042	85496,2	651,517	1522,23	15207,7	109,40	67,32	1,338	2742,01	0,0008294	0	0,00791	109,63
K23	3,25	0	3,25	1,625	992,5661329	0,008114544	76543,2	621,113	1613,68	25560	65,20	40,12	1,438	2380,63	0,0010304	0	0,0106	105,72
K24	3,25	0	3,25	1,625	1062,637541	0,008114544	76543,2	621,113	1683,75	25629,8	65,38	40,23	1,438	2766,13	0,0010304	0	0,0106	111,34
K25	3,25	0	3,25	1,625	834,868418	0,00762042	85496,2	651,517	1486,39	15220,1	109,49	67,38	1,338	2489,63	0,0008294	0	0,00791	105,66
K26	3,25	0	3,25	1,625	948,291386	0,00762042	85496,2	651,517	1599,81	15196,3	109,32	67,27	1,338	3256,73	0,0008294	0	0,00791	117,72
K27	3,25	0	3,25	1,625	1018,057512	0,008114544	76543,2	621,113	1639,17	25583,6	65,26	40,16	1,438	2523,73	0,0010304	0	0,0106	107,81
K28	3,25	0	3,25	1,625	1132,141054	0,008114544	76543,2	621,113	1753,25	25711,6	65,59	40,36	1,438	3126,11	0,0010304	0	0,0106	116,59
K29	3,25	0	3,25	1,625	883,8513213	0,00762042	85496,2	651,517	1535,37	15204,4	109,38	67,31	1,338	2832,06	0,0008294	0	0,00791	111,05
K30	3,25	0,65	2,6	1,3	718,198176	0,006816079	84615,4	576,745	1294,94	13956,2	73,59	56,61	1,34	2025,98	0,0006283	0	0,00806	73,48
K31	3,25	0,65	2,6	1,3	548,1927407	0,004604234	91774,9	422,553	970,75	5577,37	165,00	126,92	1,138	1755,63	0,0006283	0	0,00453	104,66
K32	3,25	0	3,25	1,625	1036,545435	0,008114544	76543,2	621,113	1657,66	25602,1	65,31	40,19	1,438	2625,43	0,0010304	0	0,0106	109,29
K33	3,25	0	3,25	1,625	916,2281043	0,00762042	85496,2	651,517	1567,74	15198,8	109,34	67,29	1,338	3048,83	0,0008294	0	0,00791	114,45
K34	3,25	0,65	2,6	1,3	489,6486444	0,004604234	91774,9	422,553	912,20	5096,01	150,76	115,97	1,138	1236,37	0,0006283	0	0,00453	93,86
K35	3,25	0,65	2,6	1,3	713,7504529	0,006816079	84615,4	576,745	1290,50	13881,6	73,19	56,30	1,34	1985,51	0,0006283	0	0,00806	73,00
K36	3,25	0,65	2,6	1,3	670,0153788	0,005500432	78787,9	433,367	1103,38	18042,9	81,05	62,35	1,435	625,99	0,0009425	0	0,00571	121,30

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Υ-Υ

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \times \frac{L_s + a_y z}{3} + 0{,}0014 \times \left(1 + 1{,}5 \times \frac{h}{L_s}\right) + \frac{1/r_y \times d_y \times f_y}{8 \times \sqrt{f_c}}$$

	Συνδυασμοί δράσεων με σεισμό					επιρροή μήκους μετάθεσης	Γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή				θ_y	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ																				
							1ος	στοιχείο	2ος	3ος									δεδομένα περίσφιγξης						Συντ.αποδοτι κότητας (αμελείται η περίσφιγξη)	Γεωμετρικό ποσοστό οριζόντιου οπλισμού παράλληλα στη		Δεν υπάρχει διαδιαγώνιος οπλισμός			Προ του '85 με λείες ράβδους
																														Σ.8.α	
	v	V_{cd}	a_y	Συμπεριφορά	z (m)	a_y* z	$(1/r)_y x(L_s+a_y xz)/3$		$0{,}0014x(1+1{,}5xh/L_s)$	$(1/r)_y xd_y xf_y/8/f_c^{0,5}$		0,016x0,3^v	ω	ω'	max(0,01;ω)	max(0,01;ω')	$\left[\frac{max(0.01;\omega')}{max(0.01;\omega)} \times f_c\right]^{0,225}$	a_s=L_s/h	$a_s^{0,35}$	b_o	h_o	bi//b//y	bi//h//x	Σb_i^2	α	ρ_s	25^($\alpha\rho_s f_{yw}/f_c$)	ρ_d	1,25^(100ρ_d)	θ_{um}	θ_{um}
K17A	0,13349	113,83	0	Πλάστιμη	0,130	0	0,007506216	ΣΤΥΛΟΣ	0,001716981	0,002025537	0,0112	0,013624	0,1785	0,1785	0,17849958	0,17849958	1,826474621	6,63	1,94	0,75	0,15	0,73	0,13	1,10	0	0	1	0	1	0,04823	0,03818
K18	0,15922	92,64	0	Πλάστιμη	0,224	0	0,004512862	ΣΤΥΛΟΣ	0,001884615	0,001985928	0,0084	0,013209	0,34773	0,19785	0,34773354	0,19784839	1,608821939	4,33	1,67	0,35	0,25	0,32	0,22	0,31	0	0	1	0	1	0,0355	0,02811
K19	0,1502	79,91	1	Ψαθυρή	0,524	0,524	0,003052743	ΣΤΥΛΟΣ	0,002350943	0,000944514	0,0063	0,013353	0,31863	0,13975	0,31863128	0,13975056	1,51732391	2,21	1,32	0,15	0,55	0,12	0,52	0,58	0	0	1	0	1	0,02674	0,02117
K20	0,18392	99,02	0	Πλάστιμη	0,124	0	0,006658388	ΣΤΥΛΟΣ	0,001723077	0,002930088	0,0113	0,012822	0,26503	0,26503	0,26503148	0,26503148	1,826474621	6,50	1,93	0,55	0,15	0,52	0,12	0,58	0	0	1	0	1	0,04509	0,0357
K21	0,21481	104,08	0	Πλάστιμη	0,224	0	0,004169947	ΣΤΥΛΟΣ	0,001884615	0,001835026	0,0079	0,012354	0,34773	0,19785	0,34773354	0,19784839	1,608821939	4,33	1,67	0,35	0,25	0,32	0,22	0,31	0	0	1	0	1	0,0332	0,02629
K22	0,18851	98,67	0	Πλάστιμη	0,224	0	0,00541148	ΣΤΥΛΟΣ	0,001787692	0,001905099	0,0091	0,012751	0,34773	0,19785	0,34773354	0,19784839	1,608821939	5,42	1,81	0,35	0,25	0,32	0,22	0,31	0	0	1	0	1	0,03706	0,02934
K23	0,16367	95,15	0	Πλάστιμη	0,124	0	0,008579758	ΣΤΥΛΟΣ	0,001658462	0,003020484	0,0133	0,013138	0,26503	0,26503	0,26503148	0,26503148	1,826474621	8,13	2,08	0,55	0,15	0,52	0,12	0,58	0	0	1	0	1	0,04996	0,03955
K24	0,19017	100,21	0	Πλάστιμη	0,124	0	0,008245153	ΣΤΥΛΟΣ	0,001658462	0,002902687	0,0128	0,012726	0,26503	0,26503	0,26503148	0,26503148	1,826474621	8,13	2,08	0,55	0,15	0,52	0,12	0,58	0	0	1	0	1	0,04839	0,03831
K25	0,17116	95,10	0	Πλάστιμη	0,224	0	0,005546475	ΣΤΥΛΟΣ	0,001787692	0,001952624	0,0093	0,01302	0,34773	0,19785	0,34773354	0,19784839	1,608821939	5,42	1,81	0,35	0,25	0,32	0,22	0,31	0	0	1	0	1	0,03784	0,02996
K26	0,2239	105,95	0	Πλάστιμη	0,224	0	0,005145195	ΣΤΥΛΟΣ	0,001787692	0,001811354	0,0087	0,012219	0,34773	0,19785	0,34773354	0,19784839	1,608821939	5,42	1,81	0,35	0,25	0,32	0,22	0,31	0	0	1	0	1	0,03551	0,02811
K27	0,17351	97,03	0	Πλάστιμη	0,124	0	0,00845415	ΣΤΥΛΟΣ	0,001658462	0,002976264	0,0131	0,012984	0,26503	0,26503	0,26503148	0,26503148	1,826474621	8,13	2,08	0,55	0,15	0,52	0,12	0,58	0	0	1	0	1	0,04937	0,03908
K28	0,21492	104,93	0	Πλάστιμη	0,124	0	0,00794357	ΣΤΥΛΟΣ	0,001658462	0,002796516	0,0124	0,012352	0,26503	0,26503	0,26503148	0,26503148	1,826474621	8,13	2,08	0,55	0,15	0,52	0,12	0,58	0	0	1	0	1	0,04697	0,03718
K29	0,1947	99,94	0	Πλάστιμη	0,224	0	0,005364015	ΣΤΥΛΟΣ	0,001787692	0,001888389	0,0090	0,012656	0,34773	0,19785	0,34773354	0,19784839	1,608821939	5,42	1,81	0,35	0,25	0,32	0,22	0,31	0	0	1	0	1	0,03678	0,02912
K30	0,13929	66,13	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,004670242	ΣΤΥΛΟΣ	0,001884615	0,002568981	0,0091	0,01353	0,20138	0,20138	0,20138414	0,20138414	1,826474621	4,33	1,67	0,25	0,25	0,22	0,22	0,19	0	0	1	0	1	0,04128	0,03268
K31	0,1207	94,19	1	Ψαθυρή	0,424	0,424	0,003301715	ΣΤΥΛΟΣ	0,002207692	0,001095613	0,0066	0,013836	0,18587	0,11333	0,18586623	0,11333307	1,634081737	2,60	1,40	0,25	0,45	0,22	0,42	0,46	0	0	1	0	1	0,03159	0,02501
K32	0,1805	98,36	0	Πλάστιμη	0,124	0	0,008365887	ΣΤΥΛΟΣ	0,001658462	0,002945192	0,0130	0,012875	0,26503	0,26503	0,26503148	0,26503148	1,826474621	8,13	2,08	0,55	0,15	0,52	0,12	0,58	0	0	1	0	1	0,04895	0,03876
K33	0,20961	103,01	0	Πλάστιμη	0,224	0	0,005251284	ΣΤΥΛΟΣ	0,001787692	0,001848703	0,0089	0,012431	0,34773	0,19785	0,34773354	0,19784839	1,608821939	5,42	1,81	0,35	0,25	0,32	0,22	0,31	0	0	1	0	1	0,03613	0,0286
K34	0,085	28,16	1	Ψαθυρή	0,424	0,424	0,003210369	ΣΤΥΛΟΣ	0,002207692	0,001065302	0,0065	0,014444	0,18587	0,11333	0,18586623	0,11333307	1,634081737	2,60	1,40	0,25	0,45	0,22	0,42	0,46	0	0	1	0	1	0,03298	0,02611
K35	0,1365	65,70	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,004661283	ΣΤΥΛΟΣ	0,001884615	0,002564053	0,0091	0,013575	0,20138	0,20138	0,20138414	0,20138414	1,826474621	4,33	1,67	0,25	0,25	0,22	0,22	0,19	0	0	1	0	1	0,04142	0,03279
K36	0,04304	30,33	1	Ψαθυρή	0,130	0,13	0,007794626	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,001948921	0,0110	0,015192	0,3332	0,1428	0,33319922	0,14279967	1,509450464	6,50	1,93	0,95	0,15	0,93	0,13	1,76	0	0	1	0	1	0,04415	0,02027

	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ												
	μετελαστική στροφή		$\left[\frac{\max(0.01;\omega')}{\max(0.01;\omega)}\right]^{a_s}$					Σ.8.β	Προ του '85 με λείες ράβδους	$\theta_u = \theta_{umpl} + \theta_y$	Αποκλίσεις εύρεσης θ_{umpl}		
	$\theta_{umpl}=\theta_{um}-\theta_y$	0,0145*0,25^ν		f_c^0,2	a_s^0,35	25^(α ps fyw / fc)	1,275^(100ρ_d)	θ_{umpl}	θ_{umpl}	θ_u	διαφορά	λόγος	ποσοστό
K17A	0,0269	0,01205028	1,00	1,7	1,94	1	1	0,039899	0,017688	0,0289	0,0092	1,523	34,33%
K18	0,0197	0,0116281	0,84	1,7	1,67	1	1	0,02802	0,022182	0,0306	-0,0025	0,889	-12,47%
K19	0,0148	0,01177443	0,78	1,7	1,32	1	1	0,020727	0,016409	0,0228	-0,0016	0,903	-10,74%
K20	0,0244	0,01123664	1,00	1,7	1,93	1	1	0,036957	0,029258	0,0406	-0,0049	0,833	-19,98%
K21	0,0184	0,01076563	0,84	1,7	1,67	1	1	0,025942	0,020537	0,0284	-0,0021	0,896	-11,63%
K22	0,0202	0,01116534	0,84	1,7	1,81	1	1	0,02909	0,02303	0,0321	-0,0028	0,879	-13,83%
K23	0,0263	0,0115566	1,00	1,7	2,08	1	1	0,041097	0,032535	0,0458	-0,0062	0,808	-23,75%
K24	0,0255	0,01113969	1,00	1,7	2,08	1	1	0,039615	0,031362	0,0442	-0,0059	0,813	-22,98%
K25	0,0207	0,01143716	0,84	1,7	1,81	1	1	0,029799	0,023591	0,0329	-0,0029	0,876	-14,14%
K26	0,0194	0,01063081	0,84	1,7	1,81	1	1	0,027698	0,021927	0,0307	-0,0026	0,883	-13,21%
K27	0,0260	0,01140005	1,00	1,7	2,08	1	1	0,040541	0,032095	0,0452	-0,0061	0,81	-23,47%
K28	0,0248	0,01076399	1,00	1,7	2,08	1	1	0,038279	0,030304	0,0427	-0,0055	0,818	-22,27%
K29	0,0201	0,01106992	0,84	1,7	1,81	1	1	0,028842	0,022833	0,0319	-0,0028	0,879	-13,72%
K30	0,0236	0,0119539	1,00	1,7	1,67	1	1	0,034115	0,027008	0,0361	-0,0034	0,872	-14,63%
K31	0,0184	0,0122659	0,86	1,7	1,40	1	1	0,025237	0,019979	0,0266	-0,0016	0,921	-8,57%
K32	0,0258	0,01129008	1,00	1,7	2,08	1	1	0,04015	0,031785	0,0448	-0,0060	0,811	-23,26%
K33	0,0197	0,01084357	0,84	1,7	1,81	1	1	0,028252	0,022366	0,0313	-0,0027	0,881	-13,46%
K34	0,0196	0,01288821	0,86	1,7	1,40	1	1	0,026517	0,020993	0,0275	-0,0014	0,935	-6,98%
K35	0,0237	0,01200009	1,00	1,7	1,67	1	1	0,034247	0,027112	0,0362	-0,0034	0,874	-14,48%
K36	0,0092	0,01366021	0,78	1,7	1,93	1	1	0,034844	0,015448	0,0265	-0,0062	0,597	-67,37%

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Υ-Υ

Έλεγχος σε όρους δυνάμεων- εύρεση διατμητικής αντοχής με ΕΚΩΣ2000

	ΕΚΩΣ 2000 Κεφ.11											
								καμπτόμενα	κάμψη+θλίψη	λω την ύπαρξη συνδετήρω		
	k	σ_{cp}	A_{sl}	Asl/b/d	ρ_l	V_{Rd1}	v_d	vd>-0,10	vd<-0,10	V_{cd}	V_{wd}	V_{Rd}
K17A	1,435	1941,72	0,00094	0,0071	0,0071	83,54	0,428	κάμψη+θλιψη	0,42832	58,48	0	58,48
K18	1,338	2315,91	0,00083	0,0079	0,0079	70,49	0,511	κάμψη+θλιψη	0,51086	63,44	0	63,44
K19	1,038	2184,70	0,00063	0,0056	0,0056	63,45	0,482	κάμψη+θλιψη	0,48192	57,11	0	57,11
K20	1,438	2675,22	0,00103	0,0106	0,0106	75,38	0,59	κάμψη+θλιψη	0,59012	67,85	0	67,85
K21	1,338	3124,51	0,00083	0,0079	0,0079	83,20	0,689	κάμψη+θλιψη	0,68923	74,88	0	74,88
K22	1,338	2742,01	0,00083	0,0079	0,0079	77,18	0,605	κάμψη+θλιψη	0,60485	69,47	0	69,47
K23	1,438	2380,63	0,00103	0,0106	0,0106	71,09	0,525	κάμψη+θλιψη	0,52514	63,98	0	63,98
K24	1,438	2766,13	0,00103	0,0106	0,0106	76,71	0,61	κάμψη+θλιψη	0,61018	69,04	0	69,04
K25	1,338	2489,63	0,00083	0,0079	0,0079	73,22	0,549	κάμψη+θλιψη	0,54918	65,90	0	65,90
K26	1,338	3256,73	0,00083	0,0079	0,0079	85,28	0,718	κάμψη+θλιψη	0,7184	76,75	0	76,75
K27	1,438	2523,73	0,00103	0,0106	0,0106	73,17	0,557	κάμψη+θλιψη	0,55671	65,86	0	65,86
K28	1,438	3126,11	0,00103	0,0106	0,0106	81,96	0,69	κάμψη+θλιψη	0,68958	73,76	0	73,76
K29	1,338	2832,06	0,00083	0,0079	0,0079	78,60	0,625	κάμψη+θλιψη	0,62472	70,74	0	70,74
K30	1,34	2025,98	0,00063	0,0081	0,0081	49,20	0,447	κάμψη+θλιψη	0,44691	44,28	0	44,28
K31	1,138	1755,63	0,00063	0,0045	0,0045	71,42	0,387	κάμψη+θλιψη	0,38727	64,27	0	64,27
K32	1,438	2625,43	0,00103	0,0106	0,0106	74,66	0,579	κάμψη+θλιψη	0,57914	67,19	0	67,19
K33	1,338	3048,83	0,00083	0,0079	0,0079	82,01	0,673	κάμψη+θλιψη	0,67253	73,81	0	73,81
K34	1,138	1236,37	0,00063	0,0045	0,0045	60,62	0,273	κάμψη+θλιψη	0,27273	54,56	0	54,56
K35	1,34	1985,51	0,00063	0,0081	0,0081	48,73	0,438	κάμψη+θλιψη	0,43798	43,86	0	43,86
K36	1,435	625,99	0,00094	0,0057	0,0057	69,70	0,138	κάμψη+θλιψη	0,13808	48,79	0	48,79

Εύρεση Διατμητικής Αντοχής κατά EC2

	Ευρωκώδικας 2																		Σύγκριση τέμνουσας αντοχής EC2+ΕΚΩΣ	
ον							>0(θλίψη)			0		1ος όρος								
																	N			
	fck=	8	d(mm)	b_w(mm)	1+sqrt(200/d)	k	ρ_l	N_{Ed}(N)	A_c(mm^2)	N_{Ed}/A_c	σ_{cp}	$C_{Rd,c}$Xkx(100xρ_lxf_{ck})^1/3	v_{min}=0,035xk^$^{3/2}$xf_{ck}^$^{1/2}$	1ος όρος	k_1*σ_{cp}	$V_{Rd,c}$	**$V_{Rd,c}$ (KN)**			
K17A			165	800	2,100963765	2,00	0,00714	310.675	160000	1,94172	0,91	0,429016145	0,28	0,42902	0,136	74582,1	74,58		1,27533	21,59%
K18			262	400	1,873704057	1,87	0,00791	277.909	120000	2,31591	0,91	0,415951867	0,253901071	0,41595	0,136	57844,6	57,84		0,91183	-9,67%
K19			562	200	1,596549986	1,60	0,00559	262.164	120000	2,1847	0,91	0,31564454	0,199704025	0,31564	0,136	50764,8	50,76		0,88894	-12,49%
K20			162	600	2,111111111	2,00	0,0106	321.026	120000	2,67522	0,91	0,489433533	0,28	0,48943	0,136	60792,1	60,79		0,89604	-11,60%
K21			262	400	1,873704057	1,87	0,00791	374.941	120000	3,12451	0,91	0,415951867	0,253901071	0,41595	0,136	57844,6	57,84		0,77252	-29,45%
K22			262	400	1,873704057	1,87	0,00791	329.041	120000	2,74201	0,91	0,415951867	0,253901071	0,41595	0,136	57844,6	57,84		0,8327	-20,09%
K23			162	600	2,111111111	2,00	0,0106	285.675	120000	2,38063	0,91	0,489433533	0,28	0,48943	0,136	60792,1	60,79		0,95018	-5,24%
K24			162	600	2,111111111	2,00	0,0106	331.936	120000	2,76613	0,91	0,489433533	0,28	0,48943	0,136	60792,1	60,79		0,88056	-13,56%
K25			262	400	1,873704057	1,87	0,00791	298.756	120000	2,48963	0,91	0,415951867	0,253901071	0,41595	0,136	57844,6	57,84		0,87782	-13,92%
K26			262	400	1,873704057	1,87	0,00791	390.808	120000	3,25673	0,91	0,415951867	0,253901071	0,41595	0,136	57844,6	57,84		0,75369	-32,68%
K27			162	600	2,111111111	2,00	0,0106	302.848	120000	2,52373	0,91	0,489433533	0,28	0,48943	0,136	60792,1	60,79		0,92309	-8,33%
K28			162	600	2,111111111	2,00	0,0106	375.133	120000	3,12611	0,91	0,489433533	0,28	0,48943	0,136	60792,1	60,79		0,82417	-21,33%
K29			262	400	1,873704057	1,87	0,00791	339.847	120000	2,83206	0,91	0,415951867	0,253901071	0,41595	0,136	57844,6	57,84		0,81771	-22,29%
K30			260	300	1,877058019	1,88	0,00806	182.338	90000	2,02598	0,91	0,419164049	0,254583107	0,41916	0,136	43302,8	43,30		0,9779	-2,26%
K31			462	300	1,657951695	1,66	0,00453	263.345	150000	1,75563	0,91	0,305671767	0,211334717	0,30567	0,136	61215,7	61,22		0,95241	-5,00%
K32			162	600	2,111111111	2,00	0,0106	315.052	120000	2,62543	0,91	0,489433533	0,28	0,48943	0,136	60792,1	60,79		0,90475	-10,53%
K33			262	400	1,873704057	1,87	0,00791	365.859	120000	3,04883	0,91	0,415951867	0,253901071	0,41595	0,136	57844,6	57,84		0,78373	-27,60%
K34			462	300	1,657951695	1,66	0,00453	185.456	150000	1,23637	0,91	0,305671767	0,211334717	0,30567	0,136	61215,7	61,22		1,12202	10,87%
K35			260	300	1,877058019	1,88	0,00806	178.696	90000	1,98551	0,91	0,419164049	0,254583107	0,41916	0,136	43302,8	43,30		0,9874	-1,28%
K36			165	1000	2,100963765	2,00	0,00571	125.197	200000	0,62599	0,63	0,39826331	0,28	0,39826	0,0939	81206,6	81,21		1,66447	39,92%

Στύλοι Ισογείου – Υπολογισμός ενεργούς δυσκαμψίας K_{eff}

	Ενεργός δυσκαμψία KNm^2	m^4	kNm^2	Συντ.απο μείωσης
	K^x_{eff}	I_Y	$E_C I_{el}$	K_{eff}/EI
K17A	2898,65	0,00053	13510,1	0,215
K18	5663,71	0,0009	22798,2	0,248
K19	15008,14	0,0036	91192,9	0,165
K20	2502,84	0,0004	10132,5	0,247
K21	6004,89	0,0009	22798,2	0,263
K22	6509,02	0,0009	22798,2	0,286
K23	2663,71	0,0004	10132,5	0,263
K24	2765,34	0,0004	10132,5	0,273
K25	6386,26	0,0009	22798,2	0,280
K26	6771,91	0,0009	22798,2	0,297
K27	2700,77	0,0004	10132,5	0,267
K28	2865,41	0,0004	10132,5	0,283
K29	6553,80	0,0009	22798,2	0,287
K30	3495,05	0,00068	17098,7	0,204
K31	10824,91	0,00313	79160,5	0,137
K32	2727,59	0,0004	10132,5	0,269
K33	6663,72	0,0009	22798,2	0,292
K34	10076,25	0,00313	79160,5	0,127
K35	3481,67	0,00068	17098,7	0,204
K36	3180,33	0,00067	16887,6	0,188

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ X-X

							κάμψη περί τον x		Οπλισμός											Γεωμετρικά ποσοστά οπλισμού				Θλιπτική Αξονική G+0.3Q
	Δεδομένα διατομής						h//y	b//x	Εφελκυόμενος			Θλιβόμενος		Ενδιάμεσος										
	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	(//x) cm	(//y) cm	A_c (cm^2)	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	A_s (cm^2)	$h_{υποστ}$ (m)	$b_{υποστ}$ (m)	$d_b^{εφ}$ (mm)	εφελ.	$A_{s,εφελ}$ (m^2)	$d_b^{θλιβ}$ (mm)	$A_{s,θλιβ}$ (m^2)	$d_b^{ενδ}$ (mm)	$A_{s,ενδιαμ}$ (m^2)	d (m)	d' (m)	$a=E_s/E_c$	ρ	ρ'	$ρ_v$	δ'=d'/d	N_{sd} (kN)
K1	20 x 100	20	100	2000	8Φ20 + 8Φ10	31,42	1,00	0,20	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	10	0,00063	0,960	0,040	7,90	0,006545	0,006545	0,003272	0,0417	318,45
K2	55 x 30	55	30	1650	8Φ20 + 4Φ20	37,70	0,30	0,55	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00126	0,260	0,040	7,90	0,008788	0,008788	0,008788	0,1538	561,69
K3	55 x 30	55	30	1650	8Φ20 + 4Φ20	37,70	0,30	0,55	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00126	0,260	0,040	7,90	0,008788	0,008788	0,008788	0,1538	542,94
K4	55 x 30	55	30	1650	8Φ20 + 4Φ20	37,70	0,30	0,55	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00126	0,260	0,040	7,90	0,008788	0,008788	0,008788	0,1538	533,26
K5	55 x 30	55	30	1650	8Φ20 + 4Φ20	37,70	0,30	0,55	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00126	0,260	0,040	7,90	0,008788	0,008788	0,008788	0,1538	584,51
K6	20 x 100	20	100	2000	8Φ20 + 8Φ10	31,42	1,00	0,20	20	4Φ20	0,00126	20	0,0012566	10	0,00063	0,960	0,040	7,90	0,006545	0,006545	0,003272	0,0417	296,77
K7	160 x 20	160	20	3200	16Φ20 + 10Φ10	58,12	0,20	1,60	10	4Φ20+5Φ10	0,0016493	10	0,0016493	20	0,00251	0,165	0,035	7,90	0,006247	0,006247	0,00952	0,2121	456,64
K8	20 x 100	20	100	2000	8Φ20 + 8Φ10	31,42	1,00	0,20	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	10	0,00063	0,960	0,040	7,90	0,006545	0,006545	0,003272	0,0417	390,22
K9	20 x 100	20	100	2000	8Φ20 + 8Φ10	31,42	1,00	0,20	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	10	0,00063	0,960	0,040	7,90	0,006545	0,006545	0,003272	0,0417	784,75
K10	70 x 25	70	25	1750	6Φ20 + 4Φ20	31,42	0,25	0,70	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00063	0,210	0,040	7,90	0,008549	0,008549	0,004274	0,1905	763,34
Φ.Α.Τ1	20 x 200	20	200	4000	8Φ20 + 3Φ20	34,56	2,00	0,20	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00063	1,960	0,040	7,90	0,003206	0,003206	0,001603	0,0204	1556,92
Φ.Α.Τ2	170 x 20	170	20	3400	8Φ20	25,13	0,20	1,70	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	20	0,00126	0,160	0,040	7,90	0,00231	0,00231	0,00462	0,2500	801,37
Φ.Α.Τ3	20 x 200	20	200	4000	8Φ20 + 3Φ20	34,56	2,00	0,20	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00063	1,960	0,040	7,90	0,003206	0,003206	0,001603	0,0204	1386,22
K11	40 x 20	40	20	800	4Φ16 + 2Φ16	12,06	0,20	0,40	16	3Φ16	0,0006032	16	0,0006032	16	0,00000	0,162	0,038	7,90	0,009308	0,009308	0	0,2346	250,49
K12	25 x 40	25	40	1000	4Φ20 + 2Φ20	18,85	0,40	0,25	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	20	0,00063	0,360	0,040	7,90	0,006981	0,006981	0,006981	0,1111	98,42
K13	40 x 20	40	20	800	4Φ16 + 2Φ16	12,06	0,20	0,40	16	3Φ16	0,0006032	16	0,0006032	16	0,00000	0,162	0,038	7,90	0,009308	0,009308	0	0,2346	161,14
K14	160 x 20	160	20	3200	16Φ20 + 10Φ10	58,12	0,20	1,60	10	4Φ20+5Φ10	0,0016493	10	0,0016493	20	0,00251	0,165	0,035	7,90	0,006247	0,006247	0,00952	0,2121	349,96
K15	30 x 30	30	30	900	4Φ20	12,57	0,30	0,30	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	0	0,00000	0,260	0,040	7,90	0,008055	0,008055	0	0,1538	220,94
K16	55 x 30	55	30	1650	8Φ20 + 4Φ20	37,70	0,30	0,55	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	20	0,00126	0,260	0,040	7,90	0,008788	0,008788	0,008788	0,1538	505,00
K17	30 x 80	30	80	2400	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,80	0,30	20	3Φ20	0,0009425	20	0,0009425	16	0,00040	0,760	0,040	7,90	0,004134	0,004134	0,001764	0,0526	502,77
K17A	20 x 80	20	80	1600	4Φ20 + 8Φ10	18,85	0,80	0,20	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	10	0,00063	0,760	0,040	7,90	0,004134	0,004134	0,004134	0,0526	310,68

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ X-X

	Αναλυτικός υπολογισμός βάσει ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α ΚΑΝ.ΕΠΕ.													Ημιεμπειρικός υπολογισμός				ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ		
	Ι.Διαρροή λόγω χάλυβα:					ΙΙ.Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος					Διαρροή διατομής:				[1]		[2]	Απόκλιση μεταξύ εμπειρικών σχέσεων	Αναλυτική σε σχέση με εμπειρική	Αναλυτική σε σχέση με εμπειρική
			Θλιβόμενη ζώνη		(Α.1)			(Α.3)		(Α.2)	min				(Α.7α/Α.8α)		(Α.7β/Α.8β)			
	A	B	ξ_y	$x_y=\xi_y$ x d	$(1/r)_y$	A	B	ξ_y	$x_y=\xi_y$xd	$(1/r)_y$	$(1/r)_y$	ξ_y	Αιτία	$\frac{f_{my}}{E_{sm}*h}$	$(1/r)_y$	$\frac{f_{my}}{E_{sm}*d}$	$(1/r)_y$	([2]-[1])/[2]	[1]	[2]
K1	0,02092	0,013083	0,318417	0,30568	0,002779	0,008339	0,008522	0,30686	0,294587	0,003509	0,002779	0,31842	διαρροή οπλισμού	0,001818	0,0026182	0,0018939	0,0025758	-1,65%	5,78%	7,88%
K2	0,03716	0,026011	0,411437	0,10697	0,011881	0,007361	0,015209	0,43538	0,1132	0,009131	0,009131	0,43538	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,006061	0,0107273	0,006993	0,0108392	1,03%	-17,49%	-15,76%
K3	0,0368	0,025651	0,409046	0,10635	0,011833	0,007996	0,015209	0,43099	0,112057	0,009224	0,009224	0,43099	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,006061	0,0107273	0,006993	0,0108392	1,03%	-16,30%	-14,90%
K4	0,03662	0,025465	0,407801	0,10603	0,011809	0,008323	0,015209	0,42874	0,111473	0,009272	0,009272	0,42874	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,006061	0,0107273	0,006993	0,0108392	1,03%	-15,70%	-14,46%
K5	0,0376	0,02645	0,414309	0,10772	0,01194	0,00659	0,015209	0,4408	0,114607	0,009018	0,009018	0,4408	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,006061	0,0107273	0,006993	0,0108392	1,03%	-18,95%	-16,80%
K6	0,02061	0,012773	0,314931	0,30233	0,002765	0,008885	0,008522	0,30333	0,291201	0,003549	0,002765	0,31493	διαρροή οπλισμού	0,001818	0,0026182	0,0018939	0,0025758	-1,65%	5,30%	7,33%
K7	0,02677	0,018099	0,363498	0,05998	0,017312	0,013647	0,013342	0,36373	0,060016	0,017222	0,017222	0,36373	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,009091	0,0130909	0,0110193	0,0149862	12,65%	23,99%	14,92%
K8	0,02195	0,014111	0,32954	0,31636	0,002825	0,006531	0,008522	0,31888	0,306127	0,003376	0,002825	0,32954	διαρροή οπλισμού	0,001818	0,0026182	0,0018939	0,0025758	-1,65%	7,32%	9,67%
K9	0,0276	0,019762	0,381694	0,36643	0,003063	-0,00341	0,008522	0,39475	0,378957	0,002727	0,002727	0,39475	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,001818	0,0026182	0,0018939	0,0025758	-1,65%	4,00%	5,89%
K10	0,03565	0,027001	0,429574	0,09021	0,015178	-0,00375	0,012721	0,47877	0,100541	0,01028	0,01028	0,47877	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,007273	0,0128727	0,008658	0,0134199	4,08%	-25,22%	-23,40%
Φ.Α.Τ1	0,01894	0,015011	0,359793	0,70519	0,001449	-0,0112	0,004089	0,35747	0,700637	0,001475	0,001449	0,35979	διαρροή οπλισμού	0,000909	0,0013091	0,0009276	0,0012616	-3,76%	9,65%	14,85%
Φ.Α.Τ2	0,01734	0,013877	0,350804	0,05613	0,017504	-0,00501	0,005775	0,34414	0,055062	0,018771	0,017504	0,3508	διαρροή οπλισμού	0,009091	0,0130909	0,0113636	0,0154545	15,29%	25,21%	13,26%
Φ.Α.Τ3	0,01774	0,013814	0,347533	0,68117	0,001422	-0,00909	0,004089	0,33584	0,658241	0,00157	0,001422	0,34753	διαρροή οπλισμού	0,000909	0,0013091	0,0009276	0,0012616	-3,76%	7,92%	12,69%
K11	0,02925	0,022122	0,403628	0,06539	0,018819	-8,3E-05	0,011492	0,42664	0,069116	0,014954	0,014954	0,42664	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,009091	0,0160909	0,0112233	0,0173962	7,50%	-7,60%	-14,04%
K12	0,02395	0,014643	0,327599	0,11794	0,007511	0,015654	0,011636	0,32251	0,116105	0,008902	0,007511	0,3276	διαρροή οπλισμού	0,004545	0,0080455	0,0050505	0,0078283	-2,77%	-7,11%	-4,05%
K13	0,02546	0,018331	0,373341	0,06048	0,01791	0,006587	0,011492	0,37714	0,061097	0,016917	0,016917	0,37714	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,009091	0,0160909	0,0112233	0,0173962	7,50%	4,88%	-2,76%
K14	0,02566	0,016988	0,353545	0,05833	0,017046	0,015602	0,013342	0,35206	0,05809	0,017793	0,017046	0,35355	διαρροή οπλισμού	0,009091	0,0130909	0,0110193	0,0149862	12,65%	23,20%	13,74%
K15	0,0239	0,017084	0,363909	0,09462	0,010994	0,002408	0,009295	0,36456	0,094786	0,010904	0,010904	0,36456	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,006061	0,0107273	0,006993	0,0108392	1,03%	1,62%	0,60%
K16	0,03607	0,024921	0,404122	0,10507	0,011736	0,009279	0,015209	0,42225	0,109785	0,009414	0,009414	0,42225	θλιπτικές παραμορ. σκ/τος	0,006061	0,0107273	0,006993	0,0108392	1,03%	-13,94%	-13,14%
K17	0,0161	0,011344	0,314819	0,23926	0,003492	-0,00064	0,00528	0,2938	0,22329	0,004629	0,003492	0,31482	διαρροή οπλισμού	0,002273	0,0040227	0,0023923	0,0037081	-8,48%	-15,21%	-5,84%
K17A	0,01802	0,012148	0,318217	0,24185	0,003509	0,002513	0,006527	0,3018	0,229371	0,004506	0,003509	0,31822	διαρροή οπλισμού	0,002273	0,0032727	0,0023923	0,0032536	-0,59%	6,73%	7,85%

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ X-X

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ - ΜΕΣΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΝΤΟΧΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΣΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΔΙΑΡΡΟΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ $\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \times \frac{L_s + a_v z}{3} + 0{,}0014 \times \left(1 + 1{,}5 \times \frac{h}{L_s}\right) + \frac{1/r_y \times d_b \times f_y}{8 \times \sqrt{f_c}}$

	Εύρεση τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή V_{Mu}												Κατά ΕΚΩΣ2000														Γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή				
	Εύρεση μήκους διάτμησης L_s				1ος όρος	2ος όρος							Εύρεση V_{R1} τέμνουσας που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου						Συνδυασμοί δράσεων με σεισμό					επιρροή μήκους μετάθεσης	1ος	στοιχείο	2ος	3ος	
	κατα χ					1ος παράγων	2ος παράγων	γινόμενο	άθροισμα	kNm/m^4	kNm	V_{Mu} =M_y/L_s kN		kN/m^2	m^2	$\frac{A_{sl}}{bd}$		kN													
	$H_{\text{οροφ}}$	$h_{\text{δοκού}}$	$H_{\text{καθαρό}}$	L_s (m)	$\varepsilon_y x \xi_y^2 x 0{,}5 x (0{,}5(1+\delta')-\xi_y/3)$	$(1-\xi_y)\rho+(\xi_y-\delta')\rho'+\rho_w/6(1-\delta')$	$(1-\delta')E_s/2$			M_y/bd^3	M_y		k	σ_{cp}	A_{sl}	bd	ρ_l	V_{Rd1}	v	V_{cd}	a_v	Συμπεριφορά	z (m)	a_v* z	$(1/r)_y x(L_s+a_v xz)/3$		$0{,}0014x(1+1{,}5xh/L_s)$	$(1/r)_y xd_b xf_y/8/f_c^{\wedge 0{,}5}$	θ_y
K1	3,25	0,7	2,55	1,275	532,5363592	0,006794967	95833,33	651,1843	1183,72	3289,248	582,02	456,49	1	1592,26	0,0012566	0,01	0,006545	133,66	0,109468	93,56	1	Ψαθυρή	0,920	0,92	0,002033109	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,000662355	0,0040
K2	3,25	0,7	2,55	1,275	1036,691996	0,008675009	84615,38	734,0392	1770,73	16167,72	156,29	122,58	1,34	3404,20	0,0012566	0,01	0,008788	166,02	0,234039	149,42	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,003880478	ΣΤΥΛΟΣ	0,001894118	0,002176406	0,0080
K3	3,25	0,7	2,55	1,275	1019,321534	0,008675009	84615,38	734,0392	1753,36	16172,31	156,33	122,62	1,34	3290,57	0,0012566	0,01	0,008788	163,59	0,226226	147,23	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,003920032	ΣΤΥΛΟΣ	0,001894118	0,002198591	0,0080
K4	3,25	0,7	2,55	1,275	1010,459439	0,008675009	84615,38	734,0392	1744,50	16174,94	156,36	122,64	1,34	3231,91	0,0012566	0,01	0,008788	162,33	0,222194	146,10	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,003940588	ΣΤΥΛΟΣ	0,001894118	0,00221012	0,0080
K5	3,25	0,7	2,55	1,275	1058,188246	0,008675009	84615,38	734,0392	1792,23	16163,06	156,25	122,55	1,34	3542,46	0,0012566	0,01	0,008788	168,99	0,243544	152,09	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,003832828	ΣΤΥΛΟΣ	0,001894118	0,002149681	0,0079
K6	3,25	0,7	2,55	1,275	522,3998971	0,006794967	95833,33	651,1843	1173,58	3244,487	574,10	450,28	1	1483,84	0,0012566	0,01	0,006545	130,54	0,102014	91,38	1	Ψαθυρή	0,920	0,92	0,002022763	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,000658985	0,0040
K7	3,25	0,7	2,55	1,275	812,3962234	0,006172359	78787,88	486,3071	1298,70	22365,9	160,75	126,08	1,435	1426,99	0,0016493	0,01	0,006247	228,34	0,098105	57,09	1	Ψαθυρή	0,130	0,13	0,008065503	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,002052533	0,0114
K8	3,25	0,6	2,65	1,325	565,2926709	0,006794967	95833,33	651,1843	1216,48	3436,349	608,05	458,91	1	1951,09	0,0012566	0,01	0,006545	143,99	0,134137	100,79	1	Ψαθυρή	0,920	0,92	0,00211392	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,000673344	0,0041
K9	3,25	0,6	2,65	1,325	768,2383323	0,006794967	95833,33	651,1843	1419,42	3871,354	685,03	517,00	1	3923,75	0,0012566	0,01	0,006545	200,80	0,269757	140,56	1	Ψαθυρή	0,920	0,92	0,002041015	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,000650122	0,0040
K10	3,25	0,65	2,6	1,3	1264,776105	0,007496944	80952,38	606,8955	1871,67	19240,99	124,73	95,95	1,39	4361,92	0,0012566	0,01	0,008549	194,74	0,299882	175,27	0	Πλάστιμη	0,170	0	0,004454715	ΣΤΥΛΟΣ	0,001803846	0,002450425	0,0087
Φ.Α.Τ1	3,25	0	3,25	1,625	639,8868757	0,003401975	97959,18	333,2546	973,14	1410,058	2123,42	1306,72	1	3892,30	0,0012566	0	0,003206	391,75	0,267595	274,22	1	Ψαθυρή	1,920	1,92	0,001712206	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,000345386	0,0034
Φ.Α.Τ2	3,25	0,65	2,6	1,3	791,9114142	0,002309995	75000	173,2496	965,16	16894,33	117,64	90,49	1,44	2356,96	0,0006283	0	0,00231	254,52	0,162041	178,17	0	Πλάστιμη	0,120	0	0,007585136	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,00417239	0,0131
Φ.Α.Τ3	3,25	0	3,25	1,625	603,2733166	0,003401975	97959,18	333,2546	936,53	1331,508	2005,13	1233,92	1	3465,55	0,0012566	0	0,003206	366,66	0,238257	256,66	1	Ψαθυρή	1,920	1,92	0,001680033	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,000338896	0,0033
K11	3,25	0	3,25	1,625	1095,258839	0,007124966	76543,21	545,3677	1640,63	24534,11	41,72	25,68	1,438	3131,11	0,0006032	0,01	0,009308	76,27	0,215264	68,64	0	Πλάστιμη	0,124	0	0,008100143	ΣΤΥΛΟΣ	0,001658462	0,002851637	0,0126
K12	3,25	0,7	2,55	1,275	606,7306277	0,007239884	88888,89	643,5453	1250,28	9391,015	109,54	85,91	1,24	984,25	0,0006283	0,01	0,006981	64,93	0,067667	19,48	1	Ψαθυρή	0,320	0,32	0,00399343	ΣΤΥΛΟΣ	0,002058824	0,001790401	0,0078
K13	3,25	0	3,25	1,625	885,5825072	0,007124966	76543,21	545,3677	1430,95	24207,1	41,17	25,33	1,438	2014,30	0,0006032	0,01	0,009308	65,41	0,138483	58,87	0	Πλάστιμη	0,124	0	0,009163267	ΣΤΥΛΟΣ	0,001658462	0,003225907	0,0140
K14	3,25	0,65	2,6	1,3	772,9066158	0,006172359	78787,88	486,3071	1259,21	21464,19	154,27	118,67	1,435	1093,61	0,0016493	0,01	0,006247	215,14	0,075186	53,78	1	Ψαθυρή	0,130	0,13	0,008125123	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,002031556	0,0115
K15	3,25	0,7	2,55	1,275	766,5980326	0,006816079	84615,38	576,7451	1343,34	14648,15	77,24	60,58	1,34	2454,84	0,0006283	0,01	0,008055	78,49	0,168771	70,64	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,004634307	ΣΤΥΛΟΣ	0,001894118	0,002599199	0,0091
K16	3,25	0,6	2,65	1,325	984,9852692	0,008675009	84615,38	734,0392	1719,02	16183,72	156,44	118,07	1,34	3060,59	0,0012566	0,01	0,008788	158,65	0,210416	142,79	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,004158063	ΣΤΥΛΟΣ	0,001875472	0,002244089	0,0083
K17	3,25	0,6	2,65	1,325	528,9574143	0,004194592	94736,84	397,3824	926,34	3234,363	425,94	321,47	1	2094,88	0,0009425	0	0,004134	169,03	0,144023	152,13	1	Ψαθυρή	0,720	0,72	0,002380074	ΣΤΥΛΟΣ	0,002667925	0,000832266	0,0059
K17A	3,25	0,6	2,65	1,325	538,985317	0,004568798	94736,84	432,8335	971,82	3410,068	299,39	225,95	1	1941,72	0,0006283	0	0,004134	109,19	0,133493	98,27	1	Ψαθυρή	0,720	0,72	0,002391937	ΣΤΥΛΟΣ	0,002667925	0,000836414	0,0059

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ X-X

	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ																			ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ											
						$\left(\frac{max(0,01;\omega')}{max(0,01;\omega)} \times f_c\right)^{0,225}$		δεδομένα περίσφιγξης						Συντ.αποδοτι κότητας (αμελείται η περίσφιγξη)	Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού	25^(αρ$_s$f$_{yw}$/f$_c$)	Δεν υπάρχει διαδιαγώνιος οπλισμός	1,25^(100ρ$_d$)	Σ.8.α	Προ του '85 με λείες ράβδους	μετελαστική στροφή		$\left(\frac{max(0,01;\omega')}{max(0,01;\omega)}\right)^{0,3}$						Σ.8.β	Προ του '85 με λείες ράβδους	$\theta_u = \theta_{umpl} + \theta_y$	Αποκλίσεις εύρεσης θ_{umpl}		
	0,016x0,3^ν	ω	ω'	max(0,01;ω)	max(0,01;ω')		a$_c$=L$_v$/h	a$_s$^0,35	b$_o$	h$_o$	bi//b//y	bi//h//x	Σb$_i^2$	α	ρ$_s$		ρ$_d$		θ$_{um}$	θ$_{um}$	θ$_{umpl}$=θ$_{um}$-θ$_y$	0,0145*0,25^ν		f$_c$^0,2	a$_s$^0,35	25^(α ρs fyw / fc)	1,275^(100ρ$_d$)	θ$_{umpl}$	θ$_{umpl}$	θ$_u$	διαφορά	λόγος	ποσοστό
Κ1	0,0140243	0,245437	0,163625	0,245436926	0,163624617	1,667220757	1,28	1,09	0,15	0,95	0,12	0,92	1,72	0	0	1	0	1	0,02546	0,011689	0,0077	0,012458392	0,89	1,71	1,09	1	1	0,02051675	0,00909576	0,0131	-0,0014	0,8458	-18,23%
Κ2	0,0120711	0,439384	0,219692	0,439383588	0,219691794	1,5627226	4,25	1,66	0,50	0,25	0,47	0,22	0,54	0	0	1	0	1	0,0313	0,02478	0,0168	0,010482443	0,81	1,71	1,66	1	1	0,02413432	0,01910634	0,0271	-0,0023	0,8808	-13,53%
Κ3	0,0121852	0,439384	0,219692	0,439383588	0,219691794	1,5627226	4,25	1,66	0,50	0,25	0,47	0,22	0,54	0	0	1	0	1	0,0316	0,025014	0,0170	0,010596589	0,81	1,71	1,66	1	1	0,02439713	0,01931439	0,0273	-0,0023	0,8803	-13,60%
Κ4	0,0122445	0,439384	0,219692	0,439383588	0,219691794	1,5627226	4,25	1,66	0,50	0,25	0,47	0,22	0,54	0	0	1	0	1	0,03175	0,025136	0,0171	0,010655999	0,81	1,71	1,66	1	1	0,02453391	0,01942268	0,0275	-0,0023	0,88	-13,64%
Κ5	0,0119337	0,439384	0,219692	0,439383588	0,219691794	1,5627226	4,25	1,66	0,50	0,25	0,47	0,22	0,54	0	0	1	0	1	0,03095	0,024498	0,0166	0,010345222	0,81	1,71	1,66	1	1	0,02381839	0,01885622	0,0267	-0,0022	0,8815	-13,44%
Κ6	0,0141507	0,245437	0,163625	0,245436926	0,163624617	1,667220757	1,28	1,09	0,15	0,95	0,12	0,92	1,72	0	0	1	0	1	0,02569	0,011794	0,0078	0,012587786	0,89	1,71	1,09	1	1	0,02072984	0,00919023	0,0132	-0,0014	0,8501	-17,63%
Κ7	0,0142175	0,394187	0,156187	0,394186578	0,156187135	1,483033334	6,38	1,91	1,55	0,15	1,53	0,13	4,72	0	0	1	0	1	0,04032	0,018515	0,0071	0,012656181	0,76	1,71	1,91	1	1	0,03131838	0,01388448	0,0253	-0,0068	0,5111	-95,65%
Κ8	0,0136139	0,245437	0,163625	0,245436926	0,163624617	1,667220757	1,33	1,10	0,15	0,95	0,12	0,92	1,72	0	0	1	0	1	0,02505	0,011501	0,0074	0,012039521	0,89	1,71	1,10	1	1	0,02009569	0,00890909	0,0130	-0,0015	0,8321	-20,18%
Κ9	0,011563	0,245437	0,163625	0,245436926	0,163624617	1,667220757	1,33	1,10	0,15	0,95	0,12	0,92	1,72	0	0	1	0	1	0,02127	0,009768	0,0058	0,009976032	0,89	1,71	1,10	1	1	0,01665143	0,00738213	0,0114	-0,0016	0,7826	-27,79%
Κ10	0,0111511	0,320571	0,213714	0,320570679	0,213713786	1,667220757	5,20	1,78	0,65	0,20	0,62	0,17	0,83	0	0	1	0	1	0,03311	0,026209	0,0175	0,009567995	0,89	1,71	1,78	1	1	0,02577153	0,02040246	0,0291	-0,0029	0,8578	-16,58%
Φ.Α.Τ1	0,0115931	0,120214	0,080143	0,120214005	0,08014267	1,667220757	0,81	0,93	0,15	1,95	0,12	1,92	7,40	0	0	1	0	1	0,01797	0,008253	0,0049	0,010005977	0,89	1,71	0,93	1	1	0,01407394	0,00623945	0,0096	-0,0013	0,7846	-27,46%
Φ.Α.Τ2	0,0131641	0,17325	0,05775	0,173249595	0,057749865	1,426465786	6,50	1,93	1,65	0,15	1,62	0,12	5,28	0	0	1	0	1	0,03616	0,016601	0,0035	0,011582689	0,72	1,71	1,93	1	1	0,02739922	0,01214699	0,0252	-0,0086	0,2917	-242,76%
Φ.Α.Τ3	0,0120099	0,120214	0,080143	0,120214005	0,08014267	1,667220757	0,81	0,93	0,15	1,95	0,12	1,92	7,40	0	0	1	0	1	0,01862	0,00855	0,0052	0,01042133	0,89	1,71	0,93	1	1	0,01465816	0,00649845	0,0098	-0,0013	0,8049	-24,24%
Κ11	0,0123471	0,232711	0,232711	0,232710567	0,232710567	1,826474621	8,13	2,08	0,35	0,15	0,32	0,12	0,24	0	0	1	0	1	0,04695	0,037167	0,0246	0,010758864	1,00	1,71	2,08	1	1	0,03826045	0,03028952	0,0429	-0,0057	0,8107	-23,34%
Κ12	0,0147482	0,349066	0,174533	0,34906585	0,174532925	1,5627226	3,19	1,50	0,20	0,35	0,17	0,32	0,26	0	0	1	0	1	0,03458	0,027376	0,0195	0,013201659	0,81	1,71	1,50	1	1	0,02748353	0,0217578	0,0296	-0,0022	0,8978	-11,39%
Κ13	0,0135429	0,232711	0,232711	0,232710567	0,232710567	1,826474621	8,13	2,08	0,35	0,15	0,32	0,12	0,24	0	0	1	0	1	0,05149	0,040767	0,0267	0,011967208	1,00	1,71	2,08	1	1	0,04255754	0,03369138	0,0477	-0,0070	0,793	-26,10%
Κ14	0,0146153	0,394187	0,156187	0,394186578	0,156187135	1,483033334	6,50	1,93	1,55	0,15	1,53	0,13	4,72	0	0	1	0	1	0,04173	0,019162	0,0077	0,013064767	0,76	1,71	1,93	1	1	0,03254991	0,01443046	0,0259	-0,0067	0,534	-87,27%
Κ15	0,0130579	0,201384	0,201384	0,201384144	0,201384144	1,826474621	4,25	1,66	0,25	0,25	0,22	0,22	0,19	0	0	1	0	1	0,03958	0,03133	0,0222	0,01147514	1,00	1,71	1,66	1	1	0,03252667	0,02575028	0,0349	-0,0035	0,8622	-15,98%
Κ16	0,0124193	0,439384	0,219692	0,439383588	0,219691794	1,5627226	4,42	1,68	0,50	0,25	0,47	0,22	0,54	0	0	1	0	1	0,03264	0,025841	0,0176	0,010831411	0,81	1,71	1,68	1	1	0,02527578	0,02001	0,0283	-0,0024	0,8777	-13,93%
Κ17	0,0134528	0,147434	0,103342	0,147434392	0,103341864	1,68613008	1,66	1,19	0,25	0,75	0,22	0,72	1,13	0	0	1	0	1	0,02706	0,021426	0,0155	0,011875659	0,90	1,71	1,19	1	1	0,02175707	0,01722435	0,0231	-0,0017	0,9025	-10,80%
Κ17Α	0,0136245	0,206684	0,103342	0,206683727	0,103341864	1,5627226	1,66	1,19	0,15	0,75	0,12	0,72	1,07	0	0	1	0	1	0,0254	0,020111	0,0142	0,012050279	0,81	1,71	1,19	1	1	0,0199493	0,00884419	0,0147	0,0054	1,6073	37,78%

Αντοχή σε διάτμηση

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ - ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ																										
	Αντοχή σε διάτμηση																										
	ΕΚΩΣ 2000 Κεφ.11											Ευρωκώδικας 2															Σύγκριση τέμνουσας αντοχής EC2+ΕΚΩΣ
								καμπτόμε	έλω την ύπαρξη συνδετήρων								>0(θλίψη)		MPa		1ος όρος		1ος όρος				
								να																	N		
	k	σ_{cp}	A_{sl}	Asl/b/d	ρ_l	V_{Rd1}	v_d	vd>-0,10	V_{cd}	V_{wd}	V_{Rd}	d(mm)	b_w(mm)	1+sqrt(200/d)	k	ρ_l	N_{Ed}(N)	A_c(mm^2)	N_{Ed}/A_c	σ_{cp}	$C_{Rd,c}$Xkx(100xρ_lxf_{ck})^1/3	v_{min}=0,035xk^$^{3/2}$xf_{ck}^$^{1/2}$		k_1*σ_{cp}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$ (KN)	
K1	1	1592,3	0,00126	0,00654	0,00654	90,84	0,351	κάμψη+θλιψη	63,59	0	63,59	960	200	1,456435465	1,46	0,00654	318.451	200000	1,59226	0,91	0,303486026	0,174000264	0,3035	0,136	84381,3	84,38	24,65%
K2	1,34	3404,2	0,00126	0,00879	0,00879	120,67	0,751	κάμψη+θλιψη	108,60	0	108,60	260	550	1,877058019	1,88	0,00879	561.694	165000	3,4042	0,91	0,431499418	0,254583107	0,4315	0,136	81152,4	81,15	-33,82%
K3	1,34	3290,6	0,00126	0,00879	0,00879	118,23	0,726	κάμψη+θλιψη	106,41	0	106,41	260	550	1,877058019	1,88	0,00879	542.944	165000	3,29057	0,91	0,431499418	0,254583107	0,4315	0,136	81152,4	81,15	-31,12%
K4	1,34	3231,9	0,00126	0,00879	0,00879	116,97	0,713	κάμψη+θλιψη	105,27	0	105,27	260	550	1,877058019	1,88	0,00879	533.265	165000	3,23191	0,91	0,431499418	0,254583107	0,4315	0,136	81152,4	81,15	-29,72%
K5	1,34	3542,5	0,00126	0,00879	0,00879	123,63	0,781	κάμψη+θλιψη	111,27	0	111,27	260	550	1,877058019	1,88	0,00879	584.506	165000	3,54246	0,91	0,431499418	0,254583107	0,4315	0,136	81152,4	81,15	-37,11%
K6	1	1483,8	0,00126	0,00654	0,00654	87,71	0,327	κάμψη+θλιψη	61,40	0	61,40	960	200	1,456435465	1,46	0,00654	296.769	200000	1,48384	0,91	0,303486026	0,174000264	0,3035	0,136	84381,3	84,38	27,24%
K7	1,435	1427	0,00165	0,00625	0,00625	144,54	0,315	κάμψη+θλιψη	101,18	0	101,18	165	1600	2,100963765	2,00	0,00625	456.636	320000	1,42699	0,91	0,410339181	0,28	0,4103	0,136	144234	144,23	29,85%
K8	1	1951,1	0,00126	0,00654	0,00654	101,17	0,43	κάμψη+θλιψη	70,82	0	70,82	960	200	1,456435465	1,46	0,00654	390.218	200000	1,95109	0,91	0,303486026	0,174000264	0,3035	0,136	84381,3	84,38	16,07%
K9	1	3923,7	0,00126	0,00654	0,00654	157,98	0,866	κάμψη+θλιψη	110,59	0	110,59	960	200	1,456435465	1,46	0,00654	784.749	200000	3,92375	0,91	0,303486026	0,174000264	0,3035	0,136	84381,3	84,38	-31,06%
K10	1,39	4361,9	0,00126	0,00855	0,00855	146,67	0,962	κάμψη+θλιψη	132,01	0	132,01	210	700	1,975900073	1,98	0,00855	763.337	175000	4,36192	0,91	0,450063433	0,274954292	0,4501	0,136	86151,3	86,15	-53,23%
Φ.Α.Τ1	1	3892,3	0,00126	0,00321	0,00321	312,31	0,859	κάμψη+θλιψη	218,62	0	218,62	1960	200	1,319438282	1,32	0,00321	1.556.919	400000	3,8923	0,91	0,216724622	0,150036408	0,2167	0,136	138268	138,27	-58,11%
Φ.Α.Τ2	1,44	2357	0,00063	0,00231	0,00231	177,29	0,52	κάμψη+θλιψη	124,10	0	124,10	160	1700	2,118033989	2,00	0,00231	801.368	340000	2,35696	0,91	0,294517808	0,28	0,2945	0,136	117101	117,10	-5,98%
Φ.Α.Τ3	1	3465,6	0,00126	0,00321	0,00321	287,22	0,764	κάμψη+θλιψη	201,05	0	201,05	1960	200	1,319438282	1,32	0,00321	1.386.221	400000	3,46555	0,91	0,216724622	0,150036408	0,2167	0,136	138268	138,27	-45,41%
K11	1,438	3131,1	0,0006	0,00931	0,00931	53,91	0,691	κάμψη+θλιψη	48,52	0	48,52	162	400	2,111111111	2,00	0,00931	250.489	80000	3,13111	0,91	0,468669404	0,28	0,4687	0,136	39182,6	39,18	-23,84%
K12	1,24	984,25	0,00063	0,00698	0,00698	39,74	0,217	κάμψη+θλιψη	35,77	0	35,77	360	250	1,745355992	1,75	0,00698	98.425	100000	0,98425	0,91	0,371598868	0,228264865	0,3716	0,136	45683,9	45,68	21,70%
K13	1,438	2014,3	0,0006	0,00931	0,00931	43,06	0,444	κάμψη+θλιψη	38,75	0	38,75	162	400	2,111111111	2,00	0,00931	161.144	80000	2,0143	0,91	0,468669404	0,28	0,4687	0,136	39182,6	39,18	1,10%
K14	1,435	1093,6	0,00165	0,00625	0,00625	131,33	0,241	κάμψη+θλιψη	91,93	0	91,93	165	1600	2,100963765	2,00	0,00625	349.956	320000	1,09361	0,91	0,410339181	0,28	0,4103	0,136	144234	144,23	36,26%
K15	1,34	2454,8	0,00063	0,00806	0,00806	54,22	0,542	κάμψη+θλιψη	48,80	0	48,80	260	300	1,877058019	1,88	0,00806	220.936	90000	2,45484	0,91	0,419164049	0,254583107	0,4192	0,136	43302,8	43,30	-12,69%
K16	1,34	3060,6	0,00126	0,00879	0,00879	113,29	0,675	κάμψη+θλιψη	101,97	0	101,97	260	550	1,877058019	1,88	0,00879	504.998	165000	3,06059	0,91	0,431499418	0,254583107	0,4315	0,136	81152,4	81,15	-25,65%
K17	1	2094,9	0,00094	0,00413	0,00413	121,53	0,462	κάμψη+θλιψη	109,38	0	109,38	760	300	1,512989176	1,51	0,00413	502.770	240000	2,09488	0,91	0,270494947	0,184232722	0,2705	0,136	92680,8	92,68	-18,02%
K17A	1	1941,7	0,00063	0,00413	0,00413	77,53	0,428	κάμψη+θλιψη	54,27	0	54,27	760	200	1,512989176	1,51	0,00413	310.675	160000	1,94172	0,91	0,270494947	0,184232722	0,2705	0,136	61787,2	61,79	12,16%

Στύλοι Ισογείου – Ενεργός δυσκαμψία κατά Υ

	Ενεργός δυσκαμψία KNm^2	m^4	kNm^2	Συντ.απο μείωσης
	K^Y_{eff}	I_X	$E_C I_{eI}$	K_{eff}/EI
K1	61910,17	0,01667	422189	0,147
K2	8354,08	0,00124	31347,6	0,266
K3	8292,06	0,00124	31347,6	0,265
K4	8260,34	0,00124	31347,6	0,264
K5	8430,53	0,00124	31347,6	0,269
K6	61278,04	0,01667	422189	0,145
K7	5983,51	0,00107	27020,1	0,221
K8	65705,68	0,01667	422189	0,156
K9	75806,17	0,01667	422189	0,180
K10	6206,37	0,00091	23088,5	0,269
Φ.Α.Τ1	342562,19	0,13333	3377516	0,101
Φ.Α.Τ2	3904,01	0,00113	28708,9	0,136
Φ.Α.Τ3	327247,22	0,13333	3377516	0,097
K11	1792,19	0,00027	6755,03	0,265
K12	5935,89	0,00133	33775,2	0,176
K13	1587,36	0,00027	6755,03	0,235
K14	5835,12	0,00107	27020,1	0,216
K15	3596,30	0,00068	17098,7	0,210
K16	8347,38	0,00124	31347,6	0,266
K17	31992,53	0,0128	324242	0,099
K17A	22425,94	0,00853	216161	0,104

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ X-X

	Δεδομένα διατομής						h//y	b//x	Εφελκυόμενος			Θλιβόμενος		Ενδιάμεσος									
	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	(//x) cm	(//y) cm	A_c (cm^2)	ΟΠΛΙΣΜΟΙ	A_s (cm^2)	$h_{υποστ}$ (m)	$b_{υποστ}$ (m)	$d_b^{εφ}$ (mm)	εφελ.	$A_{s,εφελ}$ (m^2)	$d_b^{θλιβ}$ (mm)	$A_{s,θλιβ}$ (m^2)	$d_b^{ενδ}$ (mm)	$A_{s,ενδιαμ}$ (m^2)	d (m)	d' (m)	$a=E_s/E_c$	ρ	ρ'	$ρ_v$	δ'=d'/d	N_{sd} (kN)
K18	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,40	0,30	20	3Φ20	0,0009425	20	0,0009425	16	0,00040	0,360	0,040	7,90	0,00873	0,0087	0,00372	0,1111	277,91
K19	60 x 20	60	20	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,20	0,60	16	2Φ20+2Φ16	0,0010304	16	0,0010304	0	0,00000	0,162	0,038	7,90	0,0106	0,0106	0	0,2346	262,16
K20	20 x60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,60	0,20	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	16	0,00080	0,560	0,040	7,90	0,00561	0,0056	0,00718	0,0714	321,03
K21	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,40	0,30	20	3Φ20	0,0009425	20	0,0009425	16	0,00040	0,360	0,040	7,90	0,00873	0,0087	0,00372	0,1111	374,94
K22	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,40	0,30	20	3Φ20	0,0009425	20	0,0009425	16	0,00040	0,360	0,040	7,90	0,00873	0,0087	0,00372	0,1111	329,04
K23	20 x 60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,60	0,20	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	16	0,00080	0,560	0,040	7,90	0,00561	0,0056	0,00718	0,0714	285,68
K24	20 x 60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,60	0,20	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	16	0,00080	0,560	0,040	7,90	0,00561	0,0056	0,00718	0,0714	331,94
K25	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,40	0,30	20	3Φ20	0,0009425	20	0,0009425	16	0,00040	0,360	0,040	7,90	0,00873	0,0087	0,00372	0,1111	298,76
K26	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,40	0,30	20	3Φ20	0,0009425	20	0,0009425	16	0,00040	0,360	0,040	7,90	0,00873	0,0087	0,00372	0,1111	390,81
K27	20 x 60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,60	0,20	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	16	0,00080	0,560	0,040	7,90	0,00561	0,0056	0,00718	0,0714	302,85
K28	20 x 60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,60	0,20	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	16	0,00080	0,560	0,040	7,90	0,00561	0,0056	0,00718	0,0714	375,13
K29	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,40	0,30	20	3Φ20	0,0009425	20	0,0009425	16	0,00040	0,360	0,040	7,90	0,00873	0,0087	0,00372	0,1111	339,85
K30	30 x 30	30	30	900	4Φ20	12,57	0,30	0,30	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	0	0,00000	0,260	0,040	7,90	0,00806	0,0081	0	0,1538	182,34
K31	50 x 30	50	30	1500	4Φ20 + 2Φ16	16,59	0,30	0,50	20	2Φ20+Φ16	0,0008294	20	0,0008294	0	0,00000	0,260	0,040	7,90	0,00638	0,0064	0	0,1538	263,35
K32	20 x 60	20	60	1200	4Φ20 + 4Φ16	20,61	0,60	0,20	20	2Φ20	0,0006283	20	0,0006283	16	0,00080	0,560	0,040	7,90	0,00561	0,0056	0,00718	0,0714	315,05
K33	30 x 40	30	40	1200	6Φ20 + 2Φ16	22,87	0,40	0,30	20	3Φ20	0,0009425	20	0,0009425	0	0,00040	0,360	0,040	7,90	0,00873	0,0087	0,00372	0,1111	365,86
K34	50 x 30	50	30	1500	4Φ20 + 2Φ16	16,59	0,30	0,50	20	2Φ20+Φ16	0,0008294	20	0,0008294	0	0,00000	0,260	0,040	7,90	0,00638	0,0064	0	0,1538	185,46
K35	30 x 30	30	30	900	4Φ20	12,57	0,30	0,30	20	2Φ20+Φ16	0,0006283	20	0,0006283	0	0,00000	0,260	0,040	7,90	0,00806	0,0081	0	0,1538	178,70
K36	20 x 100	20	100	2000	8Φ20 +8Φ10	31,42	1,00	0,20	20	4Φ20	0,0012566	20	0,0012566	10	0,00063	0,960	0,040	7,90	0,00654	0,0065	0,00327	0,0417	125,20

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ X-X

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ

			Θλιβόμενη ζώνη		(A.1)			(A.3)		(A.2)	min		$\frac{f_{my}}{E_{sm} * h}$	(A.7α/A.8α	$\frac{f_{my}}{E_{sm} * d}$	(A.7β/A.8β)
	A	B	ξ_y	$x_y=\xi_y$ x d	$(1/r)_y$	A	B	ξ_y	$x_y=\xi_y$xd	$(1/r)_y$	$(1/r)_y$	ξ_y		$(1/r)_y$		$(1/r)_y$
K18	0,0283	0,01884	0,36623	0,1318	0,00797	0,00873	0,01176	0,3676	0,13233	0,00781	0,00781	0,3676	0,00455	0,008045	0,005051	0,007828
K19	0,0286	0,02051	0,38629	0,0626	0,01829	0,00815	0,01309	0,3948	0,06395	0,01616	0,01616	0,3948	0,00909	0,016091	0,011223	0,017396
K20	0,0263	0,01774	0,36098	0,2021	0,00508	0,00453	0,00986	0,3604	0,2018	0,00512	0,00508	0,361	0,00303	0,005364	0,003247	0,005032
K21	0,0307	0,02131	0,38621	0,139	0,00823	0,00438	0,01176	0,3978	0,14321	0,00722	0,00722	0,3978	0,00455	0,008045	0,005051	0,007828
K22	0,0296	0,02014	0,377	0,1357	0,00811	0,00644	0,01176	0,3832	0,13794	0,00749	0,00749	0,3832	0,00455	0,008045	0,005051	0,007828
K23	0,0254	0,01687	0,35313	0,1978	0,00502	0,00606	0,00986	0,3496	0,19576	0,00528	0,00502	0,3531	0,00303	0,005364	0,003247	0,005032
K24	0,0266	0,01801	0,36335	0,2035	0,0051	0,00406	0,00986	0,3638	0,2037	0,00507	0,00507	0,3638	0,00303	0,005364	0,003247	0,005032
K25	0,0288	0,01937	0,37069	0,1334	0,00803	0,00779	0,01176	0,3738	0,13458	0,00768	0,00768	0,3738	0,00455	0,008045	0,005051	0,007828
K26	0,0311	0,02172	0,3893	0,1401	0,00827	0,00367	0,01176	0,403	0,14508	0,00712	0,00712	0,403	0,00455	0,008045	0,005051	0,007828
K27	0,0258	0,01729	0,35698	0,1999	0,00505	0,00532	0,00986	0,3548	0,19867	0,0052	0,00505	0,357	0,00303	0,005364	0,003247	0,005032
K28	0,0276	0,01907	0,37244	0,2086	0,00517	0,0022	0,00986	0,3776	0,21144	0,00489	0,00489	0,3776	0,00303	0,005364	0,003247	0,005032
K29	0,0298	0,02042	0,37921	0,1365	0,00814	0,00595	0,01176	0,3866	0,13916	0,00743	0,00743	0,3866	0,00455	0,008045	0,005051	0,007828
K30	0,0225	0,01572	0,35115	0,0913	0,01078	0,0048	0,00929	0,3471	0,09024	0,01145	0,01078	0,3511	0,00606	0,010727	0,006993	0,010839
K31	0,0183	0,01293	0,32978	0,0857	0,01043	0,00296	0,00736	0,3184	0,08278	0,01249	0,01043	0,3298	0,00606	0,010727	0,006993	0,010839
K32	0,0261	0,01759	0,35968	0,2014	0,00507	0,00479	0,00986	0,3585	0,20076	0,00515	0,00507	0,3597	0,00303	0,005364	0,003247	0,005032
K33	0,0305	0,02108	0,38442	0,1384	0,0082	0,00479	0,01176	0,3949	0,14215	0,00727	0,00727	0,3949	0,00455	0,008045	0,005051	0,007828
K34	0,0167	0,01128	0,31048	0,0807	0,01014	0,00586	0,00736	0,2978	0,07743	0,01335	0,01014	0,3105	0,00606	0,010727	0,006993	0,010839
K35	0,0224	0,01559	0,3499	0,091	0,01076	0,00503	0,00929	0,3455	0,08982	0,01151	0,01076	0,3499	0,00606	0,010727	0,006993	0,010839
K36	0,0182	0,01032	0,28495	0,2735	0,00265	0,01321	0,00852	0,2771	0,26601	0,00389	0,00265	0,2849	0,00182	0,002618	0,001894	0,002576

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ X-X

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ θy

		κατα χ				1ος παράγων	2ος παράγ	γινόμενο		kNm/m^4	kNm			kN/m^2	m^2	A_{sl}		kN	Συνδυασμοί δράσεων με σεισμό						1ος	στοιχείο	2ος	3ος	θ_y
	$H_{ορόφ}$	$h_{δοκού}$	$H_{καθαρό}$	L_s (m)	$\xi_c x \xi_y^2 x 0,5x(0,5(1+\delta')-\xi_y/3(1-\xi_y)\rho+(\xi_y-\delta')\rho'+\rho_v/6(1-\delta'$		(1-δ')E_s/2			M_y/bd^3	M_y		k	σ_{cp}	A_{sl}	$\frac{A_{sl}}{bd}$	ρ_l	V_{Rd1}	v	V_{cd}	a_v	Συμπεριφορά	z (m)	a_v* z	$(1/r)_y x(L_s+a_v xz)/3$		$0,0014x(1+1,5xh/L_s)$	$(1/r)_y x d_b x f_y/8/f_c^{0,5}$	
K18	3,25	0,65	2,6	1,3	741,0400744	0,008308629	88888,9	738,545	1479,58	11556,6	161,76	124,43	1,24	2315,91	0,0009425	0	0,00873	102,41	0,15922	92,17	1	Ψαθυρή	0,320	0,32	0,00421779	ΣΤΥΛΟΣ	0,002046154	0,001861808	0,0081
K19	3,25	0,7	2,55	1,275	958,6501059	0,008114544	76543,2	621,113	1579,76	25532	65,13	51,08	1,438	2184,70	0,0010304	0	0,0106	102,87	0,1502	92,58	0	Πλάστιμη	0,124	0	0,006868821	ΣΤΥΛΟΣ	0,001729412	0,003081959	0,0117
K20	3,25	0,7	2,55	1,275	685,5694681	0,006320585	92857,1	586,911	1272,48	6465,28	227,08	178,10	1,04	2675,22	0,0006283	0	0,00561	96,85	0,18392	87,16	1	Ψαθυρή	0,520	0,52	0,003040038	ΣΤΥΛΟΣ	0,002388235	0,001211099	0,0066
K21	3,25	0,65	2,6	1,3	847,7346234	0,008308629	88888,9	738,545	1586,28	11448,5	160,24	123,26	1,24	3124,51	0,0009425	0	0,00873	115,51	0,21481	103,96	1	Ψαθυρή	0,320	0,32	0,003897297	ΣΤΥΛΟΣ	0,002046154	0,001720336	0,0077
K22	3,25	0,65	2,6	1,3	795,588442	0,008308629	88888,9	738,545	1534,13	11495	160,89	123,76	1,24	2742,01	0,0009425	0	0,00873	109,32	0,18851	98,39	1	Ψαθυρή	0,320	0,32	0,004046122	ΣΤΥΛΟΣ	0,002046154	0,00178603	0,0079
K23	3,25	0,7	2,55	1,275	660,2025107	0,006320585	92857,1	586,911	1247,11	6259,48	219,85	172,43	1,04	2380,63	0,0006283	0	0,00561	91,90	0,16367	82,71	1	Ψαθυρή	0,520	0,52	0,003003136	ΣΤΥΛΟΣ	0,002388235	0,001196397	0,0066
K24	3,25	0,7	2,55	1,275	694,5921672	0,006320585	92857,1	586,911	1281,50	6502,27	228,38	179,12	1,04	2766,13	0,0006283	0	0,00561	98,37	0,19017	88,54	1	Ψαθυρή	0,520	0,52	0,003035908	ΣΤΥΛΟΣ	0,002388235	0,001209453	0,0066
K25	3,25	0,65	2,6	1,3	762,8350055	0,008308629	88888,9	738,545	1501,38	11530,2	161,39	124,14	1,24	2489,63	0,0009425	0	0,00873	105,23	0,17116	94,71	1	Ψαθυρή	0,320	0,32	0,004147057	ΣΤΥΛΟΣ	0,002046154	0,001830585	0,0080
K26	3,25	0,65	2,6	1,3	866,4717087	0,008308629	88888,9	738,545	1605,02	11434,3	160,04	123,11	1,24	3256,73	0,0009425	0	0,00873	117,66	0,2239	105,89	1	Ψαθυρή	0,320	0,32	0,003847023	ΣΤΥΛΟΣ	0,002046154	0,001698145	0,0076
K27	3,25	0,7	2,55	1,275	672,6122999	0,006320585	92857,1	586,911	1259,52	6359,63	223,37	175,19	1,04	2523,73	0,0006283	0	0,00561	94,30	0,17351	84,87	1	Ψαθυρή	0,520	0,52	0,003021127	ΣΤΥΛΟΣ	0,002388235	0,001203565	0,0066
K28	3,25	0,7	2,55	1,275	740,0230819	0,006320585	92857,1	586,911	1326,93	6486,52	227,83	178,69	1,04	3126,11	0,0006283	0	0,00561	104,42	0,21492	93,98	1	Ψαθυρή	0,520	0,52	0,002924863	ΣΤΥΛΟΣ	0,002388235	0,001165215	0,0065
K29	3,25	0,65	2,6	1,3	807,5916073	0,008308629	88888,9	738,545	1546,14	11483,3	160,73	123,64	1,24	2832,06	0,0009425	0	0,00873	110,78	0,1947	99,70	1	Ψαθυρή	0,320	0,32	0,004010633	ΣΤΥΛΟΣ	0,002046154	0,001770365	0,0078
K30	3,25	0,65	2,6	1,3	718,198176	0,006816079	84615,4	576,745	1294,94	13956,2	73,59	56,61	1,34	2025,98	0,0006283	0	0,00806	73,48	0,13929	66,13	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,004670242	ΣΤΥΛΟΣ	0,001884615	0,002568981	0,0091
K31	3,25	0,7	2,55	1,275	643,2567898	0,005398334	84615,4	456,782	1100,04	11477,6	100,87	79,11	1,34	1755,63	0,0008294	0	0,00638	113,54	0,1207	102,18	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,004434388	ΣΤΥΛΟΣ	0,001894118	0,002487072	0,0088
K32	3,25	0,7	2,55	1,275	681,3312716	0,006320585	92857,1	586,911	1268,24	6430,6	225,86	177,15	1,04	2625,43	0,0006283	0	0,00561	96,01	0,1805	86,41	1	Ψαθυρή	0,520	0,52	0,003033838	ΣΤΥΛΟΣ	0,002388235	0,001208628	0,0066
K33	3,25	0,65	2,6	1,3	837,174884	0,008308629	88888,9	738,545	1575,72	11457,1	160,36	123,36	1,24	3048,83	0,0009425	0	0,00873	114,29	0,20961	102,86	1	Ψαθυρή	0,320	0,32	0,003926345	ΣΤΥΛΟΣ	0,002046154	0,001733159	0,0077
K34	3,25	0,7	2,55	1,275	578,0357301	0,005398334	84615,4	456,782	1034,82	10495	92,23	72,34	1,34	1236,37	0,0008294	0	0,00638	103,41	0,085	31,02	1	Ψαθυρή	0,220	0,22	0,00505403	ΣΤΥΛΟΣ	0,001894118	0,002417473	0,0094
K35	3,25	0,65	2,6	1,3	713,7504529	0,006816079	84615,4	576,745	1290,50	13881,6	73,19	56,30	1,34	1985,51	0,0006283	0	0,00806	73,00	0,1365	65,70	0	Πλάστιμη	0,220	0	0,004661283	ΣΤΥΛΟΣ	0,001884615	0,002564053	0,0091
K36	3,25	0,65	2,6	1,3	437,9382008	0,006794967	95833,3	651,184	1089,12	2884,72	510,44	392,65	1	625,99	0,0012566	0	0,00654	105,83	0,04304	26,46	1	Ψαθυρή	0,920	0,92	0,001960014	ΤΟΙΧΩΜΑ	0,0013	0,000631351	0,0039

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ X-X

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ θu

									δεδομένα περίσφιγξης							Σ.8.α									Σ.8.β			Αποκλίσεις εύρεσης θ_{umpl}		
	0,016x0,3^ν	ω	ω'	max(0,01;ω)	max(0,01;ω')		a_s=L_s/h	a_s^0,35	b_o	h_o	bi//b//y	bi//h//x	Σb_i^2	α	ρ_s	θ_{um}	θ_{um}	θ_{umpl}=θ_{um}-θ_y	0,0145*0,25^ν		f_c^0,2	a_s^0,35	25^(α ρs fyw / fc)	1,275^(100ρ_d)	θ_{umpl}	θ_{umpl}	θ_u	διαφορά	λόγος	ποσοστό
K18	0,013209	0,31125	0,21817	0,31125038	0,21816616	1,68613008	3,25	1,51	0,25	0,35	0,22	0,32	0,30	0	0	0,0336	0,02664	0,0185	0,0116281	0,90	1,7	1,51	1	1	0,026972	0,021353	0,0295	-0,0028	0,867	-15,36%
K19	0,013353	0,26503	0,26503	0,26503148	0,26503148	1,826474621	6,38	1,91	0,55	0,15	0,52	0,12	0,58	0	0	0,0466	0,03692	0,0252	0,01177443	1,00	1,7	1,91	1	1	0,038464	0,030451	0,0421	-0,0052	0,829	-20,63%
K20	0,012822	0,31977	0,14025	0,31976925	0,14024967	1,51732391	2,13	1,30	0,15	0,55	0,12	0,52	0,57	0	0	0,0253	0,02005	0,0134	0,01123664	0,78	1,7	1,30	1	1	0,019515	0,01545	0,0221	-0,0020	0,868	-15,19%
K21	0,012354	0,31125	0,21817	0,31125038	0,21816616	1,68613008	3,25	1,51	0,25	0,35	0,22	0,32	0,30	0	0	0,0315	0,02491	0,0172	0,01076563	0,90	1,7	1,51	1	1	0,024972	0,019769	0,0274	-0,0025	0,872	-14,62%
K22	0,012751	0,31125	0,21817	0,31125038	0,21816616	1,68613008	3,25	1,51	0,25	0,35	0,22	0,32	0,30	0	0	0,0325	0,02571	0,0178	0,01116534	0,90	1,7	1,51	1	1	0,025899	0,020503	0,0284	-0,0027	0,87	-14,97%
K23	0,013138	0,31977	0,14025	0,31976925	0,14024967	1,51732391	2,13	1,30	0,15	0,55	0,12	0,52	0,57	0	0	0,026	0,02055	0,0140	0,0115566	0,78	1,7	1,30	1	1	0,020071	0,01589	0,0225	-0,0019	0,878	-13,83%
K24	0,012726	0,31977	0,14025	0,31976925	0,14024967	1,51732391	2,13	1,30	0,15	0,55	0,12	0,52	0,57	0	0	0,0251	0,0199	0,0133	0,01113969	0,78	1,7	1,30	1	1	0,019347	0,015316	0,0219	-0,0020	0,866	-15,44%
K25	0,01302	0,31125	0,21817	0,31125038	0,21816616	1,68613008	3,25	1,51	0,25	0,35	0,22	0,32	0,30	0	0	0,0332	0,02626	0,0182	0,01143716	0,90	1,7	1,51	1	1	0,026529	0,021002	0,0290	-0,0028	0,868	-15,20%
K26	0,012219	0,31125	0,21817	0,31125038	0,21816616	1,68613008	3,25	1,51	0,25	0,35	0,22	0,32	0,30	0	0	0,0311	0,02464	0,0170	0,01063081	0,90	1,7	1,51	1	1	0,024659	0,019522	0,0271	-0,0025	0,873	-14,51%
K27	0,012984	0,31977	0,14025	0,31976925	0,14024967	1,51732391	2,13	1,30	0,15	0,55	0,12	0,52	0,57	0	0	0,0256	0,0203	0,0137	0,01140005	0,78	1,7	1,30	1	1	0,019799	0,015674	0,0223	-0,0020	0,874	-14,48%
K28	0,012352	0,31977	0,14025	0,31976925	0,14024967	1,51732391	2,13	1,30	0,15	0,55	0,12	0,52	0,57	0	0	0,0244	0,01932	0,0128	0,01076399	0,78	1,7	1,30	1	1	0,018695	0,0148	0,0213	-0,0020	0,867	-15,28%
K29	0,012656	0,31125	0,21817	0,31125038	0,21816616	1,68613008	3,25	1,51	0,25	0,35	0,22	0,32	0,30	0	0	0,0322	0,02552	0,0177	0,01106992	0,90	1,7	1,51	1	1	0,025677	0,020328	0,0282	-0,0026	0,87	-14,88%
K30	0,01353	0,20138	0,20138	0,20138414	0,20138414	1,826474621	4,33	1,67	0,25	0,25	0,22	0,22	0,19	0	0	0,0413	0,03268	0,0236	0,0119539	1,00	1,7	1,67	1	1	0,034115	0,027008	0,0361	-0,0034	0,872	-14,63%
K31	0,013836	0,1595	0,1595	0,15949624	0,15949624	1,826474621	4,25	1,66	0,45	0,25	0,42	0,22	0,45	0	0	0,0419	0,0332	0,0244	0,0122659	1,00	1,7	1,66	1	1	0,034768	0,027525	0,0363	-0,0031	0,886	-12,89%
K32	0,012875	0,31977	0,14025	0,31976925	0,14024967	1,51732391	2,13	1,30	0,15	0,55	0,12	0,52	0,57	0	0	0,0254	0,02013	0,0135	0,01129008	0,78	1,7	1,30	1	1	0,019608	0,015523	0,0222	-0,0020	0,87	-14,96%
K33	0,012431	0,31125	0,21817	0,31125038	0,21816616	1,68613008	3,25	1,51	0,25	0,35	0,22	0,32	0,30	0	0	0,0317	0,02507	0,0174	0,01084357	0,90	1,7	1,51	1	1	0,025152	0,019912	0,0276	-0,0026	0,872	-14,69%
K34	0,014444	0,1595	0,1595	0,15949624	0,15949624	1,826474621	4,25	1,66	0,45	0,25	0,42	0,22	0,45	0	0	0,0438	0,03466	0,0253	0,01288821	1,00	1,7	1,66	1	1	0,036532	0,028921	0,0383	-0,0036	0,874	-14,36%
K35	0,013575	0,20138	0,20138	0,20138414	0,20138414	1,826474621	4,33	1,67	0,25	0,25	0,22	0,22	0,19	0	0	0,0414	0,03279	0,0237	0,01200009	1,00	1,7	1,67	1	1	0,034247	0,027112	0,0362	-0,0034	0,874	-14,48%
K36	0,015192	0,24544	0,16362	0,24543693	0,16362462	1,667220757	1,30	1,10	0,15	0,95	0,12	0,92	1,72	0	0	0,0278	0,01275	0,0089	0,01366021	0,89	1,7	1,10	1	1	0,022649	0,010041	0,0139	-0,0012	0,882	-13,37%

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ - ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Y - ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ X-X

Διατμητική Αντοχή

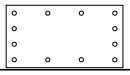
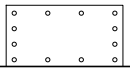
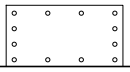
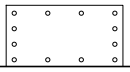
	k	σ_{cp}	A_{sl}	Asl/b/d	ρ_l	V_{Rd1}	v_d	vd>-0,10	V_{cd}	V_{wd}	V_{Rd}	d(mm)	b_w(mm)	1+sqrt(200/d)	k	ρ_l	N_{Ed}(N)	A_c(mm^2)	N_{Ed}/A_c	σ_{cp}	$C_{Rd,c}$Xkx(100xρ_lxf_{ck})^1/3	v_{min}=0,035xk^$^{3/2}$xf_{ck}^$^{1/2}$		k_1*σ_{cp}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$ (KN)	
K18	1,24	2315,9	0,00094	0,00873	0,00873	70,76	0,511	κάμψη+θλιψη	63,69	0	63,69	360	300	1,745355992	1,75	0,00873	277.909	120000	2,31591	0,91	0,400292746	0,228264865	0,4003	0,136	57919,6	57,92	-9,96%
K19	1,438	2184,7	0,00103	0,0106	0,0106	68,23	0,482	κάμψη+θλιψη	61,41	0	61,41	162	600	2,111111111	2,00	0,0106	262.164	120000	2,1847	0,91	0,489433533	0,28	0,4894	0,136	60792,1	60,79	-1,01%
K20	1,04	2675,2	0,00063	0,00561	0,00561	71,53	0,59	κάμψη+θλιψη	64,38	0	64,38	560	200	1,597614305	1,60	0,00561	321.026	120000	2,67522	0,91	0,316230531	0,199903753	0,3162	0,136	50649,8	50,65	-27,11%
K21	1,24	3124,5	0,00094	0,00873	0,00873	83,86	0,689	κάμψη+θλιψη	75,48	0	75,48	360	300	1,745355992	1,75	0,00873	374.941	120000	3,12451	0,91	0,400292746	0,228264865	0,4003	0,136	57919,6	57,92	-30,31%
K22	1,24	2742	0,00094	0,00873	0,00873	77,67	0,605	κάμψη+θλιψη	69,90	0	69,90	360	300	1,745355992	1,75	0,00873	329.041	120000	2,74201	0,91	0,400292746	0,228264865	0,4003	0,136	57919,6	57,92	-20,68%
K23	1,04	2380,6	0,00063	0,00561	0,00561	66,58	0,525	κάμψη+θλιψη	59,93	0	59,93	560	200	1,597614305	1,60	0,00561	285.675	120000	2,38063	0,91	0,316230531	0,199903753	0,3162	0,136	50649,8	50,65	-18,31%
K24	1,04	2766,1	0,00063	0,00561	0,00561	73,06	0,61	κάμψη+θλιψη	65,75	0	65,75	560	200	1,597614305	1,60	0,00561	331.936	120000	2,76613	0,91	0,316230531	0,199903753	0,3162	0,136	50649,8	50,65	-29,82%
K25	1,24	2489,6	0,00094	0,00873	0,00873	73,58	0,549	κάμψη+θλιψη	66,22	0	66,22	360	300	1,745355992	1,75	0,00873	298.756	120000	2,48963	0,91	0,400292746	0,228264865	0,4003	0,136	57919,6	57,92	-14,33%
K26	1,24	3256,7	0,00094	0,00873	0,00873	86,01	0,718	κάμψη+θλιψη	77,40	0	77,40	360	300	1,745355992	1,75	0,00873	390.808	120000	3,25673	0,91	0,400292746	0,228264865	0,4003	0,136	57919,6	57,92	-33,64%
K27	1,04	2523,7	0,00063	0,00561	0,00561	68,99	0,557	κάμψη+θλιψη	62,09	0	62,09	560	200	1,597614305	1,60	0,00561	302.848	120000	2,52373	0,91	0,316230531	0,199903753	0,3162	0,136	50649,8	50,65	-22,59%
K28	1,04	3126,1	0,00063	0,00561	0,00561	79,11	0,69	κάμψη+θλιψη	71,20	0	71,20	560	200	1,597614305	1,60	0,00561	375.133	120000	3,12611	0,91	0,316230531	0,199903753	0,3162	0,136	50649,8	50,65	-40,57%
K29	1,24	2832,1	0,00094	0,00873	0,00873	79,13	0,625	κάμψη+θλιψη	71,21	0	71,21	360	300	1,745355992	1,75	0,00873	339.847	120000	2,83206	0,91	0,400292746	0,228264865	0,4003	0,136	57919,6	57,92	-22,95%
K30	1,34	2026	0,00063	0,00806	0,00806	49,20	0,447	κάμψη+θλιψη	44,28	0	44,28	260	300	1,877058019	1,88	0,00806	182.338	90000	2,02598	0,91	0,419164049	0,254583107	0,4192	0,136	43302,8	43,30	-2,26%
K31	1,34	1755,6	0,00083	0,00638	0,00638	74,86	0,387	κάμψη+θλιψη	67,37	0	67,37	260	500	1,877058019	1,88	0,00638	263.345	150000	1,75563	0,91	0,387816028	0,254583107	0,3878	0,136	68096,1	68,10	1,06%
K32	1,04	2625,4	0,00063	0,00561	0,00561	70,70	0,579	κάμψη+θλιψη	63,63	0	63,63	560	200	1,597614305	1,60	0,00561	315.052	120000	2,62543	0,91	0,316230531	0,199903753	0,3162	0,136	50649,8	50,65	-25,62%
K33	1,24	3048,8	0,00094	0,00873	0,00873	82,64	0,673	κάμψη+θλιψη	74,37	0	74,37	360	300	1,745355992	1,75	0,00873	365.859	120000	3,04883	0,91	0,400292746	0,228264865	0,4003	0,136	57919,6	57,92	-28,41%
K34	1,34	1236,4	0,00083	0,00638	0,00638	64,73	0,273	κάμψη+θλιψη	58,26	0	58,26	260	500	1,877058019	1,88	0,00638	185.456	150000	1,23637	0,91	0,387816028	0,254583107	0,3878	0,136	68096,1	68,10	14,44%
K35	1,34	1985,5	0,00063	0,00806	0,00806	48,73	0,438	κάμψη+θλιψη	43,86	0	43,86	260	300	1,877058019	1,88	0,00806	178.696	90000	1,98551	0,91	0,419164049	0,254583107	0,4192	0,136	43302,8	43,30	-1,28%
K36	1	625,99	0,00126	0,00654	0,00654	63,01	0,138	κάμψη+θλιψη	44,11	0	44,11	960	200	1,456435465	1,46	0,00654	125.197	200000	0,62599	0,63	0,303486026	0,174000264	0,3035	0,0939	76297,7	76,30	42,19%

Στύλοι Ισογείου – Ενεργός δυσκαμψία κατά Y

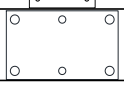
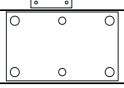
		m^4	kNm^2	K_{eff}/EI
	K^Y_{eff}	I_X	$E_C I_{el}$	
K18	8626,18	0,0016	40530,2	0,213
K19	2369,85	0,0004	10132,5	0,234
K20	14535,94	0,0036	91192,9	0,159
K21	9060,60	0,0016	40530,2	0,224
K22	8849,65	0,0016	40530,2	0,218
K23	14183,47	0,0036	91192,9	0,156
K24	14631,85	0,0036	91192,9	0,160
K25	8715,81	0,0016	40530,2	0,215
K26	9135,75	0,0016	40530,2	0,225
K27	14355,60	0,0036	91192,9	0,157
K28	14946,27	0,0036	91192,9	0,164
K29	8898,44	0,0016	40530,2	0,220
K30	3495,05	0,00068	17098,7	0,204
K31	4862,74	0,00113	28497,8	0,171
K32	14476,88	0,0036	91192,9	0,159
K33	9018,09	0,0016	40530,2	0,223
K34	4185,28	0,00113	28497,8	0,147
K35	3481,67	0,00068	17098,7	0,204
K36	56841,82	0,01667	422189	0,135

Συνοπτική παρουσίαση αποτελεσμάτων π.α. Στύλων

Στύλοι ισογείου - Κάμψη περί Υ-Υ

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ Υ-Υ (3)															
M_y - θ_y - θ_{um} - K^x_{eff}															
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ		ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	N_{sd} (kN)	M_y	θ_y	θ_{um}	$\theta_{umpl}=\theta_u-\theta_y$	K^x_{eff}	$E_C I_{el}$	K_{eff}/EI
1	**Κ1**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,20	1,00	318,45	94,42	0,0106	0,0186	0,00794499	3770,41	16887,6	0,223
2	**Κ2**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,55	0,30	561,69	329,04	0,0064	0,02	0,01365354	21885,10	105363	0,208
3	**Κ3**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,55	0,30	542,94	329,56	0,0064	0,0202	0,01380133	21777,44	105363	0,207
4	**Κ4**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,55	0,30	533,26	329,83	0,0065	0,0203	0,01387817	21722,34	105363	0,206
5	**Κ5**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,55	0,30	584,51	328,44	0,0063	0,0198	0,01347562	22017,68	105363	0,209
6	**Κ6**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,20	1,00	296,77	92,94	0,0106	0,0188	0,00816112	3728,12	16887,6	0,221
7	**Κ7**		160 x 20	16Φ20 + 10Φ10	1,60	0,20	456,64	1724,11	0,0033	0,0113	0,00798616	283792,19	1729288	0,164
8	**Κ8**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,20	1,00	390,22	96,66	0,0125	0,0196	0,007187	4203,20	16887,6	0,249
9	**Κ9**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,20	1,00	784,75	100,70	0,0092	0,0157	0,00656073	5030,06	16887,6	0,298
10	**Κ10**		70 x 25	6Φ20 + 4Φ20	0,70	0,25	763,34	398,58	0,0058	0,0169	0,01109145	31574,36	181014	0,174
11	**Φ.Α. Τ1**		20 x 200	8Φ20 + 3Φ20	0,20	2,00	1556,92	156,67	0,0116	0,0147	0,00316669	5990,39	33775,2	0,177
12	**Φ.Α. Τ2**		170 x 20	8Φ20	1,70	0,20	801,37	1248,57	0,0034	0,0109	0,00747046	199104,72	2074217	0,096
13	**Φ.Α. Τ3**		20 x 200	8Φ20 + 3Φ20	0,20	2,00	1386,22	151,39	0,0139	0,0164	0,00249318	5906,59	33775,2	0,175
14	**Κ11**		40 x 20	4Φ16 + 2Φ16	0,40	0,20	250,49	92,53	0,0075	0,0229	0,01544906	5264,54	27020,1	0,195
15	**Κ12**		25 x 40	4Φ20 + 2Φ20	0,25	0,40	98,42	72,24	0,0114	0,0377	0,0263487	2700,65	13193,4	0,205
16	**Κ13**		40 x 20	4Φ16 + 2Φ16	0,40	0,20	161,14	85,35	0,0077	0,0255	0,01777757	4894,30	27020,1	0,181
17	**Κ14**		160 x 20	16Φ20 + 10Φ10	1,60	0,20	349,96	1660,32	0,0031	0,0108	0,00770002	237069,00	1729288	0,137
18	**Κ15**		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	220,94	77,24	0,0091	0,0313	0,02220275	3596,30	17098,7	0,210
19	**Κ16**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,55	0,30	505,00	330,65	0,0066	0,0209	0,01433289	22233,54	105363	0,211
20	**Κ17**		30 x 80	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,80	502,77	145,68	0,0085	0,0288	0,0203637	7611,79	45596,5	0,167

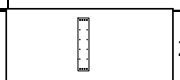
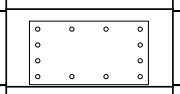
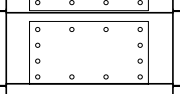
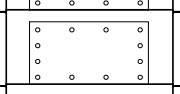
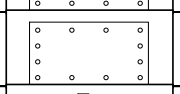
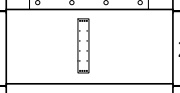
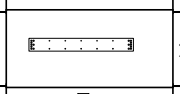
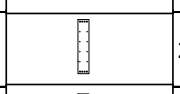
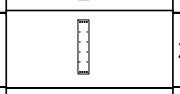
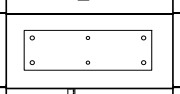
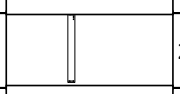
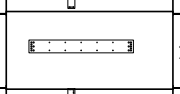
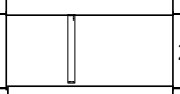
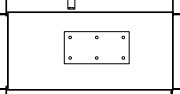
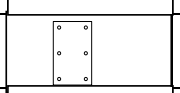
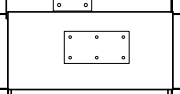
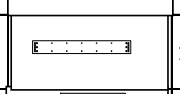
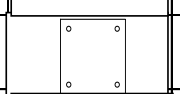
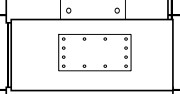
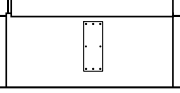
Στύλοι ισογείου - Κάμψη περί Y-Y (συνέχεια)

21	**K17A**		20 x 80	4Φ20 + 8Φ10	0,20	0,80	310,68	73,83	0,0112	0,0382	0,02693605	2898,65	13510,1	0,215
22	**K18**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	277,91	109,57	0,0084	0,0281	0,01972304	5663,71	22798,2	0,248
23	**K19**		60 x 20	4Φ20 + 4Φ16	0,60	0,20	262,16	215,72	0,0063	0,0212	0,01481727	15008,14	91192,9	0,165
24	**K20**		20 x60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	321,03	65,33	0,0113	0,0357	0,02438508	2502,84	10132,5	0,247
25	**K21**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	374,94	109,33	0,0079	0,0263	0,01839726	6004,89	22798,2	0,263
26	**K22**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	329,04	109,40	0,0091	0,0293	0,02023215	6509,02	22798,2	0,286
27	**K23**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	285,68	65,20	0,0133	0,0395	0,02629031	2663,71	10132,5	0,263
28	**K24**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	331,94	65,38	0,0128	0,0383	0,02550064	2765,34	10132,5	0,273
29	**K25**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	298,76	109,49	0,0093	0,03	0,02066891	6386,26	22798,2	0,280
30	**K26**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	390,81	109,32	0,0087	0,0281	0,01936854	6771,91	22798,2	0,297
31	**K27**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	302,85	65,26	0,0131	0,0391	0,02599442	2700,77	10132,5	0,267
32	**K28**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	375,13	65,59	0,0124	0,0372	0,02478383	2865,41	10132,5	0,283
33	**K29**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	339,85	109,38	0,009	0,0291	0,02007847	6553,80	22798,2	0,287
34	**K30**		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	182,34	73,59	0,0091	0,0327	0,02356007	3495,05	17098,7	0,204
35	**K31**		50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,50	0,30	263,35	165,00	0,0066	0,025	0,0184022	10824,91	79160,5	0,137
36	**K32**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	315,05	65,31	0,013	0,0388	0,02578614	2727,59	10132,5	0,269
37	**K33**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	365,86	109,34	0,0089	0,0286	0,01971309	6663,72	22798,2	0,292
38	**K34**		50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,50	0,30	185,46	150,76	0,0065	0,0261	0,01962212	10076,25	79160,5	0,127
39	**K35**		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	178,70	73,19	0,0091	0,0328	0,02368362	3481,67	17098,7	0,204
40	**K36**		20 x 100	8Φ20 +8Φ10	0,20	1,00	125,20	81,05	0,011	0,0203	0,00922983	3180,33	16887,6	0,188

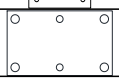
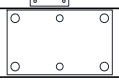
Στύλοι Ισογείου – Κάμψη περί Χ-Χ

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ Χ-Χ (2)														
M_y - θ_y - θ_{um} - K^Y_{eff}														
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ		ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	N_{sd} (kN)	M_y	θ_y	θ_{um}	$\theta_{umpl}=\theta_u-\theta_y$	K^Y_{eff}	$E_C I_{el}$	K_{eff}/EI
1	**Κ1**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	1,00	0,20	318,45	582,02	0,004	0,0117	0,00769344	61910,17	422189	0,147
2	**Κ2**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,30	0,55	561,69	156,29	0,008	0,0248	0,01682929	8354,08	31347,6	0,266
3	**Κ3**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,30	0,55	542,94	156,33	0,008	0,025	0,01700173	8292,06	31347,6	0,265
4	**Κ4**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,30	0,55	533,26	156,36	0,008	0,0251	0,0170914	8260,34	31347,6	0,264
5	**Κ5**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,30	0,55	584,51	156,25	0,0079	0,0245	0,01662169	8430,53	31347,6	0,269
6	**Κ6**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	1,00	0,20	296,77	574,10	0,004	0,0118	0,00781252	61278,04	422189	0,145
7	**Κ7**		160 x 20	16Φ20 + 10Φ10	0,20	1,60	456,64	160,75	0,0114	0,0185	0,00709647	5983,51	27020,1	0,221
8	**Κ8**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	1,00	0,20	390,22	608,05	0,0041	0,0115	0,00741336	65705,68	422189	0,156
9	**Κ9**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	1,00	0,20	784,75	685,03	0,004	0,0098	0,00577693	75806,17	422189	0,180
10	**Κ10**		70 x 25	6Φ20 + 4Φ20	0,25	0,70	763,34	124,73	0,0087	0,0262	0,01750026	6206,37	23088,5	0,269
11	**Φ.Α. Τ1**		20 x 200	8Φ20 + 3Φ20	2,00	0,20	1556,92	2123,42	0,0034	0,0083	0,00489521	342562,19	3377516	0,101
12	**Φ.Α. Τ2**		170 x 20	8Φ20	0,20	1,70	801,37	117,64	0,0131	0,0166	0,00354382	3904,01	28708,9	0,136
13	**Φ.Α. Τ3**		20 x 200	8Φ20 + 3Φ20	2,00	0,20	1386,22	2005,13	0,0033	0,0085	0,0052306	327247,22	3377516	0,097
14	**Κ11**		40 x 20	4Φ16 + 2Φ16	0,20	0,40	250,49	41,72	0,0126	0,0372	0,02455675	1792,19	6755,03	0,265
15	**Κ12**		25 x 40	4Φ20 + 2Φ20	0,40	0,25	98,42	109,54	0,0078	0,0274	0,01953336	5935,89	33775,2	0,176
16	**Κ13**		40 x 20	4Φ16 + 2Φ16	0,20	0,40	161,14	41,17	0,014	0,0408	0,02671894	1587,36	6755,03	0,235
17	**Κ14**		160 x 20	16Φ20 + 10Φ10	0,20	1,60	349,96	154,27	0,0115	0,0192	0,00770563	5835,12	27020,1	0,216
18	**Κ15**		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	220,94	77,24	0,0091	0,0313	0,02220275	3596,30	17098,7	0,210
19	**Κ16**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,30	0,55	505,00	156,44	0,0083	0,0258	0,01756314	8347,38	31347,6	0,266
20	**Κ17**		30 x 80	6Φ20 + 2Φ16	0,80	0,30	502,77	425,94	0,0059	0,0214	0,01554573	31992,53	324242	0,099

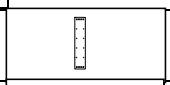
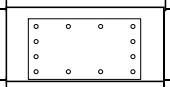
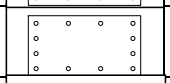
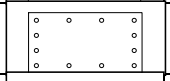
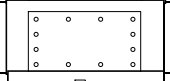
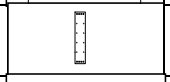
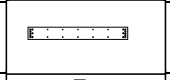
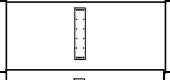
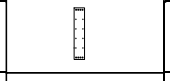
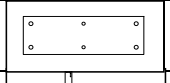
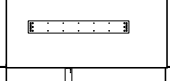
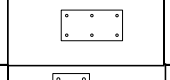
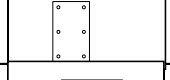
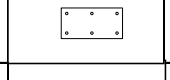
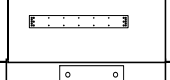
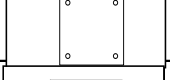
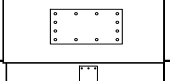
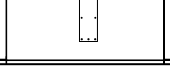
Υποστυλώματα Α' ορόφου – Σεισμός κατά Χ – Κάμψη περί Υ-Υ

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ Α' ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ Υ-Υ (3)														
M_y - θ_y - θ_{um} - K^x_{eff}														
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ		ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	N_{sd} (kN)	M_y	θ_y	θ_{um}	$\theta_{umpl}=\theta_u-\theta_y$	K^x_{eff}	E_cI_{el}	K_{eff}/EI
1	**Κ1**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,20	1,00	168,61	84,08	0,0107	0,0195	0,00876043	3196,15	16887,6	0,189
2	**Κ2**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,55	0,30	302,61	327,85	0,0068	0,0225	0,01571864	19718,22	105363	0,187
3	**Κ3**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,55	0,30	296,32	326,66	0,0068	0,0226	0,01579653	19666,07	105363	0,187
4	**Κ4**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,55	0,30	293,71	326,17	0,0068	0,0226	0,01582885	19644,44	105363	0,186
5	**Κ5**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,55	0,30	316,41	330,46	0,0068	0,0224	0,01554869	19832,09	105363	0,188
6	**Κ6**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,20	1,00	155,87	83,19	0,0107	0,0196	0,00889484	3171,66	16887,6	0,188
7	**Κ7**		160 x 20	16Φ20 + 10Φ10	1,60	0,20	245,74	1597,35	0,0032	0,0116	0,00847171	255689,78	1729288	0,148
8	**Κ8**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,20	1,00	206,22	86,69	0,0108	0,0192	0,00836748	3267,57	16887,6	0,193
9	**Κ9**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	0,20	1,00	427,61	96,96	0,01	0,0175	0,00749218	3948,11	16887,6	0,234
10	**Κ10**		70 x 25	6Φ20 + 4Φ20	0,70	0,25	409,60	385,65	0,0062	0,0192	0,01293476	25294,30	181014	0,140
11	**Φ.Α. Τ1**		20 x 200	8Φ20 + 3Φ20	0,20	2,00	921,24	128,25	0,0125	0,0163	0,0038567	4197,63	33775,2	0,124
12	**Φ.Α. Τ2**		170 x 20	8Φ20	1,70	0,20	441,35	1017,16	0,0032	0,0116	0,00837802	160385,16	2074217	0,077
13	**Φ.Α. Τ3**		20 x 200	8Φ20 + 3Φ20	0,20	2,00	838,51	122,28	0,014	0,0179	0,00389094	4425,11	33775,2	0,131
14	**Κ11**		40 x 20	4Φ16 + 2Φ16	0,40	0,20	152,12	84,09	0,0075	0,025	0,01755142	4596,30	27020,1	0,170
15	**Κ12**		25 x 40	4Φ20 + 2Φ20	0,25	0,40	69,22	69,61	0,011	0,0381	0,02706777	2575,75	13193,4	0,195
16	**Κ13**		40 x 20	4Φ16 + 2Φ16	0,40	0,20	76,16	73,33	0,0072	0,0271	0,01984156	4144,04	27020,1	0,153
17	**Κ14**		160 x 20	16Φ20 + 10Φ10	1,60	0,20	174,10	1553,68	0,003	0,011	0,00799742	212030,60	1729288	0,123
18	**Κ15**		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	114,08	66,14	0,0094	0,0341	0,02469617	2876,51	17098,7	0,168
19	**Κ16**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,55	0,30	258,66	319,53	0,0067	0,023	0,01626744	19351,37	105363	0,184
20	**Κ17**		30 x 80	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,80	247,06	117,79	0,0085	0,0306	0,02211136	5651,95	45596,5	0,124

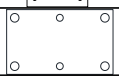
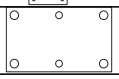
Υποστυλώματα Α' Ορόφου (συνέχεια)

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ Α' ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ Y-Y (3)														
M_y - θ_y - θ_{um} - K^x_{eff}														
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ		ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	N_{sd} (kN)	M_y	θ_y	θ_{um}	$\theta_{umpl}=\theta_u-\theta_y$	K^x_{eff}	$E_C I_{el}$	K_{eff}/EI
21	**K17A**		20 x 80	4Φ20 + 8Φ10	0,20	0,80	126,20	60,33	0,0108	0,0409	0,03002139	2270,60	13510,1	0,168
22	**K18**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	136,26	100,82	0,009	0,0304	0,0213376	4566,43	22798,2	0,200
23	**K19**		60 x 20	4Φ20 + 4Φ16	0,60	0,20	107,74	183,29	0,006	0,0229	0,01686473	12387,58	91192,9	0,136
24	**K20**		20 x60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	143,95	63,73	0,0128	0,0392	0,02642212	1991,82	10132,5	0,197
25	**K21**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	185,58	105,97	0,0091	0,0291	0,02005778	4673,78	22798,2	0,205
26	**K22**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	175,87	104,96	0,0093	0,0319	0,02259668	5741,94	22798,2	0,252
27	**K23**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	135,88	63,15	0,0146	0,0429	0,02831482	2202,60	10132,5	0,217
28	**K24**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	168,69	64,98	0,0146	0,0419	0,0272993	2257,83	10132,5	0,223
29	**K25**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	153,00	102,58	0,01	0,0324	0,02237518	5203,54	22798,2	0,228
30	**K26**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	207,65	108,26	0,0094	0,0312	0,02181802	5867,14	22798,2	0,257
31	**K27**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	143,12	63,67	0,0146	0,0427	0,02806368	2214,85	10132,5	0,219
32	**K28**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	190,38	65,00	0,0137	0,0413	0,02762223	2414,32	10132,5	0,238
33	**K29**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	173,37	104,70	0,0101	0,0319	0,02186051	5278,27	22798,2	0,232
34	**K30**		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	89,77	63,45	0,0092	0,0346	0,02539601	2755,92	17098,7	0,161
35	**K31**		50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,50	0,30	122,29	139,01	0,0063	0,0263	0,02001891	8874,13	79160,5	0,112
36	**K32**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	155,74	64,57	0,0147	0,0423	0,02762842	2236,06	10132,5	0,221
37	**K33**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,30	0,40	188,31	106,25	0,0093	0,0316	0,0222898	5791,29	22798,2	0,254
38	**K34**		50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,50	0,30	80,66	131,16	0,0062	0,0269	0,02069724	8464,40	79160,5	0,107
39	**K35**		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	86,73	63,11	0,0092	0,0347	0,0255061	2745,16	17098,7	0,161
40	**K36**		20 x 100	8Φ20 +8Φ10	0,20	1,00	55,34	76,14	0,0103	0,0203	0,00996696	2949,82	16887,6	0,175

Υποστυλώματα Α' ορόφου – Σεισμός κατά Υ – Κάμψη περί τον Χ-Χ

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ Α' ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ Χ-Χ (2)														
M_y - θ_y - θ_{um} - K^Y_{eff}														
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ		ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	N_{sd} (kN)	M_y	θ_y	θ_{um}	$\theta_{umpl}=\theta_u-\theta_y$	K^Y_{eff}	E_cI_{el}	K_{eff}/EI
1	**Κ1**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	1,00	0,20	168,61	526,72	0,0039	0,0123	0,00840998	55809,23	422189	0,132
2	**Κ2**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,30	0,55	302,61	157,55	0,0095	0,0278	0,01836103	6795,82	31347,6	0,217
3	**Κ3**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,30	0,55	296,32	157,59	0,0095	0,0279	0,01842394	6779,95	31347,6	0,216
4	**Κ4**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,30	0,55	293,71	157,61	0,0095	0,028	0,01845005	6773,40	31347,6	0,216
5	**Κ5**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,30	0,55	316,41	157,44	0,0094	0,0276	0,01822387	6830,90	31347,6	0,218
6	**Κ6**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	1,00	0,20	155,87	521,96	0,0038	0,0123	0,00848316	55424,68	422189	0,131
7	**Κ7**		160 x 20	16Φ20 + 10Φ10	0,20	1,60	245,74	147,18	0,0109	0,0193	0,00840152	5524,05	27020,1	0,204
8	**Κ8**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	1,00	0,20	206,22	540,73	0,0039	0,0121	0,00819613	56932,51	422189	0,135
9	**Κ9**		20 x 100	8Φ20 + 8Φ10	1,00	0,20	427,61	621,51	0,004	0,011	0,0070016	63198,50	422189	0,150
10	**Κ10**		70 x 25	6Φ20 + 4Φ20	0,25	0,70	409,60	122,98	0,0099	0,0301	0,02023695	4973,94	23088,5	0,215
11	**Φ.Α. Τ1**		20 x 200	8Φ20 + 3Φ20	2,00	0,20	921,24	1674,00	0,003	0,0085	0,00549784	225682,13	3377516	0,067
12	**Φ.Α. Τ2**		170 x 20	8Φ20	0,20	1,70	441,35	91,67	0,0142	0,0192	0,00494132	3276,56	28708,9	0,114
13	**Φ.Α. Τ3**		20 x 200	8Φ20 + 3Φ20	2,00	0,20	838,51	1613,58	0,003	0,0086	0,00561262	215222,87	3377516	0,064
14	**Κ11**		40 x 20	4Φ16 + 2Φ16	0,20	0,40	152,12	41,13	0,012	0,0373	0,02527153	1399,17	6755,03	0,207
15	**Κ12**		25 x 40	4Φ20 + 2Φ20	0,40	0,25	69,22	105,42	0,0077	0,0277	0,01998934	5614,71	33775,2	0,166
16	**Κ13**		40 x 20	4Φ16 + 2Φ16	0,20	0,40	76,16	37,04	0,0143	0,0435	0,02927715	1320,73	6755,03	0,196
17	**Κ14**		160 x 20	16Φ20 + 10Φ10	0,20	1,60	174,10	142,27	0,0106	0,0195	0,00886492	5350,95	27020,1	0,198
18	**Κ15**		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	114,08	66,14	0,0094	0,0341	0,02469617	2876,51	17098,7	0,168
19	**Κ16**		55 x 30	8Φ20 + 4Φ20	0,30	0,55	258,66	157,91	0,0096	0,0284	0,01880481	6686,66	31347,6	0,213
20	**Κ17**		30 x 80	6Φ20 + 2Φ16	0,80	0,30	247,06	349,86	0,0057	0,0226	0,01691429	24597,24	324242	0,076

Υποστυλώματα Ορόφου – Κάμψη περί Χ-Χ (συνέχεια)

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ Α' ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΜΨΗ ΠΕΡΙ Χ-Χ (2)														
M_y - θ_y - θ_{um} - K^Y_{eff}														
α/α		ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ		ΟΠΛΙΣΜΟΙ	h(m)	b(m)	N_{sd} (kN)	M_y	θ_y	θ_{um}	$\theta_{umpl}=\theta_u-\theta_y$	K^Y_{eff}	$E_C I_{el}$	K_{eff}/EI
21	**K17A**		20 x 80	4Φ20 + 8Φ10	0,80	0,20	126,20	245,61	0,0057	0,0215	0,01582969	17607,71	216161	0,081
22	**K18**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	136,26	144,49	0,0078	0,0288	0,02097394	7572,90	40530,2	0,187
23	**K19**		60 x 20	4Φ20 + 4Φ16	0,20	0,60	107,74	61,14	0,0125	0,0399	0,02741659	1915,81	10132,5	0,189
24	**K20**		20 x60	4Φ20 + 4Φ16	0,60	0,20	143,95	190,32	0,0063	0,022	0,01572011	11836,03	91192,9	0,130
25	**K21**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	185,58	151,53	0,0078	0,0276	0,01975589	7724,23	40530,2	0,191
26	**K22**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	175,87	150,15	0,0078	0,0278	0,01996192	7673,86	40530,2	0,189
27	**K23**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,60	0,20	135,88	188,61	0,0063	0,0221	0,01585515	11752,53	91192,9	0,129
28	**K24**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,60	0,20	168,69	195,55	0,0063	0,0216	0,01531033	12089,63	91192,9	0,133
29	**K25**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	153,00	146,88	0,0078	0,0282	0,02045224	7554,01	40530,2	0,186
30	**K26**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	207,65	154,65	0,0079	0,0272	0,01929287	7837,46	40530,2	0,193
31	**K27**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,60	0,20	143,12	190,15	0,0063	0,022	0,01573397	11827,46	91192,9	0,130
32	**K28**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,60	0,20	190,38	200,10	0,0064	0,0213	0,01495682	12308,70	91192,9	0,135
33	**K29**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	173,37	149,79	0,0078	0,0278	0,02001516	7660,84	40530,2	0,189
34	**K30**		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	89,77	63,45	0,0092	0,0346	0,02539601	2755,92	17098,7	0,161
35	**K31**		50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,50	122,29	85,12	0,0089	0,0349	0,02597707	3747,37	28497,8	0,131
36	**K32**		20 x 60	4Φ20 + 4Φ16	0,60	0,20	155,74	192,82	0,0063	0,0218	0,01552398	11957,36	91192,9	0,131
37	**K33**		30 x 40	6Φ20 + 2Φ16	0,40	0,30	188,31	151,91	0,0079	0,0276	0,01969823	7738,33	40530,2	0,191
38	**K34**		50 x 30	4Φ20 + 2Φ16	0,30	0,50	80,66	80,37	0,0088	0,0357	0,02690599	3586,11	28497,8	0,126
39	**K35**		30 x 30	4Φ20	0,30	0,30	86,73	63,11	0,0092	0,0347	0,0255061	2745,16	17098,7	0,161
40	**K36**		20 x 100	8Φ20 +8Φ10	1,00	0,20	55,34	483,98	0,0038	0,0128	0,00900385	51540,01	422189	0,122

Δοκάρια Ισογείου – Σύνοψη χαρακτηριστικών πλαστικής άρθρωσης

α/α	ΟΝΟΜΑ	Στηρίξεις	φορά σεισμού	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	L_s (m)	M_y (kNm)	θ_y	Ενεργός δυσκαμψία K_{eff}	E_cI_{el}	K_{eff}/E_cI_{el} (μέσο)
1	Δ1	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,75	91,55	0,0055	9676,91	144811	**0,09219**
			M_{Rd}^-		1,75	114,15	0,0053	12634,75	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,75	91,96	0,0055	9806,17	144811	
			M_{Rd}^-		1,75	201,47	0,0055	21281,12	144811	
2	Δ2	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,75	91,96	0,0055	9806,17	144811	**0,10734**
			M_{Rd}^-		1,75	201,47	0,0055	21281,12	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,75	91,96	0,0055	9806,17	144811	
			M_{Rd}^-		1,75	201,47	0,0055	21281,12	144811	
3	Δ3	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,75	91,96	0,0055	9806,17	144811	**0,10734**
			M_{Rd}^-		1,75	201,47	0,0055	21281,12	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,75	91,96	0,0055	9806,17	144811	
			M_{Rd}^-		1,75	201,47	0,0055	21281,12	144811	
4	Δ4	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,75	91,96	0,0055	9806,17	144811	**0,10734**
			M_{Rd}^-		1,75	201,47	0,0055	21281,12	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,75	91,96	0,0055	9806,17	144811	
			M_{Rd}^-		1,75	201,47	0,0055	21281,12	144811	
5	Δ5	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,95	91,96	0,0056	10668,39	144811	**0,11641**
			M_{Rd}^-		1,95	201,47	0,0057	23045,93	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,95	91,96	0,0056	10668,39	144811	
			M_{Rd}^-		1,95	201,47	0,0057	23045,93	144811	
7	Δ7	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,58	77,68	0,0057	7159,09	91193	**0,12450**
			M_{Rd}^-		1,58	170,18	0,0057	15547,33	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,58	77,68	0,0057	7159,09	91193	
			M_{Rd}^-		1,58	170,18	0,0057	15547,33	91193	
8	Δ8	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,65	91,55	0,0055	9224,37	144811	**0,07348**
			M_{Rd}^-		1,65	114,15	0,0052	12056,12	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,65	91,55	0,0055	9224,37	144811	
			M_{Rd}^-		1,65	114,15	0,0052	12056,12	144811	
9	Δ9	Αριστερά	M_{Rd}^+	30X70	1,88	92,45	0,0055	10574,77	217216	**0,07817**
			M_{Rd}^-		1,88	203,84	0,0054	23386,24	217216	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,88	92,45	0,0055	10574,77	217216	
			M_{Rd}^-		1,88	203,84	0,0054	23386,24	217216	
10	Δ10	Αριστερά	M_{Rd}^+	30X60	2	78,13	0,006	8723,81	136789	**0,10207**
			M_{Rd}^-		2	172,29	0,006	19199,53	136789	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2	78,13	0,006	8723,81	136789	
			M_{Rd}^-		2	172,29	0,006	19199,53	136789	
11	Δ10.A	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	2,4	77,36	0,0066	9412,10	91193	**0,11879**
			M_{Rd}^-		2,4	96,51	0,0063	12253,57	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,4	77,36	0,0066	9412,10	91193	
			M_{Rd}^-		2,4	96,51	0,0063	12253,57	91193	
12	Δ11	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,65	77,36	0,0058	7312,30	91193	**0,09282**
			M_{Rd}^-		1,65	96,51	0,0055	9616,59	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,65	77,36	0,0058	7312,30	91193	
			M_{Rd}^-		1,65	96,51	0,0055	9616,59	91193	

Δοκάρια Ισογείου – Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης (συνέχεια)

α/α					Ls (m)	My	θy	K_{eff}	E_cI_{el}	Keff/EcIel
13	Δ12	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,5	119,51	0,006	9988,20	91193	**0,15167**
			M_{Rd}^-		1,5	231,59	0,0066	17675,11	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,5	119,51	0,006	9988,20	91193	
			M_{Rd}^-		1,5	231,59	0,0066	17675,11	91193	
14	Δ12.Α	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	0,6	119,51	0,006	3975,14	91193	**0,06151**
			M_{Rd}^-		0,6	231,59	0,0064	7243,15	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		0,6	119,51	0,006	3975,14	91193	
			M_{Rd}^-		0,6	231,59	0,0064	7243,15	91193	
15	Δ13	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,65	84,41	0,0057	8163,77	115944	**0,14102**
			M_{Rd}^-		1,65	294,89	0,0066	24536,60	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,65	84,41	0,0057	8163,77	115944	
			M_{Rd}^-		1,65	294,89	0,0066	24536,60	115944	
16	Δ14	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	2,65	91,55	0,0062	12975,62	144811	**0,10276**
			M_{Rd}^-		2,65	114,15	0,006	16785,66	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,65	91,55	0,0062	12975,62	144811	
			M_{Rd}^-		2,65	114,15	0,006	16785,66	144811	
17	Δ15	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	2,05	91,55	0,0057	10920,15	144811	**0,08678**
			M_{Rd}^-		2,05	114,15	0,0055	14213,34	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,05	91,55	0,0057	10920,15	144811	
			M_{Rd}^-		2,05	114,15	0,0055	14213,34	144811	
18	Δ16	Αριστερά	M_{Rd}^+	30X60	1,95	77,97	0,006	8495,38	136789	**0,07194**
			M_{Rd}^-		1,95	97,45	0,0057	11186,87	136789	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,95	77,97	0,006	8495,38	136789	
			M_{Rd}^-		1,95	97,45	0,0057	11186,87	136789	
19	Δ17	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	2,33	84,54	0,0061	10662,14	115944	**0,12932**
			M_{Rd}^-		2,33	164,79	0,0066	19325,45	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,33	84,54	0,0061	10662,14	115944	
			M_{Rd}^-		2,33	164,79	0,0066	19325,45	115944	
20	Δ18	Αριστερά	M_{Rd}^+	25X60	1,03	77,81	0,0053	4999,67	113991	**0,07958**
			M_{Rd}^-		1,03	224,21	0,0059	13143,46	113991	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,03	77,81	0,0053	4999,67	113991	
			M_{Rd}^-		1,03	224,21	0,0059	13143,46	113991	
21	Δ18.Α	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,45	84,45	0,0055	7435,22	115944	**0,07419**
			M_{Rd}^-		1,45	105,32	0,0052	9769,01	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,45	84,45	0,0055	7435,22	115944	
			M_{Rd}^-		1,45	105,32	0,0052	9769,01	115944	
22	Δ18.Β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,03	77,36	0,0055	4868,46	91193	**0,06206**
			M_{Rd}^-		1,03	96,51	0,0051	6451,15	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,03	77,36	0,0055	4868,46	91193	
			M_{Rd}^-		1,03	96,51	0,0051	6451,15	91193	
23	Δ19	Αριστερά	M_{Rd}^+	25X70	1,83	141,95	0,0058	14980,13	181014	**0,10479**
			M_{Rd}^-		1,83	228,42	0,0061	22957,78	181014	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,83	141,95	0,0058	14980,13	181014	
			M_{Rd}^-		1,83	228,42	0,0061	22957,78	181014	
24	Δ20	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	2,05	91,28	0,0058	10829,46	144811	**0,06818**
			M_{Rd}^-		2,05	69,38	0,0053	8918,15	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,05	91,28	0,0058	10829,46	144811	
			M_{Rd}^-		2,05	69,38	0,0053	8918,15	144811	

Δοκάρια Ισογείου – Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης (συνέχεια)

α/α					L_s (m)	M_y (kNm)	θ_y	K_{eff}	E_cI_{el}	K_{eff}/E_cI_e
25	Δ21	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	0,83	91,28	0,0055	4603,20	144811	**0,02891**
			M_{Rd}^-		0,83	69,38	0,0051	3770,31	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		0,83	91,28	0,0055	4603,20	144811	
			M_{Rd}^-		0,83	69,38	0,0051	3770,31	144811	
26	Δ22	Αριστερά	M_{Rd}^+	25X65	1,88	130,85	0,006	13609,68	144930	**0,11859**
			M_{Rd}^-		1,88	210,51	0,0064	20766,18	144930	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,88	130,85	0,006	13609,68	144930	
			M_{Rd}^-		1,88	210,51	0,0064	20766,18	144930	
27	Δ1β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,7	48,20	0,0053	5145,31	115944	**0,06378**
			M_{Rd}^-		1,7	94,55	0,0056	9644,00	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,7	48,20	0,0053	5145,31	115944	
			M_{Rd}^-		1,7	94,55	0,0056	9644,00	115944	
28	Δ2β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,79	52,29	0,0052	5962,49	144811	**0,06457**
			M_{Rd}^-		1,79	113,86	0,0053	12736,97	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,79	52,29	0,0052	5962,49	144811	
			M_{Rd}^-		1,79	113,86	0,0053	12736,97	144811	
29	Δ3β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,73	52,29	0,0052	5814,03	144811	**0,06299**
			M_{Rd}^-		1,73	113,86	0,0053	12430,42	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,73	52,29	0,0052	5814,03	144811	
			M_{Rd}^-		1,73	113,86	0,0053	12430,42	144811	
30	Δ5β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,83	129,85	0,0061	12858,20	115944	**0,10627**
			M_{Rd}^-		1,83	105,54	0,0054	11783,61	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,83	129,85	0,0061	12858,20	115944	
			M_{Rd}^-		1,83	105,54	0,0054	11783,61	115944	
31	Δ6β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,88	129,85	0,0062	13116,36	115944	**0,10838**
			M_{Rd}^-		1,88	105,54	0,0055	12015,19	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,88	129,85	0,0062	13116,36	115944	
			M_{Rd}^-		1,88	105,54	0,0055	12015,19	115944	
32	Δ7β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,5	129,85	0,0059	11024,41	115944	**0,09120**
			M_{Rd}^-		1,5	105,54	0,0052	10124,77	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,5	129,85	0,0059	11024,41	115944	
			M_{Rd}^-		1,5	105,54	0,0052	10124,77	115944	
33	Δ9β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,46	52,29	0,0051	5014,08	144811	**0,05449**
			M_{Rd}^-		1,46	113,86	0,0051	10768,64	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,46	52,29	0,0051	5014,08	144811	
			M_{Rd}^-		1,46	113,86	0,0051	10768,64	144811	
34	Δ10β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,56	52,29	0,0051	5316,48	144811	**0,05771**
			M_{Rd}^-		1,56	113,86	0,0052	11398,80	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,56	52,29	0,0051	5316,48	144811	
			M_{Rd}^-		1,56	113,86	0,0052	11398,80	144811	
35	Δ11β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,68	52,29	0,0052	5675,85	144811	**0,06153**
			M_{Rd}^-		1,68	113,86	0,0053	12144,56	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,68	52,29	0,0052	5675,85	144811	
			M_{Rd}^-		1,68	113,86	0,0053	12144,56	144811	
36	Δ12β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,68	52,29	0,0052	5675,85	144811	**0,06153**
			M_{Rd}^-		1,68	113,86	0,0053	12144,56	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,68	52,29	0,0052	5675,85	144811	
			M_{Rd}^-		1,68	113,86	0,0053	12144,56	144811	

Δοκάρια Ισογείου – Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης (συνέχεια)

α/α					L_s (m)	M_y (kNm)	θ_y	K_{eff}	E_cI_{el}	K_{eff}/E_cI_e
37	Δ13β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,76	52,29	0,0052	5881,97	144811	**0,06371**
			M_{Rd}^-		1,76	113,86	0,0053	12570,77	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,76	52,29	0,0052	5881,97	144811	
			M_{Rd}^-		1,76	113,86	0,0053	12570,77	144811	
38	Δ14β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,38	48,20	0,0051	4309,82	115944	**0,05356**
			M_{Rd}^-		1,38	94,55	0,0053	8109,97	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,38	48,20	0,0051	4309,82	115944	
			M_{Rd}^-		1,38	94,55	0,0053	8109,97	115944	
39	Δ15β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,53	129,42	0,0059	11109,73	115944	**0,08142**
			M_{Rd}^-		1,53	84,34	0,0055	7771,50	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,53	129,42	0,0059	11109,73	115944	
			M_{Rd}^-		1,53	84,34	0,0055	7771,50	115944	
40	Δ16β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	0,45	48,20	0,0061	1183,92	115944	**0,01491**
			M_{Rd}^-		0,45	94,55	0,0062	2272,80	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		0,45	48,20	0,0061	1183,92	115944	
			M_{Rd}^-		0,45	94,55	0,0062	2272,80	115944	
41	Δ18β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,53	130,37	0,0058	11377,71	115944	**0,12350**
			M_{Rd}^-		1,53	209,26	0,0062	17259,84	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,53	130,37	0,0058	11377,71	115944	
			M_{Rd}^-		1,53	209,26	0,0062	17259,84	115944	
42	Δ19β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,8	130,37	0,006	12966,04	115944	**0,14046**
			M_{Rd}^-		1,8	209,26	0,0064	19604,86	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,8	130,37	0,006	12966,04	115944	
			M_{Rd}^-		1,8	209,26	0,0064	19604,86	115944	
43	Δ20β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,88	130,37	0,0061	13391,21	115944	**0,14499**
			M_{Rd}^-		1,88	209,26	0,0065	20230,76	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,88	130,37	0,0061	13391,21	115944	
			M_{Rd}^-		1,88	209,26	0,0065	20230,76	115944	
44	Δ21β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,82	130,37	0,006	13046,96	115944	**0,14132**
			M_{Rd}^-		1,82	209,26	0,0064	19724,04	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,82	130,37	0,006	13046,96	115944	
			M_{Rd}^-		1,82	209,26	0,0064	19724,04	115944	
45	Δ22β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,53	48,20	0,0052	4711,80	115944	**0,05848**
			M_{Rd}^-		1,53	94,55	0,0054	8849,19	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,53	48,20	0,0052	4711,80	115944	
			M_{Rd}^-		1,53	94,55	0,0054	8849,19	115944	

Δοκάρια Ορόφου – Σύνοψη χαρακτηριστικών πλαστικής άρθρωσης

α/α	ΟΝΟΜΑ	Στηρίξεις	φορά σεισμού	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	L_s (m)	M_y (kNm)	θ_y	Ενεργός δυσκαμψία K_{eff}	E_cI_{el}	K_{eff}/E_cI_{el} (μέσο)
1	Δ1	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,75	77,68	0,0058	7752,61	91193	**0,13436**
			M_{Rd}^-		1,75	170,18	0,0059	16751,95	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,75	77,68	0,0058	7752,61	91193	
			M_{Rd}^-		1,75	170,18	0,0059	16751,95	91193	
2	Δ2	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,75	77,68	0,0058	7752,61	91193	**0,13436**
			M_{Rd}^-		1,75	170,18	0,0059	16751,95	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,75	77,68	0,0058	7752,61	91193	
			M_{Rd}^-		1,75	170,18	0,0059	16751,95	91193	
3	Δ3	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,75	77,68	0,0058	7752,61	91193	**0,13436**
			M_{Rd}^-		1,75	170,18	0,0059	16751,95	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,75	77,68	0,0058	7752,61	91193	
			M_{Rd}^-		1,75	170,18	0,0059	16751,95	91193	
4	Δ4	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,95	76,68	0,0060	8370,58	91193	**0,13029**
			M_{Rd}^-		1,95	168,36	0,0060	17990,76	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,95	76,68	0,0060	8370,58	91193	
			M_{Rd}^-		1,95	168,36	0,0060	17990,76	91193	
5	Δ5	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	2,1	77,68	0,0060	8370,58	263868	**0,14454**
			M_{Rd}^-		2,1	170,18	0,0061	17990,76	263868	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,1	77,68	0,0060	8370,58	263868	
			M_{Rd}^-		2,1	170,18	0,0061	17990,76	263868	
7	Δ7	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,58	77,68	0,0057	7159,09	91193	**0,12450**
			M_{Rd}^-		1,58	170,18	0,0057	15547,33	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,58	77,68	0,0057	7159,09	91193	
			M_{Rd}^-		1,58	170,18	0,0057	15547,33	91193	
8	Δ8	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,65	77,36	0,0058	7312,30	91193	**0,09282**
			M_{Rd}^-		1,65	96,51	0,0055	9616,59	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,65	77,36	0,0058	7312,30	91193	
			M_{Rd}^-		1,65	96,51	0,0055	9616,59	91193	
9	Δ9	Αριστερά	M_{Rd}^+	30X60	1,88	78,13	0,0059	8341,60	136789	**0,09778**
			M_{Rd}^-		1,88	172,29	0,0058	18409,82	136789	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,88	78,13	0,0059	8341,60	136789	
			M_{Rd}^-		1,88	172,29	0,0058	18409,82	136789	
10	Δ10	Αριστερά	M_{Rd}^+	30X60	2	78,13	0,0060	8723,81	136789	**0,10207**
			M_{Rd}^-		2	172,29	0,0060	19199,53	136789	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2	78,13	0,0060	8723,81	136789	
			M_{Rd}^-		2	172,29	0,0060	19199,53	136789	
11	Δ10.Α	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	2,4	77,36	0,0066	9412,10	91193	**0,11879**
			M_{Rd}^-		2,4	96,51	0,0063	12253,57	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,4	77,36	0,0066	9412,10	91193	
			M_{Rd}^-		2,4	96,51	0,0063	12253,57	91193	
12	Δ11	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,65	77,36	0,0058	7312,30	91193	**0,09282**
			M_{Rd}^-		1,65	96,51	0,0055	9616,59	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,65	77,36	0,0058	7312,30	91193	
			M_{Rd}^-		1,65	96,51	0,0055	9616,59	91193	

Δοκάρια Ορόφου – Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης (συνέχεια)

α/α					Ls (m)	My	θy	K_{eff}	E_cI_{el}	Keff/EcIel
13	Δ12	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,5	119,51	0,0060	9988,20	91193	**0,15167**
			M_{Rd}^-		1,5	231,59	0,0066	17675,11	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,5	119,51	0,0060	9988,20	91193	
			M_{Rd}^-		1,5	231,59	0,0066	17675,11	91193	
14	Δ12.Α	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	0,6	119,51	0,0060	3975,14	91193	**0,06151**
			M_{Rd}^-		0,6	231,59	0,0064	7243,15	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		0,6	119,51	0,0060	3975,14	91193	
			M_{Rd}^-		0,6	231,59	0,0064	7243,15	91193	
15	Δ13	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,65	77,23	0,0059	7208,36	91193	**0,15682**
			M_{Rd}^-		1,65	269,69	0,0069	21392,67	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,65	77,23	0,0059	7208,36	91193	
			M_{Rd}^-		1,65	269,69	0,0069	21392,67	91193	
16	Δ14	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	2,65	77,68	0,0068	10128,11	91193	**0,17302**
			M_{Rd}^-		2,65	170,18	0,0070	21428,23	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,65	77,68	0,0068	10128,11	91193	
			M_{Rd}^-		2,65	170,18	0,0070	21428,23	91193	
17	Δ15	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	2,05	77,68	0,0061	8657,77	91193	**0,14924**
			M_{Rd}^-		2,05	170,18	0,0063	18561,11	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,05	77,68	0,0061	8657,77	91193	
			M_{Rd}^-		2,05	170,18	0,0063	18561,11	91193	
18	Δ16	Αριστερά	M_{Rd}^+	30X60	1,95	77,97	0,0060	8495,38	136789	**0,07194**
			M_{Rd}^-		1,95	97,45	0,0057	11186,87	136789	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,95	77,97	0,0060	8495,38	136789	
			M_{Rd}^-		1,95	97,45	0,0057	11186,87	136789	
19	Δ17	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	2,33	84,54	0,0061	10662,14	115944	**0,12932**
			M_{Rd}^-		2,33	164,79	0,0066	19325,45	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,33	84,54	0,0061	10662,14	115944	
			M_{Rd}^-		2,33	164,79	0,0066	19325,45	115944	
20	Δ18	Αριστερά	M_{Rd}^+	25X60	1,03	77,81	0,0053	4999,67	113991	**0,07958**
			M_{Rd}^-		1,03	224,21	0,0059	13143,46	113991	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,03	77,81	0,0053	4999,67	113991	
			M_{Rd}^-		1,03	224,21	0,0059	13143,46	113991	
21	Δ18.Α	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,45	84,81	0,0054	7534,96	115944	**0,10344**
			M_{Rd}^-		1,45	185,82	0,0055	16451,64	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,45	84,81	0,0054	7534,96	115944	
			M_{Rd}^-		1,45	185,82	0,0055	16451,64	115944	
22	Δ18.Β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,03	77,68	0,0054	4931,07	91193	**0,08678**
			M_{Rd}^-		1,03	170,18	0,0054	10896,39	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,03	77,68	0,0054	4931,07	91193	
			M_{Rd}^-		1,03	170,18	0,0054	10896,39	91193	
23	Δ19	Αριστερά	M_{Rd}^+	25X70	1,83	141,45	0,0058	14754,01	144811	**0,12829**
			M_{Rd}^-		1,83	227,10	0,0062	22400,45	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,83	141,45	0,0058	14754,01	144811	
			M_{Rd}^-		1,83	227,10	0,0062	22400,45	144811	
24	Δ20	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	2,05	77,13	0,0062	8445,85	91193	**0,08488**
			M_{Rd}^-		2,05	58,69	0,0057	7035,15	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		2,05	77,13	0,0062	8445,85	91193	
			M_{Rd}^-		2,05	58,69	0,0057	7035,15	91193	

Δοκάρια Ορόφου – Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης (συνέχεια)

α/α					L_s (m)	M_y (kNm)	θ_y	K_{eff}	E_cI_{el}	K_{eff}/E_cI_e
25	Δ21	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	0,83	77,13	0,0055	3848,25	91193	**0,03866**
			M_{Rd}^-		0,83	58,69	0,0050	3203,10	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		0,83	77,13	0,0055	3848,25	91193	
			M_{Rd}^-		0,83	58,69	0,0050	3203,10	91193	
26	Δ22	Αριστερά	M_{Rd}^+	25X65	1,88	130,85	0,0060	13609,68	144930	**0,11859**
			M_{Rd}^-		1,88	210,51	0,0064	20766,18	144930	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,88	130,85	0,0060	13609,68	144930	
			M_{Rd}^-		1,88	210,51	0,0064	20766,18	144930	
27	Δ23	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	1,88	44,01	0,0058	4781,73	91193	**0,12804**
			M_{Rd}^-		1,88	199,35	0,0067	18570,49	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,88	44,01	0,0058	4781,73	91193	
			M_{Rd}^-		1,88	199,35	0,0067	18570,49	91193	
28	Δ24	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	3,1	77,46	0,0073	10966,37	91193	**0,17855**
			M_{Rd}^-		3,1	168,93	0,0081	21598,31	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		3,1	77,46	0,0073	10966,37	91193	
			M_{Rd}^-		3,1	168,93	0,0081	21598,31	91193	
29	Δ25	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	3,1	77,46	0,0073	10966,37	91193	**0,17855**
			M_{Rd}^-		3,1	168,93	0,0081	21598,31	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		3,1	77,46	0,0073	10966,37	91193	
			M_{Rd}^-		3,1	168,93	0,0081	21598,31	91193	
30	Δ26	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	3,1	77,46	0,0073	10966,37	91193	**0,17855**
			M_{Rd}^-		3,1	168,93	0,0081	21598,31	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		3,1	77,46	0,0073	10966,37	91193	
			M_{Rd}^-		3,1	168,93	0,0081	21598,31	91193	
31	Δ27	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X60	3,45	77,46	0,0077	11545,74	91193	**0,18768**
			M_{Rd}^-		3,45	168,93	0,0086	22684,72	91193	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		3,45	77,46	0,0077	11545,74	91193	
			M_{Rd}^-		3,45	168,93	0,0086	22684,72	91193	
32	Δ1β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,7	48,20	0,0053	5145,31	115944	**0,06378**
			M_{Rd}^-		1,7	94,55	0,0056	9644,00	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,7	48,20	0,0053	5145,31	115944	
			M_{Rd}^-		1,7	94,55	0,0056	9644,00	115944	
33	Δ2β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,79	52,29	0,0052	5962,49	144811	**0,06457**
			M_{Rd}^-		1,79	113,86	0,0053	12736,97	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,79	52,29	0,0052	5962,49	144811	
			M_{Rd}^-		1,79	113,86	0,0053	12736,97	144811	
34	Δ3β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,73	52,29	0,0052	5814,03	144811	**0,06299**
			M_{Rd}^-		1,73	113,86	0,0053	12430,42	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,73	52,29	0,0052	5814,03	144811	
			M_{Rd}^-		1,73	113,86	0,0053	12430,42	144811	
35	Δ5β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,83	129,85	0,0061	12858,20	115944	**0,10627**
			M_{Rd}^-		1,83	105,54	0,0054	11783,61	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,83	129,85	0,0061	12858,20	115944	
			M_{Rd}^-		1,83	105,54	0,0054	11783,61	115944	
36	Δ6β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,88	129,85	0,0062	13116,36	115944	**0,10838**
			M_{Rd}^-		1,88	105,54	0,0055	12015,19	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,88	129,85	0,0062	13116,36	115944	
			M_{Rd}^-		1,88	105,54	0,0055	12015,19	115944	

Δοκάρια Ορόφου – Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης (συνέχεια)

α/α					L_s (m)	M_y (kNm)	θ_y	K_{eff}	E_cI_{el}	K_{eff}/E_cI_e
37	Δ7β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,5	129,85	0,0059	11024,41	115944	**0,09120**
			M_{Rd}^-		1,5	105,54	0,0052	10124,77	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,5	129,85	0,0059	11024,41	115944	
			M_{Rd}^-		1,5	105,54	0,0052	10124,77	115944	
38	Δ9β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,46	52,29	0,0051	5014,08	144811	**0,05449**
			M_{Rd}^-		1,46	113,86	0,0051	10768,64	144811	
39	Δ10β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,56	52,29	0,0051	5316,48	144811	**0,05771**
			M_{Rd}^-		1,56	113,86	0,0052	11398,80	144811	
40	Δ11β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,68	52,29	0,0052	5675,85	144811	**0,06153**
			M_{Rd}^-		1,68	113,86	0,0053	12144,56	144811	
41	Δ12β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,68	52,29	0,0052	5675,85	144811	**0,06153**
			M_{Rd}^-		1,68	113,86	0,0053	12144,56	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,68	52,29	0,0052	5675,85	144811	
			M_{Rd}^-		1,68	113,86	0,0053	12144,56	144811	
42	Δ13β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X70	1,76	52,29	0,0052	5881,97	144811	**0,06371**
			M_{Rd}^-		1,76	113,86	0,0053	12570,77	144811	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,76	52,29	0,0052	5881,97	144811	
			M_{Rd}^-		1,76	113,86	0,0053	12570,77	144811	
43	Δ14β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,38	48,20	0,0051	4309,82	115944	**0,05356**
			M_{Rd}^-		1,38	94,55	0,0053	8109,97	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,38	48,20	0,0051	4309,82	115944	
			M_{Rd}^-		1,38	94,55	0,0053	8109,97	115944	
44	Δ15β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,53	129,42	0,0059	11109,73	115944	**0,08142**
			M_{Rd}^-		1,53	84,34	0,0055	7771,50	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,53	129,42	0,0059	11109,73	115944	
			M_{Rd}^-		1,53	84,34	0,0055	7771,50	115944	
45	Δ16β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	0,45	48,20	0,0061	1183,92	115944	**0,01491**
			M_{Rd}^-		0,45	94,55	0,0062	2272,80	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		0,45	48,20	0,0061	1183,92	115944	
			M_{Rd}^-		0,45	94,55	0,0062	2272,80	115944	
46	Δ18β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,53	130,37	0,0058	11377,71	115944	**0,12350**
			M_{Rd}^-		1,53	209,26	0,0062	17259,84	115944	
		Δεξιά	M_{Rd}^+		1,53	130,37	0,0058	11377,71	115944	
			M_{Rd}^-		1,53	209,26	0,0062	17259,84	115944	
47	Δ19β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,8	130,37	0,0060	12966,04	115944	**0,14046**
			M_{Rd}^-		1,8	209,26	0,0064	19604,86	115944	
48	Δ20β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,88	130,37	0,0061	13391,21	115944	**0,14499**
			M_{Rd}^-		1,88	209,26	0,0065	20230,76	115944	
49	Δ21β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,82	130,37	0,0060	13046,96	115944	**0,14132**
			M_{Rd}^-		1,82	209,26	0,0064	19724,04	115944	
50	Δ22β	Αριστερά	M_{Rd}^+	20X65	1,53	48,20	0,0052	4711,80	115944	**0,05848**
			M_{Rd}^-		1,53	94,55	0,0054	8849,19	115944	

Στάθμες Επιτελεστικότητας διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στύλοι Ισογείου

Κάμψη κατά Χ – περί τον Υ-Υ

Οι τρεις στάθμες επιτελεστικότητας έχουν υπολογιστεί βάσει του κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 ΚΑΝ.ΕΠΕ.					
	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		**όταν θ_{um} με Σ8α**	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		**όταν θ_{umpl} με Σ8αβ**
	γ_{Rd}	=	1,5	γ_{Rd}	=	1,8
	Στάθμες επιτελεστικότητας			Στάθμες επιτελεστικότητας		
	Α	**Β**	**Γ**	Α	Β	Γ
	Περιορισμένες Βλάβες	**Σημαντικές Βλάβες**	**Οιονεί Κατάρρευση**	Περιορισμένες Βλάβες	Σημαντικές Βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
Κ1	0,01064	0,009743853	0,012392181	0,01064	0,0097999	0,013686862
Κ2	0,00639	0,008811101	0,013362281	0,00639	0,007842733	0,012135531
Κ3	0,00643	0,008888117	0,01348856	0,00643	0,007912606	0,012252149
Κ4	0,00645	0,008928155	0,013554213	0,00645	0,007948954	0,012312827
Κ5	0,00634	0,008718362	0,013210235	0,00634	0,007758677	0,01199528
Κ6	0,01059	0,009783512	0,012503885	0,01059	0,009813282	0,013740615
Κ7	0,00329	0,004855902	0,007517957	0,00329	0,004295398	0,00676259
Κ8	0,01246	0,010699724	0,013095392	0,01246	0,011009147	0,015098247
Κ9	0,00918	0,008303995	0,010490905	0,00918	0,008293401	0,011489231
Κ10	0,00579	0,007554328	0,011251477	0,00579	0,006744805	0,010275294
Φ.Α.Τ1	0,01155	0,008756391	0,009811954	0,01155	0,009351703	0,01228605
Φ.Α.Τ2	0,00340	0,004754646	0,007244798	0,00340	0,004285492	0,006683907
Φ.Α.Τ3	0,01388	0,01008634	0,0109174	0,01388	0,010995184	0,014277635
Κ11	0,00747	0,010129627	0,015279312	0,00747	0,009075451	0,014000951
Κ12	0,01137	0,016362162	0,025145063	0,01137	0,015087339	0,023858627
Κ13	0,00770	0,011060401	0,016986256	0,00770	0,009831738	0,015384687
Κ14	0,00309	0,004628827	0,007195499	0,00309	0,00408972	0,006460978
Κ15	0,00913	0,013485999	0,020886916	0,00913	0,012223757	0,019376613
Κ16	0,00657	0,009156492	0,013934123	0,00657	0,008144882	0,012640713
Κ17	0,00845	0,012423359	0,019211258	0,00845	0,011031295	0,017366373

Ακόμα εφαρμόστηκαν και οι δύο περιπτώσεις διαφοροποίησης του συντελεστή γ_{Rd} ανάλογα με τον τρόπο υπολογισμού της θ_{um} ή της θ_{umpl}.

	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{um} με Σ8α	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{umpl} με Σ8αβ
	γ_{Rd}	=	1,5	γ_{Rd}	=	1,8
	Στάθμες επιτελεστικότητας			Στάθμες επιτελεστικότητας		
	Α	**Β**	**Γ**	Α	Β	Γ
	Περιορισμένες Βλάβες	**Σημαντικές Βλάβες**	**Οιονεί Κατάρρευση**	Περιορισμένες Βλάβες	Σημαντικές Βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
K17A	0,01125	0,016477838	0,025456521	0,01125	0,011162735	0,016076173
K18	0,00838	0,012163285	0,018737633	0,00838	0,010819248	0,016981048
K19	0,00635	0,009171222	0,014110311	0,00635	0,008084703	0,012642628
K20	0,01131	0,015669394	0,023797752	0,01131	0,014411405	0,022538614
K21	0,00789	0,011392145	0,017524565	0,00789	0,010087877	0,01579265
K22	0,00910	0,012813563	0,019557612	0,00910	0,011455117	0,017852306
K23	0,01326	0,017602573	0,026366009	0,01326	0,016403556	0,025441165
K24	0,01281	0,017037747	0,025537959	0,01281	0,015826189	0,024537765
K25	0,00929	0,01308083	0,019970465	0,00929	0,011712256	0,018265184
K26	0,00874	0,012285674	0,018741853	0,00874	0,010948846	0,017039779
K27	0,01309	0,017390725	0,026055533	0,01309	0,016186777	0,025101956
K28	0,01240	0,016526973	0,024788248	0,01240	0,015305847	0,023723612
K29	0,00904	0,012719554	0,019412377	0,00904	0,011364796	0,017707316
K30	0,00912	0,013935917	0,021789275	0,00912	0,012570894	0,020072989
K31	0,00661	0,010537414	0,016671481	0,00661	0,009219192	0,014768928
K32	0,01297	0,017241739	0,025837117	0,01297	0,016034484	0,024863667
K33	0,00889	0,012496148	0,019067177	0,00889	0,01115043	0,017363261
K34	0,00648	0,010862949	0,017403656	0,00648	0,009433168	0,015264467
K35	0,00911	0,013967841	0,021862382	0,00911	0,012592169	0,020123253
K36	0,01104	0,010438973	0,013515582	0,01104	0,010426293	0,014717283

Κάμψη κατά Υ – περί τον Χ-Χ

	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{um} με Σ8α	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{umpl} με Σ8αβ
	γ_{Rd}	=	1,5	γ_{Rd}	=	1,8
	Στάθμες επιτελεστικότητας			Στάθμες επιτελεστικότητας		
	Α	**Β**	**Γ**	Α	Β	Γ
	Περιορισμένες Βλάβες	**Σημαντικές Βλάβες**	**Οιονεί Κατάρρευση**	Περιορισμένες Βλάβες	Σημαντικές Βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
Κ1	0,00400	0,005228122	0,007792602	0,00400	0,004746302	0,007272902
Κ2	0,00795	0,01091043	0,016520193	0,00795	0,009724539	0,015031855
Κ3	0,00801	0,011009071	0,016676315	0,00801	0,009816631	0,01518174
Κ4	0,00804	0,011060351	0,016757484	0,00804	0,009864536	0,015259724
Κ5	0,00788	0,010791649	0,016332213	0,00788	0,009613744	0,014851584
Κ6	0,00398	0,005258672	0,007862845	0,00398	0,004764924	0,007317766
Κ7	0,01142	0,009977513	0,012343003	0,01142	0,010200153	0,014056953
Κ8	0,00409	0,005195962	0,007667082	0,00409	0,004745449	0,007220195
Κ9	0,00399	0,004586401	0,006512044	0,00399	0,004267891	0,006318483
Κ10	0,00871	0,011639412	0,017472833	0,00871	0,010505676	0,016173026
Φ.Α.Τ1	0,00336	0,003870133	0,005501871	0,00336	0,003598509	0,005331688
Φ.Α.Τ2	0,01306	0,009886292	0,011067567	0,01306	0,010628344	0,014002507
Φ.Α.Τ3	0,00332	0,003956153	0,005699687	0,00332	0,003648975	0,0054541
Κ11	0,01261	0,016592411	0,024777995	0,01261	0,015419446	0,023833202
Κ12	0,00784	0,011739557	0,018250677	0,00784	0,010400863	0,016444695
Κ13	0,01405	0,018271405	0,02717772	0,01405	0,01716296	0,026521677
Κ14	0,01146	0,01020633	0,012774874	0,01146	0,010373283	0,014381745
Κ15	0,00913	0,013485999	0,020886916	0,00913	0,012223757	0,019376613
Κ16	0,00828	0,011372796	0,017227177	0,00828	0,010157012	0,015715344
Κ17	0,00588	0,009102088	0,014284	0,00588	0,008051356	0,012835897
Κ17Α	0,00590	0,008669152	0,013407454	0,00590	0,005732428	0,008189147

Στάθμες Επιτελεστικότητας Κρίσιμων Διατομών Στύλων Ισογείου για κάμψη περί τον Χ άξονα σε όρους γωνίας στροφής χορδής

	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{um} με Σ8α	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{umpl} με Σ8αβ
	γ_{Rd}	=	1,5	γ_{Rd}	=	1,8
	Στάθμες επιτελεστικότητας			Στάθμες επιτελεστικότητας		
	Περιορισμένες Βλάβες	**Σημαντικές Βλάβες**	**Οιονεί Κατάρρευση**	Περιορισμένες Βλάβες	Σημαντικές Βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
K18	0,00813	0,011587077	0,017756986	0,00813	0,010445697	0,016377088
K19	0,01168	0,016201395	0,024615994	0,01168	0,014947491	0,023405986
K20	0,00664	0,008896972	0,013367696	0,00664	0,007980117	0,012271694
K21	0,00766	0,010858298	0,016607405	0,00766	0,009749112	0,015240565
K22	0,00788	0,011196912	0,01714162	0,00788	0,010072175	0,015767514
K23	0,00659	0,009044755	0,013697664	0,00659	0,00807365	0,012487429
K24	0,00663	0,008844936	0,013267475	0,00663	0,007939882	0,012194433
K25	0,00802	0,011426335	0,017503472	0,00802	0,010291655	0,016125647
K26	0,00759	0,010743757	0,016426633	0,00759	0,009640084	0,015062768
K27	0,00661	0,008972492	0,013536365	0,00661	0,008027835	0,012381821
K28	0,00648	0,008598431	0,012877986	0,00648	0,007710123	0,011821182
K29	0,00783	0,011116213	0,017014326	0,00783	0,009995085	0,015641753
K30	0,00912	0,013935917	0,021789275	0,00912	0,012570894	0,020072989
K31	0,00882	0,014004242	0,022131431	0,00882	0,012543308	0,020189073
K32	0,00663	0,008921681	0,013422894	0,00663	0,007995711	0,012307699
K33	0,00771	0,010924437	0,01671177	0,00771	0,009812128	0,015343335
K34	0,00937	0,014673571	0,023103395	0,00937	0,013236792	0,021270461
K35	0,00911	0,013967841	0,021862382	0,00911	0,012592169	0,020123253
K36	0,00389	0,005546638	0,008499033	0,00389	0,004951095	0,00774032

Στύλοι Α' Ορόφου

Κάμψη κατά τον Χ – περί τον Υ-Υ

	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 ΚΑΝ.ΕΠΕ.					
	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{um} με Σ8α	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{umpl} με Σ8αβ
	γ_{Rd}	=	1,5	γ_{Rd}	=	1,8
	Στάθμες επιτελεστικότητας			Στάθμες επιτελεστικότητας		
	Α	**Β**	**Γ**	Α	Β	Γ
	Περιορισμένες Βλάβες	**Σημαντικές Βλάβες**	**Οιονεί Κατάρρευση**	Περιορισμένες Βλάβες	Σημαντικές Βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
Κ1	0,01074	0,01008	0,01300	0,01074	0,01008	0,01420
Κ2	0,00679	0,00977	0,01501	0,00679	0,00869	0,01360
Κ3	0,00678	0,00979	0,01505	0,00678	0,00870	0,01364
Κ4	0,00678	0,00980	0,01507	0,00678	0,00871	0,01365
Κ5	0,00680	0,00972	0,01490	0,00680	0,00866	0,01353
Κ6	0,01071	0,01011	0,01307	0,01071	0,01009	0,01423
Κ7	0,00318	0,00494	0,00776	0,00318	0,00433	0,00690
Κ8	0,01083	0,01001	0,01280	0,01083	0,01006	0,01411
Κ9	0,01003	0,00918	0,01168	0,01003	0,00921	0,01285
Κ10	0,00623	0,00846	0,01277	0,00623	0,00757	0,01168
Φ.Α.Τ1	0,01248	0,00960	0,01089	0,01248	0,01025	0,01357
Φ.Α.Τ2	0,00322	0,00494	0,00773	0,00322	0,00439	0,00698
Φ.Α.Τ3	0,01405	0,01066	0,01196	0,01405	0,01146	0,01512
Κ11	0,00747	0,01083	0,01668	0,00747	0,00961	0,01507
Κ12	0,01104	0,01638	0,02540	0,01104	0,01502	0,02392
Κ13	0,00723	0,01143	0,01805	0,00723	0,00999	0,01597
Κ14	0,00299	0,00466	0,00733	0,00299	0,00409	0,00652
Κ15	0,00939	0,01449	0,02272	0,00939	0,01311	0,02101
Κ16	0,00674	0,00992	0,01534	0,00674	0,00879	0,01383
Κ17	0,00851	0,01304	0,02041	0,00851	0,01155	0,01837

Στάθμες Επιτελεστικότητας Κρίσιμων Διατομών Στύλων Ορόφου για κάμψη περί τον Y άξονα σε όρους γωνίας στροφής χορδής

	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{um} με Σ8α	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{umpl} με Σ8αβ
	γ_{Rd}	=	1,5	γ_{Rd}	=	1,8
	Στάθμες επιτελεστικότητας			Στάθμες επιτελεστικότητας		
	Α	**Β**	**Γ**	Α	Β	Γ
	Περιορισμένες Βλάβες	**Σημαντικές Βλάβες**	**Οιονεί Κατάρρευση**	Περιορισμένες Βλάβες	Σημαντικές Βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
K17A	0,01085	0,01723978	0,027246911	0,01085	0,011362768	0,016698329
K18	0,00902	0,013122992	0,020235526	0,00902	0,01176228	0,018515844
K19	0,00604	0,009649524	0,015271101	0,00604	0,008369724	0,013382826
K20	0,01280	0,017339312	0,026146685	0,01280	0,016206049	0,025302151
K21	0,00907	0,012732116	0,019418041	0,00907	0,011485921	0,01793335
K22	0,00929	0,013726947	0,021259175	0,00929	0,012228179	0,019294091
K23	0,01458	0,019155004	0,028593278	0,01458	0,0180529	0,028008524
K24	0,01463	0,01885359	0,027953358	0,01463	0,017827699	0,027527213
K25	0,01002	0,01413878	0,021597172	0,01002	0,012762409	0,019957828
K26	0,00938	0,013525606	0,020798279	0,00938	0,012100595	0,018990413
K27	0,01461	0,019096358	0,028450918	0,01461	0,018016737	0,027915309
K28	0,01369	0,018330902	0,027538311	0,01369	0,017136785	0,02667066
K29	0,01008	0,01400903	0,021295867	0,01008	0,012681783	0,019761739
K30	0,00921	0,014604816	0,023070153	0,00921	0,013162406	0,02120858
K31	0,00627	0,010850198	0,017523168	0,00627	0,009383442	0,01528586
K32	0,01468	0,018994798	0,02820427	0,01468	0,017954267	0,027754097
K33	0,00933	0,013647542	0,021077476	0,00933	0,012177761	0,019174182
K34	0,00620	0,011031306	0,017930384	0,00620	0,009504153	0,015564784
K35	0,00920	0,014632734	0,023134766	0,00920	0,013181045	0,021253172
K36	0,01032	0,010205408	0,013527726	0,01032	0,010049598	0,014363289

Κάμψη κατά τον Y – περί τον X-X

	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 ΚΑΝ.ΕΠΕ.					
	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{um} με Σ8α	Σ.Α. για το προσομοίωμα ανάλυσης		όταν θ_{umpl} με Σ8αβ
	γ_{Rd}	=	1,5	γ_{Rd}	=	1,8
	Στάθμες επιτελεστικότητας			Στάθμες επιτελεστικότητας		
	Α	**Β**	**Γ**	Α	Β	Γ
	Περιορισμένες Βλάβες	**Σημαντικές Βλάβες**	**Οιονεί Κατάρρευση**	Περιορισμένες Βλάβες	Σημαντικές Βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
Κ1	0,00385	0,00537	0,00818	0,00385	0,00482	0,00749
Κ2	0,00947	0,01243	0,01855	0,00947	0,01134	0,01742
Κ3	0,00949	0,01247	0,01861	0,00949	0,01137	0,01747
Κ4	0,00950	0,01248	0,01863	0,00950	0,01139	0,01750
Κ5	0,00941	0,01235	0,01842	0,00941	0,01126	0,01729
Κ6	0,00385	0,00539	0,00822	0,00385	0,00483	0,00752
Κ7	0,01088	0,01005	0,01285	0,01088	0,01009	0,01414
Κ8	0,00388	0,00532	0,00805	0,00388	0,00478	0,00741
Κ9	0,00402	0,00501	0,00734	0,00402	0,00460	0,00696
Κ10	0,00989	0,01334	0,02008	0,00989	0,01218	0,01886
Φ.Α.Τ1	0,00303	0,00385	0,00568	0,00303	0,00351	0,00534
Φ.Α.Τ2	0,01422	0,01113	0,01278	0,01422	0,01185	0,01579
Φ.Α.Τ3	0,00300	0,00387	0,00574	0,00300	0,00352	0,00537
Κ11	0,01200	0,01643	0,02485	0,01200	0,01524	0,02381
Κ12	0,00767	0,01177	0,01844	0,00767	0,01039	0,01652
Κ13	0,01426	0,01926	0,02902	0,01426	0,01805	0,02818
Κ14	0,01064	0,01005	0,01300	0,01064	0,01002	0,01412
Κ15	0,00939	0,01449	0,02272	0,00939	0,01311	0,02101
Κ16	0,00964	0,01270	0,01897	0,00964	0,01159	0,01783
Κ17	0,00569	0,00943	0,01507	0,00569	0,00828	0,01339
Κ17Α	0,00570	0,00907	0,01435	0,00570	0,00583	0,00850
Κ18	0,00779	0,01219	0,01918	0,00779	0,01083	0,01733
Κ19	0,01250	0,01747	0,02661	0,01250	0,01624	0,02553
Κ20	0,00630	0,00944	0,01468	0,00630	0,00830	0,01310
Κ21	0,00785	0,01182	0,01840	0,00785	0,01057	0,01677
Κ22	0,00783	0,01187	0,01853	0,00783	0,01060	0,01686
Κ23	0,00629	0,00948	0,01476	0,00629	0,00832	0,01315
Κ24	0,00634	0,00933	0,01443	0,00634	0,00823	0,01293
Κ25	0,00778	0,01200	0,01882	0,00778	0,01069	0,01706
Κ26	0,00789	0,01169	0,01812	0,00789	0,01048	0,01658
Κ27	0,00630	0,00944	0,01469	0,00630	0,00830	0,01311
Κ28	0,00637	0,00923	0,01422	0,00637	0,00816	0,01279
Κ29	0,00782	0,01189	0,01856	0,00782	0,01061	0,01688
Κ30	0,00921	0,01460	0,02307	0,00921	0,01316	0,02121
Κ31	0,00890	0,01459	0,02325	0,00890	0,01307	0,02120
Κ32	0,00632	0,00939	0,01456	0,00632	0,00826	0,01302
Κ33	0,00785	0,01180	0,01837	0,00785	0,01056	0,01675
Κ34	0,00878	0,01482	0,02379	0,00878	0,01322	0,02157
Κ35	0,00920	0,01463	0,02313	0,00920	0,01318	0,02125
Κ36	0,00376	0,00551	0,00851	0,00376	0,00489	0,00769

Δοκάρια ισογείου

α/α	ΟΝΟΜΑ	Στηρίξεις	φορά σεισμού	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (πλάτος x ύψος)	θ_{um}	Στάθμες επιτελεστικότητας A Περιορισμένες Βλάβες	B Σημαντικές Βλάβες	Γ Οιονεί Κατάρρευση
1	Δ1	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0335	0,00552	0,01301	0,02235
			M_{Rd}^{-}		0,0303	0,00527	0,01186	0,02021
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0383	0,00547	0,01458	0,02551
			M_{Rd}^{-}		0,0266	0,00552	0,01070	0,01771
2	Δ2	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0383	0,00547	0,01458	0,02551
			M_{Rd}^{-}		0,0266	0,00552	0,01070	0,01771
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0383	0,00547	0,01458	0,02551
			M_{Rd}^{-}		0,0266	0,00552	0,01070	0,01771
3	Δ3	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0383	0,00547	0,01458	0,02551
			M_{Rd}^{-}		0,0266	0,00552	0,01070	0,01771
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0383	0,00547	0,01458	0,02551
			M_{Rd}^{-}		0,0266	0,00552	0,01070	0,01771
4	Δ4	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0383	0,00547	0,01458	0,02551
			M_{Rd}^{-}		0,0266	0,00552	0,01070	0,01771
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0383	0,00547	0,01458	0,02551
			M_{Rd}^{-}		0,0266	0,00552	0,01070	0,01771
5	Δ5	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0397	0,00560	0,01511	0,02649
			M_{Rd}^{-}		0,0276	0,00568	0,01109	0,01839
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0397	0,00560	0,01511	0,02649
			M_{Rd}^{-}		0,0276	0,00568	0,01109	0,01839
7	Δ7	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X60	0,0389	0,00570	0,01487	0,02595
			M_{Rd}^{-}		0,027	0,00575	0,01092	0,01802
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0389	0,00570	0,01487	0,02595
			M_{Rd}^{-}		0,027	0,00575	0,01092	0,01802
8	Δ8	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0328	0,00546	0,01277	0,02189
			M_{Rd}^{-}		0,0297	0,00521	0,01164	0,01980
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0328	0,00546	0,01277	0,02189
			M_{Rd}^{-}		0,0297	0,00521	0,01164	0,01980
9	Δ9	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	30X70	0,0392	0,00546	0,01489	0,02613
			M_{Rd}^{-}		0,0272	0,00545	0,01089	0,01814
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0392	0,00546	0,01489	0,02613
			M_{Rd}^{-}		0,0272	0,00545	0,01089	0,01814

Δοκάρια ισογείου (συνέχεια)

α/α	ΟΝΟΜΑ	Στηρίξεις	φορά σεισμού	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (πλάτος x ύψος)	θ_{um}	Στάθμες επιτελεστικότητας A Περιορισμένες Βλάβες	B Σημαντικές Βλάβες	Γ Οιονεί Κατάρρευση
10	Δ10	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	30X60	0,0423	0,00597	0,01610	0,02821
			M_{Rd}^{-}		0,0294	0,00598	0,01179	0,01959
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0423	0,00597	0,01610	0,02821
			M_{Rd}^{-}		0,0294	0,00598	0,01179	0,01959
11	Δ10.Α	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X60	0,0395	0,00657	0,01536	0,02635
			M_{Rd}^{-}		0,0357	0,00630	0,01401	0,02383
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0395	0,00657	0,01536	0,02635
			M_{Rd}^{-}		0,0357	0,00630	0,01401	0,02383
12	Δ11	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X60	0,0347	0,00582	0,01349	0,02311
			M_{Rd}^{-}		0,0314	0,00552	0,01229	0,02090
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0347	0,00582	0,01349	0,02311
			M_{Rd}^{-}		0,0314	0,00552	0,01229	0,02090
13	Δ12	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X60	0,0373	0,00598	0,01442	0,02484
			M_{Rd}^{-}		0,0273	0,00655	0,01128	0,01819
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0373	0,00598	0,01442	0,02484
			M_{Rd}^{-}		0,0273	0,00655	0,01128	0,01819
14	Δ12.Α	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X60	0,027	0,00601	0,01102	0,01803
			M_{Rd}^{-}		0,0198	0,00639	0,00873	0,01320
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,027	0,00601	0,01102	0,01803
			M_{Rd}^{-}		0,0198	0,00639	0,00873	0,01320
15	Δ13	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,043	0,00569	0,01623	0,02866
			M_{Rd}^{-}		0,0239	0,00661	0,01017	0,01593
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,043	0,00569	0,01623	0,02866
			M_{Rd}^{-}		0,0239	0,00661	0,01017	0,01593
16	Δ14	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0388	0,00623	0,01500	0,02584
			M_{Rd}^{-}		0,0351	0,00601	0,01369	0,02337
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0388	0,00623	0,01500	0,02584
			M_{Rd}^{-}		0,0351	0,00601	0,01369	0,02337
17	Δ15	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0354	0,00573	0,01372	0,02362
			M_{Rd}^{-}		0,032	0,00549	0,01251	0,02137
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0354	0,00573	0,01372	0,02362
			M_{Rd}^{-}		0,032	0,00549	0,01251	0,02137
18	Δ16	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	30X60	0,0367	0,00597	0,01424	0,02450
			M_{Rd}^{-}		0,0332	0,00566	0,01297	0,02216
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0367	0,00597	0,01424	0,02450
			M_{Rd}^{-}		0,0332	0,00566	0,01297	0,02216
19	Δ17	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0422	0,00614	0,01613	0,02816
			M_{Rd}^{-}		0,0309	0,00661	0,01251	0,02061
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0422	0,00614	0,01613	0,02816
			M_{Rd}^{-}		0,0309	0,00661	0,01251	0,02061
20	Δ18	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	25X60	0,0358	0,00534	0,01371	0,02386
			M_{Rd}^{-}		0,0218	0,00586	0,00923	0,01455
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0358	0,00534	0,01371	0,02386
			M_{Rd}^{-}		0,0218	0,00586	0,00923	0,01455
21	Δ18.Α	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0322	0,00549	0,01257	0,02148
			M_{Rd}^{-}		0,0291	0,00521	0,01145	0,01942
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0322	0,00549	0,01257	0,02148
			M_{Rd}^{-}		0,0291	0,00521	0,01145	0,01942
22	Δ18.Β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X60	0,0294	0,00546	0,01162	0,01959
			M_{Rd}^{-}		0,0266	0,00514	0,01057	0,01772
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0294	0,00546	0,01162	0,01959
			M_{Rd}^{-}		0,0266	0,00514	0,01057	0,01772
23	Δ19	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	25X70	0,0362	0,00578	0,01399	0,02413
			M_{Rd}^{-}		0,029	0,00607	0,01168	0,01932
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0362	0,00578	0,01399	0,02413
			M_{Rd}^{-}		0,029	0,00607	0,01168	0,01932
24	Δ20	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0316	0,00576	0,01245	0,02106
			M_{Rd}^{-}		0,036	0,00532	0,01376	0,02397
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0316	0,00576	0,01245	0,02106
			M_{Rd}^{-}		0,036	0,00532	0,01376	0,02397

Δοκάρια ισογείου (συνέχεια)

α/α	ΟΝΟΜΑ	Στηρίξεις	φορά σεισμού	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (πλάτος x ύψος)	θ_{um}	Στάθμες επιτελεστικότητας A Περιορισμένες Βλάβες	B Σημαντικές Βλάβες	Γ Οιονεί Κατάρρευση
25	Δ21	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,023	0,00545	0,00947	0,01531
			M_{Rd}^{-}		0,0261	0,00506	0,01040	0,01743
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,023	0,00545	0,00947	0,01531
			M_{Rd}^{-}		0,0261	0,00506	0,01040	0,01743
26	Δ22	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	25X65	0,0375	0,00602	0,01451	0,02500
			M_{Rd}^{-}		0,03	0,00635	0,01212	0,02001
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0375	0,00602	0,01451	0,02500
			M_{Rd}^{-}		0,03	0,00635	0,01212	0,02001
27	Δ1β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0379	0,00531	0,01439	0,02524
			M_{Rd}^{-}		0,0277	0,00556	0,01109	0,01848
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0379	0,00531	0,01439	0,02524
			M_{Rd}^{-}		0,0277	0,00556	0,01109	0,01848
28	Δ2β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0384	0,00522	0,01455	0,02562
			M_{Rd}^{-}		0,0268	0,00532	0,01071	0,01788
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0384	0,00522	0,01455	0,02562
			M_{Rd}^{-}		0,0268	0,00532	0,01071	0,01788
29	Δ3β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,038	0,00519	0,01440	0,02534
			M_{Rd}^{-}		0,0265	0,00528	0,01060	0,01769
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,038	0,00519	0,01440	0,02534
			M_{Rd}^{-}		0,0265	0,00528	0,01060	0,01769
30	Δ5β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0316	0,00614	0,01257	0,02105
			M_{Rd}^{-}		0,0349	0,00545	0,01345	0,02328
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0316	0,00614	0,01257	0,02105
			M_{Rd}^{-}		0,0349	0,00545	0,01345	0,02328
31	Δ6β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0319	0,00619	0,01269	0,02125
			M_{Rd}^{-}		0,0352	0,00549	0,01358	0,02350
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0319	0,00619	0,01269	0,02125
			M_{Rd}^{-}		0,0352	0,00549	0,01358	0,02350
32	Δ7β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0295	0,00589	0,01179	0,01966
			M_{Rd}^{-}		0,0326	0,00521	0,01260	0,02173
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0295	0,00589	0,01179	0,01966
			M_{Rd}^{-}		0,0326	0,00521	0,01260	0,02173
33	Δ9β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0358	0,00506	0,01361	0,02385
			M_{Rd}^{-}		0,025	0,00513	0,01003	0,01665
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0358	0,00506	0,01361	0,02385
			M_{Rd}^{-}		0,025	0,00513	0,01003	0,01665
34	Δ10β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0366	0,00510	0,01390	0,02441
			M_{Rd}^{-}		0,0256	0,00518	0,01025	0,01704
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0366	0,00510	0,01390	0,02441
			M_{Rd}^{-}		0,0256	0,00518	0,01025	0,01704

Δοκάρια ισογείου (συνέχεια)

α/α	ΟΝΟΜΑ	Στηρίξεις	φορά σεισμού	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (πλάτος x ύψος)	θ_{um}	Στάθμες επιτελεστικότητας A Περιορισμένες	B Σημαντικές	Γ Οιονεί
35	Δ11β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0376	0,00516	0,01426	0,02508
			M_{Rd}^{-}		0,0263	0,00525	0,01050	0,01751
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0376	0,00516	0,01426	0,02508
			M_{Rd}^{-}		0,0263	0,00525	0,01050	0,01751
36	Δ12β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0376	0,00516	0,01426	0,02508
			M_{Rd}^{-}		0,0263	0,00525	0,01050	0,01751
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0376	0,00516	0,01426	0,02508
			M_{Rd}^{-}		0,0263	0,00525	0,01050	0,01751
37	Δ13β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X70	0,0382	0,00520	0,01447	0,02546
			M_{Rd}^{-}		0,0267	0,00530	0,01066	0,01778
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0382	0,00520	0,01447	0,02546
			M_{Rd}^{-}		0,0267	0,00530	0,01066	0,01778
38	Δ14β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0351	0,00513	0,01342	0,02343
			M_{Rd}^{-}		0,0257	0,00534	0,01036	0,01715
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0351	0,00513	0,01342	0,02343
			M_{Rd}^{-}		0,0257	0,00534	0,01036	0,01715
39	Δ15β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0282	0,00592	0,01137	0,01880
			M_{Rd}^{-}		0,0345	0,00552	0,01333	0,02298
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0282	0,00592	0,01137	0,01880
			M_{Rd}^{-}		0,0345	0,00552	0,01333	0,02298
40	Δ16β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0238	0,00611	0,00996	0,01585
			M_{Rd}^{-}		0,0174	0,00624	0,00788	0,01160
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0238	0,00611	0,00996	0,01585
			M_{Rd}^{-}		0,0174	0,00624	0,00788	0,01160
41	Δ18β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0349	0,00582	0,01356	0,02324
			M_{Rd}^{-}		0,0279	0,00616	0,01135	0,01860
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0349	0,00582	0,01356	0,02324
			M_{Rd}^{-}		0,0279	0,00616	0,01135	0,01860
42	Δ19β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0369	0,00603	0,01432	0,02462
			M_{Rd}^{-}		0,0296	0,00640	0,01199	0,01971
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0369	0,00603	0,01432	0,02462
			M_{Rd}^{-}		0,0296	0,00640	0,01199	0,01971
43	Δ20β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0375	0,00610	0,01453	0,02500
			M_{Rd}^{-}		0,03	0,00648	0,01217	0,02001
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0375	0,00610	0,01453	0,02500
			M_{Rd}^{-}		0,03	0,00648	0,01217	0,02001
44	Δ21β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,037	0,00605	0,01436	0,02470
			M_{Rd}^{-}		0,0296	0,00642	0,01202	0,01977
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,037	0,00605	0,01436	0,02470
			M_{Rd}^{-}		0,0296	0,00642	0,01202	0,01977
45	Δ22β	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	20X65	0,0364	0,00520	0,01388	0,02430
			M_{Rd}^{-}		0,0267	0,00543	0,01070	0,01779
		Δεξιά	M_{Rd}^{+}		0,0364	0,00520	0,01388	0,02430
			M_{Rd}^{-}		0,0267	0,00543	0,01070	0,01779

Δοκάρια ορόφου

α/α	ΟΝΟΜΑ		Rotation SF=		1	Rotation/SF					Acceptance Criteria		
						Positive -Negative					Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
						A	B	C	D	E	A	B	Γ
						θ_y-θ_y		$\theta_{u,pl}$	$\theta_{u,pl}$	1.5x $\theta_{u,pl}$			
1	Δ1	Κ1	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03454	0,03454	0,05181	0	0,011514	0,023027
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02211	0,02211	0,03317	0	0,007371	0,014741
		Κ2	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03454	0,03454	0,05181	0	0,011514	0,023027
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02211	0,02211	0,03317	0	0,007371	0,014741
2	Δ2	Κ2	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03454	0,03454	0,05181	0	0,011514	0,023027
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02211	0,02211	0,03317	0	0,007371	0,014741
		Κ3	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03454	0,03454	0,05181	0	0,011514	0,023027
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02211	0,02211	0,03317	0	0,007371	0,014741
3	Δ3	Κ3	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03454	0,03454	0,05181	0	0,011514	0,023027
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02211	0,02211	0,03317	0	0,007371	0,014741
		Κ4	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03454	0,03454	0,05181	0	0,011514	0,023027
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02211	0,02211	0,03317	0	0,007371	0,014741
4	Δ4	Κ4	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,01485	0,01485	0,02228	0	0,004951	0,009902
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,01136	0,01136	0,01704	0	0,003787	0,007574
		Κ5	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,01485	0,01485	0,02228	0	0,004951	0,009902
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,01136	0,01136	0,01704	0	0,003787	0,007574
5	Δ5	Κ5	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03591	0,03591	0,05387	0	0,011971	0,023942
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02297	0,02297	0,03446	0	0,007657	0,015314
		Κ6	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03591	0,03591	0,05387	0	0,011971	0,023942
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02297	0,02297	0,03446	0	0,007657	0,015314
7	Δ7	Κ10	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03323	0,03323	0,04984	0	0,011076	0,022152
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02128	0,02128	0,03191	0	0,007092	0,014184
		Τ1	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03323	0,03323	0,04984	0	0,011076	0,022152
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02128	0,02128	0,03191	0	0,007092	0,014184
8	Δ8	Κ11	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02884	0,02884	0,04326	0	0,009614	0,019229
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02583	0,02583	0,03875	0	0,008610	0,017220
		Κ12	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02884	0,02884	0,04326	0	0,009614	0,019229
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02583	0,02583	0,03875	0	0,008610	0,017220
9	Δ9	Κ15	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03552	0,03552	0,05328	0	0,011840	0,023679
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02287	0,02287	0,03431	0	0,007625	0,015249
		Κ16	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03552	0,03552	0,05328	0	0,011840	0,023679
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02287	0,02287	0,03431	0	0,007625	0,015249
10	Δ10	Κ16	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03635	0,03635	0,05452	0	0,012116	0,024231
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02340	0,02340	0,0351	0	0,007799	0,015598
		Κ17	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03635	0,03635	0,05452	0	0,012116	0,024231
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02340	0,02340	0,0351	0	0,007799	0,015598
11	Δ10.Α	Κ17	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03294	0,03294	0,04942	0	0,010981	0,021962
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02944	0,02944	0,04416	0	0,009814	0,019628
		Κ17.Α	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03294	0,03294	0,04942	0	0,010981	0,021962
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02944	0,02944	0,04416	0	0,009814	0,019628
12	Δ11	Κ13	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02884	0,02884	0,04326	0	0,009614	0,019229
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02583	0,02583	0,03875	0	0,008610	0,017220
		Κ14	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02884	0,02884	0,04326	0	0,009614	0,019229
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02583	0,02583	0,03875	0	0,008610	0,017220
13	Δ12	Κ18	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03128	0,03128	0,04692	0	0,010427	0,020854
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02073	0,02073	0,03109	0	0,006909	0,013818
		Κ19	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03128	0,03128	0,04692	0	0,010427	0,020854
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02073	0,02073	0,03109	0	0,006909	0,013818
14	Δ12.Α	Κ19	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02103	0,02103	0,03154	0	0,007009	0,014018
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,01340	0,01340	0,0201	0	0,004467	0,008933
		-	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02103	0,02103	0,03154	0	0,007009	0,014018
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,01340	0,01340	0,0201	0	0,004467	0,008933
15	Δ13	Κ20	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03832	0,03832	0,05748	0	0,012774	0,025548
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,01764	0,01764	0,02646	0	0,005881	0,011762
		Κ21	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03832	0,03832	0,05748	0	0,012774	0,025548
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,01764	0,01764	0,02646	0	0,005881	0,011762

Δοκάρια ορόφου

ΔΟΚΟΙ Α' ΟΡΟΦΟΥ - Frame Hinge Property Data for Beams - Moment M3 (συνέχεια)														
α/α	ΟΝΟΜΑ	ΔΟΚΟΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ				Rotation/SF					Acceptance Criteria		
			Rotation SF=		1	Positive -Negative					Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
						A	B	C	D	E	A	B	Γ
16	Δ14	Κ1	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03992	0,03992	0,05989	0	0,013308	0,026616
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02541	0,02541	0,03811	0	0,008468	0,016937
		Κ8	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03992	0,03992	0,05989	0	0,013308	0,026616
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02541	0,02541	0,03811	0	0,008468	0,016937
17	Δ15	Κ8	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03655	0,03655	0,05483	0	0,012185	0,024370
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02337	0,02337	0,03505	0	0,007790	0,015579
		Κ15	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03655	0,03655	0,05483	0	0,012185	0,024370
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02337	0,02337	0,03505	0	0,007790	0,015579
18	Δ16	Κ9	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03078	0,03078	0,04617	0	0,010261	0,020522
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02758	0,02758	0,04136	0	0,009192	0,018384
		Κ16	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03078	0,03078	0,04617	0	0,010261	0,020522
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02758	0,02758	0,04136	0	0,009192	0,018384
19	Δ17	Κ10	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03610	0,03610	0,05414	0	0,012032	0,024064
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02431	0,02431	0,03647	0	0,008105	0,016209
		Κ17	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03610	0,03610	0,05414	0	0,012032	0,024064
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02431	0,02431	0,03647	0	0,008105	0,016209
20	Δ18	Κ17	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03045	0,03045	0,04567	0	0,010149	0,020298
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,01597	0,01597	0,02396	0	0,005325	0,010649
		Κ18	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03045	0,03045	0,04567	0	0,010149	0,020298
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,01597	0,01597	0,02396	0	0,005325	0,010649
21	Δ18.Α	Τ3	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03133	0,03133	0,04699	0	0,010443	0,020885
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02007	0,02007	0,0301	0	0,006689	0,013378
		Κ17.Α	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03133	0,03133	0,04699	0	0,010443	0,020885
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02007	0,02007	0,0301	0	0,006689	0,013378
22	Δ18.Β	Κ17.Α	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,02814	0,02814	0,04221	0	0,009380	0,018759
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,01793	0,01793	0,02689	0	0,005976	0,011952
		Δ12.Α	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,02814	0,02814	0,04221	0	0,009380	0,018759
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,01793	0,01793	0,02689	0	0,005976	0,011952
23	Δ19	Δ11	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03035	0,03035	0,04553	0	0,010117	0,020233
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02279	0,02279	0,03418	0	0,007597	0,015193
		Κ20	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03035	0,03035	0,04553	0	0,010117	0,020233
24	Δ20	Κ6	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,02710	0,02710	0,04064	0	0,009032	0,018064
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,03224	0,03224	0,04837	0	0,010748	0,021496
		Κ7	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,02710	0,02710	0,04064	0	0,009032	0,018064
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,03224	0,03224	0,04837	0	0,010748	0,021496
25	Δ21	Κ7	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,01873	0,01873	0,0281	0	0,006243	0,012487
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02255	0,02255	0,03383	0	0,007518	0,015036
		Κ12	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,01873	0,01873	0,0281	0	0,006243	0,012487
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02255	0,02255	0,03383	0	0,007518	0,015036
26	Δ22	Κ14	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03148	0,03148	0,04722	0	0,010492	0,020985
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02366	0,02366	0,0355	0	0,007888	0,015776
		Κ21	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03148	0,03148	0,04722	0	0,010492	0,020985
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02366	0,02366	0,0355	0	0,007888	0,015776
27	Δ23	Κ8	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,04326	0,04326	0,06489	0	0,014420	0,028839
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,01754	0,01754	0,02631	0	0,005846	0,011691
		Κ9	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,04326	0,04326	0,06489	0	0,014420	0,028839
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,01754	0,01754	0,02631	0	0,005846	0,011691
28	Δ24	Κ2	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,04203	0,04203	0,06305	0	0,014012	0,028023
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02617	0,02617	0,03925	0	0,008723	0,017445
		Κ9	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,04203	0,04203	0,06305	0	0,014012	0,028023
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02617	0,02617	0,03925	0	0,008723	0,017445
29	Δ25	Κ3	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,04203	0,04203	0,06305	0	0,014012	0,028023
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02617	0,02617	0,03925	0	0,008723	0,017445
		Κ10	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,04203	0,04203	0,06305	0	0,014012	0,028023
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02617	0,02617	0,03925	0	0,008723	0,017445
30	Δ26	Κ4	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,04203	0,04203	0,06305	0	0,014012	0,028023
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02617	0,02617	0,03925	0	0,008723	0,017445
		Τ1	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,04203	0,04203	0,06305	0	0,014012	0,028023
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02617	0,02617	0,03925	0	0,008723	0,017445

Δοκάρια ορόφου (συνέχεια)

ΔΟΚΟΙ Α' ΟΡΟΦΟΥ - Frame Hinge Property Data for Beams - Moment M3 (συνέχεια)													
		ΔΟΚΟΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ				Rotation/SF					Acceptance Criteria		
α/α	ONOMA		Rotation SF=		1	Positive -Negative					Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
						A	B	C	D	E	A	B	Γ
						θ_y-θ_y		$\theta_{u,pl}$	$\theta_{u,pl}$	1.5x $\theta_{u,pl}$			
31	Δ27	K5	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,04350	0,04350	0,06525	0	0,014500	0,029000
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02699	0,02699	0,04049	0	0,008997	0,017995
		K11	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,04350	0,04350	0,06525	0	0,014500	0,029000
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02699	0,02699	0,04049	0	0,008997	0,017995
32	Δ1β	K30	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03255	0,03255	0,04882	0	0,010849	0,021699
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02216	0,02216	0,03324	0	0,007386	0,014771
		K31	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03255	0,03255	0,04882	0	0,010849	0,021699
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02216	0,02216	0,03324	0	0,007386	0,014771
33	Δ2β	K27	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03321	0,03321	0,04981	0	0,011068	0,022137
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02151	0,02151	0,03226	0	0,007169	0,014337
		K31	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03321	0,03321	0,04981	0	0,011068	0,022137
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02151	0,02151	0,03226	0	0,007169	0,014337
34	Δ3β	K23	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03282	0,03282	0,04923	0	0,010939	0,021879
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02125	0,02125	0,03188	0	0,007083	0,014167
		K27	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03282	0,03282	0,04923	0	0,010939	0,021879
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02125	0,02125	0,03188	0	0,007083	0,014167
35	Δ5β	K22	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02544	0,02544	0,03815	0	0,008478	0,016957
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02947	0,02947	0,0442	0	0,009822	0,019644
		K26	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02544	0,02544	0,03815	0	0,008478	0,016957
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02947	0,02947	0,0442	0	0,009822	0,019644
36	Δ6β	K26	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02569	0,02569	0,03854	0	0,008564	0,017128
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02976	0,02976	0,04463	0	0,009919	0,019837
		K30	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02569	0,02569	0,03854	0	0,008564	0,017128
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02976	0,02976	0,04463	0	0,009919	0,019837
37	Δ7β	K18	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02359	0,02359	0,03539	0	0,007865	0,015730
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02739	0,02739	0,04108	0	0,009129	0,018257
		K22	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,02359	0,02359	0,03539	0	0,007865	0,015730
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02739	0,02739	0,04108	0	0,009129	0,018257
38	Δ9β	K19	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03071	0,03071	0,04607	0	0,010238	0,020475
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,01984	0,01984	0,02977	0	0,006615	0,013230
		K23	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03071	0,03071	0,04607	0	0,010238	0,020475
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,01984	0,01984	0,02977	0	0,006615	0,013230
39	Δ10β	K20	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03151	0,03151	0,04727	0	0,010505	0,021010
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02038	0,02038	0,03057	0	0,006794	0,013589
		K24	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03151	0,03151	0,04727	0	0,010505	0,021010
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02038	0,02038	0,03057	0	0,006794	0,013589
40	Δ11β	K24	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03246	0,03246	0,04869	0	0,010819	0,021638
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02101	0,02101	0,03152	0	0,007004	0,014008
		K28	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03246	0,03246	0,04869	0	0,010819	0,021638
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02101	0,02101	0,03152	0	0,007004	0,014008
41	Δ12β	K28	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03246	0,03246	0,04869	0	0,010819	0,021638
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02101	0,02101	0,03152	0	0,007004	0,014008
		K32	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03246	0,03246	0,04869	0	0,010819	0,021638
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02101	0,02101	0,03152	0	0,007004	0,014008
42	Δ13β	K32	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03300	0,03300	0,04949	0	0,010999	0,021997
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02137	0,02137	0,03205	0	0,007122	0,014245
		K34	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03300	0,03300	0,04949	0	0,010999	0,021997
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02137	0,02137	0,03205	0	0,007122	0,014245
43	Δ14β	K36	Αριστερά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03002	0,03002	0,04503	0	0,010007	0,020014
				M_{Rd}^-	Negative	0	0	0,02039	0,02039	0,03058	0	0,006795	0,013591
		K34	Δεξιά	M_{Rd}^+	Positive	0	0	0,03002	0,03002	0,04503	0	0,010007	0,020014

Δοκάρια ορόφου (συνέχεια)

ΔΟΚΟΙ Α' ΟΡΟΦΟΥ - Frame Hinge Property Data for Beams - Moment M3 (συνέχεια)													
		ΔΟΚΟΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ				Rotation/SF					Acceptance Criteria		
α/α	ΟΝΟΜΑ		Rotation SF=		1	Positive -Negative					Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
						A	B	C	D	E	A	B	Γ
44	Δ15β	Δ6	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,02228	0,02228	0,03342	0	0,007427	0,014854
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02896	0,02896	0,04344	0	0,009653	0,019306
		Κ36	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,02228	0,02228	0,03342	0	0,007427	0,014854
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02896	0,02896	0,04344	0	0,009653	0,019306
45	Δ16β	Κ31	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,01767	0,01767	0,0265	0	0,005889	0,011778
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,01116	0,01116	0,01675	0	0,003721	0,007442
		-	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,01767	0,01767	0,0265	0	0,005889	0,011778
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,01116	0,01116	0,01675	0	0,003721	0,007442
46	Δ18β	Κ21	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,02903	0,02903	0,04354	0	0,009676	0,019352
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02173	0,02173	0,0326	0	0,007245	0,014489
		Κ25	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,02903	0,02903	0,04354	0	0,009676	0,019352
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02173	0,02173	0,0326	0	0,007245	0,014489
47	Δ19β	Κ25	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03090	0,03090	0,04635	0	0,010301	0,020602
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02316	0,02316	0,03474	0	0,007720	0,015440
		Κ29	Δεξιά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03090	0,03090	0,04635	0	0,010301	0,020602
48	Δ20β	Κ29	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03140	0,03140	0,0471	0	0,010467	0,020934
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02354	0,02354	0,0353	0	0,007845	0,015690
49	Δ21β	Κ33	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03100	0,03100	0,0465	0	0,010332	0,020665
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02323	0,02323	0,03485	0	0,007744	0,015487
50	Δ22β	Κ34	Αριστερά	M_{Rd}^{+}	Positive	0	0	0,03124	0,03124	0,04687	0	0,010415	0,020830
				M_{Rd}^{-}	Negative	0	0	0,02125	0,02125	0,03187	0	0,007083	0,014165

10 Βιβλιογραφικές Αναφορές

1. Ελάχιστες απαιτήσεις μελετών αποκατάστασης σεισμόπληκτων κτιρίων Ω/Σ και έκδοσης αδειών επισκευής. [συγγρ. βιβλίου] Εφημερίδα της κυβέρνησης της ελληνικής Δημοκρατίας. s.l. : (ΦΕΚ 455 / 25.2.2014), Τεύχος δεύτερον, Αρ.φύλλου 455, 25 Φεβρουαρίου 2014.

2. Διάταγμα: Περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων. [συγγρ. βιβλίου] Εφημερίδα της κυβέρνησεως του Βασιλείου της Ελλάδος. Τεύχος πρώτον, Αρ.Φύλλου 36, 26 Φεβρουαρίου 1959.

3. **Σπυράκος, Κωνσταντίνος.** *Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία.* Αθήνα : ΤΕΕ, 2004. 960-8369-05-3.

4. **Τάσιος, Θεοδόσης.** *Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων.* Αθήνα : Ε.Μ.Π., 2014-2015.

5. **Ψυχάρης, Ν.Γ.** Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας. *Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας Τεύχος 2.* Αθήνα : Ε.Μ.Π., 2016.

6. **Σπυράκος, Κωνσταντίνος.** Sec.3-Finite Element Modeling Fundamentals. *Finite Element Modeling in Engineering practice.* USA : s.n.

7. —. Sec.5- Dynamic Analisis with FEM. *Finite Element Modeling in Engineering practice.* USA : s.n.

8. **Ο.Α.Σ.Π.** *ΚΑΝ.ΕΠΕ. "Κανονισμός Επεμβάσεων".* Αθήνα : Ο.Α.Σ.Π., 1η αναθεώρηση Ιούλιος 2013.

9. **Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, ΟΑΣΠ.** *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000.* ,2000.

10. —. *Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000 (ΕΚΩΣ2000).* Αθήνα : ΟΑΣΠ, Απρίλιος 2011.

11. **EN1992-1-1, Eurocode 2.** Part 1-1: General rules and rules for buildings. [book auth.] EN1992. *Design of concrete structures.* Dec.2004.

12. **EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1.** Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια. [συγγρ. βιβλίου] EN1991. *Ευρωκώδικας 1-Δράσεις.* s.l. : CEN (2001).

13. **EN1991-1-1, EC1-NA.** Ευρωκώδικας 1: Μέρος 1-Εθνικό Προσάρτημα. s.l. : CEN(2001).

14. **EN1998, Eurocode 8.** Part 3:Assesment and Retrofitting of Buildings. *Design of Structures for Earthquake Resistance.* EN1998-3:2005.

15. —. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. *Design of Structures for Earthquake Resistance.* (EN 1998 - 1:2004).

16. Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 1954. [συγγρ. βιβλίου] Εφημερίδα της Κυβέρνησης του Βασιλείου της Ελλάδος. Τεύχος πρώτον, Αρ.Φύλλου 160, 26 Ιουλίου 1954.

17. Περι κανονισμού φορτίσεων δομικών έργων (1945). [συγγρ. βιβλίου] Εφημερίδα της Κυβερνήσεως του Βασιλείου της Ελλάδας. Τεύχος πρώτον,Αρ.φύλλου 325,31 Δεκ.1945.

18. **Αβραμίδη, Ι.; Αθανατοπούλου Α.; Μορφίδη Κ.; Σέξτου,Α.** *Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων Ο/Σ και αριθμητικά παραδείγματα ανάλυσης & διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους ευρωκώδικες.* Θεσσαλονίκη : s.n., 2011.

19. **Παναγιώτης Σ. Αντωνιάδης Πολιτικός Μηχανικός ΜΔΕ.** *Αντισεισμικός Σχεδιασμός κτιριακών κατασευών οπλισμένου σκυροδέματος με τον ΕΚ8 (τόμος Α+Β).* 2011.

20. **Φαρδής, Μιχαήλ Ν.** *"Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών Ο/Σ",σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος.* s.l. : Τμήμα Π.Μ.Πανεπιστημίου Πατρών , 2005.

21. **ΟΑΣΠ.** Έλεγχος δομικής τρωτότητας-Οδηγίες προσεισμικού ελέγχου. *http://www.oasp.gr/.* [Ηλεκτρονικό]

22. **Δρίτσος Η., Στέφανος.** *Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Ο/Σ.* Πάτρα : s.n., 2005. 9609150500.

23. —. *Ενισχύσεις και Επισκευές κατασκευών από Ω/Σ, Σημειώσεις μαθήματος.* Πάτρα : s.n., 2015.

24. **Κανελλόπουλος Π., Αντώνης.** *Αντισεισμικός Σχεδιασμός και ενίσχυση κτιρίων από Ο/Σ.* Αθήνα : s.n., 2007. 978-960-86306-6-6.

25. *Building Vulnerability and Seismic Risk.* **Καραμπίνης, Αθανάσιος.** 16ο Συνέδριο Σκ/τος, ΤΕΕ,ΕΚΕΤ,21-23/10/2009 : Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης.

26. **Chopra K., Anil.** *A Modal Pushover-Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings:Theory and Preliminary Evaluation.* University of California Berkeley : s.n.

27. *Method for preseismic evaluation of pilotis columns.* **Κανελλόπουλος, Α.Π. Πολ.Μηχ.ΕΜΠ,Dr.sc.techn.ETH.Zuerich,cubus Hellas Ltd.** 2ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Θεσσαλονίκη 28-30 Νοεμβρίου 2001 : s.n.

28. **Chopra, A.K.** *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Enginnering.* s.l. : University of California at Berkeley, 2003.

29. *Comparative assessment of an existing building using the Interventions Code and different stiffness assumptions-Comparisons of elastic and inelastic analysis methods.* **Κάππος Ι.Ανδρέας, Α. Γεωργίου, Σ.Πάπιστα.** s.l. : 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, 5-7 Νοεμβρίου 2008, 2008.

30. *Estimation of behaviour factors of existing RC structures by means of linear analysis only.* **Μπαρδάκης Β., Τάσιος Θ.** s.l. : 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας (5-7 Νοεμ. 2008), 2008.

31. **Κατσιμίχα, Παναγιώτα.** *"Αξιολόγηση συμπεριφοράς και ενίσχυση σεισμόπληκτου κτιρίου-Pilotis (Σεισμός Κεφαλλονιάς 2014)".* Αθήνα : Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο,Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Ιούλιος 2015.

32. **Flavia De Luca.** *Records, Capacity curve fits and reinforced concrete damage states within a performance based earthquake engineering framework.* s.l. : Ph.D.Programme in seismic risk,University of Naples Federico II, 2011.

33. **Κοσμόπουλος Ι., Αντώνης.** *Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς και ενίσχυση μη-κανονικών σε κάτοψη κατασκευών οπλισμένου σκ/τος.* Πάτρα : Διδακτορική διατριβή Πολιτικού Μηχανικού, 2005.

34. **Χαράλαμπος Γεωργίου.** *Εκτίμηση ζημιών και υπολογισμός κόστους αποκατάστασης κατασκευών σε σεισμό.* Λευκωσία : Μεταπτυχιακή Διατριβή, Ιούνιος 2009.

35. **Φασούλα, Αλίκη.** *"Αξιολόγηση συμπεριφοράς σεισμόπληκτου κτιρίου (Σεισμός Κεφαλλονιάς 2014)".* Αθήνα : Διπλωματική Εργασία Πολιτικού Μηχανικού, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Νοέμβριος 2014.

36. **Ο.Α.Σ.Π.(2001).** *Recommendations for foreshock and aftershock Interventions in buildings.* Αθήνα : s.n., 2001.

37. **Πληροφορίες για τους σεισμούς στην Κεφαλλονιά.** *Γεωδυναμικό Ινστιτούτο Εθνικού Αστεροσκοποείου Αθηνών (ΓΙΕΑΑ).*

38. **Δεδομένα για τους σεισμούς στην Κεφαλλονιά.** *Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ).*

39. *Euro-Mediterranian Seismological Centre (EMSC-CSEM).*

40. *Earthquake Hazards - United States Geological Survey's (Earthquake USGS).*

41. **Chatpipetros Alex., Sboras Sot., Pavlides Sp.** *The Cephalonia (Greece) January 26, 2014 M6.1 earthquake: preliminary interpretation and stress transfer analysis.* Department of Geology, Aristotle University of Thessaloniki : Geophysical Research, 2014.

42. **Κοκκινάκος Δημήτριος (2011).** *Έλεγχος επάρκειας και ενίσχυση σχολικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.* Αθήνα : Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Ιούνιος 2011.

43. **Μουστακάτου Δήμητρα.** *Αποτίμηση εξαώροφου κτιρίου Ω/Σ με βάση την ανελαστική στατική μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και προτάσεις ενίσχυσης (με έμφαση στη σταδιακή δόμηση των νέων τοιχωμάτων).* Αθήνα : Μεταπτυχιακή Διπλωματική εργασία ΔΠΜΣ "ΔΣΑΚ", Οκτώβριος 2011.

44. **Σκουληκάρη Ευαγγελία.** *Αποτίμηση ενίσχυσης κτιρίου από Οπλισμένο σκυρόδεμα με κριτήρια τρωτότητας.* Αθήνα : Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Μεταπτυχιακή εργασία ΔΜΠΣ "Δομοστατικός σχεδιασμός και ανάλυση των Κατασκευών", 2014.

45. **Βασιλειάνα-Μαρία Ζηκίδη.** *Αποτίμηση ανελαστικής συμπεριφοράς πολυώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.* Αθήνα : Μεταπτυχιακή εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, ΔΜΠΣ "ΔΣΑΚ", 2011.

46. *Νέες Μέθοδοι Υπολογισμού Αντισεισμικών Ενισχύσεων.* **Κανελλόπουλος, Α.Π. Πολ.Μηχ.ΕΜΠ, Dr.sc.techn.ETH.Zuerich.** s.l. : ΣΠΜΕ.

47. **Πρασινάκης, Ι.Ν.; Κουρκουλής, Σ.Κ.** *Εργαστήρια Πειραματικής Αντοχής των υλικών.* Αθήνα : Εκδόσεις Συμμετρία, 1999. 978-960-11-0005-0.

48. **Μπροκαλάκη Σ. Ελένη.** *Αποτίμηση Υφιστάμενης Κατασκευής και Ανασχεδιασμός Σχολικού Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα στη Ν.Σμύρνη.* Αθήνα : Μεταπτυχιακή εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείου, ΔΠΜΣ "ΔΣΑΚ", 2011.

49. **Γαβριλάκη Αικατερίνη.** *Ανάπτυξη νομογραφημάτων, πινάκων και άλλων εργαλείων υποστήριξης μελετών ΚΑΝ.ΕΠΕ.* Αθήνα : Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία ΕΜΠ, ΔΠΜΣ "Δομοστατικός Σχεδιασμός και ανάλυση των κατασκευών", Μάιος 2013.

50. **Federal Emergency Management Agency (2003).** *Multi-hazard Loss Estimation Methology Earthquake Model, Hazus - MH MR1, advanced engineering building module.* Mitigation Division, Washington, D.C. : Department of Homeland Security Preparedness and Response Directorate FEMA, 2003.

51. **Papailia Alexandra.** *Seismic fragility curves for reinforced concrete buildings.* s.l. : Master dissertation in Earthquake Engineering & Engineering Seismology, University of Patras, August, 2011.

52. **Αντωνιάδου Μαρία (2014).** *Διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς & τρωτότητας προτύπων επίπεδων πλαισίων Ω.Σ., σχεδιασμένων με παλαιούς και σύγχρονους κανονισμούς.* Αθήνα : Μεταπτυχιακή εργασία ΕΜΠ, ΔΠΜΣ "ΔΣΑΚ", Ιανουάριος 2014.

53. **G.M. Calvi, R. Pinho, G. Magenes, J.J. Bommer, L.F. Restrepo-Velez, H. Crowley.** *Development of Seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years.* s.l. : ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No.472, No.3, September 2006.

54. **Παναγόπουλος Γ., Κάππος Αν. .** *Υπολογισμός καμπύλων τρωτότητας για ελληνικά κτίρια από Ο/Σ.* Αλεξανδρούπολη : 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ , 25-27 Οκτωβρίου 2006.

55. **James Edward Daniell.** *Comparison and Production of open source erthquake loss assessment packages.* Pavia : Dissertation for the Masters Degree in Earthquake engineering and engineering Seismology, ROSE School, April, 2009.

56. **Kerstin Lang.** *Seismic vulnerability of existing buildings.* Zurich : Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology, February 2002.

57. **NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings.** *Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes.* s.l. : New Zealand Society for Earthquake Engineering, June 2006.

58. **Χαράλαμπος Γεωργίου.** *Κτιριακά Μοντέλα Πληροφοριών για Εκτόμηση Ζημιών, Κόστους και Χρονικής Διάρκειας Μετασεισμικής Αποκατάστασης Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.* s.l. : Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου, Μάιος 2013.

59. **Lagaros N. (2008).** Probabilistic fragility analysis:A tool for assessing design rules of RC buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration.* March, 2008.

60. **Vamvatsikos Dimitrios.** Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as seen through incremental dynamic analysis. s.l. : Dissertation for the degree of doctor of civil and environmental engineering, Stanford Univesity, July 2002.

61. CSI Analysis Reference Manual for SAP2000. Berkeley, California, USA : Computers and Structures, Inc., January 2007.

62. **Thermou G.E., Elnashai A.S.** Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences. s.l. : J.Progr.Struct.Eng.Mater., 2006.

63. **Ιωάννης, Ραυτογιάννης.** *Σύνθετα Υλικά.* Αθήνα : Εκδόσεις ΣΥΜΕΩΝ, 2013. 978-960-9400-46-6.

64. **C.C. Spyrakos, I.G. Raftoyiannis, L. Credali, J. Ussia.** Experimental and Analytical Study on Reinforced Concrete Beams in Bending Strengthened with FRP. *The Open Construction and Building Technology Journal.* 2014, Τόμ. 8.