

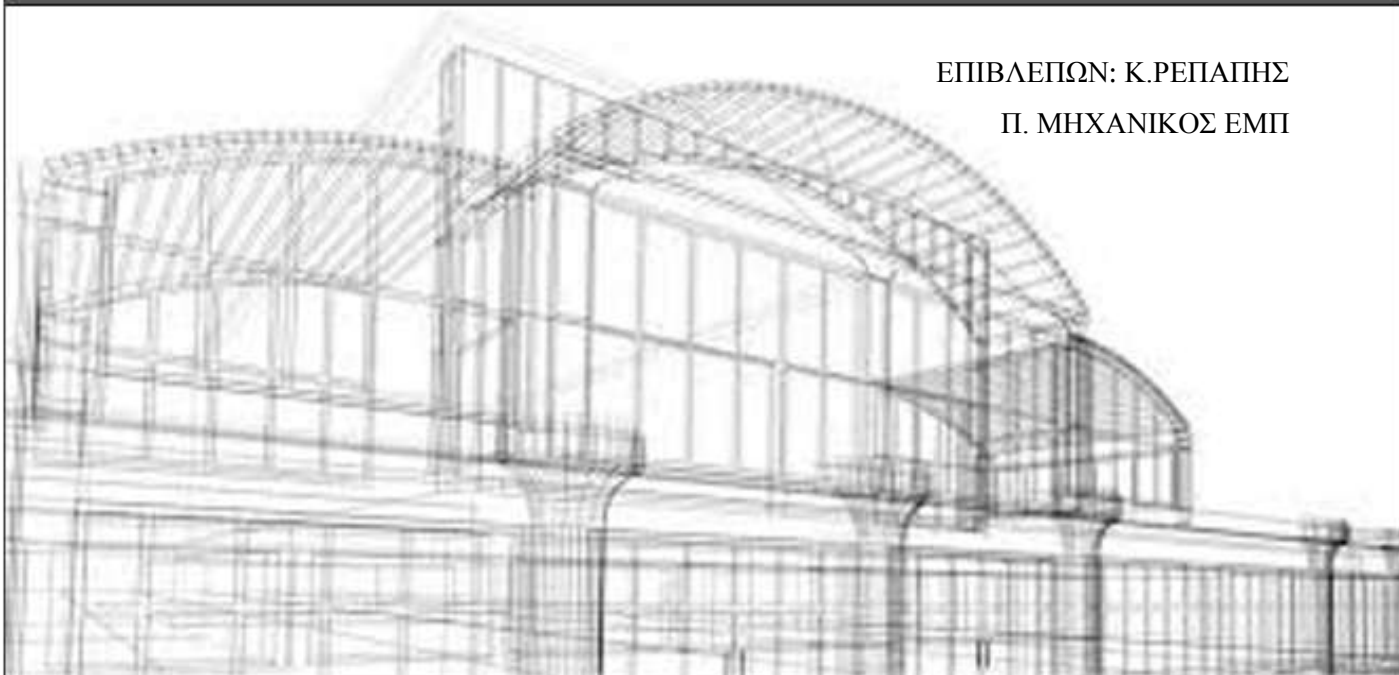


ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ
ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ-ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

ΒΕΡΓΙΝΗ ΔΑΦΝΗ – ΤΣΙΟΥΜΠΡΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Κ.ΡΕΠΑΠΗΣ
Π. ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΕΜΠ



ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ-ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον επιβλέποντα της πτυχιακής μας εργασίας, κ. Ρεπαπή Κωνσταντίνο, Πολιτικό Μηχανικό ΕΜΠ., υπεύθυνο μαθημάτων: Αντισεισμικές Κατασκευές, Σκυρόδεμα Ι και Σκυρόδεμα ΙΙ (Θεωρία) στο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά, για την πολύτιμη βοήθεια του καθ' όλη την διάρκεια της συνεργασίας μας. Οι παρατηρήσεις του τόσο σε θεωρητικό όσο και σε πρακτικό επίπεδο συνέβαλαν ουσιαστικά στον σχεδιασμό και την ολοκλήρωση της παρούσας πτυχιακής εργασίας. Θα θέλαμε επίσης να ευχαριστήσουμε και τον κ. Κωνσταντίνο Δημάκο, Πολιτικό Μηχανικό ΕΜΠ, πρόεδρο τμήματος Δομικών, προϊστάμενο Β Τομέα Δομοστατικού Σχεδιασμού και υπεύθυνο μαθημάτων: Στατική Ι, Σκυρόδεμα ΙΙ εργαστήριο, Σκυρόδεμα ΙΙΙ και τον Εργαστηριακό συνεργάτη του τμήματος κ. Δημήτρη Δρίβα για την συμμετοχή του στην αξιολόγηση της πτυχιακής αυτής εργασίας. Τέλος, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε ο ένας τον άλλον για την υπομονή που δείξαμε εκατέρωθεν σε όλο αυτό το διάστημα όπου συντάχθηκε αυτή η εργασία.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία πραγματεύεται την ελαστική, ανελαστική αποτίμηση της συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με την χρήση ελαστικών και ανελαστικών μεθόδων γίνεται μια προσπάθεια αποτύπωσης της αναπτυσσόμενης συμπεριφοράς και κατανόησης των θεωρητικών διατάξεων πίσω από κάθε ανάλυση. Γίνεται επίσης μια προσπάθεια σύγκρισης ορισμένων μεγεθών ώστε να διαπιστωθεί η ακρίβεια των διαφόρων μεθόδων ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα:

Το **Κεφάλαιο 1** αναφέρεται στις διεργασίες που λαμβάνουν χώρα κατά την διαδικασία γένεσης ενός σεισμικού γεγονότος, αλλά και στην πορεία μέχρι τη μόρφωση των φασμάτων απόκρισης και τελικά των φασμάτων σχεδιασμού των διαφόρων κανονισμών.

Το **Κεφάλαιο 2** αναφέρεται σε θεμελιώδεις έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών, οι οποίες έχουν να κάνουν τόσο με το μέλος αυτό καθ' αυτό όσο και με το κτίριο γενικότερα.

Το **Κεφάλαιο 3** αναφέρεται σε υφιστάμενες κατασκευές, σε χαρακτηριστικά αυτών καθώς και στην αποτίμηση των κτιρίων με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το **Κεφάλαιο 4** αναφέρεται στις μεθόδους ανάλυσης (ελαστικές και ανελαστικές), που χρησιμοποιεί τόσο ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός όσο και οι ξένοι κανονισμοί, για τον έλεγχο και την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών.

Το **Κεφάλαιο 5** αναφέρεται στην προσομοίωση του δομήματος, στον ορισμό των υλικών, των διατομών, και των φορτίσεων.

Το **Κεφάλαιο 6** αναφέρεται στα αποτελέσματα από την επίλυση του φορέα με το Βασιλικό Διάταγμα, με τη χρήση του προγράμματος 3DR.STRAD.

Το **Κεφάλαιο 7** αναφέρεται στην προσομοίωση του φορέα μας στο πρόγραμμα ανάλυσης 3DR.STRAD, στα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., στην ελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς $[q]$, στην ελαστική δυναμική ανάλυση με τοπικό δείκτη πλαστιμότητας $[m]$, στην ανελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου [Pushover].

Το **Κεφάλαιο 8** αναφέρεται στα συμπεράσματα και τις συγκρίσεις ανάμεσα στις μεθόδους ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν.

ABSTRACT

This graduation thesis deals with the evaluation of elastic,inelastic behavior of an existing reinforced concrete structure. During the analysis both linear and nonlinear methods were employed, in accordance with Greek and European standards. The total inelastic behavior has been assessed both with pushover analysis and dynamic nonlinear analysis under specific accelerogram. Based on these analyses it was possible to compare both the advantages of the different methods and their results.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	4
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	6
ABSTRACT.....	8
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ	13
1.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	13
1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	14
1.3 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ.....	15
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	24
2.1 ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	24
2.2 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	24
2.3 ΘΕΩΡΙΑ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ – ADRS	30
2.4 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ.....	33
2.5 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ	35
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ.....	40
3.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	40
3.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΔΥΝΑΜΙΕΣ ΑΥΤΩΝ.....	42
3.3 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ Ο.Σ.	45
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	47
4.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	47
4.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	48
4.3 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ.....	51
4.4 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ	53

4.5 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ (PUSHOVER).....	54
4.6 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	65

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....69

5.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	69
5.2 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΦΟΡΕΑ.....	69
5.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΛΙΚΩΝ.....	71
5.4 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	73
5.5 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	73

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΑΠΟ ΒΑΣΙΚΟ ΔΙΑΤΑΓΜΑΤΑ....76

6.1 ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΑ ΑΠΟ ΤΟ 1960 ΜΕΧΡΙ ΤΟ 1984	66
6.2 ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	83
6.3 ΠΟΙΟΤΙΚΟΣ ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	86

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΝ. ΕΠΕ.....71

7.1 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΝ. ΕΠΕ.	71
7.2 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	102
7.2.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ [q].....	102
7.2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΟΠΙΚΟ ΔΕΙΚΤΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ [m]	111
7.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ [PUSH OVER].....	119
7.3.1 ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	119
7.3.2 ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΚΑΙ ΨΑΘΥΡΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ	120
7.3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	120

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....134

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....137

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....139

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α : ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΔΟΚΩΝ, ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ [Q].....	139
---	-----

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β : ΑΡΧΕΙΟ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	157
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ : ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ. ΕΠΕ. ΚΑΙ ΤΟΝ EC8-3.....	175
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ : ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ, ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ PUSHOVER ΑΝΑΛΥΣΗ.....	183

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Τα σεισμικά γεγονότα του παρελθόντος, αλλά και οι επιπτώσεις τους, έχουν οδηγήσει στην αύξηση της έρευνας στο πεδίο των αντισεισμικών κατασκευών. Προς την κατεύθυνση αυτή βοήθησε και η ανάπτυξη της τεχνολογίας, η οποία παρέχει την δυνατότητα αποτύπωσης του σεισμού με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων, επιτρέποντας την καλύτερη αντίληψη του δυναμικού αυτού φαινομένου. Έτσι, εγκαταλείφθηκε η παλαιότερη θεώρηση του σεισμού ως μια οριζόντια πλευρική δύναμη ανάλογη του βάρους της κατασκευής και έγινε περισσότερο αντιληπτό ότι πρόκειται για μεταβαλλόμενες μετακινήσεις που επιβάλλονται στο σώμα του φορέα. Πρόσθετο πλεονέκτημα αποτελεί και η ανάπτυξη λογισμικών ανάλυσης των κατασκευών, τα οποία με την χρήση κατάλληλων φασμάτων ψευδοεπιταχύνσεων προσομοιώνουν την σεισμική απειλή και παράγουν γρήγορα και εύκολα τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη.

Στην παραπάνω λογική στηρίχθηκαν και οι διάφοροι αντισεισμικοί κανονισμοί και κανονισμοί δομικών υλικών. Παρέχοντας λοιπόν υψηλούς συντελεστές ασφαλείας και αυξημένες αντοχές υλικών, οι σύγχρονες κατασκευές θεωρούνται ασφαλέστερες των παλαιότερων καθώς περιλαμβάνουν όλη την σύγχρονη γνώση στο πεδίο της αντισεισμικής προστασίας.

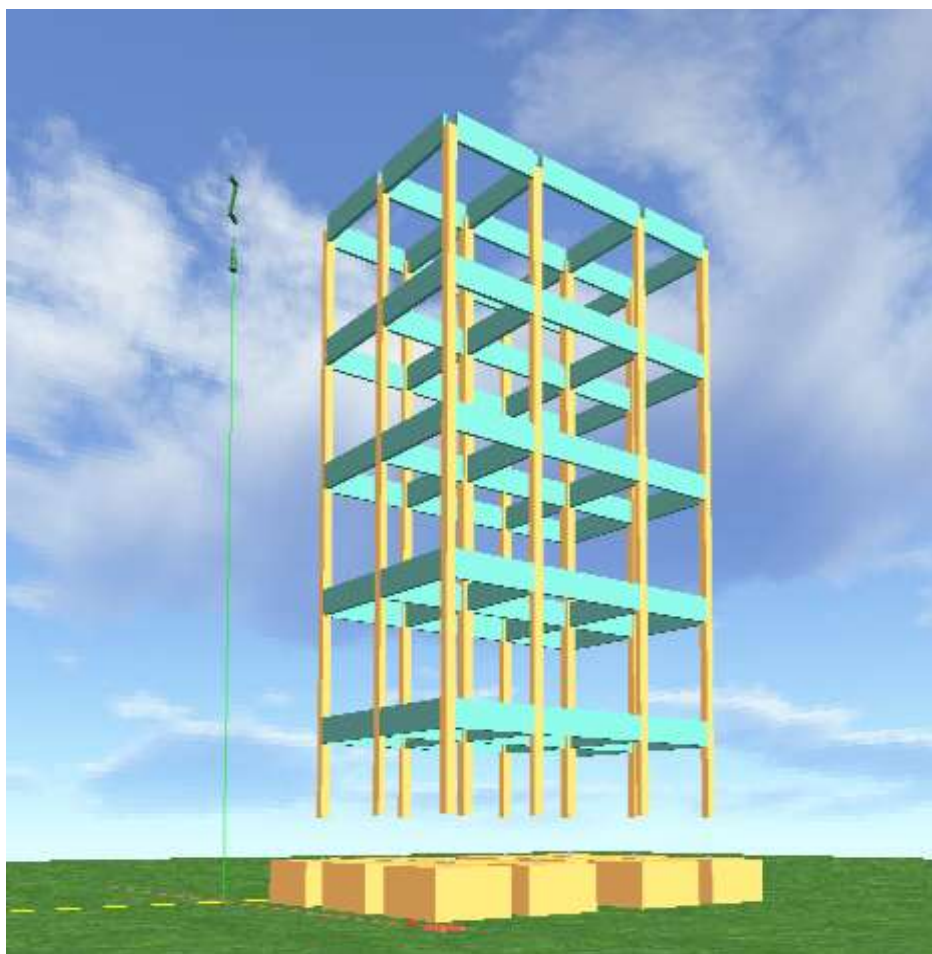
Γίνεται λοιπόν αντιληπτό ότι οι κατασκευές οι οποίες δεν έχουν σχεδιαστεί με τους σύγχρονους κανονισμούς αποτελούν πεδίο μελέτης και ελέγχου ώστε να εκτιμηθεί η ικανότητα ανάληψης της σεισμικής δύναμης. Υφιστάμενες κατασκευές που ενδεχόμενα θα εμφανίσουν σεισμικές βλάβες ή και φθορές από το χρόνο, είναι πολύ πιθανόν να είναι εντελώς ανεπαρκείς από απόψεως αντισεισμικού σχεδιασμού σύμφωνα με τις σημερινές αντιλήψεις, γνώσεις και απαιτήσεις ασφαλείας. Ειδικότερα στο Ελλαδικό χώρο, που αποτελεί μία ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή και στην οποία το μεγαλύτερο ποσοστό των κατασκευών είναι σχεδιασμένες με βάση με παλαιούς κανονισμούς, η ανάγκη αποτίμησης της συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών είναι αναγκαία.

1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία έχει ως σκοπό την αποτίμηση της ανελαστικής - ελαστικής συμπεριφοράς υφιστάμενης κατασκευής (Εικόνα 1.1) με βάσει τις σύγχρονες διαδικασίες ανάλυσης των δομημάτων. Ο έλεγχος των κατασκευών οι οποίες έχουν εισέρθει στον ανελαστικό κλάδο αποτελεί, σύμφωνα και με τα όσα έχουν ήδη αναφερθεί, έναν άκρως καινούριο και υπό συνεχή εξέλιξη κλάδο της επιστήμης του Μηχανικού.

Η προσομοίωση και ανάλυση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας το λογισμικό 3DR.STRADENGINEERING SOFTWARE (Φορείς Οπλισμένου Σκυροδέματος). Επίσης αναπόφευκτη ήταν η χρήση του Excel για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

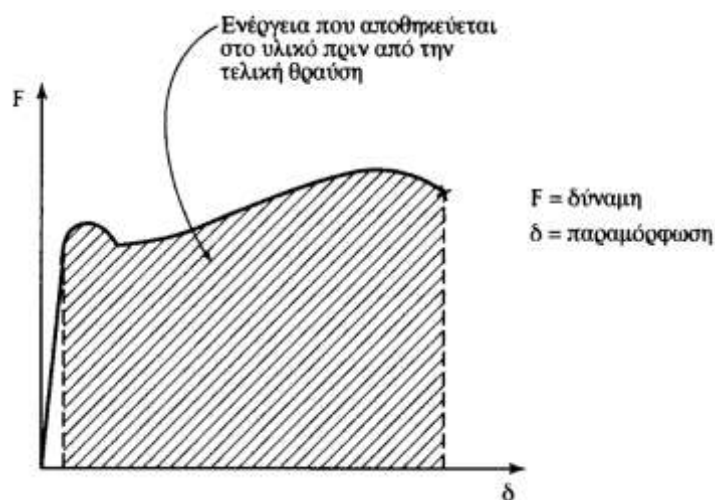
Τέλος, όσων αφορά την κατασκευή, πρόκειται για ένα τετραώροφο κτίριο γραφείων από οπλισμένο σκυρόδεμα και ανά όροφο υπάρχουν δύο πρόβολοι (μπαλκόνια).



*Εικόνα 1.1 Εικόνα Κατασκευής
(από την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)*

1.3 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

Η γένεση των σεισμών αποδίδεται στις κινήσεις των λιθοσφαιρικών πλακών. Οι κινήσεις αυτές οφείλονται στις πιέσεις που ασκούνται από τα ρεύματα μεταφοράς του υλικού του μανδύα, λόγω των ποικίλων φυσικών διεργασιών που συμβαίνουν στο εσωτερικό του. Οι διεργασίες αυτές προκαλούν αύξηση τόσο των τάσεων, όσο και των παραμορφώσεων στις περιοχές επαφής των πλακών. Έτσι, όταν οι τάσεις υπερβούν την αντοχή των πετρωμάτων επέρχεται θραύση της βραχομάζας. Η ενέργεια που απελευθερώνεται θέτει σε παλμική κίνηση τα πετρώματα εκατέρωθεν του ρήγματος και διαδίδεται στη συνέχεια στο χώρο με τη μορφή σεισμικών κυμάτων. Ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας καταναλώνεται (ενέργεια αποσβέσεως) λόγω τριβών και ανελαστικών παραμορφώσεων, ενώ το υπόλοιπο (μηχανική ενέργεια) παραμορφώνει και θέτει σε κίνηση την κατασκευή. Η διαδικασία αυτή έχει ως αποτέλεσμα την αποθήκευση ενός μέρους ενέργειας που παραμορφώνει την κατασκευή, και επιφέρει αστοχία όταν φτάσει στην οριακή τιμή αντοχής (Εικόνα 1.2).



Εικόνα 1.2 Ενέργεια Πριν την Αστοχία

Με κέντρο την εστία, η ταλάντωση διαδίδεται προς όλες τις κατευθύνσεις με τη μορφή κυμάτων χώρου. Τα κύματα αυτά διακρίνονται στα επιμήκη P και στα εγκάρσια S. Τα πρώτα είναι κύματα πίεσεως-ελκυσμού, τα δεύτερα είναι διατμητικά με μεγαλύτερη περίοδο και πλάτος ταλάντωσης. Στις περιοχές ασυνεχειών των εδαφικών στρωμάτων τα παραπάνω κύματα ανακλώνται και διαθλώνται και δημιουργούν τα επιφανειακά κύματα L, φτάνοντας στην επιφάνεια. Τα κύματα αυτά διακρίνονται σε κύματα Reyleigh (R-κύματα) και τα κύματα Love (Q-κύματα).

Με τη σύνθεση όλων των παραπάνω κυματισμών προκύπτει η τελική κίνηση σε τυχόν σημείο της επιφάνειας του εδάφους, η οποία μπορεί να αναλυθεί σε τρεις συνιστώσες, δυο οριζόντιες και μια κατακόρυφη. Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες είναι ισότιμες και σαφώς μεγαλύτερες από την κατακόρυφη, εκτός από την περιοχή του επίκεντρου.

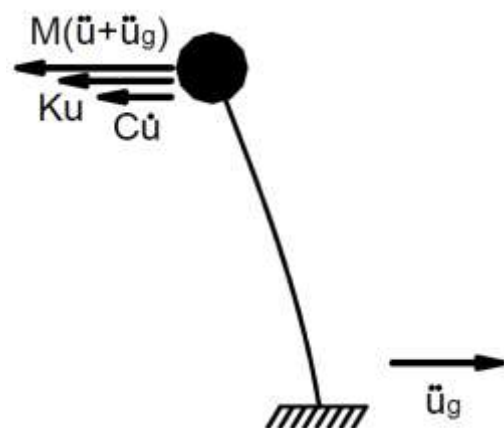
Ο προσδιορισμός της εδαφικής κίνησης σε τυχόν σημείο γίνεται μέσω τριών επιταχυνσιογραφήματων, δυο οριζόντιων και ενός κατακόρυφου, τα οποία δίνουν την επιτάχυνση του σημείου συναρτήσει του χρόνου. Οι τρεις συνιστώσες της επιτάχυνσης είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους, αλλά οι δυο οριζόντιες εμφανίζουν, γενικά πολλές ομοιότητες, τόσο ως προς τις συχνότητες όσο και ως προς τις μέγιστες επιταχύνσεις. Η κατακόρυφη διαφέρει ως προς τις άλλες δύο, ενώ η μέγιστη επιτάχυνση της ισούται περίπου με τα 2/3 των οριζοντίων.

Από τα παραπάνω επιταχυνσιογραφήματα κατασκευάζονται και τα φάσματα απόκρισης, με τα οποία δίνεται μια ποσοτική έκφραση των σεισμικών φορτίων σε κάθε κατασκευή σε συνάρτηση με τις μηχανικές της ιδιότητες.

Οι μετακινήσεις που επιβάλλει στην κατασκευή η θεμελίωση θα έπρεπε να αποτελούν την βάση για τον μετέπειτα υπολογισμό των παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών. Ένας τέτοιος υπολογισμός όμως, προσκρούει σε ανυπέρβλητες υπολογιστικές δυσκολίες με αποτέλεσμα να ακολουθείται στην πράξη η αντίστροφη πορεία υπολογισμού από αυτή που αναφέρθηκε. Έτσι, υπό την σεισμική διέγερση υπολογίζονται πρώτα τα «σεισμικά φορτία» και στη συνέχεια η ένταση και η παραμόρφωση.

Με την επίλυση του ολοκληρώματος Duhamel μπορούμε να προσδιορίσουμε την απόκριση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή με ιδιοπερίοδο T και απόσβεση ζ για κάθε χρονική στιγμή μιας δεδομένης σεισμικής διέγερσης[9].

Θεωρούμε τον μονοβάθμιο ταλαντωτή (Εικόνα 1.3) με μάζα M , δυσκαμψία K και συντελεστή ιξώδους απόσβεσης C . Η βάση του συστήματος υποβάλλεται σε απλή μεταφορική κίνηση $u_0(t)$ υπό το επιταχυνσιογράφημα $u''_0(t)$ ενός επιλεγμένου σεισμού. Υπό τα παραπάνω, η μάζα M υπόκειται σε σχετική κίνηση περί τη βάση με μετατόπιση $u(t)$ και σε απόλυτη μετατόπιση:



$$U(t) = u_0(t) + u(t) \quad (1.1)$$

Εικόνα 1.3 Μονοβάθμιος ταλαντωτής

Η διαφορική εξίσωση κίνησης του μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι η εξής:

$$Mu''(t) + Cu'(t) + Ku(t) = 0 \quad (1.2)$$

η οποία με βάσει την (1.1) παίρνει την μορφή:

$$u''(t) + 2\zeta\omega u'(t) + \omega^2 u(t) = -u_o''(t) \quad (1.3)$$

Όπου: $\omega = \sqrt{\frac{K}{m}}$ (rad/sec) η ιδιοσυχνότητα του συστήματος και

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega} \text{ το ποσοστό της αποσβέσεως.}$$

Για μηδενικές αρχικές συνθήκες $u(0)=u'(0)=0$ η ειδική λύση της παραπάνω εξίσωσης (1.3) δίνεται από το ολοκλήρωμα Duhamel:

$$U(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t u_o''(\tau) \cdot e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \cdot \sin\omega_d(t-\tau) dt \quad (1.4)$$

Όπου $\omega_d = \omega\sqrt{1-\zeta^2}$ η ιδιοσυχνότητα με απόσβεση, η οποία για $\zeta < 0.2$ πρακτικά ταυτίζεται με την ω . Με διαδοχική παραγωγή της παραπάνω έκφρασης της u παίρνουμε τις τρεις συναρτήσεις u , u' , u'' υπό την μορφή:

$$u(t) = -\rho(t) \cdot \sin[\omega_d t - \phi(t)] \quad (1.5)$$

$$u'(t) = -\omega\rho(t) \cdot \cos[\omega_d t - \phi(t) + \theta] \quad (1.6)$$

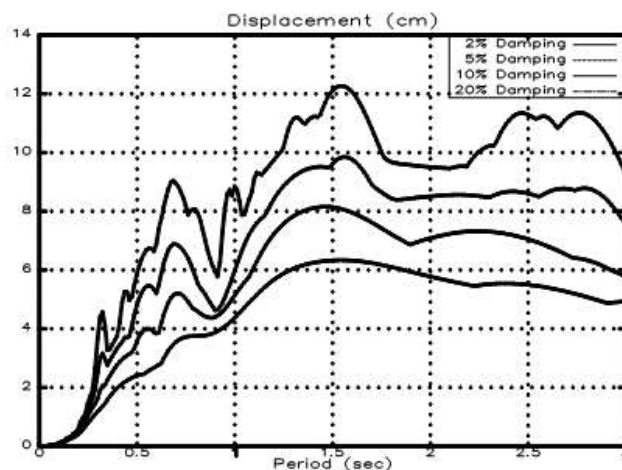
$$u''(t) = +\omega^2 \rho(t) \cdot \sin[\omega_d t - \phi(t) + 2\theta] \quad (1.7)$$

,όπου $\rho(t)$: το πλάτος της ταλάντωσης

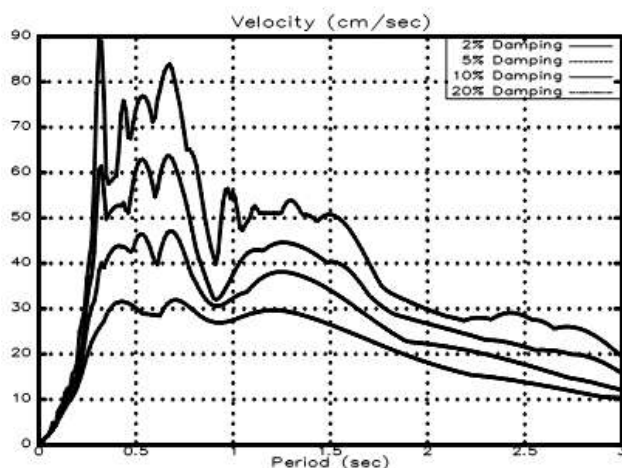
$\phi(t)$: η γωνία φάσεως και

$$\theta = \arcsin\zeta$$

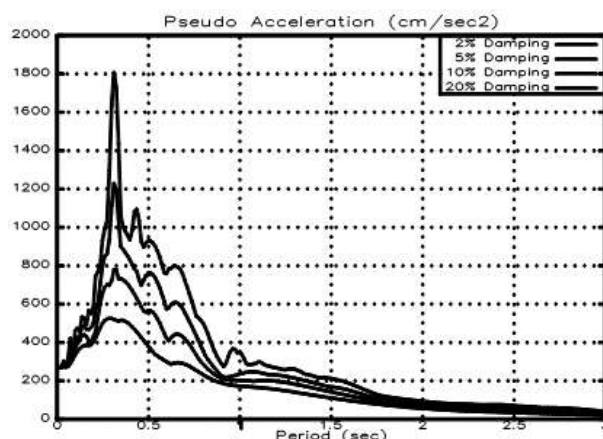
Ακολουθώντας, για ένα αριθμό ταλαντωτών τους οποίους φορτίζουμε με την ίδια σεισμική διέγερση υπολογίζουμε τις μέγιστες τιμές της σχετικής μετατόπισης, της ταχύτητας και της ολικής επιτάχυνσης. Οι τιμές αυτές για σταθερή απόσβεση ζ είναι συναρτήσεις της ιδιοπερίοδου T των ταλαντωτών. Η γραφική παράσταση των παραπάνω συναρτήσεων με άξονα τετμημένων τις ιδιοπεριόδους T_i των μονοβάθμιων ταλαντωτών αποτελεί το φάσμα απόκρισης της σεισμικής διέγερσης. Έτσι, έχουμε φάσματα σχετικών μετατοπίσεων (Εικόνα 1.4), φάσματα σχετικών ταχυτήτων (Εικόνα 1.5) και φάσματα ολικών επιταχύνσεων (Εικόνα 1.6). Αλλάζοντας την τιμή της απόσβεσης ζ προκύπτει μια οικογένεια φασμάτων απόκρισης, των οποίων οι τιμές μειώνονται με την αύξηση της αποσβέσεως.



Εικόνα 1.4 Φάσματα Σχετικών Μετατοπίσεων



Εικόνα 1.5 Φάσματα Σχετικών Ταχυτήτων



Εικόνα 1.6 Φάσματα Ολικών Επιταχύνσεων

Για απόσβεση $\zeta < 20\%$ οι τιμές των φασματικών επιταχύνσεων και ταχυτήτων, υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$SA = PSA = \omega^2 \cdot SD \quad (1.8)$$

$$SV = PSV = \omega \cdot SV \quad (1.9)$$

Τα πρωτογενή αυτά φάσματα δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν άμεσα για τον αντισεισμικό υπολογισμό των κατασκευών. Αυτό, οφείλεται στο ότι αναφέρονται σε ένα μόνο παρελθόντα σεισμό και για ένα μόνο συγκεκριμένο σημείο καταγραφής. Αντίθετα, επιθυμία του μηχανικού είναι η προστασία μιας ευρύτερης περιοχής από πολλούς μελλοντικούς σεισμούς, καθώς επίσης και ο συνυπολογισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών για τον τελικό υπολογισμό των σεισμικών φορτίων, η οποία επηρεάζει έντονα το μέγεθος τους. Για τους παραπάνω λόγους τα φάσματα αποκρίσεως υποβάλλονται σε μία εκτεταμένη επεξεργασία μέχρι να πάρουν την τελική τους μορφή.

Η επεξεργασία αυτή παράγει το τυπικό ή χαρακτηριστικό φάσμα βάση της πιθανοτικής θεωρίας της ασφάλειας των κατασκευών και τελικά το φάσμα σχεδιασμού για συγκεκριμένη κατασκευή. Ένα τέτοιο φάσμα δεν αντιστοιχεί σε καμία πραγματική διέγερση, αλλά είναι αντιπροσωπευτικό των χαρακτηριστικών μιας οικογένειας διεγέρσεων, με καθορισμένη πιθανότητα μη υπέρβασης και προκύπτει ως «περιβάλλουσα» πραγματικών μετρήσεων, αφού αμεληθούν κάποιες τοπικές «αιχμές». Ορίζεται συνήθως μέσω κάποιων απλών συναρτήσεων και παραμέτρων για τις διάφορες περιοχές ιδιοπεριοδών του ταλαντωτή. Τα φάσματα

ταχυτήτων και μετακινήσεων προκύπτουν από το φάσμα επιταχύνσεων μέσω εφαρμογής των σχέσεων (1.10) και (1.11) επί των τεταγμένων του φάσματος.

$$S_v = S_a \frac{T}{2\pi} = \frac{S_a}{\omega} \quad (1.10)$$

$$S_d = S_a \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (1.11)$$

Όλα τα προηγούμενα φάσματα λέγονται ελαστικά φάσματα διότι στηρίζονται στην υπόθεση της γραμμικά ελαστικής συμπεριφοράς του μονοβάθμιου συστήματος. Στην πραγματικότητα όμως η σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών δεν είναι ελαστική, αλλά ανελαστική. Προκειμένου λοιπόν τα σεισμικά φορτία να είναι πιο κοντά στην πραγματικότητα απαιτείται η κατασκευή ανελαστικών φασμάτων απόκρισης λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Μετά την κατασκευή αυτών των φασμάτων θα πρέπει να γίνει στατιστική επεξεργασία για να ληφθούν τα τελικά τυπικά φάσματα, όπως και στην περίπτωση των ελαστικών φασμάτων.

Μια από τις κυριότερες διαφορές μεταξύ ελαστικών και ανελαστικών φασμάτων είναι ότι σε αντίθεση με τα ελαστικά φάσματα, τα ανελαστικά δεν μπορούν να εφαρμοστούν άμεσα για τα πολυβάθμια συστήματα. Αυτό συμβαίνει διότι στην ανελαστική περιοχή δεν ισχύει ούτε η αρχή της αναλογίας ούτε η αρχή της επαλληλίας.

Για να προκύψει το φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού, οι τιμές του διορθωμένου ελαστικού φάσματος διαιρούνται με το συντελεστή q , ο οποίος ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς. Αναλυτικά οι σχέσεις από τις οποίες προκύπτουν τα φάσματα σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές των ιδιοπεριόδων δίνονται στον αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ, 2.1 α, β, γ), παρουσιάζονται όμως και εδώ.

$0 \leq T < T_1$:

$$\Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} - 1 \right) \right] \quad (1.12)$$

$T_1 \leq T \leq T_2$:

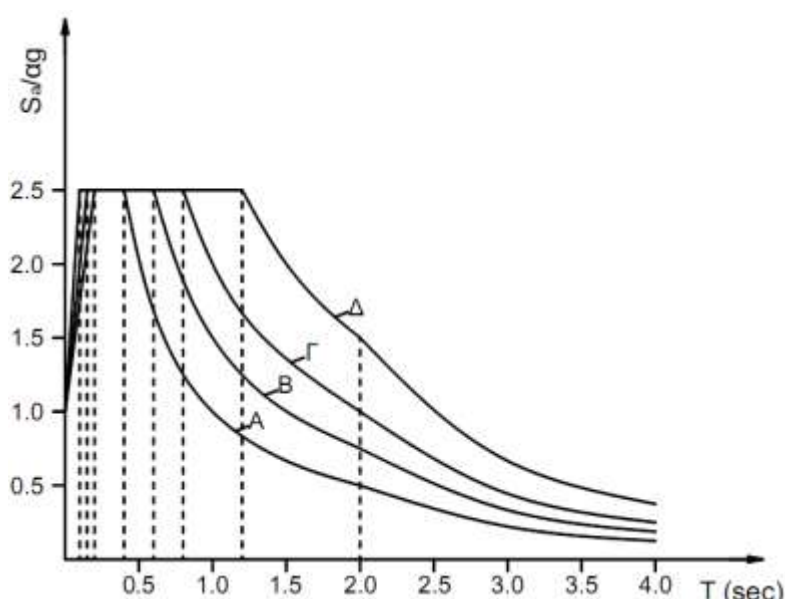
$$\Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \quad (1.13)$$

$T_2 < T$:

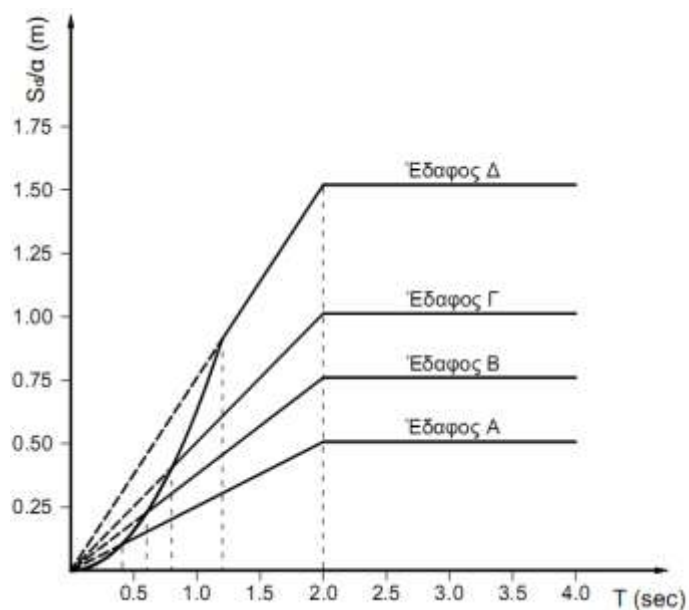
$$\Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad (1.14)$$

Οι τιμές των ιδιοπεριόδων T_1 και T_2 προκύπτουν με βάση την κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης (Α, Β, Γ, Δ), ενώ οι τιμές των συντελεστών γ_i , η , θ δίνονται από τον αντισεισμικό κανονισμό ανάλογα με την κατασκευή. Τέλος η τιμή του συντελεστή β_o είναι ίση με 2,5 και εκφράζει την φασματική ενίσχυση.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εκφράζει την ικανότητα καταναλώσεως ενέργειας από την κατασκευή, και είναι συνάρτηση διαφόρων άλλων παραγόντων όπως η πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, η απόσβεση, οι τριβές, η μορφή των βρόχων υστέρησης κ.λπ. Πρόκειται επομένως για έναν εμπειρικό συντελεστή, ο οποίος καθορίζεται από τους διάφορους αντισεισμικούς κανονισμούς για κάθε τύπο κατασκευής. Για το οπλισμένο σκυρόδεμα η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q κυμαίνεται μεταξύ 1,5 και 5.



Εικόνα 1.7 Φάσμα Επιταχύνσεων Σχεδιασμού για Διάφορα Εδάφη



Εικόνα 1.8 Φάσμα Μετακινήσεων Σχεδιασμού για Διάφορα Εδάφη

Τα παραπάνω ισχύουν για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης. Για την κατακόρυφη χρησιμοποιείται συνήθως το ίδιο φάσμα πολλαπλασιασμένο με την τιμή $2/3$ για να ληφθούν υπόψη οι μειωμένες κατακόρυφες επιταχύνσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.1 ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Όλα εκείνα τα στοιχεία της κατασκευής τα οποία συμβάλουν στην δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο ή παραλαμβάνουν τις οριζόντιες φορτίσεις οι οποίες οφείλονται κυρίως στις σεισμικές διεγέρσεις μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα.

Ως πρωτεύοντα, χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλουν στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων (π.χ. υποστυλώματα, δοκάρια, τοιχία κλπ.), ενώ σαν δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται όλα τα υπόλοιπα επιμέρους στοιχεία ή φορείς τα οποία δεν χαρακτηρίζονται από αυτή την ιδιότητα, δηλαδή να μην συμβάλουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, δεν συμμετέχουν όμως σε σημαντικό βαθμό στην ανάληψη σεισμού. Συνεπώς, η διάκριση αυτή έγκειται στο γεγονός ότι για τα δευτερεύοντα στοιχεία ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να συμβούν σε αυτά τα στοιχεία μεγαλύτερες βλάβες και μετακινήσεις σε περίπτωση σεισμού. Ωστόσο, δεν παύει να απαιτείται σε κάθε περίπτωση η εξασφάλιση της ασφαλούς μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων του ίδιου βάρους υπό την μέγιστη πλευρική παραμόρφωση για τον σεισμό σχεδιασμού.

Αυτή η διάκριση γίνεται με στόχο να διαφοροποιηθούν οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείου, έτσι ώστε να μην καταλήξει ο μελετητής στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων τα οποία δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθεια του, λόγω σεισμικών δράσεων.

2.2 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών, ανάλογα με

την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού, δηλαδή τον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού όλων των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών εξετάζει την συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση). Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφαλείας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Ωστόσο σε ορισμένες περιπτώσεις ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μέθοδος των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως στον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί το βασικό κορμό όλων των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων. Σε νέες κατασκευές η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου αποτελεί η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής (ανελαστική απόκριση). Για αυτό το σκοπό η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη γραμμικές αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση Pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφαλείας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Στον ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων προβλέπονται στόχοι αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνο στον φέροντα οργανισμό. Οι στάθμες επιτελεστικότητας επομένως, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι:

- □ Άμεση Χρήση Μετά Το Σεισμό (Immediate Occupancy):

Καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Υπάρχει πιθανότητα να εμφανιστούν μικρές τριχοειδής ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό.

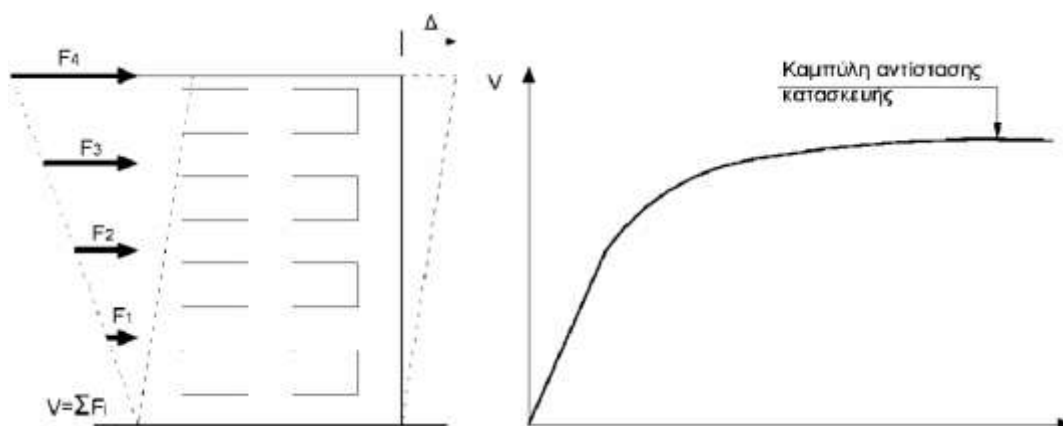
- □ Προστασία Ζωής (Life Safety):

Κατά τον σεισμό σχεδιασμού επιτρέπεται να συμβούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου χωρίς όμως να σημειωθεί κάποια απώλεια ζωής ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών. Επίσης δεν επιτρέπεται να συμβούν ουσιώδεις βλάβες και στα υλικά που είναι αποθηκευμένα στο κτίριο.

- Οιονεί Κατάρρευση (Structural Stability):

Κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να συμβούν εκτεταμένες σοβαρές μη επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, ο οποίος όμως έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία για ένα χρονικό διάστημα μετά τον σεισμό. Τέλος δεν αποκλείεται ο τραυματισμός ορισμένων ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του δευτερεύοντος οργανισμού.

Ο καθορισμός των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας πραγματοποιείται πάνω στην καμπύλη αντίστασης (capacity curve) της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης στην κορυφή. Κατασκευάζουμε την καμπύλη αντίστασης υπολογίζοντας την ανελαστική μετακίνηση της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου και έχοντας ορίσει μια κατανομή φορτίων στους ορόφους της κατασκευής (τριγωνική κατανομή, 1η ιδιομορφή, συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών). Η καμπύλη αντίστασης (Εικόνα 2.1) προκύπτει μετά από πληθώρα στατικών επιλύσεων με σταδιακή αύξηση της πλευρικής φόρτισης και άρα της αντίστοιχης τέμνουσας βάσης και διαδοχικό υπολογισμό της μετακίνησης κορυφής. Σε κάθε βήμα, θα έχουμε μια νέα μειωμένη δυσκαμψία σε εκείνα τα μέλη που έφτασαν σε διαρροή.

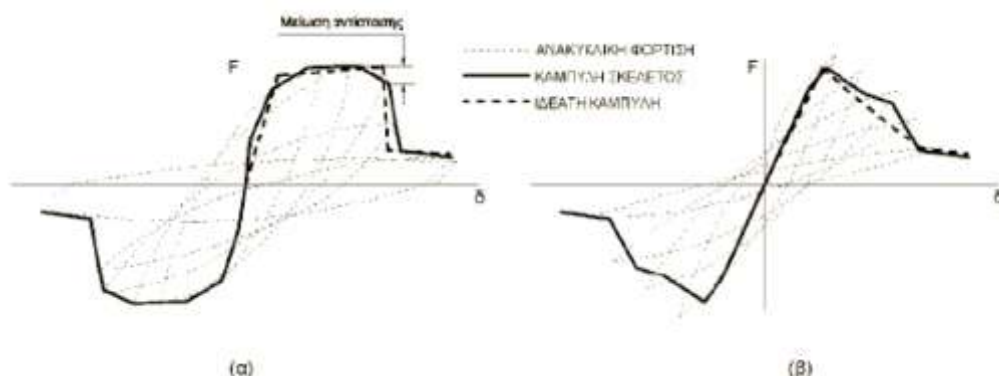


Εικόνα 2.1 Καμπύλη Αντίστασης

Οι νόμοι που περιγράφουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, «F», με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, «δ». Οι σχετικές αυτές μετακινήσεις, «δ», μπορεί να είναι στροφές, παραμορφώσεις, καμπυλότητες κλπ. Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ, στα άκρα του στοιχείου.

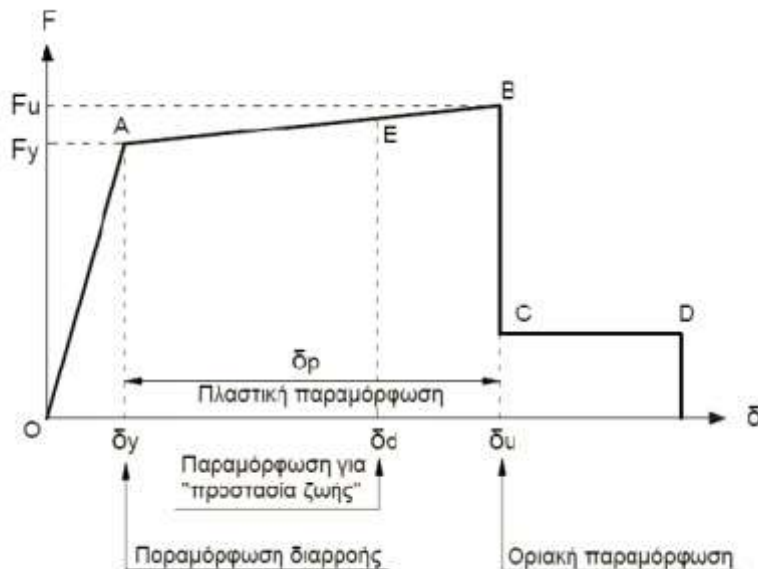
Τα διαγράμματα F-δ (Εικόνα 2.2) έχουν ιδεατή μορφή βάσει της καμπύλης συμπεριφοράς των στοιχείων υπό ανακυκλική φόρτιση. Παρακάτω, φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου το οποίο υποβάλλεται σε

- α) καμπτική καταπόνηση και
- β) διατμητική καταπόνηση.



Εικόνα 2.2 α) Στοιχείο Υπό Καμπτική Καταπόνηση, β) Στοιχείο Υπό Διατμητική Καταπόνηση

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F-δ (Εικόνα 2.3) είναι συνήθως αυτή που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 2.3 Γενική Μορφή Καμπύλης Αντίστασης

Οι κλάδοι του παραπάνω διαγράμματος ορίζονται ως εξής:

- ΤΜΗΜΑ ΟΑ:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας ΟΑ αντιστοιχεί στην τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

- ΤΜΗΜΑ ΑΒ:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία. Το σημείο Β ορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , που συνήθως αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης κατά 20% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή της.

Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου ΑΒ θεωρείται οριζόντια. Τότε, η αντίσταση διαρροής, F_y , μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση.

- ΤΜΗΜΑ CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως μετά την παραμόρφωση αστοχίας ενός μέλους, η ικανότητα του να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Συνήθως, η τιμή αυτής της απομένουσας αντίστασης λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

- ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, E:

Στην καμπύλη F-δ ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις παραμορφώσεις δ_d . Το πώς ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας αναφέρθηκε προηγουμένως.

Σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων, κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις και έτσι, ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων, ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ως εξής τις παραμορφώσεις, δ_d , που αντιστοιχούν σε πλάστιμα στοιχεία στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής:

- Πρωτεύοντα Στοιχεία: $\delta_d = 0.5(\delta_y + \delta_u) / \gamma_R$
- Δευτερεύοντα Στοιχεία: $\delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd}$

Όπου γ_{Rd} : συντελεστής ασφαλείας.

Μετά την ολοκλήρωση των διαγραμμάτων F-Δ και τον ορισμό των σταθμών επιτελεστικότητας πάνω σε αυτά, μπορούμε να προχωρήσουμε στην κατασκευή της καμπύλης αντίστασης όλης της κατασκευής (Εικόνα 2.4) και στην τοποθέτηση των σημείων που αντιστοιχούν στις στάθμες επιτελεστικότητας, όπως απεικονίζεται στο παρακάτω διάγραμμα.



Εικόνα 2.4 Καμπύλη Αντίστασης και Στάθμης Επιτελεστικότητας

Η στάθμη επιτελεστικότητας όλης της κατασκευής, δηλαδή η μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί σε κάποιο επίπεδο βλαβών, δεν ταυτίζεται πάντα με εκείνο το σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία ενδέχεται κάποιο ποσοστό αυτών να έχει φτάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, ενώ η κατασκευή στο σύνολό της να βρίσκεται ακόμα κάτω από αυτή τη στάθμη. Η στάθμη επιτελεστικότητας όλης της κατασκευής, δηλαδή η μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί σε κάποιο επίπεδο βλαβών, δεν ταυτίζεται πάντα με εκείνο το σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία ενδέχεται κάποιο ποσοστό αυτών να έχει φτάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, ενώ η κατασκευή στο σύνολό της να βρίσκεται ακόμα κάτω από αυτή τη στάθμη.

2.3 ΘΕΩΡΙΑ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ – ADRS

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των καθύψους οριζόντιων φορτίων που εφαρμόζονται για τον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης. Η κατανομή αυτή μπορεί να είναι ομοιόμορφη, τριγωνική, σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή και πιο πολύπλοκη με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους μπορεί να γίνει σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$F_i = V \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j} \quad (2.1)$$

Όπου οι συντελεστές φ_i δηλώνουν την κατανομή των φορτίων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της πρώτης ιδιομορφής. Οι τιμές αυτές συνήθως κανονικοποιούνται ώστε η τιμή της κορυφής να αντιστοιχεί στη μονάδα $\varphi_{top} = 1$.

Η θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου απαιτεί τους εξής συντελεστές:

- Συντελεστής συμμετοχής Γ που δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \varphi_i}{\sum m_i \cdot \varphi_i^2} \quad (2.2)$$

- Μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου:

$$m^* = \sum m_i \cdot \varphi_i^2 \quad (2.3)$$

- Ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται από τη σχέση:

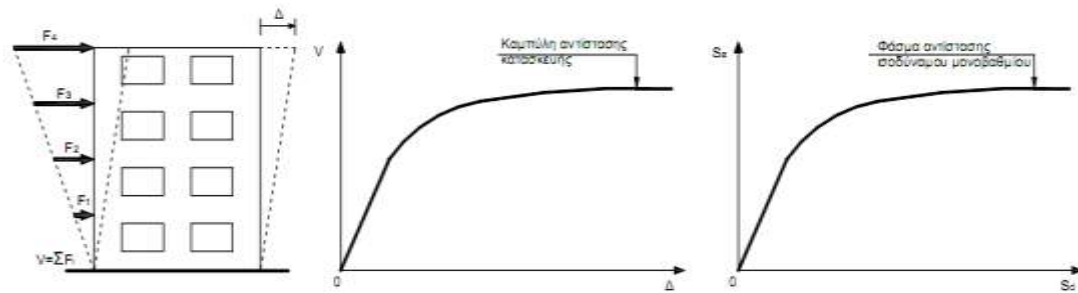
$$\alpha = \Gamma \cdot \frac{m^*}{m_{ολ}} \quad (2.4)$$

Έτσι η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε φάσμα αντίστασης (Εικόνα 2.5) του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε μορφή ADRS γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις:

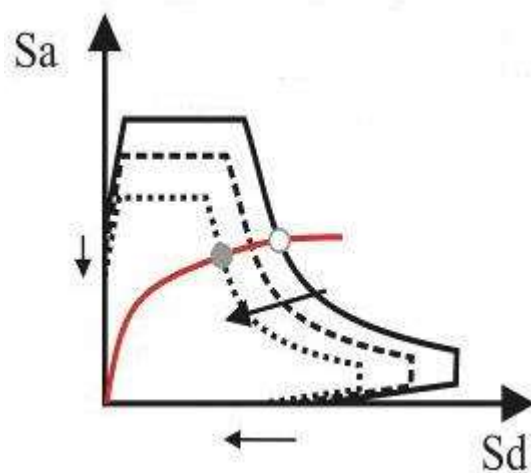
$$S_a = \frac{V}{a \cdot m_{ολ}} \quad (2.5)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{T} \quad (2.6)$$

όπου Δ η μετακίνηση κορυφής.



Εικόνα 2.5 Καμπύλη Αντίστασης και Φάσμα Αντίστασης



Εικόνα 2.6 Διαγράμματα σε μορφή ADRS

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση (2.1) και $\varphi_{top} = 1$ τότε η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου δίνεται, για όλα τα μεγέθη, από την σχέση:

$$Q^* = \Gamma \cdot Q \quad (2.7)$$

όπου:

Q^* : το μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Q : το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα.

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού (Εξίσωση 2.7), η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1η ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμη και εάν οι συντελεστές φ_i ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1ου ιδιοδιανύσματος.

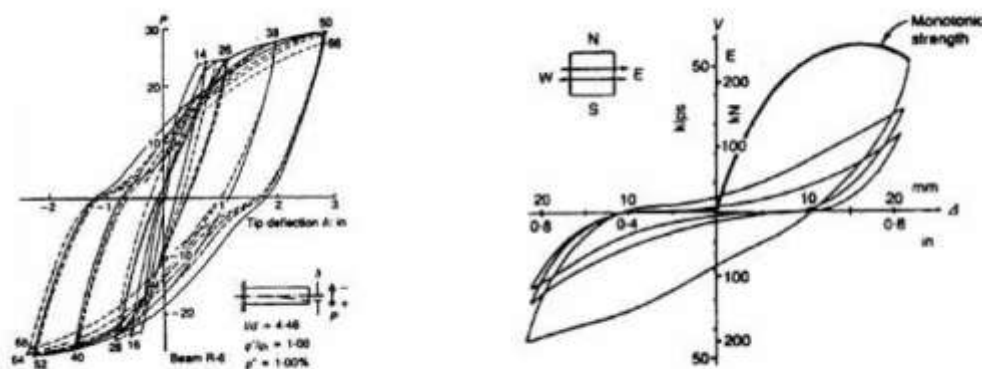
2.4 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ

Ο όρος πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα μιας κατασκευής, μέλους ή υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό ή μεγάλο βαθμό, χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας. Τα υλικά τα οποία έχουν μικρή πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά υλικά (π.χ. το άοπλο σκυρόδεμα), ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκιμα (π.χ. ο χάλυβας). Η πλαστιμότητα αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες για τις αντισεισμικές κατασκευές καθώς καθορίζει αν μια κατασκευή θα καταρρεύσει ή όχι σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Αυτό οφείλεται στο ότι οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή ότι η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.

Έτσι, αν μια κατασκευή δεν έχει πλαστιμότητα είναι άκρως επικίνδυνη, έστω και αν οι μέγιστες τάσεις από τα φορτία λειτουργίας και τα σεισμικά, είναι αρκετά μικρότερες από τις επιτρεπόμενες τάσεις. Με αποτέλεσμα, η ικανοποίηση σε όλες τις διατομές μιας κατασκευής της συνθήκης $\sigma_{max} < \sigma_{επ}$, όπου σ_{max} περιλαμβάνει και τάσεις από σεισμό, δεν επαρκεί για να

εξασφαλίσει την ασφάλεια της κατασκευής ακόμα και για τον σεισμό σχεδιασμού. Και τούτο, διότι λόγω αβεβαιοτήτων στις μελλοντικές σεισμικές δράσεις και στις ιδιότητες των υλικών της κατασκευής κ.λπ., υπάρχει σημαντική πιθανότητα $\sigma_{\max} > \sigma_{\text{επ}}$, άρα η υπέρβαση σημαίνει πρακτικά αστοχία αν δεν υπάρχει πλαστιμότητα.

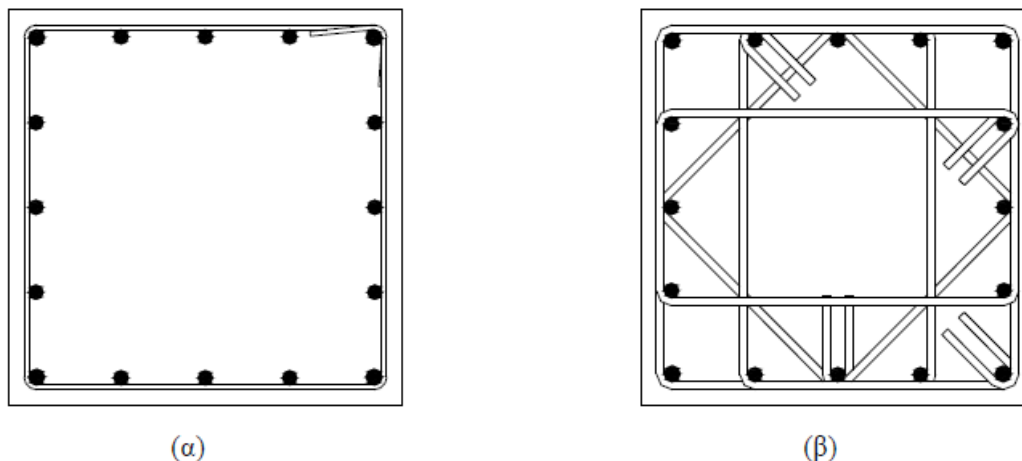
Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής δεν είναι εύκολο να υπολογιστεί ή ακόμα και να εκτιμηθεί με κάποιο τρόπο. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι δεν υπάρχουν καθιερωμένες μέθοδοι αντισεισμικού υπολογισμού ή αντισεισμικοί κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν φυσικό μέγεθος. Σε επίπεδο κατασκευής η πλαστιμότητα εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών τα οποία συνθέτουν την κατασκευή. Ένα μέλος λέμε ότι έχει πλάστιμη συμπεριφορά, όταν, για μεν μονότονη φόρτιση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του μέλους, για δε ανακυκλιζόμενη φόρτιση (σεισμική διέγερση) οι βρόχοι υστέρησης δύναμης – παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντίθετα, όταν ένα μέλος δεν έχει πλάστιμη συμπεριφορά, μετά από δυο ή τρεις κύκλους φόρτισης - επαναφόρτισης παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται σχηματικά τα όσα προαναφέρθηκαν.



Εικόνα 2.7 Βρόχοι Υστέρησης για Πλάστιμη και Ψαθυρή Συμπεριφορά

Πρακτικά, η πλάστιμη συμπεριφορά ενός μέλους εξασφαλίζεται μέσω της αύξησης της πλαστιμότητας των τμημάτων που συνθέτουν την διατομή του, και συγκεκριμένα του σκυροδέματος που είναι από τη φύση του ψαθυρό υλικό. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων λεπτομερειών όπλισης και συγκεκριμένα μέσω του εγκάρσιου οπλισμού

(συνδετήρες) των διατομών. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται ο τρόπος διάταξης των συνδετήρων ενός υποστυλώματος παλιότερα και σήμερα.



Εικόνα 2.8 Διάταξη Οπλισμών Περίσφιξης α) Παλαιότερα και β) Σήμερα

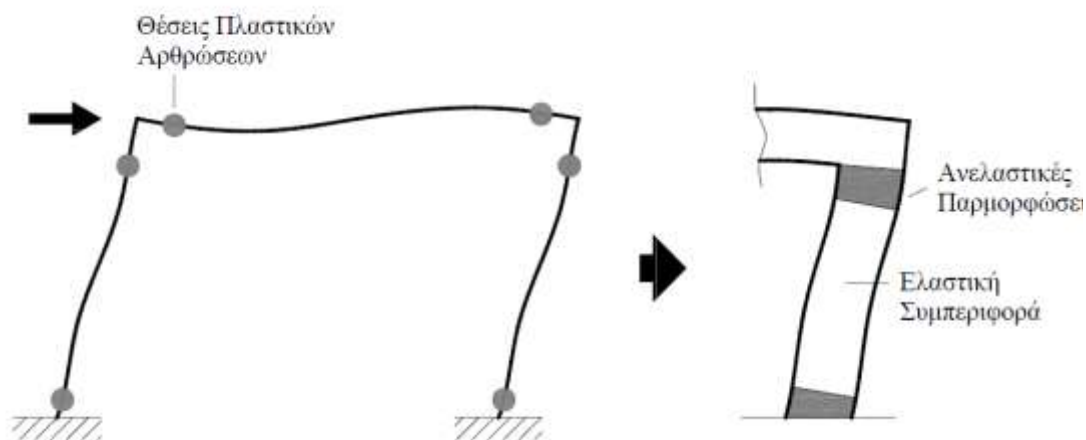
Ειδικά για τα υποστυλώματα, στις κρίσιμες περιοχές με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας θα πρέπει να υπάρχει ικανοποιητικός οπλισμός περίσφιγξης. Ένα από τα πλεονεκτήματα του οπλισμού περίσφιγξης είναι ότι προσδίδει αρκετή ικανότητα πλαστικής στρώσης, έτσι ώστε αυτή να είναι συμβιβαστή με την προεκτιμηθείσα στάθμη συνολικής απορρόφησης ενέργειας του δομήματος, όπως εκφράζεται από τον δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς που έχει προεπιλεγεί (ΕΚΩΣ, §18.4.4.2).

2.5 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

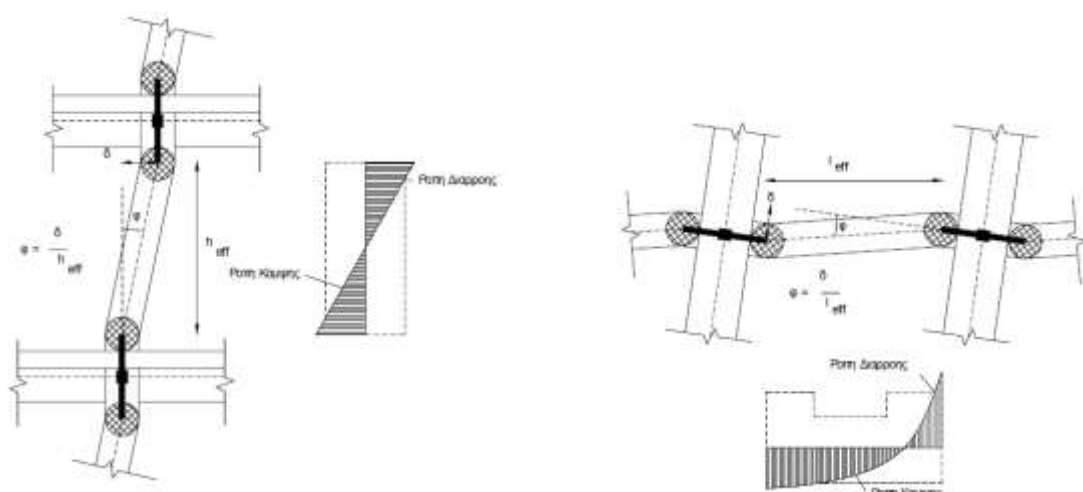
Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δράση περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία. Είναι γνωστό όμως, ότι οι νέες κατασκευές σχεδιάζονται με τρόπο ώστε να μη συμπεριφερθούν ελαστικά, ιδιαίτερα για σεισμικές φορτίσεις αντίστοιχες με τον ισχυρό σεισμό σχεδιασμού. Επομένως, προϋπόθεση του σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην «κατανάλωση» της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή μέσω της σεισμικής διέγερσης. Αντίστοιχα είναι σκόπιμο και στην αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την επέμβαση να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του υπό μελέτη κτιρίου να «καταναλώνει» ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά του. Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης

λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής έμμεσα, υιοθετώντας τον δείκτη συμπεριφοράς q . Αντίθετα, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους.

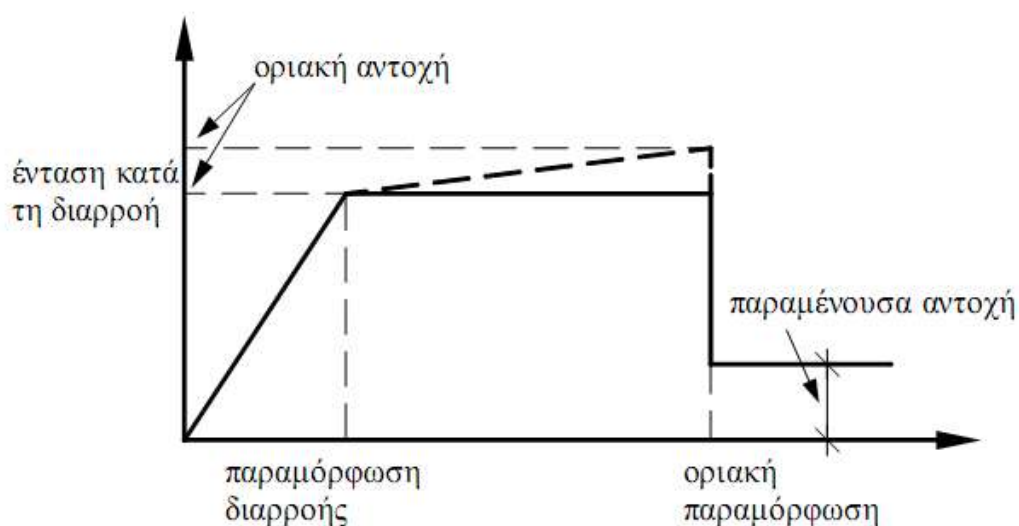
Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Προφανώς, δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των δοκών και υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία του και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστύλωματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης. Κατά συνέπεια, τα μέλη μιας κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους οι οποίες αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.



Εικόνα 2.9 Θέσεις Πιθανών Πλαστικών Αρθρώσεων στο Σώμα της Κατασκευής



Εικόνα 2.10 Πλαστικές Αρθρώσεις και Διαγράμματα Ροπών



Εικόνα 2.11 Καμπύλη Έντασης – Παραμόρφωσης

Γνωρίζοντας λοιπόν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εκτίνονται σε πεπερασμένο μήκος του δομικού στοιχείου, απαιτείται ο εντοπισμός αυτών των περιοχών στο μαθηματικό προσομοίωμα και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους. Τελικά η κατανεμημένη ανελαστικότητα προσομοιώνεται με χρήση ενός στροφικού ελατηρίου, το οποίο βρίσκεται στο μέσον της πλαστικής άρθρωσης και οι ιδιότητές του καθορίζονται από διαγράμματα έντασης παραμόρφωσης (Εικόνα 2.11). Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει

κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο υπόψη μέλος. Τελικώς υιοθετείται ένα πολυγραμμικό διάγραμμα, με αρχικό ελαστικό κλάδο που εκτείνεται για μέλη σκυροδέματος μέχρι τη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια έναν ευθύγραμμο κλάδο που εκφράζει την ανελαστική απόκριση και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία του μέλους.

Για καμπτόμενα μέλη ιδιαίτερα διαδεδομένη είναι η περιγραφή της συμπεριφοράς σε όρους ροπών - καμπυλοτήτων ($M - 1/\tau$), καθώς γνωρίζοντας τους νόμους τάσεων – παραμορφώσεων ($\sigma - \epsilon$) των υλικών είναι σχετικά απλή η κατασκευή του διαγράμματος $M-1/\tau$ μέχρι την αστοχία και για σταθερή τιμή της αξονικής δύναμης.

Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα η έννοια της καμπυλότητας στρεβλώνεται λόγω της εμφάνισης ρηγματώσεων, τοπικού λυγισμού των ράβδων οπλισμού και τοπικής καμπτικής αστοχίας του σκυροδέματος. Επιπλέον είναι σκόπιμο στις τιμές της παραμόρφωσης που χρησιμοποιούνται στο διάγραμμα να λαμβάνεται υπόψη η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, αλλά και φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού. Υπό αυτή την έννοια, στα σύγχρονα προσομοιώματα έντασης - παραμόρφωσης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται μεγέθη όπως η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης θ_{pl} και η γωνία στροφής χορδής, τα οποία καλύπτουν τις ανωτέρω απαιτήσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο Αντισεισμικός Κανονισμός εισήχθη στην Ελλάδα με την θέσπιση του πρώτου Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 (Βασιλικό Διάταγμα της 19/26.2.1959). Πριν το 1959, σε ορισμένες περιοχές της χώρας που είχαν πληγεί από σεισμούς, είχαν εφαρμοσθεί μια σειρά από αντισεισμικά μέτρα, τα οποία στη συνέχεια κωδικοποίησε ο κανονισμός του 1959. Ο κανονισμός αυτός θεωρείται ανεπαρκής, συνεπώς οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν σύμφωνα με αυτόν, ιδιαίτερα οι πολυώροφες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό.

Ο Κανονισμός 1959 αφορούσε μονώροφες κατασκευές παρά πολυώροφες. Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία βασιζόνταν στο μοντέλο του μονώροφου. Το μοντέλο αυτό αποτελεί την ακριβή και πρακτικά εφικτή λύση που έδωσε ο καθ. Α. Ρουσόπουλος για τα μονώροφα κτίρια. Στην εργασία του, ορίσθηκε η έννοια του ελαστικού κέντρου στροφής των πλακών των κτιρίων και θεμελιώθηκαν και άλλοι κανόνες για τον ορθό αντισεισμικό σχεδιασμό. Η μεθοδολογία αυτή, υιοθετήθηκε από τον Αντισεισμικό Κανονισμό 1959. Ο έλεγχος για σεισμικά φορτία, γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης στα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν η πλασιακή λειτουργία και η συμβολή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης [Θ. Αντωνόπουλος, 2008].

Οι χαμηλοί σεισμικοί συντελεστές που είχαν υιοθετηθεί κατά περιοχές με βάση αυτόν τον κανονισμό, είχαν ως συνέπεια οι σεισμικές δράσεις που λαμβάνονταν κατά την ανάλυση να είναι αρκετά μειωμένες έως ανύπαρκτες. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την απουσία ισχυρής σεισμικής δραστηριότητας για μεγάλο χρονικό διάστημα είχε σαν αποτέλεσμα την ανέγερση πολλών πολυκατοικιών των οποίων ο αντισεισμικός σχεδιασμός ήταν ελλιπέστατος και πρακτικά είχε εκφυλιστεί σε ένα απλό έλεγχο περιμετρικών δοκών. Ακόμη και ο ποιοτικός έλεγχος ήταν πρακτικά ανύπαρκτος γεγονός που είχε πρόσθετες δυσμενείς συνέπειες στη σεισμική αντοχή των κτιρίων της εποχής εκείνης.

Σύμφωνα με τον κανονισμό του 1959, όπως αναφέρεται και στην διδακτορική διατριβή του [Α. Κοσμόπουλου, 2005], τα κτίρια αναλάμβαναν μόνο κατακόρυφα φορτία, γεγονός το οποίο επηρέασε το δομικό σύστημα. Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν πολύ σπάνια ένα ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο διευθύνσεις, συνεπώς ήταν σχεδόν πλήρης η απουσία πλήρων πλαισίων. Οι θέσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων καθορίζονταν σύμφωνα με την αρχιτεκτονική διάταξη και έτσι οι στηρίξεις μεταξύ των δοκών ήταν έμμεσες. Πολλές φορές ακόμα και η όπλιση των πλακών γινόταν ως προς τη μία οριζόντια διεύθυνση και στηρίζονταν σε δοκούς παράλληλες στην άλλη διεύθυνση. Αποτέλεσμα ήταν, το κτίριο να διαθέτει σαφές πλαισιακό σύστημα μόνο ως προς τη μία διεύθυνση, ενώ στην άλλη τα υποστυλώματα του να λειτουργούν σαν κατακόρυφοι πρόβολοι.

Η αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού έγινε με τις Πρόσθετες Διατάξεις του 1984. Οι Διατάξεις αυτές, εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον ικανοτικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, την ανάλυση και τον έλεγχο σύμφωνα με το πολυώροφο μοντέλο. Σε συνδυασμό με την εισαγωγή προγραμμάτων στατικής ανάλυσης στο χώρο, οι διατάξεις έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυώροφων κτιρίων για τη σεισμική δράση. Ως αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτιρίων που κατασκευάστηκαν μετά το 1984 είναι πολύ χαμηλότερη σε σχέση με εκείνη των παλαιότερων κτιρίων.

Το 1995 έγινε γενική ανασύνταξη και εκσυγχρονισμός του Αντισεισμικού Κανονισμού, το οποίο επέφερε βελτίωση της αντισεισμικής προστασίας και ασφάλειας των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Ο νέος Αντισεισμικός Κανονισμός του 1995 (NEAK) εισάγει πλέον τη φασματική μέθοδο ως κύρια μέθοδος ανάλυσης και ανταποκρίνεται για πρώτη φορά στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο γνώσης. Με τη βελτίωση του NEAK, το 2000 προέκυψε ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000) που ισχύει μέχρι και σήμερα. Έχει τη μορφή και τη φιλοσοφία των Ευροκωδίκων και βρίσκεται σε συμφωνία με τον Κανονισμό για τη Μελέτη και Κατασκευή έργων από Σκυρόδεμα.

Τέλος, το 2010, ολοκληρώθηκε η σύνταξη του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για την επισκευή και ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σκοπός του είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους αλλά και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις [ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2010].

Συνεπώς, από όλα αυτά που αναφέρονται πιο πάνω συμπεραίνουμε ότι μετά τις Πρόσθετες Διατάξεις του 1984 οι κατασκευές είχαν σαφώς καλύτερη σεισμική συμπεριφορά από αυτές που κατασκευάστηκαν με τον κανονισμό του 1959. Σε καμιά περίπτωση όμως οι κατασκευές αυτές δεν είναι εντελώς επαρκείς σύμφωνα με τους σημερινούς σύγχρονους κανονισμούς.

3.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΘΩΣ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΔΥΝΑΜΙΕΣ ΑΥΤΩΝ

Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαντο διάστημα που αναφέρεται στην προηγούμενη ενότητα, δεν μπορούν να χαρακτηριστούν σε καμιά περίπτωση ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές και παρατηρείται υψηλή σεισμική τρωτότητα. Αυτό συμβαίνει διότι την περίοδο εκείνη, έννοιες όπως ανελαστική συμπεριφορά, πλαστιμότητα, ικανοτικός σχεδιασμός, σεισμικός κίνδυνος κ.λπ. ήταν άγνωστες στους μηχανικούς καθώς επίσης και η ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιούνταν τότε ήταν προφανώς χαμηλότερη. Οι έννοιες αυτές άρχισαν να εισέρχονται στην ελληνική βιβλιογραφία και πρακτικά μετά τους πρώτους καταστροφικούς σεισμούς (Θεσσαλονίκη 1978, Αλκυονίδες 1981) που έπληξαν μεγάλα αστικά κέντρα και προκάλεσαν καταρρεύσεις πολυκατοικιών.

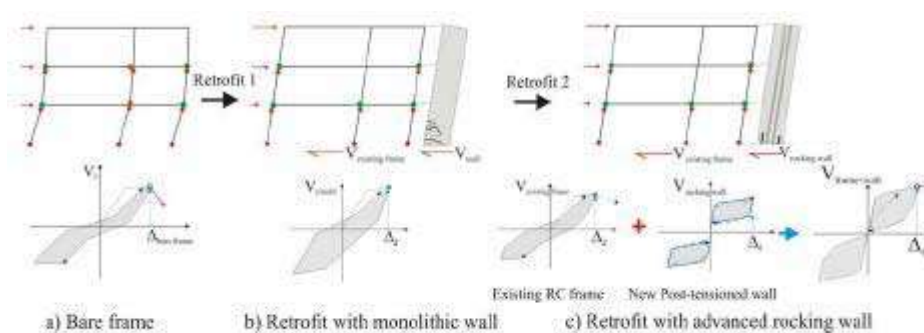
Γνωρίζουμε ότι, η γενική συμπεριφορά ενός δομικού συστήματος εξαρτάται από την συμπεριφορά δομικών μελών που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό του. Στη συνέχεια, αναφέρονται τα κύρια χαρακτηριστικά δομικών μελών οπλισμένου σκυροδέματος που έχουν σχεδιαστεί σύμφωνα με τους παλαιούς κανονισμούς:

- Ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η έλλειψη του διαμήκους οπλισμού οφείλεται στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού και στη μέθοδο ανάλυσης, ενώ του εγκάρσιου στην απουσία ελέγχου περίσφιξης και στις ελλείψεις κατασκευαστικές διατάξεις.

- Ανεπαρκείς λεπτομέρειες κατασκευαστικής όπλισης, κυρίως σε ότι είχε να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό(Φ6/20 ή και Φ6/30)
- Ανεπαρκώς ακυρωμένοι ή και ανοιχτοί συνδετήρες σε γωνία 90°, γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική τους εφελκυστική αντοχή. Πολλές φορές η αντοχή αυτών των συνδετήρων είναι πρακτικά μηδενική, με αποτέλεσμα την πολύ μικρή αντοχή σε διάτμηση και τον ανύπαρκτο εγκιβωτισμό του σκυροδέματος.
- Φτωχές ακυρώσεις και του διαμήκους οπλισμού.
- Ανεπαρκή μήκη αλληλοκάλυψης (ματίσεις οπλισμών) που πολλές φορές γινόταν εντός κρίσιμων περιοχών.
- Χαμηλές αντοχές σκυροδέματος και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητας του σκυροδέματος στα διάφορα τμήματα του φορέα, γεγονός που οφειλόταν στην απουσία ποιοτικών ελέγχων αλλά και στην επιτόπου παρασκευή και μεταφορά του.
- Χαμηλές αντοχές χάλυβα, με ευρεία χρήση λείου οπλισμού με άγκιστρα.
- Ελαφρώς οπλισμένοι ή και σε πολλές περιπτώσεις εντελώς άοπλοι κόμβοι δοκών υποστυλωμάτων, με αποτέλεσμα τοπικά σημεία αδυναμίας στις θέσεις σύνδεσης των διάφορων δομικών μελών μεταξύ τους.
- Τήρηση μικρών επικαλύψεων με συνέπεια τη διάβρωση οπλισμών και την έντονη ενανθράκωση του σκυροδέματος.
- Διαστασιολόγηση με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις και απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών υποστυλωμάτων σε κάμψη και διάτμηση.
- Ανεπαρκέστατοι οπλισμοί τοιχωμάτων δυσκαμψίας κυρίως λόγω εσφαλμένων παραδοχών υπολογισμού.
- Απουσία περισφιγμένων κρυφό-υποστυλωμάτων στα άκρα τοιχωμάτων.

Με την ουσιαστική απουσία περίσφιξης ($\Phi 6/20$ ή και $\Phi 6/30$) μειώνεται δραματικά τόσο η αντοχή όσο και η παραμορφωσιμότητα αυτών των μελών με τις εναλλαγές του προσήμου τις φόρτισης. Επίσης επιτυγχάνονται καταπονήσεις όπως διαγώνιος εφελκυσμός και αστοχίες όπως λυγισμός ράβδων, με αποτέλεσμα την πρόωρη ψαθυρή αστοχία των μελών.

Μια πιθανή συμπεριφορά πλαισιακών φορέων παλαιού τύπου υπό σεισμικά φορτία, μέσα από τη γενική μορφή μιας καμπύλης οριζόντιων δυνάμεων – μετατόπισης, δίνεται στο ακόλουθο σχήμα (Εικόνα 3.1). Σημειώνεται ότι, τέτοιες καμπύλες λαμβάνονται από στατικές αναλύσεις πλευρικής ώθησης.



Εικόνα 3.1 Πιθανή συμπεριφορά πλαισιακών φορέων υπό σεισμικά φορτία

Σε κάθε καμπύλη αντιστοιχεί και ένας μηχανισμός αστοχίας του πλαισίου. Έτσι λοιπόν διακρίνουμε τις παρακάτω περιπτώσεις αστοχίας :

1. Πρόωρη αστοχία υποστυλωμάτων, λόγω λυγισμού των ράβδων στη θλιβόμενη ζώνη.
2. Πρόωρη διατμητική αστοχία υποστυλωμάτων, προτού αναπτυχθεί κάποιος γενικός μηχανισμός.
3. Πλαστικός μηχανισμός υποστυλωμάτων
 - a) Μικρή διαθεσιμότητα πλαστιμότητα κτιρίου, λόγω διατμητικών αστοχιών σε υποστυλώματα.
 - b) Κτίριο με μεγάλη πλαστιμότητα μετακινήσεων – ικανοποιητική διατμητική αντοχή.
4. Πλαστικός μηχανισμός δοκών
 - a) Μικρή διαθέσιμη πλαστιμότητα κτιρίου, λόγω διατμητικών αστοχιών σε δοκούς.
 - b) Κτίριο με μεγάλη πλαστιμότητα μετακινήσεων.

3.3 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής, αποτελεί την εκτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης και τον έλεγχο της επάρκειάς της έναντι μιας συγκεκριμένης σεισμικής δράσης. Ζητούμενο είναι να διαπιστωθεί μέσω καθορισμένων κριτηρίων αν επαρκεί η σεισμική ικανότητα της κατασκευής και αν όχι, ποιος είναι ο βαθμός ανεπάρκειάς της. Το πιο σημαντικό βήμα της μελέτης ενός υφιστάμενου δομήματος είναι αυτό, διότι ανάλογα με τα αποτελέσματα της αποτίμησης, ο μελετητής Μηχανικός επιλέγει την κατάλληλη επέμβαση.

Οι προτεινόμενες μέθοδοι, διακρίνονται στις ελαστικές, οι οποίες χρησιμοποιούνται και για την ανάλυση νέων κατασκευών, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών, και στις ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, δίνουν ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών [Δ. Μπάρος, 2006].

Οι ανελαστικές αναλύσεις είναι ιδιαίτερα χρήσιμες για τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων, είτε κατά την αποτίμησή τους, είτε κατά το σχεδιασμό ή ανασχεδιασμό τους. Διακρίνονται δύο βασικές ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, η στατική ανελαστική ανάλυση πλευρικής οριακής ώθησης (γνωστή και ως pushover analysis) και η δυναμική ανελαστική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Οι μέθοδοι αυτές εκτιμούν το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων αλλά δίνουν τιμές και για τα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων που έχουν εισέλθει στην ανελαστική περιοχή. Ταυτόχρονα περιγράφουν τη μορφή του πλαισιακού μηχανισμού στον οποίο μετατρέπεται ο φορέας. Όταν πρόκειται για τη στατική ανελαστική ανάλυση, αυτό επιτυγχάνεται σταδιακά με την αύξηση πλευρικών δυνάμεων, ενώ όταν πρόκειται για τη δυναμική ανάλυση επιτυγχάνεται με τη χρονική εξέλιξη του σεισμού, μέσω επιταχυνσιογραφημάτων.

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση προσεγγίζει άμεσα την ανελαστική απόκριση μιας κατασκευής κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Έτσι, ένα σύνολο από κατάλληλα

επιλεγμένες καταγραφές εδαφικών διεγέρσεων μπορεί να δώσει σαφή εκτίμηση της αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Συνεπώς είναι απαραίτητη η επιλογή αντιπροσωπευτικών επιταχυνσιογραφημάτων, αφού η υπολογιζόμενη απόκριση σχετίζεται με τα χαρακτηριστικά της εδαφικής διέγερσης. Ωστόσο, η στατική ανελαστική ανάλυση είναι πιο απλή μέθοδος και πιο ομοιόμορφη στην εφαρμογή και στην εξαγωγή συμπερασμάτων από την ανάλυση χρονοϊστορίας, γεγονός που δικαιολογεί τη χρήση της για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών [Κ. Ρεπαπής, 2007].

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η σεισμική αποτίμηση ενός υφιστάμενου δομήματος είναι μια αναλυτική διαδικασία, κατά την οποία ζητούμενο είναι να προσδιοριστεί ποσοτικά η σεισμική ικανότητα της κατασκευής και να διαπιστωθεί μέσω καθορισμένων κριτηρίων εάν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, διαφορετικά να προσδιορισθεί ο βαθμός ανεπάρκειάς της. Πρόκειται λοιπόν για μία αρχική ανάλυση του υπό μελέτη κτιρίου, στην οποία λαμβάνονται υπόψη τα χαρακτηριστικά των μελών του όπως προκύπτουν από την μελέτη κατασκευής του (εάν υπάρχει) ή αποκλειστικά από την επιτόπου διερεύνηση της κατασκευής.

Η σεισμική αποτίμηση αποτελεί το πρώτο βήμα της ολοκληρωμένης διαδικασίας μελέτης ενός υφιστάμενου κτιρίου, και συγχρόνως το πλέον σημαντικό βήμα, καθώς όπως γίνεται αντιληπτό, επιλογή της οποιασδήποτε επέμβασης βασίζεται και καθοδηγείται από τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Συνεπώς είναι ιδιαίτερα κρίσιμη η ακριβής προσέγγιση και ποσοτικοποίηση τόσο της ικανότητας του φορέα και των μελών του, όσο και των απαιτήσεων που διαμορφώνονται ανάλογα με τη σεισμική απειλή και την αναμενόμενη χρήση της κατασκευής.

Οι συνήθεις διαδικασίες ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την μελέτη νέων κτιρίων ενδεχομένως να μην επαρκούν για την περίπτωση του πολύπλοκου προβλήματος της σεισμικής αποτίμησης. Στους Κανονισμούς που αφορούν νέα κτίρια, υπεισέρχονται διατάξεις που έχουν να κάνουν με την μορφολογία του φορέα (κανονικότητα καθ' ύψος ή σε κάτοψη) καθώς και την διαμόρφωση του οπλισμού των μελών, βάσει των οποίων καθορίζονται σημαντικές παράμετροι των αναλυτικών διαδικασιών, όπως π.χ. ο δείκτης συμπεριφοράς q . Είναι λοιπόν προφανές ότι σε νέα κτίρια ο μηχανικός έχει την δυνατότητα επιλογής και διαμόρφωσης των χαρακτηριστικών του φορέα ώστε να βρίσκεται σε συμφωνία με τις κανονιστικές απαιτήσεις. Αντιθέτως, στις υφιστάμενες κατασκευές δεν υπάρχει δυνατότητα επιλογής, ενώ η

κατασκευαστική διαμόρφωση του δομικού συστήματος και των επιμέρους μελών σπανίως συμφωνεί ακόμα και με τις ελάχιστες απαιτήσεις των σύγχρονων Κανονισμών.

Θα μπορούσε λοιπόν να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι για την αποτίμηση υπαρχόντων κτιρίων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κλασικές μέθοδοι ανάλυσης των ισχυόντων Κανονισμών για νέα κτίρια, δηλαδή για τη χώρα μας των ΕΑΚ2000 και ΕΚΩΣ2000, λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες παραδοχές που αφορούν την ανάλυση. Βέβαια γίνεται αντιληπτό πως μια τέτοια προσέγγιση είναι συντηρητική, κυρίως επειδή υποεκτιμάται η σεισμική ικανότητα του υπό μελέτη κτιρίου, καθώς το γεγονός π.χ. ότι τα δομικά μέλη δεν μπορούν να χαρακτηριστούν ως μέλη με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας δεν σημαίνει ότι έχουν μηδενική ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης. Οι προτεινόμενες μέθοδοι διακρίνονται στις ελαστικές, οι οποίες είναι οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται και για την ανάλυση νέων κτιρίων, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών, και στις ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών και της ορθολογικότερης αντιμετώπισης της σεισμικής απειλής. Αξίζει να σημειωθεί ότι εκτιμάται πως οι ανελαστικές μέθοδοι σε συνδυασμό με την ολοκληρωμένη λογική του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα θα αντικαταστήσουν σταδιακά τις ελαστικές μεθόδους στους μελλοντικούς Κανονισμούς για τη μελέτη νέων κτιρίων.

4.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ [ελαστική δυναμική]

Η μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας απόκρισης (§3.4), παρέχει την απόκριση της κατασκευής ως μια συνάρτηση του χρόνου, αλλά ο σχεδιασμός των κατασκευών συνήθως βασίζεται στις μέγιστες τιμές των δυνάμεων και των παραμορφώσεων για όλη τη διάρκεια της σεισμικά επιβαλλόμενης απόκρισης. Για τα μονοβάθμια συστήματα η μέγιστη απόκριση μπορεί να προσδιοριστεί απευθείας από το φάσμα απόκρισης για την εδαφική κίνηση χωρίς να εκτελεσθεί η ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Ωστόσο για πολυβάθμια συστήματα ο προσδιορισμός της μέγιστης απόκρισης μπορεί να γίνει υπό όρους, δηλαδή μπορεί να υπολογιστεί από το φάσμα απόκρισης, αλλά το αποτέλεσμα δεν είναι ακριβές, με την έννοια ότι δεν είναι το ίδιο με αυτό από την ανάλυση χρονοϊστορίας. Η προσέγγιση που παρέχεται είναι, ωστόσο, επαρκώς ακριβής για εφαρμογές σχεδιασμού κατασκευών.

Η δυναμική φασματική ανάλυση είναι μια μέθοδος δυναμικής ανάλυσης μιας κατασκευής που υπόκειται σε σεισμική διέγερση, που καταλήγει όμως σε μία σειρά στατικών αναλύσεων. Για κάθε ιδιομορφή, η στατική ανάλυση της κατασκευής υποκείμενης σε σεισμικές δυνάμεις παρέχει την ιδιομορφική στατική απόκριση, η οποία πολλαπλασιαζόμενη με την φασματική τεταγμένη της επιτάχυνσης παρέχει τη μέγιστη ιδιομορφική απόκριση. Επομένως η μέθοδος της δυναμικής φασματικής ανάλυσης αποφεύγει την δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων που είναι απαραίτητη για τη ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Ωστόσο εξακολουθεί να είναι μια δυναμική μέθοδος ανάλυσης, επειδή χρησιμοποιεί τις ιδιότητες της ταλάντωσης της κατασκευής και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης μέσω του φάσματος απόκρισης. Απλά δεν χρειάζεται να επιτελεσθεί κανένας υπολογισμός χρονοϊστορίας απόκρισης, αφού αυτό έχει ήδη γίνει με τον υπολογισμό του φάσματος απόκρισης.

Το μεγάλο κέρδος από τη χρησιμοποίηση της μεθόδου έγκειται στη δυνατότητα άμεσου υπολογισμού των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων βάσει της θεωρίας των φασμάτων απόκρισης, ακόμη και στην ανελαστική περιοχή, με την βοήθεια ενός συντελεστή συμπεριφοράς q καθώς και τη επιτυγχανόμενη «στατικοποίηση» όλων των υπολογισμών που αφορούν σε μια ορισμένη ιδιομορφική απόκριση. Το σημαντικότερο ίσως μειονέκτημα της μεθόδου είναι η επαλληλία των μέγιστων τιμών των επιμέρους ιδιομορφικών αποκρίσεων, διότι οι τιμές αυτές δεν πραγματοποιούνται **ταυτόχρονα** και άρα η φασματική επαλληλία δεν μπορεί να γίνει με απλή άθροιση όπως η χρονική.

Επομένως θα πρέπει να εισαχθούν προσεγγίσεις στο συνδυασμό των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων που καθορίζονται από το φάσμα σεισμικής απόκρισης επειδή καμία πληροφορία δεν είναι διαθέσιμη για το πότε θα εμφανιστούν αυτές οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές. Οι δύο πιο συνήθεις μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφών είναι η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (Square Root of Sum of Squares-SRSS) και η μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (Complete Quadratic Combination-CQC). Η μέθοδος SRSS παρέχει άριστες εκτιμήσεις για την απόκριση κατασκευών με μεγάλη διαφορά ανάμεσα στις ιδιοσυχνότητες τους, ενώ η μέθοδος CQC είναι εφαρμόσιμη σε μια ευρύτερη τάξη κατασκευών.

Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι κανόνες συνδυασμού των ιδιομορφών SRSS και CQC βασίζονται στην θεωρία τυχαίων ταλαντώσεων, η τελική μέγιστη τιμή της απόκρισης μπορεί να

ερμηνευθεί ως ο μέσος όρος των μέγιστων τιμών της απόκρισης σε ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων. Επομένως, οι παραπάνω κανόνες προορίζονται για χρήση όταν η διεγερση χαρακτηρίζεται από ένα ομαλό φάσμα απόκρισης, που προέρχεται από τα φάσματα πολλών σεισμικών διεγέρσεων. Το ομαλό φάσμα μπορεί να είναι ο μέσος όρος ή ο στατιστικός μέσος των ανεξάρτητων φασμάτων απόκρισης ή μπορεί να είναι ένα περισσότερο συντηρητικό φάσμα.

Complete Quadratic Combination-CQC

Σύμφωνα με την μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (Complete Quadratic Combination-CQC), που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 3, Παράγραφος 3.4.3 του ΕΑΚ2000, δύο ιδιομορφές i και j θεωρούνται ασυσχέτιστες όταν:

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1\zeta \quad (4.1)$$

όπου ζ (σε %) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης των ιδιομορφών.

Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές exA τυχόντος μεγέθους απόκρισης A δίνονται από τη σχέση:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (\varepsilon_{ij} \cdot A_i \cdot A_j)} \quad (4.2)$$

όπου:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2 \cdot (1+r^2) \cdot r^{3/2}}{10^4 \cdot (1-r^2) + 4\zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)^2} \quad (4.3)$$

Square Root of Sum of Squares-SRSS

Σύμφωνα με την μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (Square Root of Sum of Squares-SRSS), που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 3, Παράγραφος 3.4.4 του ΕΑΚ2000, η πιθανή ακραία τιμή είναι:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i A_i^2} \quad (4.4)$$

4.3 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος είναι μια ελαστική στατική μέθοδος ανάλυσης η οποία έχει σκοπό τον υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης μιας κατασκευής. Προκύπτει από την δυναμική φασματική με θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής για κάθε μια από τις δύο διευθύνσεις υπολογισμού. Με τη μέθοδο αυτή είναι δυνατός ο άμεσος υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής εφαρμόζοντας ισοδύναμες στατικές δυνάμεις ως στατικά φορτία στην κατασκευή σύμφωνα με την Παράγραφο 3.5 του ΕΑΚ2000.

Οι σεισμικές συνιστώσες επιλέγονται παράλληλες προς τις κύριες διευθύνσεις του προς εξέταση κτιρίου και χρησιμοποιείται η επιτάχυνση σχεδιασμού $\Phi d(T)$ όπως προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού.

Η μέθοδος αυτή προορίζεται κυρίως για κανονικά κτίρια. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών αποτελεί βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή της, διότι διαφορετικά δεν είναι δυνατή η προσομοίωση της στρεπτικής ταλάντωσης των πατωμάτων. Επίσης η εφαρμογή της μεθόδου σε μη κανονικά κτίρια μειώνει την αξιοπιστία της, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις κτιρίων με επάλληλες εσοχές.

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.5.2 του ΕΑΚ2000

- Η τέμνουσα βάσης προκύπτει από τη σχέση:

$$V_o = M \cdot \Phi d(T) \quad (4.5)$$

όπου

M η συνολική ταλαντούμενη μάζα,

$\Phi d(T)$ η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μπορεί να προκύψει κατά προσέγγιση από τη σχέση:

$$T=0.09 \cdot \frac{H}{L} \cdot \sqrt{\frac{H}{H+\rho L}} \quad (4.6)$$

όπου

H το ύψος του κτιρίου,

L το μήκος του κτιρίου κατά την διεύθυνση υπολογισμού,

ρ ο λόγος της επιφάνειας των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς τη συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων.

- Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων είναι:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j} \quad (4.7)$$

ή για κανονικά κτίρια:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_j \cdot z_j} \quad (4.8)$$

όπου,

m_i η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i ,

φ_i η συνιστώσα στη στάθμη i της θεμελιώδους ιδιομορφής,

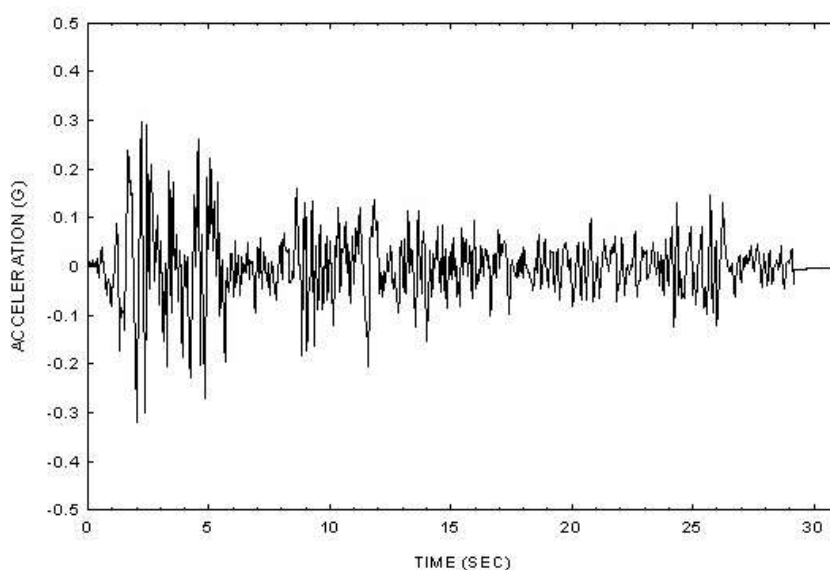
z_i η απόσταση της στάθμης i από τη βάση,

V_H η πρόσθετη δύναμη που επιδιώκει να καλύψει την αυξημένη τέμνουσα δύναμη που εμφανίζεται στους τελευταίους ορόφους των εύκαμπτων κτιρίων.

$$V_H = 0.07 \cdot T \cdot V_o \leq 0.25 \cdot V_o \text{ για } T \geq 1,0 \text{ sec} \quad (4.9)$$

4.4 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Η μέθοδος αυτή ασχολείται με τον υπολογισμό της απόκρισης της κατασκευής ως συνάρτηση του χρόνου όταν το σύστημα υπόκειται σε μία δοθείσα εδαφική επιτάχυνση, ίδια για όλα τα σημεία στήριξης της κατασκευής.



Εικόνα 4.1 Επιταχυνσιογράφημα

Το σημαντικότερο ίσως πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφικών αποκρίσεων είναι πολύ μικρή και πρακτικώς παραλείπεται. Έτσι π.χ. σε επίπεδα συστήματα αρκεί η χρήση 3 έως 5 ιδιομορφών, ανάλογα με την ομαλότητα του συστήματος. Παρόλα αυτά η ανάλυση χρονοϊστορίας εμφανίζει πολλά άλλα μειονεκτήματα, λόγω των οποίων σπάνια μπορεί να εφαρμοστεί στην πράξη. Καταρχήν η μέθοδος προϋποθέτει γραμμικά ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής και άρα η χρησιμότητα της περιορίζεται στην περίπτωση των μέτριων σεισμών. Θεωρητικά είναι δυνατόν να γίνει χρήση τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων που να αντιστοιχούν σε δεδομένο ανελαστικό φάσμα, οπότε μπορεί να ληφθεί υπόψη έμμεσα και η ανελαστική συμπεριφορά. Αλλά και στην περίπτωση αυτή τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα εμφανίζουν σοβαρά μειονεκτήματα αντιπροσωπευτικότητας, ευαισθησίας και συνοριακών συνθηκών που μπορούν να αλλοιώσουν πλήρως τα

αποτελέσματα. Για αυτό το λόγο κατά κανόνα επιβάλλεται η χρήση τριών έως πέντε φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων και στατιστική επεξεργασία των τελικών αποτελεσμάτων.

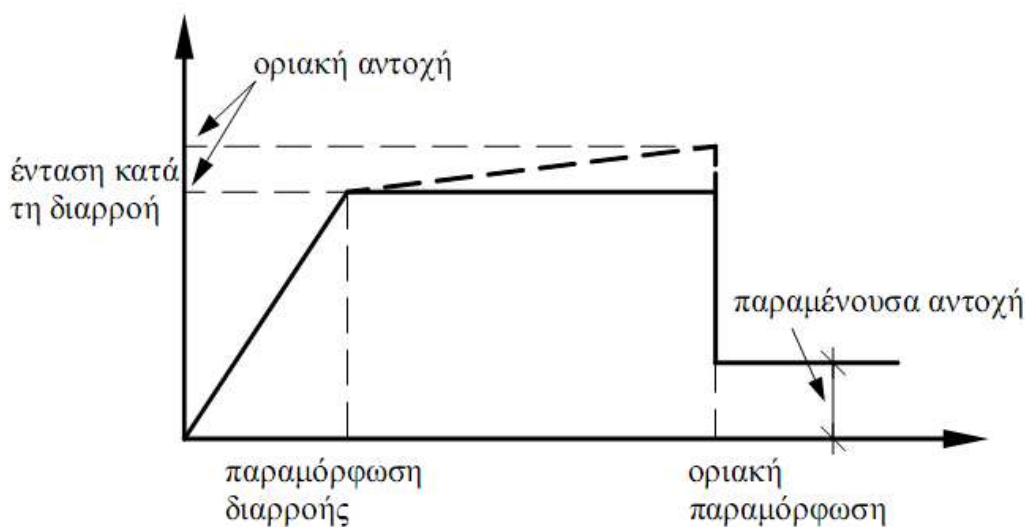
Επίσης σοβαρά προβλήματα δημιουργούνται και κατά τη διαστασιολόγηση, λόγω των πολλών συνδυασμών εντατικών μεγεθών που πρέπει να εξετασθούν. Ένα ακόμα πρόβλημα που δημιουργείται έχει να κάνει και με τις ποσοτικές διαφορές μεταξύ των διαφόρων εντατικών μεγεθών. Οι διαφορές αυτές μπορεί να είναι τέτοιες που να καθιστούν προβληματική τη διαστασιολόγηση. Είναι λοιπόν προφανές ότι πέρα από τον τεράστιο όγκο των υπολογισμών υπάρχει και πρόβλημα τελικής αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων.

4.5 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ (PUSHOVER)

Κύριος στόχος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής όταν αυτή υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Τα μεγέθη αυτά των ανελαστικών παραμορφώσεων συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο λαμβάνει υπόψη ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Το προσομοίωμα φορτίζεται με οριζόντια φορτία αμετάβλητης

κατανομής καθ' ύψος τα οποία αυξάνουν μονότονα και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η ανάλυση Pushover διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα. Η συνήθης μορφή αστοχίας είναι η αστοχία σε κάμψη μίας κρίσιμης διατομής (ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση φορτίου - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία. Οι καμπύλες αυτές (Εικόνα 4.2) περιλαμβάνουν την φάση εξασθένισης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντοχή του και έχουν την παρακάτω μορφή.



Εικόνα 4.2 Διγραμμική Καμπύλη Φορτίου – Μετατόπισης

Από την ανάλυση του προσομοιώματος κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης (capacity curve) της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης, V_b του κτιρίου και της μετατόπισης κορυφής, δ . Με βάση αυτή την καμπύλη γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης ωστόσο, απαιτείται η αντικατάσταση της καμπύλης αντίστασης από μία εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη από την οποία προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία, K_{el} και η αντίστοιχη τέμνουσα διαρροής, V_y .

Η στοχευόμενη μετατόπιση (target displacement) της κατασκευής υπολογίζεται για δεδομένη περίοδο επαναφοράς του σεισμού, είτε μέσω προσεγγιστικών μεθόδων, είτε χρησιμοποιώντας τη στατική ανελαστική ανάλυση (Static Nonlinear Analysis). Ωστόσο, ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού της μετακίνησης αυτής είναι μέσω της ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, η οποία όμως απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα ανάλυσης και σημαντικό υπολογιστικό κόστος. Πέραν των παραπάνω προβλημάτων δημιουργείται και αυτό της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων καθώς όπως αναφέρεται και στην παρακάτω παράγραφο η επιλογή της σεισμικής διέγερσης επηρεάζει κατά πολύ το τελικό αποτέλεσμα. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί αρκετές μέθοδοι υπολογισμού της στοχευόμενης μετατόπισης, όπως η μέθοδος ATC – 40, η μέθοδος των συντελεστών (Coefficient Method), η μέθοδος N2 κ.α.

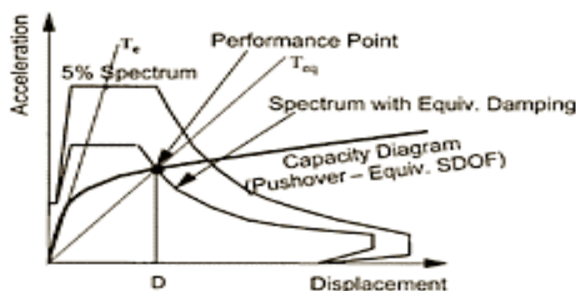
Αφού, υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κορυφής της κατασκευής σημειώνεται πάνω στην καμπύλη το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας (Εικόνα 4.3) και συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση.



Εικόνα 4.3 Ορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας στην Καμπύλη Αντίστασης

• ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Γενικά, επειδή η στατική ανελαστική ανάλυση βασίζεται στην θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (§2.3) και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής γίνεται με βάση την παραμόρφωση για συγκεκριμένη κατανομή φόρτισης καθ' ύψος, η ακρίβεια της δεν είναι αρκετά ικανοποιητική. Για τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής αρκεί η εύρεση του σημείου εξισορρόπησης της απαίτησης (demand) και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Το σημείο αυτό, όταν η καμπύλη είναι σε μορφή ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum) αντιστοιχεί στο σημείο τομής της με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για δεδομένη απόσβεση ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος.



Εικόνα 4.4 Γραφική Απεικόνιση Σημείου Επιτελεστικότητας

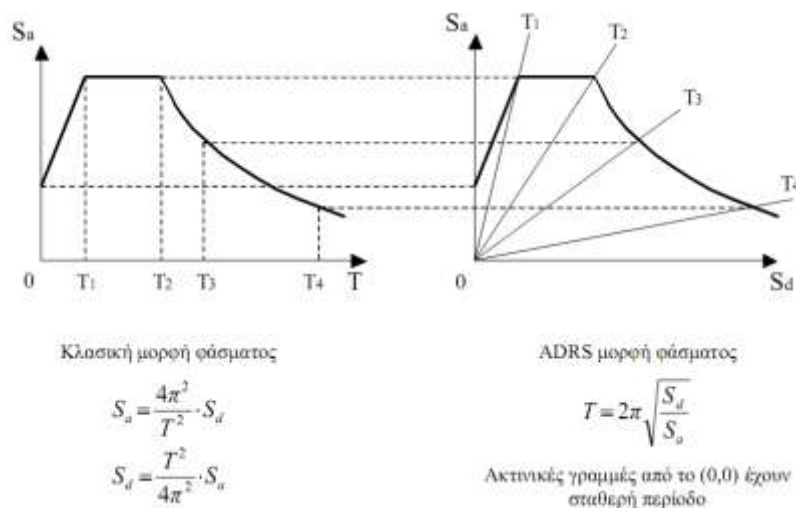
Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης με βάση τη μεθοδολογία ATC – 40 και τη μέθοδο των συντελεστών. Και στις δύο αυτές μεθόδους η μετακίνηση της κατασκευής υπολογίζεται με βάση το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, όπου για τη θεωρία πάνω στην οποία βασίζεται έγινε αναφορά σε προηγούμενο κεφάλαιο.

- **Μεθοδολογία ATC – 40**

Παρακάτω παρουσιάζεται μία από τις τρεις μεθοδολογίες υπολογισμού που προτείνονται από τον κανονισμό ATC – 40:

Βήμα 1: Μετατροπή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για απόσβεση $\zeta = 5\%$ σε μορφή ADRS:

Η διαδικασία μετατροπής παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 4.5 Μετατροπή Ελαστικού Φάσματος Σχεδιασμού σε Μορφή ADRS

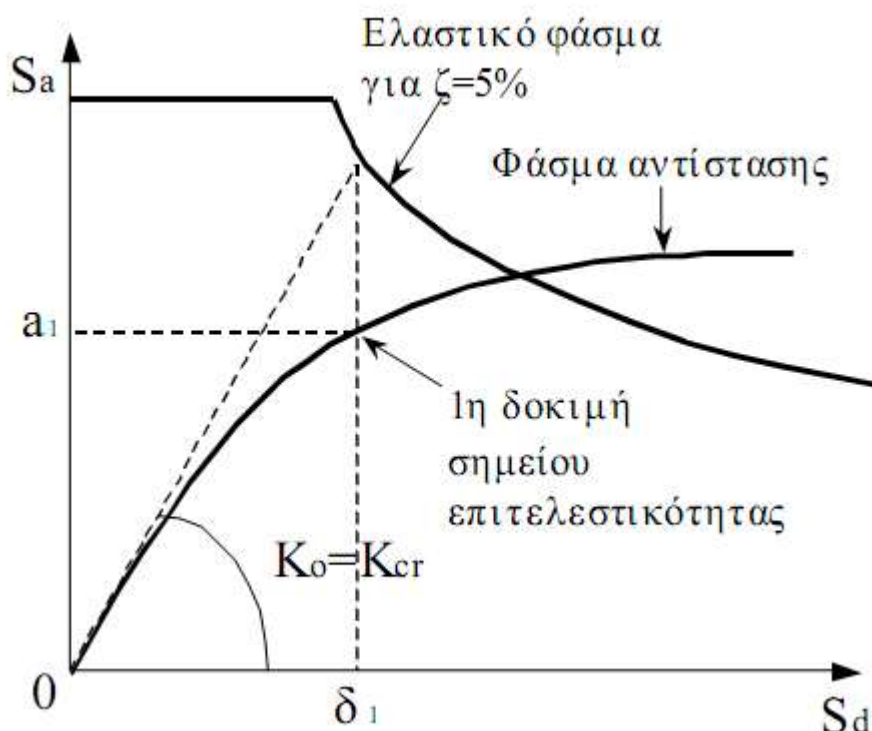
Βήμα 2: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης (capacity curve) και στη συνέχεια του φάσματος αντίστασης (capacity spectrum) :

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης και του φάσματος αντίστασης για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα έχει αναφερθεί παραπάνω (§2.2).

Βήμα 3: Εύρεση του πρώτου σημείου δοκιμών:

Για τη δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής υπολογίζουμε από το ελαστικό φάσμα με απόσβεση $\zeta = 5\%$ την αντίστοιχη μετακίνηση δ_1 από την οποία γίνεται και η πρώτη εκτίμηση

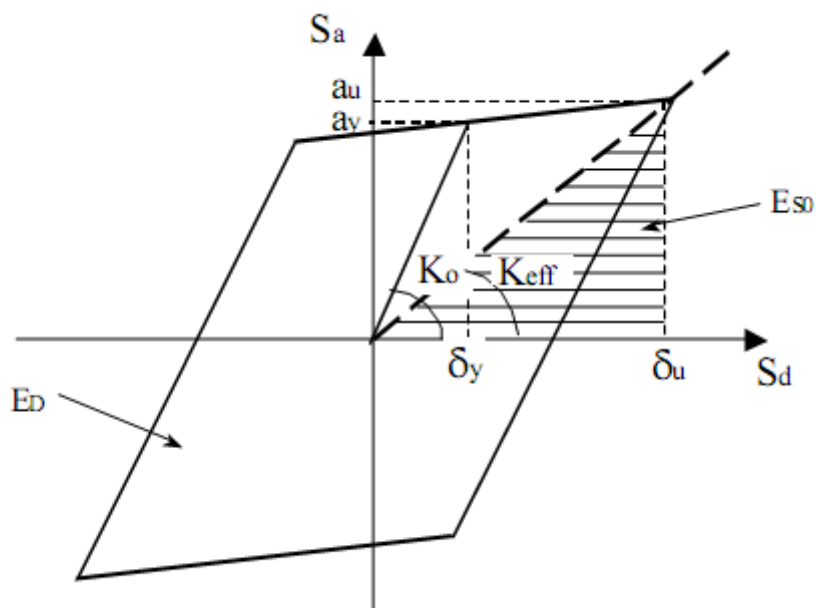
του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα αντίστασης. Στη συνέχεια υπολογίζεται και η αντίστοιχη επιτάχυνση a_1 . Τα παραπάνω φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 4.6 Εύρεση Πρώτου Σημείου Δοκιμών

Βήμα 4: Διγραμμικοποίηση φάσματος αντίστασης:

Από το προηγούμενο σημείο φέρνουμε μια ευθεία με τέτοιο τρόπο ώστε τα εμβαδά A1 και A2 να είναι ίσα. Στη συνέχεια, σημειώνουμε το σημείο τομής της παραπάνω ευθείας με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία της κατασκευής, και το οποίο αντιστοιχεί στη διαρροή με βάση τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς. Με προβολή στους δύο κάθετους άξονες προσδιορίζουμε την μετακίνηση διαρροής, δy και την επιτάχυνση διαρροής, $a y$ αντίστοιχα.



Εικόνα 4.8 Υπολογισμός Υστερητικής Απόσβεσης Κατά Chopra

$$\zeta_{\text{στ}} = \frac{0,637 (\alpha_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot \alpha_u)}{\alpha_u \cdot \delta_u} \quad (4.11)$$

Επειδή η παραπάνω σχέση υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας χρησιμοποιείται από τον ATC – 40 ο διορθωτικός συντελεστής κ,τσι τελικά η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση.

$$\zeta_{\text{eff}} = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (\alpha_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot \alpha_1)}{\alpha_1 \cdot \delta_1} \quad (4.12)$$

Στη συνέχεια υπολογίζουμε το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με απόσβεση $\zeta = \zeta_{\text{eff}}$. Αυτό μπορεί να γίνει κατευθείαν από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\zeta = 5\%$ χρησιμοποιώντας τους παρακάτω συντελεστές:

$$\text{SRA} = \frac{3,21 - 0,68 \ln \zeta_{\text{eff}}}{2,12} \geq \text{SRA}_{\text{min}} \quad (4.13)$$

Θεωρούμε ότι η μέθοδος συγκλίνει όταν ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$0,95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1,05 \cdot \delta_1 \quad (4.15)$$

Σε περίπτωση που δεν ισχύει η παραπάνω σχέση τότε επαναλαμβάνεται η προηγούμενη μεθοδολογία από το βήμα 5 και μετά. Σε αντίθετη περίπτωση η μετακίνηση δ_2 αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου.

Βήμα 7: Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης κατασκευής

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής υπολογίζεται από τη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου με βάση την σχέση:

$$\Delta = \Gamma \cdot \delta^* \quad (4.16)$$

Όπου Γ = ο συντελεστής συμμετοχής της κατασκευής

- **Μέθοδος των Συντελεστών**

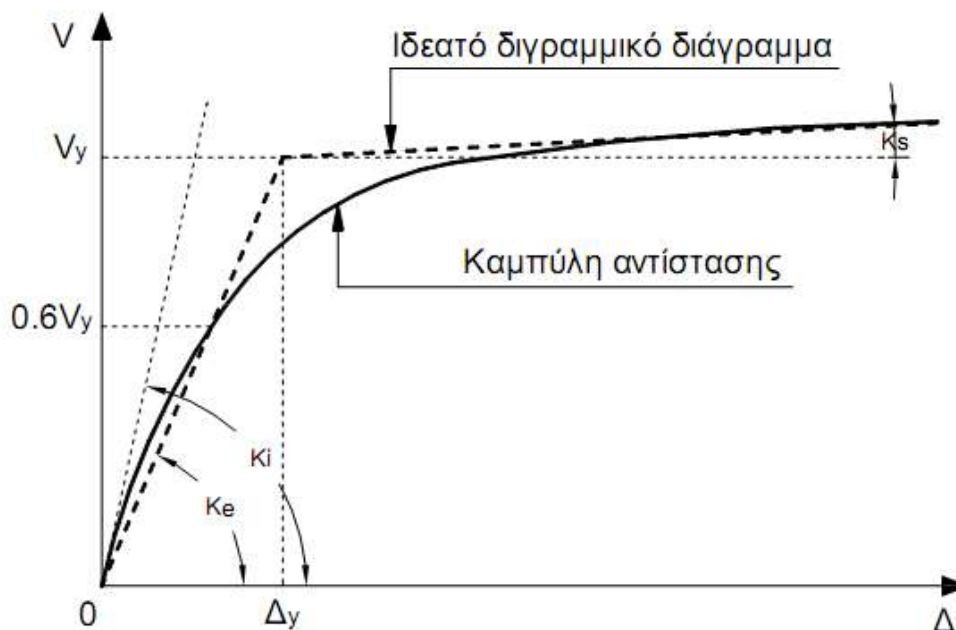
Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης με την παρούσα μέθοδο περιγράφεται τόσο στη FEMA 356, όσο και στον ATC – 40, ενώ αξίζει να αναφερθεί ότι και η μέθοδος αυτή βασίζεται στη θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Στη συνέχεια αναφέρονται ένα - ένα τα βήματα εφαρμογής της μεθόδου.

Βήμα 1: Διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης

Στον κανονισμό ATC – 40 προτείνεται η παρακάτω διαδικασία διγραμμικοποίησης της καμπύλης αντίστασης:

- Κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος με οριζόντια δυσκαμψία K_s , η οποία επιλέγεται αυθαίρετα κατά την κρίση του μηχανικού, και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο όπου η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια.
- Προσδιορίζεται ύστερα από κάποιες δοκιμές η ισοδύναμη ελαστική αντίσταση, K_e , ως η κλίση της ευθείας που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο της καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί σε τέμνουσα ίση με το 60% της τέμνουσας διαρροής, V_y .
- Τελικά, η τέμνουσα διαρροής αντιστοιχεί στο σημείο τομής των δύο προηγούμενων ευθειών, δηλαδή αυτής με κλίση K_e και αυτής με κλίση K_s που αντιστοιχούν στον ελαστικό και το μετελαστικό κλάδο αντίστοιχα.



Εικόνα 4.10 Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης

Βήμα 2: Προσδιορισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, T_e .

Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος για ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής K_e , υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (4.17)$$

Όπου K_i = η ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής.

T_i = η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής κατά την διεύθυνση που εξετάζεται, λαμβάνοντας υπόψη την ελαστική δυσκαμψία K_i .

Βήμα 3: Εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης, Δt .

Για δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\Delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_s^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (4.18)$$

Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών αναφέρονται σε σχετική βιβλιογραφία [16]

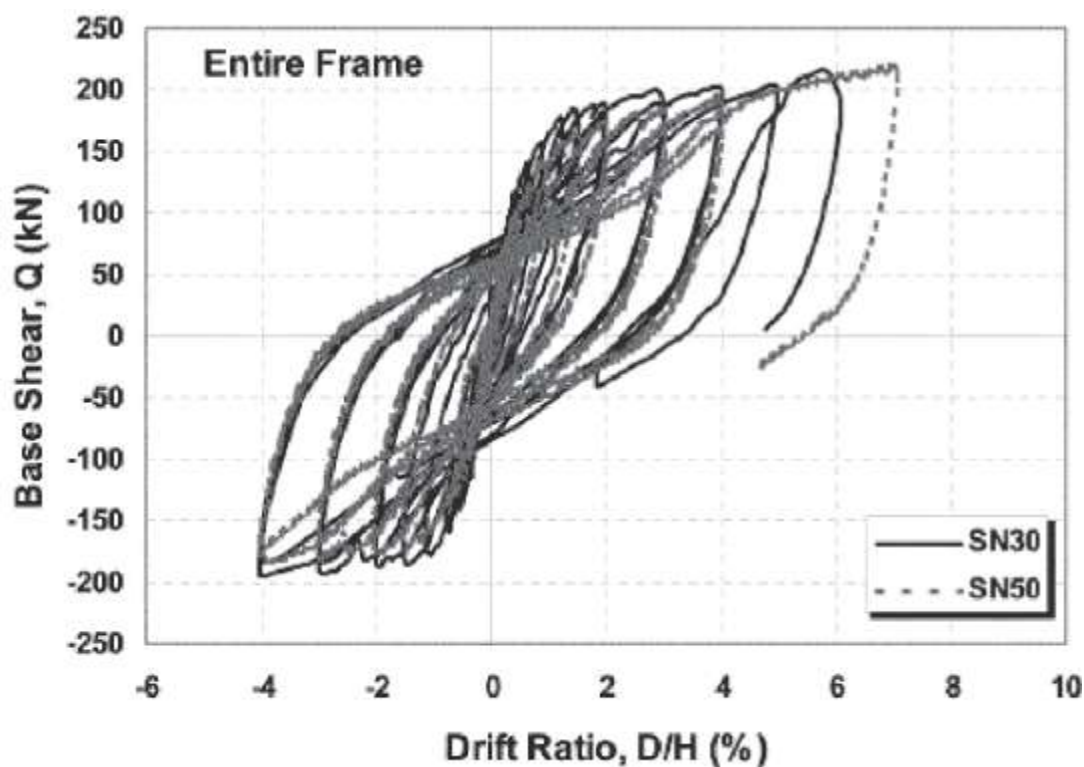
Η μέθοδος Pushover τελεί υπό συνεχή αναθεώρηση, ενώ στους σύγχρονους κανονισμούς επί του παρόντος χρησιμοποιείται η μέθοδος με βάση τις μετακινήσεις (Displacement Coefficient Method).

Πολλά έχουν ειπωθεί για την ακρίβεια και τη χρησιμότητα της Pushover στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Αυτό που ουσιαστικά μπορεί να παράσχει στον μελετητή είναι μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων των κρίσιμων διατομών της κατασκευής, να αποκαλύψει πιθανές αδυναμίες του φορέα, να ανιχνεύσει περιοχές του φορέα οι οποίες παρουσιάζουν μεγάλες απαιτήσεις σε παραμορφώσεις και να αξιολογήσει την ευστάθεια του δομικού συστήματος στο σύνολο του. Η Pushover δεν μπορεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής, ιδιαίτερα όταν είναι σημαντική η

συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στη σεισμική απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της Pushover εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τη μορφή του προφίλ των οριζόντιων σεισμικών φορτίων που επιβάλλονται. Μεγάλη επίσης κριτική έχει δεχθεί η επιλογή της μετακίνησης της οροφής της κατασκευής ως παραμέτρου ελέγχου και συνολικής απόκρισης της κατασκευής.

4.6 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποτελεί τη δεύτερη από τις κατηγορίες μη γραμμικών αναλύσεων των κατασκευών. Με την πάροδο των χρόνων και με την εξέλιξη σε διάφορους τομείς της τεχνολογίας, όπως η βελτίωση των αλγορίθμων επίλυσης μη γραμμικών προβλημάτων, η ανάπτυξη πληθώρας λογισμικών που καλύπτουν τέτοιου είδους αναλύσεις και κυρίως η ραγδαία εξέλιξη της υπολογιστικής ισχύος των σύγχρονων ηλεκτρονικών υπολογιστών, οι αναλύσεις αυτές έχουν κερδίσει σημαντικό έδαφος τόσο σε ερευνητικό επίπεδο, όσο και σε επίπεδο σχεδιασμού νέων κατασκευών.



Εικόνα 4.11 Βρόγχοι Υπό Ανακυκλιζόμενη Φόρτιση

Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων, από όπου υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας η απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της μεθόδου θα πρέπει να ελέγχονται σε κάθε περίπτωση και αν κρίνεται απαραίτητο να μειώνεται το χρονικό βήμα της ολοκλήρωσης. Με αυτό τον τρόπο είναι δυνατό να μειωθούν κάποιοι παράγοντες, όπως για παράδειγμα η απότομη μείωση της δυσκαμψίας από ένα βήμα στο επόμενο, που επηρεάζουν την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Η διόρθωση της λύσης σε κάθε χρονικό βήμα γίνεται μέσω της επαναληπτικής διαδικασίας σύγκλισης Newton – Raphson.

Η μη γραμμική ανάλυση Pushover, όπως προαναφέρθηκε, προϋποθέτει καθορισμό ενός πλευρικού προφίλ φορτίσεων και προσδιορισμό της στοχευόμενης μετατόπισης για τον έλεγχο του φορέα. Αντίθετα, η δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας εξαρτάται από δύο παράγοντες. Πρώτον την εξιδανίκευση του φορέα, δηλαδή των προσομοιωμάτων για την

αναπαράσταση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του, και δεύτερον της επιλογής του επιταχυνσιογραφήματος που θα χρησιμοποιηθεί. Το τελευταίο απαιτεί την καλή γνώση της αναμενόμενης σεισμικής κίνησης στο σημείο στο οποίο εδράζεται η κατασκευή, κάτι το οποίο είναι δύσκολο να συμβεί.

Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια του σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρόλα αυτά η απόκριση της κατασκευής ενδέχεται να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις.

Για τους παραπάνω λόγους τα χρησιμοποιούμενα επιταχυνσιογραφήματα είναι κατάλληλα επιλεγμένες φυσικές καταγραφές ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα συμβατά με κάποιο φάσμα

σχεδιασμού, για την κατασκευή των οποίων ελήφθησαν όλες οι πιθανές αβεβαιότητες όσον αφορά τη σεισμική κίνηση. Τα τεχνητά αυτά επιταχυνσιογραφήματα διακρίνονται σε πλήρως τεχνητά και σε ημιτεχνητά τα οποία θυμίζουν περισσότερο τις φυσικές καταγραφές.

Ενώ η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου.

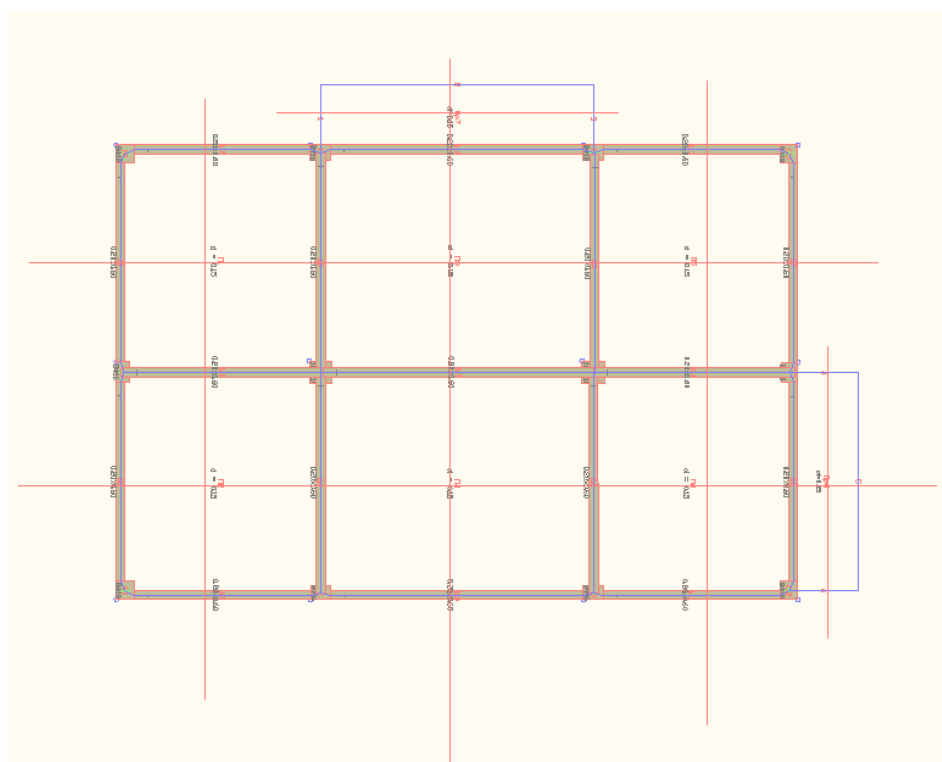
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ

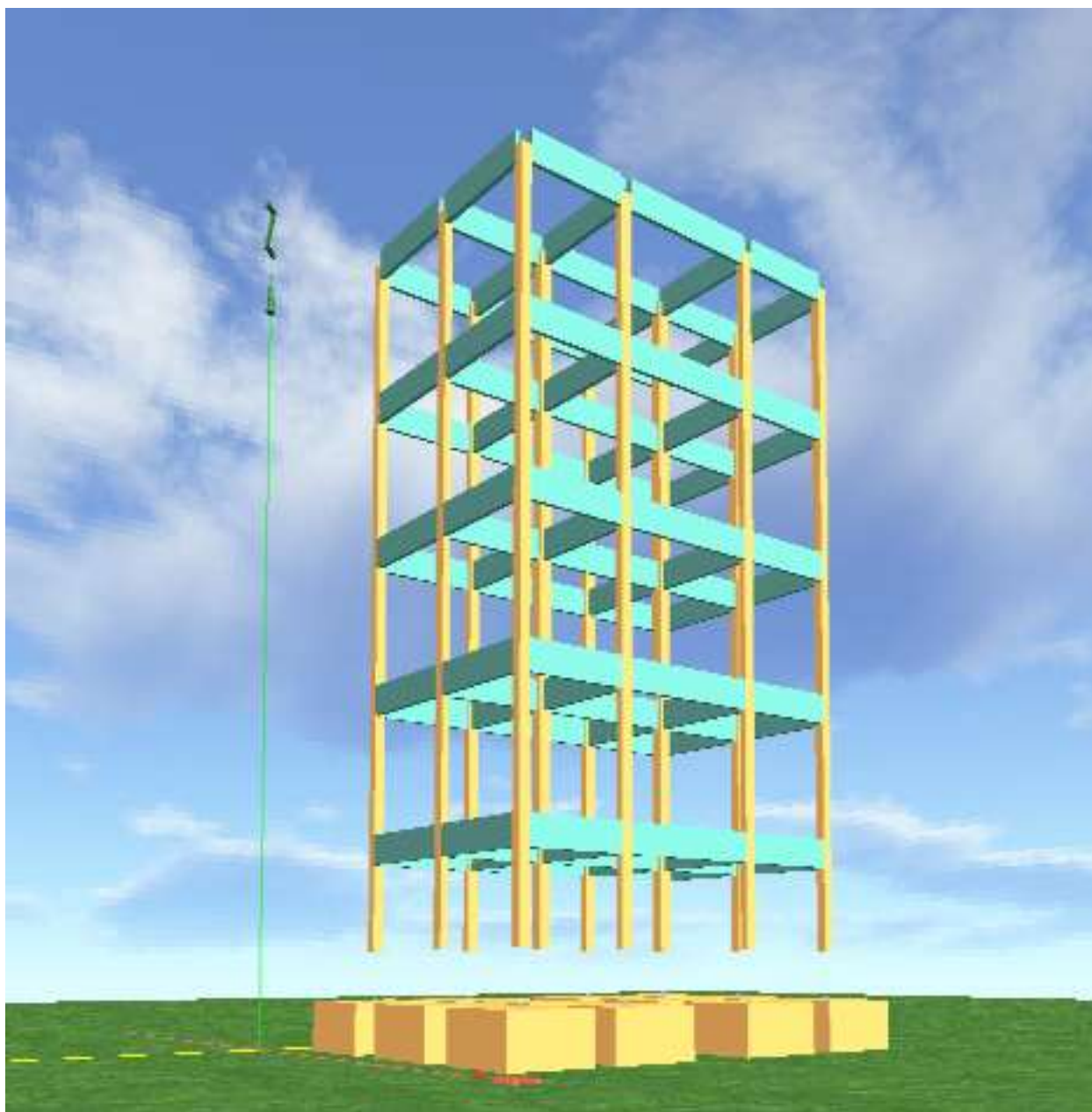
Το κτίριο αναλύεται σαν ένα χωρικό προσομοίωμα (Εικόνα 5.2), αγνοώντας την επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη οριζόντιας δύναμης και θεωρώντας μόνο την συμβολή των υπολοίπων δομικών στοιχείων (δοκοί, υποστυλώματα). Θεωρούμε ότι το κτίριο είναι πακτωμένο στο έδαφος.

5.2 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΦΟΡΕΑ

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή, πρόκειται για υφιστάμενη τετραώροφη κατασκευή, που αποτελείται από υποστυλώματα και δοκούς ίδιων διαστάσεων σε όλες του τις στάθμες. Σε κάθε στάθμη υπάρχουν δύο πρόβολοι.



Εικόνα 5.1 Κάτοψη Ισογείου και ορόφων



Εικόνα 5.2 Χωρικό Προσομοίωμα

5.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΛΙΚΩΝ

Η ποιότητα σκυροδέματος των δομικών μελών του κτιρίου είναι C16/20 και του χάλυβα των οπλισμών S400, έτσι η εισαγωγή των υλικών στο 3DR.STRAD ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία:

Μοντέλο → Ιδιότητες σταθμών

	h [m]	hTotal [m]	d [cm] πλάκας	E Elasticity [T ή kN/m ²]	Αρχείο Υλικών
Όροφος	3.00	17.00	15	2.8E+7	E16S400.YLI
Όροφος	3.00	14.00	15	2.8E+7	E16S400.YLI
Όροφος	3.00	11.00	15	2.8E+7	E16S400.YLI
Όροφος	3.00	8.00	15	2.8E+7	E16S400.YLI
Όροφος	4.00	5.00	15	2.8E+7	E16S400.YLI
Βεελίωση	1.00	1.00	15	2.8E+7	E16S400.YLI

Στάθμη μηδενισμού σεισμικού φορτίου: 0 ☐ Βεελίωση με Πεδιλοδοκούς

Στάθμη υπολογισμού συνολικής ταλαντούμενης μάζας: 1 ☐

OK Άκυρο

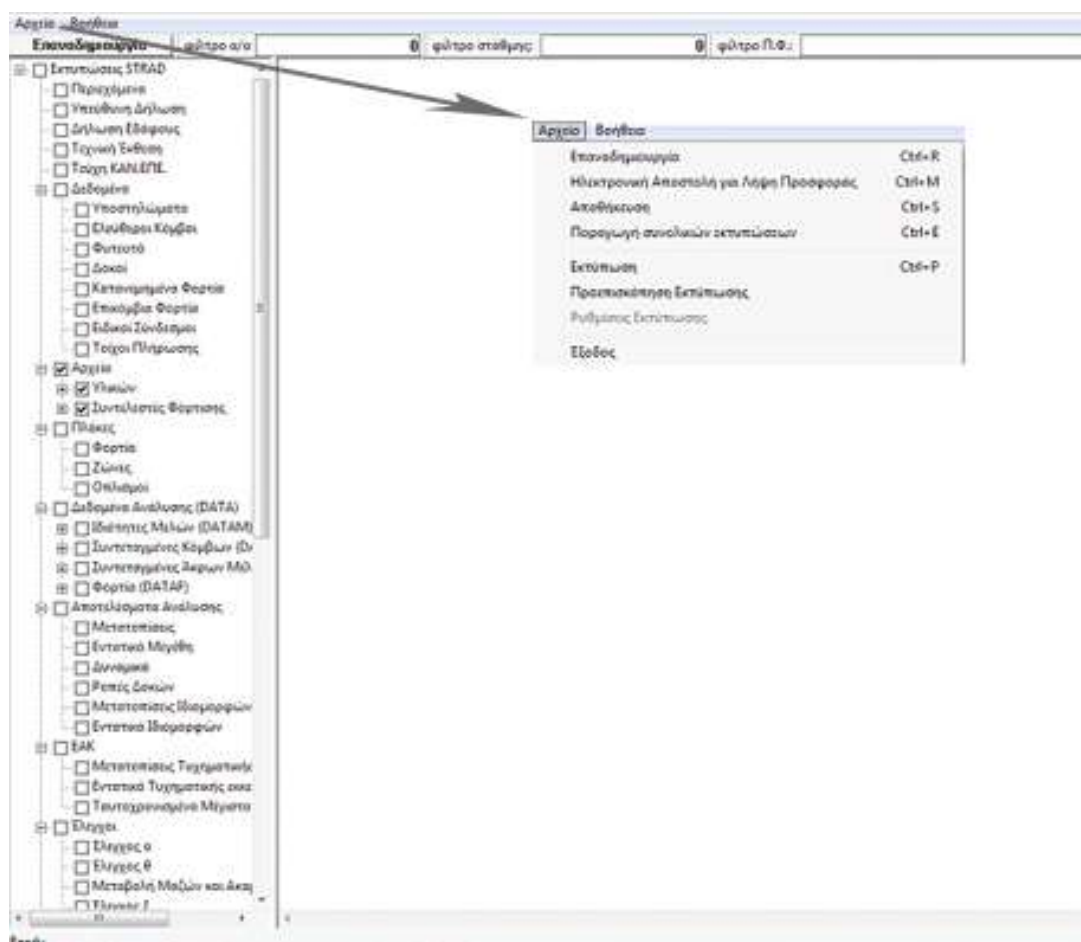
Εικόνα 5.3 Ορισμός χαρακτηριστικών μεγεθών και ποιότητα υλικών ανά όροφο

Για σκυρόδεμα C16/20 ορίζεται μέτρο ελαστικότητας $E = 27.5 \text{ GPa}$, ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος 25 kN/m^3 και θλιπτική αντοχή ίση με $f_c = 16 \text{ MPa}$.

Για χάλυβα S400 ορίζεται μέτρο ελαστικότητας $E = 200 \text{ GPa}$, ειδικό βάρος 79 kN/m^3 και τάση διαρροής ίση με $f_y = 400 \text{ MPa}$.

Υπολογισμοί → BIM Reports

Τσεκάρουμε το κουτάκι των επιλογών → Επαναδημιουργία → Παραγωγή συνολικών εκτυπώσεων



Εικόνα 5.4 Σημείο επιλογής εκτύπωσης δεδομένων από το 3DR.STRAD.

Η εκτενής αναφορά που δημιουργήθηκε από το 3DR.STRAD, με το αρχείο των υλικών και τους συντελεστές φόρτισης βρίσκεται στο Παράρτημα ...

5.4 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

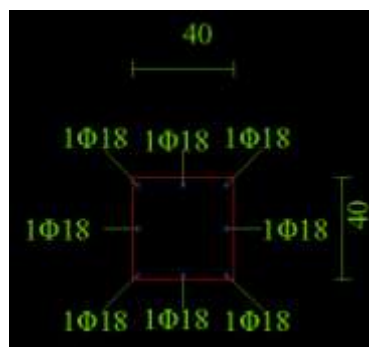
Οι διατομές των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοιγίων τυποποιούνται ανάλογα με τις διαστάσεις και τον αριθμό των ράβδων οπλισμού που περιέχουν. Έτσι ορίζονται 4 διαφορετικές διατομές δοκών και 6 υποστυλωμάτων.

□ □ ΔΟΚΟΙ

1. Δ20/60 (4Φ10)
2. Δ20/60 (2Φ12 + 2Φ14)
3. Δ20/60 (4Φ14)
4. Δ20/60 (4Φ12)

□ □ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

1. Κ40/40 (8Φ18)
2. Κ45/30 (8Φ16)
3. Κ35/45 (8Φ18)
4. Κ50/50 (16Φ20)
5. Κ30/45 (8Φ16)
6. Κ45/35 (8Φ18)



Εικόνα 5.5 υποστύλωμα Κ40/40 (8Φ18)

Όπου παραδείγματος χάριν Κ40/40 (8Φ18) δηλώνει υποστύλωμα διαστάσεων 40cm επί 40 cm με περιμετρικό οπλισμό 8Φ18.

5.5 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Λόγω της μη προσομοίωσης των πλακών τα φορτία τα οποία μεταφέρονται από τις πλάκες στις δοκούς υπολογίζονται με βάσει τις επιφάνειες επιρροής που ορίζονται κατά το Κεφάλαιο 9, § 9.1.5 του ΕΚΩΣ. Η παραδοχή φορτίσεων έγινε σύμφωνα με τον κανονισμό φορτίσεων δομικών έργων ΒΔ 10/31 – 12 – 1945 (ΦΕΚ 325Α) όπου ορίζει:

Επικάλυψη: 2.00 kN/m²

Επικάλυψη δαπέδων και εσωτερικά χωρίσματα: 2.00 kN/m²

Κινητό Φορτίο Δαπέδων Γενικώς: 2.00 kN/m²

Κινητό Φορτίο Δαπέδων Εξωστών: 5.00 kN/m²

Κινητό Φορτίο Δαπέδων Δώματος: 1.00 kN/m²

Δομική Οπτοπλινθοδομή: 2.10 kN/m²

Μπατική Οπτοπλινθοδομή: 3.60 kN/m²

Προκύπτουν λοιπόν σε κάθε όροφο οι παρακάτω επιφάνειες και τα φορτία ανά δοκό αυξημένα (υπέρ της ασφαλείας) κατά 10%.

A/A		Φορτία Χρήσης	ψ_2
1	1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
	1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0.5
	1.3	Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κλπ.)	0.8
	1.5	Μη βατές στέγες	0.0
2		Άνεμος	0.0
3		Χιόνι (Μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

Πίνακας 5.6 Τιμές Συντελεστή ψ_2 Συνδυασμού $G+\psi_2Q$

Όπως προκύπτει από τον παραπάνω πίνακα, η τιμή για το ψ_2 είναι 0.3, διότι αναφερόμαστε σε κατοικία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ

ΑΠΟ ΒΑΣΙΛΙΚΟ ΔΙΑΤΑΓΜΑ

6.1 ΚΤΙΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΑ ΑΠΟ ΤΟ 1960 ΜΕΧΡΙ ΤΟ 1984

6.1.1 Γενικά

Τα υλικά που χρησιμοποιούνταν την εποχή εκείνη, για συνήθεις κατασκευές ήταν:

- Σκυρόδεμα κατηγορίας **B160**, που σημαίνει ότι κυβικό δοκίμιο 20x20x20cm, ηλικίας 28 ημερών υποβαλλόμενο σε θλίψη, θα θραύσει για τάση 160kg/cm^2 . Αν θέλαμε να κάνουμε αναγωγή σε σημερινά δεδομένα, όπου ο πρότυπος κύβος είναι 15x15x15cm, τότε σύμφωνα με την Εικόνα 6.1 $W_{15} = (106,9/100) \times W_{20} = 170.5\text{ kg/cm}^2$ (17Mpa).

Η αντοχή του πρότυπου κυλίνδρου 15x30cm, μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με την Εικόνα 6.2 και πιο συγκεκριμένα $C = 160/1.225 = 130.6\text{kg/cm}^2$. Στην γενική περίπτωση, χάριν ευκολίας, η αντοχή του πρότυπου κυλίνδρου μπορεί να ληφθεί ίση με του πρότυπου κύβου, διαιρούμενη με το 1,25.

Το μέτρο ελαστικότητας για κάθε κατηγορία σκυροδέματος, για τον υπολογισμό μεγεθών παραμορφώσεων έχει την τιμή $E_c = 2,1 \times 10^5\text{kg/cm}^2$, ενώ για τον υπολογισμό τάσεων την τιμή $E_c = 1,4 \times 10^5\text{kg/cm}^2$.

- Χάλυβας κατηγορίας **ST I**, διαμέτρου έως και Φ30 και συνολικού μήκους μέχρι και 18m. Ο ST I, αντίθετα με άλλες κατηγορίες, είναι συγκολλησίμος ενώ στε πέρατα των οπλισμών απαιτούνται άγκιστρα. Τα δύο αυτά γεγονότα, έχουν ιδιαίτερα σημασία σε περίπτωση που απαιτηθούν ενισχύσεις, διότι ο εργολάβος θα μπορέσει να συγκολλήσει τον νέο οπλισμό.

Όλοι οι χάλυβες που χρησιμοποιούνται ως οπλισμοί, έχουν τα εξής κοινά χαρακτηριστικά:

Μέτρο Ελαστικότητας: $E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Μέτρο ολισθήσεως: $G=8.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

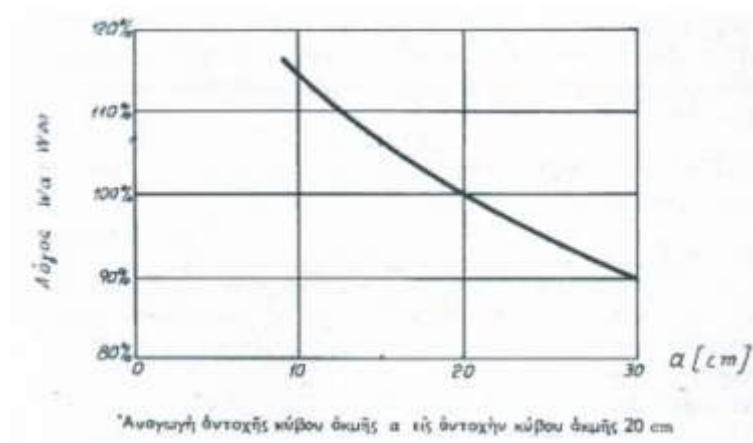
Συντελεστής θερμ. διαστολής: $\alpha=1.2 \times 10^{-5} / \text{grad}$

Ειδικό βάρος: $\rho=7,85 \times \text{kg/dm}^3$

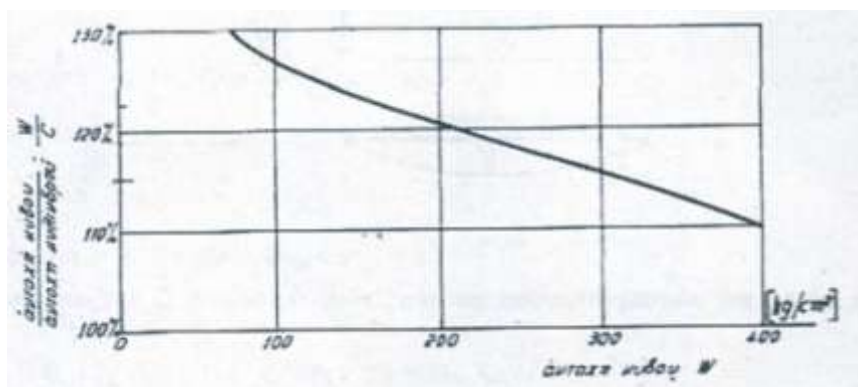
Όσον αφορά τα φορτία, ο σχεδιασμός για συνήθεις κατασκευές γινόταν λαμβάνοντας υπ' όψιν:

- Κινητά: $p= 200 \text{ kg/m}^2$
- Μόνιμα (δαπέδου και μονώσεις): $g= 160 \text{ kg/m}^2$ (Σε πολλές κατασκευές οι μελετητές λάμβαναν $g = 80 \text{ kg/m}^2$)

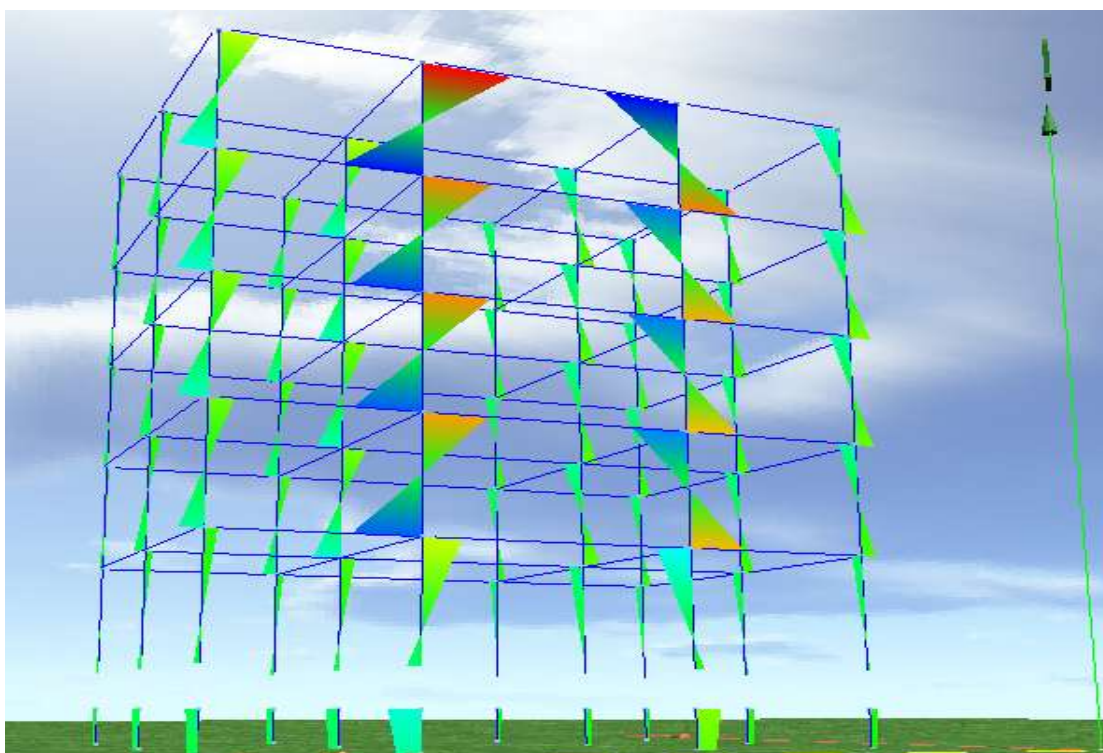
Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των κτιρίων, βασίζονταν κυρίως σε πίνακες.



Εικόνα 6.1

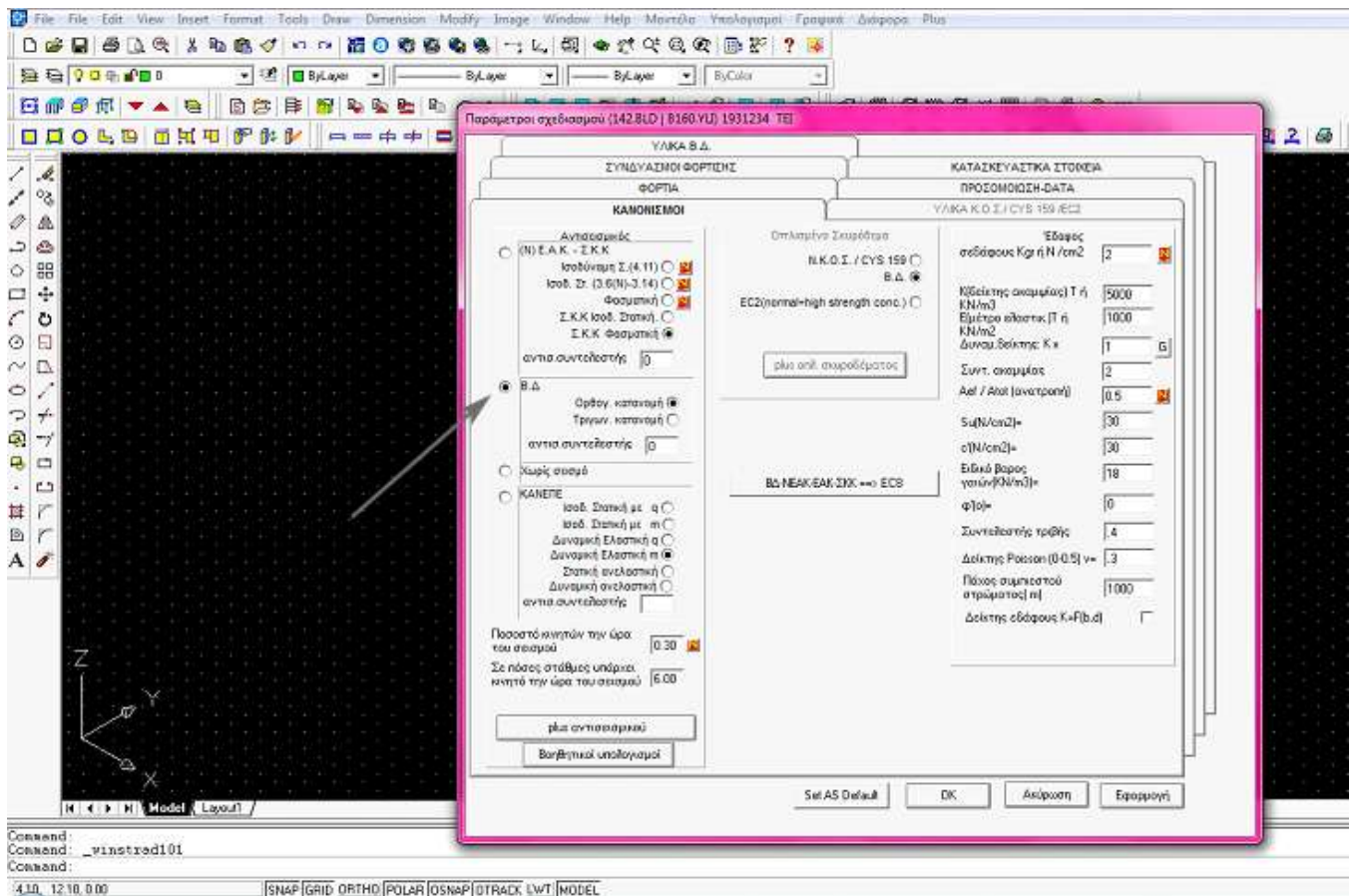


Εικόνα 6.2



Εικόνα 6.3 Εικόνα κατασκευής
(από την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Υπολογισμοί → Γενικές Παράμετροι → Επιλογή Υλικών (από αναδυόμενη λίστα) → επιλέγουμε τον κανονισμό όπου επιθυμούμε → OK

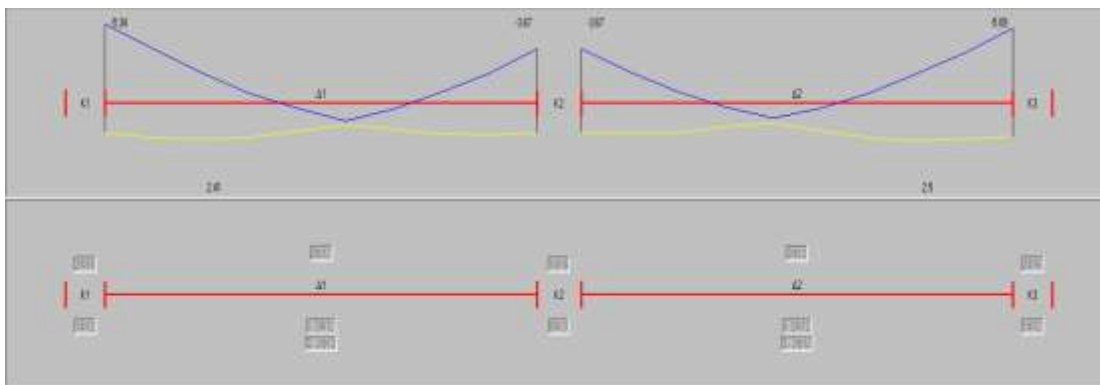


Εικόνα 6.3 Περιοχή καταχώρησης Γενικών Παραμέτρων του 3DR.STRAD
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Τσεκάρουμε την επιλογή επίλυσης Β.Δ. με ορθογωνική διατομή.

Τα παρακάτω αποτελέσματα οπλισμού εκτυπώθηκαν με τη βοήθεια του BIM Reports του 3DR.STRAD

Ισόγειο:



Εικόνα 6.2 Διάγραμμα ροπών δοκών Δ1, Δ2

ΔΟΚΟΣ Δ1:

Άνω οπλισμός : 2Φ12

Κάτω: 4Φ12

Στήριξη : 2Φ16 (Αρχή) & 1Φ16 (Τέλος)

ΔΟΚΟΣ Δ2:

Άνω οπλισμός : 2Φ12

Κάτω: 4Φ12

Στήριξη : 1Φ16 (Αρχή)
& 2Φ16 (Τέλος)

Υπάρχοντα δεδομένα:

ΔΟΚΟΣ Δ1:

Κάτω: 4Φ10

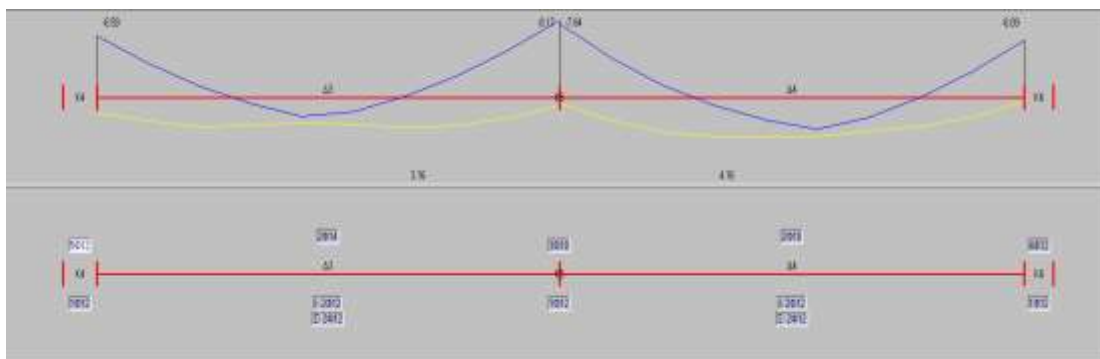
Στήριξη : 1Φ10 (Αρχή) & 3Φ12 (Τέλος)

ΔΟΚΟΣ Δ2:

Κάτω: 4Φ12

Στήριξη : 3Φ12 (Αρχή)
& 1Φ10 (Τέλος)

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα που προέκυψαν με τα σίδερα όπου έχουν ήδη χρησιμοποιηθεί, συμπεραίνουμε ότι απαιτείται περισσότερος οπλισμός ώστε να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του Β.Δ.



Εικόνα 6.3 Διάγραμμα ροπών δοκών Δ3, Δ4 ισογείου

ΔΟΚΟΣ Δ3:

Άνω οπλισμός : 2Φ14

Κάτω: 4Φ12 (2Ι+2Σ)

Στήριξη : 5Φ12 (Αρχή) & 3Φ18 (Τέλος)

ΔΟΚΟΣ Δ4:

Άνω οπλισμός : 2Φ10

Κάτω: 4Φ12 (2Ι+2Σ)

Στήριξη : 3Φ18 (Αρχή)
& 4Φ12 (Τέλος)

Υπάρχοντα δεδομένα:

ΔΟΚΟΣ Δ3:

Κάτω: 2Φ12 + 2Φ14 (2Ι+2Σ)

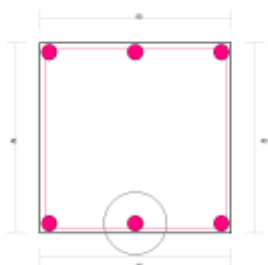
Στήριξη : 3Φ14 (Αρχή) & 3Φ14 (Τέλος)

ΔΟΚΟΣ Δ4:

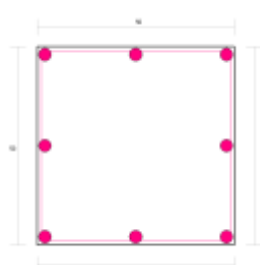
Κάτω: 2Φ12 + 2Φ14 (2Ι+2Σ)

Στήριξη : 3Φ14 (Αρχή)
& 2Φ14 (Τέλος)

Επίσης παρατηρούμε ότι απαιτείται περισσότερος οπλισμός ώστε να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του Β.Δ.



ΥΠ. Κ1: 6Φ20



ΥΠ. Κ5: 8Φ20

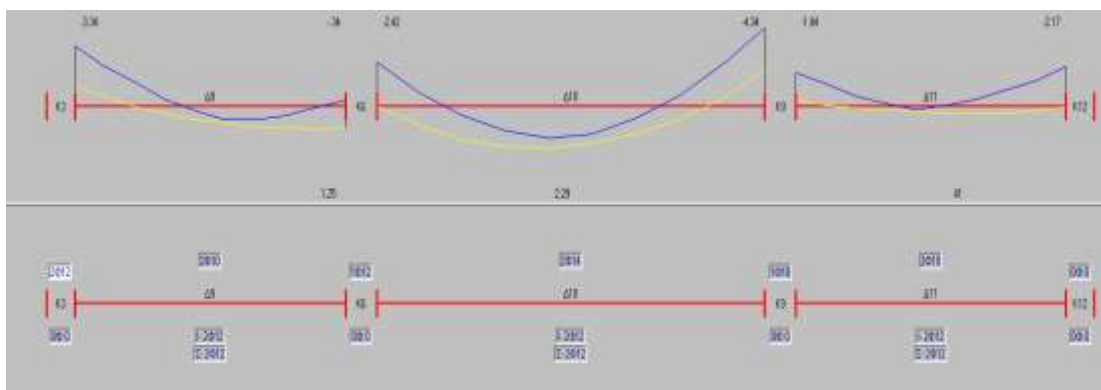
Υπάρχοντα δεδομένα:

ΥΠ. Κ1: 8Φ18

ΥΠ. Κ5: 16Φ20

Παρατηρούμε ότι στο υποστύλωμα Κ5 έχει χρησιμοποιηθεί ο διπλάσιος οπλισμός από τον απαιτούμενο. Σε αντίθεση με τις δοκούς διαπιστώνουμε ότι για τα υποστυλώματα καταλήξαμε ότι με λιγότερο οπλισμό του υπαρκτού ικανοποιείτε το Β.Δ. .

Γ' ΟΡΟΦΟΣ



Εικόνα 6.4 Διάγραμμα ροπών δοκών Δ9, Δ10, Δ11 3^{ου} ορόφου

ΔΟΚΟΣ Δ9:

Άνω οπλισμός : 2Φ10
2Φ10

Κάτω: 4Φ12(2Ι+2Σ)
+2Σ)

Στήριξη : 2Φ12 (Αρχή)
(Αρχή)

& 1Φ12 (Τέλος)

ΔΟΚΟΣ Δ10:

Άνω οπλισμός : 2Φ14

Κάτω: 4Φ12(2Ι+2Σ)

Στήριξη : 1Φ12 (Αρχή)

& 1Φ18 (Τέλος)

ΔΟΚΟΣ Δ11:

Άνω οπλισμός :

Κάτω: 4Φ12(2Ι

Στήριξη : 2Φ18

& 0Φ0 (Τέλος)

Υπάρχοντα δεδομένα:

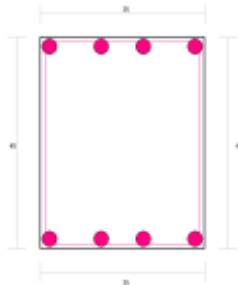
ΔΟΚΟΣ Δ9:

ΔΟΚΟΣ Δ10:

ΔΟΚΟΣ Δ11:

Κάτω: 4Φ10

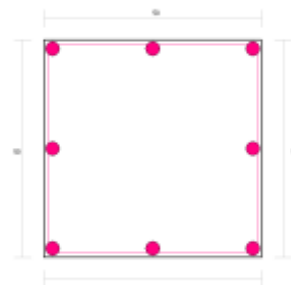
Στήριξη : 1Φ10 (Αρχή)
& 2Φ14 (Τέλος)



ΥΠ. Κ7: 8Φ20

Κάτω: 4Φ12

Στήριξη : 2Φ14 (Αρχή)
& 2Φ14 (Τέλος)



ΥΠ. Κ8: 8Φ20

Υπάρχοντα δεδομένα:

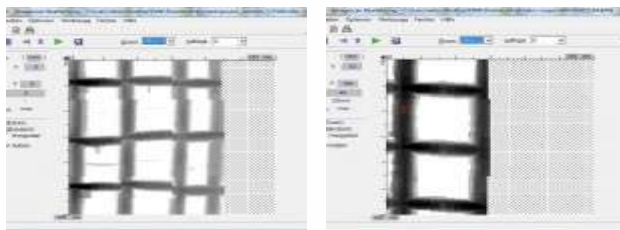
ΥΠ Κ7: 8Φ18

ΥΠ Κ8: 16Φ20

6.2 Αποτύπωση Φέροντος Οργανισμού

Βλέποντας τις άνω διαφορές, καταλαβαίνουμε την μεγάλη σημασία της σωστής γεωμετρικής αποτύπωσης όλων των δομικών στοιχείων, καθώς και των απαραίτητων μετρήσεων, για να εντοπιστούν τα φέροντα δομικά στοιχεία (με πλήρη στοιχεία για τον οπλισμό-διάμετρο και αριθμό ράβδων για τα υποστυλώματα, τις δοκούς, και τις πλάκες).





Άλλωστε, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, θέλοντας να διασφαλίσει ότι τα γεωμετρικά δεδομένα που αποτυπώθηκαν πλησιάζουν όσο το δυνατόν ακριβέστερα στην πραγματική κατάσταση, εισάγει τον όρο της Σ.Α.Δ (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων), από την οποία θα καθοριστούν οι συντελεστές ασφαλείας. Αναλυτικότερα, θεωρεί τρεις στάθμες, την ανεκτή, την ικανοποιητική και την υψηλή, ανάλογα από τον τρόπο που προέρχονται τα δεδομένα.

Σ.Α.Δ:	Υψηλή	Ικανοποιητική	Ανεκτή
Βασικοί Συνδυασμοί Δράσεων:	$\gamma_g = 1,20$	$\gamma_g = 1,35$	$\gamma_g = 1,50$
Υπόλοιπες Περιπτώσεις Συνδυασμών Δράσεων:	$\gamma_g = 1,00$	$\gamma_g = 1,10$	$\gamma_g = 1,20$

Κατατοπιστικό για την Σ.Α.Δ των γεωμετρικών δεδομένων είναι ο Πίνακας.

ΔΕΔΟΜΕΝΑ								
ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ Κ.Λ.Π. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ Κ.Λ.Π.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ		
Ανεκτι	Κανονιστική	Υψηλή	Ανεκτι	Κανονιστική	Υψηλή	Ανεκτι	Κανονιστική	Υψηλή
		✓			✓			✓
		✓			✓		✓	
✓			✓			✓		
	✓			✓			✓	
✓			✓			✓		
✓	✓		✓	✓		✓	✓	

ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	
1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεκγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις
2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις
3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)
4	Δεδομένο που έχει διπλοτυωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα
5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο
6	Δεδομένο που έχει ενόλως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ	
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ
✓	
✓	
✓	
	✓
	✓
	✓

6.3 Ποιοτικός Έλεγχος Σκυροδέματος

Επιπλέον, η αντοχή του σκυροδέματος λήφθηκε προσεγγιστικά. Είναι λογικό συμπέρασμα, πώς διαφορετικές αντοχές θα δώσουν διαφορετικά αποτελέσματα. Η εύρεση λοιπόν, της αντοχής και ο ποιοτικός έλεγχος των φερόντων δομικών στοιχείων των κτιρίων είναι πολύ σημαντικός όταν αυτά είναι άγνωστα σε ένα κτίριο ή όταν υπάρχει κάποια αμφιβολία των στοιχείων για μια υπάρχουσα εγκεκριμένη μελέτη. Ο υπολογισμός της αντοχής γίνεται με Μη Καταστροφικές Μεθόδους που υπερέχουν έναντι των καταστροφικών μεθόδων λόγω του χαμηλού κόστους και της αποφυγής οποιασδήποτε επέμβασης στο κτίριο.

Με τις μεθόδους αυτές υπολογίζεται η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος αλλά και άλλων ιδιοτήτων του όπως, το βάθος ενανθράκωσης, η υγρασία, το πάχος στρώματος που έχει υποστεί φθορά, το μέτρο ελαστικότητας, η μάζα, το φαινόμενο βάρος και το πορώδες.



Άλλωστε, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, πέραν της αποτύπωσης του δομήματος απαιτεί και την εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Για τον σκοπό αυτών εισάγει και Σ.Α.Δ για τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών από τις οποίες θα καθοριστούν οι συντελεστές ασφαλείας. Αναλυτικότερα, θεωρεί τρεις στάθμες, την ανεκτή, την ικανοποιητική και την υψηλή, ανάλογα με τον αριθμό των μετρήσεων που θα πραγματοποιηθούν.

Σ.Α.Δ:	Υψηλή	Ικανοποιητική	Ανεκτή
Σκυροδέματος:	$\gamma_c = 1,35$	$\gamma_g = 1,50$	$\gamma_c = 1,65$
Χάλυβα:	$\gamma_s = 1,05$	$\gamma_g = 1,15$	$\gamma_s = 1,25$
Τοιχοπληρώσεων:	$\gamma_m = 1,50$	$\gamma_m = 2,00$	$\gamma_m = 2,50$

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ:

1. Μπορούμε να θεωρήσουμε **Υψηλή Σ.Α.Δ** όταν ο αριθμός των μετρήσεων (έμμεσες – μη καταστροφικές) σε κάθε στάθμη καλύπτουν το 45% των κατακόρυφων στοιχείων και το 25% των οριζόντιων (πλάκες ή δοκοί).
2. Μπορούμε να θεωρήσουμε **Ικανοποιητική Σ.Α.Δ** όταν ο αριθμός των μετρήσεων (έμμεσες – μη καταστροφικές) σε κάθε στάθμη καλύπτουν το 30% των κατακόρυφων στοιχείων και το 15% των οριζόντιων (πλάκες ή δοκοί).
Σε περιπτώσεις που τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση $S \leq 0,20 \cdot \bar{X}$), τότε η Σ.Α.Δ μπορεί να θεωρηθεί Υψηλή.
3. Μπορούμε να θεωρήσουμε **Ανεκτή Σ.Α.Δ** όταν ο αριθμός των μετρήσεων (έμμεσες – μη καταστροφικές) σε κάθε στάθμη καλύπτουν το 15% των κατακόρυφων στοιχείων και το 7% των οριζόντιων (πλάκες ή δοκοί).

Σε περιπτώσεις που τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση $S \leq 0,20 \cdot \bar{X}$), τότε η Σ.Α.Δ μπορεί να θεωρηθεί Ικανοποιητική.

Επιπλέον, ανεξαρτήτως Σ.Α.Δ, θα πρέπει να λαμβάνονται τρεις πυρήνες ανά δύο ορόφους, για την εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος.

ΧΑΛΥΒΑΣ:

1. Μπορούμε να θεωρήσουμε **Υψηλή Σ.Α.Δ** όταν γίνει δοκιμή (όριο διαρροής, αντοχή, ολκιμότητα) σε τρία τουλάχιστον δείγματα περίπου ίδιας διαμέτρου από δομικά στοιχεία του κρίσιμου ορόφου.
2. Μπορούμε να θεωρήσουμε **Ικανοποιητική Σ.Α.Δ** με οπτική αναγνώριση (επιφάνεια λεία ή με νευρώσεις, τυχόν αναγνώσιμες σημάνσεις στην επιφάνεια των ράβδων) σε συνδυασμό και με την εποχή κατασκευής του κτιρίου.
3. Δεν ορίζεται **Ανεκτή Σ.Α.Δ**

ΤΟΙΧΟΙ ΠΛΗΡΩΣΗΣ:

(Στις περιπτώσεις που αυτοί συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων)

Μπορούμε να θεωρήσουμε **Υψηλή Σ.Α.Δ** όταν:

1. (α) κάνουμε αποκάλυψη (διάστασης περίπου 70x70m) της τοιχοποιίας σε δύο τουλάχιστον θέσεις, σε κάθε στάθμη, λαμβάνοντας έτσι πληροφορίες που αφορούν το σύστημα και την ποιότητα δόμησης, το πάχος του τοίχου, το είδος και την ποιότητα των υλικών δόμησης, το πάχος των αρμών, τη σφήνωση της στην περίμετρο, τα διαζώματα. και (β) τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας προκύψουν από διερεύνηση και επιτόπου ή/και εργαστηριακές δοκιμές, επαρκούς αριθμού δοκιμών.

2. Μπορούμε να θεωρήσουμε **Ικανοποιητική Σ.Α.Δ** όταν κάνουμε αποκάλυψη (διάστασης περίπου 70x70m) της τοιχοποιίας σε δύο τουλάχιστον θέσεις, σε κάθε στάθμη, λαμβάνοντας έτσι πληροφορίες που αφορούν το σύστημα και την ποιότητα δόμησης, το πάχος του τοίχου, το είδος και την ποιότητα των υλικών δόμησης, το πάχος των αρμών, τη σφήνωση της στην περίμετρο, τα διαζώματα

3. Δεν ορίζεται **Ανεκτή Σ.Α.Δ**

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης, μπορούν να μην συνεκτιμηθούν στην ανάληψη σεισμικών δράσεων στις εξής περιπτώσεις:

- i. Το κτίριο έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ και ΕΚΟΣ 2000 και νεότερων.
- ii. Η πρόσθετη πλευρική δυσκαμψία τους, δεν υπερβαίνει το $\frac{1}{4}$ της συνολικής πλευρικής δυσκαμψίας του φέροντος οργανισμού ενός τουλάχιστον ορόφου.
- iii. Δεν συνεπάγονται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό, δηλαδή δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15% σε οποιαδήποτε στάθμη του κτιρίου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

7.1 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΝ.ΕΠΕ

Πριν επιλεγθεί η μέθοδος επίλυσης που θα εφαρμοστεί, απαιτείται να γίνει μία προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι:

$$\lambda = \frac{S_E}{R_m} \quad (7.01)$$

, όπου:

λ : δείκτης ανεπάρκειας

S_E : το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμοί δράσεων σύμφωνα με τους σύγχρονους ισχύοντες Κανονισμούς), όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ($q = 1$).

R_m : διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών.

Οι λόγοι λ θα υπολογίζονται σε κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο. Ο μεγαλύτερος λόγος για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο θα θεωρείται κρίσιμος λόγος λ για τον όροφο.

Υπολογισμοί → BIM Reports

Τσεκάρουμε το κουτάκι των επιλογών μας (συντελεστές ανεπάρκειας) → Επαναδημιουργία → Παραγωγή συνολικών εκτυπώσεων

Τα Αποτελέσματα της Προκαταρκτικής Ανάλυσης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8-3 παρατίθενται παρακάτω.

Συντελεστές Ανεπάρκειας Υποστηλωμάτων Στάθμη 2 - ΙΣΟΓΕΙΟ

A/A	M/Mθρ	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y
1	1.54	0.22	1.00	1.54	102.98	101.42
2	1.56	0.33	1.00	1.56	135.37	59.33
3	1.52	0.22	1.00	1.52	103.25	99.39
4	1.35	0.29	1.00	1.35	90.04	138.90
5	1.06	0.28	0.00	1.06	231.56	215.71
6	1.39	0.29	1.00	1.39	64.00	122.06
7	1.35	0.29	1.00	1.35	92.06	138.98
8	1.09	0.29	0.00	1.09	235.53	218.02
9	1.43	0.29	1.00	1.43	65.28	122.15
10	1.61	0.24	1.00	1.61	109.37	101.19
11	1.54	0.34	1.00	1.54	159.20	82.11
12	1.45	0.25	1.00	1.45	109.72	99.20

Συντελεστές Ανεπάρκειας Υποστηλωμάτων Στάθμη 3 - Α' ΟΡΟΦΟΣ

A/A	M/M _{0p}	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y
1	1.15	0.20	1.00	1.15	87.97	88.30
2	1.59	0.35	1.00	1.59	142.42	60.99
3	1.14	0.20	1.00	1.14	88.46	85.39
4	1.33	0.31	1.00	1.33	85.86	137.47
5	0.80	0.23	0.00	0.80	190.27	175.86
6	1.43	0.30	1.00	1.43	66.79	123.87
7	3.85	0.31	1.00	3.85	87.88	137.61
8	0.80	0.24	0.00	0.80	192.61	179.81
9	1.43	0.30	1.00	1.43	68.05	124.02
10	1.22	0.21	1.00	1.22	94.40	87.95
11	1.56	0.36	1.00	1.56	162.45	75.88
12	1.20	0.23	1.00	1.20	94.98	85.06

Συντελεστές Ανεπάρκειας Υποστηλωμάτων Στάθμη 4 – Β' ΟΡΟΦΟΣ

A/A	M/M0p	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y
1	1.00	0.17	1.00	1.00	74.43	72.91
2	1.39	0.29	1.00	1.39	119.03	50.55
3	1.00	0.17	1.00	1.00	74.89	70.52
4	1.20	0.27	1.00	1.20	71.55	116.22
5	0.69	0.20	0.00	0.69	160.24	149.78
6	1.30	0.26	1.00	1.30	55.93	104.88
7	1.19	0.27	1.00	1.19	73.22	116.28
8	0.69	0.20	0.00	0.69	162.26	152.53
9	1.27	0.26	1.00	1.27	56.95	104.95
10	1.06	0.19	1.00	1.06	79.76	72.59
11	1.37	0.30	1.00	1.37	135.69	62.84
12	1.08	0.20	1.00	1.08	80.28	70.22

Συντελεστές Ανεπάρκειας Υποστηλωμάτων Στάθμη 5 – Γ' ΟΡΟΦΟΣ

A/A	M/M _{0p}	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y
1	0.80	0.13	1.00	1.00	54.98	52.47
2	1.14	0.22	1.00	1.14	87.90	36.81
3	0.80	0.13	1.00	1.00	55.38	50.73
4	1.02	0.21	1.00	1.02	52.60	86.72
5	0.57	0.14	0.00	0.57	118.41	112.02
6	1.08	0.20	1.00	1.08	41.32	78.40
7	1.01	0.21	1.00	1.01	53.80	86.73
8	0.57	0.15	0.00	0.57	119.81	113.89
9	1.06	0.20	1.00	1.06	42.03	78.41
10	0.87	0.14	1.00	1.00	58.86	52.21
11	1.09	0.23	1.00	1.09	100.13	45.73
12	0.87	0.15	1.00	1.00	59.30	50.47

Συντελεστές Ανεπάρκειας Υποστηλωμάτων Στάθμη 6 – Δ' ΟΡΟΦΟΣ

A/A	M/M _{0p}	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y
1	0.61	0.09	1.00	1.00	29.95	25.62
2	0.80	0.12	1.00	1.00	49.40	19.61
3	0.61	0.09	1.00	1.00	30.31	24.64
4	0.87	0.14	1.00	1.00	29.00	50.20
5	0.49	0.09	1.00	1.00	63.45	63.49
6	0.83	0.13	1.00	1.00	23.33	45.68
7	0.83	0.15	1.00	1.00	29.61	50.16
8	0.49	0.10	1.00	1.00	63.95	64.39
9	0.83	0.13	1.00	1.00	23.67	45.63
10	0.61	0.09	1.00	1.00	32.05	25.42
11	0.74	0.14	1.00	1.00	55.96	23.91
12	0.65	0.11	1.00	1.00	32.40	24.42

Συντελεστές Ανεπάρκειας Δοκών Στάθμη 2 - ΙΣΟΓΕΙΟ

A/A	M/Mθρ	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y
1	1.11	0.34	0.73	1.11	97.03	0.06
2	1.11	0.33	0.73	1.11	96.78	-1.41
3	1.11	0.42	0.56	1.11	112.95	0.23
4	1.11	0.40	0.61	1.11	94.97	-0.91
5	1.11	0.42	0.56	1.11	114.74	-0.21
6	1.11	0.40	0.61	1.11	96.97	0.78
7	1.11	0.36	0.65	1.11	106.88	-0.57
8	1.11	0.44	0.55	1.11	106.98	1.91
9	1.11	0.33	0.73	1.11	-2.44	108.95
10	1.11	0.21	1.00	1.11	-0.85	48.49
11	1.11	0.32	0.74	1.11	-1.38	109.56
12	1.11	0.36	0.69	1.11	-0.37	99.75
13	1.11	0.40	0.62	1.11	0.07	87.05
14	1.11	0.37	0.65	1.11	0.55	114.55
15	1.11	0.36	0.66	1.11	3.05	115.31
16	1.11	0.32	0.85	1.11	0.74	55.53
17	1.11	0.35	0.67	1.11	0.54	115.77

Συντελεστές Ανεπάρκειας Δοκών Στάθμη 3 – Α' ΟΡΟΦΟΣ

A/A	M/M0p	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y
1	1.11	0.32	0.78	1.11	91.16	-0.09
2	1.11	0.32	0.78	1.11	91.05	-1.30
3	1.11	0.40	0.62	1.11	104.35	1.13
4	1.11	0.38	0.67	1.11	89.02	-1.74
5	1.11	0.40	0.61	1.11	105.94	-0.95
6	1.11	0.38	0.66	1.11	90.77	1.48
7	1.11	0.34	0.71	1.11	100.14	-0.31
8	1.11	0.42	0.59	1.11	100.34	1.69
9	1.11	0.31	0.81	1.11	-2.34	98.52
10	1.11	0.21	1.00	1.11	-0.86	50.09
11	1.11	0.30	0.84	1.11	-1.22	99.00
12	1.11	0.33	0.77	1.11	-0.54	91.78
13	1.11	0.38	0.66	1.11	0.05	81.42
14	1.11	0.34	0.73	1.11	0.72	104.25
15	1.11	0.32	0.77	1.11	2.95	104.55
16	1.11	0.33	0.85	1.11	0.75	56.22
17	1.11	0.32	0.76	1.11	0.42	104.90

Συντελεστές Ανεπάρκειας Δοκών Στάθμη 4 – Β' ΟΡΟΦΟΣ

A/A	M/M0p	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y
1	1.11	0.27	0.98	1.11	72.57	0.04
2	1.11	0.27	0.98	1.11	72.56	-1.19
3	1.11	0.34	0.77	1.11	82.74	1.66
4	1.11	0.33	0.81	1.11	70.97	-2.13
5	1.11	0.34	0.76	1.11	83.97	-1.37
6	1.11	0.33	0.80	1.11	72.32	1.78
7	1.11	0.29	0.90	1.11	79.66	-0.29
8	1.11	0.37	0.72	1.11	79.88	1.42
9	1.11	0.26	1.00	1.11	-2.11	75.78
10	1.11	0.19	1.00	1.11	-0.74	43.20
11	1.11	0.24	1.00	1.11	-0.78	76.08
12	1.11	0.28	0.98	1.11	-0.62	71.95
13	1.11	0.35	0.75	1.11	0.04	67.25
14	1.11	0.29	0.94	1.11	0.79	81.61
15	1.11	0.26	1.00	1.11	2.59	80.59
16	1.11	0.31	0.94	1.11	0.64	47.97
17	1.11	0.27	1.00	1.11	0.16	80.82

Συντελεστές Ανεπάρκειας Δοκών Στάθμη 5 – Γ' ΟΡΟΦΟΣ

A/A	M/M0p	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y
1	1.11	0.21	1.00	1.11	47.88	0.17
2	1.11	0.21	1.00	1.11	47.97	-0.96
3	1.11	0.27	1.00	1.11	54.11	2.06
4	1.11	0.27	1.00	1.11	46.93	-2.31
5	1.11	0.27	1.00	1.11	54.86	-1.68
6	1.11	0.27	1.00	1.11	47.74	1.91
7	1.11	0.22	1.00	1.11	52.48	-0.25
8	1.11	0.32	0.87	1.11	52.70	1.01
9	1.11	0.18	1.00	1.11	-1.69	46.62
10	1.11	0.18	1.00	1.11	-0.56	32.74
11	1.11	0.17	1.00	1.11	-0.27	46.74
12	1.11	0.22	1.00	1.11	-0.67	46.10
13	1.11	0.30	0.93	1.11	0.02	47.18
14	1.11	0.22	1.00	1.11	0.80	52.11
15	1.11	0.21	1.00	1.11	2.01	49.81
16	1.11	0.31	0.98	1.11	0.48	35.76
17	1.11	0.20	1.00	1.11	-0.14	49.90

Συντελεστές Ανεπάρκειας Δοκών Στάθμη 6 – Δ'ΟΡΟΦΟΣ

A/A	M/M _{0p}	Vsd/Vrd2	Vsd/Vrd3	λ	Vsd-X	Vsd-Y
1	0.83	0.20	1.00	1.00	18.88	0.18
2	0.83	0.20	1.00	1.00	18.96	-0.50
3	0.83	0.25	1.00	1.00	21.65	1.87
4	0.71	0.27	1.00	1.00	18.96	-1.91
5	0.83	0.25	1.00	1.00	21.92	-1.52
6	1.00	0.24	1.00	1.00	19.25	1.57
7	0.83	0.21	1.00	1.00	20.70	-0.14
8	1.11	0.32	0.90	1.11	20.81	0.43
9	1.11	0.18	1.00	1.11	-0.90	14.35
10	1.00	0.18	1.00	1.00	-0.28	17.75
11	1.11	0.17	1.00	1.11	0.16	14.35
12	1.00	0.22	1.00	1.00	-0.46	16.40
13	1.11	0.29	1.00	1.11	0.01	23.31
14	1.11	0.20	1.00	1.11	0.53	18.85
15	0.71	0.21	1.00	1.00	1.04	15.70
16	1.00	0.31	1.00	1.00	0.23	18.93
17	0.71	0.20	1.00	1.00	-0.32	15.72

Μετά την διεξαγωγή των αποτελεσμάτων της προκαταρκτικής ανάλυσης κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ. & EC8-3, παρατηρούμε ότι ο δείκτης ανεπάρκειας λ είναι κάτω του 2,5 για όλα τα στοιχεία, σε όλες τις στάθμες του κτιρίου, πέραν του K7 του Α ορόφου.

Άρα οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση είναι:

1. Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (m).
2. Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (m).
3. Ανελαστική στατική ανάλυση (Push Over).
4. Ανελαστική δυναμική ανάλυση (Ανάλυση Χρονοϊστορίας)

7.2 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Κατά τις ελαστικές αναλύσεις θεωρείτε γραμμική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής υπό τις επιβαλλόμενες φορτίσεις. Παρ' όλα αυτά οι περισσότερες συντελεστές που χρησιμοποιούνται από τους Αντισεισμικούς Κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή ότι η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.

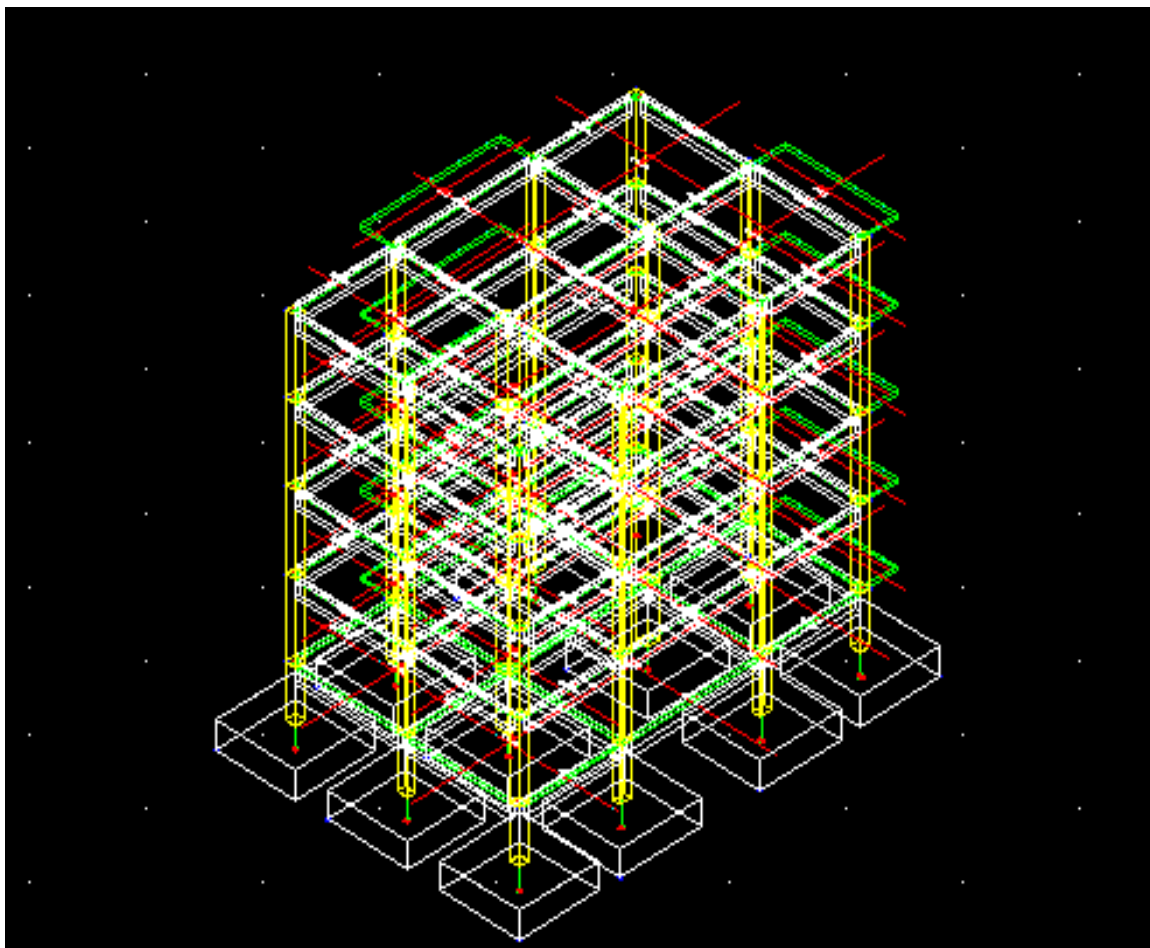
7.2.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ [q]

Η εφαρμογή της **στατικής ελαστικής μεθόδου** επιτρέπεται για στάθμες επιτελεστικότητας Β ή Γ, όταν ικανοποιείται το σύνολο των παρακάτω συνθηκών:

- i. Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$
- ii. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου T_0 είναι μικρότερη του $4T_c$ ή $2s$.

- iii. Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς της αντίστοιχη σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1,5(εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και το προσάρτημα)
- iv. Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο

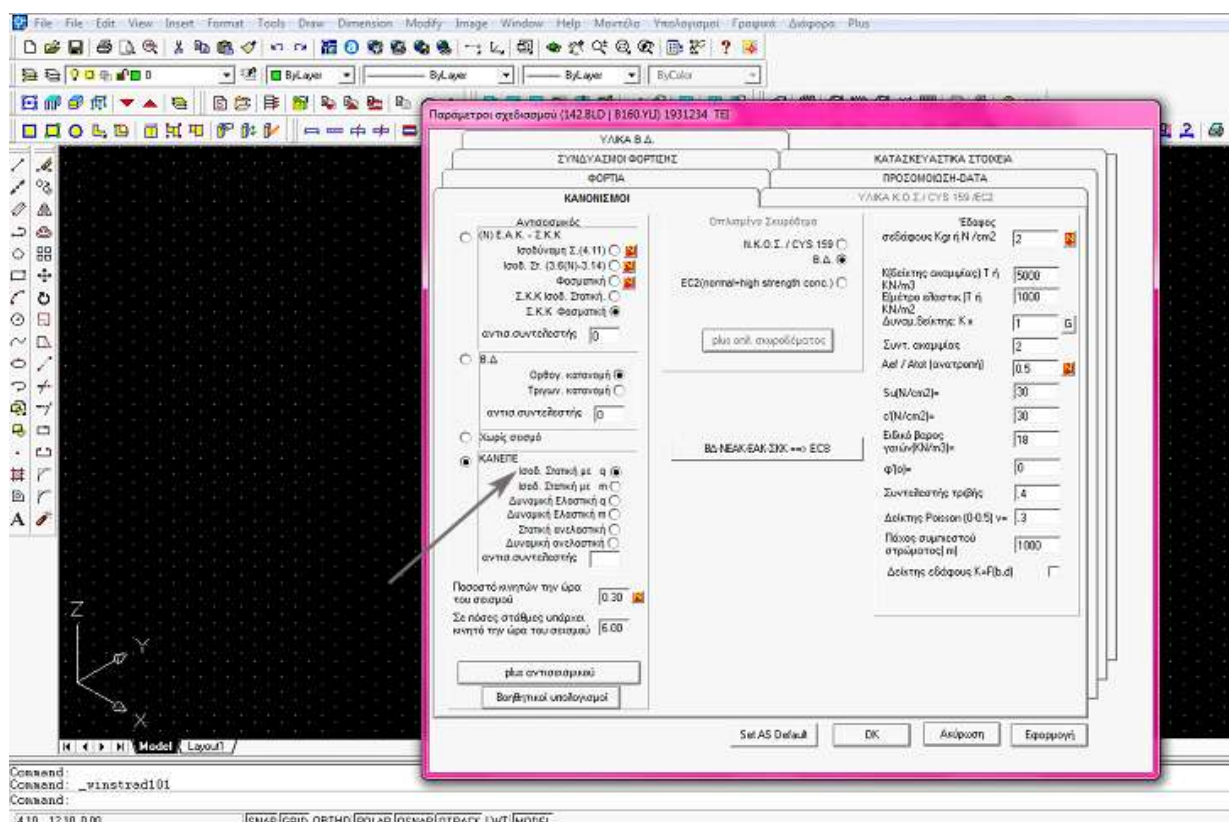
(Ανεξαρτήτως της ισχύος των άνω συνθηκών, με την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς μόνον της αποτίμησης η εφαρμογή της στατικής ελαστικής μεθόδου, με προσαύξηση των συντελεστών γ_{sd} κατά 0,15).



*Εικόνα 7.2.1.1 Αξονομετρικό κατασκευής
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)*

Ακολουθώντας τα εξής βήματα, προκύπτουν τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Υπολογισμοί → Γενικές Παράμετροι → Επιλογή Υλικών (από αναδυόμενη λίστα) → επιλέγουμε τον κανονισμό όπου επιθυμούμε → OK



Εικόνα 7.2.1.2 Περιοχή καταχώρησης Γενικών Παραμέτρων του 3DR.STRAD
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Τσεκάρουμε την επιλογή επίλυσης KAN. ΕΠΕ. / Ισοδ. Στατ. με q

Τα παρακάτω αποτελέσματα οπλισμού εκτυπώθηκαν με τη βοήθεια του BIM Reports του 3DR.STRAD

Υπολογισμοί → BIM Reports

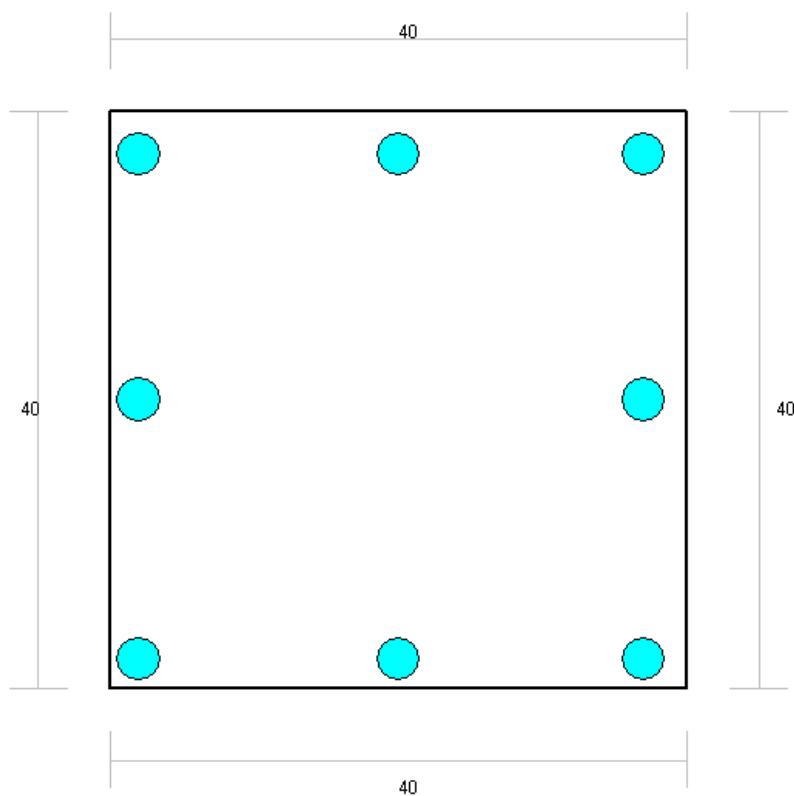
Τσεκάρουμε το κουτάκι των επιλογών μας → Επαναδημιουργία → Παραγωγή συνολικών εκτυπώσεων

Τα Αποτελέσματα της Προκαταρκτικής Ανάλυσης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8-3 παρατίθενται παρακάτω.

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι δεν υπάρχουν αστοχίες στα υποστυλώματα της κατασκευής, σε αντίθεση με τις δοκούς όπου έχουμε ευρεία αστοχιών.

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών των υποστυλωμάτων της κατασκευής, όπως εκτυπώθηκαν από το πρόγραμμα 3DR.STRAD

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ1 ΣΤΑΘΜΗ 2 (ισόγειο)

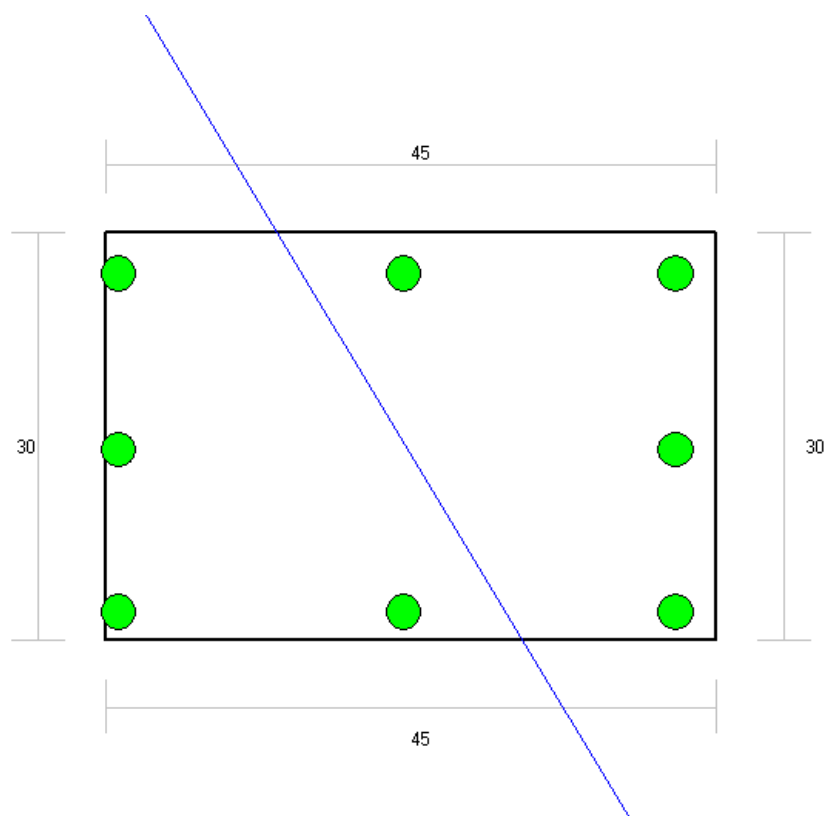


Εικόνα 7.2.1.3 Κάτοψη υποστυλώματος Κ1 ισόγειου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Κ1 ΜΥ=48.4 ΜΖ=110.9 Ν=-155.7 ΛC=26Ποδ+1+8-13+15 Κ=.0127 sb=0 se=0 ΤΥ=0 ΤΖ=0 Τs=0 Τe=0	
360	STRAD

Εικόνα 7.2.1.4 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Κ1 ισόγειου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ2 ΣΤΑΘΜΗ 5(4^{ος} όροφος)



Εικόνα 7.2.1.5 Κάτοψη υποστυλώματος Κ50 4^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Κ2 ΜΥ=-82.6 ΜΖ=19.1 Ν=-226.1 ΛC=57Κεφ+1+8+14+15 Κ=.0119 sb=6.6 se=286.6 ΤΥ=0 ΤΖ=0 Τs=0 Τe=0		
53	365	STRAD

Εικόνα 7.2.1.6 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Κ50 4^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Δείγμα αποτελεσμάτων ανεπάρκειας δοκών όπως υπολογίζονται από το 3DR.STRAD.

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.92cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.35cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.47cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.85cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.93cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .43cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.95cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .76cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .76cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .85cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .8cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .77cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .02cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.65cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .43cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .07cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

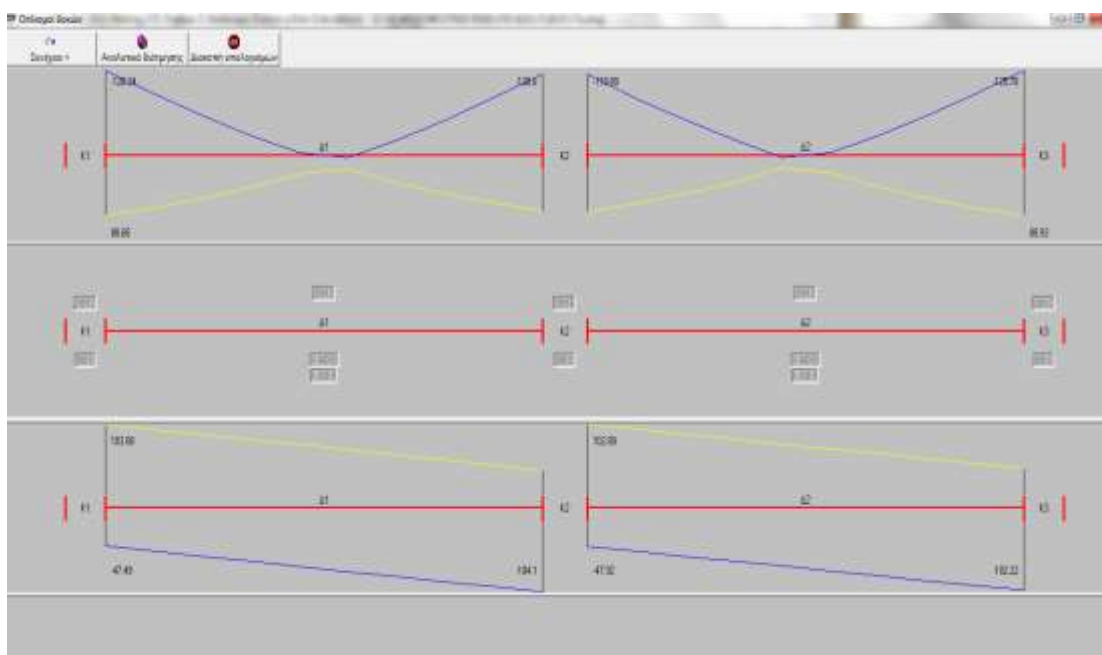
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 3.26cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing
 .52cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

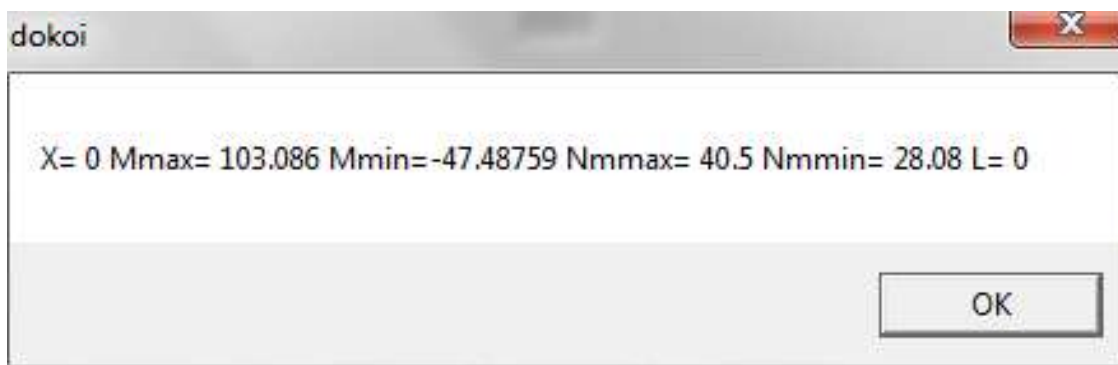
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing
 2.7cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

ΔΟΚΟΣ Δ1 ΣΤΑΘΜΗ 1



Εικόνα 7.2.1.7 Διαγράμματα ροπών, δυνάμεων δοκού Δ1 ισογείου
 (με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

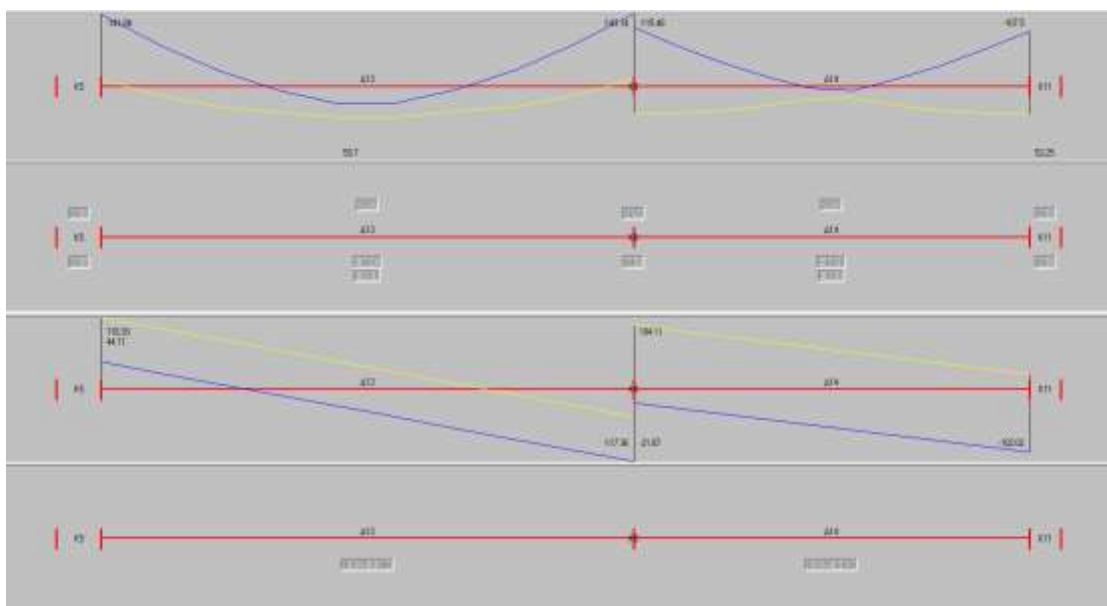


Εικόνα 7.2.1.8 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Δ1 ισογείου
 (με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

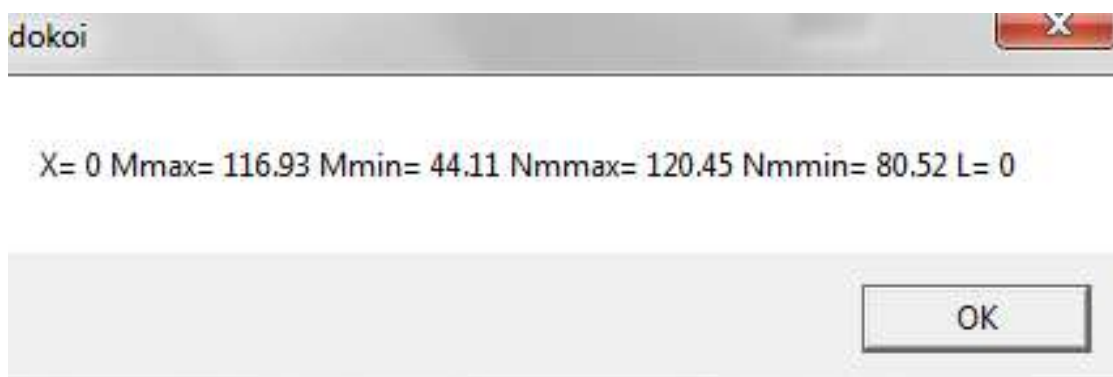
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 6cm²(Σ.Λ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Λ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)

ΔΟΚΟΣ Δ13 ΣΤΑΘΜΗ 2



Εικόνα 7.2.1.9 Διαγράμματα ροπών, δυνάμεων δοκού Δ30 1^ο ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)



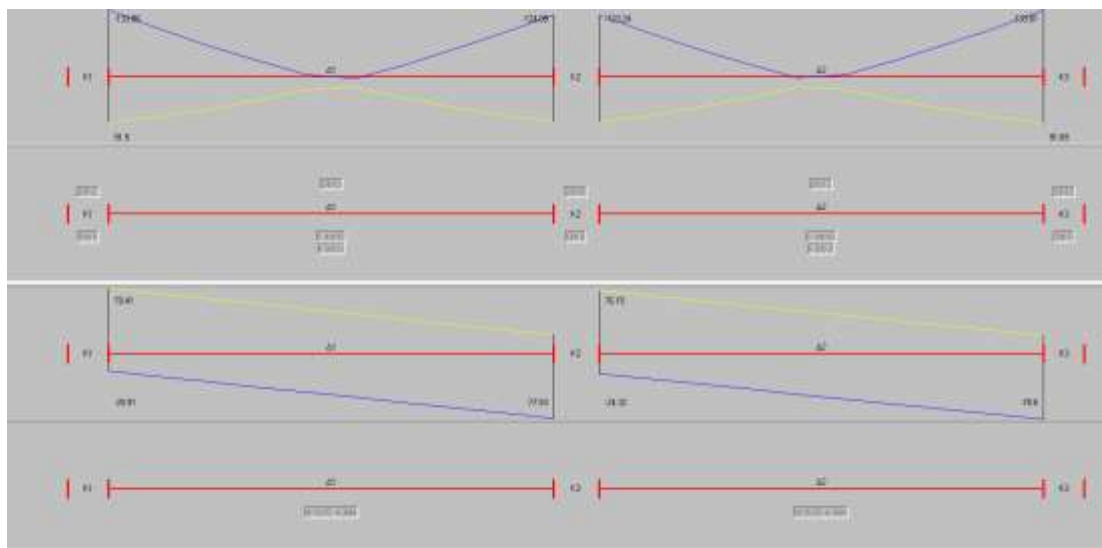
Εικόνα 7.2.1.10 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Δ30 1^ο ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing
 .44cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 3)

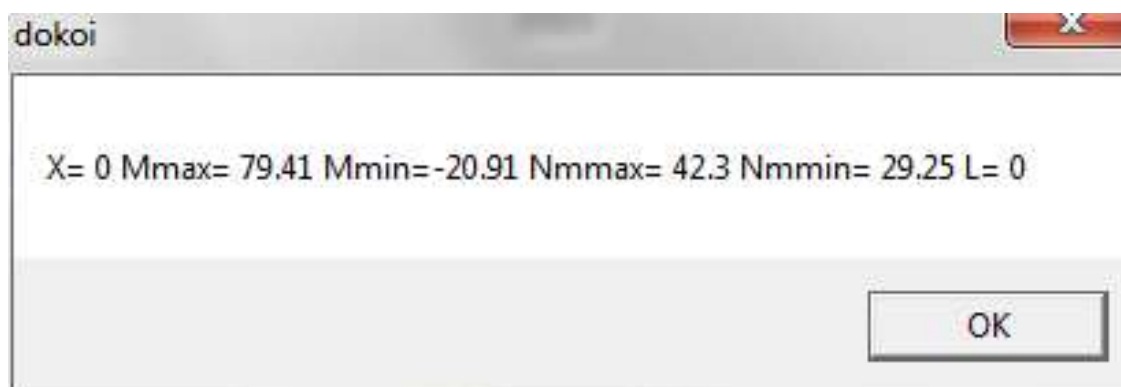
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing
 3.22cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 3)

ΔΟΚΟΣ Δ1 ΣΤΑΘΜΗ 3



Εικόνα 7.2.1.11 Διαγράμματα ροπών, δυνάμεων δοκού Δ35 2^ο ορόφου
 (με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)



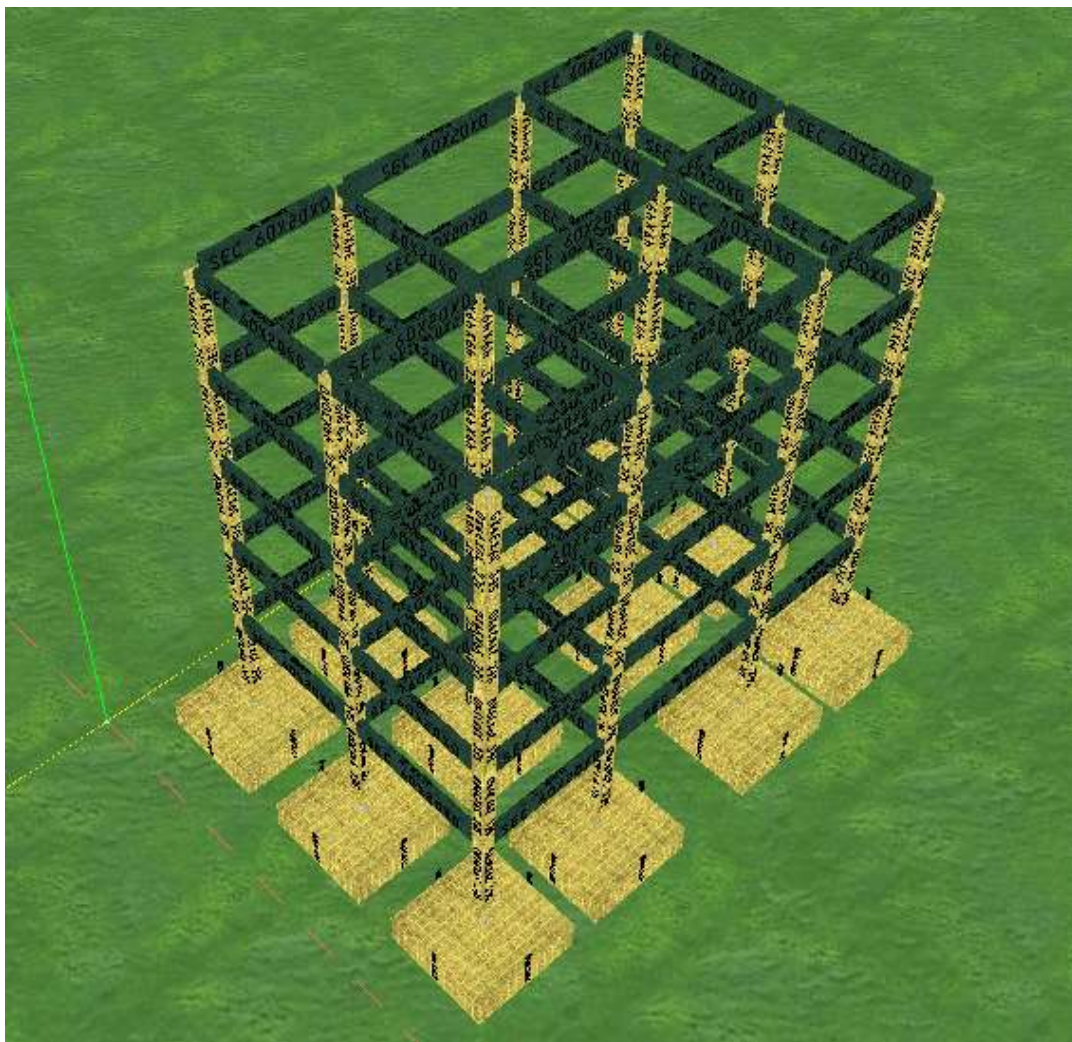
Εικόνα 7.2.1.12 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Δ35 2^ο ορόφου

(με την επιλογή *Virtual Model* του *3DR.Strad*)

7.2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΟΠΙΚΟ ΔΕΙΚΤΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ [m]

Η εφαρμογή της *ελαστικής δυναμικής μεθόδου* επιτρέπεται όταν για όλα τα κύρια στοιχεία ισχύει $\lambda \leq 2.5$ (η στάθμη επιτελεστικότητας A, εξαιρείται από αυτήν την απαίτηση).

(Ανεξαρτήτως της ισχύος της άνω συνθήκης, με την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς μόνον της αποτίμησης η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου, με προσαύξηση των συντελεστών γ_{sd} κατά 0,15).



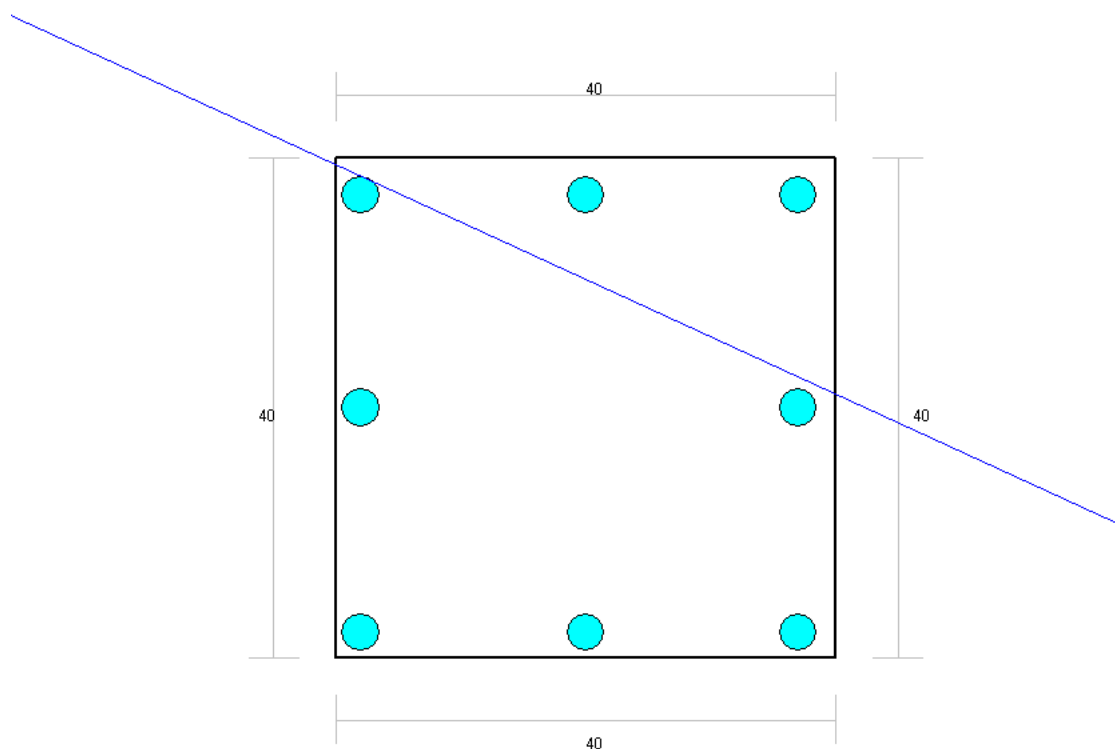
Εικόνα 7.2.2.1 Αξονομετρικό κατασκευής
(με την επιλογή *Virtual Model* του *3DR.Strad*)

Τα Αποτελέσματα της Προκαταρκτικής Ανάλυσης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8-3 παρατίθενται παρακάτω.

Η επίλυση της ανάλυσης αυτής μας επέδειξε ότι δεν υπήρξαν ανεπάρκειες στα υποστυλώματα της κατασκευής μας, παρά μόνον στις δοκούς.

Στις παρακάτω εικόνες παρατίθενται αποτελέσματα οπλισμών από τα ίδια υποστυλώματα που παρουσιάστηκαν και στην Ελαστική δυναμική ανάλυση με τοπικό δείκτη πλαστιμότητας m , ώστε να υπάρξει ένα μέτρο σύγκρισης μεταξύ των δύο αυτών ελαστικών αναλύσεων.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ1 ΣΤΑΘΜΗ 1

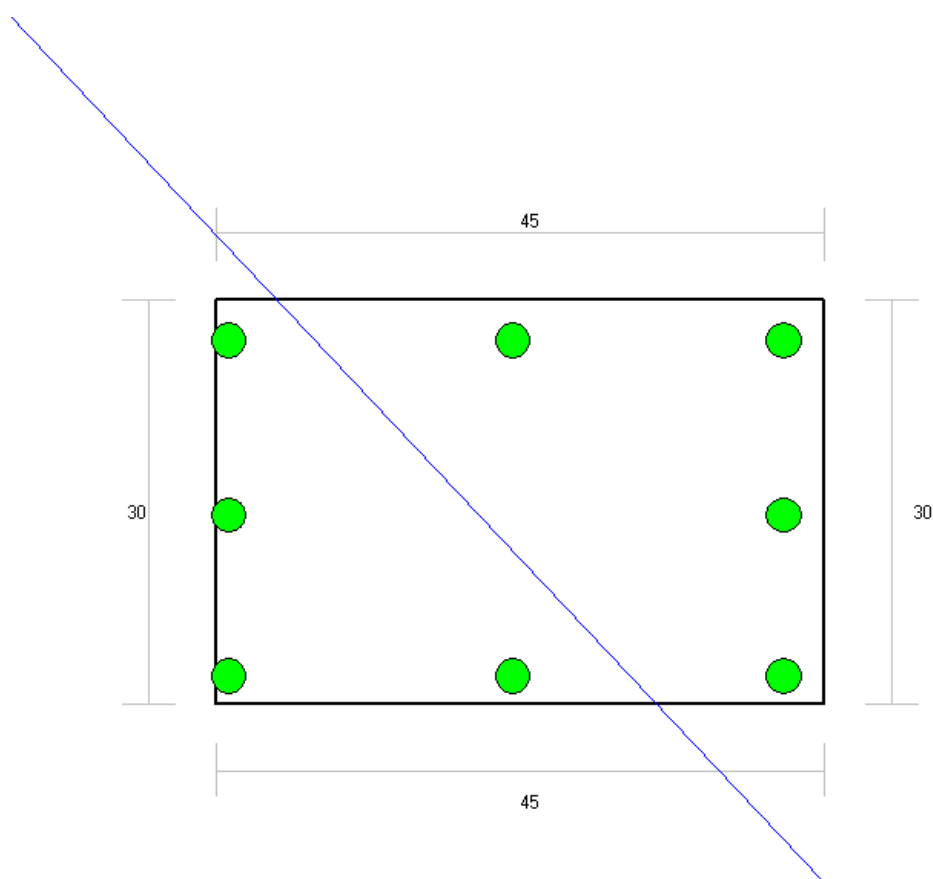


Εικόνα 7.2.2.3 Κάτοψη υποστυλώματος Κ1 ισογείου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

K1 MY=25.5 MZ=-59.4 N=-528.1 LC=21Ποδ+1+8-14-16 K=.0127 sb=8.3 se=145.3 TY=0 TZ=0 Ts=0 Te=0		
359	STRAD	

Εικόνα 7.2.2.4 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Κ1 ισογείου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ2 ΣΤΑΘΜΗ 5



Εικόνα 7.2.2.5 Κάτοψη υποστυλώματος Κ50 4^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

K2 MY=-41.5 MZ=15.6 N=-225.1 LC=65Κεφ+1+8-14-15 K=.0119 sb=7 se=107.9 TY=0 TZ=0 Ts=0 Te=0	
365	STRAD

Εικόνα 7.2.2.6 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Κ50 4^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Στις δοκούς όπως προαναφέρθηκε παρατηρήθηκαν αρκετές ανεπάρκειες, όπως φαίνεται και από τις εκτυπώσεις του προγράμματος 3DR.STRAD όπου ακολουθούν.

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 3(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.54cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.54cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.5cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 1.3cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.69cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.69cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 6)

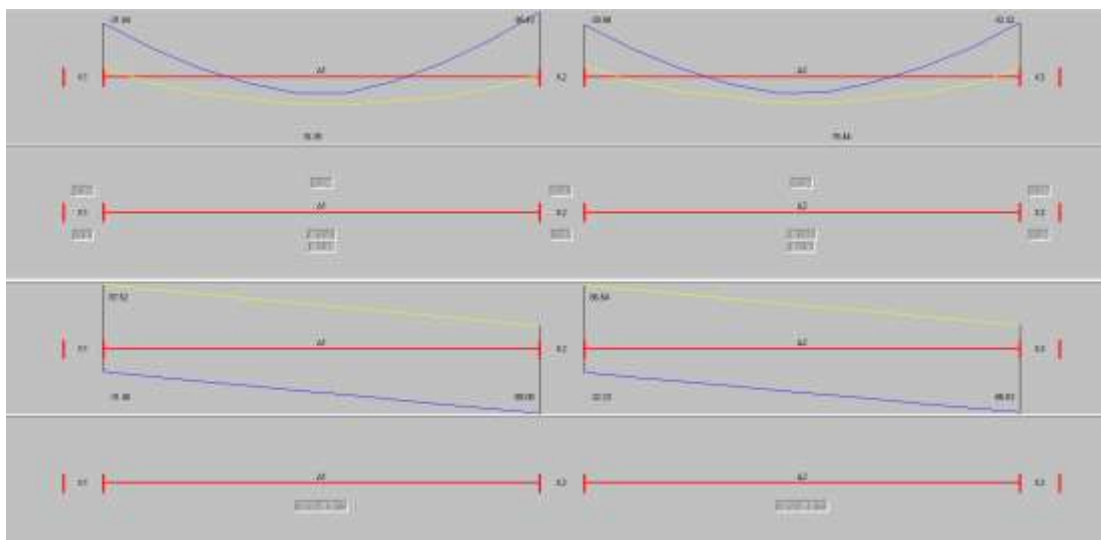
Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.79cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

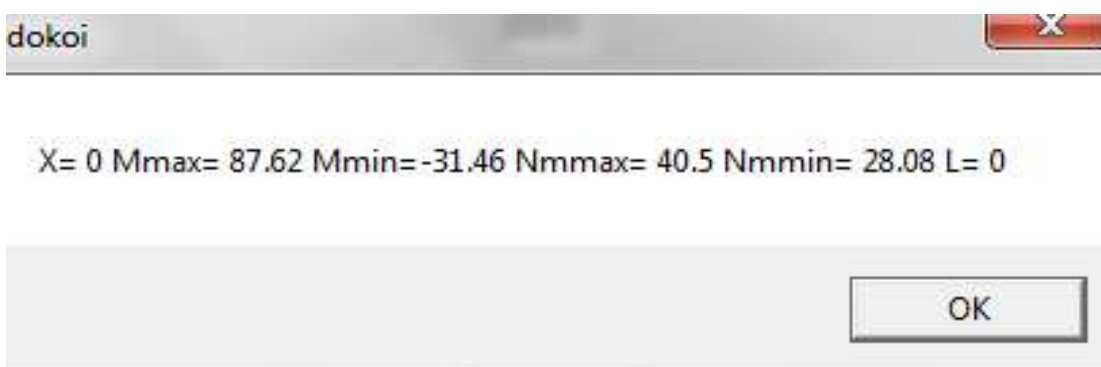
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 1.79cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Τα αποτελέσματα που ακολουθούν είναι από τις δοκούς Δ1 στάθμη 1(ισόγειο), Δ13 στάθμη 2 (1^{ος} όροφος) και Δ1 στάθμη 3 (2^{ος} όροφος), που παρουσιάσαμε και στην Ελαστική δυναμική ανάλυση με τοπικό δείκτη πλαστιμότητας m , ώστε να υπάρξει ένα μέτρο σύγκρισης μεταξύ των δύο αυτών ελαστικών αναλύσεων.

ΔΟΚΟΣ Δ1 ΣΤΑΘΜΗ 1



Εικόνα 7.2.2.7 Διαγράμματα ροπών, δυνάμεων δοκού Δ1
ισογείου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)



Εικόνα 7.2.2.8 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Δ1 ισογείου

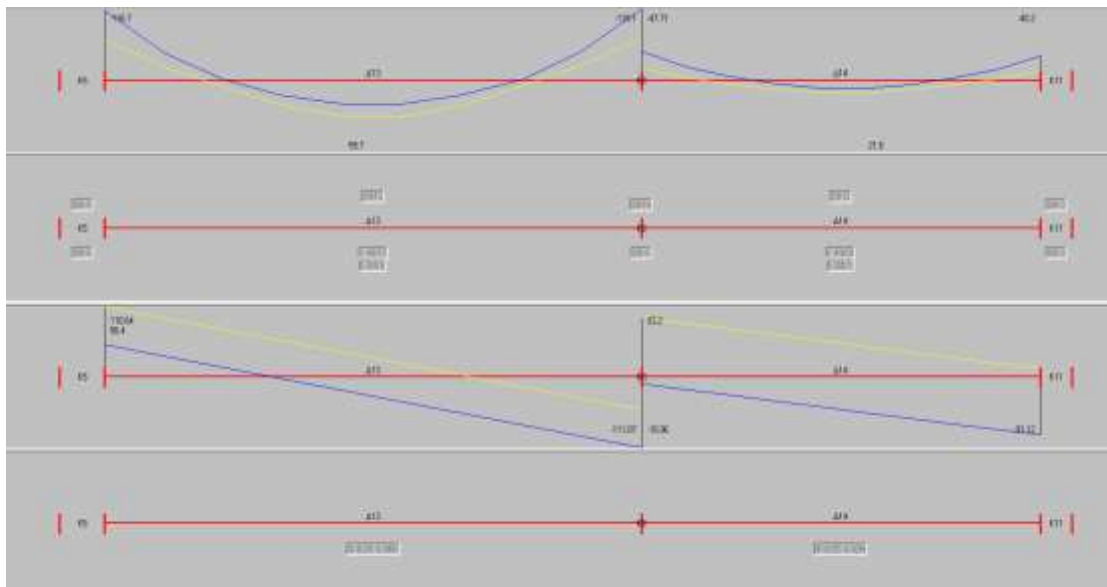
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.82cm²(Σ.Λ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.82cm²(Σ.Λ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Λ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)

ΔΟΚΟΣ Δ13 ΣΤΑΘΜΗ 2



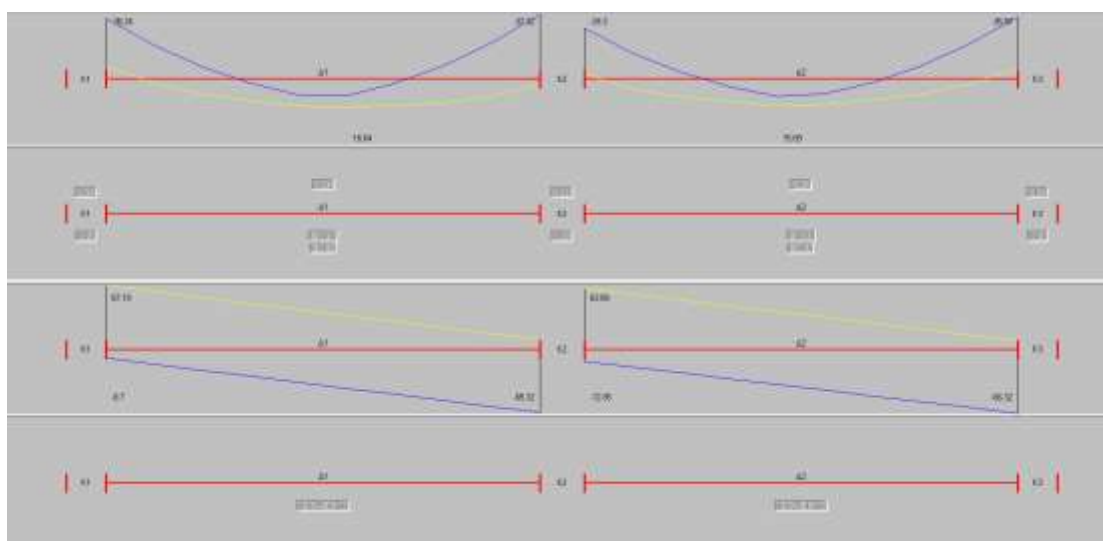
Εικόνα 7.2.2.9 Διαγράμματα ροπών, δυνάμεων δοκού Δ13 1^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

X= 0 Mmax=-68.08717 Mmin=-116.7 Nmmax= 14.27 Nmmin= 21.9 L= 0

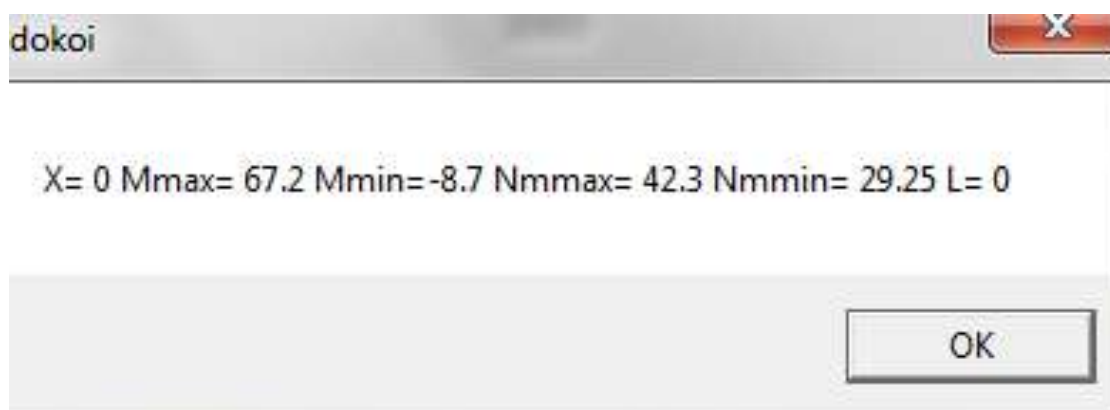
OK

Εικόνα 7.2.2.10 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Δ13 1^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

ΔΟΚΟΣ Δ1 ΣΤΑΘΜΗ 3



Εικόνα 7.2.2.11 Διαγράμματα ροπών, δυνάμεων δοκού Δ35 2^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)



Εικόνα 7.2.2.12 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Δ35 2^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

7.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ [PUSH OVER]

Η **στατική ανελαστική μέθοδος** εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ιδιομορφών δεν είναι σημαντική (δηλαδή υπάρχει ιδιομορφή που μεταφέρει περίπου το 65% της σεισμικής μάζας). Σε περίπτωση που η επιρροή είναι σημαντική επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μία συμπληρωματική δυναμική ανελαστική μέθοδο.

Στο στάδιο της αποτίμησης το κτίριο μας πρέπει να ελεγχθεί αν επαρκεί για τους βασικούς και για τους τυχηματικούς συνδυασμούς δράσεων. Η *γενική ανίσωση ασφαλείας* που πρέπει να ικανοποιείται σε όλα τα στοιχεία για όλους τους συνδυασμούς δράσεων είναι:

$$S_d < R_d$$

, όπου:

S_d : οι τιμές των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις

R_d : οι τιμές των αντίστοιχων (εντατικών ή παραμορφωσιακών) διαθέσιμων αντιστάσεων.

Οι έλεγχοι για τους βασικούς συνδυασμούς δράσεων γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών, ενώ για τις σεισμικές δράσεις ανάλογα με τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας επιλέγεται σε τι όρους θα γίνουν. Για οιονεί πλαστικούς τρόπους αστοχίας οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων, ενώ για ψαθυρούς σε όρους δυνάμεων. Για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των υφιστάμενων υλικών, σε όρους παραμορφώσεων χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές, ενώ σε όρους εντατικών μεγεθών οι αντιπροσωπευτικές τιμές είναι οι μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μια τυπική απόκλιση. Επιπλέον, κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ οι έλεγχοι διαφοροποιούνται ανάλογα με το αν το συγκεκριμένο στοιχείο είναι κύριο ή δευτερεύον.

Επομένως, για κάθε στοιχείο αρχικά γίνεται χαρακτηρισμός αν είναι κύριο ή δευτερεύον, έπειτα ο προσδιορισμός πλαστικής ή ψαθυρής συμπεριφοράς και τέλος ο κατάλληλος έλεγχος ασφαλείας.

7.3.1 ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β και Γ επιτρέπει τη διάκριση των στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα. Βάσει αυτής της διάκρισης διαφοροποιούνται οι έλεγχοι για τις δύο κατηγορίες ώστε να μην προκύψει ότι ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας

κάποιων μεμονωμένων στοιχείων που δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθειά του υπό σεισμικές δράσεις. Συνεπώς, τα δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ' ότι τα κύρια.

Κύρια ή πρωτεύοντα στοιχεία θεωρούνται τα μεμονωμένα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλουν στην αντοχή και στην ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα στοιχεία ή φορείς χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

7.3.2 ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΚΑΙ ΨΑΘΥΡΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

Αν η διαθέσιμη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μ_δ ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής στοιχείου, ή μιας σύνδεσης στοιχείων 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 . Όταν αναφέρεται σε διαθέσιμη τιμή δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, $\mu_{1/r}$, το συμβατικό όριο λαμβάνεται ίσο με 3,0.

Στοιχεία οπλισμένου σκυρόδεματος που διαρρέουν σε διάτμηση πριν απ' τη διαρροή σε κάμψη (δηλαδή στοιχεία στα οποία η $V_{My}=M_y/(a_s h)$ είναι μεγαλύτερη από την τέμνουσα αντοχής V_{R1}) θεωρείται ότι έχουν ψαθυρή συμπεριφορά.

Στοιχεία που διαρρέουν σε κάμψη πριν απ' τη διαρροή σε διάτμηση (δηλαδή όταν η $V_{My}=M_y/(a_s h)$ είναι μικρότερη της V_{R1}) μπορεί να θεωρηθούν ότι έχουν πλάστιμη συμπεριφορά, με εξαίρεση στοιχεία με χαμηλό λόγο διάτμησης (π.χ. $a_s = M/Vh < 2$), των οποίων η συμπεριφορά μπορεί να ληφθεί ως ψαθυρή, χωρίς υπολογισμό και έλεγχο της διαθέσιμης τιμής του δείκτη πλαστιμότητας.

7.3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

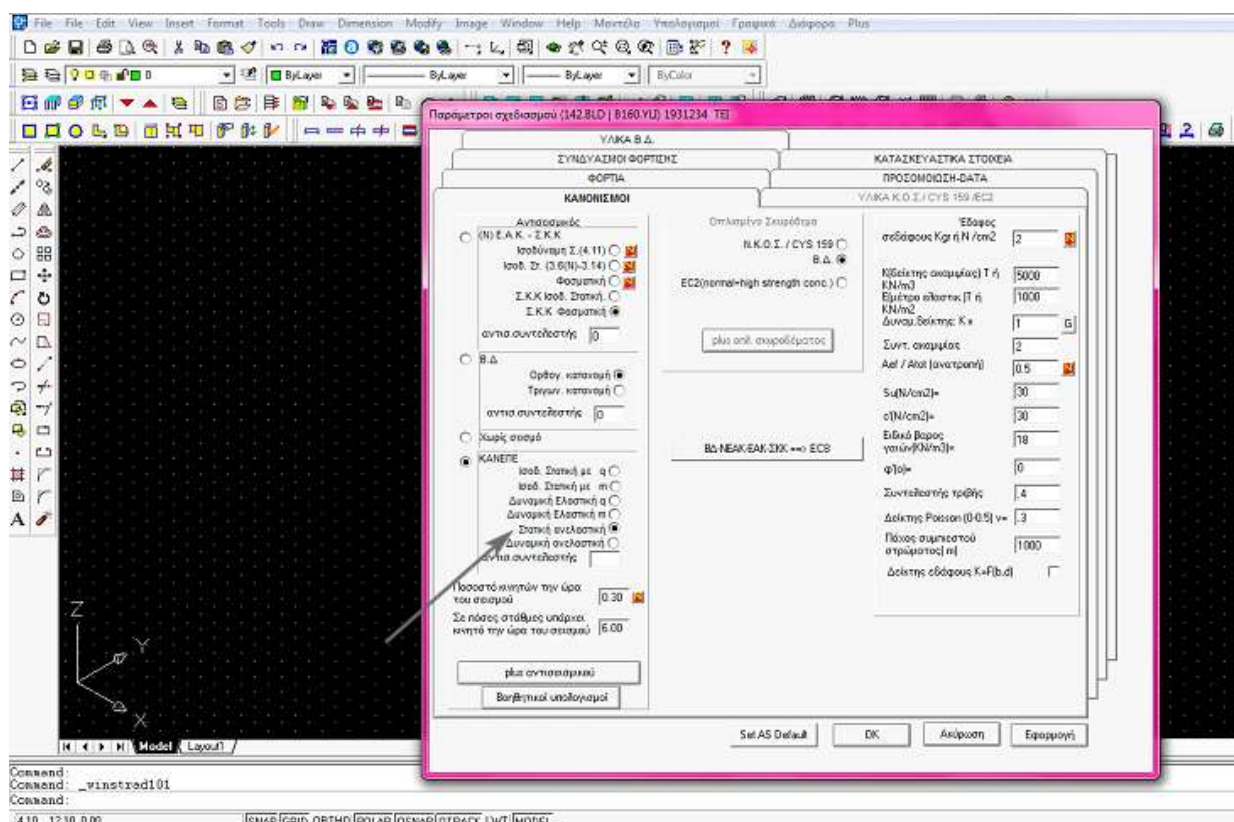
Στο προσομοίωμα πρέπει να ληφθούν υπόψη οι πραγματικές συνθήκες στήριξης στο έδαφος. Σε περίπτωση που γίνει η παραδοχή πάκτωσης στη στάθμη θεμελίωσης πρέπει να αιτιολογείται επαρκώς λαμβάνοντας υπόψη και την αλληλεπίδραση εδάφους - θεμελίωσης.

Στις μη – γραμμικές μεθόδους ανάλυσης θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα και συνδέσεις οι οποίες είναι ασθενέστερες, ή λιγότερο πλαστικές από τα στοιχεία τα οποία συνδέουν.

Για ανελαστική ανάλυση πρέπει να συμπεριλαμβάνονται και τα κύρια και τα δευτερεύοντα στοιχεία. Στη μετελαστική φάση της απόκρισης τους η δυσκαμψία τους και η αντίστασή τους μειώνονται με τους κατάλληλους καταστατικούς νόμους.

Ακολουθώντας τα εξής βήματα, προκύπτουν τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Υπολογισμοί → Γενικές Παράμετροι → Επιλογή Υλικών (από αναδυόμενη λίστα) → επιλέγουμε τον κανονισμό όπου επιθυμούμε → OK



Εικόνα 7.3.1 Περιοχή καταχώρησης Γενικών Παραμέτρων του 3DR.STRAD
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Τσεκάρουμε την επιλογή επίλυσης KAN. ΕΠΕ. // Στατική Ανελαστική.

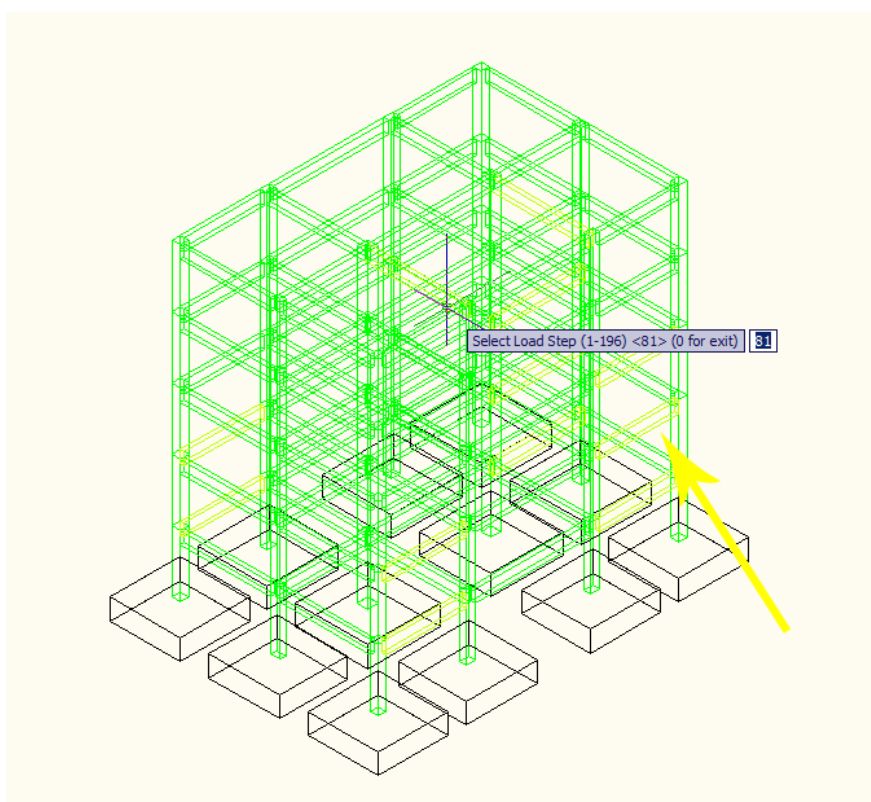
Τα παρακάτω αποτελέσματα οπλισμού εκτυπώθηκαν με τη βοήθεια του BIM Reports του 3DR.STRAD

Ακολουθήσαμε τις εξής εντολές:

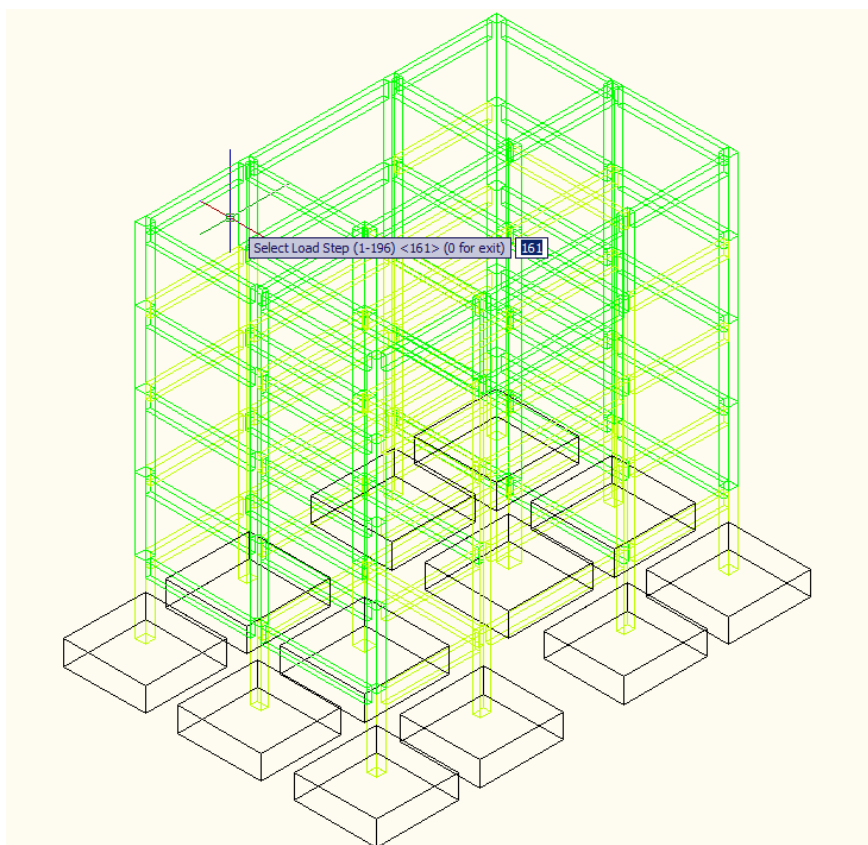
Υπολογισμοί -> Ανάλυση Push Over -> Γραφική Απεικόνιση Πλαστικών Αρθρώσεων

,ώστε να ξεκινήσουμε την ανάλυση Push Over.

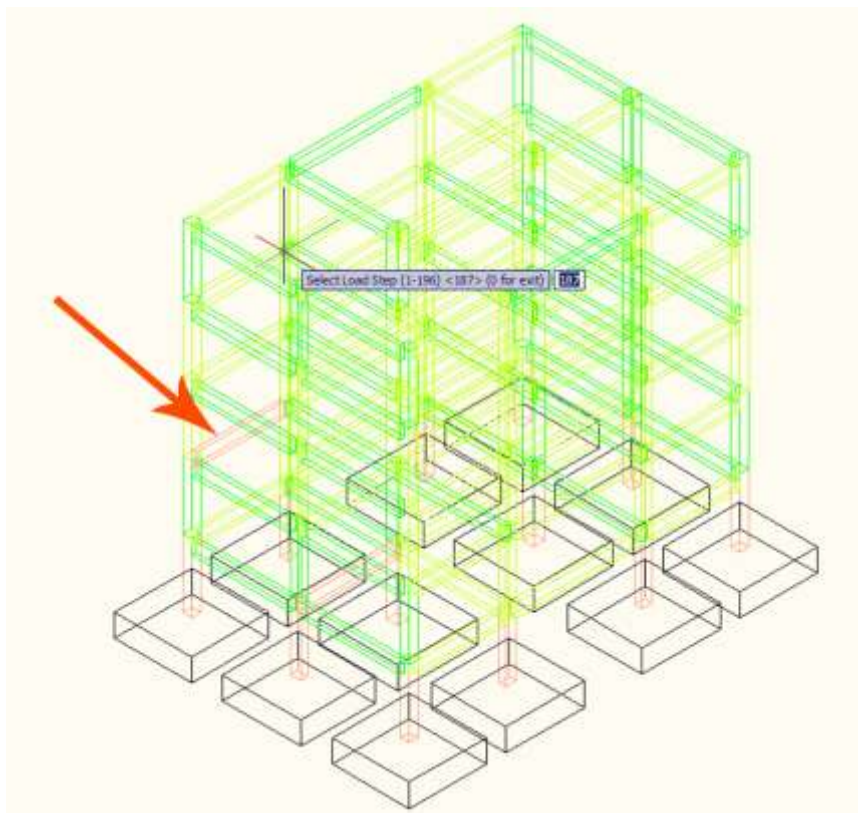
Το πρόγραμμα 3DR.STRAD, την υλοποιεί σε 196 βήματα. Στο βήμα 81 (Εικόνα 10.1) διαπιστώσαμε την πρώτη πλαστική άρθρωση του στοιχείου Δ28 (κίτρινο χρώμα) του 1^{ου} ορόφου, στη συνέχεια στο βήμα 161 (Εικόνα 10.2) μπορούμε να διακρίνουμε πολλές πλαστικές αρθρώσεις, σε όλους τους ορόφους. Έπειτα διακρίναμε την πρώτη αστοχία στοιχείου της κατασκευής μας, το Δ33 (κόκκινο χρώμα) στον 1^ο όροφο, στο βήμα 184 (Εικόνα 10.3), όπου θεωρούμε και το σημείο όπου αστόχησε η κατασκευή μας. Τέλος στο βήμα 196 (Εικόνα 10.4) είναι φανερό το πλήθος των στοιχείων όπου αστόχησαν, είτε δοκοί, είτε υποστυλώματα.



Εικόνα 7.3.2 Αξονομετρικό κατασκευής στο σημείο 81 της Push Over ανάλυσης
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)



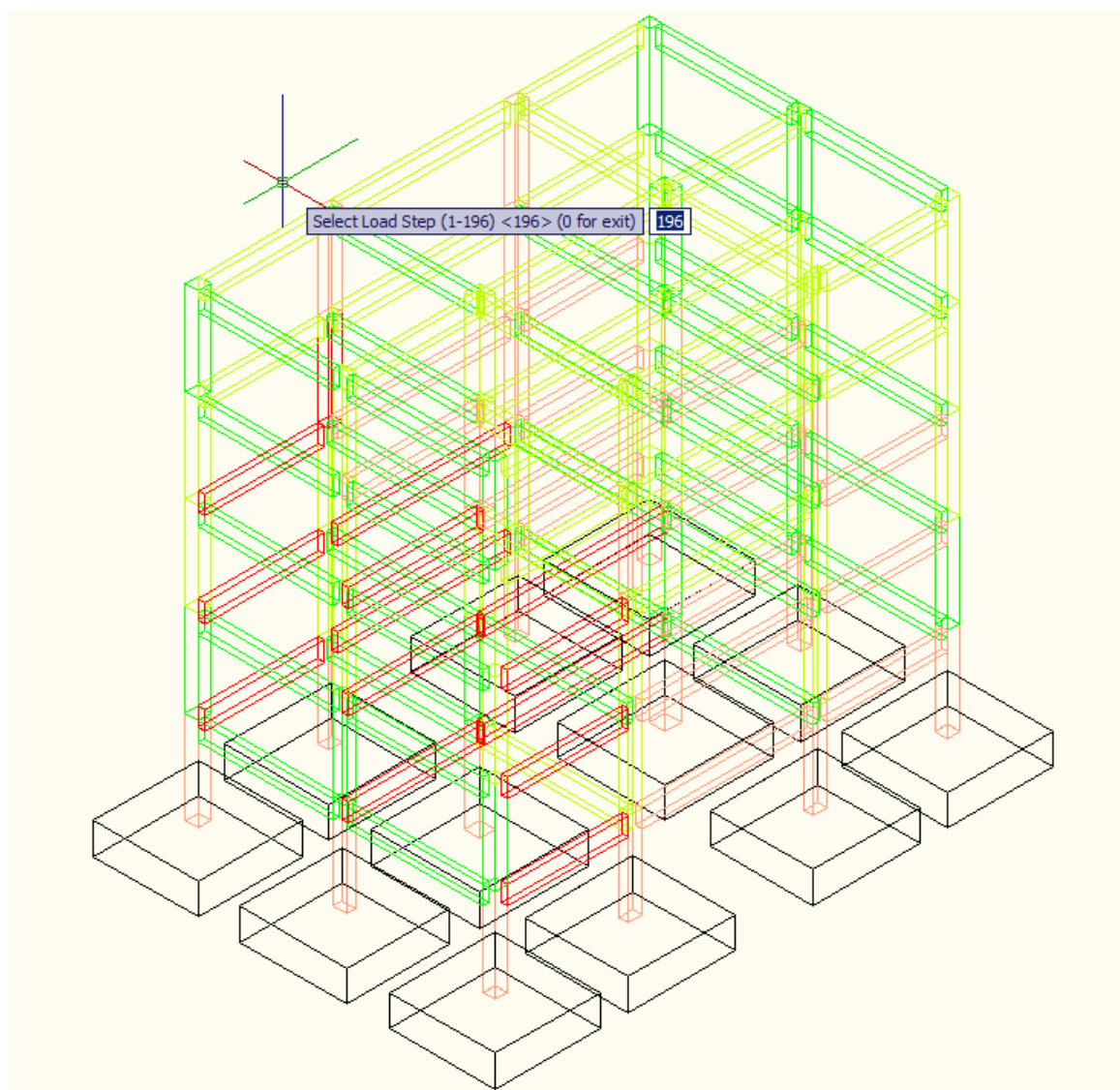
Εικόνα 7.3.3 Αξονομετρικό κατασκευής στο σημείο 161 της Push Over ανάλυσης
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)



Εικόνα 7.3.4 Αξονομετρικό κατασκευής στο σημείο 187 της Push Over ανάλυσης

(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Στο τελικό βήμα της [Pushover – 196], Εικόνα 7.3.5, φαίνονται με κόκκινο χρώμα τα μέλη που έχουν αστοχήσει.



Εικόνα 7.3.5 Αξονομετρικό κατασκευής στο σημείο 196 της Push Over ανάλυσης
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Τα παρακάτω δειγματοληπτικά αποτελέσματα εκτυπώθηκαν με τη βοήθεια του BIM Reports του 3DR.STRAD. Εκτενέστερη αναφορά γίνεται στο παράρτημα

Υπολογισμοί → BIM Reports

Τσεκάρουμε το κουτάκι των επιλογών μας → Επαναδημιουργία → Παραγωγή συνολικών εκτυπώσεων

K10 σταθμη5 ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετήρων

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,191983 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1886125 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1648154 Επιτρεπόμενη=0,1279011

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1622746 Επιτρεπόμενη=0,1279011

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2154292 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2088156 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K4 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2024732 Επιτρεπόμενη=0,1757215

K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,1868268 Επιτρεπόμενη=0,1242759

K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1779383 Επιτρεπόμενη=0,1264018

K6 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2085672 Επιτρεπόμενη=0,1586706

K6 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2038278 Επιτρεπόμενη=0,1586706

K7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,1986012 Επιτρεπόμενη=0,1614354

K7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1821326 Επιτρεπόμενη=0,1718478

K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1577893 Επιτρεπόμενη=0,1264018

K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1560597 Επιτρεπόμενη=0,1264018

K9 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2002357 Επιτρεπόμενη=0,1590999

K9 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1833369 Επιτρεπόμενη=0,1586706

K10 σταθμη2 ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων

K10 σταθμη2 ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων

K11 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2310618 Επιτρεπόμενη=0,2155688

K11 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2125349 Επιτρεπόμενη=0,2092082

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1656073 Επιτρεπόμενη=0,1619152

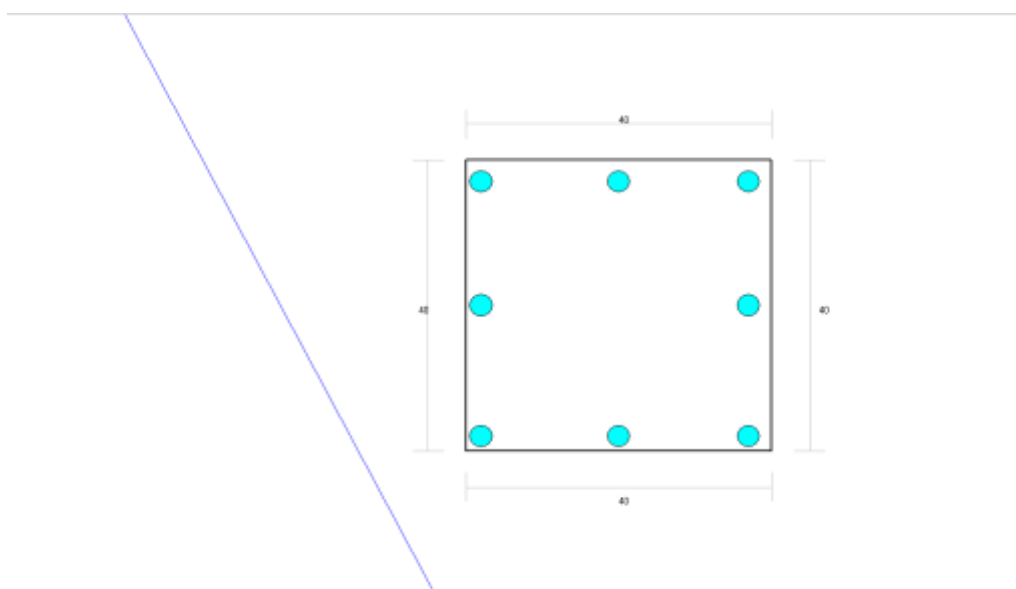
K12 σταθμη2 ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετηρων

Στις παρακάτω εικόνες παρατίθενται αποτελέσματα εντατικών μεγεθών, των υποστυλωμάτων K1 της στάθμης 2 (1^{ος} όροφος) και του υποστυλώματος K5 της στάθμης 5 (4^{ος} όροφος), όπου επιλέχθηκαν τυχαία.

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Θετική=0,2202802 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Υ πόδα Αρνητική=-0,2167664 Επιτρεπόμενη=0,1466952

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ1 ΣΤΑΘΜΗ 2



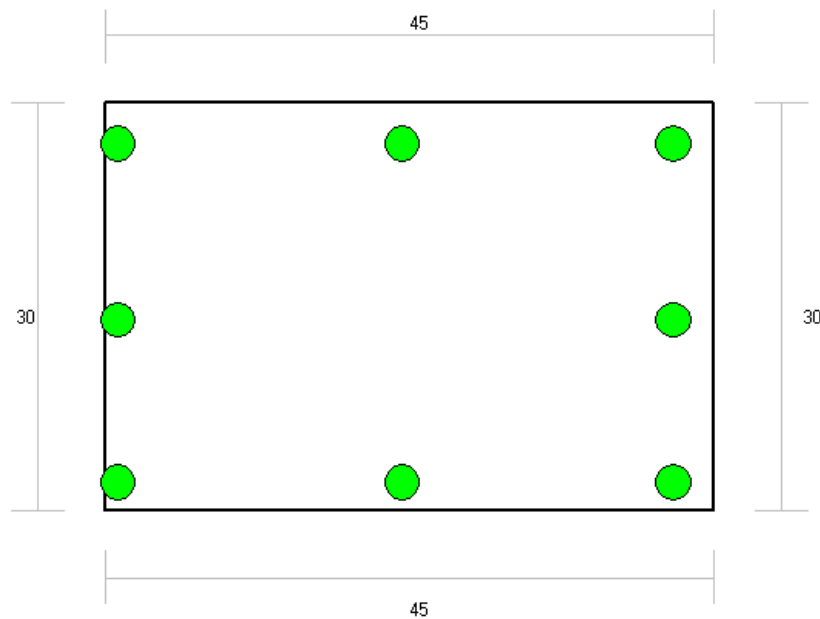
Εικόνα 10.5 Κάτοψη υποστυλώματος K13 1^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

K1 MY=-14.6 MZ=7.2 N=-435.8 LC=42K _{eq} +1+8 K=.0127 sb=3.7 se=59.6 TY=0 TZ=0 Ts=0 Te=0	
357	STRAD

Εικόνα 10.6 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων K13 1^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Κ2 σταθμη5 ΔΕΝ ΑΝΤΕΧΕΙ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ2 ΣΤΑΘΜΗ 5



Εικόνα 10.7 υποστυλώματος Κ50 4^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Κ2 ΜΥ=-.5 ΜΖ=-12.4 Ν=-212.9 ΛC=11Ποδ+1+8+13+16 Κ=.0119 sb=0 se=0 ΤΥ=0 ΤΖ=0 Τs=0 Τe=0	
365	STRAD

Εικόνα 10.8 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Κ50 4^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Τα παρακάτω αποτελέσματα εκτυπώθηκαν με τη βοήθεια του BIM Reports του 3DR.STRAD.

Υπολογισμοί → BIM Reports

Τσεκάρουμε το κουτάκι των επιλογών μας → Επαναδημιουργία → Παραγωγή συνολικών εκτυπώσεων

Ακολουθούν τα αποτελέσματα της ανάλυσης, όσων αφορά τις δοκούς.

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.54cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.54cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.5cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.5cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.69cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.69cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 6)

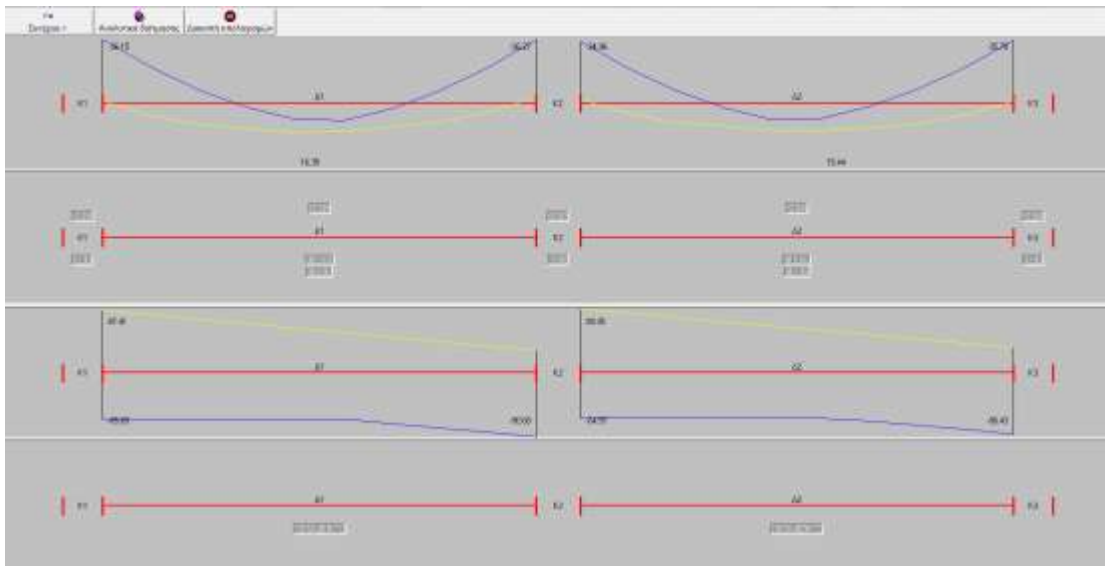
Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.79cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

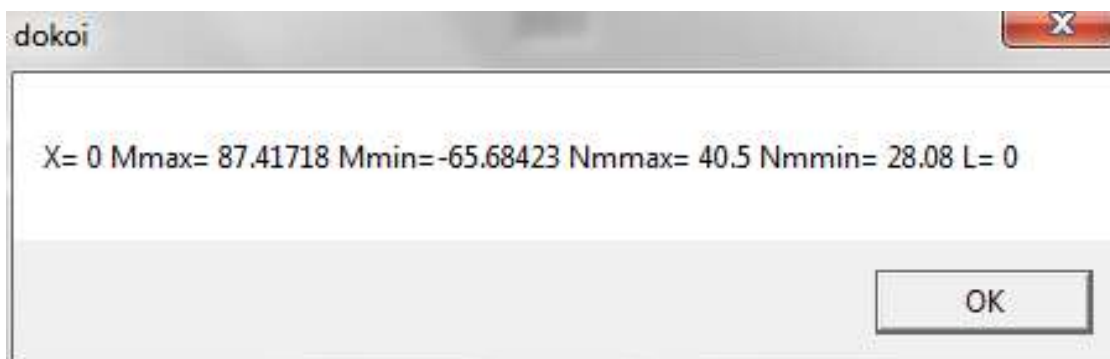
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 1.79cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

ΔΟΚΟΣ Δ1 ΣΤΑΘΜΗ 2



Εικόνα 10.9 Διαγράμματα ροπών, δυνάμεων δοκού Δ13 2^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)



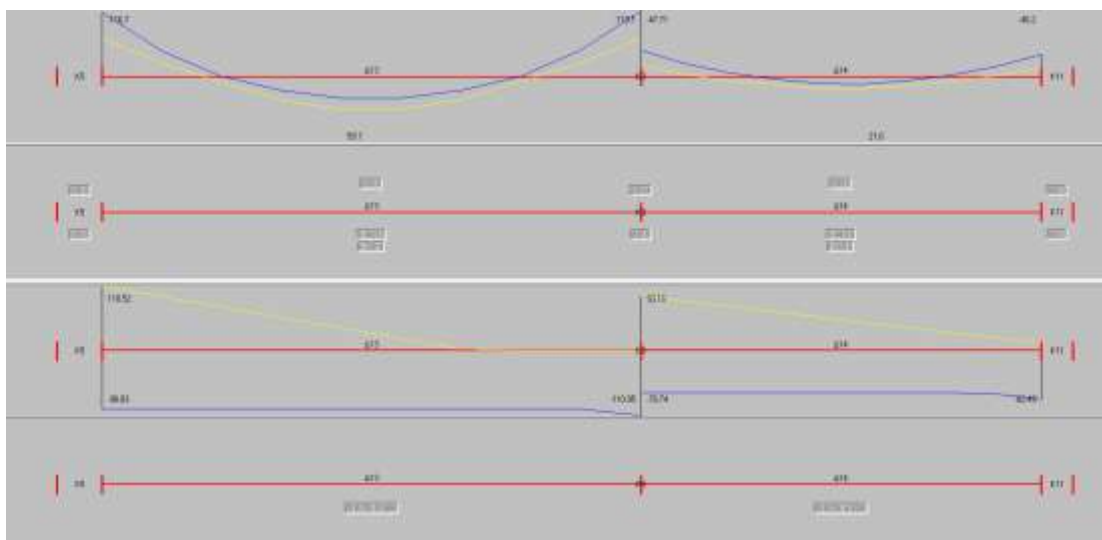
Εικόνα 10.10 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Δ13 2^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.82cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)

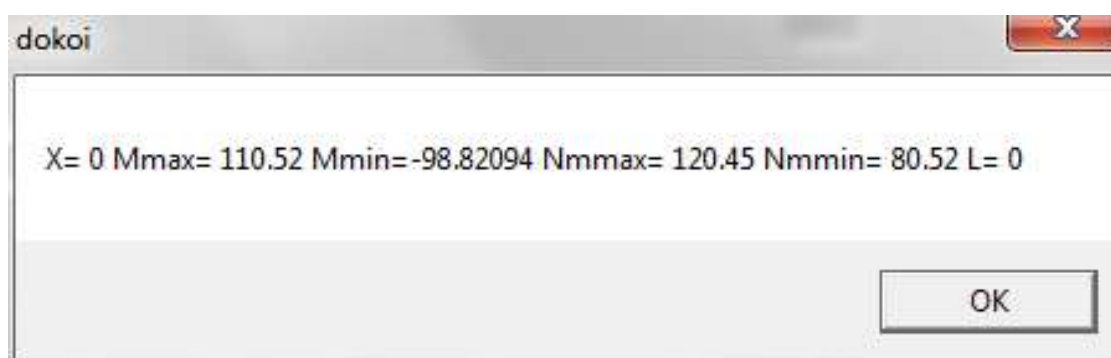
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.82cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Λ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)

ΔΟΚΟΣ Δ13 ΣΤΑΘΜΗ 1

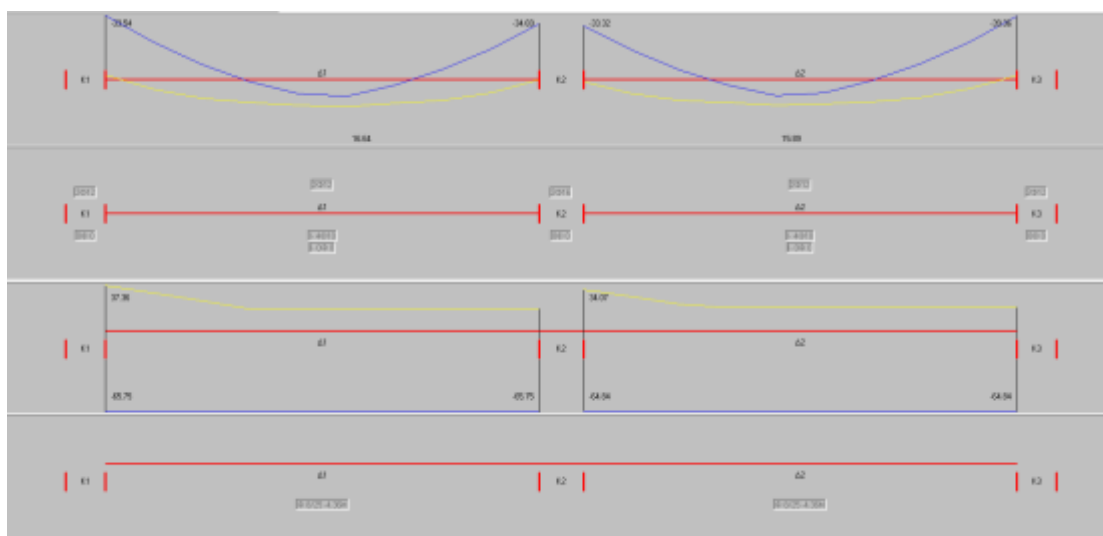


Εικόνα 10.11 Διαγράμματα ροπών, δυνάμεων δοκού Δ13 ισογείου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

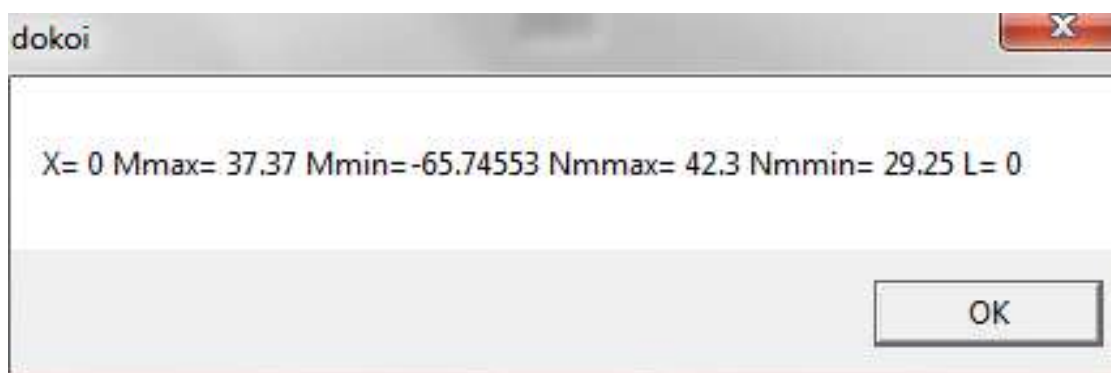


Εικόνα 10.12 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Δ13 ισογείου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

ΔΟΚΟΣ Δ1 ΣΤΑΘΜΗ 3

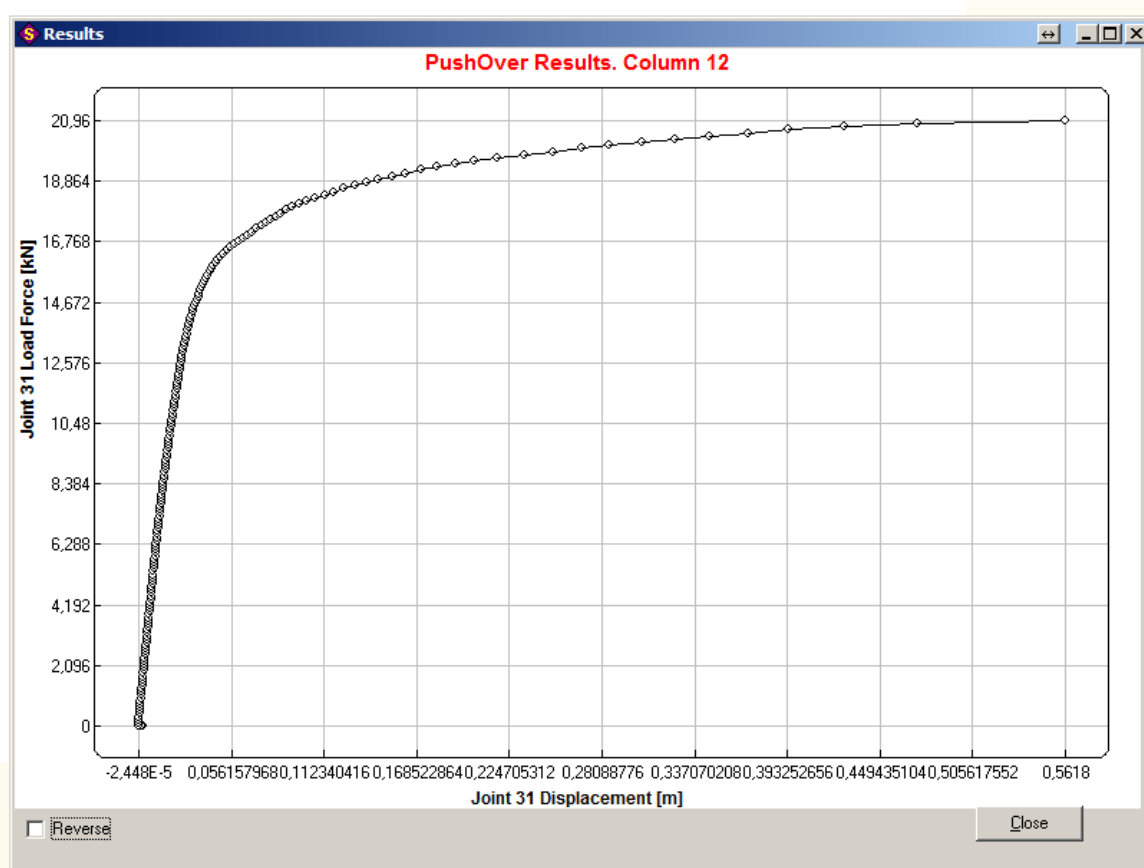


Εικόνα 10.13 Διαγράμματα ροπών, δυνάμεων δοκού Δ135 2^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)



Εικόνα 10.14 Αποτελέσματα Ροπών, Δυνάμεων Δ135 2^{ου} ορόφου
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

Ακολουθώντας τα εξής βήματα προέκυψε το διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης του σημείου K12.



Εικόνα 10.14 Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης
(με την επιλογή Virtual Model του 3DR.Strad)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, αρχικά περάσαμε στο πρόγραμμα 3DR.STRAD τον τετραώροφο φορέα, πάνω στον οποίο έγινε η μελέτη. Έπειτα από την μελέτη-αποτίμηση της υφιστάμενης αυτής κατασκευής προέκυψε ότι η κατασκευή είναι ανεπαρκής όσον αφορά τους οπλισμούς των δοκών και των υποστυλωμάτων και προφανώς θα χρειαστεί ενίσχυση. Αυτό είναι αναμενόμενο, διότι είχε κατασκευασθεί με τους παλαιούς κανονισμούς, οι οποίοι είναι εντελώς ανεπαρκείς από απόψεως αντισεισμικού σχεδιασμού και επομένως δεν ανταποκρίνονται στα σημερινά δεδομένα, γνώσεις και απαιτήσεις ασφαλείας που απαιτούνται.

Αρχικά, έγινε μια πρώτη εκτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με το Βασιλικό Διάταγμα. Σε αυτήν την ανάλυση εντοπιστήκαν αρκετές ελλείψεις σύμφωνα με τα αποτελέσματα της επίλυσης με το B.Δ.. Οι περισσότερες ελλείψεις βρέθηκαν στον οπλισμό των δοκών και όχι των υποστυλωμάτων. Από αυτή την πρώτη εκτίμηση, λοιπόν, συμπεραίνεται πως εφόσον η κατασκευή δεν επαρκεί για το B.Δ. δεν θα επαρκεί κατά συνέπεια και για τις σύγχρονες μεθόδους ανάλυσης.

Έπειτα, έγιναν οι απαραίτητοι έλεγχοι με την βοήθεια του συντελεστή ανεπάρκειας λ , ώστε να διαπιστωθούν ποιες μέθοδοι ανάλυσης θα χρησιμοποιηθούν. Τα αποτελέσματα λοιπόν της προκαταρκτικής ελαστικής ανάλυσης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, έδειξαν ότι η κατασκευή μπορεί να αποτιμηθεί με τέσσερις διαφορετικές αναλύσεις (ελαστική δυναμική, ελαστική στατική, ανελαστική στατική και ανελαστική δυναμική).

Η πρώτη ανάλυση που πραγματοποιήθηκε είναι η ελαστική στατική με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q), η οποία είναι πιο απαιτητική, όσον αφορά τους υπολογισμούς και έδειξε πολλές ανεπάρκειες στις δοκούς και σχεδόν καθόλου στα υποστυλώματα.

Η δεύτερη ανάλυση που πραγματοποιήθηκε είναι η ελαστική δυναμική με τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (m), η οποία είναι πιο ευνοϊκή μέθοδος και έδειξε, όπως και η ελαστική στατική, πολλές ανεπάρκειες στις δοκούς και καμιά στα υποστυλώματα.

Η τελευταία ανάλυση που έγινε είναι η ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover), η οποία σε αντίθεση με τις ελαστικές μεθόδους, έδειξε ότι είναι πιο ευνοϊκή όσον αφορά τις δοκούς και

λιγότερο ευνοϊκή για τα υποστυλώματα στα οποία και εμφάνισε πολλές ανεπάρκειες.

Επομένως, συμπεραίνουμε πως οι ελαστικές μέθοδοι αναλύσεων παρουσιάζουν αδυναμίες στις δοκούς, ενώ η ανελαστική μέθοδος ανάλυσης παρουσιάζει αδυναμίες στα υποστυλώματα κυρίως.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Αναστασιάδης, Κ.(1989)., *Αντισεισμικές Κατασκευές Ι*, Θεσσαλονίκη: Ζήτη
2. Αντωνιάδης, Π.(2000)., *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιριακών Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με τον EC8*, Τόμος Α , Αθήνα:
3. Αντωνόπουλος, Θ.(2008)., 'Σεισμική Συμπεριφορά Παλαιών Κτιρίων με Ριλιτ και Πρακτικές Προτάσεις Βελτίωσης της', Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
4. Βαδαλούκας, Κ., Μπαρίτα, Ζ., *Παραδείγματα από το Βασιλικό Διάταγμα του 1959 έως τον ΚΑΝ.ΕΠΕ του 2012*, Αθήνα: 3DR
5. ΕΑΚ (2000), *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000*, ΟΑΣΠ
6. ΕΚΩΣ (2000), *Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος*, ΟΑΣΠ
7. ΚΑΝ.ΕΠΕ(2010), *Κανονισμός Επεμβάσεων*, Τελικό Κείμενο, ΟΑΣΠ
8. Κανελλόπουλος, Α.(2007), 'Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα'
9. Κατσιαδέλης, Ι.(2007), *Δυναμική των Κατασκευών*, Τόμος Ι&ΙΙ, Αθήνα: Συμμετρία
10. Κοσμόπουλος, Α. (2005), 'Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς και Ενίσχυση Μη-Κανονικών σε Κάτοψη Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος', Διδακτορική Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
11. Μπάρος, Δ. (2006), 'Επιλογή Στρατηγικής Ενίσχυσης σε Υφιστάμενες Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Χρήση Ανελαστικών Αναλύσεων', Διατριβή Διπλώματος Ειδίκευσης, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα
12. Ρεπαπής, Κ. (2007), 'Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα', Διδακτορική Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
13. Ρεπαπής, Κ., Βιντζηλαίου, Ε., Ζέρης, Χ. (2006), 'Εκτίμηση Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Χρήση Δυναμικών Αναλύσεων Αυξανόμενης Έντασης', 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη.
14. Ψυχάρης, Ι.(2007), *Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας*, Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
15. Chopra K. Anil, *Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering*, Third Edition
16. FEMA 356(2000), *Federal Emergency Management Agency*, November 2000

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

Παράρτημα Α – Ανεπάρκειες δοκών, με βάση την Ελαστική Ανάλυση κατασκευής με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς [q].

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.92cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.35cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.47cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .45cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.9cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.01cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .73cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .65cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.06cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.7cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 1.92cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.7cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .73cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.35cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd \text{ existing}}$ στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.01cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .92cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .89cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .69cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.31cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .7cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .51cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.98cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.31cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .63cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.98cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .09cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .92cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.26cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .72cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.26cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .61cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .58cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .49cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.5cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .23cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.5cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.5cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .99cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 3.51cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.76cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.87cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.42cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.19cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.57cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.51cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 5.74cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.76cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 3.51cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.19cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.87cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.06cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .27cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.59cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.8cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .26cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.24cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 4.35cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .92cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.2cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .52cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.64cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .56cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.11cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.06cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 4.39cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.06cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 4.35cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.2cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	1	Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη	Missing
1.59cm ² (Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	3	Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη	Missing
1.11cm ² (Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	3	Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη	Missing
1.8cm ² (Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	3	Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη	Missing
2.24cm ² (Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	3	Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη	Missing
4.39cm ² (Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 3(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	1	Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη	Missing
3.43cm ² (Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	1	Αρνητικές ροπές άνοιγμα	Missing
.26cm ² (Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	1	Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη	Missing
1.26cm ² (Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	1	Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη	Missing
3.43cm ² (Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	1	Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη	Missing
1.26cm ² (Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	1	Αρνητικές ροπές άνοιγμα	Missing
2.51cm ² (Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	1	Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη	Missing
3.01cm ² (Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	2	Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη	Missing
1.25cm ² (Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	2	Αρνητικές ροπές άνοιγμα	Missing
.38cm ² (Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	2	Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη	Missing
3.97cm ² (Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	1	Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη	Missing
4.66cm ² (Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)			
Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα	1	Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη	Missing
1.72cm ² (Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)			

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 3.97cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd\ existing}$ στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 3.14cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .97cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .51cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .19cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing 1.05cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 3.28cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 3.07cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.99cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.83cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 3.26cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 2.97cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 3.33cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.36cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.77cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 4.1cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 3.14cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 3.07cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 2.83cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing
.51cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing
1.19cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing
1.31cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing
2.36cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing
.19cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing
3.28cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing
4.1cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 3(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 2)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.92cm²(Σ.Δ.1
ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.85cm²(Σ.Δ.1
ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.93cm²(Σ.Δ.1
ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .43cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ
3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.95cm²(Σ.Δ.1
ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.28cm²(Σ.Δ.1
ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .78cm²(Σ.Δ.1
ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .75cm²(Σ.Δ.1
ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.27cm²(Σ.Δ.1
ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing
3.19cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.17cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.11cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .88cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .78cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.75cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .82cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .67cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.35cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.75cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 1.05cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .9cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.11cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.03cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.6cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .8cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.6cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing .97cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .8cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .48cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .51cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.66cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .28cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.68cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.63cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .81cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.52cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 4.12cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.72cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.16cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.65cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.65cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 6.09cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.21cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.96cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .15cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.04cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.23cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .18cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.17cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 4.72cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.12cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.21cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .74cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.88cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .9cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.15cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.26cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 4.75cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing .84cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .73cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 3.5cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .32cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.35cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 3.5cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.35cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 0cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 5.96cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 2.45cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 3.01cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.35cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .43cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 4.13cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 4.27cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.4cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 1.35cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 0cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 4.13cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.93cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .67cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .78cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .83cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .56cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.7cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 3.55cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.68cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.36cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 3.51cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 3.19cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 3.66cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.14cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.72cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 4.31cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing .16cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .39cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 3)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .76cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .76cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .85cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .8cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .66cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .64cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.96cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .54cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .47cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .43cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .47cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.54cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .36cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .24cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.21cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.21cm²(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .5cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .42cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.4cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .36cm²(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .04cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .09cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.82cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .57cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .57cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd \text{ existing}}$ στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.35cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές άνοιγμα Missing .11cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.22cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.64cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.02cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.05cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .8cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 4.51cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .62cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd \text{ existing}}$ στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .82cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .87cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.03cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 3.58cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .5cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.24cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .07cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .64cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 3.57cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing .42cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .33cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.6cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .61cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 2.6cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .61cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 5.42cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 2.08cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.51cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .58cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .03cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 3.26cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 5.42cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing .58cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 3.26cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Θετικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.52cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Θετικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.51cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.11cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .97cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .92cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 2.52cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 2.46cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.73cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .72cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.28cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 3.15cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .02cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .14cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 4)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .37cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .36cm²(Σ.Δ.1 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .38cm²(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd}$ existing στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .77cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .02cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2.65cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .11cm²(Σ.Δ.5 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.96cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing .43cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.87cm²(Σ.Δ.6 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.49cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 1.49cm²(Σ.Δ.7 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 4.6cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.5cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.68cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 2cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 4.47cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 1.66cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing 2cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing .17cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 1.24cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές άνοιγμα Missing 1.48cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing 1.42cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 3 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .93cm²(Σ.Δ.9 ΣΤΑΘΜΗ 5)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd \text{ existing}}$ στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd \text{ existing}}$ στο άνοιγμα 2(Σ.Δ.2 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd \text{ existing}}$ στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.3 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Διαγνωστικό διάτμησης $V_{sd} > V_{wd \text{ existing}}$ στο άνοιγμα 1(Σ.Δ.4 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές πρώτη στήριξη Missing 3.26cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .43cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 2 Αρνητικές ροπές δεύτερη στήριξη Missing .07cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό πρώτη στήριξη Missing 3.26cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Ανεπάρκεια υπάρχοντος οπλισμού άνοιγμα 1 Με δυσμενές αξονικό δεύτερη στήριξη Missing .43cm²(Σ.Δ.8 ΣΤΑΘΜΗ 6)

Παράρτημα Β – Αρχείο Υλικών κατασκευής.

Αρχείο Υλικών E16S400: Αρχείο Υλικών

Αρχείο Υλικών E16S400: Ειδικά Βάρη

1	Ειδικό Βάρος Οπλισμένου Σκυροδέματος [kN /m3]	25
2	Ειδικό Βάρος Χάλυβα [kN /m3]	79

Αρχείο Υλικών E16S400: Ν.Ε.Α.Κ.

3	Επιτρεπόμενο ποσοστό Θετικής Μεταβολής ακαμψίας και μάζας (π.χ. 0.35)	.35
4	Επιτρεπόμενο ποσοστό Αρνητικής Μεταβολής ακαμψίας και μάζας (π.χ. 0.50)	.5
5	Ελάχιστος λόγος R_w/R_p (0.40 προ 31/7/95 0.0 μετά 31/7/95)	0
6	$(J/J_{min}) \times (Q_{τοιχείων}/Q_{ολικό}) \geq <\text{Συντελεστής}>$ (π.χ. 0.20)	.2
7	Ελάχιστος $<\text{Συντελεστής}> \times (0.05 \times L)$ (π.χ. 1 ή 2)	1
8	Ελάχιστη τιμή ξ για χαρακτηρισμό Εύστρεπτου Ορόφου (π.χ. 1)	2
9	Μέγιστη τιμή ξ για χαρακτηρισμό Εύστρεπτου Ορόφου (π.χ. 3)	3
10	$<\text{Συντελεστής}> \times L_{κτιρ.}$ (Εκτός Κ.Ε.-Κ.Β.) Τυχηματ. εκκεντρ.	.05
11	$<\text{Συντελεστής}> \times L_{κτιρ.}$ (Εντός Κ.Ε.-Κ.Β.) Τυχηματ. εκκεντρ.	.05
12	$<\text{Συντελεστής}> \times \Delta(K.B.-K.E.)$ (Εκτός Κ.Ε.-Κ.Β.) Τυχηματ. εκκεντρ.	0
13	$<\text{Συντελεστής}> \times \Delta(K.B.-K.E.)$ (Εντός Κ.Ε.-Κ.Β.) Τυχηματ. εκκεντρ.	0
14	MAX $<\text{Συντελεστής}>$ αύξησης εντατικών μεγεθων απο Τυχηματ. εκκεντρ.	100
15	Εκθέτης του ύψους στον έλεγχο ΣΕΙ/Η $<\text{Συντελεστής}>$	1

Αρχείο Υλικών E16S400: Ν.Κ.Ο.Σ Βέλος Κάμψης /EC2

16	Δομικά στοιχεία με κριτήριο την βλάβη διαχωριστικών $L / <\text{Συντελεστής}>$	500
17	Δομικά στοιχεία με κριτήριο την εμφάνιση-χρηστικότητα $L / <\text{Συντελεστής}>$	250
18	Κατηγορία συνθηκών υγρασίας (π.χ 1)	1
19	MIN αριθμος ημερων για ελεγχο μακροχρονιου βελους (π.χ. 28)	28
20	MAX αριθμος ημερων για ελεγχο μακροχρονιου βελους (π.χ. 28)	365
21	Ενεργοποίηση συστολής ξήρανσης	Όχι

22	Μακροχρόνιο βέλος (EC2) $\beta =$	1
23	Βραχυχρόνιο βέλος (EC2) $\beta =$	1
24	Κλάση: (EC2)	N
25	Υγρασία %% (EC2)	20

Αρχείο Υλικών E16S400: Αρχείο Υλικών

Αρχείο Υλικών E16S400: Κανονισμός

1	Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος:	C.E.B.
---	-------------------------------------	--------

Αρχείο Υλικών E16S400: Γενικά

2	Μήκος διόρθωσης συντεταγμένων στα σύνθετα σε cm	5
3	Λόγος πλευρών (L_{max}/L_{min}) για αναγνώριση σαν τοίχιο	4
4	Τιμή για έλεγχο πλαστιμότητας: $< \text{Συντελεστής} > \times B_r \times F_b$ (π.χ. 0.1)	.1
5	Όριο Διαρροής Beton (B_r) [kN /cm ²] (Λυγισμός)	1.6
6	Όριο Διαρροής Χάλυβα (B_s) [kN /cm ²] (Λυγισμός)	40
7	Συντελεστής Ασφάλειας Beton σε Λυγισμό σε Στάδιο 1	1
8	Συντελεστής Ασφάλειας Χάλυβα σε Λυγισμό σε Στάδιο 1	1
9	Ενεργοποίηση Ικανοτικού Ελέγχου εγκάρσια στα Τοιχεία	Όχι
10	Ενεργοποίηση "ελέγχου περιμετρικού" εγκάρσια στα Τοιχεία	Όχι
11	Ενεργοποίηση "ελέγχου κοντού υποστυλώματος" στα Τοιχεία	Όχι
12	Ενεργοποίηση Περίσφιξης των Πελμάτων των Τοιχείων	Ναί
13	Συντελεστής πολ/σμού ροπών για Ικανοτικό Έλεγχο	1
14	Ελαχιστη διασταση στύλου που θα χρησιμοποιείται στον συνυπολογισμό ακαμψιών των τοιχείων ανεξάρτητα αν είναι τοίχιο (σε m π.χ. 1)	2

Αρχείο Υλικών E16S400: N.E.A.K.

15	Τιμή των γ_{rd1} και γ_{rd2} για $Q_d = (\gamma_{rd1} \times M_{or} + \gamma_{rd2} \times M_{or}) / L_c$	1.4
16	$Q_d(\text{τοιχείων}) = < \text{Συντελεστής} > \times M_{Rw} / M_{Ew} \times V_{Ew}$ (π.χ. 1.4)	1.4
17	$a_{cd}(\text{υποστυλ.}) \leq < \text{Συντελεστής} > \times \text{Δείκτη Συμπεριφοράς}$ (π.χ. 1.5)	1
18	$a_{cd}(\text{υποστυλ.}) \geq < \text{Συντελεστής} > \times M_{rb} / M_{eb} $ (π.χ. 1.4)	1.4
19	$M_{sc} \geq < \text{Συντελεστής} > \times M_{ec}$ (π.χ. 1.35)	1.35
20	Μηχανισμός ορόφου ($M_{sd} = a_{cd} \times M_{Ec} < 0 > \mid M_{sd} = S_v + a_{cd} \times E < 1 >)$	0

21	Μηχανισμός ορόφου: Μειώνονται ροπές από υπερκείμενο	Όχι
22	Θέση πλαστικής άρθρωσης τοιχείου : $M_{cdw} = a_{cd} \times M_{ew}$?	Όχι

Αρχείο Υλικών E16S400: B.Δ. 1954 (Επιτρεπόμενες Τάσεις)

23	Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας (n) Χάλυβα/Beton	15
	1η Ομάδα	
24	Επιτρεπόμενη Τάση Beton σε Θλίψη (σβεπ) [N /cm ²]	900
25	Ελάχιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τmin) [N /cm ²]	70
26	Μέγιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τmax) [N /cm ²]	180
27	Ελάχιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τmin) [N /cm ²]	60
28	Μέγιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τmax) [N /cm ²]	180
29	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα σε Εφελκυσμό (σεεπ) [N /cm ²]	24000
	2η Ομάδα	
30	Επιτρεπόμενη Τάση Beton σε Θλίψη (σβεπ) [N /cm ²]	990
31	Ελάχιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τmin) [N /cm ²]	70
32	Μέγιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τmax) [N /cm ²]	180
33	Ελάχιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τmin) [N /cm ²]	60
34	Μέγιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τmax) [N /cm ²]	180
35	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα σε Εφελκυσμό (σεεπ) [N /cm ²]	26400
	3η Ομάδα	
36	Επιτρεπόμενη Τάση Beton σε Θλίψη (σβεπ) [N /cm ²]	900
37	Ελάχιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τmin) [N /cm ²]	70
38	Μέγιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τmax) [N /cm ²]	180
39	Ελάχιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τmin) [N /cm ²]	60
40	Μέγιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τmax) [N /cm ²]	180
41	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα σε Εφελκυσμό (σεεπ) [N /cm ²]	24000

Αρχείο Υλικών E16S400: C.E.B. (Οριακή Αντοχή)

42	Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα [kN /cm ²] (π.χ. 20000 kN/cm ²)	20000
43	Χαρακτηριστική Αντοχή Beton σε Θλίψη (Fck) [MPa] (π.χ. 16)	20
44	Χαρακτηριστική Αντοχή Χάλυβα σε Εφελκυσμό (Fyk) [MPa] (π.χ. 400)	500

45	Χαρακτηριστική Αντοχή Χάλυβα σε Διάτμηση (F_{yk}) [MPa] (π.χ. 400)	500
	1η Ομάδα	
46	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γ_c) : $F_{cd} = F_{ck} / \gamma_c$	1.15
47	Μέγιστη Τάση Beton = <Συντελεστής> x F_{cd} (π.χ. 0.85)	.85
48	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γ_s) : $F_{yd} = F_{yk} / \gamma_s$	1.15
49	Συντελεστής acc(EC2) : $F_{cd} = acc \times F_{ck} / \gamma_c$	1
50	Συντελεστής K(EC2) : $K \times F_{yk} / \gamma_s$	1
	2η Ομάδα	
51	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γ_c) : $F_{cd} = F_{ck} / \gamma_c$	1
52	Μέγιστη Τάση Beton = <Συντελεστής> x F_{cd} (π.χ. 0.85)	.6
53	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γ_s) : $F_{yd} = F_{yk} / \gamma_s$	2
54	Συντελεστής acc(EC2) : $F_{cd} = acc \times F_{ck} / \gamma_c$	1
55	Συντελεστής K(EC2) : $K \times F_{yk} / \gamma_s$	1
	3η Ομάδα	
56	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γ_c) : $F_{cd} = F_{ck} / \gamma_c$	1.2
57	Μέγιστη Τάση Beton = <Συντελεστής> x F_{cd} (π.χ. 0.85)	.85
58	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γ_s) : $F_{yd} = F_{yk} / \gamma_s$	1.2
59	Συντελεστής acc(EC2) : $F_{cd} = acc \times F_{ck} / \gamma_c$	1
60	Συντελεστής K(EC2) : $K \times F_{yk} / \gamma_s$	1
	Μέγιστες Επιτρεπτές Παραμορφώσεις	
61	Μέγιστη Θλιπτική Παραμόρφωση Beton σε κάμψη (π.χ. 0.0035)	.0035
62	Μέγιστη Θλιπτική Παραμόρφωση Beton σε κεντρική θλίψη (π.χ. 0.002)	.002
63	Μέγιστη Εφελκυστική Παραμόρφωση Χάλυβα (π.χ. 0.010)	.01

Αρχείο Υλικών E16S400: Κατασκευαστικές Παράμετροι Β.Δ. 1954 + C.E.B.

64	Επαύξηση Οπλισμού για Κρίσιμα Υποστυλώματα (π.χ. για 20%% = 1.2)	1
65	Όριο λόγου (M/Qd) για αναγνώριση Κοντού Υποστυλώματος (π.χ. 3.5)	.001
66	Μέγιστος αριθμός ράβδων ανά γωνία (π.χ. 1 - 3 - 5 κ.λ.π.)	1
67	Επικάλυψη Οπλισμού [cm]	3
	Ποσοστά Οπλισμού	
68	Ελάχιστο Ποσοστό Οπλισμού Υποστυλωμάτων (π.χ. 0.008)	.008
69	Ελάχιστο Ποσοστό Οπλισμού του Κορμού Τοιχείων (π.χ. 0.0025)	.0025

70	Μέγιστο Ποσοστό Οπλισμού Υποστυλωμάτων (π.χ. 0.06)	.04
	Ράβδοι Διαμήκους Οπλισμού	
71	Διάμετρος Ράβδου Σιδήρου που θα χρησιμοποιηθεί σε κάμψη [mm]	16
72	Διάμετρος Ράβδου Σιδήρου που θα χρησιμοποιηθεί σε κάμψη [mm]	18
73	Διάμετρος Ράβδου Σιδήρου που θα χρησιμοποιηθεί σε κάμψη [mm]	20
80	Διάμετρος Ράβδου Σιδήρου που θα χρησιμοποιηθεί σε κάμψη [mm]	1
83	Πόσες Τάξεις Διαμέτρου να διαφέρουν οι Ράβδοι Εσω και Εξω Γωνίας	1
84	Πόσες Τάξεις Διαμέτρου να διαφέρουν οι Ράβδοι Γωνίας - Προσθέτων Πλευράς	1
85	Μήκος Αγκύρωσης Διαμηκ. Ράβδου = <Συντελεστής> x Φ _{max} Διαμηκ. Ράβδου	60
	Κρίσιμες Περιοχές - Συνδετήρες	
86	Ελάχιστο μήκος ελεύθερου σκέλους συνδετήρα [cm]	20
87	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδου της Σχάρας Κορμού των Τοιχείων [mm]	10
88	Ελάχιστη Απόσταση Οπλισμού της σχάρας των Τοιχείων [cm]	20
89	Κρίσιμο Μήκος Υποστυλώματος (L _{kr}) = Ηο _λ / <Συντελεστής>	6
90	Ελάχιστη τιμή κρίσιμου ύψους (L _{kr}) άνω και κάτω των κόμβων [cm]	45
91	L _{kr} = <Συντελεστής> x Μέγιστη Πλευρά Υποστυλώματος	1
92	L _{kr} = <Συντελεστής> x Ελάχιστη Πλευρά Υποστυλώματος	1
93	L _{kr} (Τοιχείων) = Ηο _λ / <Συντελεστής>	6
94	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδου (Φ _{min}) Συνδετήρα [mm]	8
95	Φ _{min} Συνδετήρα = Φ _{max} Διαμήκους Ράβδου / <Συντελεστής> (π.χ. 3)	3
96	Μεγιστη διαμετρος ραβδου συνδετηρα [mm]	10
97	Ελάχιστη Απόσταση Συνδετήρων στο Κρίσιμο Μήκος (S _{min.kr}) [cm]	8
98	Μέγιστη Απόσταση Συνδετήρων στο Κρίσιμο Μήκος (S _{max.kr}) [cm]	10
99	S _{max.kr} Συνδετήρα = Ελάχιστη Πλευρά Υποστυλώματος / <Συντελεστής>	2
100	S _{max.kr} Συνδετήρα = <Συντελεστής> x Φ _{min} Διαμήκους Ράβδου	10
101	Μέγιστη Απόσταση Συνδετήρων (S _{max}) εκτός του L _{kr} [cm]	20
102	S _{max} Συνδετήρα = <Συντελεστής> x Ελάχιστη Διάμετρο Διαμήκους Ράβδου	10
103	S _{max} Συνδετήρα = <Συντελεστής> x Μέγιστη Πλευρά Υποστυλώματος	1
104	S _{max} Συνδετήρα = <Συντελεστής> x Ελάχιστη Πλευρά Υποστυλώματος	.5
105	Άγκιστρο Συνδετήρα [cm]	10

Αρχείο Υλικών E16S400: Αρχείο Υλικών

Αρχείο Υλικών E16S400: Κανονισμός

1	Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος:	C.E.B.
---	-------------------------------------	--------

Αρχείο Υλικών E16S400: Έδαφος

2	Επιτρεπόμενη Τάση Εδάφους (σ) [N /cm ²]	20
3	Δείκτης εδάφους (K_s) [kN /m ³]	500000
4	Μέτρο Ελαστικότητας εδάφους [kN /m ²]	30000
5	Συντελεστής για Ακαμψία Εδάφους (βλ. Manual)	2
6	Λογος Εμβαδού ενεργού/Ολικό εμβαδό για έλεγχο ανατροπής (π.χ. .5)	.5

Αρχείο Υλικών E16S400: Ν.Ε.Α.Κ.

7	Δυναμικός Δείκτης Εδάφους = <Συντελεστής> x Στατικό Δείκτη	3
8	Ικανοτικός <Συντελεστής> x M_r x M_e (π.χ. 1.2)	1.2

Αρχείο Υλικών E16S400: Β.Δ. 1954 (Επιτρεπόμενες Τάσεις)

9	Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας (n) Χάλυβα/Beton	15
	1η Ομάδα	
10	Επιτρεπόμενη Τάση Beton σε Θλίψη ($\sigma_{beπ}$) [N /cm ²]	900
11	Ελάχιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τ_{min}) [N /cm ²]	70
12	Μέγιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τ_{max}) [N /cm ²]	180
13	Ελάχιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τ_{min}) [N /cm ²]	60
14	Μέγιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τ_{max}) [N /cm ²]	180
15	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα σε Εφελκυσμό ($\sigma_{εεπ}$) [N /cm ²]	24000
	2η Ομάδα	
16	Επιτρεπόμενη Τάση Beton σε Θλίψη ($\sigma_{beπ}$) [N /cm ²]	1170
17	Ελάχιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τ_{min}) [N /cm ²]	70
18	Μέγιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τ_{max}) [N /cm ²]	180
19	Ελάχιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τ_{min}) [N /cm ²]	60
20	Μέγιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τ_{max}) [N /cm ²]	180

21	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα σε Εφελκυσμό (σεεπ) [N /cm ²]	31200
	3η Ομάδα	
22	Επιτρεπόμενη Τάση Beton σε Θλίψη (σβεπ) [N /cm ²]	900
23	Ελάχιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τmin) [N /cm ²]	70
24	Μέγιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (τmax) [N /cm ²]	180
25	Ελάχιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τmin) [N /cm ²]	60
26	Μέγιστη Τάση Beton σε Στρέψη (τmax) [N /cm ²]	180
27	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα σε Εφελκυσμό (σεεπ) [N /cm ²]	24000

Αρχείο Υλικών E16S400: C.E.B. (Οριακή Αντοχή)

28	Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα [kN /cm ²] (π.χ. 20000 KN/cm ²)	20000
29	Χαρακτηριστική Αντοχή Beton σε Θλίψη (Fck) [MPa] (π.χ. 16)	16
30	Χαρακτηριστική Αντοχή Χάλυβα σε Εφελκυσμό (Fyk) [MPa] (π.χ. 400)	400
31	Χαρακτηριστική Αντοχή Χάλυβα σε Διάτμηση (Fyw) [MPa] (π.χ. 400)	400
	1η Ομάδα	
32	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γc) : $F_{cd} = F_{ck} / \gamma_c$	1.5
33	Μέγιστη Τάση Beton = <Συντελεστής> x Fcd (π.χ. 0.85)	.85
34	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γs) : $F_{yd} = F_{yk} / \gamma_s$	1.15
35	Συντελεστής acc(EC2) : $F_{cd} = acc \times F_{ck} / \gamma_c$	1
36	Συντελεστής K(EC2) : $K \times F_{yk} / \gamma_s$	1
	2η Ομάδα	
37	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γc) : $F_{cd} = F_{ck} / \gamma_c$	1
38	Μέγιστη Τάση Beton = <Συντελεστής> x Fcd (π.χ. 0.85)	.6
39	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γs) : $F_{yd} = F_{yk} / \gamma_s$	2
40	Συντελεστής acc(EC2) : $F_{cd} = acc \times F_{ck} / \gamma_c$	1
41	Συντελεστής K(EC2) : $K \times F_{yk} / \gamma_s$	1
	3η Ομάδα	
42	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γc) : $F_{cd} = F_{ck} / \gamma_c$	1.5
43	Μέγιστη Τάση Beton = <Συντελεστής> x Fcd (π.χ. 0.85)	.85
44	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γs) : $F_{yd} = F_{yk} / \gamma_s$	1.15
45	Συντελεστής acc(EC2) : $F_{cd} = acc \times F_{ck} / \gamma_c$	1
46	Συντελεστής K(EC2) : $K \times F_{yk} / \gamma_s$	1

	Μέγιστες Επιτρεπτές Παραμορφώσεις	
47	Μέγιστη Θλιπτική Παραμόρφωση Beton σε κάμψη (π.χ. 0.0035)	.0035
48	Μέγιστη Θλιπτική Παραμόρφωση Beton σε κεντρική θλίψη (π.χ. 0.002)	.002
49	Μέγιστη Εφελκυστική Παραμόρφωση Χάλυβα (π.χ. 0.010)	.01

Αρχείο Υλικών E16S400: Κατασκευαστικές Παράμετροι B.Δ. 1954 + C.E.B.

50	Διάμετρος Ράβδου Σιδήρου που θα χρησιμοποιηθεί σε κάμψη [mm]	12
51	Διάμετρος Ράβδου Σιδήρου που θα χρησιμοποιηθεί σε κάμψη [mm]	14
52	Διάμετρος Ράβδου Σιδήρου που θα χρησιμοποιηθεί σε κάμψη [mm]	16
53	Ελάχιστη Απόσταση Ράβδων κυρίως οπλισμού [cm]	10
54	Μέγιστη Απόσταση Ράβδων κυρίως οπλισμού [cm]	15
55	Μήκος Αγκύρωσης Ράβδων κυρίως οπλισμού [cm]	20
56	Μήκος Αγκύρωσης Ράβδων κυρίως οπλισμού = <Συντελεστής> x Φ _{max} Ράβδων	10
57	Πλαινή Επικάλυψη [cm]	3
58	Κάτω Επικάλυψη [cm]	5
59	Κλίση Κώνου Ακαμπτου Πεδίλου = 1 / <Συντελεστής> (π.χ. για 1/2 = 2)	3
60	Ελάχιστο Ύψος Βάσης Κώνου σε Άκαμπτο Πέδιλο [cm]	25
61	Μέγιστο Ύψος Βάσης Κώνου σε Άκαμπτο Πέδιλο [cm]	50
	Συνδετήριες Δοκοί	
62	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδου Κάμψης Συνδετήριας Δοκού [mm]	16
63	Μέγιστη Διάμετρος Ράβδου Κάμψης Συνδετήριας Δοκού [mm]	20
64	Ελάχιστος Αριθμός Ράβδων Κάμψης Συνδετήριας Δοκού	3
65	Ελάχιστη Διάμετρος Συνδετήρων Συνδετήριας Δοκού [mm]	10
66	Μέγιστη Διάμετρος Συνδετήρων Συνδετήριας Δοκού [mm]	12
67	Ελάχιστη Απόσταση Συνδετήρων Συνδετήριας Δοκού [cm]	10
68	Μέγιστη Απόσταση Συνδετήρων Συνδετήριας Δοκού [cm]	15

Αρχείο Υλικών E16S400: Αρχείο Υλικών

Αρχείο Υλικών E16S400: Κανονισμός

1	Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος:	C.E.B.
---	-------------------------------------	--------

Αρχείο Υλικών E16S400: Γενικά

2	Ελάχιστη Ροπή Υπολογισμού = $Q \times L^2 / <\text{Συντελεστής}>$ (π.χ. 14)	14
3	Ενεργοποίηση του Μετατοπισμένου Διαγράμματος Ροπών	Ναί

Αρχείο Υλικών E16S400: Ν.Ε.Α.Κ.

4	<Συντελεστής> πολ/σμού ροπών για Ικανοτική Τέμνουσα (π.χ. 1.2)	1.2
---	--	-----

Αρχείο Υλικών E16S400: Β.Δ. 1954 (Επιτρεπόμενες Τάσεις)

5	Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας (n) Χάλυβα/Beton	15
6	Ελάχιστη Τάση Beton σε Διάτμηση ($\tau_{\min}$) [N /cm ²]	70
7	Μέγιστη Τάση Beton σε Διάτμηση ($\tau_{\max}$) [N /cm ²]	180
8	Ελάχιστη Τάση Beton σε Στρέψη ($\tau_{\min}$) [N /cm ²]	60
9	Μέγιστη Τάση Beton σε Στρέψη ($\tau_{\max}$) [N /cm ²]	180
10	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα σε Εφελκυσμό (σεεπ) [N /cm ²]	14000
	1η Ομάδα	
11	Επιτρεπόμενη Τάση Beton Στήριξης (σβεπ) [N /cm ²]	900
12	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα Στήριξης (σεεπ) [N /cm ²]	24000
13	Επιτρεπόμενη Τάση Beton Ανοίγματος (σβεπ) [N /cm ²]	700
14	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα Ανοίγματος (σεεπ) [N /cm ²]	24000
	2η Ομάδα	
15	Επιτρεπόμενη Τάση Beton Στήριξης (σβεπ) [N /cm ²]	900
16	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα Στήριξης (σεεπ) [N /cm ²]	24000
17	Επιτρεπόμενη Τάση Beton Ανοίγματος (σβεπ) [N /cm ²]	700
18	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα Ανοίγματος (σεεπ) [N /cm ²]	24000
	3η Ομάδα	

19	Επιτρεπόμενη Τάση Beton Στήριξης (σβεπ) [N /cm2]	900
20	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα Στήριξης (σεεπ) [N /cm2]	24000
21	Επιτρεπόμενη Τάση Beton Ανοίγματος (σβεπ) [N /cm2]	700
22	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα Ανοίγματος (σεεπ) [N /cm2]	24000

Αρχείο Υλικών E16S400: C.E.B (ΟΡΙΑΚΗ ΑΝΤΟΧΗ)

23	Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα [kN /cm2] (π.χ. 20000 kN/cm2)	20000
24	Χαρακτηριστική Αντοχή Beton σε Θλίψη (Fck) [MPa] (π.χ. 16)	20
25	Χαρακτηριστική Αντοχή Χάλυβα σε Εφελκυσμό (Fyk) [MPa] (π.χ. 400)	500
26	Χαρακτηριστική Αντοχή Χάλυβα σε Διάτμηση (Fyw) [MPa] (π.χ. 400)	500
27	Αντοχή Σχεδιασμού Χάλυβα σε Διάτμηση $F_{ywd} = F_{yw} / <\text{Συντελεστής}>$	1.15
28	Αντοχή Σχεδιασμού Beton σε Διάτμηση $F_{cd} = F_{ck} / <\text{Συντελεστής}>$	1.15
29	$V_{cd} = <\text{Συντελεστής}> \times TR_d \times B_w \times D$ (π.χ. 2.5) (δεν ισχυει απο 1/7)	2.5
30	$VR_{d2} = <\text{Συντελεστής}> \times F_{cd} \times B_w \times D$ (π.χ. 0.25) (δεν ισχυει απο 1/7)	.25
31	Συνεργαζόμενο Πλάτος Πλακοδοκών (Ακριβές <0> $L / <\text{Συντελεστής}>$ (π.χ. 3)	5
32	Ελεγχος σε Ικανοτική Τέμνουσα (Παρείς<0> $L / 10 <1>$ Καθόλου<2>)	1
	1η Ομάδα	
33	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γ_c) : $F_{cd} = F_{ck} / \gamma_c$	1.15
34	Μέγιστη Τάση Beton = $<\text{Συντελεστής}> \times F_{cd}$ (π.χ. 0.85)	.85
35	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γ_s) : $F_{yd} = F_{yk} / \gamma_s$	1.15
36	Συντελεστής acc(EC2) : $F_{cd} = acc \times F_{ck} / \gamma_c$	1
37	Συντελεστής K(EC2) : $K \times F_{yk} / \gamma_s$	1
	2η Ομάδα	
38	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γ_c) : $F_{cd} = F_{ck} / \gamma_c$	1
39	Μέγιστη Τάση Beton = $<\text{Συντελεστής}> \times F_{cd}$ (π.χ. 0.85)	.6
40	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γ_s) : $F_{yd} = F_{yk} / \gamma_s$	2.1
41	Συντελεστής acc(EC2) : $F_{cd} = acc \times F_{ck} / \gamma_c$	1
42	Συντελεστής K(EC2) : $K \times F_{yk} / \gamma_s$	1
	3η Ομάδα	
43	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γ_c) : $F_{cd} = F_{ck} / \gamma_c$	1.2
44	Μέγιστη Τάση Beton = $<\text{Συντελεστής}> \times F_{cd}$ (π.χ. 0.85)	.85
45	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γ_s) : $F_{yd} = F_{yk} / \gamma_s$	1.2

46	Συντελεστής $\alpha_{cc}(EC2) : F_{cd} = \alpha_{cc} \times F_{ck}/\gamma_c$	1
47	Συντελεστής $K(EC2) : K \times F_{yk}/\gamma_s$	1
	Μέγιστες Επιτρεπτές Παραμορφώσεις	
48	Μέγιστη Θλιπτική Παραμόρφωση Βετον σε κάμψη (π.χ. 0.0035)	.0035
49	Μέγιστη Θλιπτική Παραμόρφωση Βετον σε κεντρική θλίψη (π.χ. 0.002)	.002
50	Μέγιστη Εφελκυστική Παραμόρφωση Χάλυβα (π.χ. 0.010)	.01
	Συνδετήρες	
51	$A_{sw} / S_w = V_{wd} / (<\text{Συντελεστής}> \times D \times F_{ywd})$ (π.χ. 0.9)	.9
52	Μέγιστη Απόσταση Συνδετ.: $S_{max} = <\text{Συντελεστής}> \times D$ για $V_{sd} < V_{Rd2}/5$	.8
53	Μέγιστη Απόσταση Συνδετήρων: $S_{max} [cm]$ για $V_{sd} < V_{Rd2}/5$	30
54	$S_{max} = <\text{Συντελεστής}> \times D$ για $V_{Rd2} / 5 < V_{sd} \leq 2 \times V_{Rd2} / 3$	.6
55	$S_{max} [cm]$ για $V_{Rd2} / 5 < V_{sd} \leq 2 \times V_{Rd2} / 3$	30
56	$S_{max} = <\text{Συντελεστής}> \times D$ για $V_{sd} > 2 \times V_{Rd2} / 3$	.3
57	$S_{max} [cm]$ για $V_{sd} > 2 \times V_{Rd2} / 3$	20
58	S_{max} Συνδετήρων στο Κρίσιμο Μήκος: $S_{max.kr} = <\text{Συντελεστής}> \times \text{Ηδοκού}$	.3333
59	$S_{max.kr} = <\text{Συντελεστής}> \times \text{Ελάχιστη Διάμετρο Διαμήκους Ράβδου}$	10
60	$S_{max.kr} = <\text{Συντελεστής}> \times \text{Διάμετρο Συνδετήρων}$	25
61	$S_{max.kr} [cm]$	20

Αρχείο Υλικών E16S400: Κατασκευαστικές Παράμετροι Β.Δ. 1954 + C.E.B.

62	Σίδερα Ανοίγματος ($1\sigma < 0 > \mid \Sigma \text{παστά} < 1 >)$	0
63	Ελάχιστο Μήκος Ευθύγραμμου Τμήματος του Σπαστού [m] (μόνο για σπαστά)	.5
64	Ελάχιστο Ποσοστό Οπλισμού Ανω ως προς τις Στήριξεις (π.χ. 0.25)	.25
65	Ελάχιστο Ποσοστό Οπλισμού Στήριξης Κάτω ως προς την Στήριξη Ανω	.5
66	Ελάχιστο Ποσοστό Μηχανικού Οπλισμού (π.χ. 0.12)	.078
67	Μέγιστο Ποσοστό Μηχανικού Οπλισμού (π.χ. 0.50)	.38
68	Αριθμός Επιτρεπόμενων Στρώσεων	3
69	Μέγιστη διαφορά διαστάσεων δοκών για αναγνώρισή τους ως συνεχών [cm]	5
70	Μεγιστο μήκος Στήριξης για αναγνώριση ως συνεχών [cm]	1000
	Ράβδοι Διαμήκους Οπλισμού	
71	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδων (Φ_{min}) Ανοίγματος Κάτω [mm]	14
72	Ενδιάμεση Διάμετρος Ράβδων ($\Phi_{min} - \Phi_{max}$) Ανοίγματος Κάτω [mm]	16

73	Ενδιάμεση Διάμετρος Ράβδων (Φ_{min} - Φ_{max}) Ανοίγματος Κάτω [mm]	18
76	Μέγιστη Διάμετρος Ράβδων (Φ_{max}) Ανοίγματος Κάτω [mm]	20
77	Ελάχιστος Αριθμός Ράβδων Ανοίγματος Κάτω	3
78	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδων (Φ_{min}) Ανοίγματος Άνω [mm]	12
79	Ενδιάμεση Διάμετρος Ράβδων (Φ_{min} - Φ_{max}) Ανοίγματος Άνω [mm]	14
80	Ενδιάμεση Διάμετρος Ράβδων (Φ_{min} - Φ_{max}) Ανοίγματος Άνω [mm]	16
81	Μέγιστη Διάμετρος Ράβδων (Φ_{max}) Ανοίγματος Άνω [mm]	18
82	Ελάχιστος Αριθμός Ράβδων Ανοίγματος Άνω	2
83	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδων (Φ_{min}) Στήριξης [mm]	12
84	Ενδιάμεση Διάμετρος Ράβδων (Φ_{min} φ Φ_{max}) Στήριξης [mm]	14
85	Ενδιάμεση Διάμετρος Ράβδων (Φ_{min} φ Φ_{max}) Στήριξης [mm]	16
86	Ενδιάμεση Διάμετρος Ράβδων (Φ_{min} φ Φ_{max}) Στήριξης [mm]	18
88	Μέγιστη Διάμετρος Ράβδων (Φ_{max}) Στήριξης [mm]	20
89	Ελάχιστος Αριθμός Ράβδων Στήριξης	0
90	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδων Προβόλου κάτω [mm]	14
91	Ελάχιστος Αριθμός Ράβδων Προβόλου κάτω	2
92	Διάμετρος Ράβδων Στρέψης [mm]	12
93	Συντελεστής Προτίμησης Ράβδων (Μεγάλες Διάμετροι <0.5> Μικρές <1>)	1
	Επικάλυψη Οπλισμού	
94	Επικάλυψη Εφελκόμενου Οπλισμού [m]	.03
95	Επικάλυψη Θλιβόμενου Οπλισμού [m]	.03
96	Επικάλυψη Πλαινή [cm]	3
	Συνδετήρες	
97	Ελάχιστη Διάμετρος Συνδετήρα [mm]	8
98	Μέγιστη Διάμετρος Συνδετήρα [mm]	12
99	Ελάχιστη Απόσταση Συνδετήρων (S_{min}) [cm]	8
100	Μέγιστη Απόσταση Συνδετήρων (S_{max}) [cm]	20
101	Ελάχιστο μήκος ελεύθερου σκέλους συνδετήρα [cm]	20
102	Αρχική Τιμή Αριθμού Τμήσεων Συνδετήρων (π.χ. για δίμητους = 2)	2
103	Ελάχιστος Αριθμός Συνδετήρων κάθε Περιοχής	2
104	Διαφορά Απόστασης Συνδετήρων Διαδοχ. Περιοχών για Ενοποίηση [cm]	5

Αρχείο Υλικών E16S400: Αγκυρώσεις Διαμήκους Οπλισμού Β.Δ + C.E.B.

	Τρόποι Αγκύρωσης	
105	Χρήση του οπλισμού Ανοίγματος Άνω σε Στηρίξεις	Ναί
106	Αν δεν χρησιμοποιείται μήκος αγκύρωσης του montage [m]	.5
107	Αν χρησιμοποιούνται τρόπος αγκύρωσης ράβδων άνω (1 έως 6)	4
108	Τρόπος αγκύρωσης ράβδων κάτω (1 έως 6)	4
109	Εάν Ίσα: θέσεις κοψίματος των ράβδων που υποκαθιστούν τα σπαστά (βάσει περιβάλλουσας<0> από παρειά σε παρειά<1> όλα ισομήκη<2>)	1
110	Μέγιστη τιμή α1 για μήκος υπερκάλυψης (π.χ. 2)	2
	Σε περίπτωση ισχύος εγκυκλίου 28/10/95	
111	Επιλογή διαμέτρων-προτεραιότητες ακραίων στηρίξεων (1-2-3)	3
112	α1 εφελκόμενων ράβδων (π.χ. 0.7) ανοίγματος (με άγκιστρο)	.7
113	α1 θλιβόμενων ράβδων (π.χ. 1.0) ανοίγματος (με άγκιστρο)	.7
114	α1 εφελκόμενων ράβδων (π.χ. 0.7) στήριξης (με άγκιστρο)	.7
115	α1 θλιβόμενων ράβδων (π.χ. 1.0) στήριξης (με άγκιστρο)	.7
116	Ποσοστό του fBD περιοχής I στην περιοχή II (π.χ. 0.7)	.7
117	Μέγιστο μήκος ράβδου εμπορίου [m]	1

Αρχείο Υλικών E16S400: Αρχείο Υλικών

Αρχείο Υλικών E16S400: Κανονισμός

1	Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος:	C.E.B.
---	-------------------------------------	--------

Αρχείο Υλικών E16S400: Β.Δ. 1954 (Επιτρεπόμενες Τάσεις)

2	Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας (n) Χάλυβα/Beton	15
3	Μέτρο Ελαστικότητας Beton σε [N /m2] (π.χ. 2E+09 Kg/m2)	2E+10
4	Ελάχιστη Τάση Beton σε Διάτμηση (tmin) [N /cm2]	70
5	Ποσοστό Αύξησης Τάσεων Για Συνδυασμό με Σεισμό (%%) (π.χ. 20)	1
	1η Ομάδα	
6	Επιτρεπόμενη Τάση Beton (σβεπ) [N /cm2]	800
7	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα (σεεπ) [N /cm2]	24000

8	(σβεπ) στο Ανοιγμα Zoellner [N /cm ²]	700
9	(σβεπ) στη Στήριξη Zoellner [N /cm ²]	900
10	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα (σεεπ) Zoellner [N /cm ²]	24000
	2η Ομάδα	
11	Επιτρεπόμενη Τάση Beton (σβεπ) [N /cm ²]	800
12	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα (σεεπ) [N /cm ²]	24000
13	(σβεπ) στο Ανοιγμα Zoellner [N /cm ²]	700
14	(σβεπ) στη Στήριξη Zoellner [N /cm ²]	900
15	Επιτρεπόμενη Τάση Χάλυβα (σεεπ) Zoellner [N /cm ²]	24000

Αρχείο Υλικών E16S400: C.E.B. (Οριακή Αντοχή)

16	Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα [kN /cm ²] (π.χ. 20000 KN/cm ²)	20000
17	Χαρακτηριστική Αντοχή Beton σε Θλίψη (Fck) [MPa] (π.χ. 16)	20
18	Χαρακτηριστική Αντοχή Χάλυβα σε Εφελκυσμό (Fyk) [MPa] (π.χ. 400)	500
19	Χαρακτηριστική Αντοχή Χάλυβα σε Διάτμηση (Fyw) [MPa] (π.χ. 400)	.85
	1η Ομάδα	
20	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γc) : Fcd = Fck / γc	1.15
21	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γs) : Fyd = Fyk / γs	1.15
22	Συντελεστής acc(ΕC2) : Fcd = acc x Fck/γc	1
23	Συντελεστής K(ΕC2) : K x Fyk/γs	1
	2η Ομάδα	
24	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γc) : Fcd = Fck / γc	1.42
25	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γs) : Fyd = Fyk / γs	2
26	Συντελεστής acc(ΕC2) : Fcd = acc x Fck/γc	1
27	Συντελεστής K(ΕC2) : K x Fyk/γs	1
	3η Ομάδα	
28	Συντελεστής ασφαλείας Beton (γc) : Fcd = Fck / γc	1.2
29	Συντελεστής ασφαλείας Χάλυβα (γs) : Fyd = Fyk / γs	1.2
30	Συντελεστής acc(ΕC2) : Fcd = acc x Fck/γc	1
31	Συντελεστής K(ΕC2) : K x Fyk/γs	1
	Μέγιστες Επιτρεπτές Παραμορφώσεις	
32	Μέγιστη Θλιπτική Παραμόρφωση Beton σε κάμψη (π.χ. 0.0035)	.0035

33	Μέγιστη Θλιπτική Παραμόρφωση Βετον σε κεντρική θλίψη (π.χ. 0.002)	.002
34	Μέγιστη Εφελκυστική Παραμόρφωση Χάλυβα (π.χ. 0.010)	.01

Αρχείο Υλικών E16S400: Κατασκευαστικές Παράμετροι Β.Δ. 1954 + C.E.B.

35	Σίδερα Ανοίγματος Πλάκας ($I_{sa}<0>$ $S_{pas}<1>$)	100
36	Εαν ($I_{sa}=0$): θα Σταματούν Περαισιά Δοκού	Όχι
37	Εαν ($I_{sa}=0$): θα είναι Διπλά (Μικρό-Μεγάλο)	Όχι
38	Πρόσθετα Σίδερα Στήριξης Ανω ($I_{sa}<0>$ $S_{pas}<1>$)	1
39	Χρήση Οπλισμού Ανοίγματος Άνω σε Στηρίξεις	Ναί
40	Ποσοστό Ράβδων Οπλισμού Στήριξης για Πλήρες Μήκος (0 έως 1)	1
41	Προσαρμογή Πρόσθετου Οπλισμού Στήριξης	Ναί
42	Στα Ακραία Ανοίγματα να Τοποθετηθούν Ημισπαστα	Όχι
43	Θα τοποθετηθούν Αγκίστρα στα Σίδερα Πλακών	Όχι
44	Συντελεστής α για Υπολογισμό Μήκους Αγκύρωσης (Βλ. manual)	210
45	Επικάλυψη Οπλισμού [cm]	250
46	Στρογγύλευση Αποστάσεων Οπλισμού Ανοίγματος [cm]	1
47	Στρογγύλευση Αποστάσεων Οπλισμού Στήριξης [cm]	1
48	Θα υπολογίζονται τα μήκη των Ράβδων	Ναί
	Ράβδοι Οπλισμού	
49	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδου Κάτω Οπλισμού [mm]	8
50	Μέγιστη Διάμετρος Ράβδου Κάτω Οπλισμού [mm]	12
51	Ελάχιστη Απόσταση Ράβδων Κάτω Οπλισμού [cm]	1000
52	Μέγιστη Απόσταση Ράβδων Κάτω Οπλισμού [cm]	20
53	Μέγιστη Απόσταση Ράβδων Κάτω Οπλισμού = $< \text{Συντελεστής} > \times D_{\text{πλ}}$	130
54	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδου Ανω Οπλισμού [mm]	8
55	Μέγιστη Διάμετρος Ράβδου Ανω Οπλισμού [mm]	12
56	Ελάχιστη Απόσταση Ράβδων Ανω Οπλισμού [cm]	20
57	Μέγιστη Απόσταση Ράβδων Ανω Οπλισμού [cm]	40
58	Μέγιστη Απόσταση Ράβδων Ανω Οπλισμού = $< \text{Συντελεστής} > \times D_{\text{πλ}}$	2
59	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδου Στήριξης [mm]	8
60	Μέγιστη Διάμετρος Ράβδου Στήριξης [mm]	14
61	Ελάχιστη Απόσταση Ράβδων Στήριξης [cm]	10

62	Μέγιστη Απόσταση Ράβδων Στήριξης [cm]	40
63	Μέγιστη Απόσταση Ράβδων Στήριξης = <Συντελεστής> x Dπλ	2
64	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδου Διανομής (Αμφιέριστες) [mm]	8
65	Μέγιστη Απόσταση Ράβδων Διανομής (Αμφιέριστες) [cm]	25
66	Μέγιστη Διάμετρος Ράβδου Κυρίως Οπλισμού (Αμφιέριστες) [mm]	12
67	Ελάχιστος Αριθμός Ράβδων Ανά Διαδοκίδα σε Zoellner	2
68	Ελάχιστη Διάμετρος Ράβδου Πλάκας Zoellner [mm]	12
69	Μέγιστη Διάμετρος Ράβδου Πλάκας Zoellner [mm]	16
	Ποσοστά Οπλισμού	
70	Ελάχιστα cm ² /m Κυρίως Οπλισμού (π.χ. 2.54)	254
71	Ελάχιστο Ποσοστό Οπλισμού Στήριξης (%%) (π.χ. 1.5)	1.5
72	Ελάχιστο Ποσοστό Οπλισμού Ανοίγματος (%%) (π.χ. 1.5)	1.5
73	Ελάχιστο Ποσοστό Οπλισμού Απόσχισης (π.χ 0.6)	.5
74	Ελάχιστο Ποσοστό Οπλισμού Διανομής (π.χ 0.2)	.2
75	Ελάχιστο Ποσοστό Οπλισμού Στήριξης επί Ανοίγματος (π.χ 0.25)	.25

Αρχείο Υλικών E16S400: Αρχείο Υλικών

Αρχείο Υλικών E16S400: Δοκοί

1	Πολ/στικός <Συντελεστής> Ροπών Αδρανείας I _y - I _z (π.χ. 1)	.5
2	Πολ/στικός <Συντελεστής> Ροπής Αδρανείας I _x (π.χ. 1)	.1
3	Πολ/στικός <Συντελεστής> Επιφανείας F (π.χ. 1)	1

Αρχείο Υλικών E16S400: Υποστυλώματα

4	Πολ/στικός <Συντελεστής> Ροπών Αδρανείας I _y - I _z (π.χ. 1)	1
5	Πολ/στικός <Συντελεστής> Ροπής Αδρανείας I _x (π.χ. 1)	.1
6	Πολ/στικός <Συντελεστής> Επιφανείας F (π.χ. 1)	1

Αρχείο Υλικών E16S400: Τοιχεία

7	Πολ/στικός <Συντελεστής> Ροπών Αδρανείας I _y - I _z (π.χ. 1)	.66
8	Πολ/στικός <Συντελεστής> Ροπής Αδρανείας I _x (π.χ. 1)	.1
9	Πολ/στικός <Συντελεστής> Επιφανείας F (π.χ. 1)	1

10	Πολ/στικός <Συντελεστής> Επιφανείας F (π.χ. 1)	1
----	--	---

Συντελεστές Φόρτισης

Συντελεστές Φόρτισης Αρχείου Υλικών E16S400

Υποστηλώματα

													ομάδα	συντ.	συντ.
A/A	ΠΦ1	ΠΦ2	ΠΦ3	ΠΦ4	ΠΦ5	ΠΦ6	ΠΦ7	ΠΦ8	ΠΦ9	ΠΦ10	ΠΦ11	ΠΦ12	τάσεων	διαρ.	διαχ.
1	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1	1.00	1.00
2	1.20	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1	1.00	1.00
3	1.20	0.30	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1	1.00	1.00

Συντελεστές Φόρτισης Αρχείου Υλικών E16S400

Πέδιλα

													ομάδα	συντ.	συντ.
A/A	ΠΦ1	ΠΦ2	ΠΦ3	ΠΦ4	ΠΦ5	ΠΦ6	ΠΦ7	ΠΦ8	ΠΦ9	ΠΦ10	ΠΦ11	ΠΦ12	τάσεων	διαρ.	διαχ.
1	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1	1.00	1.00
2	1.00	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	0.00	1	1.00	20.00
3	1.00	0.30	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	0.00	1	1.00	20.00
4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1	1.00	1.00
5	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2	1.00	1.00

Συντελεστές Φόρτισης Αρχείου Υλικών E16S400

Δοκοί

													ομάδα	συντ.
A/A	ΠΦ1	ΠΦ2	ΠΦ3	ΠΦ4	ΠΦ5	ΠΦ6	ΠΦ7	ΠΦ8	ΠΦ9	ΠΦ10	ΠΦ11	ΠΦ12	τάσεων	διαρ.
1	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1	1.00
2	1.20	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1	1.00
3	1.20	0.30	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1	1.00

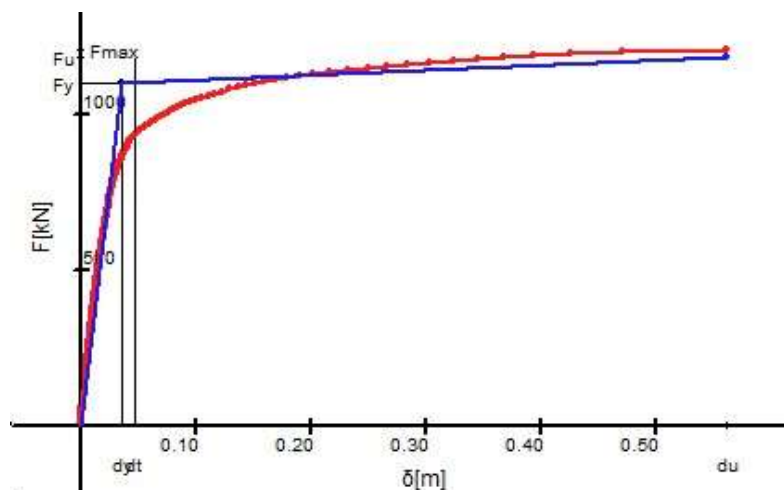
Συντελεστές Φόρτισης Αρχείου Υλικών E16S400

Πλάκες

				ομάδα	συντ.	δυσμενείς	είδος
A/A	μόνιμα	κινητά	σεισμός	τάσεων	διαίρεσης	φορτίσεις	ελέγχου
1	1.50	1.50	0.00	1	0	0	0

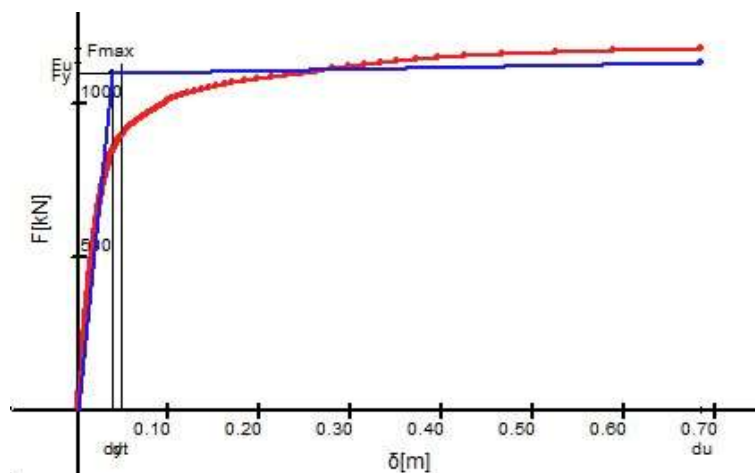
Παράρτημα Γ – Διαγράμματα Στοχευμένης Μετατόπισης σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8-3.

Διεύθυνση Υ 2



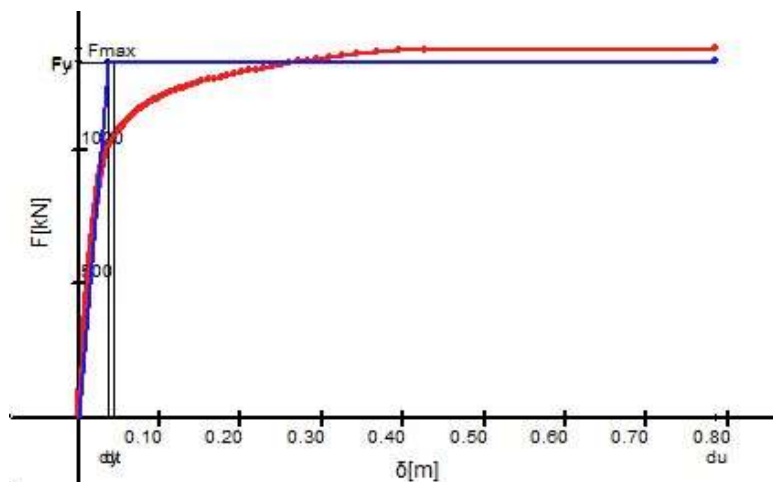
C0 = 1.50	Fy = 1101.28[kN]	
C1 = 0.97	dy = 0.04[m]	dTarget = 0.05[m]
C2 = 1.10	Fu = 1182.97[kN]	
C3 = 1.00	du = 0.56[m]	

Διεύθυνση Υ 21



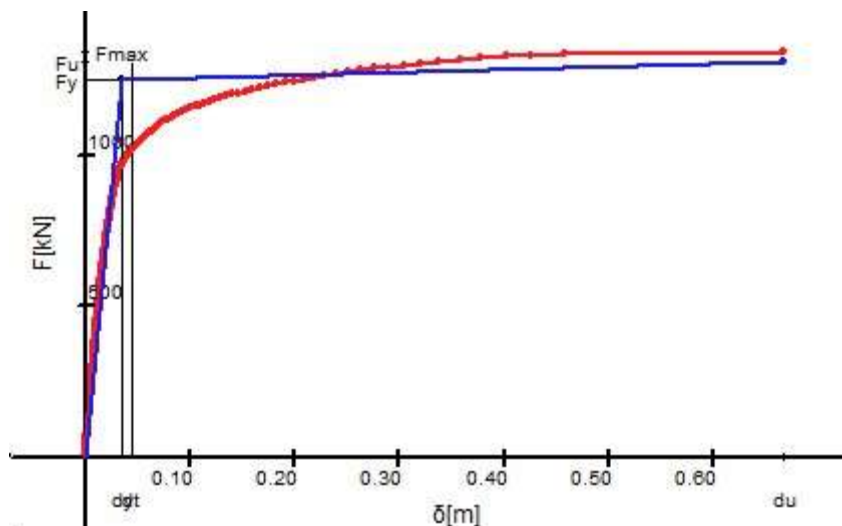
C0 = 1.50	Fy = 1096.78[kN]	
C1 = 0.97	dy = 0.04[m]	dTarget = 0.05[m]
C2 = 1.10	Fu = 1129.80[kN]	
C3 = 1.00	du = 0.68[m]	

Διεύθυνση Υ 22



$C0 = 1.50$	$F_y = 1332.23[\text{kN}]$	
$C1 = 0.99$	$dy = 0.04[\text{m}]$	$d_{\text{Target}} = 0.04[\text{m}]$
$C2 = 1.10$	$F_u = 1337.78[\text{kN}]$	
$C3 = 1.00$	$du = 0.78[\text{m}]$	

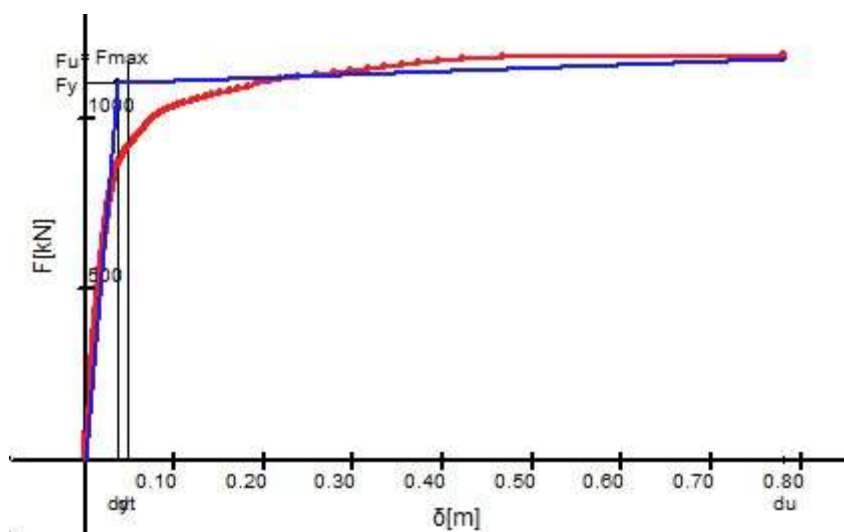
Διεύθυνση Υ 23



$C0 = 1.50$	$F_y = 1253.11[\text{kN}]$	
$C1 = 0.98$	$dy = 0.04[\text{m}]$	$d_{\text{Target}} = 0.04[\text{m}]$
$C2 = 1.10$	$F_u = 1309.70[\text{kN}]$	

C3 = 1.00 du = 0.67[m]

Διεύθυνση Y 24



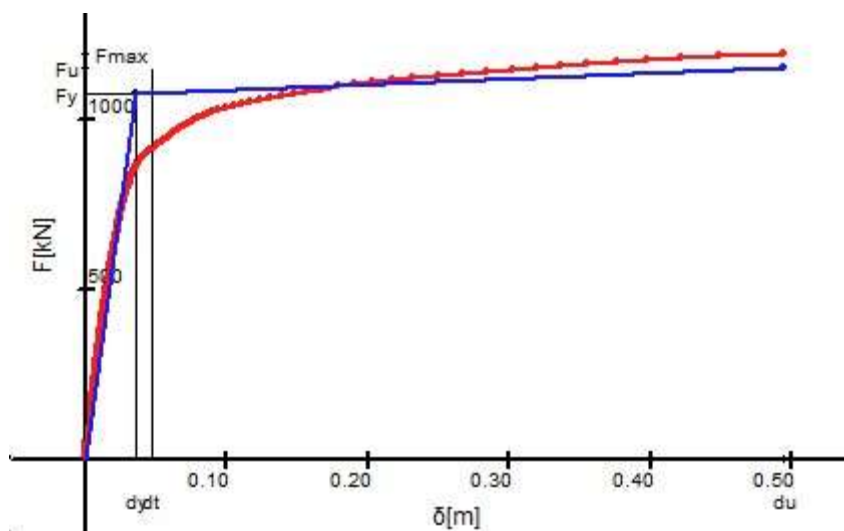
C0 = 1.50 Fy = 1108.26[kN]

C1 = 0.97 dy = 0.04[m] dTarget = 0.05[m]

C2 = 1.10 Fu = 1179.16[kN]

C3 = 1.00 du = 0.78[m]

Διεύθυνση Y 25



C0 = 1.50 Fy = 1078.07[kN]

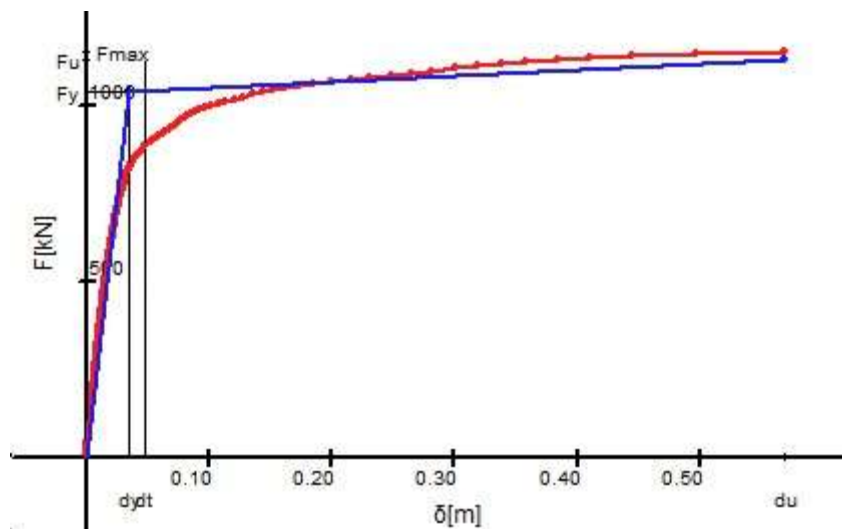
C1 = 0.97 dy = 0.04[m] dTarget = 0.05[m]

C2 = 1.10 Fu = 1155.93[kN]

C3 = 1.00

du = 0.49[m]

Διεύθυνση Υ 26



C0 = 1.50

Fy = 1039.17[kN]

C1 = 0.97

dy = 0.04[m]

dTarget = 0.05[m]

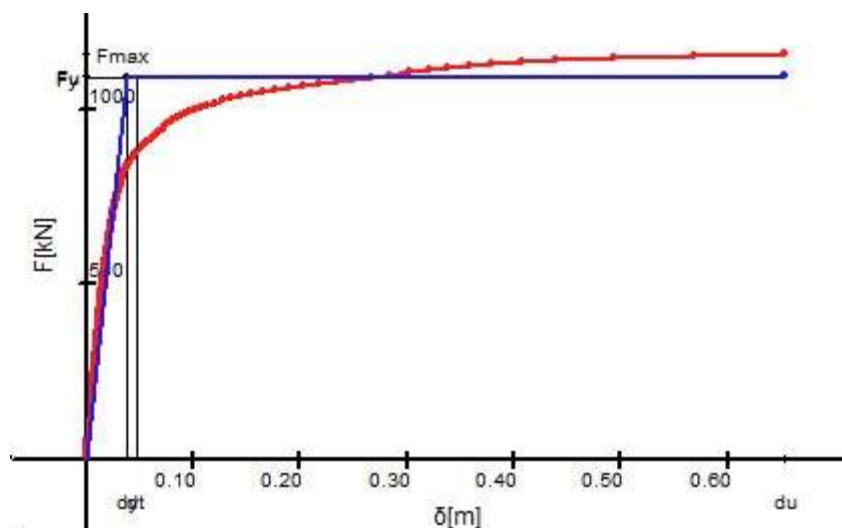
C2 = 1.10

Fu = 1131.54[kN]

C3 = 1.00

du = 0.57[m]

Διεύθυνση Υ 27



C0 = 1.50

Fy = 1091.16[kN]

C1 = 0.97

dy = 0.04[m]

dTarget = 0.05[m]

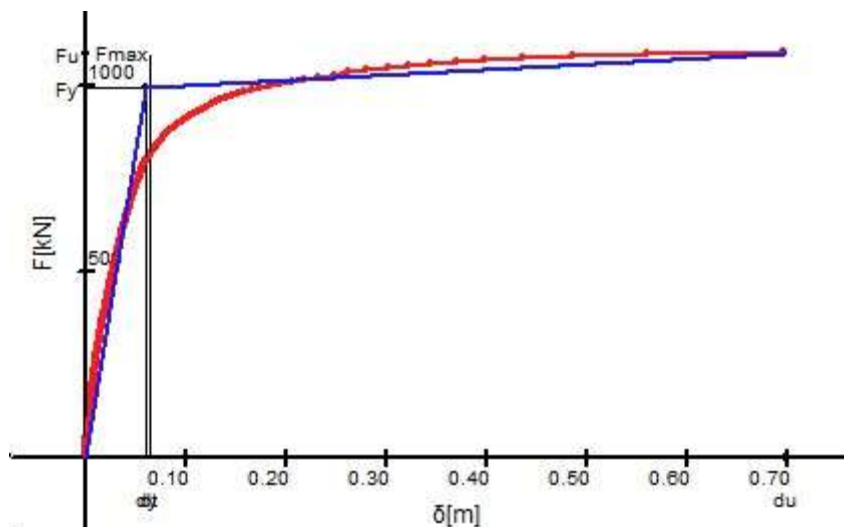
C2 = 1.10

Fu = 1098.12[kN]

C3 = 1.00

du = 0.65[m]

Διεύθυνση X 3



C0 = 1.50

Fy = 995.60[kN]

C1 = 0.95

dy = 0.06[m]

dTarget = 0.07[m]

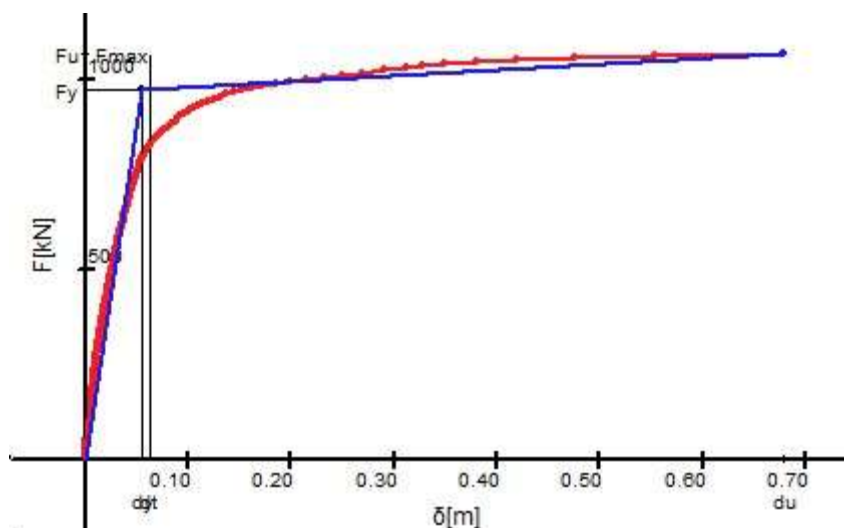
C2 = 1.10

Fu = 1089.14[kN]

C3 = 1.00

du = 0.70[m]

Διεύθυνση X 31



C0 = 1.50

Fy = 974.64[kN]

C1 = 0.95

dy = 0.06[m]

dTarget = 0.06[m]

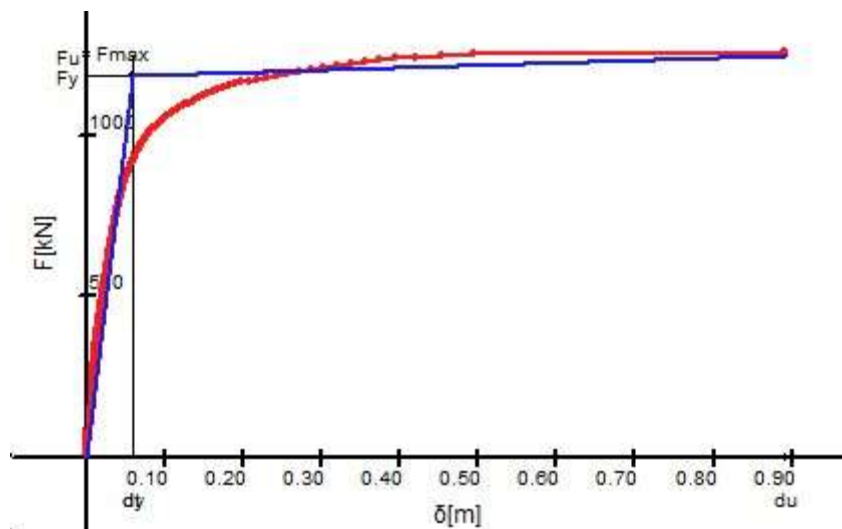
C2 = 1.10

Fu = 1071.03[kN]

C3 = 1.00

du = 0.68[m]

Διεύθυνση X 32



C0 = 1.50

Fy = 1190.80[kN]

C1 = 0.97

dy = 0.06[m]

dTarget = 0.06[m]

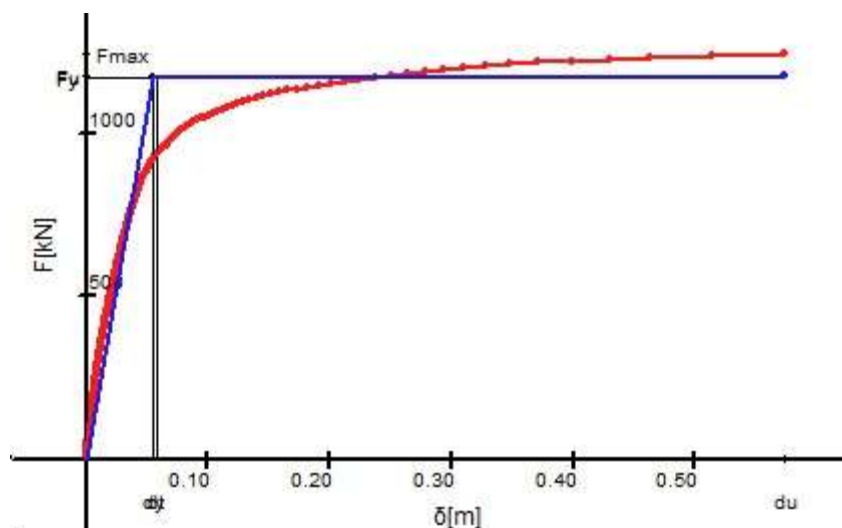
C2 = 1.10

Fu = 1251.61[kN]

C3 = 1.00

du = 0.89[m]

Διεύθυνση X 33



C0 = 1.50

Fy = 1174.57[kN]

C1 = 0.97

dy = 0.05[m]

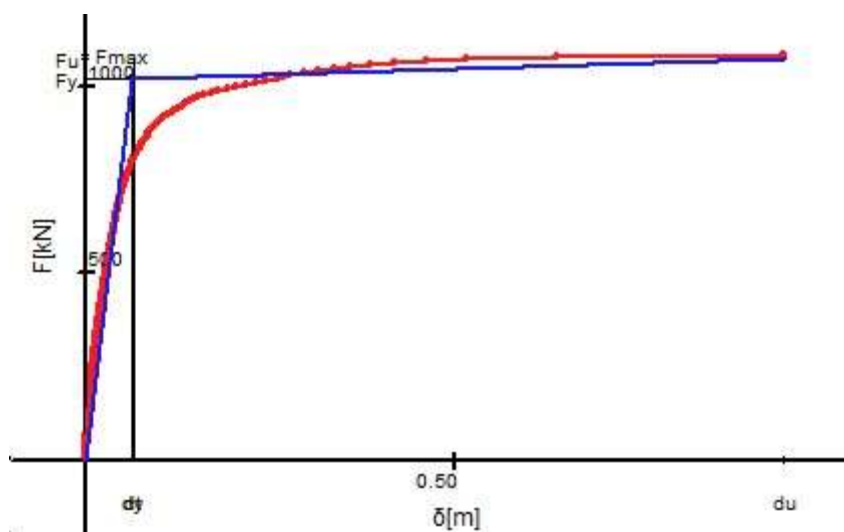
dTarget = 0.06[m]

C2 = 1.10

Fu = 1182.06[kN]

C3 = 1.00 du = 0.57[m]

Διεύθυνση X 34



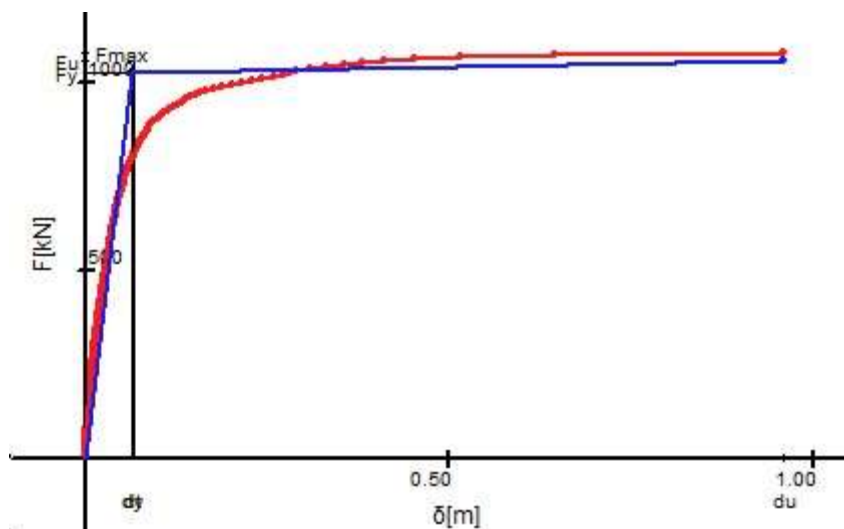
C0 = 1.50 Fy = 1023.01[kN]

C1 = 0.96 dy = 0.06[m] dTarget = 0.07[m]

C2 = 1.10 Fu = 1075.25[kN]

C3 = 1.00 du = 0.94[m]

Διεύθυνση X 35



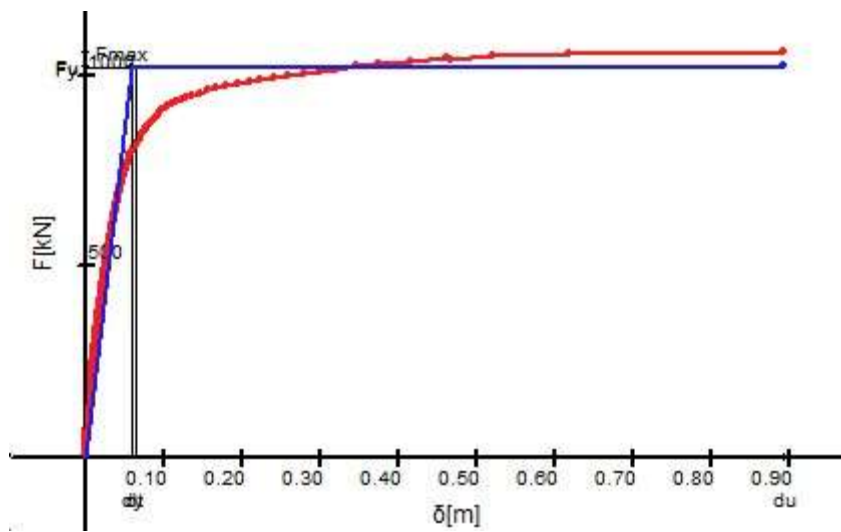
C0 = 1.50 Fy = 1028.42[kN]

C1 = 0.96 dy = 0.06[m] dTarget = 0.07[m]

C2 = 1.10 Fu = 1060.90[kN]

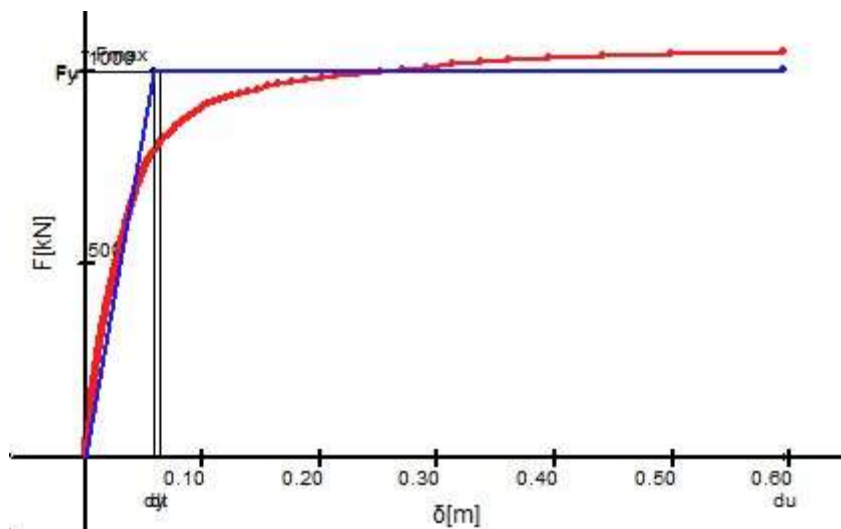
C3 = 1.00 du = 0.96[m]

Διεύθυνση X 36



C0 = 1.50	Fy = 1022.66[kN]	
C1 = 0.96	dy = 0.06[m]	dTarget = 0.06[m]
C2 = 1.10	Fu = 1026.92[kN]	
C3 = 1.00	du = 0.89[m]	

Διεύθυνση X 37



C0 = 1.50	Fy = 1001.07[kN]	
C1 = 0.95	dy = 0.06[m]	dTarget = 0.06[m]
C2 = 1.10	Fu = 1003.71[kN]	

C3 = 1.00

du = 0.59[m]

Παράρτημα Δ – Αποτελέσματα ανεπαρκειών υποστυλωμάτων, σύμφωνα με την Pushover ανάλυση.

K10 σταθμη5 ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ Ανεπαρκεια συνδετήρων

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,191983 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1886125 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2076026 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2104333 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2103779 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2068028 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1806293 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1819753 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1570037 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1582517 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,161382 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,162336 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2198365 Επιτρεπόμενη=0,2193768

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2149588 Επιτρεπόμενη=0,2149516

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1510598 Επιτρεπόμενη=0,1279011

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1480116 Επιτρεπόμενη=0,1392278

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1857452 Επιτρεπόμενη=0,1279011

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1860807 Επιτρεπόμενη=0,1392278

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1648154 Επιτρεπόμενη=0,1279011

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1622746 Επιτρεπόμενη=0,1279011

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1670412 Επιτρεπόμενη=0,1392278

K2 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1651465 Επιτρεπόμενη=0,1392278

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,1936084 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1870783 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2213223 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2154292 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2088156 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2114835 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2091117 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,205504 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1502419 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1876519 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1883907 Επιτρεπόμενη=0,1466952
K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1703732 Επιτρεπόμενη=0,1524976
K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1636264 Επιτρεπόμενη=0,1524976
K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,172527 Επιτρεπόμενη=0,1466952
K3 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1673573 Επιτρεπόμενη=0,1466952
K4 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,194636 Επιτρεπόμενη=0,1654673
K4 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1854237 Επιτρεπόμενη=0,1757215
K4 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2240486 Επιτρεπόμενη=0,1654673
K4 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2153483 Επιτρεπόμενη=0,1757215
K4 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2093513 Επιτρεπόμενη=0,1654673
K4 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2111243 Επιτρεπόμενη=0,1654673
K4 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2074992 Επιτρεπόμενη=0,1757215
K4 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2024732 Επιτρεπόμενη=0,1757215
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,1868268 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1779383 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2155683 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2069466 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2015684 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2030769 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1997818 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1948537 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1420398 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1391914 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1761158 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1761748 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1562591 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1535749 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,158461 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K5 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1568499 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K6 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,1965352 Επιτρεπόμενη=0,1590999
K6 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1863454 Επιτρεπόμενη=0,1586706
K6 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2260143 Επιτρεπόμενη=0,1590999
K6 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2162236 Επιτρεπόμενη=0,1586706
K6 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2103865 Επιτρεπόμενη=0,1590999
K6 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2123706 Επιτρεπόμενη=0,1590999
K6 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2085672 Επιτρεπόμενη=0,1586706
K6 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2038278 Επιτρεπόμενη=0,1586706
K7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,1986012 Επιτρεπόμενη=0,1614354
K7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1821326 Επιτρεπόμενη=0,1718478

K7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2294275 Επιτρεπόμενη=0,1614354
K7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2145758 Επιτρεπόμενη=0,1718478
K7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2104493 Επιτρεπόμενη=0,1614354
K7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2124357 Επιτρεπόμενη=0,1614354
K7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2043756 Επιτρεπόμενη=0,1718478
K7 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1985994 Επιτρεπόμενη=0,1718478
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,190999 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1745526 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2212005 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2062929 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2023315 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,204624 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1969957 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1909841 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1420571 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1380575 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1758405 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1755996 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1567848 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1540363 Επιτρεπόμενη=0,1242759
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1577893 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K8 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1560597 Επιτρεπόμενη=0,1264018
K9 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2002357 Επιτρεπόμενη=0,1590999
K9 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1833369 Επιτρεπόμενη=0,1586706
K9 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2312503 Επιτρεπόμενη=0,1590999
K9 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2157068 Επιτρεπόμενη=0,1586706
K9 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2119479 Επιτρεπόμενη=0,1590999
K9 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2135961 Επιτρεπόμενη=0,1590999
K9 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2056605 Επιτρεπόμενη=0,1586706
K9 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1998243 Επιτρεπόμενη=0,1586706
K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2008883 Επιτρεπόμενη=0,1499826
K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1813685 Επιτρεπόμενη=0,1492102
K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2328359 Επιτρεπόμενη=0,1499826
K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,215537 Επιτρεπόμενη=0,1492102
K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2116276 Επιτρεπόμενη=0,1499826
K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2127803 Επιτρεπόμενη=0,1499826
K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2034949 Επιτρεπόμενη=0,1492102
K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1969452 Επιτρεπόμενη=0,1492102

K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1822722 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1803508 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1585357 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1598015 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1594197 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K10 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,160864 Επιτρεπόμενη=0,1466952

K10 σταθμη2 ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣΑνεπαρκεια συνδετηρων

K10 σταθμη2 ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣΑνεπαρκεια συνδετηρων

K11 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2310618 Επιτρεπόμενη=0,2155688

K11 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2125349 Επιτρεπόμενη=0,2092082

K11 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1847072 Επιτρεπόμενη=0,1632951

K11 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,183561 Επιτρεπόμενη=0,1585667

K11 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1642465 Επιτρεπόμενη=0,1632951

K11 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1657068 Επιτρεπόμενη=0,1585667

K11 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1636348 Επιτρεπόμενη=0,1585667

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2022886 Επιτρεπόμενη=0,1626887

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1791395 Επιτρεπόμενη=0,1644302

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2343988 Επιτρεπόμενη=0,1626887

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2136293 Επιτρεπόμενη=0,1644302

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2124574 Επιτρεπόμενη=0,1626887

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2137295 Επιτρεπόμενη=0,1626887

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2016121 Επιτρεπόμενη=0,1644302

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,1945646 Επιτρεπόμενη=0,1644302

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1883918 Επιτρεπόμενη=0,1652037

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1868068 Επιτρεπόμενη=0,1619152

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Αρνητική=-0,1709874 Επιτρεπόμενη=0,1652037

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1710085 Επιτρεπόμενη=0,1619152

K12 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Z πόδα Θετική=0,1656073 Επιτρεπόμενη=0,1619152

K12 σταθμη2 ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣΑνεπαρκεια συνδετηρων

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Θετική=0,2202802 Επιτρεπόμενη=0,1524976

K1 σταθμη2 Γωνία από ανάλυση Y πόδα Αρνητική=-0,2167664 Επιτρεπόμενη=0,1466952