



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

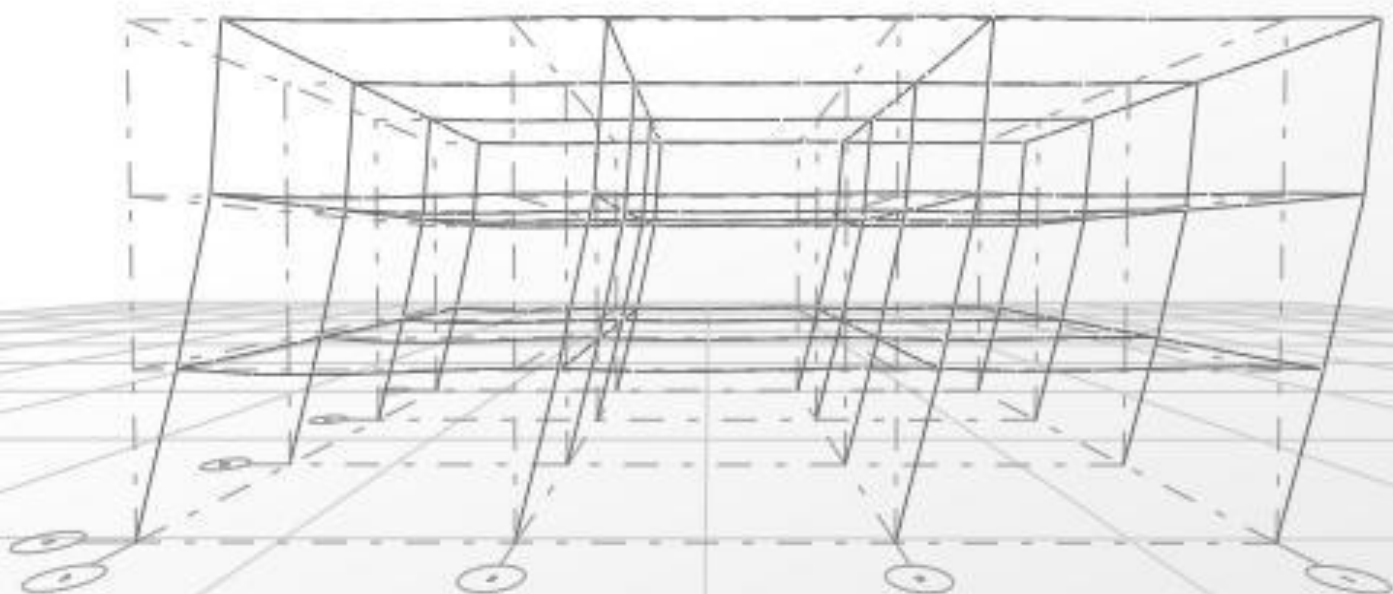
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

Διπλωματική Εργασία του
ΓΙΑΝΝΗ ΠΕΤΡΟΜΙΧΕΛΑΚΗ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ ΩΣ:

Πιθανοτική Διερεύνηση της Επιρροής των Αβεβαιοτήτων στις
ιδιότητες των Υλικών και του Ποσοστού Οπλισμού

Επιβλέπων: ΒΗΣΣΑΡΙΩΝ ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ, Λέκτορας ΕΜΠ



ΑΘΗΝΑ, Ιούλιος 2011

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η ανάγκη αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς και της τρωτότητας υφιστάμενων δομημάτων, αποκτά μεγάλη σημασία αν αναλογιστεί κανείς το ποσοστό επί του συνόλου, κατασκευών που έχουν μελετηθεί με ελλιπή ή και χωρίς αντισεισμικά κριτήρια στην Ελλάδα. Μέσω της παρούσας εργασίας, επιχειρείται πιθανοτική διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς τέτοιων δομημάτων μέσω της παραδοχής πιθανοτικής κατανομής κάποιων δομικών παραμέτρων κρίσιμων για την απόκριση. Για την επίτευξη του στόχου αυτού, μελετήθηκε ένα χαμηλό υφιστάμενο κτίριο ΟΣ αντιπροσωπευτικό των δομημάτων που κατασκευάζονταν γύρω στο 1970. Οι παράμετροι που επιλέχθηκαν ως τυχαίες μεταβλητές, είναι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, η τάση διαρροής του χάλυβα και το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού των υποστυλωμάτων κάθε ορόφου. Για την πιθανοτική συνδυαστική επεξεργασία των μεταβλητών, εφαρμόστηκε η μέθοδος Latin Hypercube. Ακολούθως διενεργήθηκε δέσμη ανελαστικών στατικών αναλύσεων (Pushover Analysis) με το λογισμικό SAP2000 v.14.2.2 της εταιρίας Computers and Structures Inc. (CSI). Η συμπεριφορά του δομήματος αποτιμήθηκε πιθανοτικά με την παραγωγή καμπυλών τρωτότητας για τις τρεις διακριτές στάθμες επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση, Προστασία Ζωής και Αποφυγή Κατάρρευσης.

Ευχαριστώ τον Καθηγητή Β. Παπαδόπουλο για την επίβλεψη της παρούσας εργασίας, καθώς και τον Χρίστο Παπαδόπουλο για τη βοήθεια και την καθοδήγησή του. Επίσης, ευχαριστώ την οικογένεια και τους φίλους μου για την πολύχρονη στήριξη και συμπαράστασή τους.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	3
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	6
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	9
1.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	9
1.2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΣ.....	11
2. ΤΟ ΔΟΜΗΜΑ ΚΑΙ ΟΙ ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΕΣ.....	13
2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	13
2.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ	14
2.2.1 Γεωμετρία φορέα.....	14
2.2.2 Υλικά.....	14
2.2.3. Φορτία	15
2.2.4 Οπλισμικές διατάξεις.....	15
2.3 ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΕΣ ΣΤΑ ΥΛΙΚΑ ΔΟΜΗΣΗ	21
2.4 ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΕΣ ΣΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ.....	25
3. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).....	31
3.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	31
3.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	32
3.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	37
3.4 ΚΑΜΠΥΛΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (CAPACITY CURVE).....	42
3.5 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	45
3.5.1 Εισαγωγή.....	45
3.5.2 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης.....	47
4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	65
4.1 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ.....	65
4.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ	68
4.3 ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΔΟΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ (Frame Element)	72
4.4 ΦΟΡΤΙΑ	75
4.5 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ.....	77
4.5.1 Υπολογισμός γωνίας πλαστικής στροφής	77
5. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΨΙΑΣ.....	87
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	87
5.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ.....	88
5.2.1 Μέθοδος Monte Carlo	88
5.2.2 Μέθοδος Λατινικού Υπερκύβου (Latin Hypercube Sampling)	90
5.3 ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΨΙΑ.....	93
6. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	99
6.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ	99

6.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	103
6.2.1 Παραμορφωμένος Φορέας	103
6.2.2 Καμπύλη Αντίστασης	103
6.2.3 Πλαστικές Αρθρώσεις	105
6.2.4 Πιθανοτική Διερεύνηση.....	106
7. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ	109
7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	109
7.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ	110
7.2.1 Κριτήριο Τρωτότητας.....	110
7.2.2 Μεθοδολογία.....	111
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	119
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	123

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι σεισμοί αποτελούν ένα από τα σημαντικά πολυπαραμετρικά προβλήματα της ανθρωπότητας, καθώς οι συνέπειές τους δεν εξαρτώνται μόνο από τα χαρακτηριστικά των σεισμικών γεγονότων αλλά και από πολλούς κοινωνικοοικονομικούς παράγοντες. Μια από τις σημαντικότερες παραμέτρους οι οποίες καθορίζουν τις συνέπειες των σεισμών είναι αναμφισβήτητη η σεισμική ικανότητα των δομημάτων. Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ασφαλών έναντι σεισμού κατασκευών, αποτελεί βασικό στόχο για το επάγγελμα του Πολιτικού Μηχανικού.

Τις τελευταίες δεκαετίες έχει καταγραφεί σημαντική ερευνητική δραστηριότητα γύρω από τη σεισμική συμπεριφορά και το σχεδιασμό των δομημάτων. Ιδιαίτερη προσοχή έχει δοθεί στη βελτίωση των μεθόδων μέσω των οποίων μπορεί να προβλεφθεί η σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής (μέσω κατάλληλων αναλύσεων, διαστασιολόγησης και κατασκευής).

Οι σχετικές προσπάθειες που έγιναν μέχρι σήμερα, έχουν επικεντρωθεί κυρίως σε νέα δομήματα, προσφέροντας κατάλληλο επίπεδο γνώσεων που επιτρέπει στο μηχανικό να αποφαινεται (με αποδεκτή αβεβαιότητα) για την αναμενόμενη σεισμική συμπεριφορά ενός νέου δομήματος. Ωστόσο, η πλειονότητα των υφιστάμενων κτιρίων έχει κατασκευαστεί αρκετά χρόνια παλαιότερα, οπότε η γνώση δεν ήταν στο σημερινό επίπεδο με αποτέλεσμα οι κανονιστικές διατάξεις να είναι λιγότερο απαιτητικές. Πιο συγκεκριμένα και σε ότι αφορά τη χώρα μας, ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός εφαρμόστηκε το 1959. Έτσι σε κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1960, η βασική φόρτιση ήταν τα φορτία βαρύτητας, ενώ δεν δινόταν ιδιαίτερη προσοχή στην έναντι οριζόντιων δράσεων φέρουσα ικανότητα της κατασκευής. Ακόμη όμως και μετά την εφαρμογή του κανονισμού του '59, τα μεγέθη των συμβατικών σεισμικών φορτίων ήταν μικρά σε σχέση με τις σημερινές τεκμηριωμένες (μέσω έρευνας και παρατήρησης) απαιτήσεις. Η έρευνα πάνω στην αντισεισμική συμπεριφορά υφιστάμενων κτιρίων έδειξε ότι κτήρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1980, δεν έχουν εν γένει επαρκή φέρουσα ικανότητα και πλαστιμότητα για να αντισταθούν στις δυνάμεις και τις μετακινήσεις που επιβάλλονται από ισχυρές εδαφικές διεγέρσεις.

Οι σεισμοί των τελευταίων δεκαετιών σε όλο τον κόσμο, καθώς και οι πρόσφατοι σεισμοί στη χώρα μας, έχουν εγείρει το θέμα της σεισμικής συμπεριφοράς των υφιστάμενων κατασκευών και της ενίσχυσής τους, ώστε να βελτιωθεί το επίπεδο ασφάλειας, πλησιάζοντας τις σύγχρονες απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς, όπως αυτές περιγράφονται από τους νέους κανονισμούς.

Η προσπάθεια αποτίμησης και βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς τέτοιων κτιρίων απαιτεί αναλυτική διερεύνηση των αδυναμιών τους σε σχέση με τη φέρουσα ικανότητα, τη δυσκαμψία και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του κτιρίου. Αυτή η προσπάθεια περιλαμβάνει την ανάπτυξη και τον έλεγχο της

ορθότητας, προσομοιωμάτων τα οποία προσεγγίζουν την πραγματική συμπεριφορά με σχετική ακρίβεια. Λαμβάνοντας υπόψη την αυξημένη τρωτότητα του μεγάλου πλήθους των υφιστάμενων κτιρίων, είναι φανερό ότι απαιτούνται κατάλληλες μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς τους.

Η ντετερμινιστική θεώρηση ακόμη και νεότερων κανονισμών επιτρεπόμενων τάσεων για σχεδιασμό και ανάλυση των κατασκευών βασίζονται στην ελαστική ανάλυση και στην εξασφάλιση μη υπέρβασης ποσοστού των τάσεων διαρροής των χρησιμοποιούμενων υλικών (συντελεστής ασφαλείας). Χαρακτηριστικό της θεώρησης αυτής είναι η απουσία πληροφορίας ως προς τη μετελαστική συμπεριφορά των υλικών και τη φύση των φορτίων. Οι ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις, αποκρύπτοντας τον πιθανοτικό χαρακτήρα του προβλήματος, συνετέλεσαν στην ανάπτυξη της ψευδαίσθησης ότι είναι δυνατό να επιτευχθεί μέσω προσεκτικού σχεδιασμού και ανάλυσης, η απόλυτη ασφάλεια κάτι που λόγω της φύσεως του προβλήματος αποτελεί ανέφικτο στόχο.

Οι συντελεστές ασφαλείας και σημαντικότητας, επιλέγονται κατά τρόπο ώστε η διακινδύνευση των χρηστών της κατασκευής να είναι χαμηλότερη της κοινωνικά και οικονομικά αποδεκτής τιμής για την συγκεκριμένη δραστηριότητα. Η οικονομικά αποδεκτή διακινδύνευση, επιλέγεται με στόχο την ελαχιστοποίηση του ανηγμένου κόστους στο χρόνο ζωής της κατασκευής. Το κόστος αυτό περιλαμβάνει το κόστος κατασκευής, το κόστος συντήρησης, το κόστος επισκευής δομικής αστοχίας και το κόστος μιας πιθανής ολικής αστοχίας. Η κοινωνικά αποδεκτή διακινδύνευση δεν συναρτάται μόνο με πλήθος μονοσήμαντα ορισμένων οικονομοτεχνικών κριτηρίων, αλλά σχετίζεται και με κοινωνικές παραμέτρους. Η αποδεκτή διακινδύνευση πρέπει να ικανοποιεί και την κοινωνικά αποδεκτή τιμή η οποία για λόγους οικονομικότητας πρέπει να μην διαφοροποιείται σημαντικά από την οικονομικά αποδεκτή τιμή. Σύμφωνα με την αποδεκτή τιμή του ρίσκου, υπολογίζεται στη συνέχεια η αποδεκτή πιθανότητα αστοχίας η οποία αποτελεί και το άνω όριο της πιθανότητας αστοχίας για το σύνολο των μελών της κατασκευής.

Στο άμεσο μέλλον αναμένεται να τεθούν σε ισχύ κανονιστικές διατάξεις, σύμφωνα με τις οποίες, η υποψήφια λύση για το σχεδιασμό ή την αποτίμηση, θα θεωρείται επαρκής εφόσον η πιθανότητα αστοχίας του περισσότερο κρίσιμου μέλους της θα είναι μικρότερη μιας κοινωνικά αποδεκτής τιμής. Σε κάθε περίπτωση όμως, αυτές οι κανονιστικές διατάξεις, δε θα είναι σε θέση να δώσουν απαντήσεις ως προς τις ευεργετικές συνέπειες της ικανότητας αναδιανομής των εντάσεων στην κατασκευή σε περίπτωση αστοχίας ενός ή περισσότερων μελών της.

Μειονέκτημα ως προς τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του πιθανοτικού κανονισμού ανάλυσης, είναι η απαίτηση γνώσης, των στατιστικών χαρακτηριστικών των φορτίων στα οποία θα εκτεθεί η κατασκευή, των αλληλεπιδράσεων τους, των αβεβαιοτήτων των ιδιοτήτων των υλικών και τη φέρουσα ικανότητα των δομικών στοιχείων της κατασκευής.

1.2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΣ

Είναι πλέον γενικώς αποδεκτό ότι η ισχύουσα μέθοδος σχεδιασμού με τη μέθοδο των δυνάμεων δεν μπορεί να ανταποκριθεί στις ανάγκες του σχεδιασμού έναντι σεισμού, για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Αντιθέτως, οι ανελαστικές παραμορφώσεις αποτελούν περισσότερο αντιπροσωπευτική παράμετρο για το σχεδιασμό και την αποτίμηση των κατασκευών, έναντι των οριζοντίων δράσεων. Θα ήταν επιθυμητό η εκτίμηση της συμπεριφοράς των συστημάτων που υπόκεινται σε σεισμικές δράσεις να γίνεται με χρήση μη γραμμικών ανελαστικών εν χρόνω αναλύσεων με επιβολή ενός συνόλου επιταχυνσιογραφημάτων προσεκτικά επιλεγμένων. Ωστόσο η πολυπλοκότητα της μεθόδου και η αυξημένη υπολογιστική ισχύς που απαιτείται δημιουργούν αμφιβολίες για την καταλληλότητα της μεθόδου σε συνήθης εφαρμογές.

Η χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης υπό αυξανόμενη ένταση μπορεί να αποτελέσει μια απλούστερη εναλλακτική μέθοδο για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς, δεδομένου ότι επιτρέπει να εκτιμηθούν ολικές και τοπικές παραμορφώσεις και δυνάμεις οι οποίες αναμένονται να επιβληθούν στην κατασκευή και μέσω αυτών να αποκαλυφθούν πιθανές αδυναμίες του δομήματος. Η ανελαστική στατική ανάλυση είναι απλούστερη στην εφαρμογή της σε σχέση με τις εν χρόνω αναλύσεις και μπορεί να δώσει χρήσιμες πληροφορίες για σημαντικές παραμέτρους της σεισμικής απόκρισης (όπως είναι η δημιουργία μαλακών ορόφων, και η ακολουθία διαρροής και αστοχίας των μελών της κατασκευής), οι οποίες δεν μπορούν να εντοπισθούν μέσω ελαστικών αναλύσεων. Έτσι λοιπόν η μέθοδος που επιλέχθηκε για την ανάλυση του μοντέλου είναι η μη-γραμμική στατική ανάλυση “Pushover Analysis”.

Η διαδικασία αποτίμησης ενός υφιστάμενου δομήματος, διαφέρει από την αντίστοιχη για μια νέα κατασκευή, λόγω της έλλειψης πληροφοριών γύρω από τα κατασκευαστικά χαρακτηριστικά αλλά και την τρέχουσα κατάσταση του εν λόγω δομήματος. Με άλλα λόγια, η εκτίμηση των κατασκευαστικών παραμέτρων όπως οι ιδιότητες των υλικών και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες ενός υφιστάμενου κτιρίου, είναι μια διαδικασία με σημαντικό βαθμό αβεβαιότητας.

Η αβεβαιότητα αυτή, λαμβάνεται υπόψη στην ανελαστική στατική ανάλυση μέσω της τυχνηματικής θεώρησης των μεταβλητών του προβλήματος. Οι τυχαίες αυτές μεταβλητές, θεωρείται ότι ακολουθούν συγκεκριμένες πιθανοτικές κατανομές βάσει των οποίων γίνεται δειγματοληψία με τη μέθοδο Latin Hypercube. Οι τιμές του δείγματος που προκύπτει, αποτελούν τις παραμέτρους μεγάλου πλήθους αναλύσεων, τα αποτελέσματα των οποίων χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των καμπυλών τρωτότητας της κατασκευής. Η εκτίμηση λοιπόν της πιθανότητας υπέρβασης της στοχευόμενης μετακίνησης για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας και για το δεδομένο σεισμό σχεδιασμού του ΕΑΚ2000, λαμβάνοντας ποιοτικά και ποσοτικά υπόψη τις διάφορες αβεβαιότητες, αποτελεί και το βασικό στόχο της παρούσας εργασίας.

2. ΤΟ ΔΟΜΗΜΑ ΚΑΙ ΟΙ ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΕΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής, χρησιμοποιώντας τη στατική ανελαστική ανάλυση, υπεισέρχονται πολλών ειδών αβεβαιότητες, οι οποίες, μπορούν να ομαδοποιηθούν σε τρεις κατηγορίες:

- α)** Αβεβαιότητες που σχετίζονται με την «αντίσταση» της κατασκευής. Οι αβεβαιότητες αυτές αναφέρονται στις τυχαίες μεταβλητές των ίδιων των κατασκευών (διαστάσεις, ιδιότητες υλικών, αβεβαιότητες μηχανικών προσομοιωμάτων κ.τ.λ.) οι οποίες επηρεάζουν την καμπύλη αντίστασης.
- β)** Αβεβαιότητες που αφορούν τη «δράση» επί της κατασκευής. Οι αβεβαιότητες της «δράσης», αναφέρονται στην τυχαία φύση του σεισμικού γεγονότος και των χαρακτηριστικών του εδάφους έδρασης. Αφορούν δηλαδή τις αβεβαιότητες του φάσματος επιταχύνσεων το οποίο χρησιμοποιείται ως «δράση», κατά την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης.
- γ)** Αβεβαιότητες που σχετίζονται με το προσομοίωμα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης ως μεθόδου υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών.

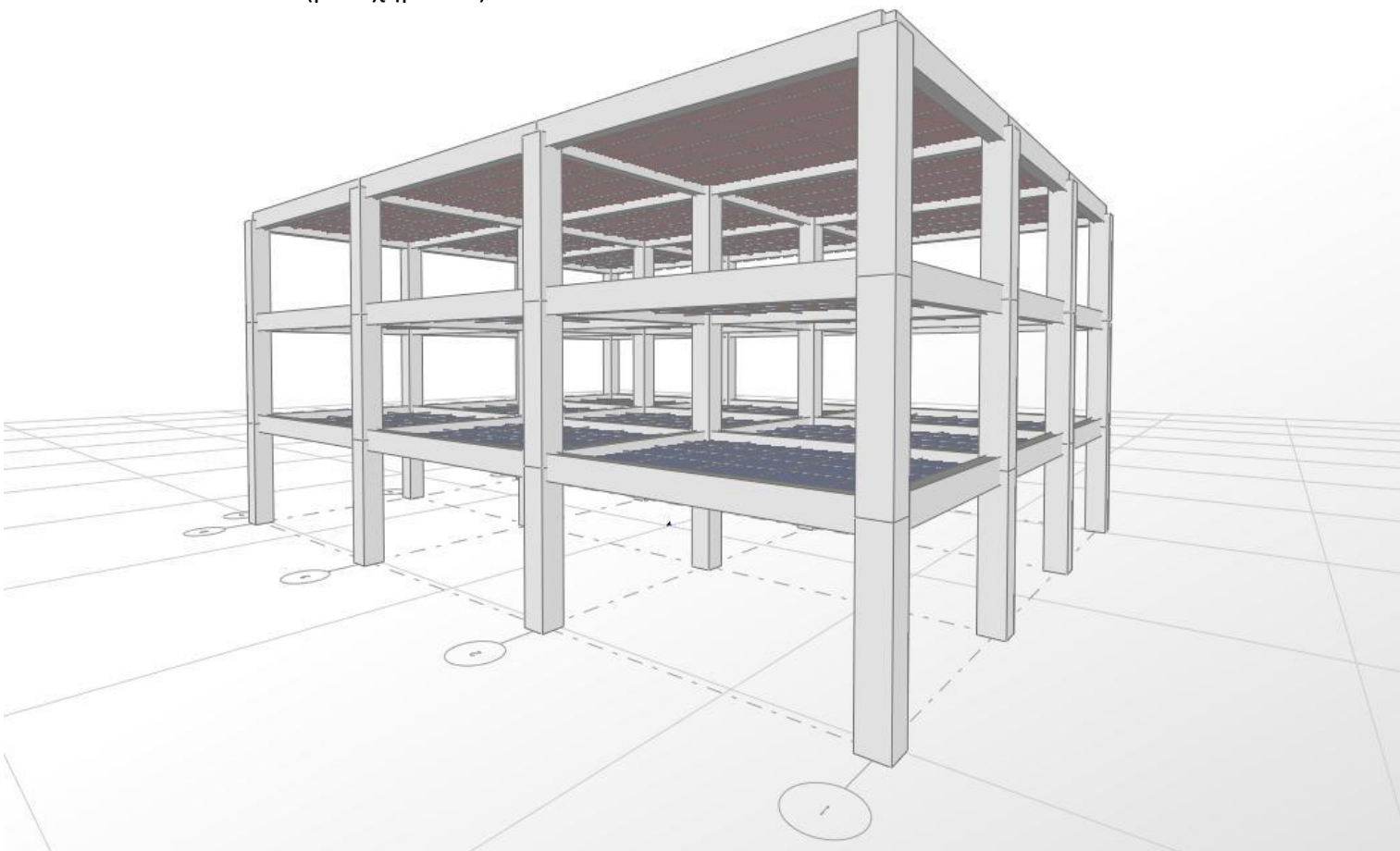
Στη συγκεκριμένη εργασία εξετάζονται κάποιες από τις αβεβαιότητες της «αντίστασης» της κατασκευής, ενώ αυτές που αφορούν τη «δράση» και την προσομοίωση δε λαμβάνονται υπόψη. Οι αβεβαιότητες που υπεισέρχονται στην ανάλυση, ποσοτικοποιούνται με τη χρήση της μεθόδου δειγματοληψίας του Λατινικού Υπερκύβου (Latin Hypercube Method), με την παραδοχή ότι ακολουθούν κάποια συγκεκριμένη κατανομή συχνότητας πιθανότητας.

2.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Στην παρούσα εργασία, εξετάζεται ένα τυπικό χαμηλό κτίριο της περιόδου πριν το 1984, αντιπροσωπευτικό του τύπου δόμησης στα αστικά κέντρα.

2.2.1 Γεωμετρία φορέα

Το εξεταζόμενο δόμημα, είναι ένα τριώροφο κτίριο με ύψος ορόφου 3m και διαστάσεις κάτοψης 15X19,5. Αποτελείται από 12 υποστυλώματα διαστάσεων 40X40 σε κάθε όροφο. Όλες οι δοκοί κατά τη διεύθυνση Χ έχουν άνοιγμα 5m και διατομή 50X25, ενώ κατά τη διεύθυνση Υ έχουν άνοιγμα 6,5m και διατομή επίσης 50X25 (βλ. σχήμα 2.1)



Σχ. 2.1 3-D απεικόνιση κτιρίου

2.2.2 Υλικά

Κτήρια που κατασκευάστηκαν την περίοδο πριν το 1984, έχουν μελετηθεί με βάσει τις διατάξεις των μέχρι τότε ισχυόντων κανονισμών:

- Β.Δ. ΦΕΚ 160 26/7/1954, *Περί κανονισμών διά την μελέτην και εκτέλεσιν έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος.*
- Β.Δ. ΦΕΚ 36 Α/26-2-1959, *Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων.*

Σκυρόδεμα

Σύμφωνα λοιπόν με το Άρθρο 11 του εν λόγω κανονισμού, προτείνονται τέσσερις κατηγορίες σκυροδέματος, B120, B160, B225 και B300 με την αναγραφόμενη ονομαστική θλιπτική αντοχή εκφρασμένη σε Kg/cm^2 . Με βάση δε το Άρθρο 12, η κατά κανόνα κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιούνταν σε συνήθεις κατασκευές ήταν η B160 με ονομαστική θλιπτική αντοχή 16 MPa. Η εφαρμογή της κατηγορίας B120 προτεινόταν μόνο για απλές κατασκευές, ενώ οι άλλες δύο κατηγορίες χρησιμοποιούνταν μόνο σε ειδικές περιπτώσεις και μάλιστα κατόπιν έγκρισης αρμόδιας κρατικής υπηρεσίας.

Στην παρούσα εργασία και καθότι εξετάζεται κτήριο της δεκαετίας του '70, χρησιμοποιήθηκε το σκυρόδεμα κατηγορίας B225 με μέση αντοχή κύβου 22,5 MPa.

Χάλυβας

Στο Άρθρο 16 του κανονισμού του '54, προτείνονται οι κατηγορίες χάλυβα St I, St II St III και St IV. Με βάσει τις κατασκευαστικές συνήθειες της εποχής περί το '70, ο ευρέως χρησιμοποιούμενος χάλυβας ήταν ο χάλυβας III (St III) με όριο διαρροής 420 MPa ο οποίος επιλέγεται για το διαμήκη οπλισμό, ενώ για τους συνδετήρες επιλέγεται ο χάλυβας I (St I) με όριο διαρροής 220 MPa.

2.2.3. Φορτία

Ο σχεδιασμός των περισσότερων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία κατασκευάστηκαν από το τέλος της δεκαετίας του '50 μέχρι και το τέλος της δεκαετίας του '70, αντιμετωπίζει κυρίως τα κατακόρυφα φορτία, καθώς το επίπεδο των οριζόντιων δυνάμεων που επέβαλαν οι παλαιότεροι κανονισμοί, ήταν πολύ μικρότερο από αυτό που απαιτείται από τους σύγχρονους κανονισμούς. Επιπλέον, η γνώση της συμπεριφοράς των μελών οπλισμένου σκυροδέματος ήταν, από ορισμένες απόψεις, περιορισμένη.

Το εξεταζόμενο κτίριο, θεωρείται ότι είναι σύνθητες κτίριο κατοικιών ή γραφείων, ο σχεδιασμός του οποίου έγινε με τις παραδοχές που γινόταν την περίοδο κατασκευής του. Τα φορτία είναι ίσα με $1,0 \text{KN/m}^2$ επικάλυψη και $2,0 \text{KN/m}^2$ κινητό. Θεωρείται επίσης ότι το κτίριο βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I με συντελεστή $\epsilon=0,04$.

2.2.4 Οπλισμικές διατάξεις

Η περιορισμένη γνώση της συμπεριφοράς των μελών οπλισμένου σκυροδέματος, απεικονίζεται και στις τυπικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες των παλαιότερων κατασκευών. Αυτές οι λεπτομέρειες, καθώς και η αναμενόμενη επιρροή τους στην σεισμική συμπεριφορά περιγράφονται στα επόμενα.

2.2.4.1 Υποστυλώματα

Ο σχεδιασμός των παλαιότερων κατασκευών ελεγχόταν κυρίως από τα φορτία βαρύτητας, εξαιτίας του γεγονότος ότι οι συμβατικές οριζόντιες δυνάμεις σχεδιασμού ήταν σχετικά μικρές. Κατά συνέπεια τα υποστυλώματα θεωρούνται ως κυρίως θλιβόμενα στοιχεία και οι ματίσεις των διαμήκων ράβδων ήταν ανεπαρκούς μήκους για να επιτρέψουν την ανάπτυξη διαρροής των ράβδων σε εφελκυσμό. Το πρόβλημα επιτείνεται από την ανεπαρκή περίσφιξη στην περιοχή της μάτισης. Η τυπική πρακτική κατασκευής είναι η μάτιση να γίνεται αμέσως πάνω από την πλάκα του ορόφου, (βλ σχήμα 2.2). Εξαιτίας της περιορισμένης δυνατότητας του οπλισμού στη μάτιση να αναλάβει εφελκυστικές δυνάμεις, η διατομή στη βάση του υποστυλώματος διαθέτει περιορισμένη ικανότητα ανάληψης εφελκυσμού λόγω κάμψης. Οι διατομές στη βάση των υποστυλωμάτων είναι περιοχές μέγιστης ροπής και πιθανής πλαστικής άρθρωσης, όπου αναμένεται να συμβεί απορρόφηση ενέργειας κατά την διάρκεια του σεισμού. Μία πρώιμη αστοχία σε αυτές τις περιοχές δεν είναι επιθυμητή, καθώς αναμένεται να μειώσει την αντίσταση έναντι οριζόντιων δράσεων, καθώς και την ικανότητα του πλαισίου να απορροφά ενέργεια.

2.2.4.2 Δοκοί

Όπως προαναφέρθηκε, βάσει των παλιών κανονισμών τα φορτία βαρύτητας συνήθως ήταν καθοριστικά για το σχεδιασμό των κτιρίων. Έτσι θετικές καμπτικές ροπές στα άκρα των δοκών δεν προβλέπονταν από το σχεδιασμό. Ο διαμήκης οπλισμός των ανοιγμάτων κάμπτεται κατά το ήμισυ προς το άνω πλέγμα, ώστε να συμμετέχει στην ανάληψη τέμνουσας. Το μέρος του οπλισμού που παραμένει ευθύ αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο με ανεπαρκές συνήθως μήκος. Ωστόσο κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων, τα άκρα των δοκών υποβάλλονται σε μεγάλες παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα να εμφανίζονται θετικές ροπές στα άκρα και ο διαμήκης οπλισμός των ανοιγμάτων να ευρίσκεται υπό εφελκυσμό κοντά στις στηρίξεις. Η ανεπαρκής αγκύρωση αυτού του οπλισμού των δοκών μέσα στον κόμβο δεν επιτρέπει την ανάπτυξη τάσεως διαρροής του χάλυβα. Έτσι, μπορεί να παρατηρηθεί σημαντική ολίσθηση του οπλισμού σε περίπτωση ισχυρών σεισμών με συνέπεια να περιορίζεται η αντίσταση έναντι οριζόντιων δράσεων και η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του κτιρίου.

2.2.4.3 Διατμητικός οπλισμός μελών

Ο απαιτούμενος διατμητικός οπλισμός σε δοκούς και σε υποστυλώματα έναντι σεισμού υπολογιζόταν βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που προέκυπταν από γραμμική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, το οποίο υποβαλλόταν σε οριζόντιες δυνάμεις. Οι δυνάμεις αυτές ήταν πολύ μικρότερες από αυτές που απαιτούνται από τους σύγχρονους κανονισμούς. Αποτέλεσμα αυτού ήταν η τοποθέτηση συνδετήρων ανά μεγάλες σχετικές αποστάσεις κατά μήκος του στοιχείου. Στις δοκούς, μέρος της

τέμνουσας αναλαμβάνεται από τον κάτω διαμήκη οπλισμό, ο οποίος κάμπτεται στην περιοχή των στηρίξεων.

Η ιεράρχηση των αντιστάσεων κατά το σχεδιασμό μιας κατασκευής είναι σημαντική ώστε να αποφεύγονται ψαθυρές μορφές αστοχίας. Η διατμητική αστοχία είναι ψαθυρή και πρέπει να αποφεύγεται, και προτιμώνται πλάστιμες καμπτικές μορφές αστοχίας. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σε ένα μέλος του πλαισίου σχετίζεται με την καμπτική αντοχή στα άκρα του, και όχι με τις δυνάμεις που υπολογίζονται από την ελαστική ανάλυση, θεωρώντας ότι κατά τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης δύναται να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα του μέλους. Έτσι οι σύγχρονοι κανονισμοί, απαιτούν τα μέλη να σχεδιάζονται για δυνάμεις που σχετίζονται με τις μέγιστες καμπτικές αντοχές στα άκρα των μελών με σκοπό την αποφυγή ψαθυρής (διατμητικής) αστοχίας και την εξασφάλιση της ανάπτυξης πλήρους διατμητικής αντοχής των μελών.

Μια μορφή ικανοτικού ελέγχου εισήχθη για πρώτη φορά στα Πρόσθετα Άρθρα του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1984. Επομένως τα μέλη έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με παλιότερους κανονισμούς, και είναι περισσότερο τρωτά έναντι διατμητικών αστοχιών, οι οποίες αναμένονται να συμβούν πριν από την ανάπτυξη πλήρους καμπτικής αντοχής των στοιχείων υπό σεισμικές δράσεις.

Στην παρούσα εργασία υιοθετήθηκε πλάστιμη συμπεριφορά για τα δομικά μέλη του φορέα, ήτοι αγνοήθηκε η πιθανότητα πρώιμης ψαθυρής αστοχίας έναντι τέμνουσας. Ούτως ή άλλως δομικά στοιχεία με πρώιμη ψαθυρή συμπεριφορά (δηλ. στοιχεία με διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα σε τέμνουσα μικρότερη από το αντίστοιχο μέγεθος της ικανοτικής τέμνουσας) εμφανίζουν οιονεί ασήμαντο μετελαστικό κλάδο, οπότε η εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης πρακτικώς στερείται νοήματος.

2.2.4.4 Τοιχοπληρώσεις

Για την αποτίμηση του δομήματος στην παρούσα εργασία, αγνοήθηκε η επιρροή (ευμενής ή δυσμενής) των πιθανών τοιχοπληρώσεων.

2.2.5 Παραδοχές στην προσομοίωση

Εν τέλει έγινε διαστασιολόγηση των μελών του φορέα με το λογισμικό SPACE με βάση τον κανονισμό του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Από τα αποτελέσματα της στατικής επίλυσης, προέκυψε οπλισμός υποστρωμάτων 8Φ16 που αντιστοιχεί σε γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού στη διατομή 1%. Η τιμή αυτή του γεωμετρικού ποσοστού του οπλισμού, λαμβάνεται και σαν κεντρική τιμή στην πιθανοτική ανάλυση που ακολουθεί.

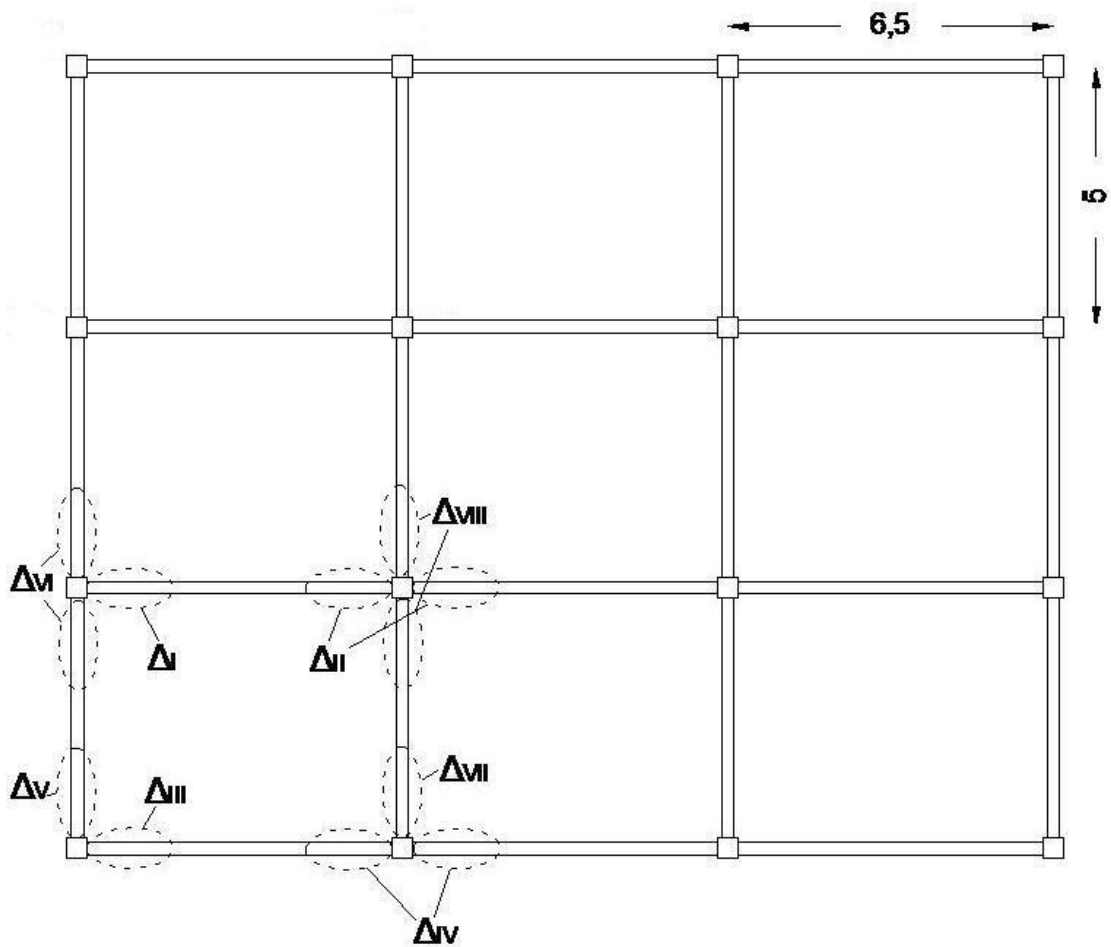
Ο οπλισμός των δοκών προέκυψε και αυτός από την παραπάνω στατική επίλυση και φαίνεται στον πίνακα 2.1 (βλ. και σχήμα 2.3). Με βάση αυτόν τον οπλισμό, υπολογίστηκε στη συνέχεια η ροπή διαρροής M_y των άκρων κάθε δοκού και τα

αποτελέσματα χρησιμοποιήθηκαν για τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις που έγιναν με το λογισμικό SAP2000.

Στο φορέα της παρούσας εργασίας, υπάρχουν 8 διαφορετικές περιπτώσεις στηρίξεων δοκών για κάθε μια από τις οποίες, ο υπολογισθέντας οπλισμός και η αντίστοιχη ροπή διαρροής παρουσιάζονται στον πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1 Οπλισμός στηρίξεων δοκών και ροπή διαρροής

Τύπος Στήριξης	Οπλισμός (άνω – κάτω)	Ροπή διαρροής $M_{y(+)}$	Ροπή διαρροής $M_{y(-)}$
Δ_I	3 Φ 16 – 2 Φ 16	110,9	73,9
Δ_{II}	3 Φ 16 – 2 Φ 16	110,9	73,9
Δ_{III}	6 Φ 16 – 2 Φ 16	221,8	73,9
Δ_{IV}	6 Φ 16 – 2 Φ 16	221,8	73,9
Δ_V	2 Φ 16 – 2 Φ 16	73,9	73,9
Δ_{VI}	3 Φ 16 – 2 Φ 16	110,9	73,9
Δ_{VII}	4 Φ 16 – 2 Φ 16	147,8	73,9
Δ_{VIII}	4 Φ 16 – 2 Φ 16	147,8	73,9



Σχ. 2.3 Περιπτώσεις δοκών στην κάτοψη

Ο υπολογισμός του πλαστικού μέρους της ικανότητας στροφής χορδής των μελών, υπολογίστηκε σύμφωνα με την εμπειρική σχέση 2.4 που προτείνει ο Ευρωκώδικας 8-Μέρος 3 [EN1998-3 (2005)].

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 (0,25^{\nu}) \left[\frac{\max(0,01:\omega')}{\max(0,01:\omega)} \right]^{0,3} f_c^{0,2} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,275^{100 \rho_d}) \quad (2.4)$$

Περαιτέρω επεξήγηση και διερεύνηση των όρων της σχέσης 2.4, παρατίθεται στο κεφάλαιο 4 (Προσομοίωση) στο εδάφιο 4.5.1 της παρούσας εργασίας. Στον πίνακα 2.2, απλώς παρατίθενται τα αποτελέσματα για τις κεντρικές τιμές των υλικών και του ποσοστού σπλισμού.

Πίνακας 2.2 Υπολογισμός της γωνίας πλαστικής στροφής για δοκούς και υποστυλώματα

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	f_c	22500	kPa	}				θ_u^{pl} rad
	f_y	420000	kPa		b	h	L_v	
	f_{yw}	220000	kPa		(m)	(m)	(m)	
	ρ_1	0,005	-		0,25	0,5	2,5	
	ρ_2	0,005	-		0,25	0,5	3,25	
	$\alpha \rho_{sx}$	0,00003515	-					
	ρ_d	0,004	-					
	γ_{el}	1,5	-					
							0,034917	
								0,038275

ΔΟΚΟΙ	f_c	22500	kPa	}						θ_u^{pl} rad
	f_y	420000	kPa		N	v	b	h	L_v	
	f_{yw}	220000	kPa		kN	-	(m)	(m)	(m)	
	ρ_1	0,005	-		2160	0,6	0,4	0,4	1,5	
	ρ_2	0,005	-		1440	0,4	0,4	0,4	1,5	
	$\alpha \rho_{sx}$	0,00003515	-		720	0,2	0,4	0,4	1,5	
	ρ_d	0,004	-		0	0	0,4	0,4	1,5	
	γ_{el}	1,5	-		-360	-0,1	0,4	0,4	1,5	
									0,01247	
									0,016454	
									0,021712	
									0,028649	
									0,032908	

Τέλος, στην περίπτωση υφιστάμενων κτιρίων, η τιμή της δυσκαμψίας των μελών λαμβάνεται μειωμένη σε σχέση με την αντίστοιχη τιμή της αρηγγάτωτης διατομής. Για να ληφθεί υπόψη η μειωμένη αυτή τιμή της δυσκαμψίας, προτείνονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (σχέδιο 3, ΟΑΣΠ, 2009) τρεις τρόποι:

α) «Ενεργός δυσκαμψία στοιχείων ΟΣ

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με:

$$K = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \quad (2.5)$$

Όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από τη σχέση 2.5 στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή σπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή

κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από τη σχέση 2.5 για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).»

β) «Αν οι σπλισμοί δεν είναι γνωστοί ή καθορισμένοι πριν από την ανάλυση, είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν προσεγγιστικές τιμές της οιονεί ελαστικής καμπτικής δυσκαμψίας K , συναρτήσει της ροπής αδράνειας της αρηγμάτωσης διατομής, I_c , και του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος του σκυροδέματος, E_c , της αξονικής δύναμης λόγω των κατακόρυφων δράσεων, N (>0 για θλίψη), της επιφάνειας της διατομής, A_c , και του λόγου διάτμησης $\alpha_s = M/(V \cdot h)$, ως εξής:

- Για υποστυλώματα:

$$K = 0,08 \cdot (0,8 + \ln[\max(0,6; \alpha_s)]) \cdot \left(1 + 0,048 \frac{N}{A_c} (MPa) \right) \cdot E_c \cdot I_c \quad (2.6)$$

- Για δοκούς:

$$K = 0,1 \cdot (0,8 + \ln[\max(0,6; \alpha_s)]) \cdot E_c \cdot I_c \quad (2.7)»$$

γ) «Κατά μέσον όρο, και ιδίως για στοιχεία υφιστάμενων κτιρίων που έχουν χαμηλό ποσοστό διαμήκους σπλισμού, η τιμή 25% της δυσκαμψίας του αρηγμάτωσης στοιχείου δίνει μια ρεαλιστική εκτίμηση της οιονεί ελαστικής δυσκαμψίας για την εκτίμηση των μετακινήσεων και των παραμορφώσεων.»

Για πρακτικούς λόγους συντομίας των υπολογισμών, στην παρούσα εργασία υιοθετήθηκε η υπόθεση γ), δηλαδή η δυσκαμψία των μελών λαμβάνεται μειωμένη κατά 75% της αντίστοιχης τιμής της δυσκαμψίας της αρηγμάτωσης διατομής.

2.3 ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΕΣ ΣΤΑ ΥΛΙΚΑ ΔΟΜΗΣΗ

Για την επίλυση προβλημάτων αξιοπιστίας των κατασκευών, απαιτείται η γνώση των παραμέτρων των τυχαίων μεταβλητών που υπεισέρχονται στην διαμόρφωση του προβλήματος. Για την περίπτωση της εξέτασης του τυχαίου χαρακτήρα της απόκρισης, κτιρίων από ΩΣ, οι τυχαίες μεταβλητές του προβλήματος είναι οι μηχανικές ιδιότητες του σκυροδέματος και του χάλυβα, οι διαστάσεις των διατομών των στοιχείων της κατασκευής καθώς και οι μεταβλητές που περιγράφουν τις αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων υπολογισμού της αντοχής των φέροντων στοιχείων της κατασκευής.

Στην παρούσα εργασία, η τυχηματικότητα των μεταβλητών, περιορίζεται στις τυχαίες μεταβλητές που αφορούν τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών και σε κάποιες κατασκευαστικές αβεβαιότητες. Οι τυχαίες μεταβλητές των υλικών, είναι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος f_c και η τάση διαρροής του χάλυβα f_y ενώ οι κατασκευαστικές αβεβαιότητες, ποσοτικοποιούνται μέσω του ποσοστού του σπλισμού των υποστυλωμάτων και των δοκών ανά όροφο.

Σε ότι αφορά τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών, Ο κανονισμός επεμβάσεων, ΚΑΝ.ΕΠΕ., στο κεφάλαιο 4 «ΒΑΣΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ», αναφέρει στις μέσες τιμές τους. Παρακάτω παρατίθεται αυτούσιο το κείμενο του κανονισμού επεμβάσεων:

«2) Μέσες τιμές αντοχών (και τυπικές αποκλίσεις)

α) Υφιστάμενα υλικά

Η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την μέση τιμή, για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων, ή την μέση τιμή μειωμένη κατά μία τυπική απόκλιση, για έλεγχο σε όρους δυνάμεων.

Η μέση (και συχνότερη, μάλλον) τιμή, για συγκεκριμένο δομικό στοιχείο (ή ομάδα ομοειδών στοιχείων), είναι η διαπιστωμένη “ονομαστική” (μετρημένη), κατά τα προβλεπόμενα στο Κεφ.3, ενώ η ονομαστική τυπική απόκλιση εξαρτάται κυρίως από το είδος του υλικού, καθώς και την ποιότητα και την περίοδο κατασκευής.

Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, και ανεξαρτήτως της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων (ΣΑΔ), οι τυπικές αποκλίσεις αντοχών των υλικών (ανηγμένες ως προς τις μέσες και συχνότερες τιμές) μπορούν να εκτιμηθούν ως εξής:

Τοιχοπληρώσεις	$s/f_m = 0,20 \div 0,40$
Σκυρόδεμα	$s/f_m = 0,10 \div 0,20$
S220	$s/f_m = 0,10$
Παλιότεροι νευροχάλυβες	$s/f_m = 0,08$
Νεότεροι νευροχάλυβες	$s/f_m = 0,06$

Για υλικά με αυξημένη διασπορά αντοχών, (τοιχοπληρώσεις και σκυρόδεμα), η τιμή της τυπικής απόκλισης της αντοχής που θα εισαχθεί στους υπολογισμούς θα εξαρτηθεί από τη γενικότερη ποιότητα κατασκευής του έργου, την ομοιομορφία κ.λπ. κατά τα ευρήματα και συμπεράσματα του κεφαλαίου 3, κατά την κρίση του μηχανικού.»

Οι παράμετροι των τυχαίων μεταβλητών, εξαρτώνται από διάφορα χαρακτηριστικά των κατασκευών όπως η εξειδίκευση των συνεργείων κατασκευής και γενικότερα η ποιότητα κατασκευής, οι κλιματολογικές συνθήκες, η χρήση της κατασκευής κ.τ.λ. Τα χαρακτηριστικά αυτά διαφέρουν από χώρα σε χώρα, έτσι τα διάφορα πιθανοτικά προσομοιώματα για τις τυχαίες μεταβλητές, που προτείνονται από τη διεθνή βιβλιογραφία, πρέπει να εφαρμόζονται με προσοχή.

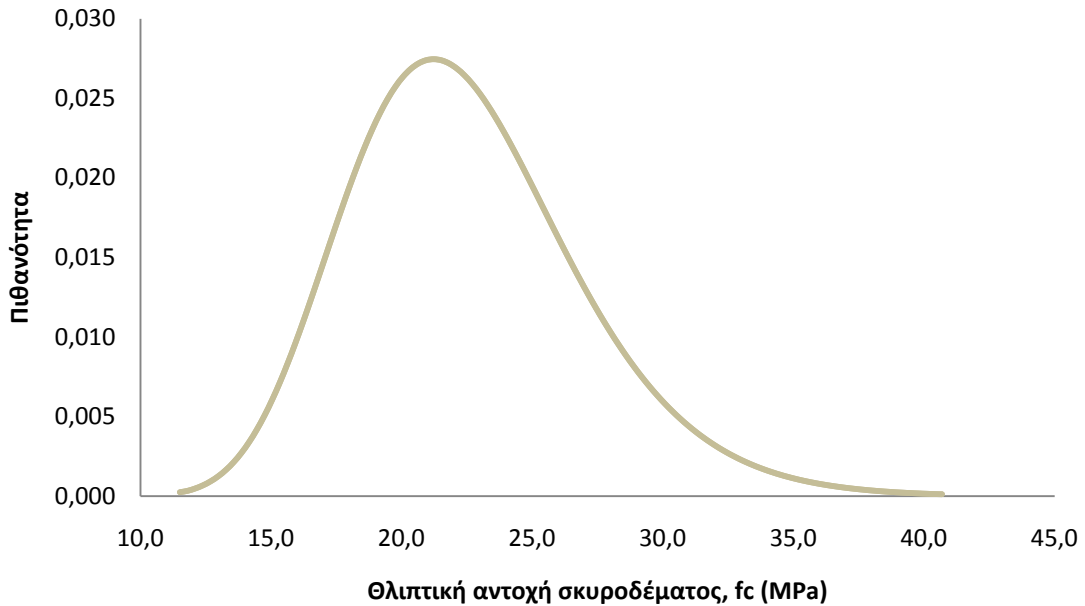
Όπως γίνεται αντιληπτό, κτίρια που μελετήθηκαν με παλαιότερους κανονισμούς, και ιδιαίτερα σε εποχές όπου δεν εφαρμόζονταν καν αντισεισμικός σχεδιασμός, παρουσιάζουν μεγάλη πιθανότητα κατασκευαστικών ατελειών, με αποτέλεσμα η πιθανοτική εκτίμηση των διαφόρων παραμέτρων αντίστασης να αποκτά ιδιαίτερο νόημα.

2.3.1 Σκυρόδεμα

Παράγοντας καθοριστικής σημασίας στην αντοχή του σκυροδέματος, είναι οι συνθήκες ανάμειξής του. Πέραν από τις αναλογίες αδρανών, τσιμέντου και νερού, στις οποίες ο κανονισμός του '54 αναφέρεται στα Άρθρα 23,24 και 25 αντίστοιχα, σημαντικό ρόλο παίζει και ο τρόπος ανάμειξης του σκυροδέματος η οποία μέχρι περί το '80 ως γνωστόν γινόταν στο εργοτάξιο. Στο Άρθρο 26 δε, προτείνεται η χρήση μηχανικών αναμικτήρων χωρίς όμως να είναι υποχρεωτική.

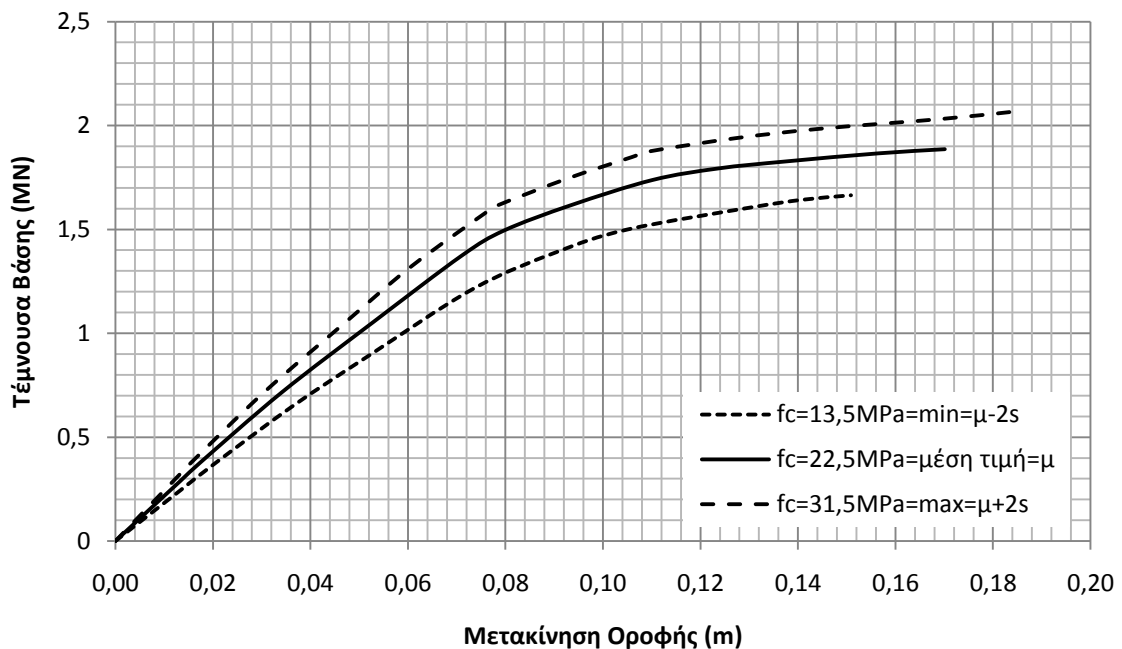
Με βάση όλα τα παραπάνω και συνυπολογίζοντας τις κοινωνικοοικονομικές συνθήκες της χώρας την εποχή εκείνη, γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι θα υπήρχαν ατέλειες και σφάλματα σε όλα τα στάδια παραγωγής του σκυροδέματος για την πλειοψηφία των κατασκευαζόμενων κτηρίων. Επιλέχθηκε λοιπόν μια δεδομένη κατανομή συχνότητας πιθανότητας για τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος.

Σαν αποτέλεσμα, θεωρούμε ότι η θλιπτική αντοχή f_c , ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή $f_m = 22,5MPa$ και τυπική απόκλιση $s = 4,5MPa$ (σχήμα 2.4) με $s/f_m = 4,5/22,5 = 0,20$ σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Σχ. 2.4 Λογαριθμοκανονική κατανομή συχνότητας πιθανότητας για την τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος

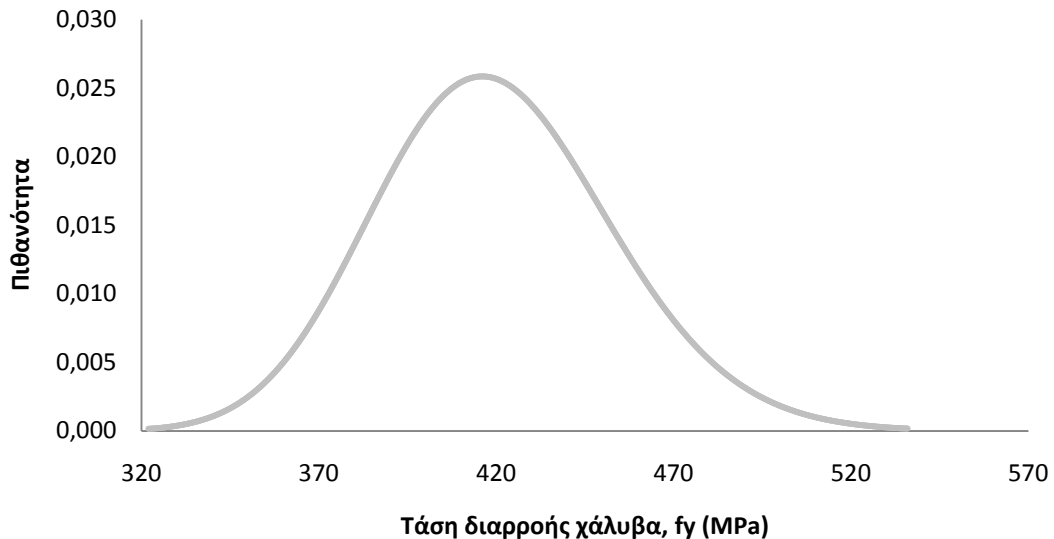
Στο σχήμα 2.5 παρουσιάζεται ενδεικτικά η ευαισθησία της απόκρισης της κατασκευής στη μεταβολή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, όπως προέκυψε από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις (βλ. κεφάλαιο 6) για τρεις χαρακτηριστικές τιμές της θλιπτικής αντοχής (κεντρική τιμή και μέγιστη/ελάχιστη τιμή ίση με $\mu \pm 2s$).



Σχ. 2.5 Διάγραμμα ευαισθησίας της κατασκευής στη θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

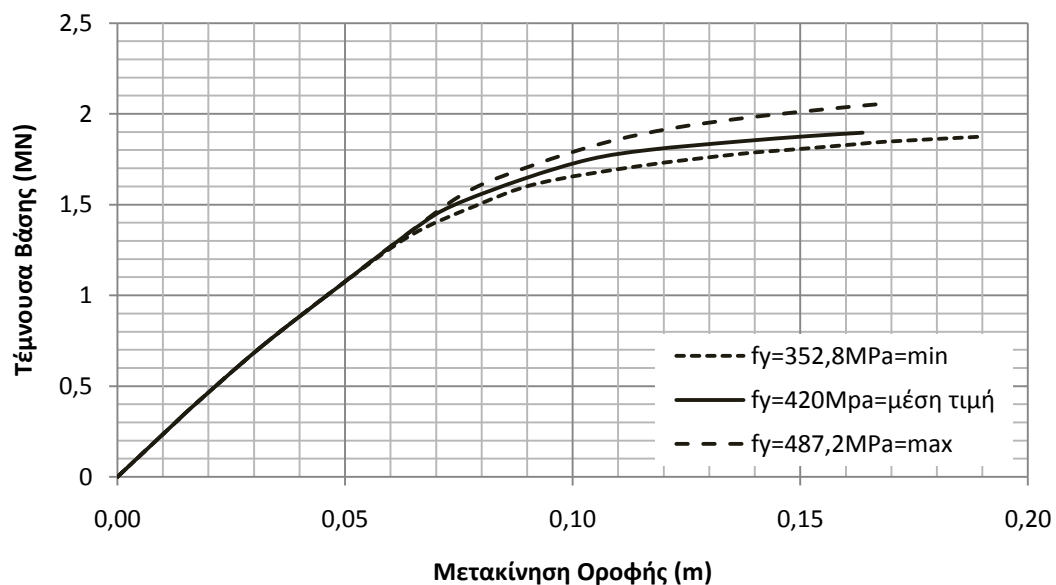
2.3.2 Χάλυβας

Με βάση τις κοινωνικοοικονομικές συνθήκες της εποχής, αλλά και την περιορισμένη γνώση πάνω στην τεχνολογία χαλύβων, σφάλματα στην παραγωγή των ράβδων, είναι αρκετά πιθανά. Έτσι θεωρούμε ότι η τιμή της τάσης διαρροής του χάλυβα f_y ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή με μέση τιμή $f_m = 420\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $s = 33,6\text{MPa}$ (σχήμα 2.6) με $s/f_m = 33,6/420 = 0,08$ σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Σχ. 2.6 Λογαριθμοκανονική κατανομή συχνότητας πιθανότητας για την τιμή της τάσης διαρροής του χάλυβα

Στο σχήμα 2.7 παρουσιάζεται ενδεικτικά η ευαισθησία της κατασκευής στη μεταβολή της τάσης διαρροής του χάλυβα μέσω της καμπύλης αντίστασης. Ως μέγιστη και ελάχιστη τιμή λήφθηκε η τιμή $\mu \pm 2s$.



Σχ. 2.7 Διάγραμμα ευαισθησίας της κατασκευής στην τάση διαρροής του χάλυβα

2.4 ΑΒΕΒΑΙΟΤΗΤΕΣ ΣΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

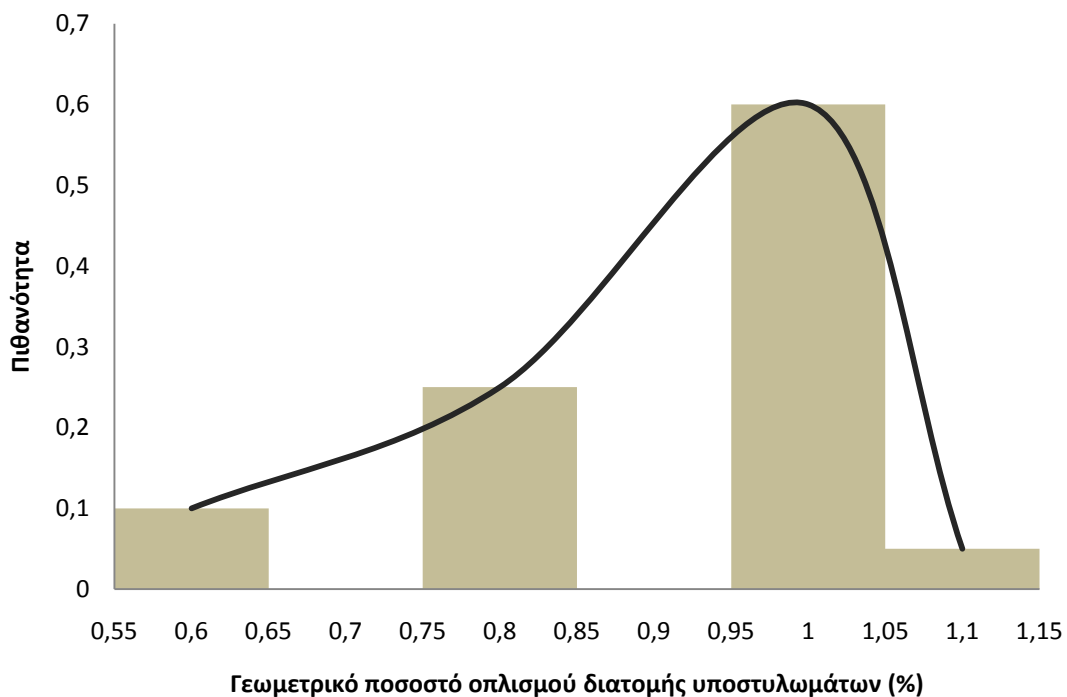
Σύμφωνα με τη στατική επίλυση του φορέα με βάση τον κανονισμό του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959, προέκυψε γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού της διατομής των υποστυλωμάτων, ίσο με 1%. Η τιμή αυτή του ποσοστού ορίζεται και σαν κεντρική τιμή του ποσοστού στην παρούσα εργασία.

Ο τυχηματικός χαρακτήρας της επιλογής του ποσοστού οπλισμού των διατομών αποδίδεται σε:

1. Ανεπαρκή εφαρμογή της μελέτης και παραλείψεις κατά την τοποθέτηση των οπλισμών.
2. Αυθαίρετες τροποποιήσεις και αποκλίσεις από τη μελέτη χωρίς σχετική ανασύνταξή της
3. Ανεπαρκής αγκυρώσεις οπλισμών
4. Ανεπαρκής επικάλυψη οπλισμών
5. Τοποθέτηση ράβδου με λάθος διάμετρο
6. Απουσία ράβδου
7. Διάβρωση οπλισμού

2.4.1 Υποστυλώματα

Το ιστόγραμμα συχνοτήτων που αφορά την τιμή του γεωμετρικού ποσοστού του και η καμπύλη συχνότητας πιθανότητας, παρουσιάζονται στο σχήμα 2.8.



Σχ. 2.8 Ιστόγραμμα συχνοτήτων και καμπύλη συχνότητας πιθανότητας για το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού υποστυλωμάτων.

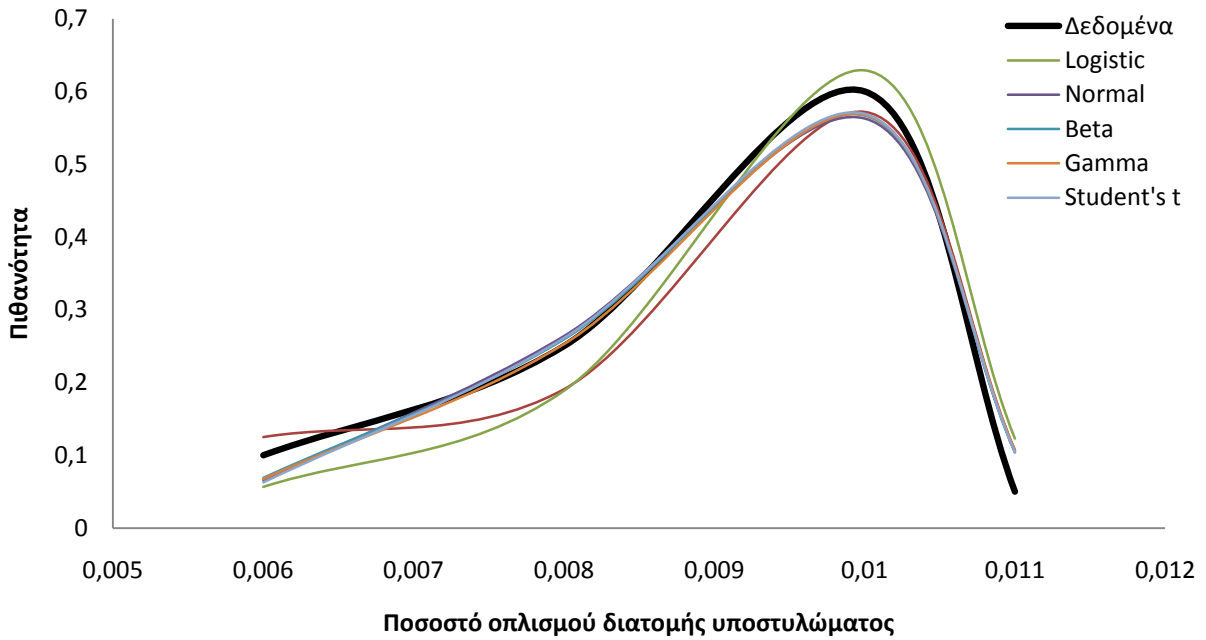
Να σημειωθεί ότι θεωρούμε τρεις μεταβλητές που ακολουθούν την πιθανοτική κατανομή του σχήματος 2.8, μία για κάθε όροφο, βάσει της παραδοχής ότι χονδροειδή κατασκευαστικά σφάλματα στην τοποθέτηση του οπλισμού, εμφανίζονται από όροφο σε όροφο.

Στη συνέχεια πραγματοποιείται ταίριασμα (Distribution Fit) της δεδομένης καμπύλης συχνότητας πιθανότητας με κάποιες συγκεκριμένες πιθανοτικές κατανομές χρησιμοποιώντας το λογισμικό Crystal Ball που λειτουργεί σαν πρόσθετο του Microsoft Excel. Με τη χρήση της εντολής Batch Fit του παραπάνω λογισμικού, προσαρμόστηκαν διάφορες κατανομές στην καμπύλη δεδομένων (βλ σχήμα 2.9).

Οι κατανομές που προέκυψαν φαίνονται στον πίνακα 2.3.

Πίνακας 2.3 Κατανομές συχνότητας πιθανότητας

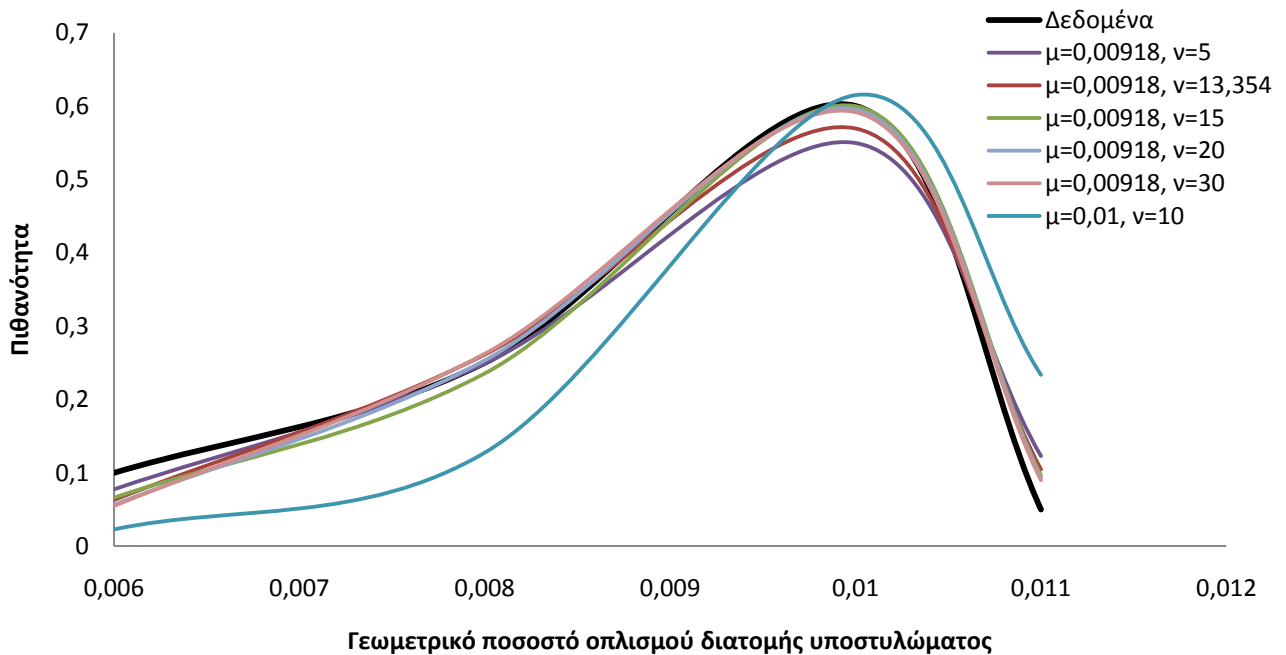
Κατανομή	Παράμετροι	Συνάρτηση συχνότητας πιθανότητας
Logistic	Μέση τιμή: μ 0,0094 Κλίμακα: λ 0,00084	$p(x; \mu, \lambda) = \frac{e^{-(x-\mu)/\lambda}}{\lambda \cdot (1 + e^{-(x-\mu)/\lambda})^2}$
Student's t	Μέση τιμή: μ 0,00918 Κλίμακα: λ 0,00135 Βαθμοί ελευθερίας: ν 13,3538	$p(x; \mu, \lambda, \nu) = \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} \left(\frac{\lambda}{\pi\nu}\right)^{\frac{1}{2}} \left[1 + \frac{\lambda(x-\mu)^2}{\nu}\right]^{-\frac{\nu+1}{2}}$ Όπου: $\Gamma(n) = (n-1)!$
Beta	Ελάχιστο -0,011499 Μέγιστο 0,0298596 α 100 β 100	$p(x; \alpha, \beta) = \frac{x^{\alpha-1}(1-x)^{\beta-1}}{\int_0^1 u^{\alpha-1}(1-u)^{\beta-1} du}$
Normal	Μέση τιμή: μ 0,00918 Τυπική απόκλιση: σ 0,0014659	$p(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$
Gamma	Θέση -0,037 Σχήμα: k 999 Κλίμακα: θ 0,000046	$p(x; k, \theta) = x^{k-1} \frac{e^{-x/\theta}}{\theta^k \cdot \Gamma(k)}, x \geq 0$ και $k, \theta > 0$. όπου: $\Gamma(n) = (n-1)!$



Σχ. 2.9 Προσαρμογή διαφόρων πιθανοτικών κατανομών στην καμπύλη δεδομένων

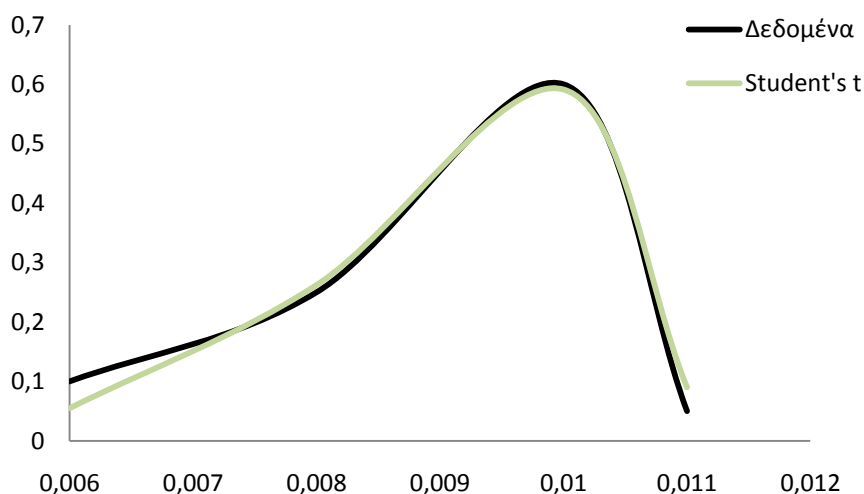
Είναι προφανές ότι η κατανομή που ταιριάζει καλύτερα στην επιλεγμένη καμπύλη είναι η κατανομή Student's t με παραμέτρους: μέση τιμή $\mu=0,00918$, κλίμακα $\lambda=0,00135$ και βαθμοί ελευθερίας: $\nu=13,354$.

Στη συνέχεια γίνεται ταύτιση της κατανομής Student's t με τη δεδομένη κατανομή μεταβάλλοντας τους βαθμούς ελευθερίας ν . Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο σχήμα 2.10.



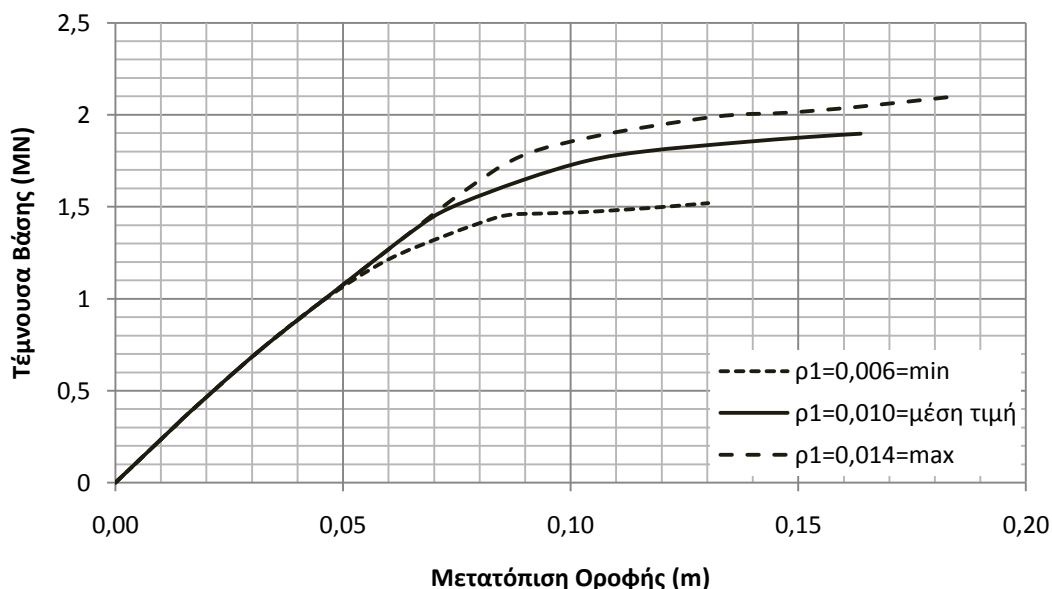
Σχ. 2.10 Κατανομή Student's t για διάφορες τιμές των βαθμών ελευθερίας ν

Η τελικές τιμές των παραμέτρων της κατανομής Student's t ώστε αυτή να ταιριάζει κατά βέλτιστο τρόπο στην καμπύλη δεδομένων είναι: μέση τιμή $\mu=0,00918$, κλίμακα $\lambda=0,00135$ και βαθμοί ελευθερίας: $\nu=30$ (βλ. σχήμα 2.11).

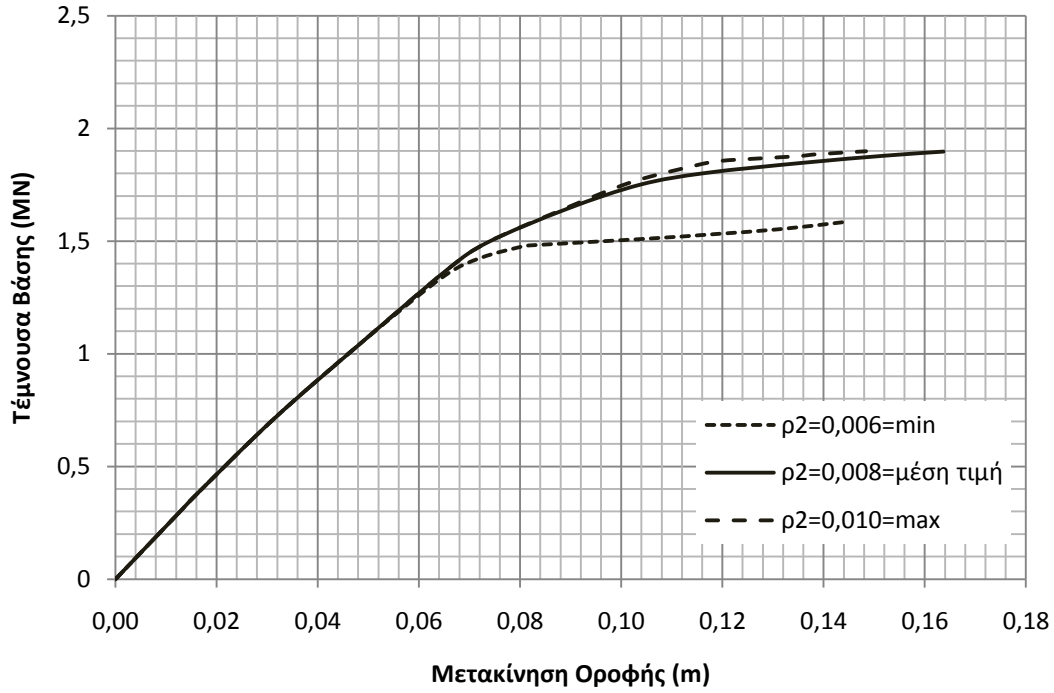


Σχ. 2.11 Κατανομή Student's t με: $\mu=0,00918$, $\lambda=0,00135$ και $\nu=30$

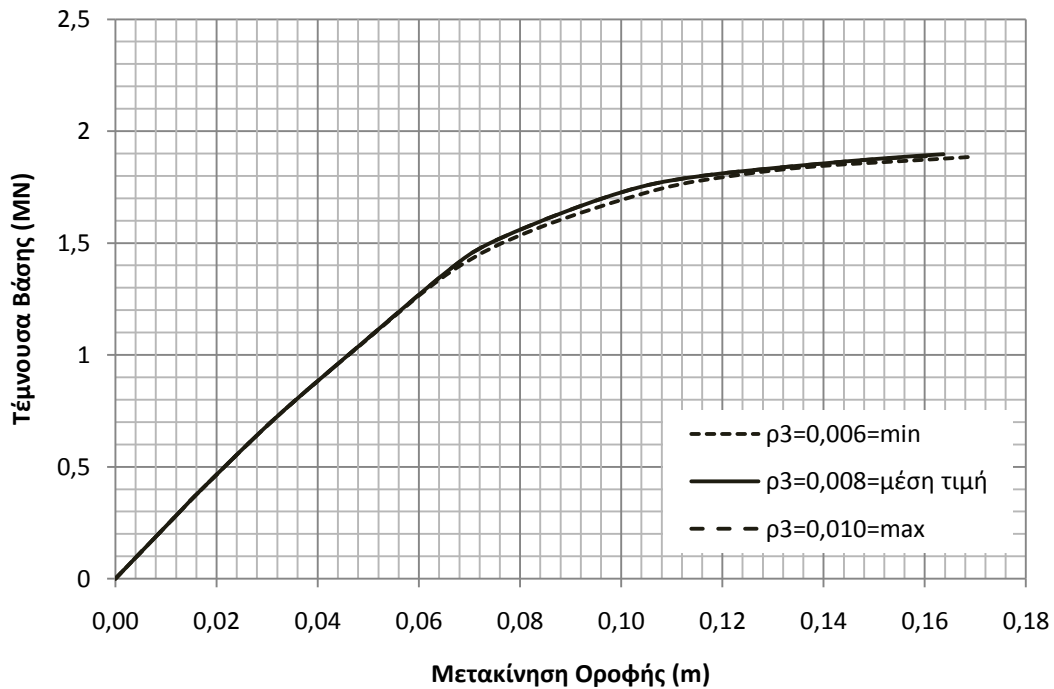
Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά, διαγράμματα ευαισθησίας της κατασκευής στη μεταβολή του ποσοστού του σπλισμού των υποστυλωμάτων ανά όροφο (βλ. σχήματα 2.12, 2.13, 2.14). Το ελάχιστο ποσοστό σπλισμού για την κατασκευή των διαγραμμάτων ευαισθησίας καθορίστηκε από το ιστόγραμμα συχνοτήτων ενώ ως μέγιστο λήφθηκε η τιμή 0,0014 που είναι η συμμετρική της ελάχιστης σε σχέση με τη μέση.



Σχ. 2.12 Διάγραμμα ευαισθησίας της κατασκευής στο ποσοστό σπλισμού των υποστυλωμάτων ισογείου



Σχ. 2.13 Διάγραμμα ευαισθησίας της κατασκευής στο ποσοστό οπλισμού των υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου



Σχ. 2.14 Διάγραμμα ευαισθησίας της κατασκευής στο ποσοστό οπλισμού των υποστυλωμάτων 2^{ου} ορόφου

3. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Μια από τις πιο γνωστές εφαρμογές ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η μέθοδος Pushover. Κανονιστικά υιοθετήθηκε αρχικά στις Η.Π.Α. στους κανονισμούς ATC-40 και FEMA 273 για τον έλεγχο υφιστάμενων κατασκευών. Η μέθοδος αυτή μπορεί να προσφέρει πολύτιμες πληροφορίες στα πλαίσια της ενίσχυσης και του ανασχεδιασμού ενός υφιστάμενου κτιρίου. Στην Ελλάδα περιλαμβάνεται στο νέο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2006).

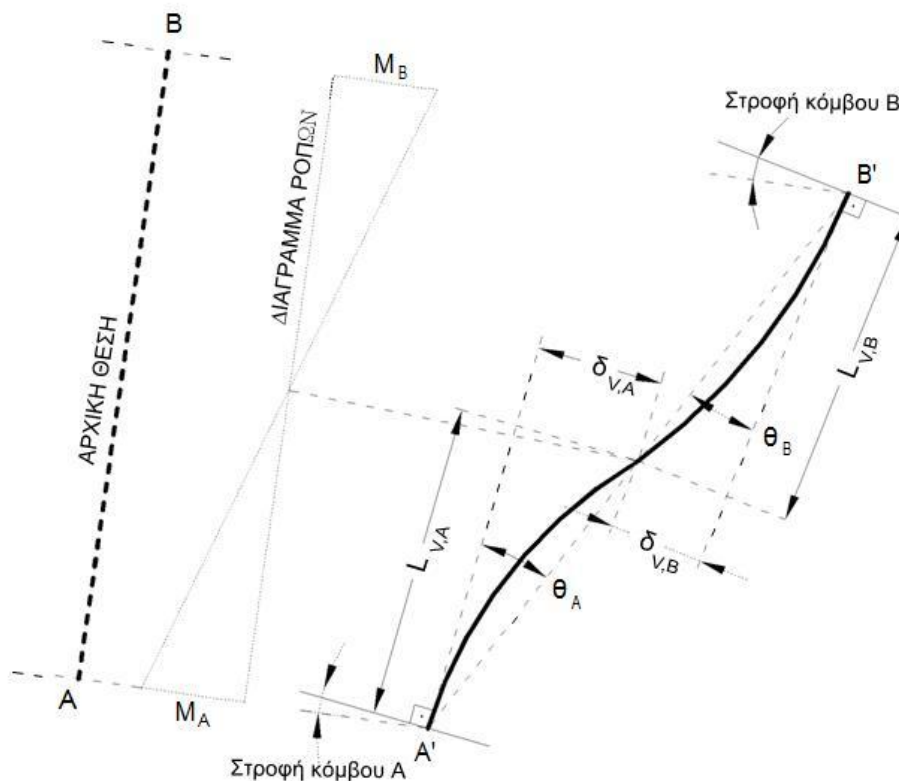
Πρόκειται για μια μέθοδο ελαστοπλαστικής ανάλυσης του χωρικού προσομοιώματος ενός κτιρίου υπό μονοτονικά αυξανόμενη στατική πλευρική φόρτιση. Η φόρτιση εξακολουθεί να αυξάνεται μέχρι την πλήρη αστοχία του κτιρίου ή μέχρι η μετακίνηση ενός κόμβου να φτάσει μια προαποφασισμένη τιμή. Ο συγκεκριμένος κόμβος ονομάζεται κόμβος ελέγχου και συνήθως λαμβάνεται στην ανώτερη στάθμη του κτιρίου, ενώ η τιμή της μέγιστης μετακίνησής του ονομάζεται στοχευόμενη μετακίνηση (Target Displacement), και προκύπτει από την απόκριση του αντίστοιχου μονοβάθμιου ταλαντωτή για δεδομένο φάσμα σεισμικής απόκρισης σχεδιασμού. Κατά τη διάρκεια της διαδικασίας, καταγράφονται τα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη των μελών της κατασκευής, ενώ ακολουθεί έλεγχος έναντι ψαθυρών μορφών αστοχίας και διατιθέμενης πλαστιμότητας στα σημεία εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων.

Η μέθοδος Pushover παρουσιάζει κάποιες ομοιότητες με την ελαστική στατική ανάλυση, με κύριες διαφορές, αφενός το ότι βασίζεται σε όρους παραμορφώσεων και όχι δυνάμεων και αφετέρου ότι καλύπτει την ανελαστικότητα των υλικών, δηλαδή τη μετελαστική τους συμπεριφορά. Το μαθηματικό προσομοίωμα για την εφαρμογή της μεθόδου εμπεριέχει το σύνολο των μη-γραμμικών χαρακτηριστικών της απόκρισης των μελών του μέσω διαγραμμάτων δράσης-παραμόρφωσης (δύναμης-μετατόπισης και ροπής-καμπυλότητας). Κατά την εξώθηση του μοντέλου της κατασκευής, όταν σημειώνεται διαρροή κάποιου στοιχείου, οι εσωτερικές δυνάμεις ανακατανέμονται, και το στοιχείο αναλαμβάνει φόρτιση αντίστοιχη της μειωμένης μετελαστικής δυσκαμψίας του, όπως προκύπτει από τα προαναφερθέντα διαγράμματα.

Τελικά αποκαλύπτονται σημαντικές λεπτομέρειες που αφορούν τη μορφή και τη συμπεριφορά της κατασκευής όπως για παράδειγμα ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου, αυξημένες απαιτήσεις μετακινήσεων, καθ' ύψος ακανονικότητες της αντίστασης, καθώς και πιθανή συγκέντρωση ανελαστικότητας σε ψαθυρά στοιχεία.

3.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

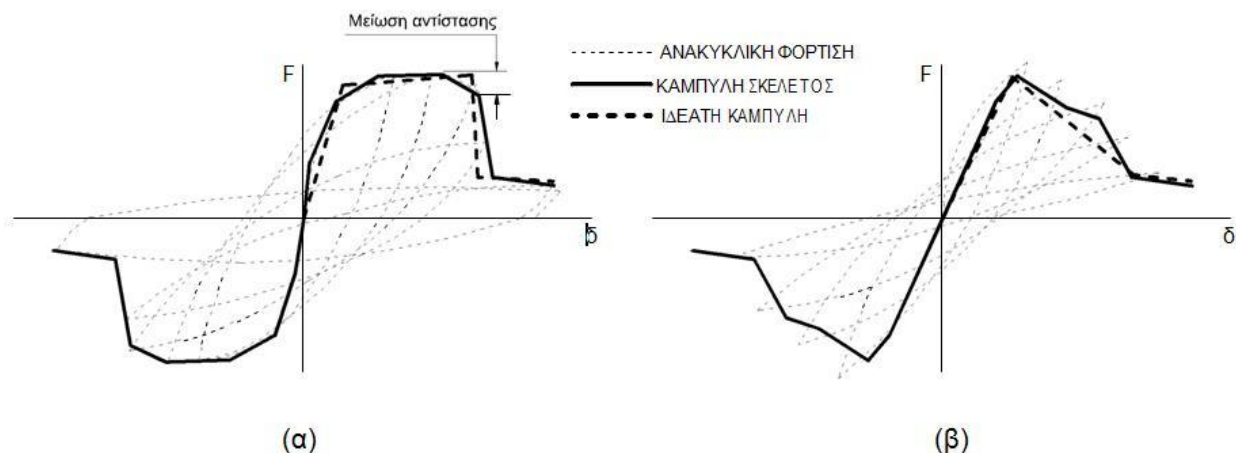
Το πρώτο βήμα της διαδικασίας ανελαστικής ανάλυσης, είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, “ F ”, με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, “ δ ”. Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις δ παραμορφώσεις, καμπυλότητες, ή στροφές. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η καμπυλότητα, C (ή $1/r$), αντίστοιχα. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η διατμητική δύναμη, V και η διατμητική παραμόρφωση, γ , αντίστοιχα.



Σχ. 3.1 Ορισμός γωνίας θ

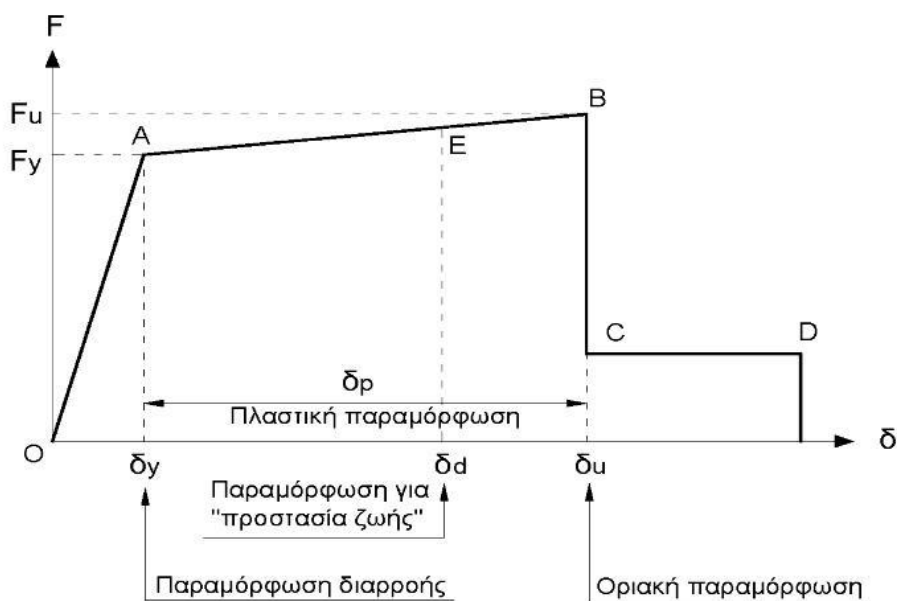
Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ , στα άκρα του στοιχείου. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου υπό διαρροή άκρο και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών (βλ. σχήμα 1). Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής, που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος L_V , δηλαδή, $\theta = \delta_V / L_V$, όπου: $L_V = M / V$ (M = ροπή στη βάση, V = τέμνουσα) και δ_V είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου. Η κατασκευή των διαγραμμάτων $F - \delta$ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή μορφή,

η οποία βασίζεται στην καμπύλη σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση, όπως φαίνεται στο σχήμα 2. Στο σχήμα 2 (α), φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στο σχήμα 2 (β) σε διατμητική καταπόνηση.



Σχ. 3.2 Καμπύλες F - δ δομικών στοιχείων: (α) καμπτική συμπεριφορά, (β) διατμητική συμπεριφορά.

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων $F - \delta$ λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο σχήμα 3. Στους διάφορους κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων.



Σχ. 3.3 Ιδεατή καμπύλη F - δ δομικών στοιχείων.

Γενικώς, οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:

Τμήμα OA:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί

υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της $\delta_y = \theta_y$ πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής C_y ή $(1/r)_y$, αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της θ_y για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα.

Τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της αντίστασης. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 – Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής, θ_u , για συνήθεις διατομές από Ω.Σ. Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η παραμόρφωση δ_u ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία αντιστοιχεί στο μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

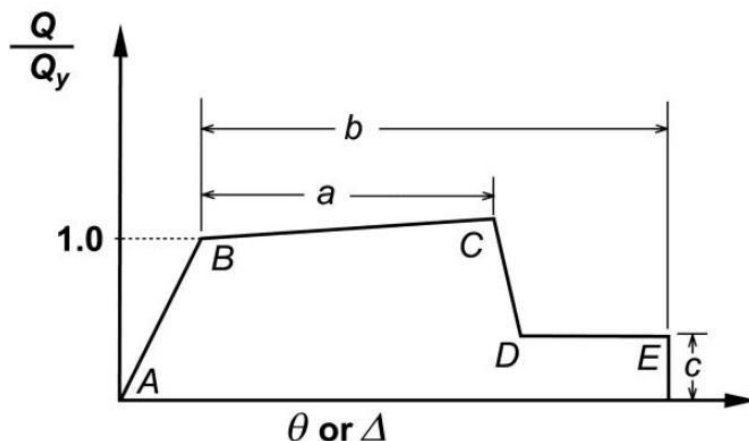
Τμήμα CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Τμήμα E:

Στην καμπύλη $F - \delta$ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας στοιχείου με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο σχήμα 3, το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κλπ), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλαστική ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον.

Πιο συγκεκριμένα σε ότι αφορά τις διατάξεις του FEMA, υιοθετούν μια γενική καμπύλη συμπεριφοράς η μορφή της οποίας φαίνεται στο σχήμα 4, η δράση είναι κανονικοποιημένη ως προς την τέμνουσα διαρροής Q_y και σε συνάρτηση με τη μετατόπιση Δ .



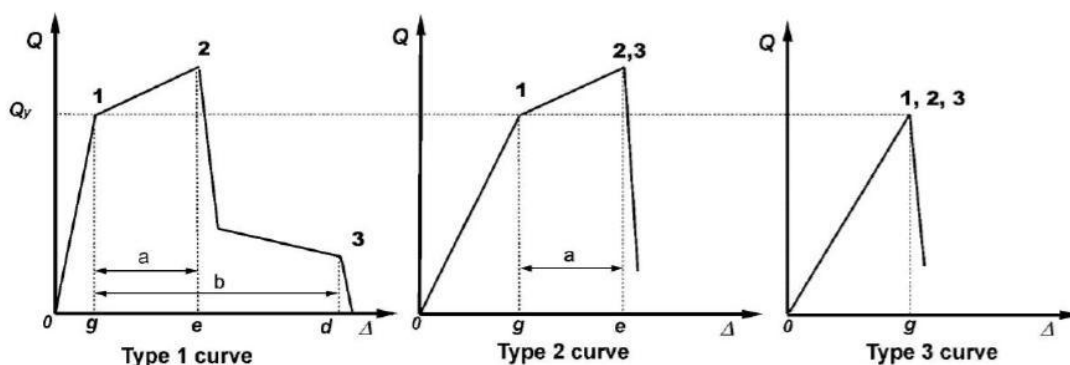
Σχ. 3.4 Καμπύλη συμπεριφοράς στοιχείων φέροντα οργανισμού κατά FEMA.

Η συμπεριφορά του στοιχείου είναι ελαστική ως το σημείο B, σημείο διαρροής. Ο κλάδος BC έχει κλίση μεταξύ 0 και 10% της κλίσης του κλάδου AB και αντιπροσωπεύει την κράτυνση του στοιχείου. Το σημείο C αντιπροσωπεύει την αντοχή του στοιχείου πέραν της οποίας υφίσταται ακαριαία μείωση της αντοχής του (τμήμα CD). Πέραν του σημείου D το στοιχείο αποκρίνεται με την απομένουσα αντοχή του, σαφώς μειωμένη, και με μια πρόσθετη παραμόρφωση μέχρι το σημείο E όπου η αντοχή του ουσιαστικά μηδενίζεται.

Στις διατάξεις του FEMA υπάρχουν περιοριστικές τιμές όσον αφορά τις ελαστικές δυσκαμψίες και τις παραμέτρους a, b, c, d και e για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση δομικού στοιχείου.

Πλάσטיμη και ψαθυρή συμπεριφορά

Επιβάλλοντας μια στάθμη επιτελεστικότητας (περιγράφονται στο επόμενο εδάφιο), ελέγχουμε τη δυνατότητα αντίστασης όλων των στοιχείων της κατασκευής – πρωτευόντων και δευτερευόντων- σε δυνάμεις, αν έχουμε ψαθυρή συμπεριφορά και σε μετατοπίσεις αν έχουμε πλάστιμη.



Σχ. 3.5 Πιθανές σχέσεις δύναμης-μετατόπισης στοιχείων φέροντα οργανισμού.

Η **καμπύλη τύπου 1** αντιπροσωπεύει πλάστιμη συμπεριφορά. Η ελαστική περιοχή καθορίζεται από τα σημεία 0 και 1 ενώ ακολουθεί μια πλαστική περιοχή μεταξύ των σημείων 1 και 3. Ο πρώτος κλάδος πλαστικοποίησης, σημεία 1 έως 2,

χαρακτηρίζεται από μια κράτυνση ενώ φαίνεται η μείωση της δυσκαμψίας. Στη συνέχεια ακολουθεί ένας κατιόντας κλάδος μεγάλης αρνητικής κλίσης ο οποίος υποδηλώνει την ταχεία μείωση της αντοχής και ένας κατιόντας κλάδος ηπιότερης αρνητικής κλίσης που υποδηλώνει τη σημαντική αύξηση της παραμόρφωσης σε σχέση με μια μικρή μείωση της αντοχής. Η συμπεριφορά πρωτεύοντων στοιχείων είναι πλάσιμη όταν ισχύει $e > 2 \times g$ και ψαθυρή σε κάθε άλλη περίπτωση. Αντιθέτως η συμπεριφορά δευτερεύοντων στοιχείων που περιγράφεται από τη σχέση δύναμης-μετατόπισης τύπου 1, καθορίζεται ως πλάσιμη σε κάθε περίπτωση.

Η **καμπύλη τύπου 2** αντιπροσωπεύει και αυτή μια πλάσιμη συμπεριφορά. Η ελαστική περιοχή καθορίζεται από τα σημεία 0 και 1 ενώ ακολουθεί μια πλαστική περιοχή μεταξύ των σημείων 1 και 3. Σε αυτήν την καμπύλη όμως, αποτυπώνεται η αδυναμία ανάληψης φορτίων πέραν του σημείου 2, όπου η απομείωση της αντοχής είναι σχεδόν ακαριαία. Η συμπεριφορά πρωτεύοντων και δευτερεύοντων στοιχείων είναι πλάσιμη όταν ισχύει $e > 2 \times g$ και ψαθυρή σε κάθε άλλη περίπτωση.

Τέλος η **καμπύλη τύπου 3** αντιπροσωπεύει ψαθυρή συμπεριφορά. Η ελαστική περιοχή καθορίζεται από τα σημεία 0 και 1, ακολουθούμενη από σχεδόν ακαριαία απομείωση της αντοχής και αδυναμία ανάληψης φορτίων πέραν του σημείου 1. Η συμπεριφορά πρωτεύοντων και δευτερεύοντων στοιχείων είναι πάντα ψαθυρή.

3.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των κατασκευών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι θα συμβεί μετά. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση και την εμπειρία που έχουμε αποκτήσει από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει πραγματοποιηθεί, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής όπως για παράδειγμα σε έντονα μη κανονικά κτίρια. Επιπλέον αρκετοί πρόσφατοι σεισμοί έδειξαν ότι παρόλο που η πλειονότητα των κατασκευών που είχαν μελετηθεί με τους νέους κανονισμούς σέβονταν την απαίτηση αποφυγής κατάρρευσης, το οικονομικό κόστος ήταν πολύ μεγαλύτερο από το αναμενόμενο, εξαιτίας βλαβών σε φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία των κατασκευών, καθώς και λόγω της (μεγάλης διάρκειας) διακοπής των οικονομικών δραστηριοτήτων.

Πράγματι αυτό διαπιστώθηκε μετά από πρόσφατους σεισμούς όπως π.χ. Northridge, California, 1994 και ακόμη περισσότερο στο σεισμό του Hyogo-ken-Nanbu της Ιαπωνίας το 1995. Μετά από αυτούς τους σεισμούς, αναγνωρίστηκε η ανάγκη να βασίζεται ο σχεδιασμός και σε άλλες στάθμες επιτελεστικότητας (πέραν της αποφυγής κατάρρευσης), όπως π.χ. η στάθμη άμεσης χρήσης μετά το σεισμό. Εξάλλου, στην πλειονότητα τους οι ερευνητές συγκλίνουν στην άποψη ότι οι νέες μέθοδοι σχεδιασμού πρέπει να εστιάσουν σε περισσότερες από μία στάθμες συμπεριφοράς.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance Based Design), βασίζεται στην παραδοχή του αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί το βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιοποιημένης κατασκευής.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου, είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την

εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση Pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές και κάποιες εξαιρέσεις, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη - φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40). Οι τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού είναι οι εξής:

A	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Immediate Occupancy
B	Προστασία Ζωής	Life Safety
Γ	Οιονεί Κατάρρευση	Structural Stability

Ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας (επιθυμητές συμπεριφορές) κάθε κανονισμού προορίζεται για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικοοικονομικών αναγκών. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2006 είναι οι εξής:

Πίνακας 3.1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (ΚΑΝΕΠΕ 2006)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία Ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
Φέροντας οργανισμός			
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2
Μη-Φέροντας οργανισμός			
10%	α1	β1	γ1
50%	α2	β2	γ2

Ενδεικτικά αναφέρεται ότι η πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 χρόνια αντιστοιχεί σε μια περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 474 χρόνια. Επιπλέον να σημειωθεί ότι ο ΕΑΚ 2000 προβλέπει στόχο σχεδιασμού Β1.

Περιγραφή σταθμών επιτελεστικότητας Φέροντος και Μη-Φέροντος οργανισμού

A. Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy)

Όσον αφορά στο **φέροντα οργανισμό**, το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, στον ίδιο βαθμό, όπως και πριν το σεισμό.

Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι πρακτικά αμελητέος.

Όσον αφορά στα **μη- φέροντα στοιχεία**, επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κλπ) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή της ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

B. Προστασία Ζωής (Life Safety)

Όσον αφορά στο **φέροντα οργανισμό**, αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορεί να συμβούν) ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για τη επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

Όσον αφορά στα **μη- φέροντα στοιχεία**, αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαγιάς, κλπ.

G. Οιονεί Κατάρρευση (Structural Stability)

Όσον αφορά στο **φέροντα οργανισμό**, αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη- επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι' αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής είναι μεγάλος, εντός και εκτός αυτής. Για τη επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

Όσον αφορά στα **μη- φέροντα στοιχεία**, αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαίρεση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη- φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

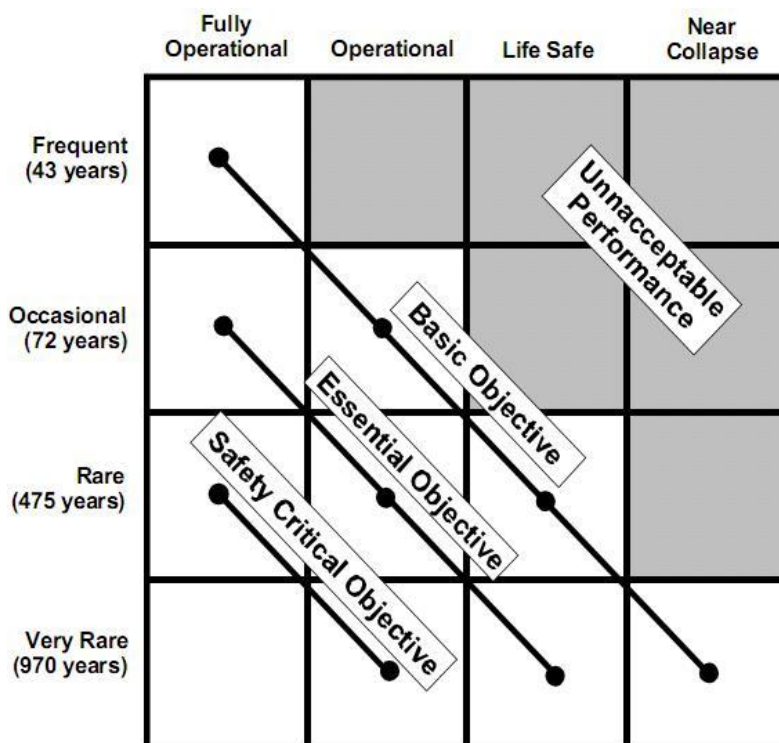
Για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων συνήθους σπουδαιότητας, είναι δυνατή η θεώρηση ενός συνδυασμού ενός στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του Φέροντος και ενός του Μη-Φέροντος οργανισμού όπως φαίνεται στον πίνακα 3.2:

Πίνακας 3.2 Συνδυασμένοι στόχοι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού κτιρίου ($i=1\acute{\eta}2$)

Στάθμη επιτελεστικότητας Μη-Φέροντος οργανισμού	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία Ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Ai-ai	Bi-ai	Δεν επιτρέπεται
Προστασία Ζωής	Ai-βi	Bi-βi	Γi-βi
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	Δεν επιτρέπεται	Bi-γi	Γi-γi

Ο FEMA-273 (1997) και ο SEAOC (1995) ορίζουν μία επιπλέον στάθμη επιτελεστικότητας η οποία ονομάζεται στάθμη επιτελεστικότητας «περιορισμού βλαβών» και είναι μεταξύ των σταθμών «άμεσης χρήσης» και «προστασίας ζωής». Σ' αυτή την κατάσταση είναι πιθανό να συμβούν ορισμένες βλάβες. Η διαρροή του οπλισμού μπορεί να προκαλέσει ρωγμές μεγάλου εύρους που να απαιτούν επισκευαστικές εργασίες, όπως ενέσεις, για να αποφευχθούν μελλοντικά προβλήματα διάβρωσης. Επίσης θραύση ή αποφλοιώση του σκυροδέματος, που να απαιτεί την αντικατάσταση ακατάλληλων τμημάτων. Η εδαφική διέγερση που μπορεί να προκαλέσει απόκριση που αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών, πρέπει να έχει μικρή πιθανότητα εμφάνισης στη διάρκεια ζωής του κτιρίου, ενώ μετά από αυτόν τον σεισμό, το κτίριο αναμένεται να επισκευαστεί επιτυχώς και να αποκατασταθεί πλήρως η λειτουργία του.

Σύμφωνα με τον SEAOC 1995 τα κτίρια πρέπει να μελετώνται ανάλογα με τον σκοπό της λειτουργίας και της χρήσης τους, ώστε να ικανοποιούν τους σκοπούς που φαίνονται στο σχήμα 3.6:



Σχ.3.6 Πίνακας σεισμικού σχεδιασμού με στάθμες επιτελεστικότητας SEAOC (1995)

Στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, υιοθετούνται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας που ονομάζονται «οριακές καταστάσεις» και είναι οι εξής:

- *Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών* (Limit state of damage limitation)
- *Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών* (Limit state of significant damage)
- *Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης* (Limit state of near collapse)

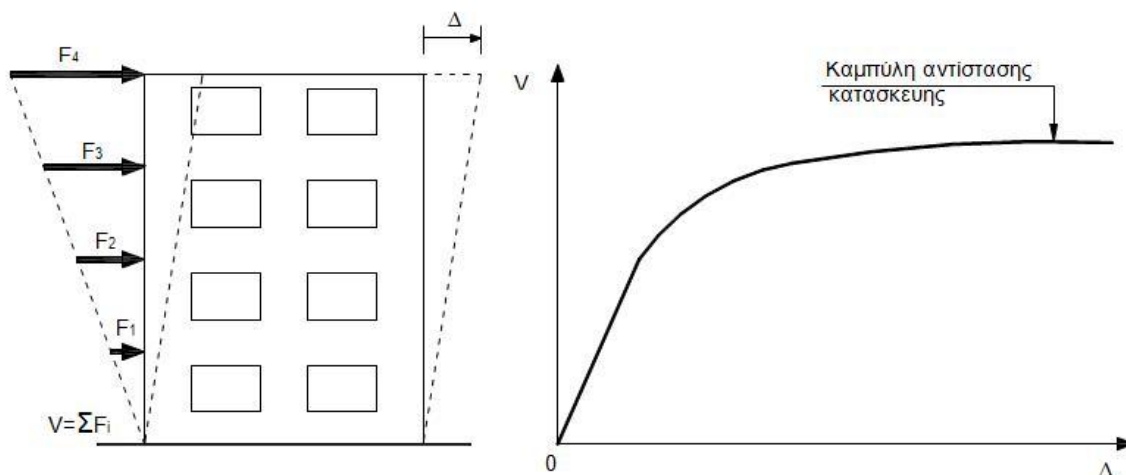
Η πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας, *Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών*, η οποία αντιστοιχεί στη *στάθμη Άμεση χρήση*, αλλά δεν ταυτίζεται ακριβώς, αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Κατά την κατάσταση αυτή, ο φέρον οργανισμός του κτιρίου εμφανίζει μικρές μόνο βλάβες, με τα στοιχεία του να μην έχουν μπει σημαντικά στη μετελαστική περιοχή και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Οι παραμένουσες παραμορφώσεις, κυρίως σε επίπεδο σχετικών μετακινήσεων ορόφων, είναι ασήμαντες και ο φέρον οργανισμός δε χρειάζεται επισκευή. Τα μη-φέροντα στοιχεία μπορεί να εμφανίζουν διάσπαρτη ρηγμάτωση, αλλά οι βλάβες τους μπορούν να επισκευαστούν με χαμηλό κόστος. Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη *Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών* συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 72 χρόνια (50% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) ενώ η στάθμη *Περιορισμού βλαβών* με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια). Στο σημείο αυτό να τονιστεί ότι η *Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών*, δεν πρέπει να συγχέεται με τη στάθμη επιτελεστικότητας «περιορισμού βλαβών» του FEMA-273 (1997) και ο SEAOC (1995) παρόλο που έχουν την ίδια ονομασία.

Η *Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών* του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 ταυτίζεται με τη στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής (Life Safety)*.

Ενώ η *Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης* του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 ταυτίζεται με τη στάθμη επιτελεστικότητας *Οιονεί Κατάρρευση (Structural Stability)*.

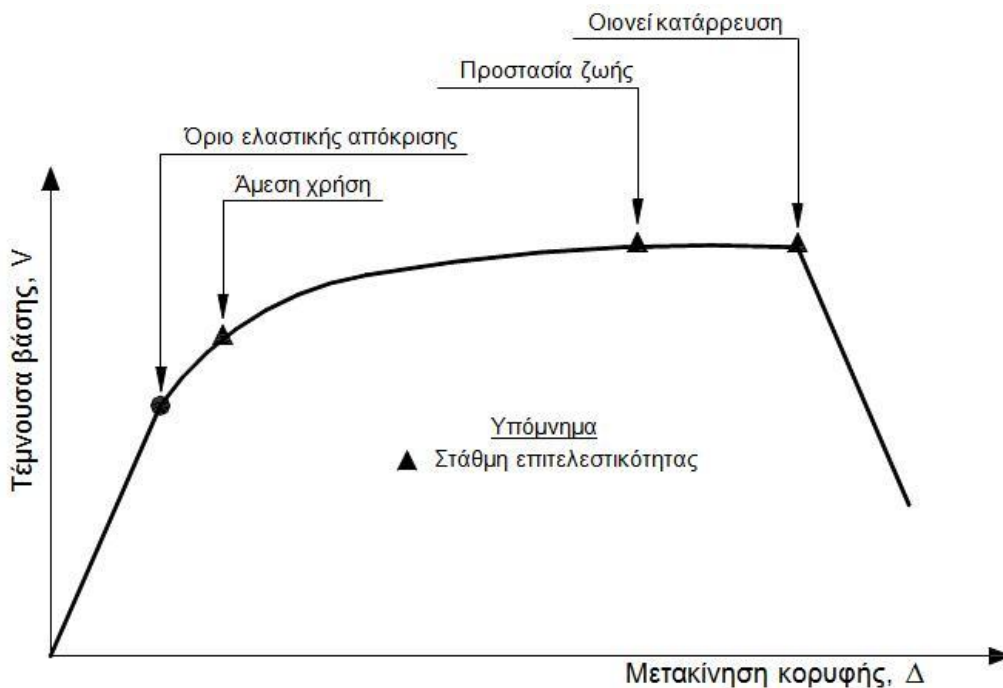
3.4 ΚΑΜΠΥΛΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (CAPACITY CURVE)

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία Pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



Σχ. 3.7 Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής έπεται του προσδιορισμού των διαγραμμάτων $F-\delta$ των στοιχείων και του καθορισμού των σταθμών επιτελεστικότητας σε αυτά. Έτσι είναι δυνατός ο προσδιορισμός των σημείων της καμπύλης αντίστασης, που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Ενδεικτικά παρουσιάζονται στο σχήμα 3.8:



Σχ. 3.8 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης είναι μια σύνθετη διαδικασία που απαιτεί καλή κρίση από το μηχανικό. Αυτό οφείλεται στο ότι 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. Μια κατασκευή αποτελείται από ένα μεγάλο αριθμό στοιχείων κι έτσι ενδέχεται κάποιο ποσοστό αυτών να έχει φτάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, ενώ η κατασκευή στο σύνολό της να μην έχει περάσει αυτή τη στάθμη. Η συμβολή του μηχανικού έγκειται στην αξιολόγηση και την ιεράρχηση της σημασίας των βλαβών κάποιου στοιχείου στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

Σε αυτό το πνεύμα γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, ώστε να βοηθηθεί ο μηχανικός σε τέτοιου είδους κρίσεις. Γενικώς, ως πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ όλα τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα υπάρχει και στο βασικό κείμενο του Ευρωκώδικα 8 και εφαρμόζεται και στον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών με τη μέθοδο των δυνάμεων.

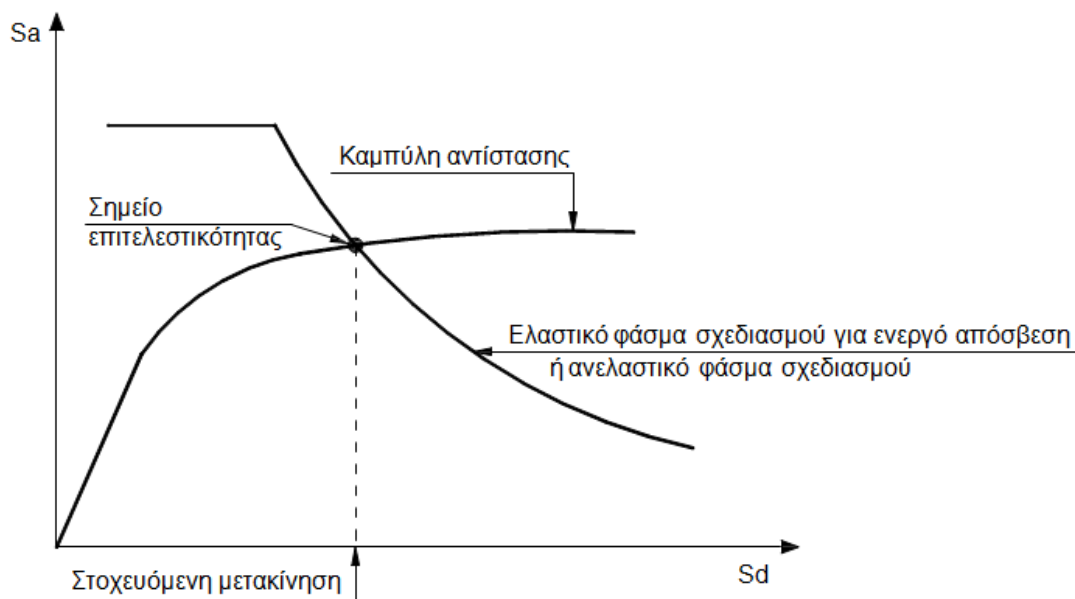
Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι γενικώς μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων. Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης αντοχής προκύψει ότι ένα μικρό μόνο ποσοστό των στοιχείων της κατασκευής υπερβαίνει μία στάθμη επιτελεστικότητας, ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα, αυξάνοντας έτσι το όριο της παραμόρφωσης της

κατασκευής που αντιστοιχεί σε αυτό το επίπεδο επιτελεσματικότητας. Για παράδειγμα, είναι γνωστό ότι οι δοκοί που συνδέουν συζευγμένα τοιχώματα υφίστανται σημαντικές βλάβες ακόμη και για σχετικά μικρές παραμορφώσεις της κατασκευής, χωρίς όμως αυτό να επηρεάζει την ικανότητα της κατασκευής να παραλάβει σεισμικά φορτία. Επομένως, οι δοκοί σύζευξης μπορούν να οριστούν ως δευτερεύοντα στοιχεία.

3.5 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ

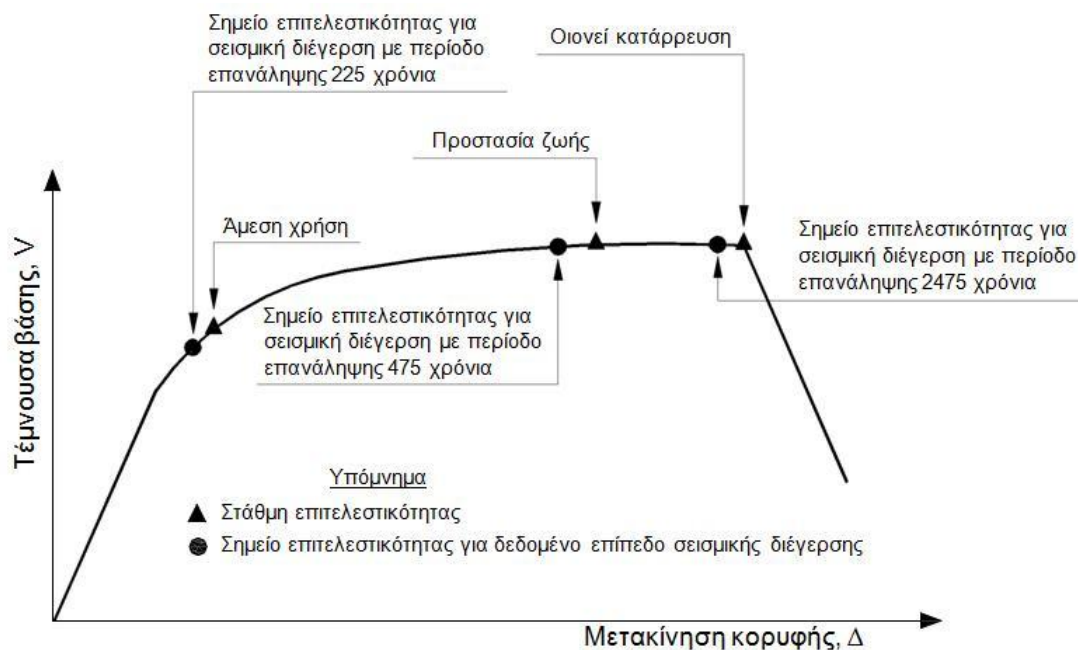
3.5.1 Εισαγωγή

Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού αυτής της μετακίνησης είναι με μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μέθοδος αυτή, όμως, απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο, ενώ τα αποτελέσματα δεν είναι κατ' ανάγκη αξιόπιστα, επειδή εξαρτώνται από την επιλογή της σεισμικής διέγερσης. Γι' αυτό και απαιτούνται πολλές τέτοιες επιλύσεις με σεισμικές διεγέρσεις διαφορετικών χαρακτηριστικών. Ως μία απλοποίηση του προβλήματος, η μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί με προσεγγιστικές μεθόδους (π.χ. μέθοδος των συντελεστών) ή με στατική μη-γραμμική ανάλυση (Pushover), η ακρίβεια όμως των αποτελεσμάτων είναι αμφισβητήσιμη. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές μεθοδολογίες εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (adaptive pushover) κ.α.



Σχ. 3.9 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη αντίστασης το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος σχήμα 3.10. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.



Σχ. 3.10 Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας

Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης $F-\delta$ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία, στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας, πρέπει να ενισχυθούν και η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.

3.5.2 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, όταν δεν γίνονται μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, η στοχευόμενη μετακίνηση, που αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική διέγερση με δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, μπορεί να υπολογιστεί με εφαρμογή προσεγγιστικών μεθόδων, όπως η μέθοδος των συντελεστών και η στατική μη-γραμμική ανάλυση.

Η ακρίβεια που επιτυγχάνεται με αυτές τις μεθόδους δεν είναι γενικά ικανοποιητική. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ' ύψος. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος. Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν την ελαστική μετακίνηση με την ανελαστική.

Στην επόμενη σελίδα παρουσιάζεται η γενική διαδικασία αποτίμησης σεισμικής συμπεριφοράς σε διάγραμμα ροής

Ελαστικές
Αναλύσεις
π.χ. διαδικασία
κανονισμών

Απλοποιημένες
μη γραμμικές
αναλύσεις

Άλλες μη γραμμικές
αναλύσεις
π.χ. Εν χρόνω
αναλύσεις

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ

Επιλογή προσομοιωμάτων για τη συνολική προσομοίωση της κατασκευής

Προσομοίωση

Χάραξη της καμπύλης αντίστασης

Δείχνει την οριζόντια μετακίνηση της κατασκευής υπό την επιβολή οριζόντιων δυνάμεων. Η διαδικασία είναι ανεξάρτητη από τη μέθοδο υπολογισμού της

Στοιχείο δοκού

Πεπερασμένο στοιχείο

Στοιχείο δοκού-υποστυλώματος

δ_{οροφής}

Τέμνουσα βάσης, V

μετακίνηση, δ

ΑΠΑΙΤΗΣΗ

Υπολογίζεται η σεισμική απαίτηση με κάποια μέθοδο (όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2 κτλ.)

Η σεισμική απαίτηση καθορίζεται με τη μορφή φάσματος απόκρισης.

Το ελαστικό φάσμα μειώνεται για να τμήσει την καμπύλη αντίστασης και να καθορίσει το σημείο επιτελεστικότητας

Μείωση της απαίτησης βάσει της ανελαστικής ικανότητας του

Καμπύλη αντίστασης

Φάσμα απαίτησης

Σημείο επιτελεστικότητας

S_a

a_p

δ_p

S

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Χρησιμοποιώντας τη στοχευόμενη μετακίνηση που προκύπτει από το σημείο επιτελεστικότητας, συγκρίνονται η ολική απαίτηση της κατασκευής και οι παραμορφώσεις των μεμονωμένων μελών. Έτσι ελέγχεται η συμπεριφορά, ανάλογα με την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας.

Στοχευόμενη μετακίνηση,

Ροπή

Αστοχία μέλους

Στροφή μέλους

Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο Διαγράμματος Ικανότητας, τη μεθοδολογία ATC-40, τη μέθοδο N2 και τη μέθοδο των συντελεστών. Σε όλες τις μεθόδους, η μετακίνηση της κατασκευής υπολογίζεται από τη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

3.5.2.1 Ισοδύναμο Μονοβάθμιο Σύστημα

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης. Για την κατανομή των φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Γενικά, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των φορτίων στους ορόφους γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum_j m_j \varphi_j} \quad (3.1)$$

Όπου $V = \sum F_i$ είναι η τέμνουσα βάσης. Οι συντελεστές φ_i δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της 1ης ιδιομορφής. Σημειώνεται όμως, ότι αντί της 1ης ιδιομορφής θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συνήθως, οι τιμές των φ_i κανονικοποιούνται έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με μονάδα: $\varphi_{top} = 1$.

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση (3.1) και $\varphi_{top} = 1$, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^* \quad (3.2)$$

Όπου

Q^* = μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^* , μετακίνηση δ^*)

Q = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης V , μετακίνηση κορυφής Δ)

Γ = συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (3.3)$$

Ο αριθμητής της παραπάνω σχέσης ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή,

$$m^* = \sum m_i \varphi_i \quad (3.4)$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασηματισμού [σχέση (3.2)], η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβαθμίου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβαθμίου δεν ισούται με την 1η ιδιοπερίοδο του πολυβαθμίου, ακόμη και εάν οι συντελεστές φ_i ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1ου ιδιοδιανύσματος.

Η σχέση (3.2) χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του κτηρίου σε φάσμα αντίστασης (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) μορφή του σχήματος 3.9.

Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = \frac{V}{a \cdot m_{ολ}} \quad (3.5)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \text{ή} \quad S_a = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}} \quad \text{εαν} \quad \varphi_{top} \neq 1 \quad (3.6)$$

Όπου

V = τέμνουσα βάσης πολυβάθμιου

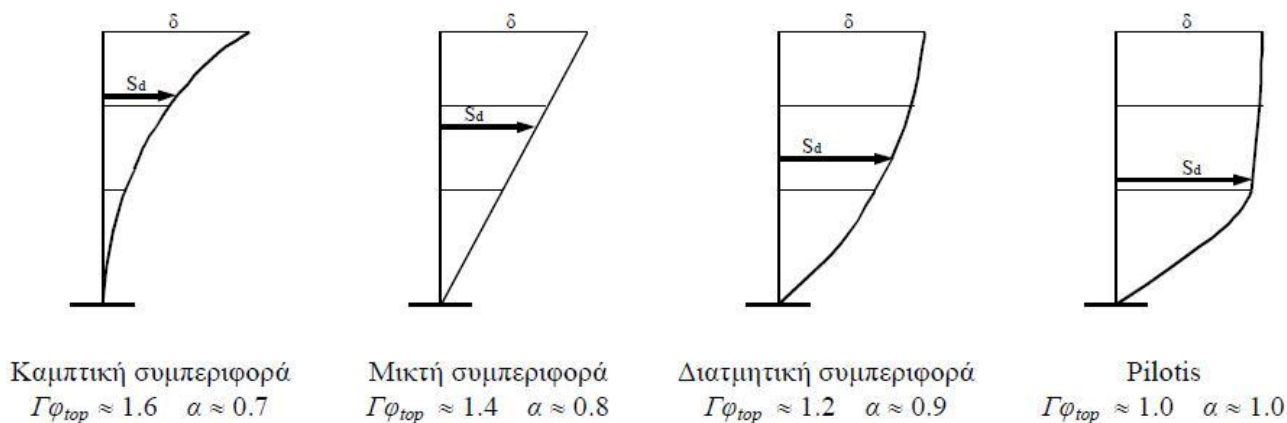
$m_{ολ}$ = συνολική μάζα πολυβάθμιου

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

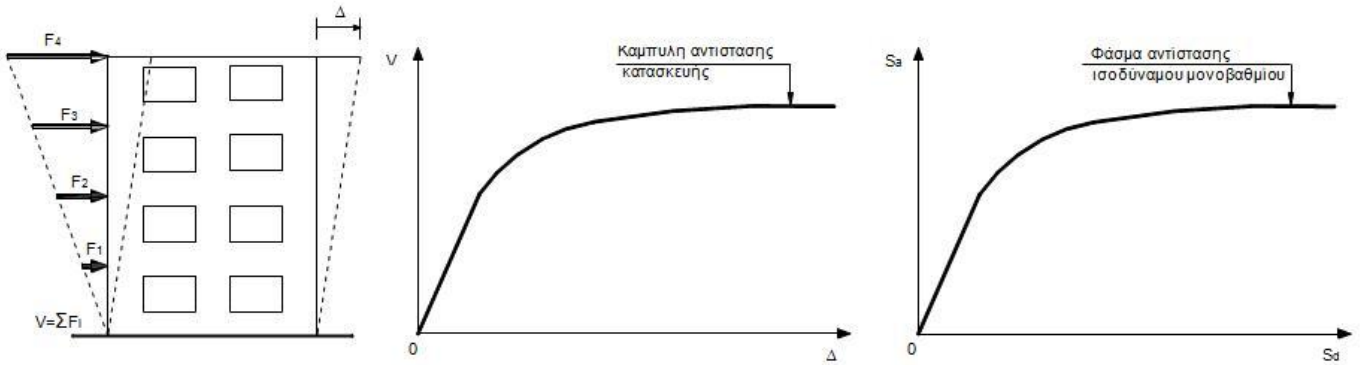
$$\alpha = \frac{[\sum m_i \varphi_i]^2}{m_{ολ} \cdot \sum m_i \cdot \varphi_i^2} = \frac{\Gamma \cdot \sum m_i \varphi_i}{m_{ολ}} = \Gamma \cdot \frac{m^*}{m_{ολ}} \quad (3.7)$$

Δ = μετακίνηση κορυφής

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτηρίων παρουσιάζονται στο σχήμα 3.11.



Σχ. 3.11 Τιμές συντελεστή α για χαρακτηριστικούς τρόπους συμπεριφοράς



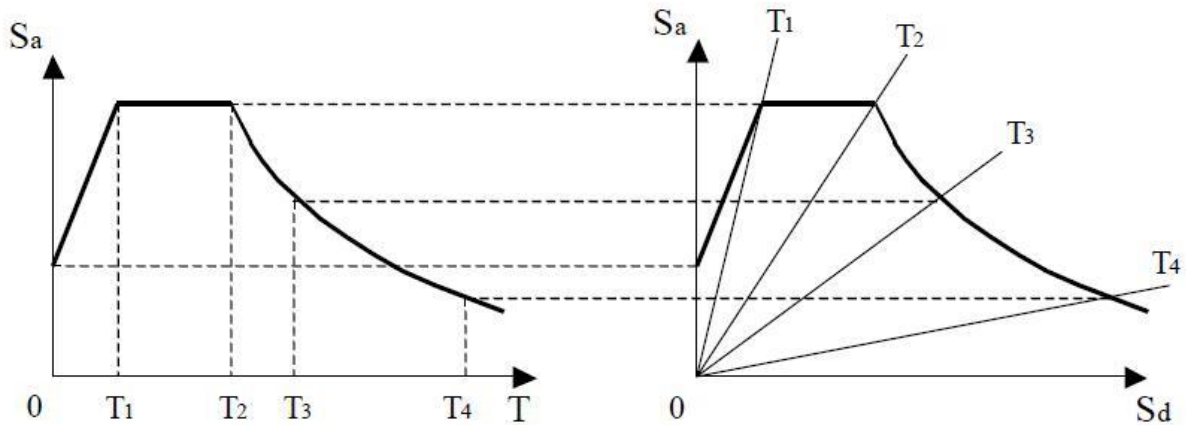
Σχ. 3.12 Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε ADRS μορφή

3.5.2.2 Μεθοδολογία ATC-40

Στον ATC-40 προτείνονται τρεις μεθοδολογίες υπολογισμού με παραπλήσια αποτελέσματα. Παρακάτω περιγράφεται με βήματα η διαδικασία υπολογισμού της πρώτης μεθοδολογίας, η οποία είναι και η περισσότερο αναλυτική, σε αντίθεση με την τρίτη, η οποία είναι γραφική.

Βήμα 1: Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για ζ=5% στο πεδίο επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή ADRS).

Η διαδικασία μετατροπής είναι απλή και φαίνεται στο σχήμα 3.13:



Κλασική μορφή φάσματος

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot S_d$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a$$

ADRS μορφή φάσματος

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Ακτινικές γραμμές από το (0,0) έχουν σταθερή περίοδο

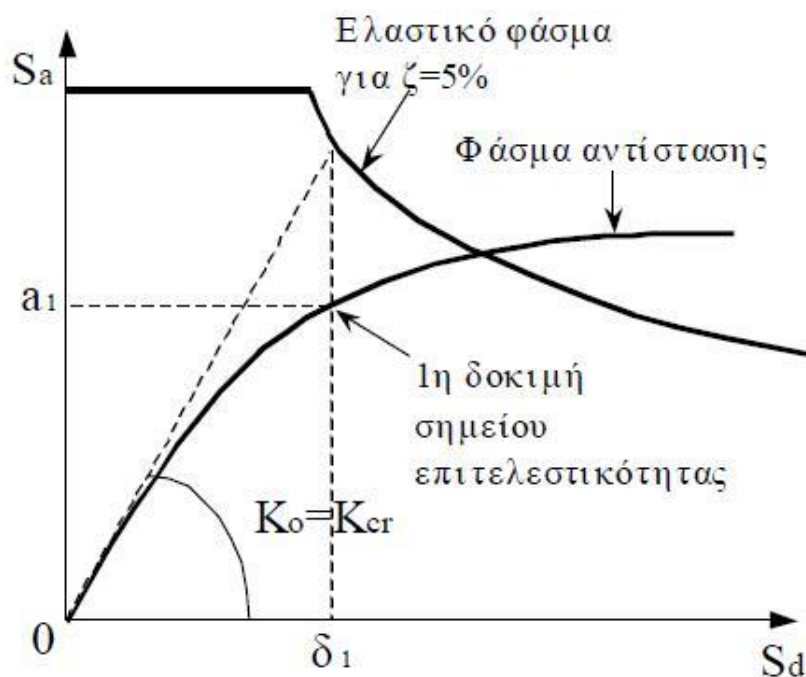
Σχ. 3.13 Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε ADRS μορφή

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

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης θεωρώντας κατανομή των φορτίων καθ' ύψος συμβατή με την αναμενόμενη μορφή μετακινήσεων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Στη συνέχεια, η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος.

Βήμα 3: Εύρεση 1^{ου} σημείου δοκιμών σχήμα 3.14.

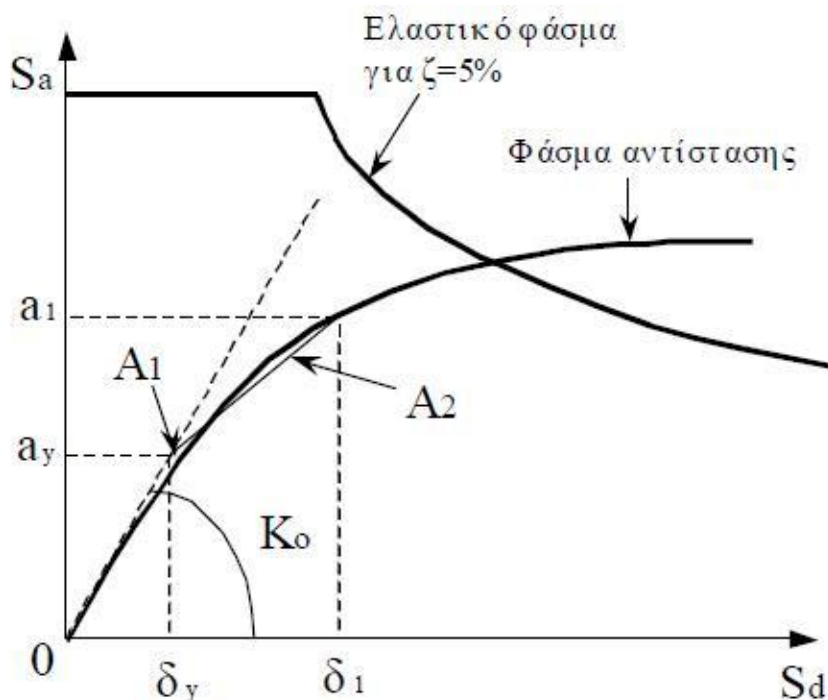
Στην παρακάτω διαδικασία, για λόγους απλοποίησης, τα μεγέθη (μετακίνηση, επιτάχυνση) που αφορούν στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα παρουσιάζονται χωρίς αστερίσκο.



Σχ. 3.14 Εύρεση πρώτου σημείου δοκιμών

Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\zeta = 5\%$ υπολογίζεται η μετακίνηση δ_1 για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση δ_1 υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα αντίστασης και η αντίστοιχη επιτάχυνση a_1 . Η μετακίνηση δ_1 είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.

Βήμα 4: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος αντίστασης σχήμα 3.15.



Σχ. 3.15 Κατασκευή διγραμμικού φάσματος αντίστασης

Από το 1^ο σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά A_1 και A_2 να είναι περίπου ίσα και ορίζουμε το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς και η προβολή του στους άξονες S_a και S_d ορίζει την επιτάχυνση διαρροής, a_y και τη μετακίνηση διαρροής, δ_y αντίστοιχα.

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργού απόσβεσης

Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{ελ} + \zeta_{υστ} \quad (3.8)$$

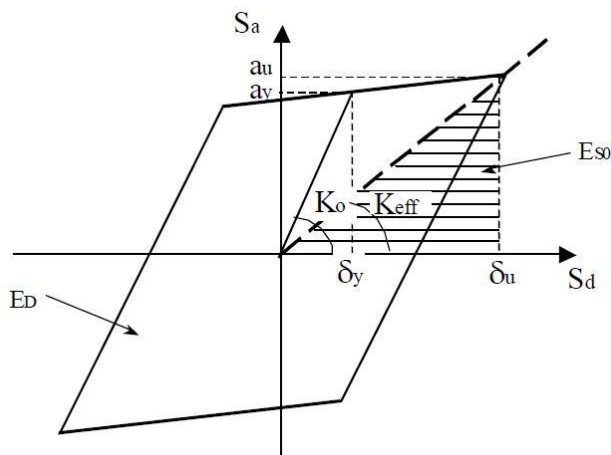
όπου:

$\zeta_{ελ}$ = απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά (= 0.05 για Ω.Σ.)

$\zeta_{υστ}$ = υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς.

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση του Chorga (1995), η οποία βασίζεται στη σχέση των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος:

$$\zeta_{υστ} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}} \Rightarrow \zeta_{υστ} = \frac{0,637 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u} \quad (3.9)$$



Σχ. 3.16 Υπολογισμός υστερητικής απόσβεσης κατά Choppa

Η σχέση του Choppa υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάσιμη συμπεριφορά. Γι' αυτό, στο ATC-40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή κ , ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση. Οι τύποι συμπεριφοράς δίνονται στον πίνακα 3.3 και οι συντελεστές κ στον πίνακα 3.4.

Θέτοντας στη σχέση (3.9) $a_u = a_1$ και $\delta_u = \delta_1$ προκύπτει:

$$\zeta_{eff} (\%) = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (a_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1} \quad (3.10)$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση $\zeta = \zeta_{eff}$ με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για $\zeta = 5\%$ με τους συντελεστές SR_A και SR_V σχήμα 3.17:

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3,21 - 0,68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2,12} \quad (3.11)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2,31 - 0,41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1,65} \quad (3.12)$$

Πίνακας 3.3 Τύποι συμπεριφοράς κτηρίων.

Διάρκεια σεισμού	Νέες, καλές αντισεισμικές κατασκευές	Μέτριες αντισεισμικά κατασκευές	Φτωχές αντισεισμικά κατασκευές
Μικρή (κοντά στο επίκεντρο)	A	B	C
Μεγάλη (μακριά από επίκεντρο, γενικώς για ζώνες III & IV)	B	C	C

Βήμα 6: Έλεγχος σύγκλισης.

Η μέθοδος βασίζεται σε μία επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση.

Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτευχθεί εάν:

$$0,95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1,05 \cdot \delta_1 \quad (3.13)$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, θέτουμε $a_1 = a_2$ και $\delta_1 = \delta_2$ και επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία από το 5^ο βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση δ_2 αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (στοχευόμενη μετακίνηση).

Βήμα 7: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής.

Η μετακίνηση της κορυφής, Δ , που αντιστοιχεί στη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται από τη σχέση (3.6), επιλύοντας ως προς Δ και θέτοντας $S_d = \delta^*$.

3.5.2.3 Μέθοδος N2

Η μέθοδος N2 προτάθηκε από τον Fajfar (1996) και βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν το συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα. Έτσι, αντί να χρησιμοποιούνται ελαστικά φάσματα για την ισοδύναμη απόσβεση που αντιστοιχεί στην αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα, όπως γίνεται στη μεθοδολογία ATC-40, υπολογίζεται απ' ευθείας η ανελαστική επιτάχυνση. Η ανελαστική φασματική επιτάχυνση, S_α , συνδέεται με την αντίστοιχη ελαστική, S_{ae} , με τη σχέση:

$$S_\alpha = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.14)$$

όπου R_μ είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς (reduction factor) λόγω της ανελαστικής απόκρισης. Σημειώνεται ότι ο όρος R_μ αντιστοιχεί στο συντελεστή συμπεριφοράς χωρίς να λαμβάνεται υπόψη υπεραντοχή, δηλαδή στον όρο q_d κατά ΕΑΚ2000. Υπενθυμίζεται ότι στον ΕΑΚ2000 ο συντελεστής συμπεριφοράς q ορίζεται ως: $q = q_0 \cdot q_d$, όπου q_0 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής.

Αντίστοιχα, η ανελαστική φασματική μετακίνηση, S_d , συνδέεται με τη μετακίνηση διαρροής, S_{dy} , με τη σχέση:

$$S_d = \mu \cdot S_{dy} \quad (3.15)$$

Για ένα ελαστικό – τελείως πλαστικό σύστημα (δηλ. χωρίς κράτυνση), ισχύει $S_\alpha = S_{ay}$, όπου S_{ay} , η επιτάχυνση διαρροής. Επειδή $S_{ae} = \omega^2 \cdot S_{de}$ και $S_{ay} = \omega^2 \cdot S_{dy}$, όπου ω είναι η ιδιοπερίοδος του ελαστικού συστήματος, οι εξισώσεις (3.14) και (3.15) οδηγούν στην παρακάτω σχέση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής μετακίνησης:

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (3.16)$$

Στη βιβλιογραφία υπάρχουν πολλοί εμπειρικοί τύποι που δίνουν τη σχέση μεταξύ της πλαστιμότητας, μ , και του συντελεστή συμπεριφοράς, R_μ . Στις εργασίες του Fajfar χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \quad \text{για } T \leq T_0 \quad (3.17\alpha)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{για } T \geq T_0 \quad (3.17\beta)$$

Όπου

$$T_0 = 0,65 \cdot \mu^{0,3} \cdot T_c \leq T_c \quad (3.18)$$

Στην παραπάνω σχέση, T είναι η ιδιοπερίοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή και T_c η χαρακτηριστική περίοδος της εδαφικής κίνησης. Για φάσματα σχεδιασμού της μορφής του ΕΑΚ2000 ή του EC8, η περίοδος T_c ορίζεται συνήθως από το σημείο τομής του τμήματος που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος), δηλαδή $T_c = T_2$ κατά ΕΑΚ2000 και $T_c = T_c$ κατά EC8.

Η εξίσωση (3.17β) δηλώνει ότι για μεσαίες και μεγάλες περιόδους ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων, δηλαδή ότι η μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος είναι ίση με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού με την ίδια περίοδο. Για κατασκευές με μικρές περιόδους, η ισότητα αυτή δεν ισχύει, όπως δηλώνει η εξίσωση (3.17α). Η περίοδος T_0 , που καθορίζει το όριο μεταξύ των περιοχών ισχύος κάθε εξίσωσης, εξαρτάται από την πλαστιμότητα, όπως φαίνεται από τη σχέση (3.18). Η περίοδος T_0 δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από τη χαρακτηριστική περίοδο του φάσματος σχεδιασμού, T_c .

Επειδή η εξάρτηση της περιόδου T_0 από την πλαστιμότητα απαιτεί επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό του σημείου επιτελεστικότητας, προτείνεται η απλοποίηση:

$$T_0 = T_c \quad (3.19)$$

η οποία είναι μία συντηρητική παραδοχή που δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

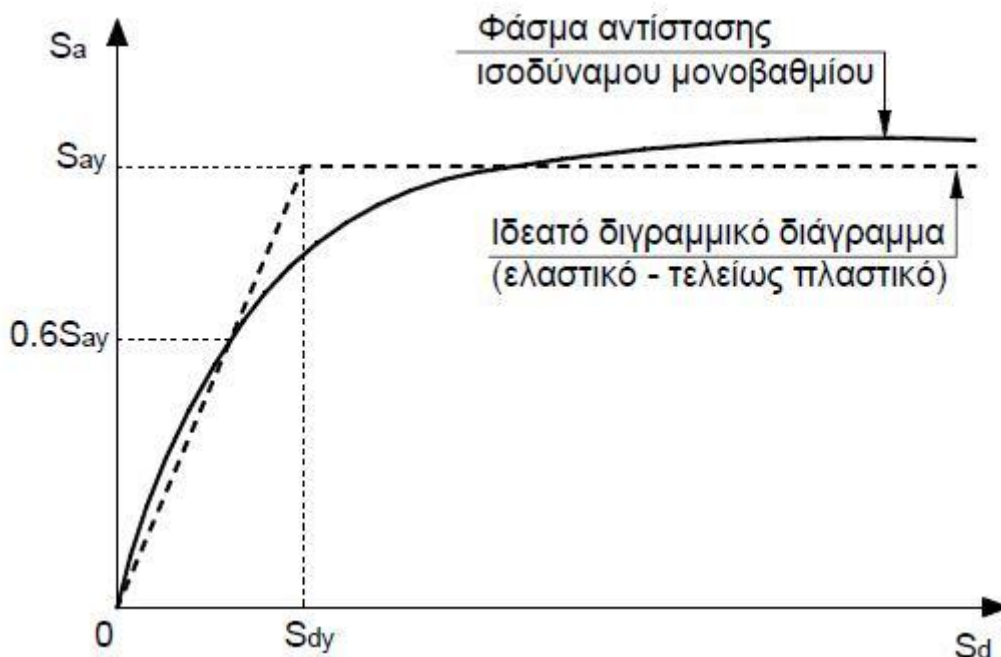
Η μέθοδος σε βήματα περιγράφεται ως εξής:

Βήμα 1: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και του αντίστοιχου φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος σε μορφή ADRS.

Η διαδικασία είναι ίδια με τη μέθοδο ATC-40.

Βήμα 2: Κατασκευή του αντίστοιχου ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος.

Το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, δηλαδή ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Αυτό γίνεται γιατί έχει αποδειχθεί ότι μία συνήθης (μικρή) κράτυνση δεν έχει σημαντική επίδραση στην τιμή της ανελαστικής μετακίνησης.



Σχ. 3.18 Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού φάσματος αντίστασης.

Το διάγραμμα συνήθως κατασκευάζεται με κλίση ελαστικού κλάδου ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στο 60% της επιτάχυνσης διαρροής και έτσι ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα. Από το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης καθορίζονται η επιτάχυνση διαρροής, S_{ay} και η μετακίνηση διαρροής, S_{dy} . Έτσι, για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα η δύναμη διαρροής είναι $F_y^* = m^* \cdot S_{ay}$ και η μετακίνηση διαρροής $\delta_y^* = S_{dy}$.

Στη συνέχεια μπορεί να υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος από τη σχέση:

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}} = \sqrt{\frac{m^* \cdot \delta_y^*}{F_y^*}} \quad (3.20)$$

Βήμα 3: Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Για την περίοδο T^* υπολογίζονται η ελαστική επιτάχυνση, S_{ae} και η ελαστική μετακίνηση, S_{de} , από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με: $R_\mu = S_{ae}/S_{ay}$.

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις:

(α) Εάν $T^* \geq T_0$, η ανελαστική μετακίνηση ισούται με την ελαστική και επομένως:

$$\delta^* = S_d = S_{de} \quad (3.21)$$

Η χαρακτηριστική περίοδος, T_0 , υπολογίζεται από την (3.18) ή την απλοποιημένη (3.19). Σε αυτή την περίπτωση, $\mu = R_\mu$.

(β) Εάν $T^* < T_0$, η πλαστιμότητα, μ , υπολογίζεται από το συντελεστή

συμπεριφοράς, R_μ , από τη σχέση (3.17α), η οποία δίνει:

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_0}{T^*} + 1 \quad (3.22)$$

Εάν για τον υπολογισμό της T_0 χρησιμοποιηθεί η σχέση (3.18), απαιτείται επαναληπτική διαδικασία, ενώ εάν ο υπολογισμός γίνει σύμφωνα με την απλοποιημένη σχέση (3.19), ο υπολογισμός του μ είναι άμεσος, χωρίς να απαιτούνται επαναλήψεις. Μετά τον υπολογισμό της πλαστιμότητας, η ανελαστική μετακίνηση προκύπτει από τη σχέση:

$$\delta^* = S_d = \mu \cdot S_{dy} \quad (3.23)$$

Και στις δύο περιπτώσεις, η ανελαστική μετακίνηση αντιστοιχεί στο σημείο τομής του διγραμμικού φάσματος αντίστασης με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα μ . Σημειώνεται ότι με την παραπάνω διαδικασία υπολογίζεται η μετακίνηση χωρίς να χρειάζεται να κατασκευαστεί το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού.

Βήμα 4: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής.

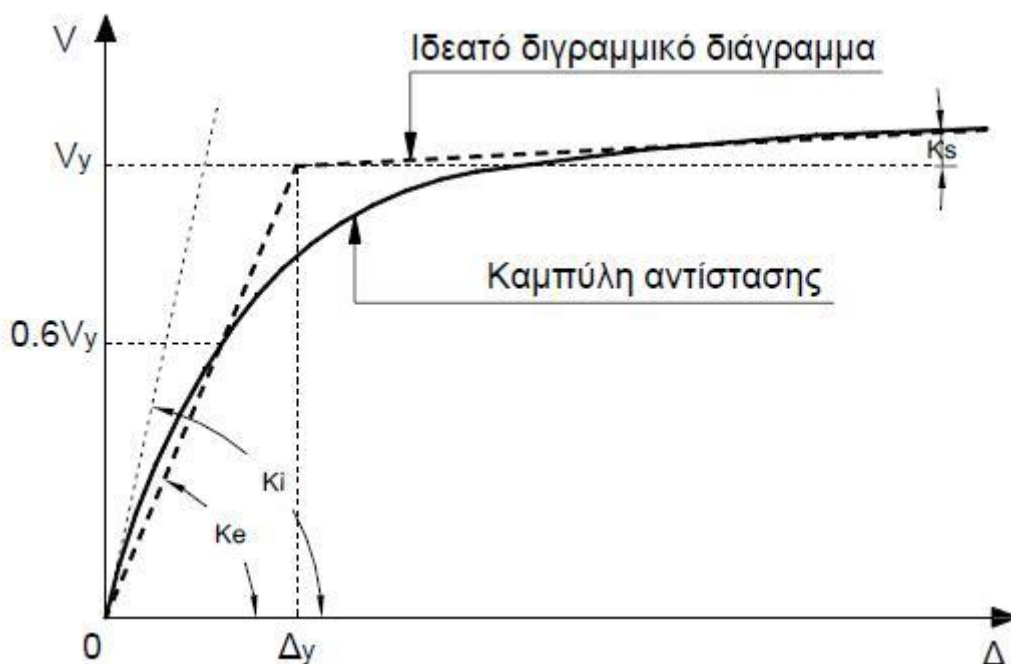
Όπως και στη μέθοδο ATC-40, η μετακίνηση της κορυφής, Δ , που αντιστοιχεί στη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη σχέση (3.6), με αντικατάσταση της S_d με τη δ^* .

3.5.2.4 Μέθοδος των συντελεστών

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής με τη μέθοδο των συντελεστών περιγράφεται στη FEMA 356 και τον ATC-40. Και αυτή η μέθοδος βασίζεται στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, το οποίο όμως χρησιμοποιείται χωρίς να αναφέρεται ρητά.

Βήμα 1: Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος για την καμπύλη αντίστασης.

Για την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται κατ' αρχήν η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε διγραμμικό διάγραμμα. Σε αντίθεση με τη μέθοδο N2, η κλίση του μετελαστικού κλάδου δεν λαμβάνεται μηδενική, αλλά έχει τιμή K_s . Ο τρόπος κατασκευής του διγραμμικού διαγράμματος είναι παρόμοιος με αυτόν της μεθόδου N2 με μικρή διαφοροποίηση. Στον ATC-40 προτείνεται η εξής διαδικασία (βλ. σχήμα 3.19):



Σχ. 3.19 Κατασκευή ιδεατής διγραμμικής απεικόνισης της καμπύλης αντίστασης

Κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος, ορίζοντας τη δυσκαμψία, K_S , κατά την κρίση του μηχανικού, και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο που η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια. Ορίζεται η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία, K_e , από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη αντίστασης που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής, V_y . Επειδή αυτή η τιμή δεν είναι γνωστή εκ των προτέρων, απαιτούνται κάποιες δοκιμές. Ορίζεται η τέμνουσα διαρροής, V_y , από το σημείο τομής των ευθειών με κλίση K_e και K_S , που αντιστοιχούν στον ελαστικό και τον μετελαστικό κλάδο αντίστοιχα.

Βήμα 2: Υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, T_e .

Από δυναμική ανάλυση υπολογίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής στη διεύθυνση που εξετάζεται, λαμβάνοντας υπόψη την ελαστική δυσκαμψία, K_i (βλ. σχήμα 3.19). Για να υπολογίσουμε την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, που αντιστοιχεί σε δυσκαμψία K_e , χρησιμοποιούμε τη σχέση:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.24)$$

Βήμα 3: Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης, Δ_t .

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κορυφής που αντιστοιχεί σε δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (target displacement) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (3.25)$$

Οι τιμές των παραμέτρων ορίζονται παρακάτω σύμφωνα με FEMA 356.

C_0 = Συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση της κορυφής, Δ , με τη φασματική μετακίνηση, S_d . Ισχύει: $\Delta = \Gamma \cdot S_d \cdot \varphi_{top}$, όπου Γ ο συντελεστής συμμετοχής σύμφωνα με τη σχέση (3.3). Άρα, $C_0 = \Gamma \cdot \varphi_{top}$. Εάν $\varphi_{top} = 1$, τότε $C_0 = \Gamma$. Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμμετοχής μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές φ_i που αντιστοιχούν στην 1η ιδιομορφή ή οι τιμές που αντιστοιχούν στην παραμόρφωση του κτηρίου όταν συμβαίνει η στοχευόμενη μετακίνηση. Εναλλακτικά, η τιμή του συντελεστή C_0 μπορεί να λαμβάνεται απ' ευθείας από τον Πίνακα 3.6.

Πίνακας 3.6 Τιμές του συντελεστή C_0

Αριθμός ορόφων	Διατμητικά κτήρια		Λοιπά κτήρια
	Τριγωνική κατανομή φορτίων	Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων	Οποιαδήποτε κατανομή φορτίων
1	1,0	1,0	1,0
2	1,2	1,15	1,2
3	1,2	1,2	1,3
5	1,3	1,2	1,4
10+	1,3	1,2	1,5

C_1 = Συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού, σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$C_1 = 1,0 \quad \text{για } T_e \geq T_0 \quad (3.26\alpha)$$

$$C_1 = \frac{1,0 + (R - 1) \cdot \frac{T_S}{T_e}}{R} \quad \text{για } T_e < T_0 \quad (3.26\beta)$$

Επίσης ισχύει: $C_1 \leq 1.5$ για $T_e \leq 1.0$ sec και $C_1 \geq 1.0$.

Στις παραπάνω σχέσεις:

T_S = η περίοδος που ορίζεται από το σημείο τομής του τμήματος του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος), δηλαδή $T_S = T_2$ κατά ΕΑΚ2000 και $T_S = T_C$ κατά EC8.

R = ο συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς τη δύναμη διαρροής, ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \cdot C_m \quad (3.27)$$

S_a = φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, T_e .

V_y = τέμνουσα διαρροής σύμφωνα με τη διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης αντίστασης (σχήμα 3.19).

W = συνολικό βάρος της κατασκευής

C_m = συντελεστής που δηλώνει την ενεργό μάζα σύμφωνα με τον πίνακα 3.7.

Εναλλακτικά, ο συντελεστής C_m μπορεί να λαμβάνεται ίσος με το λόγο της 1^{ns} ιδιομορφικής μάζας προς τη συνολική μάζα.

Πίνακας 3.7 Τιμές του συντελεστή C_m (*)

Αριθμός ορόφων	Πλαισιακά κτήρια από Ω.Σ.	Τοιχωματικά κτήρια από Ω.Σ.	Κτήρια από Ω.Σ. τύπου ανεστρ. εκκρεμούς	Πλαίσια παραλαβής ροπών από χάλυβα	Πλαίσια από χάλυβα με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	Πλαίσια από χάλυβα με έκκεντρους συνδέσμους	Άλλος τύπος
1-2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3+	0,9	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	1,0

(*) $C_m = 1,0$ για $T_e > 1,0sec$

C_2 = Διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι τιμές του C_2 για διάφορους τύπους συστημάτων και διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας δίνονται στον Πίνακα 3.8. Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή $C_2 = 1,0$.

Πίνακας 3.8 Τιμές του συντελεστή C_2

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0,1sec$		$T_e \geq T_S$	
	Τύπος κτηρίου 1	Τύπος κτηρίου 2	Τύπος κτηρίου 1	Τύπος κτηρίου 2
Άμεση Χρήση	1,0	1,0	1,0	1,0
Προστασία Ζωής	1,3	1,0	1,1	1,0
Οιονεί κατάρρευση	1,5	1,0	1,2	1,0

Επεξήγηση

Τύπος 1: Κατασκευές στις οποίες περισσότερο από το 30% της τέμνουσας σε κάθε όροφο αναλαμβάνεται από οποιονδήποτε συνδυασμό των εξής στοιχείων: Τυπικά πλαίσια παραλαβής ροπών, πλαίσια με μεταλλικούς συνδέσμους, πλαίσια με ημιάκαμπτες συνδέσεις, πλαίσια με μεταλλικούς συνδέσμους που παραλαμβάνουν μόνο εφελκυστικές δυνάμεις, άοπλη τοιχοποιία.

Τύπος 2: Οι κατασκευές που δεν ανήκουν στην κατηγορία 1.

Παρατήρηση: Για ενδιάμεσες τιμές ιδιοπεριόδων γίνεται γραμμική παρεμβολή.

C_3 = Διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση των μετακινήσεων λόγω επιρροής $P-\Delta$, που ορίζεται ως εξής:

$C_3 = 1,0$ για θετική κλίση του μετελαστικού κλάδου ($K_S > 0$)

$C_3 = 1,0 + \frac{|a| \cdot (R-1)^{3/2}}{T_e}$ για αρνητική κλίση του μετελαστικού κλάδου ($K_S < 0$)
 Όπου $a = K_S/K_e$ (βλ. σχήμα 3.19)

Η τιμή του συντελεστή C_3 δεν χρειάζεται να υπερβαίνει την τιμή:

$$C_3 \leq 1,0 + 5 \cdot \frac{\theta - 1}{T_e}$$

Όπου θ = συντελεστής σχετικής μεταθετότητας, ίσος με τη μέγιστη τιμή των αντίστοιχων συντελεστών των ορόφων, θ_i , οι οποίοι ορίζονται από τη σχέση:

$$\theta_i = \frac{P_i \cdot \delta_i}{V_i \cdot h_i} \quad (3.28)$$

Όπου:

P_i = το κατακόρυφο φορτίο του i ορόφου

V_i = η συνολική τέμνουσα δύναμη του i ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση για το σεισμικό συνδυασμό, σύμφωνα με την κλασική ανάλυση

h_i = ύψος του i ορόφου

δ_i = σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση, μετρούμενη στο κέντρο δυσκαμψίας (center of rigidity).

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ

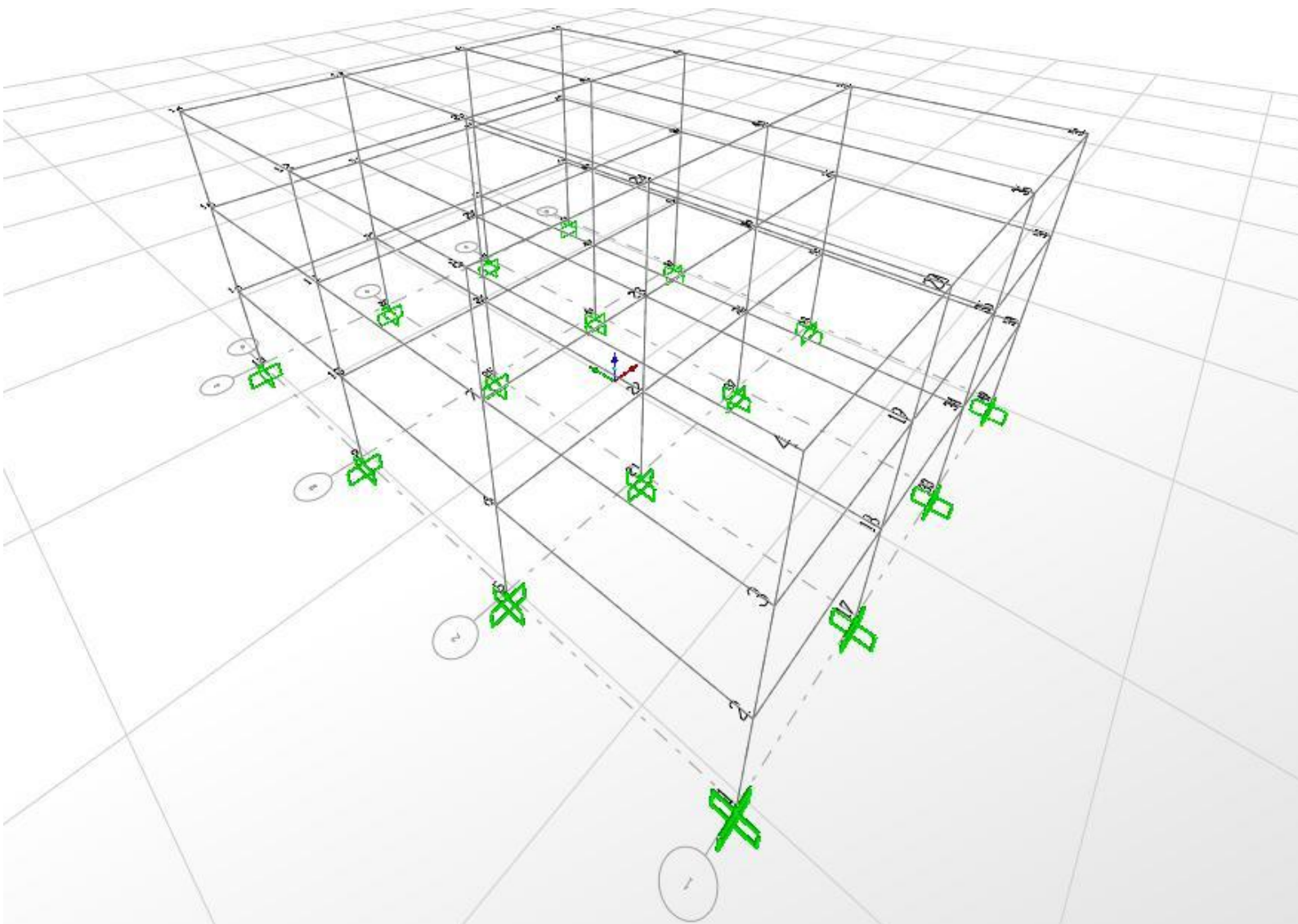
Η μέθοδος N2 πρακτικά ταυτίζεται με τη μέθοδο των συντελεστών, εάν $C_2 = 1.0$ και $C_3 = 1.0$, αφού ισχύει $C_0 = \Gamma$ (για $\varphi_{top} = 1.0$) και $C_1 = \mu/R_\mu$.

4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

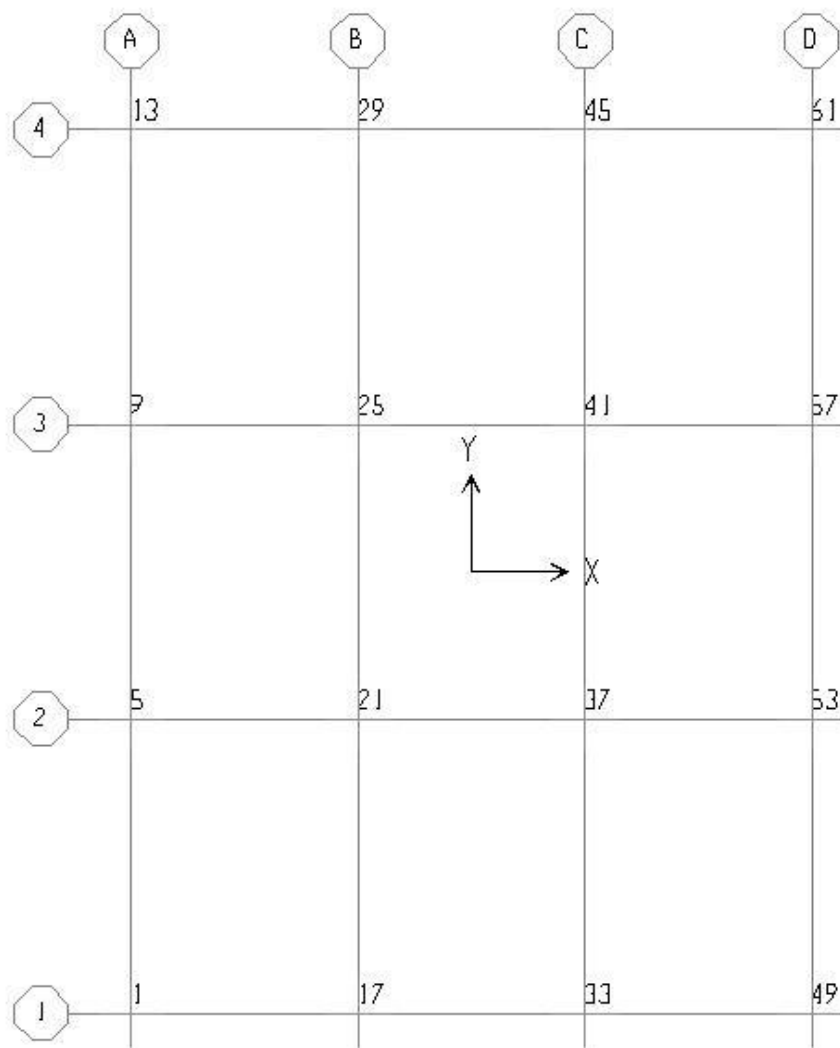
4.1 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Τα κτήρια αναλύονται σαν χωρικά προσομοιώματα, λαμβάνοντας υπόψη τα στοιχεία εκείνα που συμβάλουν στο φέροντα οργανισμό και τη δυσκαμψία του συστήματος. Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει παρουσίαση του αριθμητικού μοντέλου το οποίο προσομοιώθηκε με το πρόγραμμα SAP2000 v.14 χρησιμοποιώντας ραβδωτά στοιχεία (δοκοί-υποστυλώματα) 6 βαθμών ελευθερίας, καθώς και στοιχεία πλακών.

Πρόκειται για ένα τριώροφο μοντέλο κτηρίου πλήρως συμμετρικό (σχήμα 4.1), η κάτοψη του οποίου αποτελείται από δεκαέξι υποστυλώματα ίδιας διατομής (τέσσερα σε κάθε πλευρά καννάβου 15Χ19,5, σχήμα 4.2).

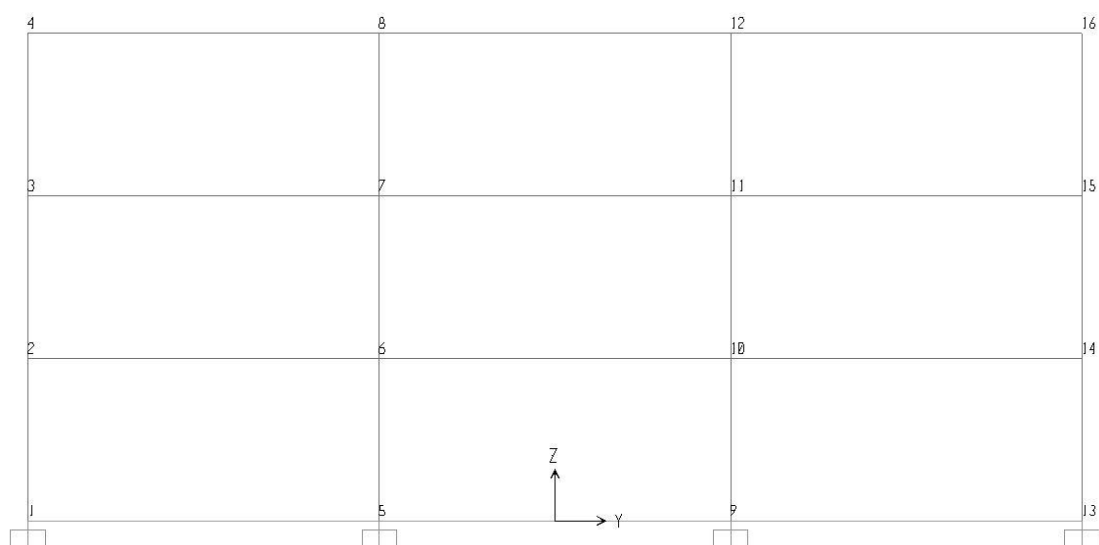


Σχ. 4.1 3-D απεικόνιση αριθμητικού μοντέλου τριώροφου κτηρίου με αρίθμηση των κόμβων

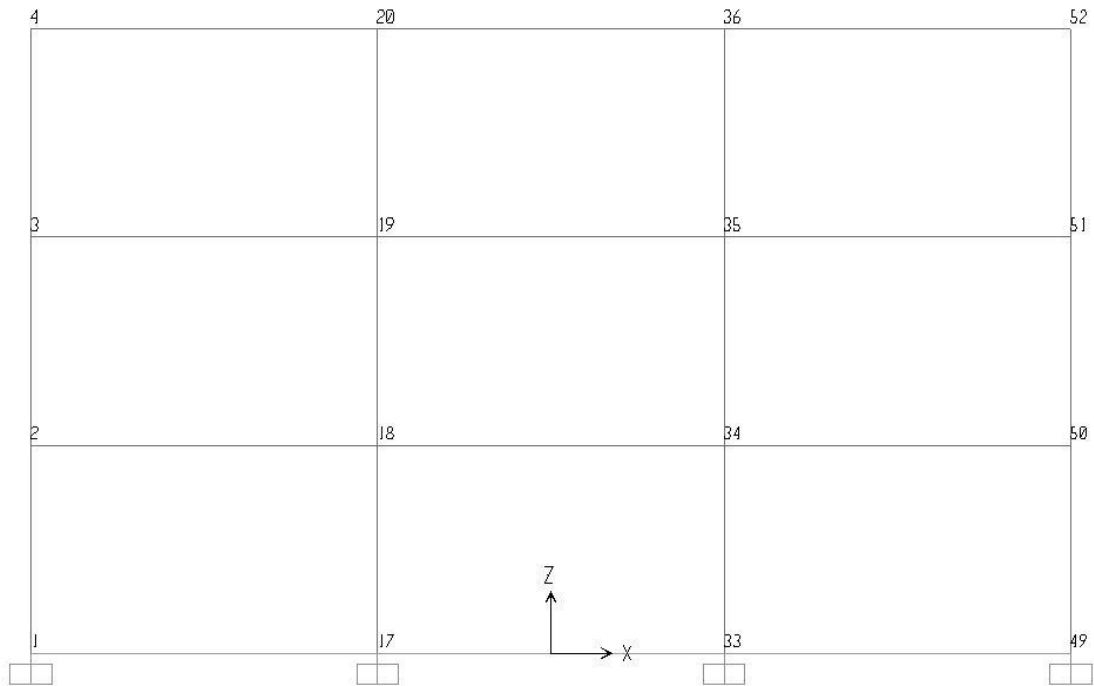


Σχ. 4.2 Κάτοψη κτηρίου στη στάθμη $Z=0$

Στα σχήματα 4.3 και 4.4 παρουσιάζονται οι δύο όψεις του μοντέλου του κτηρίου.



Σχ. 4.3 Όψη κατά τον X άξονα (επίπεδο $Y-Z$)



Σχ. 4.4 Όψη κατά τον Y άξονα (επίπεδο X-Z)

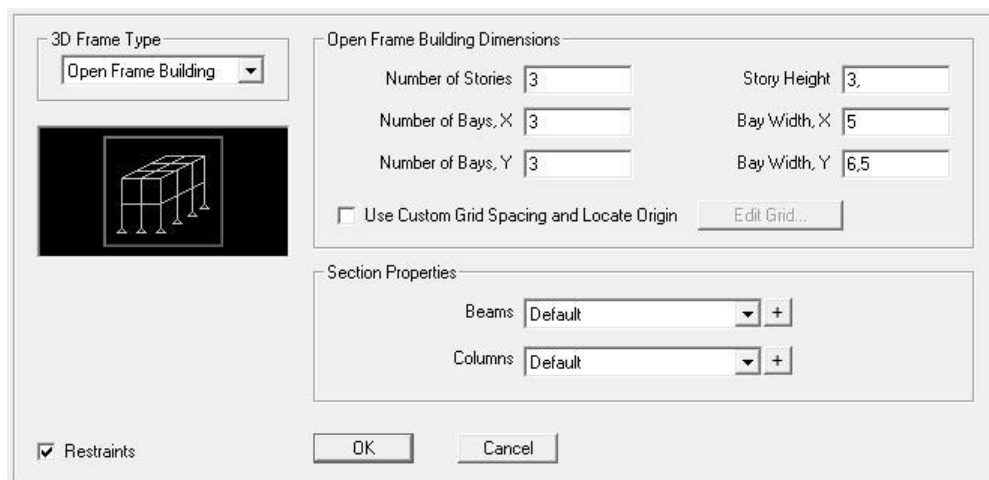
Το χωρικό μοντέλο της κατασκευής αποτελείται από 64 κόμβους 48 κατακόρυφα και 72 οριζόντια στοιχεία ενώ θεωρούμε πλήρη πάκτωση των μελών του ισογείου με το έδαφος.

Εισαγωγή δεδομένων

Μετά την εκκίνηση του προγράμματος SAP2000 ακολουθούμε την παρακάτω σειρά εντολών:

File > New Model {εδώ επιλέγουμε μονάδες (KN, m, C)} > 3D Frames

Στο παράθυρο που εμφανίζεται, ορίζουμε τον αριθμό των ορόφων και των ανοιγμάτων κατά X και κατά Y, καθώς και τα αντίστοιχα μήκη, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.5.



Σχ. 4.5 3D Frames

4.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ

Το πρώτο βήμα μετά τη σχεδίαση του χωρικού δικτυώματος, είναι ο καθορισμός των παραμέτρων των υλικών. Ενδεικτικά χρησιμοποιούμε τα εξής υλικά:

- Σκυρόδεμα: B225 (σχήμα 4.6)
- Χάλυβας: St III (σχήμα 4.7)

Ακολουθούμε τη παρακάτω σειρά εντολών:

Define > Materials > Add New Material

οπότε εμφανίζεται το παράθυρο που φαίνεται στα σχήματα 4.6 και 4.7. Σε αυτό το παράθυρο εισάγουμε την ονομασία και τις παραμέτρους των υλικών.

The image shows a software dialog box for defining a new material. It is organized into several sections:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: B225
 - Material Type: Concrete
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 25
 - Mass per Unit Volume: 2.5493
- Units:**
 - Units: KN, m, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 29000000
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
 - Shear Modulus, G: 12083333
- Other Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 22500
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty field)
- Switch To Advanced Property Display:**
 - Switch To Advanced Property Display

Buttons: OK, Cancel

Σχ. 4.6 Εισαγωγή παραμέτρων σκυροδέματος

The image shows a software dialog box for defining material properties for rebar. It is organized into four main sections:

- General Data:** Includes 'Material Name and Display Color' (set to 'St III' with a blue color swatch), 'Material Type' (set to 'Rebar'), and a 'Material Notes' field with a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Contains 'Weight per Unit Volume' (78,5) and 'Mass per Unit Volume' (8,0048). A 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'.
- Isotropic Property Data:** Includes 'Modulus of Elasticity, E' (2,000E+08), 'Poisson's Ratio, U' (0,3), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (1,170E-05), and 'Shear Modulus, G' (76923077).
- Other Properties for Rebar Materials:** Includes 'Minimum Yield Stress, Fy', 'Minimum Tensile Stress, Fu', 'Expected Yield Stress, Fye', and 'Expected Tensile Stress, Fue', all set to 420000.

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked) and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Σχ. 4.7 Εισαγωγή παραμέτρων χάλυβα

Στη συνέχεια είναι απαραίτητη η μόρφωση των διατομών του φορέα. Στο συγκεκριμένο πρόβλημα ενδεικτικά θεωρούμε διατομές:

- Υποστυλώματα: 40X40 με 12Φ10 (σχήμα 4.8)
- Δοκοί: 25X50 με 12Φ8 (σχήμα 4.9)

Η ακολουθία των εντολών είναι:

Define > Section Properties > Frame Sections > Add New Property > {στο παράθυρο που εμφανίζεται επιλέγουμε διατομή π.χ. Concrete Rectangular} και εμφανίζεται το παράθυρο των σχημάτων 4.8 και 4.9 όπου επιλέγουμε την ονομασία της διατομής, το υλικό, τις διαστάσεις και πατώντας το κουμπί Concrete Reinforcement, επιλέγουμε τον οπλισμό της διατομής (σχήμα 4.10).

Section Name COL

Section Notes

Properties

Property Modifiers

Material + B225

Dimensions

Depth (t3) 0,4

Width (t2) 0,4

Σχ. 4.8 Διατομή υποστυλώματος

Section Name BEAM

Section Notes

Properties

Property Modifiers

Material + B225

Dimensions

Depth (t3) 0,5

Width (t2) 0,25

Σχ. 4.9 Διατομή δοκού

Σχ. 4.10 Λεπτομέρειες όπλισης διατομής

Στο σχήμα 4.10 φαίνεται το παράθυρο Concrete Reinforcement όπου επιλέγουμε τον τύπο καταπόνησης του στοιχείου, επιλογή μεταξύ Column (P-M2-M3), δηλαδή, δυνατότητα καταπόνησης σε αξονική και σε ροπές σε δύο άξονες, και Beam (M3), δηλαδή, καταπόνηση μόνο σε μία καμπτική ροπή. Είναι καλύτερο να επιλέγεται η πρώτη περίπτωση ακόμη και για δοκούς για μεγαλύτερη ακρίβεια. Επιπλέον καθορίζουμε τη διάταξη των ράβδων, το πλήθος τους ανά παρειά, τη διάμετρό και την επικάλυψή τους. Στο κάτω μέρος του παραθύρου, καθορίζουμε τις παραμέτρους του οπλισμού διάτμησης.

4.3 ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΔΟΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ (Frame Element)

Για την προσομοίωση δοκών και υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε το στοιχείο δοκού-υποστυλώματος (Frame Element) του SAP2000. Το τρισδιάστατο αυτό στοιχείο, προσφέρει δυνατότητα ανάληψης διαξονικής καμπτικής και στρεπτικής ροπής καθώς και αξονικής δύναμης και διαξονικής τέμνουσας.

Κάθε στοιχείο μορφώνεται σαν ευθεία γραμμή που ενώνει δύο σημεία (κόμβους i και j), και έχει το δικό του τοπικό σύστημα συντεταγμένων, (άξονες 1, 2, 3) για διευκόλυνση στον καθορισμό των διατομών και στην ανάγνωση των αποτελεσμάτων. Το τοπικό σύστημα συντεταγμένων, ακολουθεί τον κανόνα του δεξιού χεριού όπως και το καθολικό. Ο άξονας 1 είναι πάντα κατά μήκος του στοιχείου ενώ οι άξονες 2 και 3 καθορίζονται από τη σχέση μεταξύ του άξονα 1 του τοπικού και του άξονα Z του καθολικού συστήματος συντεταγμένων:

- Το επίπεδο 1-2 του τοπικού συστήματος ορίζεται κατακόρυφο, δηλαδή, παράλληλο στον άξονα Z του καθολικού.
- Ο τοπικός άξονας 2, έχει θετική φορά τη φορά του καθολικού άξονα +Z, εκτός αν το στοιχείο είναι κατακόρυφο οπότε ο τοπικός 2 είναι οριζόντιος και έχει θετική φορά τη φορά του καθολικού +X άξονα.
- Ο τοπικός άξονας 3 είναι πάντα οριζόντιος, βρίσκεται στο επίπεδο X-Y του καθολικού συστήματος.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να τοποθετήσει τους άξονες 2 και 3 του τοπικού συστήματος κατά βούληση.

Υπάρχει δυνατότητα διακριτοποίησης του στοιχείου σε μικρότερα τμήματα, προσφέροντας την επιλογή η κατανομή της καμπτικής δυσκαμψίας εκτός από γραμμική, να μπορεί να είναι και παραβολική και κυβική κατά μήκος των επιμέρους τμημάτων. Οι αξονικές, οι τέμνουσες, και οι στρεπτικές παράμετροι καθώς και η μάζα και το ίδιο βάρος του στοιχείου κατανέμονται γραμμικά κατά μήκος των επιμέρους τμημάτων.

Τα άκρα του στοιχείου μπορούν να είναι μερικώς ή ολικώς πακτωμένα, ώστε να προσομοιώνεται η αυξημένη δυσκαμψία στις περιοχές των κόμβων. Είναι επίσης διαθέσιμες οι απελευθερώσεις συγκεκριμένων βαθμών ελευθερίας στις άκρες των στοιχείων, για τις διάφορες συνθήκες στήριξης.

Οι εσωτερικές δυνάμεις, υπολογίζονται στα άκρα και σε ένα αριθμό σημείων ελέγχου που ορίζονται από το χρήστη και κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος του στοιχείου.

Εισαγωγή δεδομένων

Επιλέγουμε αρχικά όλα τα κατακόρυφα στοιχεία, 48 στο συγκεκριμένο παράδειγμα, και ακολουθούμε την παρακάτω σειρά εντολών:

Assign > Frame > Frame Sections {επιλέγουμε τη διατομή υποστυλώματος} > OK.
Ομοίως και για τις δοκούς.

Τώρα όλα τα στοιχεία του φορέα, έχουν μετατραπεί από απλές γραμμές μεταξύ των κόμβων σε στοιχεία δοκού-υποστυλώματος (Frame Elements), ικανά να προσομοιώσουν με ικανοποιητική ακρίβεια την κατασκευή.

Εκτός από τα ραβδωτά στοιχεία πρέπει να ορίσουμε και πλάκες. Αρχικά σχεδιάζουμε τις πλάκες με την εντολή:

Draw > Quick Draw Area και με το βελάκι τσεκάρουμε στο εσωτερικό κάθε περιοχής όπου θα γίνει πλάκα.

Στη συνέχεια, καθορίζουμε τη διατομή της πλάκας:

Define > Section Properties > Area Sections {επιλέγουμε τύπο διατομής Shell (κέλυφος)} > Add New Section και εμφανίζεται το παράθυρο του σχήματος 4.11.

The image shows a software dialog box for defining a shell section. The 'Section Name' field contains 'SLAB'. Below it, there is a 'Section Notes' field and a 'Modify/Show...' button. A 'Display Color' option is shown with a green square. The 'Type' section contains several radio button options: 'Shell - Thin' (selected), 'Shell - Thick', 'Plate - Thin', 'Plate Thick', 'Membrane', and 'Shell - Layered/Nonlinear'. A 'Modify/Show Layer Definition...' button is located below these options. The 'Material' section includes a 'Material Name' dropdown menu set to 'B225' and a 'Material Angle' input field set to '0'. The 'Thickness' section has two input fields: 'Membrane' and 'Bending', both set to '0,15'. The 'Concrete Shell Section Design Parameters' section is collapsed, showing a 'Modify/Show Shell Design Parameters...' button. The 'Stiffness Modifiers' and 'Temp Dependent Properties' sections are also collapsed, showing 'Set Modifiers...' and 'Thermal Properties...' buttons respectively. At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Σχ. 4.11 Δεδομένα διατομής κελύφους

Στο παράθυρο του σχήματος 4.11, ορίζουμε την ονομασία της διατομής, τον τύπο της, το υλικό και το πάχος της.

Τέλος επιλέγουμε όλα τα επιφανειακά στοιχεία που είχαμε σχεδιάσει προηγουμένως, και ορίζουμε τη διατομή τους με την επιλογή:

Assign > Area > Section {επιλέγουμε τη διατομή που είχαμε ορίσει} > OK

4.4 ΦΟΡΤΙΑ

Φορτία πλακών:

- Μόνιμο φορτίο 1KN/m^2
- Κινητό φορτίο 2KN/m^2

Αρχικά ορίζονται οι τύποι φορτίων:

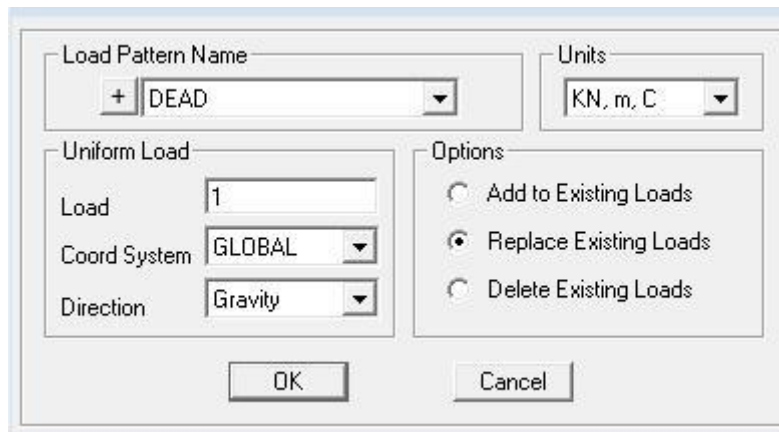
Define > Load Patterns > {υπάρχει ήδη ο τύπος DEAD, άρα γράφουμε LIVE στην ονομασία επιλέγουμε LIVE στο πεδίο type} > Add New Load Pattern > OK.

Στη συνέχεια επιλέγουμε όλες τις πλάκες:

Select > Select > Properties > Area Sections {επιλέγουμε τη διατομή πλάκας} > OK.

Ορίζουμε τη φόρτιση των πλακών:

Assign > Area Loads > Uniform (Shell), εμφανίζεται το παράθυρο του σχήματος 4.13.



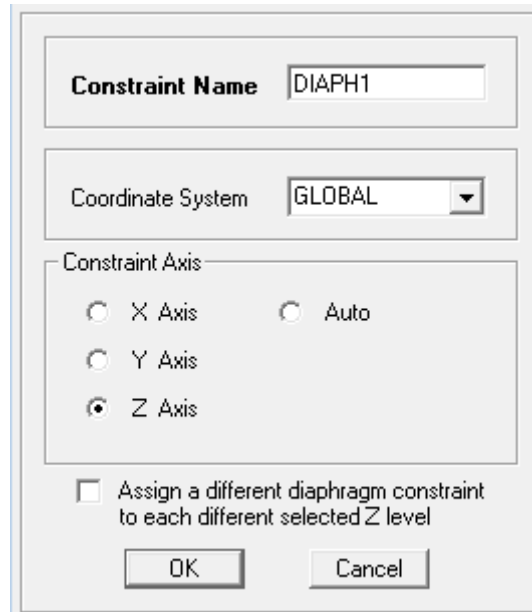
Σχ. 4.13 Παράθυρο καθορισμού ομοιόμορφου φορτίου

Ομοίως και για τα κινητά.

Εξασφαλίσουμε τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών, με τον εξής τρόπο, αφού επιλέξουμε όλες τις πλάκες του 1^{ου} ορόφου, ακολουθούμε την παρακάτω σειρά εντολών:

Assign > Joint > Constraints {στο πεδίο Choose Constraint Type to Add, επιλέγουμε Diaphragm} > Add New Constraint και εμφανίζεται το παράθυρο του σχήματος 4.14.

Επιλέγουμε την ονομασία, πατάμε OK και ακολουθούμε την ίδια διαδικασία και για του άλλους δύο ορόφους.



Σχ. 4.14 Καθορισμός διαφράγματος

Τα διαφράγματα στις αναλύσεις των κτιρίων θεωρούνται άκαμπτα. Κατά συνέπεια η μάζα των εξεταζόμενων κτιρίων λαμβάνεται συγκεντρωμένη στους κόμβους. Η μάζα η οποία λαμβάνεται υπόψη για την ανελαστική ανάλυση ισούται με την μάζα από τα μόνιμα φορτία και το 30% των κινητών φορτίων σχεδιασμού, δηλαδή η μάζα είναι ίση με:

$$M = (G + 0,3Q)/g$$

Όπου G είναι τα μόνιμα φορτία, Q τα κινητά και g η επιτάχυνση της βαρύτητας.

Ο καθορισμός της μάζας γίνεται με τις παρακάτω εντολές:

Define > Mass Source {επιλογή πεδίου From Loads} > {επιλογή DEAD με Multiplier 1} > Add > {επιλογή LIVE με Multiplier 0,3} > Add > OK

4.5 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

Η μετελαστική συμπεριφορά των στοιχείων, προσομοιώνεται με τη χρήση πλαστικών αρθρώσεων. Οι παράμετροι των πλαστικών αρθρώσεων, καθορίζονται από το χρήστη ενώ υπάρχει και η δυνατότητα αυτόματου υπολογισμού με βάση τον FEMA-356. Είναι ευνόητο το γεγονός, ότι οι πλαστικές αρθρώσεις δεν επηρεάζουν καθόλου τις ελαστικές αναλύσεις αφού χρησιμοποιούνται μόνο για μη γραμμική στατική ή δυναμική ανάλυση.

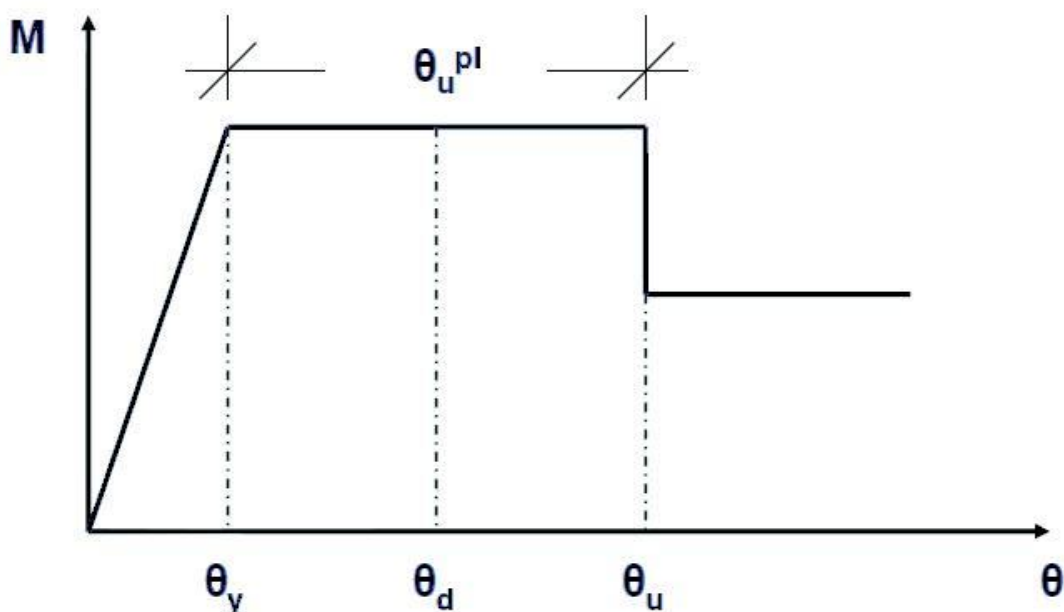
Οι πλαστικές αρθρώσεις χαρακτηρίζονται από το είδος του κρίσιμου εντατικού μεγέθους που προκαλεί την πλαστικοποίηση, δηλαδή, καμπτική ροπή, στρεπτική ροπή, αξονική και τέμνουσα δύναμη ή συνδυασμός των παραπάνω μεγεθών. Υπάρχει επίσης η δυνατότητα εισαγωγής συνδυασμένης πλαστικής άρθρωσης της οποίας η μετελαστική απόκριση βασίζεται στην αλληλεπίδραση περισσότερων του ενός εντατικών μεγεθών. Ένα τέτοιο παράδειγμα είναι η πλαστική άρθρωση τύπου P-M2-M3 της οποίας η απόκριση εξαρτάται από την αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και διαξονικής καμπτικής ροπής προσομοιώνοντας με αυτόν τον τρόπο τη μετελαστική συμπεριφορά των υποστυλωμάτων.

Η μετελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων, όπως άλλωστε έχει τονιστεί στο κεφάλαιο 3, και κατ' επέκταση των πλαστικών αρθρώσεων, καθορίζεται μέσω διαγραμμάτων έντασης-παραμόρφωσης. Έτσι για στοιχεία που καταπονούνται αξονικά, προσδιορίζεται το διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης (F-δ) ενώ για στοιχεία που καταπονούνται καμπτικά, το διάγραμμα ροπής-καμπυλότητας (M-1/r) ή ροπής-στροφής χορδής (M-θ). Όσον αφορά την πλαστική άρθρωση P-M2-M3, η αξονική δύναμη και οι δύο ροπές, αλληλεπιδρούν μέσω μιας επιφάνειας αλληλεπίδρασης η οποία υπολογίζεται αυτόματα κατά ACI 318-02, ή καθορίζεται από το χρήστη. Ο καθορισμός της επιφάνειας αλληλεπίδρασης από τον χρήστη γίνεται μέσω της εισαγωγής διαγραμμάτων ροπής-στροφής χορδής για διάφορες τιμές της αξονικής. Τα διαγράμματα αυτά μπορεί να είναι κοινά ή διαφορετικών για τις δύο ροπές, ανάλογα με τη συμμετρία της διατομής του υποστυλώματος.

4.5.1 Υπολογισμός γωνίας πλαστικής στροφής

Τα διαγράμματα ροπής-στροφής χορδής (M-θ) που απαιτούνται για τον καθορισμό των πλαστικών αρθρώσεων, έχουν τη μορφή το σχήματος 4.15. Επειδή όμως οι πλαστικές αρθρώσεις ενεργοποιούνται στη διαρροή, ο ελαστικός κλάδος στερείται νοήματος και έτσι παραλείπεται από το SAP2000n ενώ αυτό που ενδιαφέρει ως επί το πλείστον είναι η τιμή του πλαστικού μέρους της στροφής χορδής θ_u^{pl} . Να σημειωθεί εδώ ότι ο αρχικός μετελαστικός κλάδος, μπορεί να έχει και κράτυνση αλλά σε αυτή την εργασία επιλέγεται οριζόντιος.

Επισημαίνεται ότι το μέγεθος του πλαστικού μέρους της στροφής χορδής θ_u^{pl} πρακτικώς είναι ίσο με το μέγεθος της γωνίας στροφής της πλαστικής άρθρωσης ϕ^{pl} .



Σχ. 4.15 Ιδεατό διάγραμμα ροπής στροφής χορδής (M-θ)

Για τον υπολογισμό της τιμής του πλαστικού μέρους της ικανότητας στροφής της χορδής μελών από σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, ο Ευρωκώδικας, προτείνει τρεις μεθόδους. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η πρώτη εναλλακτική μέθοδος του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3 [EN1998-3 (2005)] που βασίζεται στην εμπειρική σχέση (4.1).

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 (0,25^v) \left[\frac{\max(0,01:\omega')}{\max(0,01:\omega)} \right]^{0,3} f_c^{0,2} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25 \left(a \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right) (1,275^{100 \rho_d}) \quad (4.1)$$

Όπου:

γ_{el} : ισούται με 1,5 για κύρια σεισμικά στοιχεία και 1,0 για δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία,

$v = N / b h f_c$ (b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης, N αξονική δύναμη, θετική για θλίψη),

ω, ω' : το μηχανικό ποσοστό οπλισμού του εφελκυσμένου και θλιβόμενου (συμπεριλαμβανομένου του οπλισμού κορμού) διαμήκη οπλισμού αντίστοιχα,

$$\omega = (\rho_1 f_{y1} + \rho_v f_{yv}) / f_c, \quad \omega' = \rho_2 f_{y2} / f_c \quad (4.2)$$

f_{yw} : η αντοχή διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού, σε MPa,

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$, ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού παράλληλου προς την κατεύθυνση x της φόρτισης,

s_h : απόσταση μεταξύ συνδετήρων,

ρ_d : είναι το ποσοστό του διαγώνιου οπλισμού (εάν υπάρχει), σε κάθε διαγώνια κατεύθυνση,

a : είναι ο συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφιγξης, ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με:

$$a = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0b_0}\right) \quad (4.3)$$

Όπου:

b_0, h_0 : είναι η διάσταση του περισφιγμένου πυρήνα μετρούμενου μέχρι τον άξονα του συνδετήρα,

b_i : είναι η αξονική απόσταση μεταξύ των διαμήκων ράβδων (με δείκτη i) οι οποίες συγκρατούνται πλευρικά από ένα γωνιακό συνδετήρα ή έναν εγκάρσιο σύνδεσμο κατά μήκος της περιμέτρου της διατομής.

Εναλλακτικά ο συντελεστής a μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση: $a = \alpha_n \cdot \alpha_s$

Όπου:

n	4	8	12
α_n	0,33	0,67	0,78

$s'_w = s_w - \Phi_w$	$b_0/2$	$b_0/3$	$b_0/5$	$b_0/10$
α_s	0,56	0,70	0,81	0,90

n: αριθμός γωνιών συνδετήρα

$$\frac{1}{\gamma_{el}}$$

$$0,0145$$

$$(0,25^v)$$

$$\left[\frac{\max(0,01:\omega')}{\max(0,01:\omega')} \right]^{0,3}$$

$$f_c^{0,2}$$

$$\left(\frac{L_y}{h}\right)^{0,35}$$

Για κύρια σεισμικά στοιχεία, σταθερή τιμή 0,67

σταθερή τιμή 0,0145

Εμπεριέχει την αξονική δύναμη μέσω της ανοιγμένης αξονικής v ,
Για δοκούς: 1
Γενικά για υποστυλώματα ($v < 0,4$), ποικίλει από 1 ως 0,57

Εμπεριέχει το διαμήκη σπλισμό
Δεν επηρεάζεται από το συνολικό ποσοστό σπλισμού του μέλους παρά μόνο από τη διάταξή του.

Για 8 ράβδους, σταθερή τιμή

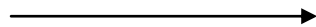
$$\left(\frac{3 \cdot 3,14 \cdot 420}{50 \cdot 50 \cdot 20} \cdot \frac{420}{5 \cdot 3,14 \cdot 420} \right)^{0,3} = \left(\frac{3}{5}\right)^{0,3} = 0,86$$

Εμπεριέχει την ποιότητα του σκυροδέματος
Γενικά για υποστυλώματα ποικίλει από 1,70 ως 1,90

Εμπεριέχει το μήκος διάτμησης και το στατικό ύψος της διατομής
Γενικά για υποστυλώματα ($L_y = 1,5m$ και h από $30cm$ ως $60cm$) ποικίλει από 1,38 ως 1,76

Παράδειγμα; για διατομή 50X50 με ράβδους 8Φ20 $f_c = 20MPa$ και $f_y = 420MPa$
 $\frac{5 \cdot 3,14 \cdot 420}{50 \cdot 50 \cdot 20} = 0,13 \gg 0,01$

$$25 \left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)$$



Εμπεριέχει την περίσφιξη της διατομής
Γενικά για υποστυλώματα, είναι γύρω στο 1,1;
ωστόσο χωρίς περίσφιξη είναι 1, θεωρούμε
ότι δεν αντικατοπτρίζει την περίσφιξη
καταλλήλως

$$(1,275^{100\rho_d})$$



Κανονικά τα υποστυλώματα δεν έχουν
διαγώνιο οπλισμό οπότε;
σταθερή τιμή 1

Σχ. 4.16 Διερεύνηση των όρων της σχέσης υπολογισμού της γωνία πλαστικής στροφής

Σε μέλη με λείες ράβδους (S220), το πλαστικό μέρος της γωνίας πλαστικής στροφής, λαμβάνεται από τη σχέση 4.1 μειωμένο με το συντελεστή 0,375.

Για το μοντέλο της συγκεκριμένης εργασίας, τα αποτελέσματα του υπολογισμού της γωνίας πλαστικής στροφής φαίνονται στους πίνακες 4.1 και 4.2.

Πίνακας 4.1 Υπολογισμός της γωνίας πλαστικής στροφής για δοκούς

f_c	22500	kPa
f_y	420000	kPa
f_{yw}	220000	kPa
ρ_1	0,004	-
ρ_2	0,004	-
$\alpha\rho_{sx}$	0,00003515	-
ρ_d	0,004	-
γ_{el}	1,5	-



b	h	Lv	θ_u^{pl}
(m)	(m)	(m)	rad
0,25	0,5	2,5	0,034917
0,25	0,5	3,25	0,038275

Πίνακας 4.2 Υπολογισμός της γωνίας πλαστικής στροφής για υποστυλώματα

f_c	22500	kPa
f_y	420000	kPa
f_{yw}	220000	kPa
ρ_1	0,004	-
ρ_2	0,004	-
$\alpha\rho_{sx}$	0,00003515	-
ρ_d	0,004	-
γ_{el}	1,5	-



N	v	b	h	Lv	θ_u^{pl}
kN	-	(m)	(m)	(m)	rad
2160	0,6	0,4	0,4	1,5	0,01247
1440	0,4	0,4	0,4	1,5	0,016454
720	0,2	0,4	0,4	1,5	0,021712
0	0	0,4	0,4	1,5	0,028649
-360	-0,1	0,4	0,4	1,5	0,032908

Εισαγωγή δεδομένων

Αρχικά γίνεται ο καθορισμός των θέσεων των πλαστικών αρθρώσεων, στα άκρα όλων των μελών του φορέα:

Επιλέγουμε όλες τις δοκούς με μήκος 5m και ακολουθούμε τις εντολές:

Assign > Frame > Hinges {αφηνουμε τις προεπιλογές "Auto" και "0" στο πεδίο "Relative Distance"} > Add {επιλέγουμε "Table 6-8 (Concrete Beam – Flexure)" καθώς και M3 στο πεδίο "Degree of Freedom"} > OK > {τοποθετήθηκε πλαστική άρθρωση στον κόμβο αρχής όλων των στοιχείων. Επαναλαμβάνουμε τη

διαδικασία πληκτρολογώντας “1” στο πεδίο “Relative Distance”} > OK > {τοποθετήθηκε πλαστική άρθρωση στον κόμβο τέλους όλων των στοιχείων} > OK για να κλείσουν όλες οι φόρμες.

Επαναλαμβάνουμε την παραπάνω διαδικασία για τα δοκάρια μήκους 6,5m και για τα υποστυλώματα με μόνη διαφορά ότι στα υποστυλώματα επιλέγουμε “Table 6-8 (Concrete Columns – Flexure)” και “P-M2-M3” στα αντίστοιχα πεδία.

Στη συνέχεια καθορίζουμε τις παραμέτρους των πλαστικών αρθρώσεων που τοποθετήθηκαν παραπάνω, ως εξής:

Δοκοί

Επιλέγουμε όλες τις δοκούς με μήκος 5m και ακολουθούμε τις εντολές:

Define > Section Properties > Hinge Properties > Add New Property {Concrete} > OK {Ονομασία, Deformation Controlled (Ductile), επιλογή Moment M3 (αφού πρόκειται για δοκό, άρα κρίσιμη στην πλαστικοποίηση είναι η καμπτική ροπή γυρω από τον τοπικό άξονα 3) από τη λίστα} αυτόματα εμφανίζεται το παράθυρο του σχήματος 4.17.

Η ίδια ακριβώς διαδικασία ακολουθείται και για τις δοκούς μήκους 6,5m.

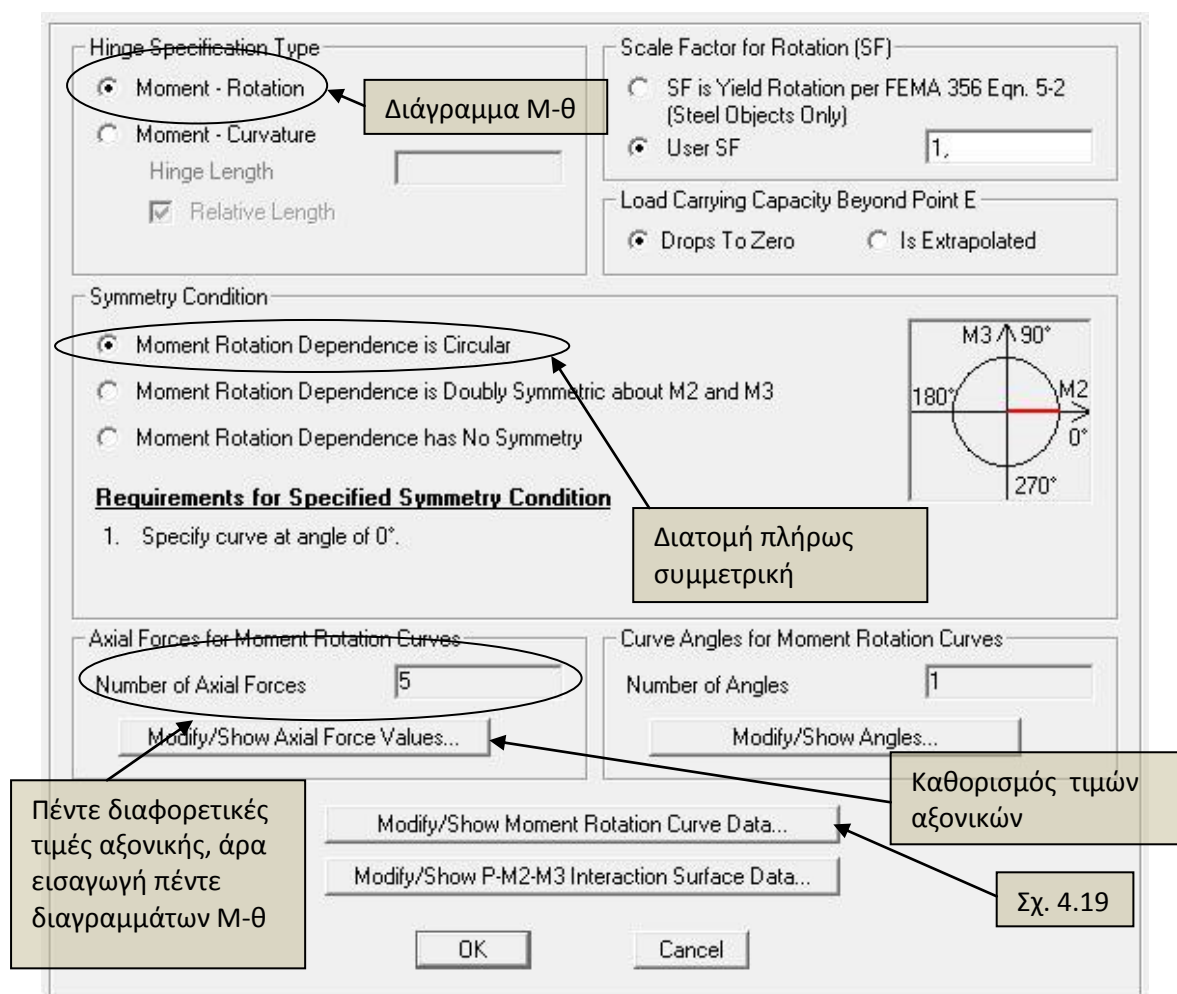
Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0,2	-0,06
D-	-0,2	-0,0383
C-	-1,	-0,0383
B-	-1,	0,
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,	0,0383
D	0,2	0,0383
E	0,2	0,06

Σχ. 4.17 Καθορισμός παραμέτρων πλαστικής άρθρωσης M3

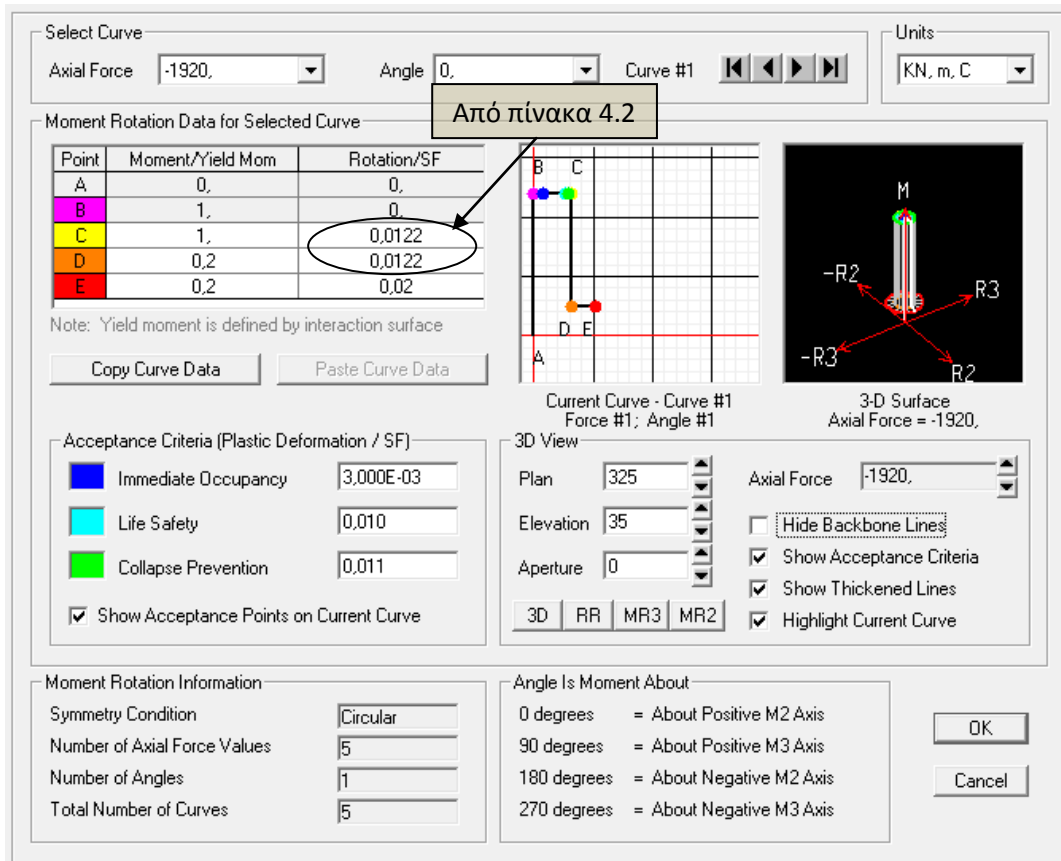
Υποστυλώματα

Επιλέγουμε όλα τα υποστυλώματα, και ακολουθούμε τις εντολές:

Define > Section Properties > Hinge Properties > Add New Property {Concrete} > OK {Όνομασία, Deformation Controlled (Ductile), επιλογή Interacting P-M2-M3 (αφού πρόκειται για υποστυλωμα, άρα θέλουμε αλληλεπίδραση μεταξύ αξονικής και διαξονικής ροπής) από τη λίστα} αυτόματα εμφανίζεται το παράθυρο του σχήματος 4.18. Γενικά θα εισάγουμε το διάγραμμα ροπής-στροφής χορδής για διάφορες τιμές της αξονικής οπότε το πρόγραμμα θα παράγει την επιφάνεια αλληλεπίδρασης κατά ACI 318-02.



Σχ. 4.18 Καθορισμός παραμέτρων πλαστικής άρθρωσης P-M2-M3



Σχ. 4.19 Καθορισμός καμπύλης $M-\theta$ για θλιπτική αξονική 1920KN ($\nu=0,6$)

Η ίδια διαδικασία ακολουθείται και για τις άλλες τέσσερις αξονικές 1280KN, 640KN, 0, και -320KN. Να σημειωθεί εδώ ότι με «μείων» το πρόγραμμα αντιλαμβάνεται τη θλίψη. Επιπλέον αν είχαμε επιλέξει διπλή συμμετρία στη διατομή, θα έπρεπε να εισάγουμε πέντε καμπύλες για τη ροπή M2 και άλλες πέντε για τη ροπή M3, αφού στο πεδίο Angle θα υπήρχε η επιλογή 0 και 90 (βλ. σχήμα 4.19 πάνω αριστερά).

Στη συνέχεια πατάμε το πλήκτρο “Modify/Show P-M2-M3 Interaction Surface Data” του σχήματος 4.19. Τσεκάρουμε τα πεδία “Concrete, ACI 318-02 with phi=1” και “Elastic – Perfectly Plastic” και πατάμε OK ώστε να κλείσουν όλες οι φόρμες και να παραχθεί η επιφάνεια αλληλεπίδρασης.

Αν θέλουμε να δούμε την παραχθείσα επιφάνεια αλληλεπίδρασης πατάμε:

Define > Section Properties > Hinge Properties {τσεκάρουμε τα πεδία “Show Hinge Details” και “Show Generated Props” οπότε εμφανίζεται μία λίστα με όλες τις παραχθείσες πλαστικές αρθρώσεις [2 σε κάθε μέλος (κόβος αρχής και τέλους) 120 μέλη \times 2 = 240 πλαστικές αρθρώσεις. Επιλέγουμε μία πλαστική άρθρωση που αντιστοιχεί σε υποσύλωμα και πατάμε: Modify/Show Property > Modify/Show Hinge Property > Modify/Show Interaction Surface Data > Define/Show User Interaction Surface. Εμφανίζεται το παράθυρο του σχήματος 4.20.

User Interaction Surface Options

- Circular Symmetry
- Doubly Symmetric about M2 and M3
- No Symmetry

Number of Curves: 16
Number of Points on Each Curve: 11

Scale Factors (Same for All Curves)

P	M2	M3
5026.664	367.7788	367.7788

Include Scale Factors in Plots: KN, m, C

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-1.	0.	0.
11	0,1599	0.	0.

Interaction Curve Data

Point	P	M2	M3
1	-1.	0.	0.
2	-0,8358	0,4314	1,006E-06
3	-0,7233	0,6765	1,032E-06
4	-0,6081	0,8452	1,067E-06
5	-0,482	0,9521	1,255E-06
6	-0,3398	1.	1,374E-06
7	-0,2536	0,9274	1,285E-06
8	-0,1565	0,8082	1,433E-06
9	-0,0676	0,6315	1,285E-06
10	0,0416	0,3475	1,730E-06
11	0,1599	0.	0.

Interaction Surface Requirements - No Symmetry

- A minimum of 8 P-M2-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

3D Plot

Plan: 315
Elevation: 25
Aperture: 0

Show All Lines
 Hide P Direction Lines
 Hide M2-M3 Lines
 Highlight Current Curve

OK Cancel

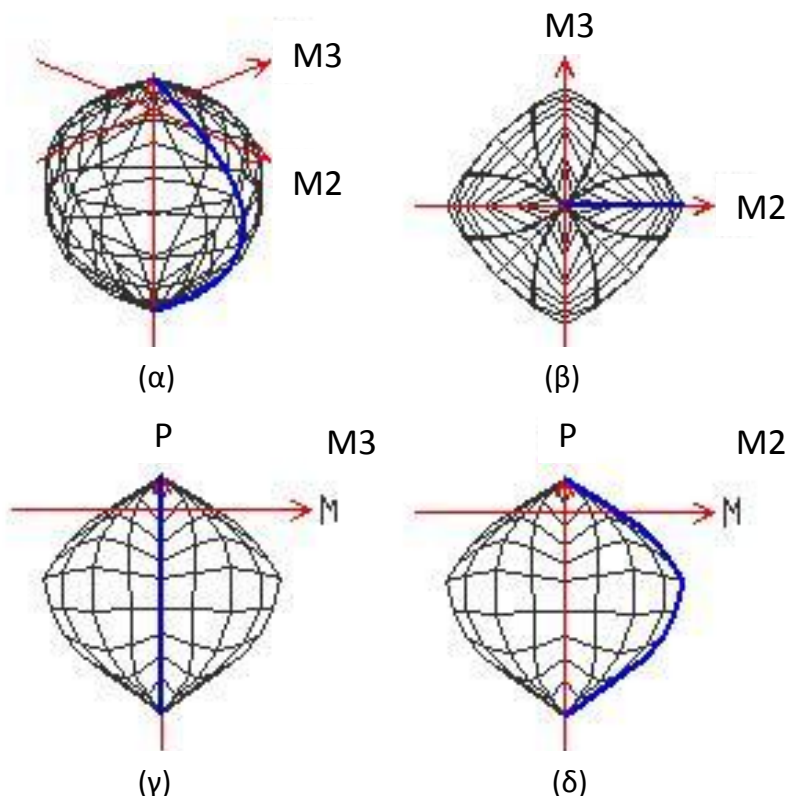
Οι τιμές του διπλανού πίνακα έχουν κανονικοποιηθεί με τις μέγιστες τιμές αξονικής και ροπής.

Σχ. 4.20 Παραχθείσα επιφάνεια αλληλεπίδρασης για πλαστική άρθρωση P-M2-M3

Λόγω της επιλογής αυτόματης παραγωγής της επιφάνειας αλληλεπίδρασης, το πρόγραμμα δεν θεώρησε καμία συμμετρία και παρήγαγε 16 καμπύλες P-M2-M3 οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν σαν γενέτειρες της επιφάνειας αλληλεπίδρασης.

Το σχήμα 4.21 είναι κατατοπιστικό σε ότι αφορά τη μορφή της επιφάνειας αλληλεπίδρασης. Με μπλε σημειώνεται κάθε φορά η καμπύλη που οριοθετείται από τα σημεία του πίνακα στο σχήμα 4.20 και αποτελούν την 1^η γενέτειρα καμπύλη.

Σχ. 4.21 Επιφάνεια αλληλεπίδρασης 3D απεικόνιση (α) και όψεις επιπέδων M3-M2(β) P-M3(γ) P-M2(δ)

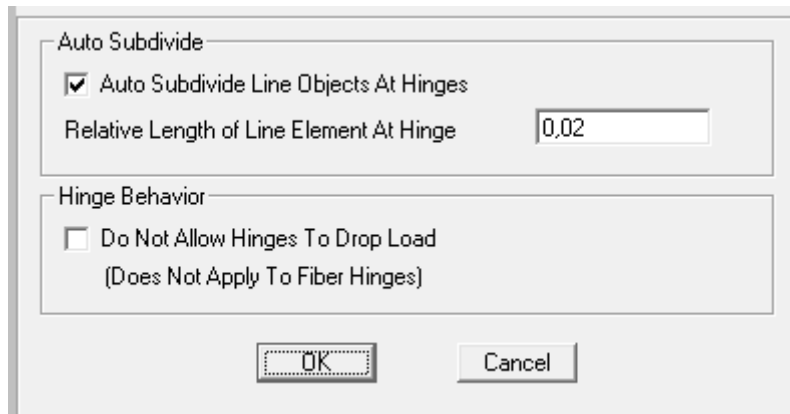


Τέλος πραγματοποιείται διακριτοποίηση (υποδιαίρεση) του στοιχείου στην περιοχή των πλαστικών αρθρώσεων ώστε να έχουμε καλύτερα αποτελέσματα. Επιλέγουμε όλα τα στοιχεία του φορέα:

Select > Select > All

Και

Assign > Frame > Hinge Overwrites {επιλογή Auto Subdivide Line Objects At Hinges} > OK (βλ. σχήμα 4.22)



Σχ. 4.22 Διακριτοποίηση στην περιοχή των πλαστικών αρθρώσεων

5. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΨΙΑΣ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Προκειμένου να υπολογιστεί η σεισμική απόκριση των κατασκευών λαμβάνοντας υπόψη τις τυχαίες μεταβλητές, αναπτύχθηκε μια μεθοδολογία πιθανοτικής εκτίμησης της καμπύλης αντίστασης. Η μεθοδολογία αυτή βασίζεται στην τεχνική προσομοίωσης. Οι τυχαίες μεταβλητές των κατασκευών προσομοιώνονται χρησιμοποιώντας τη μέθοδο δειγματοληψίας Latin Hypercube Sampling (LHS). Η στατική ανελαστική ανάλυση εφαρμόζεται στα δημιουργούμενα δείγματα των τυχαίων μεταβλητών και παράγεται ένα δείγμα (σμήνος) από καμπύλες αντίστασης. Από το δείγμα αυτό υπολογίζονται οι παράμετροι συμπεριφοράς της κατασκευής για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας και κατασκευάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητας.

Το βασικό πρόβλημα που τίθεται σε προβλήματα αξιοπιστίας των κατασκευών είναι η εύρεση της πιθανότητας «αστοχίας» της κατασκευής, δηλαδή η τρωτότητά της. Με την έννοια «αστοχία» νοείται, κατά περίπτωση, κάθε ανεπιθύμητη κατάσταση που μπορεί να βρεθεί η κατασκευή. Η κατασκευή παρουσιάζει χαρακτηριστικά που αντιστέκονται στην αστοχία και χαρακτηριστικά που συμβάλουν σε αυτή. Στην απλή περίπτωση που η αντίσταση της κατασκευής προσδιορίζεται από μια τυχαία μεταβλητή R και η δράση που προκαλεί την αστοχία από επίσης μια τυχαία μεταβλητή S , η πιθανότητα αστοχίας προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$P_f = P(R \leq S) = P(R - S \leq 0) \quad (5.1)$$

Γενικότερα, όταν η έκφραση $R-S$ δεν προσδιορίζεται μόνο από δύο τυχαίες μεταβλητές, αλλά από n , η πιθανότητα «αστοχίας» εκφράζεται από τη σχέση:

$$P_f = P[G(X) \leq 0] = \int \dots \int_{G(X) \leq 0} f_x(x) dx \quad (5.2)$$

Όπου X , n -διαστάσεων διάνυσμα των τυχαίων μεταβλητών και $f_x(x)$, η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του διανύσματος X . Η συνάρτηση $G(X)$ ονομάζεται οριακή συνάρτηση (Limit State Function) και εκφράζει το όριο μεταξύ της αστοχίας και της ασφάλειας της κατασκευής.

Όταν η οριακή συνάρτηση $G(X)$ είναι γνωστή, μπορούν να εφαρμοστούν αναλυτικές μεθόδους εκτίμησης της πιθανότητας αστοχίας, διαφορετικά χρησιμοποιούνται μέθοδοι προσομοίωσης.

5.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Οι αναλυτικές μέθοδοι υπολογισμού της πιθανότητας αστοχίας, δεν μπορούν να εφαρμοστούν όταν η οριακή συνάρτηση δεν είναι γνωστή σε κλειστή μορφή. Επίσης, επειδή αυτές οι μέθοδοι επικεντρώνονται στην πιθανότητα αστοχίας, δεν είναι αποτελεσματικές σε περιπτώσεις που αναζητούνται πληροφορίες για την πιθανοτική κατανομή που παρουσιάζει ένα φαινόμενο ή ειδικότερα μια συνάρτηση $g(X)$ (ο συμβολισμός $g(\cdot)$ αντί $G(\cdot)$ γίνεται για να διαχωριστεί η έννοια μιας συνάρτησης που περιγράφει οποιοδήποτε φαινόμενο από την οριακή συνάρτηση που περιγράφει την αστοχία ενός φαινομένου).

Στην παρούσα εργασία, αντικείμενο αναζήτησης αποτελεί η πιθανοτική κατανομή διαφόρων μεγεθών της απόκρισης του φορέα ΩΣ υπό την επίδραση στατικής οριζόντιας φόρτισης, και όχι μόνο η εξέταση κάποιας μεμονωμένης πιθανότητας αστοχίας. Δηλαδή πρέπει να είναι δυνατός ο υπολογισμός της πιθανοτικής κατανομής διαφόρων μεγεθών που προκύπτουν από την ανελαστική ανάλυση. Κάτι τέτοιο μπορεί να επιτευχθεί με μεθόδους προσομοίωσης.

Οι μέθοδοι προσομοίωσης είναι μέθοδοι που βασίζονται στη δημιουργία, με τεχνητό τρόπο, δειγμάτων των τυχαίων μεταβλητών που επηρεάζουν ένα φαινόμενο και στην παρατήρηση της συμπεριφοράς του φαινομένου. Ο υπολογισμός της πιθανότητας αστοχίας επιτυγχάνεται με στατιστική επεξεργασία της υπολογισμένης, βάση των δειγμάτων των τυχαίων μεταβλητών, οριακής συνάρτησης $G(X)$. Με κάποιες από τις μεθόδους προσομοίωσης είναι δυνατός ο υπολογισμός της πιθανοτικής κατανομής της συνάρτησης $g(X)$. Ακόμη και στην περίπτωση που κάποιο φαινόμενο δεν περιγράφεται από κάποια συνάρτηση σε κλειστή φόρμα η πιθανοτική του κατανομή μπορεί επίσης να προσδιοριστεί.

Μερικές από τις μεθόδους προσομοίωσης είναι οι Monte Carlo που αποτελεί τη βάση για τις περισσότερες μεθόδους της κατηγορίας αυτής, η Μέθοδος Λατινικού Υπερκύβου (Latin Hypercube Sampling), η Μέθοδος Δειγματοληψίας Σπουδαιότητας (Importance Sampling), η Μέθοδος Κατευθυντικής Δειγματοληψίας (Directional Simulation), η Μέθοδος Κατευθυντικής Δειγματοληψίας Σπουδαιότητας (Directional Simulation with Importance Sampling), η Μέθοδος των $2K+1$ Σημείων Υπολογισμού του Rosenblueth (Rosenblueth's $2K+1$ Point Estimate Method).

5.2.1 Μέθοδος Monte Carlo

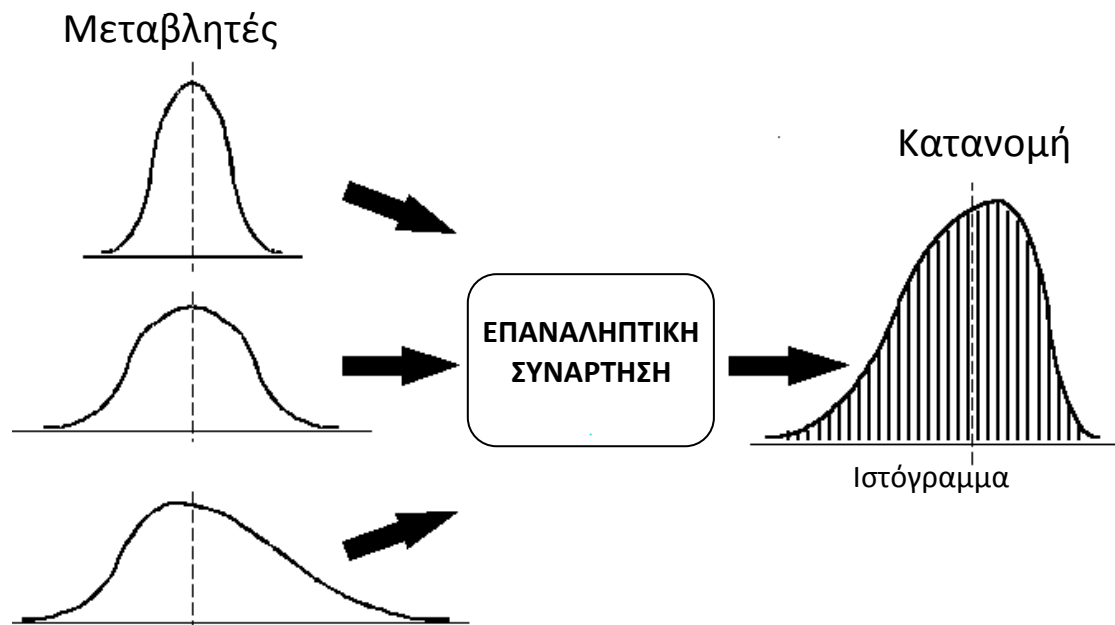
Πρόκειται για μια τεχνική με την οποία παράγεται τεχνητά ένα πλήθος τιμών ενός μεγέθους/μεταβλητής, του οποίου μας ενδιαφέρει η πιθανοτική συμπεριφορά, χωρίς τη διεξαγωγή αντίστοιχου αριθμού φυσικών μετρήσεων.

Η μέθοδος απαρτίζεται από τρία βασικά μέρη:

1. Τη δημιουργία δειγμάτων τυχαίων μεταβλητών, μεγέθους N για κάθε μία από τις τυχαίες μεταβλητές που επηρεάζουν το υπό εξέταση μέγεθος.
2. Τον υπολογισμό του μεγέθους N φορές, χρησιμοποιώντας τα τεχνητά δείγματα των τυχαίων μεταβλητών.
3. Την στατιστική επεξεργασία των N αποτελεσμάτων.

Η δημιουργία δειγμάτων τυχαίων μεταβλητών βασίζεται στη δημιουργία δειγμάτων αριθμών που να ακολουθούν την ομοιόμορφη κατανομή στην περιοχή $[0,1]$. Οι μέθοδοι με τις οποίες δημιουργούνται οι αριθμοί αυτοί χωρίζονται σε δυο κατηγορίες i) στις μεθόδους που παράγουν τυχαίους αριθμούς χρησιμοποιώντας αποτελέσματα ενός φαινομένου που εκ φύσεως παράγει αριθμούς αμοιόμορφης κατανομής (π.χ. ρουλέτα, ζάρι, κληρωτίδα) και ii) στις μεθόδους που παράγουν «ψευδοτυχαίους» αριθμούς χρησιμοποιώντας αριθμητικές ακολουθίες. Οι αριθμοί που παράγονται με μαθηματικές ακολουθίες ονομάζονται «ψευδοτυχαίοι» γιατί παρόλο που αν εξεταστούν στατιστικά φαίνεται να ακολουθούν την ομοιόμορφη κατανομή, η δημιουργία τους δεν είναι τυχαία καθώς η διαδικασία παραγωγής τους είναι νομοτελειακά καθορισμένη. Προφανώς, η δημιουργία τυχαίων αριθμών μέσω μιας μαθηματικής διαδικασίας παρουσιάζει μεγαλύτερο ενδιαφέρον καθώς είναι πιο εύκολο να χρησιμοποιηθεί. Οι περισσότερες γεννήτριες «ψευδοτυχαίων» αριθμών βασίζονται σε έναν επαναληπτικό αλγόριθμο που παράγει μία μη τυχαία σειρά από αριθμούς βάσει μιας αρχικής τιμής. Αν στην αρχική τιμή δίνουμε συνεχώς την ίδια τιμή και εφαρμόζουμε τον αλγόριθμο πολλές φορές θα παίρνουμε διαρκώς τις ίδιες τιμές.

Η βασική ιδέα της μεθόδου Monte Carlo είναι η εκτίμηση με επαναληπτικό τρόπο της συσώρευσης της διακύμανσης ενός μεγέθους λόγω διακυμάνσεων των μεταβλητών του μεγέθους αυτού. Οι διακυμάνσεις των μεταβλητών, περιγράφονται από στατιστικές πιθανοτικές κατανομές. Η σχετική διαδικασία φαίνεται στο σχήμα 5.1. Η κατανομή εξόδου είναι μια σύνθεση των κατανομών των μεταβλητών εισόδου και της συνάρτησης του μεγέθους. Μεγάλος αριθμός μεταβλητών εισόδου συνδυάζονται για να προκύψει μια αξιόπιστη μέτρηση της κατανομής εξόδου.



Σχ. 5.1 Γραφική παρουσίαση της μεθόδου Monte Carlo

Μια επαναληπτική συνάρτηση κάποιου μεγέθους έχει σκοπό την περιγραφή της διάστασης ή χαρακτηριστικών του μεγέθους μέσω των διαστάσεων των μεταβλητών που τον συνθέτουν. Στη μέθοδο Monte Carlo, επιλέγονται τυχαίες τιμές για τις

ανεξάρτητες μεταβλητές από την αντίστοιχη πιθανοτική κατανομή, και υπολογίζεται τα τελικά χαρακτηριστικά του μεγέθους μέσω της επαναληπτικής συνάρτησής του. Με την επανάληψη της διαδικασίας πολλές φορές, δημιουργείται ένα ιστόγραμμα της προβλεφθείσας κατανομής του μεγέθους.

5.2.2 Μέθοδος Λατινικού Υπερκύβου (Latin Hypercube Sampling)

Η μέθοδος λατινικού υπερκύβου χρησιμοποιείται κυρίως σε προβλήματα στατιστικής αλλά εφαρμόζεται και σε προβλήματα δομικών συστημάτων για τη μείωση του υπολογιστικού φόρτου μέσω της μείωσης της διασποράς των αποτελεσμάτων. Η μέθοδος βασίζεται στον κατακερματισμό του πιθανοτικού χώρου και στη λήψη ίσου πλήθους δειγμάτων ανά υποχωρίο στοχεύοντας στη μείωση του υπολογιστικού φορτίου μέσω της μείωσης της αβεβαιότητας του αποτελέσματος. Ο πιθανοτικός χώρος M διαστάσεων, διαχωρίζεται σε ομάδα N διακριτών μη επικαλυπτόμενων υποχωρίων. Η πιθανότητα στην περίπτωση αυτή δίδεται ως:

$$P_f = \sum_{i=1}^N \frac{\|D_i^M\|}{\|D^M\|} \left\{ \frac{n_{f,i}}{n_i} \right\} \quad \cup_{i=1}^N D_i^M = D^M \quad \forall i, j \in \{1, \dots, N\} D_i^M \cap D_j^M = \emptyset \quad (5.3)$$

Όπου D_i^M είναι το i υποχωρίο του πιθανοτικού χώρου, και $\|\cdot\|$ είναι η νόρμα μεγέθους, Η δειγματοληψία πραγματοποιείται μέσω της παραγωγής του μητρώου λατινικού υπερκύβου L ($N \times M$) όπου κάθε στήλη του μητρώου αποτελείται από συνδυασμό ακεραίων στο διάστημα 1 ως N . Το μητρώο λατινικού υπερκύβου L ορίζεται ως:

$$L = \begin{bmatrix} x_1 \\ \vdots \\ x_N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_{11} & \cdots & x_{1M} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ x_{N1} & \cdots & x_{NM} \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

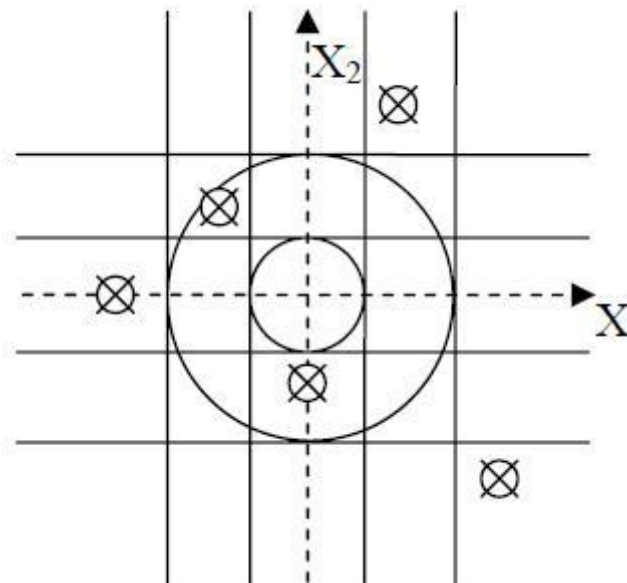
Όπου x_i είναι το σημείο i της δειγματοληψίας. Η τιμή $(x_i)_j$ κάθε τυχαία μεταβλητή του σημείου i της δειγματοληψίας δίδεται ως:

$$(x_i)_j = F_{x_j}^{-1}(\tilde{x}_{ij}) \quad \tilde{x}_{ij} = \frac{x_{ij}}{N} - \frac{1}{2N} \quad (5.5)$$

Όπου $F_{x_j}^{-1}(\cdot)$ είναι η ΑΣΠ της j τυχαίας μεταβλητής του προβλήματος, \tilde{x}_{ij} είναι η πιθανότητα υπέρβασης του σημείου i της δειγματοληψίας της j τυχαίας μεταβλητής και x_{ij} είναι η τιμή του μητρώου L . Ο ορισμός του σημείου \tilde{x}_{ij} σύμφωνα με τη σχέση 5.5, εξασφαλίζει ότι το σημείο $(x_i)_j$ θα βρίσκεται στο διάμεσο κάθε υποχωρίου. Στο σχήμα 5.2, παρουσιάζεται το μητρώο λατινικού υπερκύβου L για πρόβλημα 2 τυχαίων μεταβλητών και 5 σημεία δειγματοληψίας καθώς και τα σημεία δειγματοληψίας στον πιθανοτικό χώρο. Βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου είναι η αύξηση της πυκνότητας δειγματοληψίας στη γειτονιά του σημείου μέγιστης πιθανοφάνειας (βλ. σχήμα 5.3).

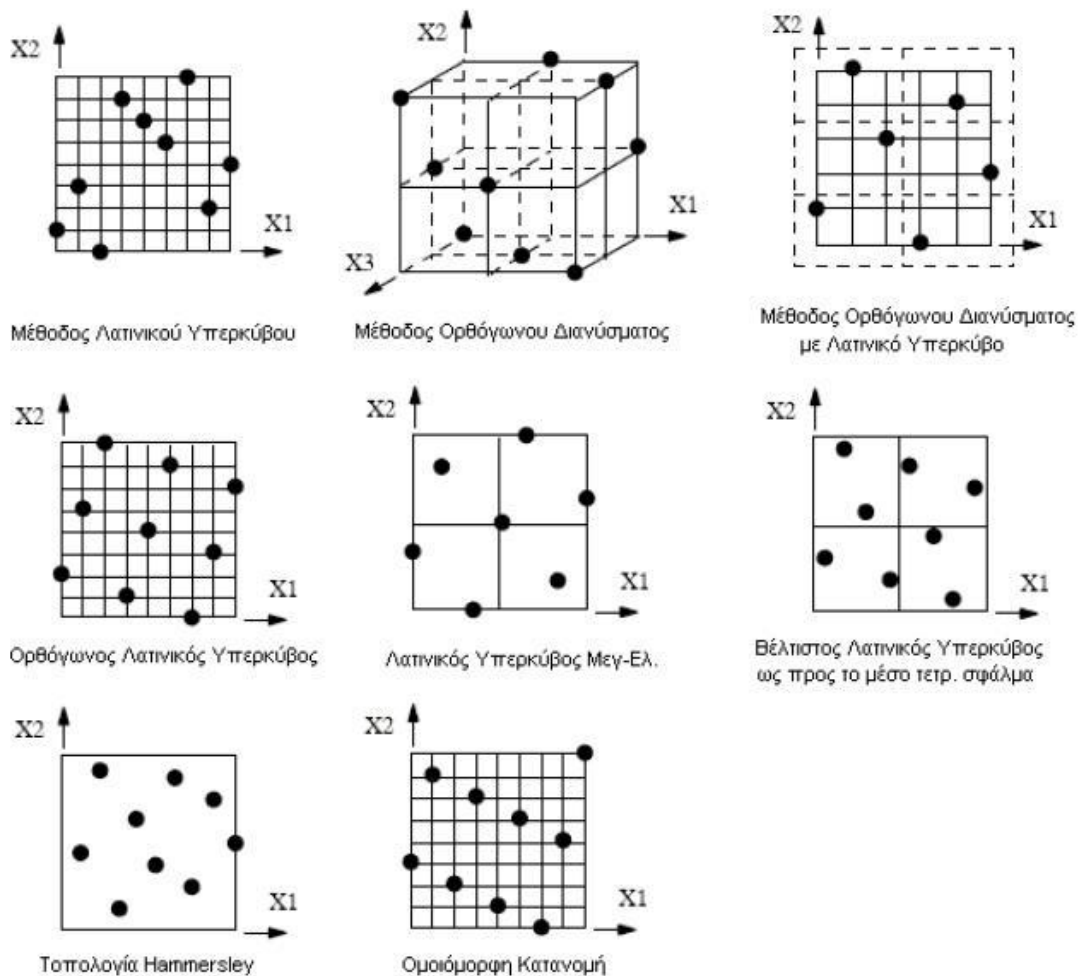
$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} 1 & 3 \\ 2 & 4 \\ 3 & 2 \\ 4 & 5 \\ 5 & 1 \end{bmatrix} \left| \begin{array}{ccc} & & \mathbf{X} \\ & \mathbf{X} & \\ \mathbf{X} & & \\ & & \mathbf{X} \\ & & & \mathbf{X} \end{array} \right|$$

Σχ. 5.2 Μητρώο λατινικού υπερκύβου 5x2 σημεία δειγματοληψίας στον πιθανοτικό χώρο



Σχ. 5.3 Σημεία δειγματοληψίας στο χώρο των τυχαίων μεταβλητών

Στο σχήμα 5.4, παρουσιάζονται κάποιες μέθοδοι δειγματοληψίας με χρήση της μεθόδου του λατινικού υπερκύβου.



Σχ. 5.4 Μέθοδοι δειγματοληψίας πιθανοτικού χώρου με τη μέθοδο του λατινικού υπερκύβου

5.3 ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΨΙΑ

Στην παρούσα εργασία, ενδιαφέρει μόνο η εξαγωγή τιμών για τις μεταβλητές εισόδου που ακολουθούν την αντίστοιχη κατανομή και όχι η προσομοίωσή τους. Οι μεταβλητές εισόδου και οι κατανομές τους φαίνονται στον πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1 Τυχαίες μεταβλητών και οι κατανομές τους

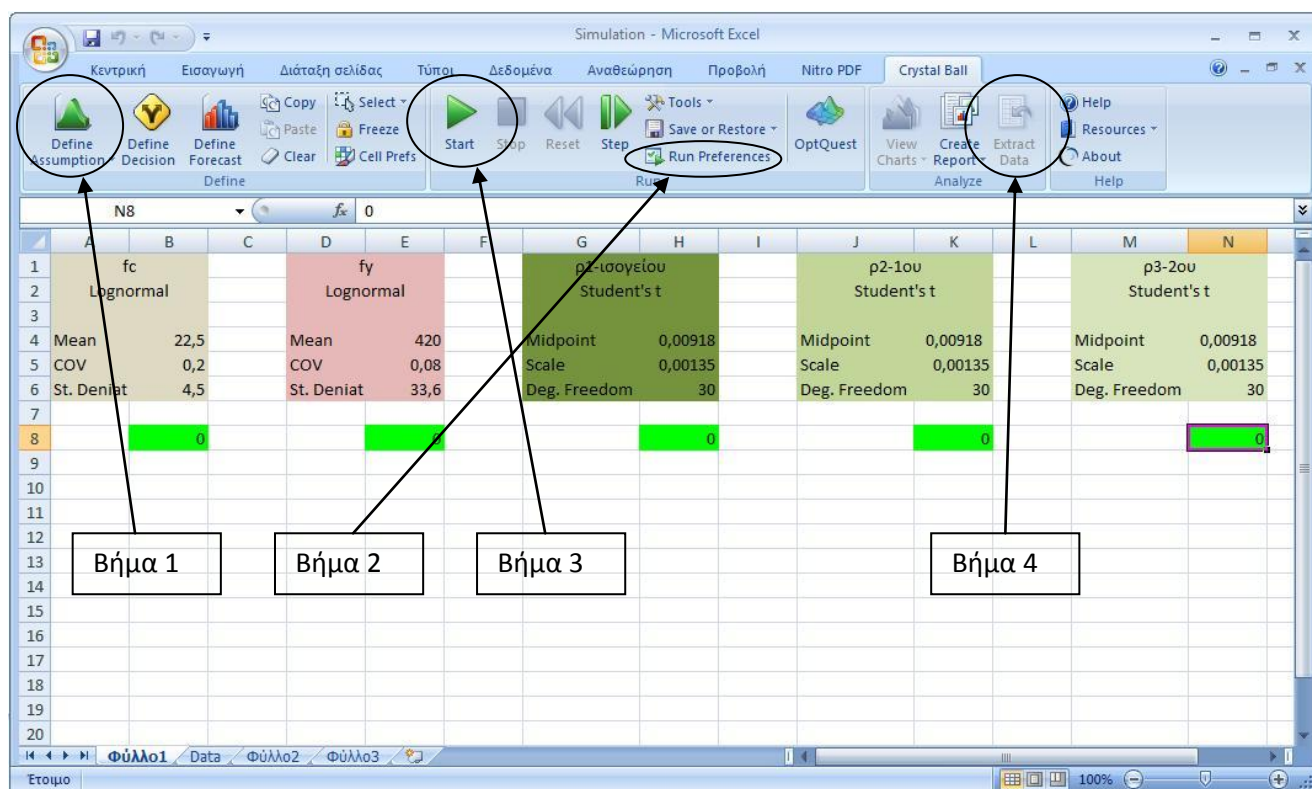
Μεταβλητή		Κατανομή	Παράμετροι
Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος	f_c	Lognormal	Μέση τιμή: $\mu=22,5\text{MPa}$ Τυπική απόκλιση: $\sigma=4,5\text{MPa}$
Τάση Διαρροής Χάλυβα	f_y	Lognormal	Μέση τιμή: $\mu=420\text{MPa}$ Τυπική απόκλιση: $\sigma=33,6\text{MPa}$
Ποσοστό οπλισμού υποστρωμάτων 1 ^{ου} ορόφου	ρ_1	Student's t	Μέση τιμή: $\mu=0,00918$ Κλίμακα: $\lambda=0,00135$ Βαθμοί Ελευθερίας: $\nu=30$
Ποσοστό οπλισμού υποστρωμάτων 2 ^{ου} ορόφου	ρ_2	Student's t	Μέση τιμή: $\mu=0,00918$ Κλίμακα: $\lambda=0,00135$ Βαθμοί Ελευθερίας: $\nu=30$
Ποσοστό οπλισμού υποστρωμάτων 3 ^{ου} ορόφου	ρ_3	Student's t	Μέση τιμή: $\mu=0,00918$ Κλίμακα: $\lambda=0,00135$ Βαθμοί Ελευθερίας: $\nu=30$

Θεωρούμε λοιπόν ένα διάνυσμα $\tilde{\varphi}_i$ όπου:

$$\tilde{\varphi}_i = \begin{bmatrix} f_{c,i} \\ f_{y,i} \\ \rho_{1,i} \\ \rho_{2,i} \\ \rho_{3,i} \end{bmatrix}$$

Για την εξαγωγή των καμπυλών τρωτότητας, θα γίνουν 100 μη γραμμικές στατικές αναλύσεις, οπότε χρειάζονται 100 τιμές του διανύσματος $\tilde{\varphi}_i$ ($\tilde{\varphi}_1, \tilde{\varphi}_2, \tilde{\varphi}_3, \dots, \tilde{\varphi}_{100}$), για κάθε μια από τις οποίες θα παραχθεί μία καμπύλη αντίστασης της κατασκευής.

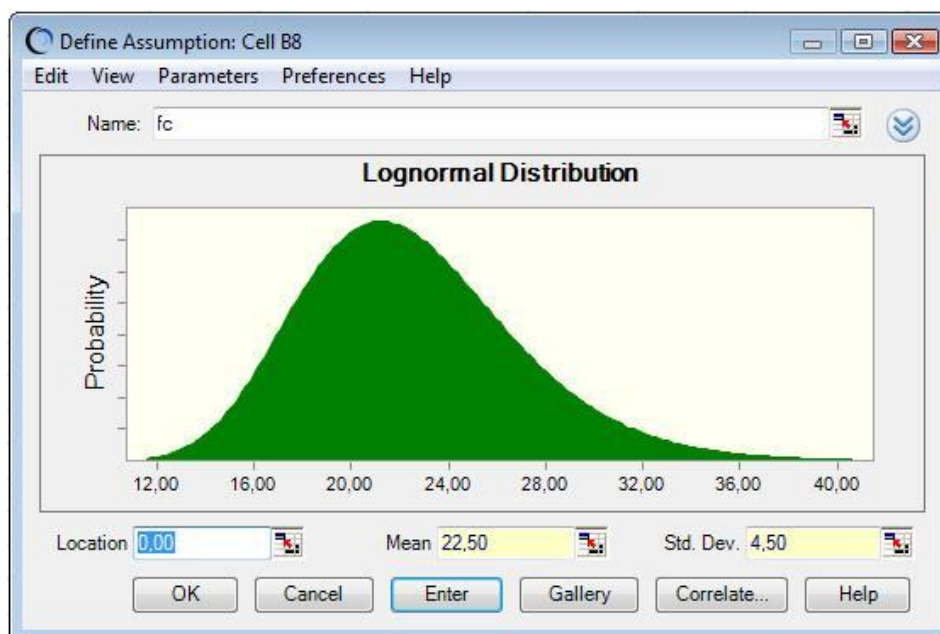
Η δειγματοληψία γίνεται με τη μέθοδο Latin Hypercube, για την εφαρμογή της οποίας χρησιμοποιείται το λογισμικό Crystal Ball που λειτουργεί σαν πρόσθετο του Microsoft Excel. Η διαδικασία είναι απλή και περιλαμβάνει τον καθορισμό των κατανομών για τις τυχαίες μεταβλητές, τον καθορισμό των παραμέτρων ανάλυσης, την ανάλυση και την εξαγωγή των αποτελεσμάτων (βλ. σχήμα 5.5).



Σχ. 5.5 Διαδικασία προσομοίωσης με το λογισμικό Crystal Ball

Βήμα 1. Καθορισμός Κατανομών Τυχαίων Μεταβλητών.

Για κάθε μία από τις τυχαίες μεταβλητές ορίζουμε τη συνάρτηση συχνότητας πιθανότητας με την εξής διαδικασία: επιλέγουμε κάποιο κελί, (εδώ τα κελιά B8, E8, H8, K8, N8) και πατάμε την επιλογή Define Assumption. Από τη λίστα που εμφανίζεται επιλέγουμε την κατανομή (π.χ. Lognormal, Student's t κ.τ.λ.) και στο παράθυρο που εμφανίζεται (βλ. σχήμα 5.6), ορίζουμε τις παραμέτρους της.

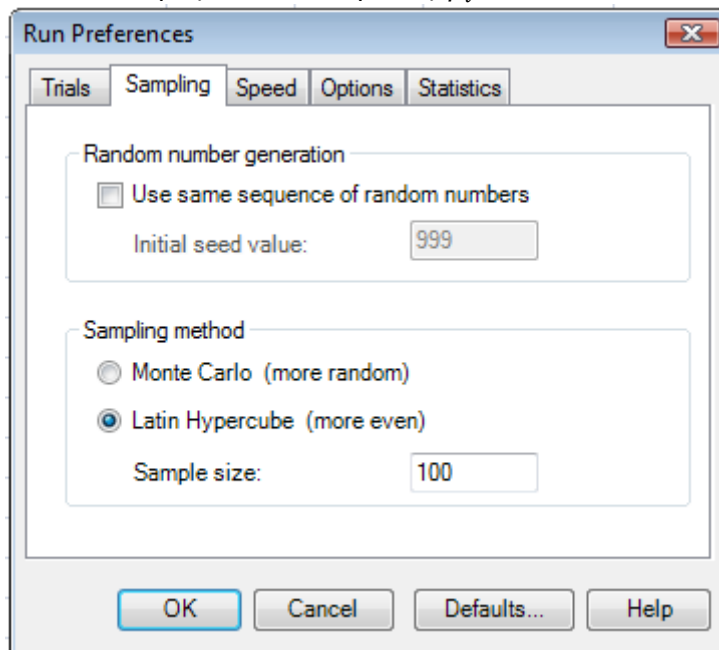


Σχ. 5.6 Καθορισμός παραμέτρων για την κατανομή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος f_c .

Η διαδικασία επαναλαμβάνεται και για τις υπόλοιπες τυχαίες μεταβλητές με τις αντίστοιχες παραδοχές για την κάθε μία.

Βήμα 2. Καθορισμός Παραμέτρων Ανάλυσης.

Πατάμε την επιλογή Run Preferences. Στο πεδίο Trials (δοκιμές), πληκτρολογούμε 100 αφού χρειαζόμαστε 100 τιμές για κάθε τυχαία μεταβλητή. Στο πεδίο Sampling (Δειγματοληψία βλ. σχήμα 5.7). Στο παράθυρο αυτό απενεργοποιούμε την επιλογή Use same sequence from random number ώστε να μη χρησιμοποιηθεί η προεπιλεγμένη διαδικασία παραγωγής τυχαίων αριθμών, (το πεδίο αυτό δεν είναι βαρύνουσας σημασίας). Στη συνέχεια, επιλέγουμε την επιλογή Latin Hypercube στο πεδίο Sampling Method και ορίζουμε το μέγεθος του δείγματος εξόδου, εδώ 100 αφού χρειαζόμαστε 100 τιμές του διανύσματος $\tilde{\varphi}_i$.



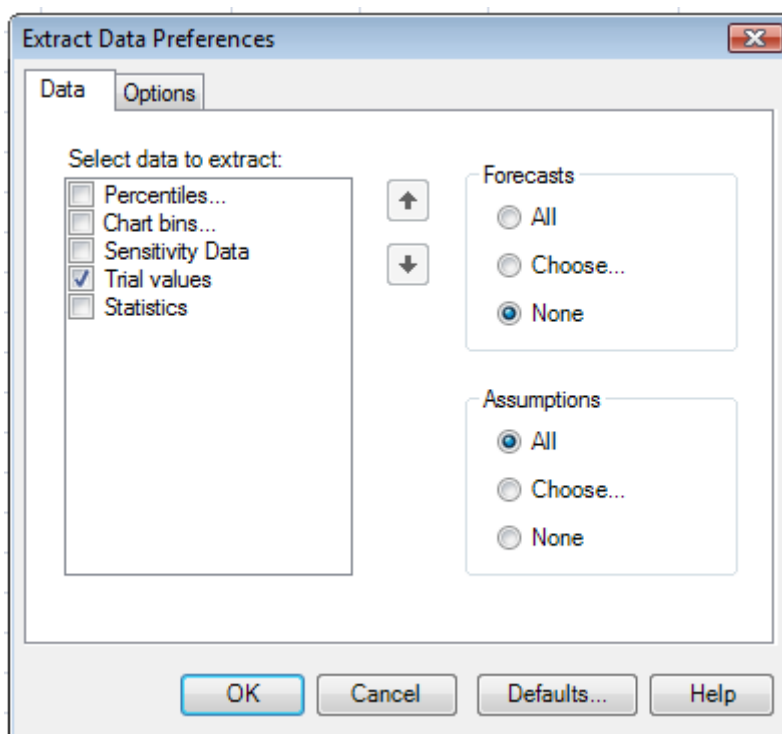
Σχ.5.7 Παράμετροι ανάλυσης

Βήμα 3. Ανάλυση.

Πατάμε την επιλογή Start οπότε πραγματοποιείται η ανάλυση-προσομοίωση.

Βήμα 4. Εξαγωγή Αποτελεσμάτων.

Πατάμε την επιλογή Extract Data η οποία είναι διαθέσιμη μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης. Στο πεδίο Data επιλέγουμε μόνο την επιλογή Trial Values (βλ. σχήμα 5.8), αφού μας ενδιαφέρουν μόνο οι παραχθείσες τιμές των τυχαίων μεταβλητών, και όχι τα διάφορα διαθέσιμα στατιστικά δεδομένα. Πατάμε OK οπότε εμφανίζεται ένας πίνακας με τις παραχθείσες τιμές για κάθε τυχαία μεταβλητή, δηλαδή οι 100 τιμές του διανύσματος $\tilde{\varphi}_i$ (βλ. Πίνακα 5.2).



Σχ. 5.8 Επιλογές για την εξαγωγή δεδομένων

Πίνακας 5.2 Αποτελέσματα Δειγματοληψίας

i	$\tilde{\varphi}_i$				
	$f_{c,i}$	$f_{y,i}$	$\rho_{1,i}$	$\rho_{2,i}$	$\rho_{3,i}$
1	33,22	416,68	0,00849	0,00764	0,00826
2	16,78	382,12	0,00702	0,00934	0,00968
3	25,25	434,89	0,00802	0,00886	0,01056
4	20,69	435,73	0,01090	0,00842	0,00984
5	15,89	415,79	0,00871	0,00965	0,01010
6	18,09	418,35	0,00683	0,00805	0,01030
7	23,54	378,18	0,01162	0,00967	0,00823
8	15,20	386,40	0,01052	0,00790	0,00962
9	23,89	402,29	0,00836	0,00633	0,01280
10	17,54	433,97	0,01095	0,00940	0,00691
11	18,12	460,28	0,01116	0,00902	0,00923
12	20,85	430,37	0,00960	0,00954	0,00804
13	19,38	397,19	0,00881	0,01001	0,00647
14	25,15	384,37	0,00875	0,00668	0,01217
15	20,32	390,56	0,00891	0,01040	0,01082
16	29,27	414,16	0,00856	0,00832	0,00921
17	19,59	388,36	0,00884	0,00599	0,00932
18	18,97	398,60	0,00865	0,00958	0,01101
19	20,10	487,35	0,00949	0,01058	0,01077
20	26,40	417,55	0,01042	0,00838	0,01091

21	29,92	413,15	0,01084	0,00854	0,00725
22	26,70	405,54	0,00772	0,00525	0,00998
23	16,95	482,78	0,00845	0,01021	0,00955
24	14,13	396,15	0,00922	0,00862	0,00758
25	23,07	453,14	0,01004	0,01033	0,01070
26	22,51	404,70	0,00861	0,00726	0,01187
27	22,79	453,78	0,01030	0,00915	0,01172
28	41,99	403,27	0,00819	0,00919	0,00655
29	21,60	414,61	0,00730	0,01067	0,00938
30	23,10	350,17	0,00852	0,00952	0,00847
31	11,24	412,09	0,01062	0,00775	0,01049
32	17,37	466,45	0,01047	0,01074	0,00870
33	27,18	428,55	0,00803	0,01002	0,00902
34	28,52	404,07	0,00880	0,00892	0,00862
35	18,90	446,38	0,00753	0,01167	0,00784
36	25,56	383,60	0,00912	0,00826	0,00865
37	16,58	447,33	0,00735	0,00777	0,00993
38	28,17	432,35	0,00658	0,00794	0,01019
39	23,78	358,88	0,01059	0,01037	0,00838
40	19,72	441,34	0,00929	0,01129	0,01014
41	20,47	445,01	0,01014	0,01255	0,00967
42	30,43	470,72	0,00950	0,00878	0,00884
43	22,04	380,12	0,00983	0,00982	0,00800
44	23,65	448,60	0,00908	0,00975	0,00873
45	23,20	363,47	0,01036	0,00859	0,01114
46	23,40	427,14	0,00918	0,00993	0,00770
47	23,98	478,82	0,00611	0,01192	0,00743
48	20,56	392,51	0,00794	0,00820	0,00939
49	17,94	437,68	0,00645	0,00925	0,00916
50	24,72	475,91	0,00991	0,00758	0,00898
51	24,11	374,16	0,00902	0,00786	0,01002
52	22,46	411,81	0,00959	0,00945	0,00686
53	26,10	442,66	0,00769	0,00799	0,00946
54	20,39	376,28	0,00954	0,00753	0,00816
55	27,58	421,61	0,00989	0,00910	0,01046
56	24,38	419,04	0,01197	0,00931	0,00905
57	26,90	420,99	0,01145	0,00962	0,00996
58	24,31	328,70	0,00833	0,01018	0,00764
59	22,09	423,06	0,01009	0,00873	0,00979
60	15,97	410,22	0,00813	0,00997	0,00855
61	22,32	407,49	0,00994	0,01147	0,00810
62	19,96	472,93	0,00900	0,01098	0,00926
63	21,74	439,13	0,00973	0,00700	0,01024
64	24,93	454,98	0,00888	0,00889	0,00504
65	21,81	366,98	0,01072	0,00971	0,00977
66	28,12	393,86	0,00826	0,01062	0,00820

67	20,91	400,53	0,01104	0,00986	0,00928
68	22,69	398,67	0,00743	0,00686	0,00950
69	19,50	406,32	0,01130	0,00844	0,00974
70	19,88	425,55	0,00780	0,01045	0,00720
71	19,21	494,79	0,00719	0,01013	0,01043
72	25,78	401,30	0,00933	0,00897	0,00892
73	19,11	389,94	0,00966	0,00867	0,01147
74	27,48	374,81	0,01025	0,01114	0,01109
75	21,02	429,38	0,00810	0,00900	0,01023
76	16,33	443,23	0,00705	0,01217	0,00868
77	17,68	505,94	0,00942	0,00871	0,01035
78	18,43	451,49	0,01001	0,00850	0,00752
79	32,00	440,68	0,00942	0,00881	0,00989
80	21,27	393,36	0,01018	0,00937	0,00943
81	26,63	410,91	0,00823	0,01095	0,00895
82	14,94	408,49	0,00576	0,00811	0,00843
83	21,87	433,46	0,00841	0,00815	0,00790
84	25,41	369,12	0,01023	0,01086	0,00878
85	18,38	371,30	0,01172	0,00911	0,00913
86	22,23	456,90	0,00789	0,00949	0,00616
87	21,46	449,51	0,00968	0,00921	0,00911
88	24,53	437,31	0,00937	0,00979	0,01158
89	22,87	419,80	0,01079	0,01104	0,00839
90	20,19	424,08	0,01251	0,00722	0,00738
91	29,01	409,28	0,00904	0,00738	0,01062
92	21,17	431,65	0,00927	0,00743	0,00883
93	18,56	458,27	0,00918	0,00822	0,00833
94	26,04	427,65	0,01212	0,01155	0,00958
95	21,37	422,39	0,00760	0,01050	0,00798
96	32,13	424,68	0,00979	0,01025	0,00889
97	18,79	386,75	0,00976	0,00711	0,00780
98	17,13	463,19	0,00897	0,01010	0,00851
99	24,80	464,69	0,00785	0,00854	0,00712
100	30,63	395,11	0,00866	0,00905	0,01133

6. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο θα γίνει περιγραφή της διαδικασίας ανελαστικής στατικής ανάλυσης με το λογισμικό SAP2000, καθώς και παρουσίαση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων που απαιτούνται για τη μετέπειτα κατασκευή των καμπυλών τρωτότητας.

6.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ

Η παρακάτω διαδικασία αποτελεί ουσιαστικά συνέχεια του κεφαλαίου 4. Αφού λοιπόν έχει μορφωθεί κατάλληλα ο φορέας και έχουν προσδιοριστεί τα υλικά, οι διατομές, τα δομικά μέλη, τα κατακόρυφα φορτία και οι πλαστικές αρθρώσεις των μελών, ακολουθεί η ανάλυση της κατασκευής.

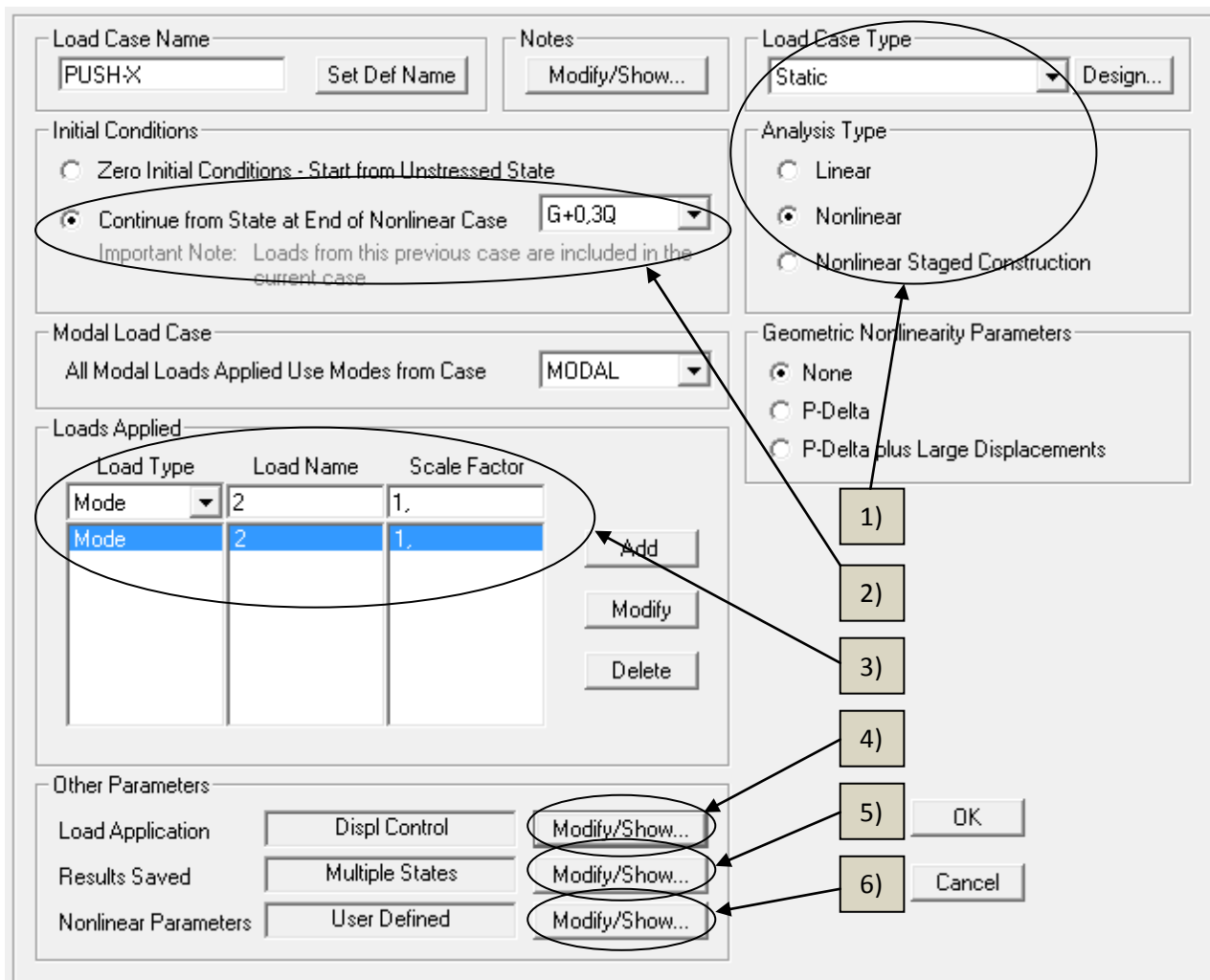
Πρωταρχικό βήμα για τη διαδικασία της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, είναι ο καθορισμός των πλαστικών αρθρώσεων του φορέα, διαδικασία που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 4.

Στη συνέχεια καθορίζουμε την αρχική κατάσταση από την οποία θα ξεκινήσει η μη γραμμική στατική ανάλυση. Αυτή η κατάσταση πρέπει να είναι μια μη γραμμική στατική περίπτωση φόρτισης και εν προκειμένω θα αποτελείται από το συνδυασμό G+0,3Q.

Define > Load Cases > Add New Load Case {επιλογή Static στο πεδίο Load Case Type και Nonlinear στο Analysis Type, στο πεδίο Loads Applied, επιλέγουμε Load Pattern στο Load Type, DEAD στο Load Name και 1 στο Scale Factor > Add, και επιλέγουμε ξανά Load Pattern στο Load Type, LIVE στο Load Name και 0,3 στο Scale Factor > Add} > OK > OK

Τώρα μπορούμε να καθορίσουμε τις περιπτώσεις φόρτισης της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (μία για κάθε διεύθυνση PUSH-X και PUSH-Y)

Define > Load Cases > Add New Load Case {οπότε εμφανίζεται το παράθυρο του σχήματος 6.1}



Σχ. 6.1 Παράμετροι ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά X

- 1) Επιλογή τύπου φόρτισης και ανάλυσης
Στατική (Static) μη γραμμική (Nonlinear) ανάλυση
- 2) Επιλογή αρχικών συνθηκών
Συνέχεια από την μη γραμμική στατική περίπτωση φόρτισης G+0,3Q που είχε οριστεί προηγουμένως.
- 3) Κατανομή φορτίων της ανάλυσης Pushover κατά X
Έχουμε επιλέξει ιδιομορφική (Mode) κατανομή των οριζόντιων φορτίων που θα εφαρμοστούν στην κατασκευή κατά την ανάλυση. Στο Load Name επιλέγουμε την ιδιομορφή που αντιστοιχεί στη διεύθυνση X, εδώ είναι η 2^η ιδιομορφή.
- 4) Επιλογή φόρτισης ως φορτίο (Load Control) ή ως μετατόπιση (Displacement Control) (βλ. σχήμα 6.2)

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

DOF at Joint

Generalized Displacement

Σχ.6.2 Load Application Control

Επιλέγουμε Displacement Control, μέχρι μετατόπιση κορυφής 0,2m κατά τη διεύθυνση του βαθμού ελευθερίας U1 (διεύθυνση X) με τον έλεγχο να γίνεται στον κόμβο 4, ο οποίος βρίσκεται στην οροφή της κατασκευής. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, ο κόμβος 4 είναι ο κόμβος ελέγχου.

5) Αποθήκευση αποτελεσμάτων

Results Saved

Final State Only Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

Σχ. 6.3 Αποθήκευση αποτελεσμάτων

Τα αποτελέσματα αποθηκεύονται σε πολλά βήματα ώστε να μπορούμε μετά την ανάλυση να κατασκευάσουμε την καμπύλη αντίστασης.

6) Παράμετροι μη γραμμικής ανάλυσης

Σχ. 6.3 Παράμετροι μη γραμμικής ανάλυσης

Καθορίζονται παράμετροι όπως μέγιστος και ελάχιστος αριθμός βημάτων, μέγιστος και ελάχιστος αριθμός μηδενικών βημάτων, μέγιστος αριθμός ολοκληρώσεων ανά βήμα, ανεκτικότητα στη σύγκλιση κ.α.

> OK ώστε να κλείσουν όλα τα παράθυρα.

Το προσομοίωμα είναι έτοιμο για να πραγματοποιηθεί η ανελαστική στατική ανάλυση.

Analyze > Run {επιλέγουμε να μην τρέξουν οι δύο περιπτώσεις της φασματικής ανάλυσης, τις επιλέγουμε και πατάμε το πλήκτρο Run/Do Not Run Case ώστε να εμφανιστεί η ένδειξη Do Not Run στο πεδίο Action και βεβαιωνόμαστε ότι στο ίδιο πεδίο η ένδειξη είναι Run για τις υπόλοιπες περιπτώσεις} > Run Now

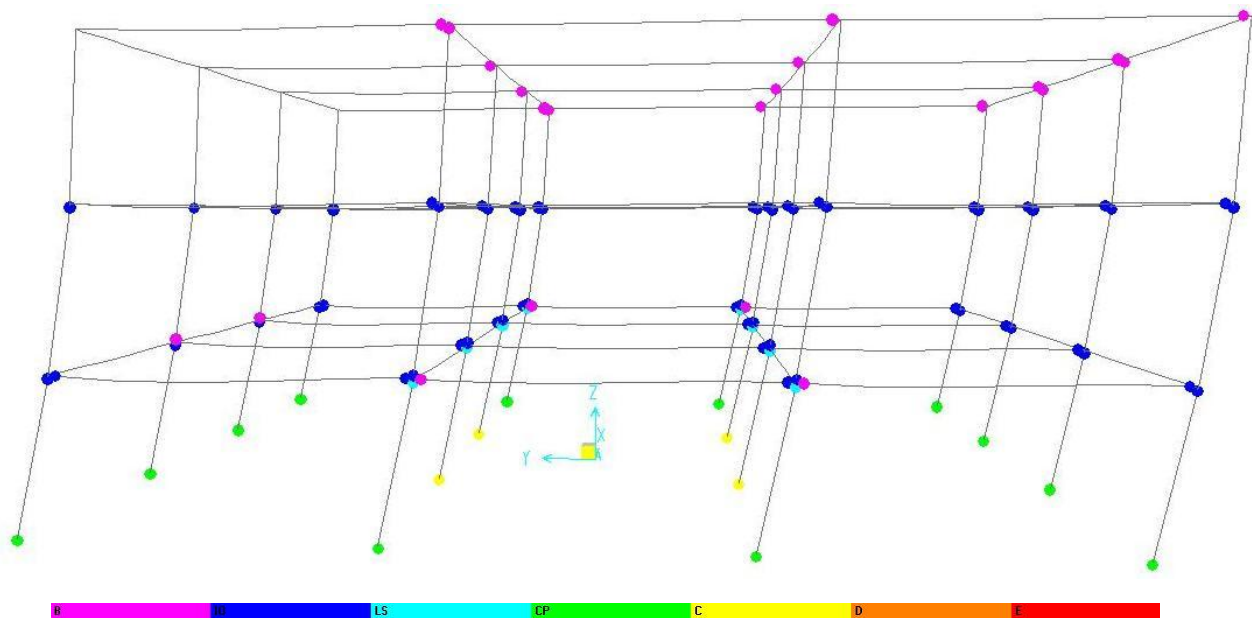
Να σημειωθεί ότι η ανελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιήθηκε μόνο κατά τη διεύθυνση Y που είναι η πιο κρίσιμη (μεγαλύτερα ανοίγματα δοκών).

6.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση της κατασκευής με τις κεντρικές τιμές για τις αντοχές των υλικών και του ποσοστού οπλισμού καθώς και

6.2.1 Παραμορφωμένος Φορέας

Display > Show Deformed Shape {επιλογή περίπτωσης φόρτισης PUSH-Y} > OK
 Οπότε εμφανίζεται ο παραμορφωμένος φορέας στο τελικό στάδιο της προσαυξητικής φόρτισης και οι πλαστικές αρθρώσεις που ενεργοποιήθηκαν (βλ. σχήμα 6.4).



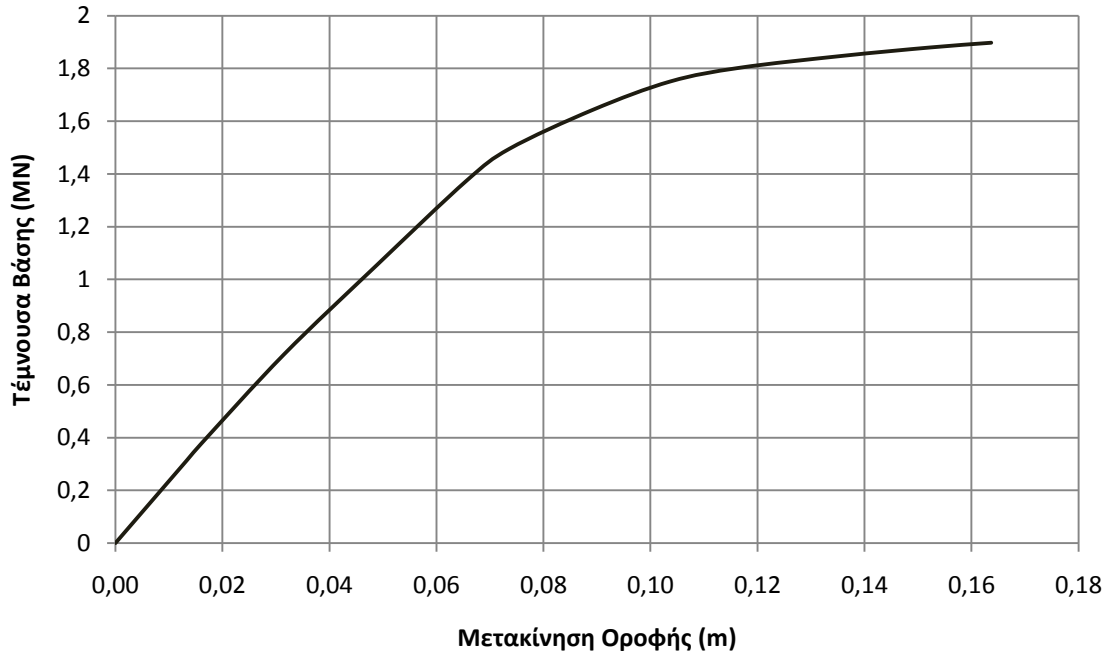
Σχ. 6.4 Παραμορφωμένος φορέας

Τα διάφορα χρώματα αναφέρονται στο βαθμό πλαστικοποίησης της κάθε πλαστικής άρθρωσης.

Το μπλε, το γαλάζιο και το πράσινο αντιστοιχούν στα στάδια επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση», «προστασία ζωής» και «αποφυγή κατάρρευση».

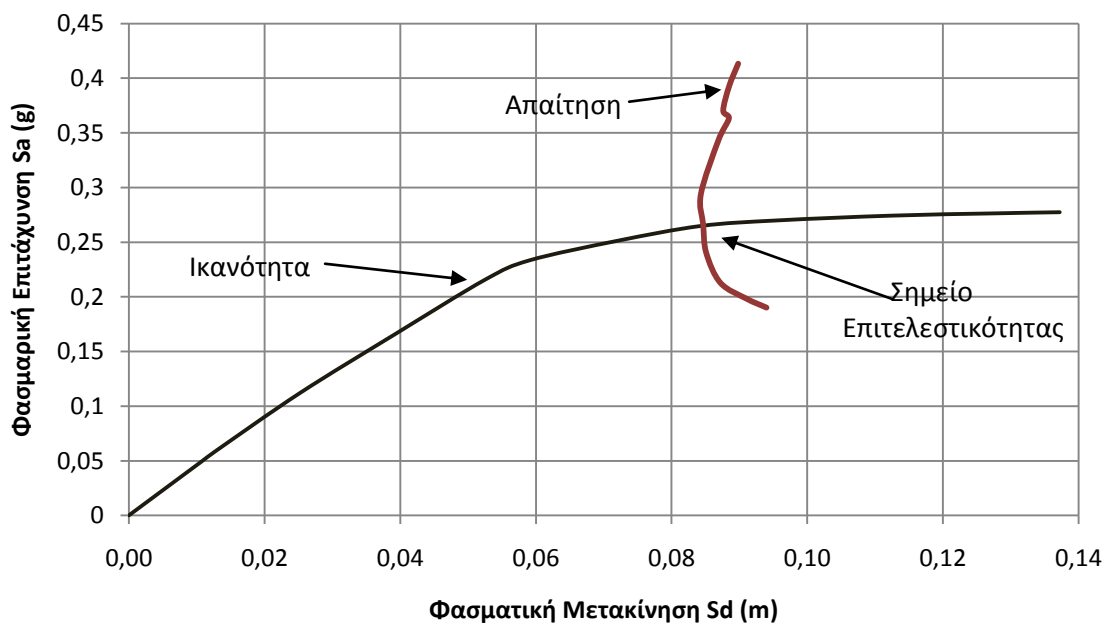
6.2.2 Καμπύλη Αντίστασης

Display > Show Static Pushover Curve και εμφανίζεται η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου (βλ. σχήμα 6.5).



ΣΧ. 6.5 Καμπύλη αντίστασης

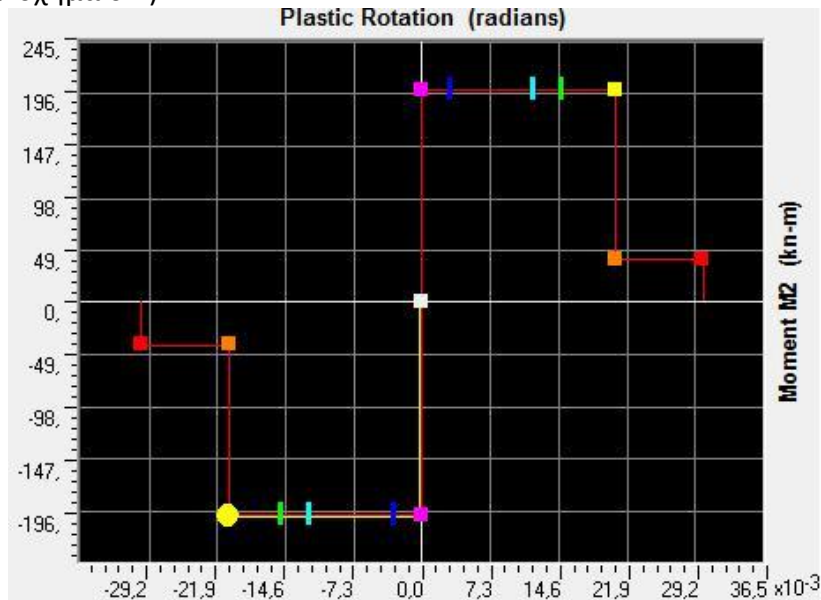
Στο σχήμα 6.6 φαίνεται η καμπύλη αντίστασης του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος σε όρους φασματικής μετακίνησης (S_d)-φασματικής επιτάχυνσης (S_a) ή αλλιώς μορφή ADRS. Επίσης φαίνεται η καμπύλη απαίτησης όπως προέκυψε με βάση το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ2000 για συνολική απόσβεση 5%.



Σχ. 6.6 Καμπύλη Αντίστασης σε μορφή ADRS

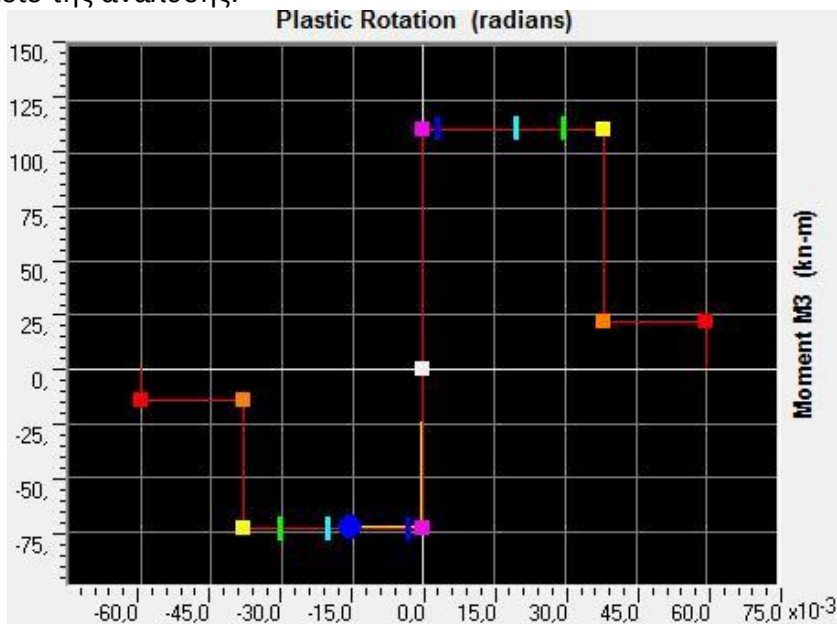
6.2.3 Πλαστικές Αρθρώσεις

Display > Show Hinge Results {επιλογή συγκεκριμένης πλαστικής άρθρωσης}
 Οπότε εμφανίζεται η κατάσταση της συγκεκριμένης πλαστικής άρθρωσης. Εδώ επιλέχθηκε η πλαστική άρθρωση στη βάση εσωτερικού υποστυλώματος ισογείου για την κρίσιμη ροπή M2 που είναι και αυτές που έχουν φτάσει στο μεγαλύτερο βαθμό πλαστικοποίησης ακολουθώντας το ορισθέν διάγραμμα ροπής-στροφής χορδής (βλ. σχήμα 6.7).



Σχ. 6.7 Διάγραμμα απόκρισης Π.Α. υποστυλώματος για τη ροπή M2

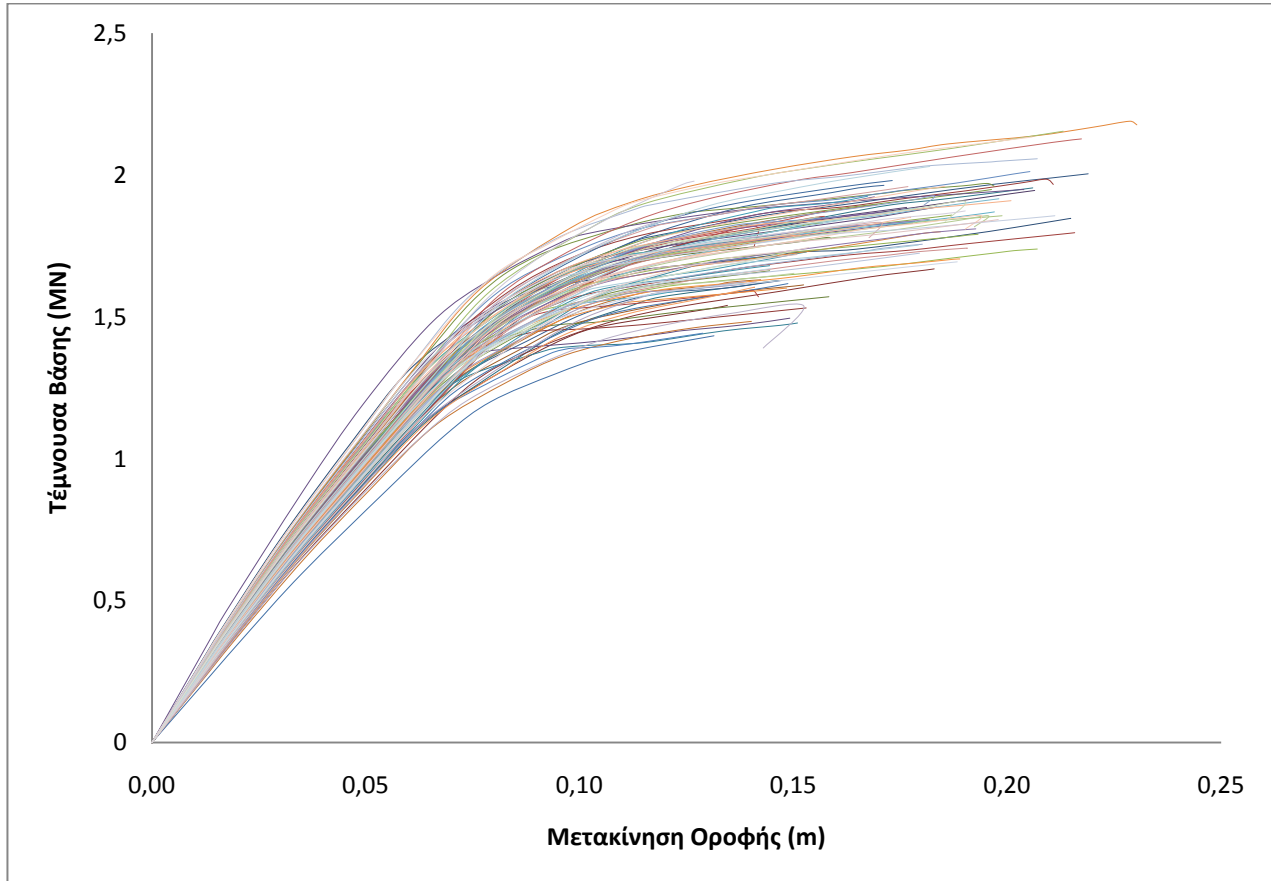
Στο σχήμα 6.8 φαίνεται η κατάσταση της πλαστικής άρθρωσης στο εξωτερικό άκρο δοκού που βρίσκεται κατά τη διεύθυνση της φόρτισης για την κρίσιμη ροπή M3 στο τελικό στάδιο της ανάλυσης.



Σχ. 6.8 Διάγραμμα απόκρισης Π.Α. δοκού

6.2.4 Πιθανοτική Διερεύνηση

Στον σχήμα 6.9 παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης της κατασκευής που προέκυψαν για κάθε μία από τις 100 συνολικά αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν.



Σχ. 6.9 Σμήνος Καμπυλών Αντίστασης για τις 100 επιλύσεις

Στον Πίνακα 6.1 φαίνονται η μέγιστη μετακίνηση οροφής του κτιρίου καθώς και η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου (Max Inter-Story Drift) για κάθε μία από τις 100 επιλύσεις. Επίσης στη 2^η και στη 4^η στήλη εμφανίζονται η ανηγμένη στο ύψος του κτιρίου μετακίνηση οροφής και η ανηγμένη στο ύψος του ορόφου μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου (Max Inter-Story Drift Ratio).

Πίνακας 6.1 Μετακίνηση Οροφής και Σχετική Μετακίνηση Ορόφου

	Τελική Μετακίνηση Οροφής	Ανηγμένη Τελική Μετακίνηση Οροφής	Μέγιστη Σχετική Μετακίνηση Ορόφου	Μέγιστη Ανηγμένη Σχετική Μετακίνηση Ορόφου
	(m)	%	(m)	%
1	0,214770707	0,023863412	0,10196056	0,033986853
2	0,127723	0,014191444	0,06649	0,022163333
3	0,158858	0,017650889	0,083105	0,027701667
4	0,206398	0,022933111	0,100029	0,033343
5	0,139905	0,015545	0,071303	0,023767667
6	0,147536	0,016392889	0,070477	0,023492333
7	0,218945	0,024327222	0,10027	0,033423333

8	0,182936	0,020326222	0,090348	0,030116
9	0,158288	0,017587556	0,097522	0,032507333
10	0,176409	0,019601	0,074404	0,024801333
11	0,205789	0,022865444	0,095657	0,031885667
12	0,1696	0,018844444	0,080277	0,026759
13	0,147264	0,016362667	0,075636	0,025212
14	0,152955	0,016995	0,096711	0,032237
15	0,144467	0,016051889	0,077455	0,025818333
16	0,183495	0,020388333	0,088919	0,029639667
17	0,150946	0,016771778	0,089637	0,029879
18	0,142311	0,015812333	0,07537	0,025123333
19	0,171132	0,019014667	0,079775	0,026591667
20	0,210754	0,023417111	0,111066	0,037022
21	0,196937	0,021881889	0,11098	0,036993333
22	0,149139	0,016571	0,097752	0,032584
23	0,132856	0,014761778	0,066935	0,022311667
24	0,135253	0,015028111	0,062461	0,020820333
25	0,173109	0,019234333	0,083679	0,027893
26	0,215787	0,023976333	0,104829	0,034943
27	0,196342	0,021815778	0,087346	0,029115333
28	0,203868	0,022652	0,099567	0,033189
29	0,144468	0,016052	0,079199	0,026399667
30	0,156159	0,017351	0,082429	0,027476333
31	0,131444	0,014604889	0,055343	0,018447667
32	0,140208	0,015578667	0,064549	0,021516333
33	0,156787	0,017420778	0,088978	0,029659333
34	0,177868	0,019763111	0,089624	0,029874667
35	0,153056	0,017006222	0,081882	0,027294
36	0,18442	0,020491111	0,089693	0,029897667
37	0,14866	0,016517778	0,066751	0,022250333
38	0,141827	0,015758556	0,085998	0,028666
39	0,187034	0,020781556	0,085988	0,028662667
40	0,16892	0,018768889	0,084789	0,028263
41	0,167353	0,018594778	0,085664	0,028554667
42	0,230301	0,025589	0,118407	0,039469
43	0,173186	0,019242889	0,079413	0,026471
44	0,157252	0,017472444	0,082905	0,027635
45	0,193145	0,021460556	0,103566	0,034522
46	0,14792	0,016435556	0,080197	0,026732333
47	0,13886	0,015428889	0,081209	0,027069667
48	0,148409	0,016489889	0,077418	0,025806
49	0,128771	0,014307889	0,071708	0,023902667
50	0,157229	0,017469889	0,085749	0,028583
51	0,206973	0,022997	0,099292	0,033097333
52	0,173835	0,019315	0,082221	0,027407
53	0,151852	0,016872444	0,08482	0,028273333
54	0,188904	0,020989333	0,101649	0,033883

55	0,205298	0,022810889	0,10755	0,03585
56	0,21732	0,024146667	0,097091	0,032363667
57	0,213088	0,023676444	0,094805	0,031601667
58	0,192653	0,021405889	0,090412	0,030137333
59	0,196967	0,021885222	0,090194	0,030064667
60	0,140863	0,015651444	0,070713	0,023571
61	0,16112	0,017902222	0,081876	0,027292
62	0,150063	0,016673667	0,077617	0,025872333
63	0,198772	0,022085778	0,101764	0,033921333
64	0,181797	0,020199667	0,08452	0,028173333
65	0,19805	0,022005556	0,086222	0,028740667
66	0,151498	0,016833111	0,083689	0,027896333
67	0,180559	0,020062111	0,079503	0,026501
68	0,190623	0,021180333	0,084469	0,028156333
69	0,192264	0,021362667	0,09462	0,03154
70	0,141323	0,015702556	0,076713	0,025571
71	0,149938	0,016659778	0,076229	0,025409667
72	0,200879	0,022319889	0,105954	0,035318
73	0,180163	0,020018111	0,079664	0,026554667
74	0,17675	0,019638889	0,092822	0,030940667
75	0,150156	0,016684	0,078603	0,026201
76	0,138725	0,015413889	0,07109	0,023696667
77	0,178507	0,019834111	0,078181	0,026060333
78	0,177392	0,019710222	0,075216	0,025072
79	0,206972	0,022996889	0,111359	0,037119667
80	0,167639	0,018626556	0,079685	0,026561667
81	0,155785	0,017309444	0,086237	0,028745667
82	0,142947	0,015883	0,062914	0,020971333
83	0,179235	0,019915	0,080421	0,026807
84	0,185441	0,020604556	0,092031	0,030677
85	0,179465	0,019940556	0,094533	0,031511
86	0,1508	0,016755556	0,080641	0,026880333
87	0,185461	0,020606778	0,080913	0,026971
88	0,124498	0,013833111	0,053228	0,017742667
89	0,181878	0,020208667	0,083944	0,027981333
90	0,190149	0,021127667	0,10319	0,034396667
91	0,211148	0,023460889	0,100497	0,033499
92	0,197904	0,021989333	0,098058	0,032686
93	0,149412	0,016601333	0,068628	0,022876
94	0,126793	0,014088111	0,052459	0,017486333
95	0,144734	0,016081556	0,078921	0,026307
96	0,20584	0,022871111	0,098341	0,032780333
97	0,188293	0,020921444	0,096998	0,032332667
98	0,153568	0,017063111	0,076702	0,025567333
99	0,166275	0,018475	0,086882	0,028960667
100	0,190146	0,021127333	0,090673	0,030224333

7. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Για μια δοσμένη κατασκευή, είναι δυνατόν να προβλεφθεί, με ντετερμινιστικό τρόπο, το επίπεδο της εδαφικής διέγερσης που απαιτείται για να επιτευχθεί κάποια στοχευόμενη στάθμη απόκρισης. Μια τέτοιου τύπου αντιμετώπιση του προβλήματος της σεισμικής απόκρισης υφιστάμενης κατασκευής, απαιτεί την υπόθεση σε ότι αφορά τις ιδιότητες των υλικών αλλά και ενός πλήθους κατασκευαστικών χαρακτηριστικών που επηρεάζουν τη συνολική ικανότητα του δομήματος. Οι παράμετροι αυτές, όπως έχει άλλωστε προαναφερθεί, εμπεριέχουν σημαντικό βαθμό τυχαιότητας και αβεβαιότητας. Ένας ολοένα και πιο δημοφιλής τρόπος χαρακτηρισμού της πιθανοτικής φύσης της απόκρισης, είναι η χρήση των καμπυλών τρωτότητας.

Οι καμπύλες τρωτότητας, είναι ουσιαστικά αθροιστικές πιθανοτικές καμπύλες, που εκφράζουν την πιθανότητα υπέρβασης μιας συγκεκριμένης στάθμης επιτελεστικότητας συναρτήσει κάποιου μεγέθους της σεισμικής διέγερσης όπως η φασματική επιτάχυνση (S_a) ή η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA).

7.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

7.2.1 Κριτήριο Τρωτότητας

Αρχικά πρέπει να επιλεγθεί κάποιο μέγεθος της απόκρισης για την εκτίμηση του επιπέδου ζημιάς της κατασκευής. Στην παρούσα εργασία, το μέγεθος αυτό είναι η μέγιστη τιμή της διαφορικής μετατόπισης μεταξύ των άκρων των υποστυλωμάτων για κάθε όροφο, προς το ύψος του ορόφου ή αλλιώς μέγιστη ανηγμένη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων (max inter-story drift ratio) θ .

Ο κανονισμός SEAOC, προτείνει τιμές του πηλίκου θ που αντιστοιχούν στις τέσσερις στάθμες επιτελεστικότητας (Σ.Ε.) του κανονισμού για διάφορους τύπους κατασκευών. Στον πίνακα 7.1 παρουσιάζονται οι τιμές αυτές για πλαισιακού τύπου κτίρια όπως αυτό που εξετάζεται.

Πίνακας 7.1 Όρια πηλίκου θ για κάθε Σ.Ε. κατά SEAOC

Στάθμη Επιτελεστικότητας	θ
Πλήρης Λειτουργία	0,005
Λειτουργία	0,015
Προστασία Ζωής	0,030
Οιονεί Κατάρρευση	0,040

Ο αντίστοιχος πίνακας σε ότι αφορά την FEMA 356 για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζει φαίνεται στον πίνακα 7.2.

Πίνακας 7.2 Όρια πηλίκου θ για κάθε Σ.Ε. κατά FEMA 356

Στάθμη Επιτελεστικότητας	θ
Άμεση Χρήση (IO)	0,010
Προστασία Ζωής (LS)	0,020
Αποφυγή Κατάρρευσης (CP)	0,040

Παρόλο που τα παραπάνω όρια είναι κατά προσέγγιση, κρίνονται αρκετά ακριβή για κτήρια που έχουν σχεδιασθεί για σεισμική καταπόνηση.

Ωστόσο, για υφιστάμενα κτίρια που έχουν σχεδιασθεί μόνο για κατακόρυφα φορτία, τα όρια αυτά για τις στάθμες επιτελεστικότητας LS και CP είναι αφενός μη αντιπροσωπευτικά, αφετέρου συντηρητικά. Αυτό οφείλεται πιθανότατα στην ανεπαρκή αντοχή των υποστυλωμάτων και στην απουσία των οπλισμικών εκείνων λεπτομερειών που θα προσέδιδαν αυξημένη πλαστιμότητα.

Στην εργασία των Ramamoorthy, Gardoni, Bracci (2006) πάνω στην εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας κτηρίων Ο.Σ. και συγκεκριμένα για μικρού και μεσαίου ύψους υφιστάμενα κτήρια μελετημένα μόνο για κατακόρυφα φορτία (ΜΚΦ), χρησιμοποιήθηκαν τα όρια του πηλίκου θ που φαίνονται στον πίνακα 7.3. Οι τιμές αυτές, επιλέχθηκαν σύμφωνα με τις προσεγγιστικές τιμές της στροφής μέλους για κατακόρυφα στοιχεία που προτείνει η FEMA 356. Παράλληλα, οι μειωμένες αυτές

τιμές των ορίων του θ , είναι συνεπείς με πειράματα που έγιναν από τον Bracci et al. (1992) σε μοντέλα υπό κλίμακα ΜΚΦ κτιρίων Ο.Σ.

Πίνακας 7.3 Μειωμένα όρια πηλίκου θ για ΜΚΦ κτίρια Ο.Σ.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	θ
Άμεση Χρήση (IO)	0,005
Προστασία Ζωής (LS)	0,010
Αποφυγή Κατάρρευσης (CP)	0,020

Οι τιμές του πίνακα 7.3 για τα όρια του θ , είναι αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία.

7.2.2 Μεθοδολογία

Αρχικά να σημειωθεί ότι οι καμπύλες τρωτότητας κατασκευάζονται με βάση τις καμπύλες αντίστασης σε μορφή φάσματος ADRS δηλαδή σε όρους Sa-Sd. Εφόσον το κριτήριο τρωτότητας αφορά την τιμή του πηλίκου θ (max inter-story drift ratio), εγείρεται το ζήτημα συσχέτισης του θ , με το διάγραμμα ADRS και συγκεκριμένα με την φασματική μετακίνηση οροφής του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος.

Ο κανονισμός SEAOC στο Blue Book, προτείνει τη σχέση 7.1 για τη συσχέτιση του θ με τη φασματική μετακίνηση οροφής του αντίστοιχου μονοβάθμιου (Sd).

$$\theta = \frac{\Delta_T}{h_R \cdot k_1 \cdot k_2} \quad (7.1)$$

Όπου:

θ : max inter-story drift ratio

Δ_T : φασματική μετακίνηση του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος στο ενεργό ύψος

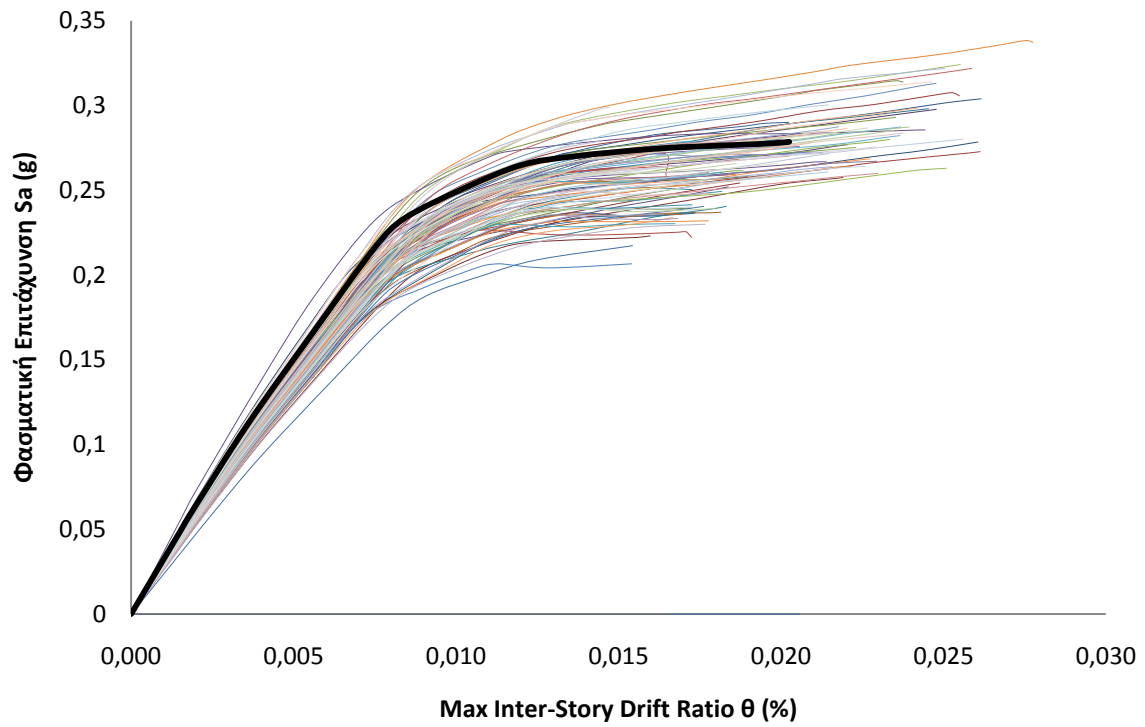
h_R : ύψος στο επίπεδο της οροφής

k_1 : συντελεστής συσχέτισης του ενεργού με το συνολικό ύψος, έχει υπολογιστεί με αντιστοιχία μεταξύ πραγματικής κατασκευής και αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος. Δίνεται στον πίνακα AppII-B-7 του κανονισμού SEAOC Blue Book.

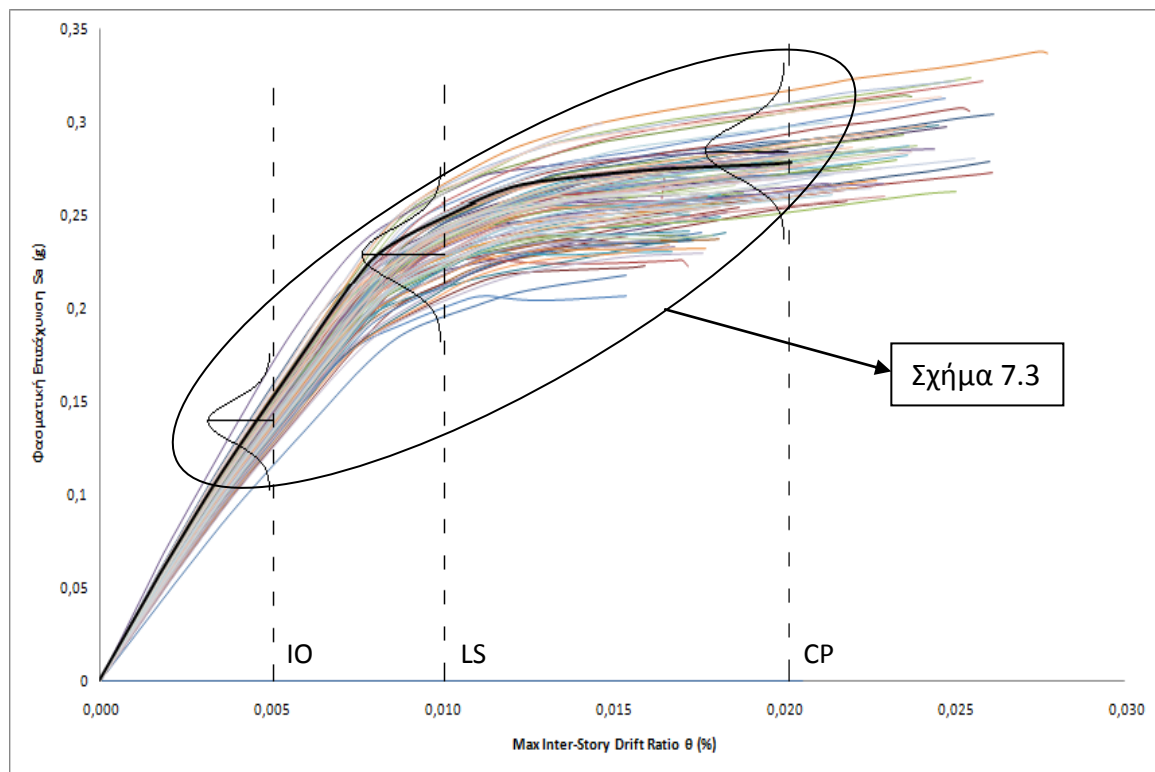
k_2 : συντελεστής που συσχετίζει την αναμενόμενη συνάρτηση παραμορφωμένου σχήματος σε μια γραμμική συνάρτηση παραμορφωμένου σχήματος. Δίνεται επίσης στον πίνακα AppII-B-7 του κανονισμού SEAOC Blue Book.

Για τριώροφο πλαίσιακού τύπου κτίριο, ισχύει: $k_1=0,78$ και $k_2=1,00$.

Με χρήση της σχέσης 7.1, οι καμπύλες ικανότητας της κατασκευής, εκφράζονται σε όρους Sa- θ . Έτσι μπορούν άμεσα να καταγραφούν οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης Sa για τα όρια του θ του πίνακα 7.3 και να κατασκευαστούν οι πιθανοτικές κατανομές τους για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας (βλ. σχήμα 7.1, 7.2). Με μαύρο η καμπύλη των κεντρικών τιμών.

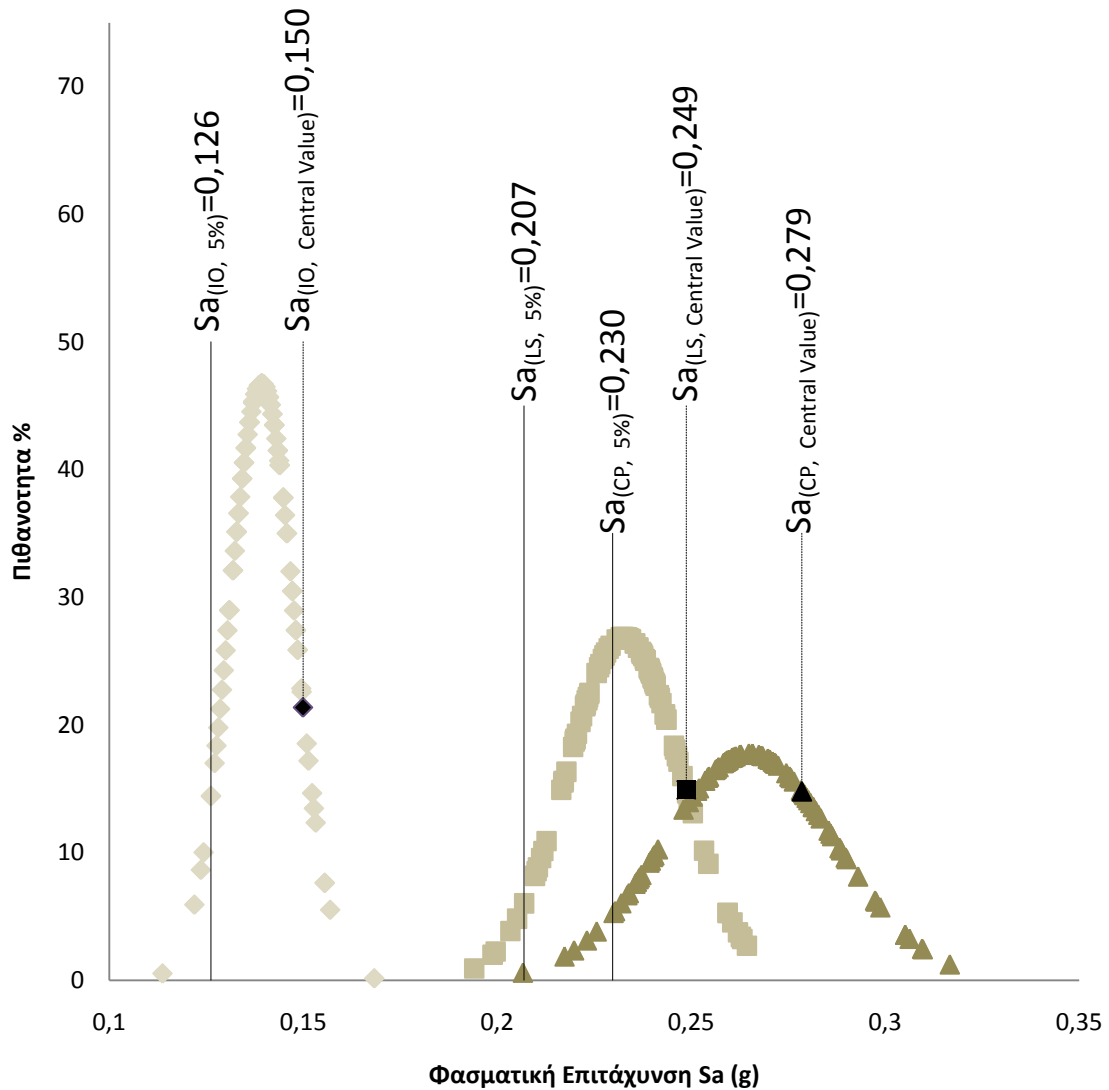


Σχ. 7.1 Σμήνος Καμπυλών Ικανότητας σε όρους θ - S_a



Σχ. 7.2 Κατανομές S_a για τις τρεις στάθμες επιτελεσιμότητας

Στο σχήμα 7.3, παρουσιάζονται οι κατανομές της φασματικής επιτάχυνσης για κάθε στάθμη επιτελεσιμότητας. Επιπλέον φαίνονται οι κεντρικές τιμές καθώς και το 5% ποσοστημόριο, δηλαδή η τιμή του S_a την οποία υπερβαίνει το 95% των τιμών, για κάθε Σ.Ε.



Σχ. 7.3 Κατανομές της φασματικής επιτάχυνσης S_a για τις τρεις Σ.Ε

Στον πίνακα 7.4 φαίνονται οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης S_a (g) για τα τρία στάδια επιτελεστικότητας και για τις 100 επιλύσεις.

Πίνακας 7.4 Κατανομή S_a για τα τρία στάδια επιτελεστικότητας

S_a (g)	IO	LS	CP
1	0,156886	0,239437	0,262515
2	0,128048	0,205115	0,223097
3	0,144803	0,234513	0,25704
4	0,136577	0,243241	0,28543
5	0,126152	0,209741	0,236721
6	0,130891	0,212691	0,237146
7	0,141546	0,245576	0,288652
8	0,124258	0,211879	0,253593
9	0,142477	0,223664	0,258483
10	0,129944	0,23442	0,282135
11	0,130891	0,237358	0,288328

12	0,13705	0,239159	0,279156
13	0,133695	0,217142	0,236419
14	0,144803	0,222842	0,254264
15	0,135627	0,220543	0,239569
16	0,151309	0,243219	0,271415
17	0,134206	0,210156	0,240448
18	0,132786	0,217037	0,235612
19	0,135154	0,24363	0,289829
20	0,146661	0,250423	0,293034
21	0,152237	0,26204	0,305182
22	0,147136	0,220171	0,251992
23	0,128521	0,220073	0,250384
24	0,121887	0,198802	0,219785
25	0,141082	0,247744	0,290099
26	0,13969	0,227666	0,25965
27	0,140153	0,24585	0,285918
28	0,168267	0,260607	0,283387
29	0,13807	0,223147	0,241424
30	0,141082	0,232543	0,259333
31	0,113662	0,194059	0,217327
32	0,129467	0,232011	0,271739
33	0,148054	0,238177	0,261437
34	0,149915	0,240007	0,26486
35	0,132786	0,219985	0,249365
36	0,145266	0,231897	0,259034
37	0,127574	0,211309	0,240437
38	0,149529	0,223152	0,225611
39	0,142012	0,235542	0,271689
40	0,134681	0,237277	0,280199
41	0,136103	0,240175	0,279766
42	0,152701	0,264395	0,316683
43	0,138538	0,234397	0,271498
44	0,142012	0,237053	0,268061
45	0,141082	0,233427	0,272388
46	0,141546	0,233679	0,259123
47	0,142498	0,22144	0,23035
48	0,136103	0,216512	0,231966
49	0,130891	0,19958	0,206592
50	0,143872	0,238207	0,268366
51	0,142477	0,227222	0,2515
52	0,13969	0,240123	0,27544
53	0,148054	0,238177	0,260701
54	0,136103	0,226238	0,262769
55	0,14852	0,253334	0,29761
56	0,143406	0,254428	0,306326
57	0,14759	0,259388	0,309709
58	0,142998	0,230804	0,26265

59	0,139223	0,239626	0,274511
60	0,126152	0,206961	0,233905
61	0,139223	0,239185	0,26981
62	0,135154	0,229231	0,260495
63	0,13807	0,240464	0,278879
64	0,143733	0,239064	0,271024
65	0,13807	0,238034	0,278302
66	0,149448	0,238243	0,256588
67	0,13705	0,240655	0,282771
68	0,140153	0,223406	0,254395
69	0,134206	0,235508	0,276478
70	0,134681	0,217803	0,233514
71	0,13326	0,225638	0,258819
72	0,14573	0,246335	0,288252
73	0,13326	0,226593	0,26094
74	0,14852	0,246713	0,281393
75	0,13705	0,221882	0,239233
76	0,127101	0,21051	0,235978
77	0,130417	0,236367	0,281366
78	0,131839	0,233266	0,27532
79	0,155491	0,263167	0,309525
80	0,137131	0,234091	0,269747
81	0,147125	0,239679	0,265739
82	0,123558	0,203397	0,229973
83	0,138538	0,22873	0,258303
84	0,144803	0,241672	0,281449
85	0,131839	0,227725	0,267424
86	0,139223	0,228087	0,248022
87	0,137602	0,242326	0,280718
88	0,143406	0,249347	0,279249
89	0,140617	0,24898	0,297409
90	0,135154	0,239242	0,28633
91	0,150844	0,240835	0,27026
92	0,137131	0,237618	0,275717
93	0,132312	0,222654	0,256227
94	0,14573	0,259419	0,298762
95	0,137602	0,22277	0,240156
96	0,155491	0,262809	0,305184
97	0,132786	0,223781	0,259353
98	0,128996	0,219582	0,254572
99	0,143872	0,236342	0,265827
100	0,153166	0,24191	0,270248

Η σχέση που δίνει την καμπύλη τρωτότητας σύμφωνα με τον κανονισμό ATC 58 είναι συνάρτηση λογαριθμοκανονικής αθροιστικής κατανομής πιθανότητας με μέση τιμή m και λογαριθμική τυπική απόκλιση β :

$$P_i(\theta > \theta_i) = \Phi\left(\frac{\ln(S_a/m_i)}{\beta_i}\right) \quad (7.2)$$

Όπου $P_i(\theta > \theta_i)$ είναι η πιθανότητα η τιμή του θ να ξεπεράσει το σχετικό όριο και Φ είναι η συνάρτηση της κανονικής αθροιστικής κατανομής.

Η μέση τιμή και η λογαριθμική τυπική απόκλιση, υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$m = e^{\left(\frac{1}{M} \cdot \sum_{i=1}^M \ln(S_{a,i})\right)} \quad (7.3)$$

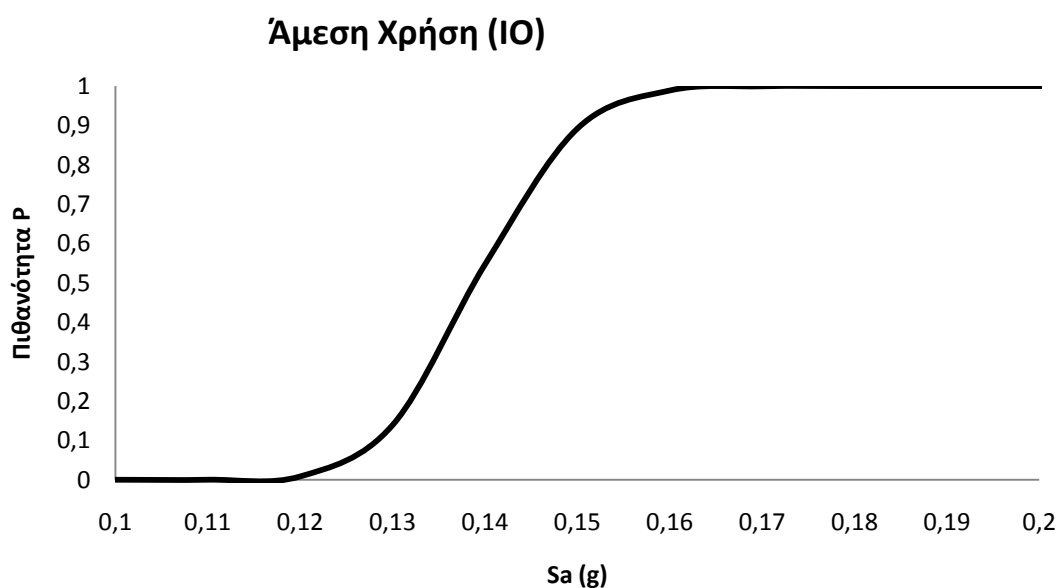
$$\beta = \sqrt{\frac{1}{1-M} \cdot \sum_{i=1}^M \left(\ln\left(\frac{S_{a,i}}{m}\right)\right)^2} \quad (7.4)$$

Όπου M το μέγεθος του δείγματος.

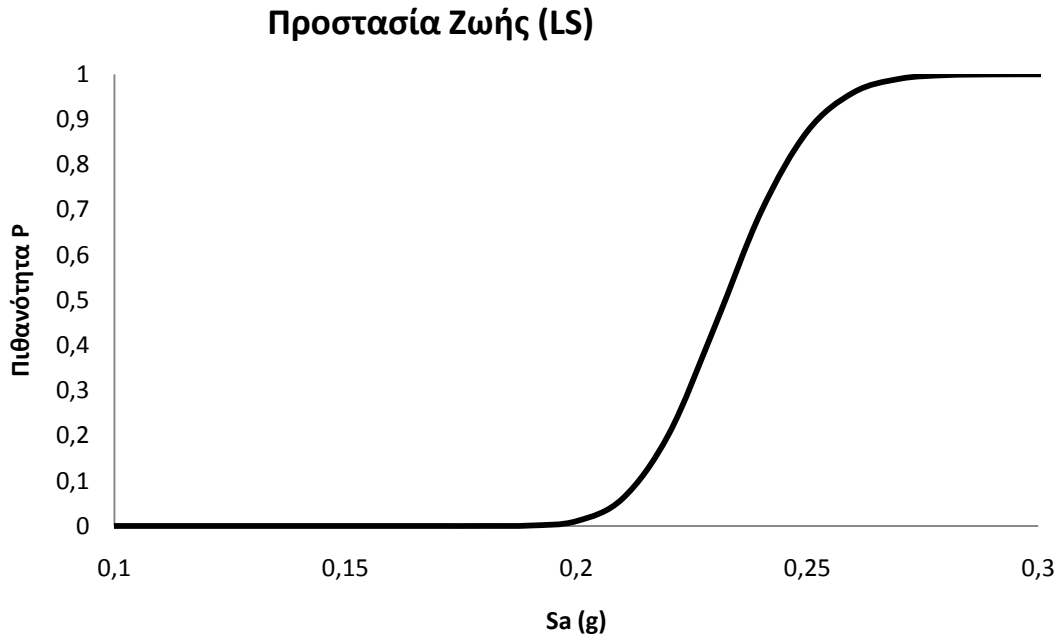
Στον πίνακα 7.5 φαίνονται οι υπολογισθείσες τιμές της μέσης τιμής και λογαριθμικής τυπικής απόκλισης για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας, και στα σχήματα 7.4-7.7 οι αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητας.

Πίνακας 7.5 Παράμετροι κατανομής του S_a

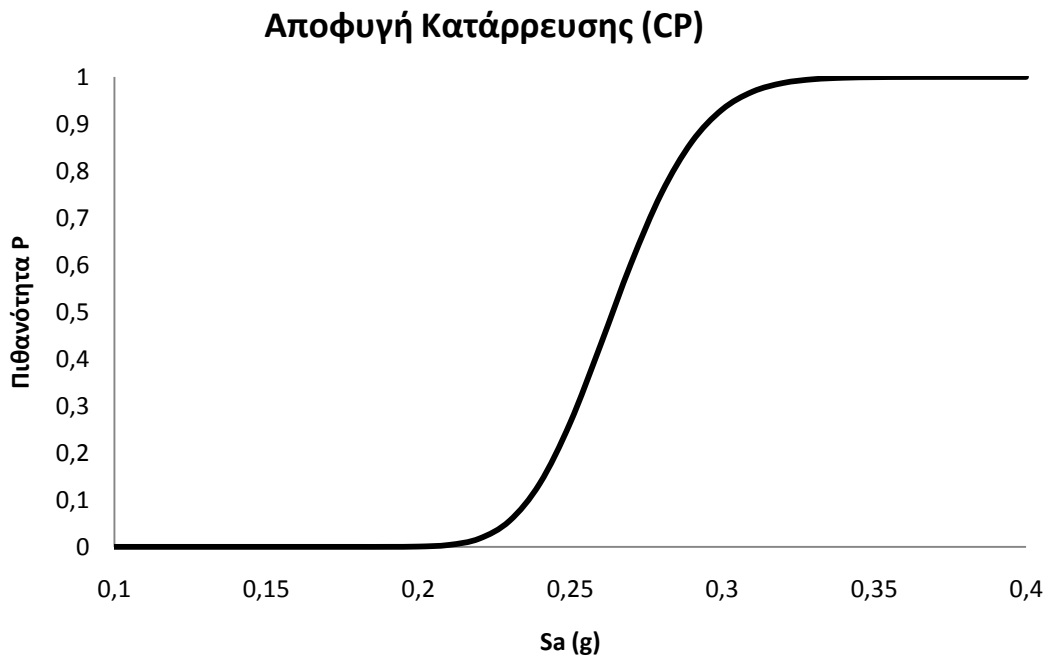
	IO	LS	CP
m	0,138977	0,232142	0,263987
β	0,061617	0,064774	0,086361



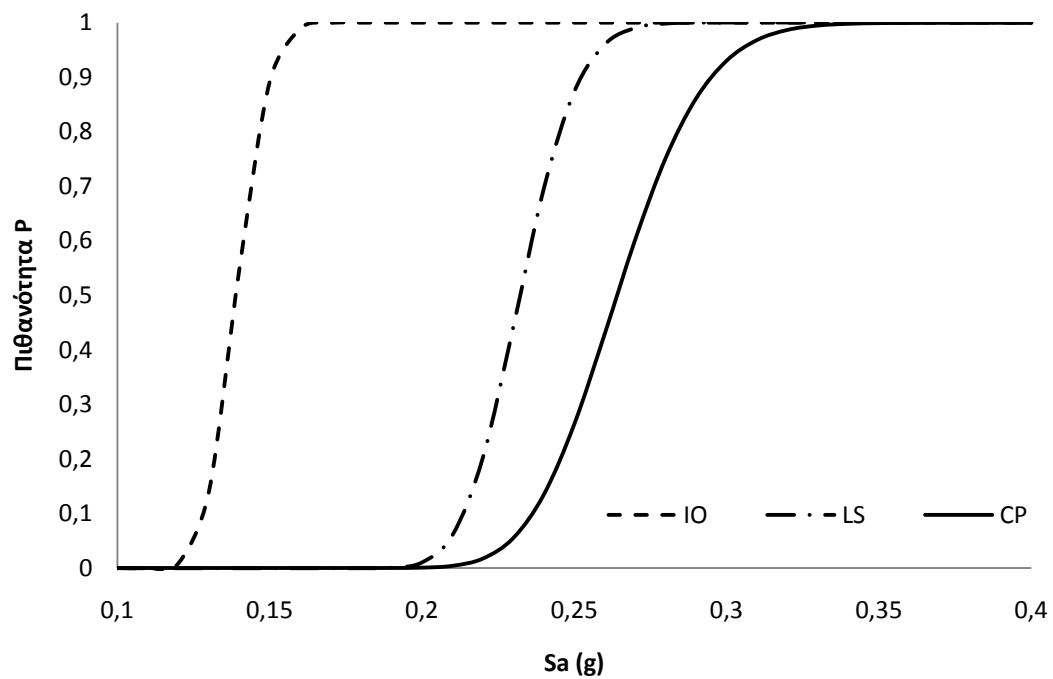
Σχ. 7.4 Καμπύλη Τρωτότητας για τη Σ.Ε. Άμεση Χρήση (IO)



Σχ. 7.5 Καμπύλη Τρωτότητας για τη Σ.Ε. Προστασία Ζωής (LS)



Σχ. 7.6 Καμπύλη Τρωτότητας για τη Σ.Ε. Αποφυγή Κατάρρευσης (CP)



Σχ. 7.7 Καμπύλες Τρωτότητας για τις διάφορες Σ.Ε.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία, διερευνήθηκε η επιρροή των αβεβαιοτήτων που αφορούν στις ιδιότητες των υλικών και στο γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού των υποστυλωμάτων, στην καμπύλη αντίστασης του εξεταζόμενου δομήματος. Μεγαλύτερη επιρροή, τηρουμένων των επιλεχθέντων κατανομών των τυχαίων μεταβλητών, παρουσιάζει, όπως ήταν αναμενόμενο η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, στη διακύμανση της οποίας η κατασκευή είναι πιο ευαίσθητη.

Μεγάλη ευαισθησία παρουσιάζεται επίσης στη διακύμανση του γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού των υποστυλωμάτων του ισογείου και του πρώτου ορόφου. Αυτό το συμπέρασμα είναι απολύτως αναμενόμενο καθώς τα υποστυλώματα του δευτέρου ορόφου έχουν μικρή συμμετοχή στην ανάληψη των οριζόντιων φορτίων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Αν το κτίριο ήταν ομοιόμορφα οπλισμένο καθ' ύψος, τα υποστυλώματα του ισογείου θα ήταν πάντα κρίσιμα και η επιρροή αυτών του πρώτου ορόφου θα ήταν μικρότερη από σε σχέση με την επιρροή που προέκυψε από τα αποτελέσματα. Επειδή όμως το εν λόγω ποσοστό μεταβάλλεται από όροφο σε όροφο με τυχαίο τρόπο, έχει σαν αποτέλεσμα σε πολλές από τις αναλύσεις να υπάρχει σχετικά μεγάλη διαφορά στον οπλισμό των υποστυλωμάτων μεταξύ ισογείου και πρώτου ορόφου με αποτέλεσμα πολλές φορές η μεγαλύτερη παραμόρφωση να εμφανίζεται στον πρώτο και όχι στο ισόγειο. Επιπλέον λόγω της διαφορά αυτής στον οπλισμό εμφανίζεται αρκετά συχνά το φαινόμενο του μαλακού ορόφου όπου η οριζόντια μετακίνηση δεν κατανέμεται ομοιόμορφα στο ύψος του κτιρίου αλλά περιορίζεται σε έναν (μαλακό) όροφο.

Λόγω του τυχηματικού χαρακτήρα των παραμέτρων της κάθε ανάλυσης, προκύπτουν κάποιες περιπτώσεις με αρκετά μικρές αντοχές όπου η κατάρρευση πραγματοποιείται προτού η ανηγμένη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων φτάσει στο όριο που ορίζεται για τη στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγή κατάρρευσης (βλ. σχήμα 7.1). Στις περιπτώσεις αυτές, για τη φασματική επιτάχυνση της εν λόγω στάθμης επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η τιμή του τελευταίου σταδίου της ανάλυσης, δηλαδή η φασματική επιτάχυνση τη στιγμή της κατάρρευσης.

Από το σχήμα 7.3 του προηγούμενου κεφαλαίου, βλέπουμε ότι ο λόγος της τιμής της φασματικής επιτάχυνσης S_a , που προκύπτει από την ανάλυση του φορέα για τις κεντρικές τιμές των παραμέτρων, προς την τιμή του S_a την οποία υπερβαίνει το 95% των τιμών, δηλαδή το 5% ποσοστημόριο, κυμαίνεται γύρω στο 1,20. Πιο συγκεκριμένα:

$$\frac{S_{a(10, \text{ Central Value})}}{S_{a(10, 5\%)}} = \frac{0,150}{0,126} = 1,19$$

$$\frac{Sa_{(LS, \text{ Central Value})}}{Sa_{(LS, 5\%)}} = \frac{0,249}{0,207} = 1,20$$

$$\frac{Sa_{(CP, \text{ Central Value})}}{Sa_{(CP, 5\%)}} = \frac{0,279}{0,230} = 1,21$$

Παρατηρούμε ότι οι τιμές αυτές συμφωνούν με τις τιμές που προτείνει ο Ευρωκώδικας 8 μέρος 3, (πίνακας 3.1), για επίπεδο γνώσης KL2 (από μη πλήρη αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση ή μόνο εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση), αντιστοιχεί συντελεστής εμπιστοσύνης $CF_{EG2}=1,20$.

Από τις καμπύλες τρωτότητας, φαίνεται ότι το διάστημα των φασματικών επιταχύνσεων στο οποίο η κατασκευή υπερβαίνει μια στάθμη επιτελεστικότητας, είναι αρκετά περιορισμένο. Συγκεκριμένα για τη Σ.Ε. Άμεση Χρήση (IO), το διάστημα αυτό είναι περίπου 0,115g-0,160g για την Προστασία Ζωής (LS), 0,180g-0,275g και για την Αποφυγή Κατάρρευσης (CP), 0,20g-0,33g. Δηλαδή για τιμές μικρότερες του κάτω ορίου των παραπάνω διαστημάτων, η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης επιτελεστικότητας είναι 0, ενώ για φασματικές επιταχύνσεις μεγαλύτερες του άνω ορίου η ίδια πιθανότητα είναι 1. Αυτό το περιορισμένο διάστημα μέσα στο οποίο εξαντλείται η πιθανότητα υπέρβασης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας, οφείλεται στη χρήση της ανελαστικής στατικής ως μεθόδου ανάλυσης και στο μικρό ύψος του κτιρίου. Στην περίπτωση της προσαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA), όπου ο επιταχύνσεις επιβάλλονται άμεσα στην κατασκευή, οι καμπύλες τρωτότητας θα ήταν λιγότερο κατακόρυφες, δηλαδή το διάστημα εξάντλησης της πιθανότητας υπέρβασης μιας Σ.Ε. θα ήταν μεγαλύτερο.

Η χρήση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης ως μέθοδος αποτίμησης, είναι μεν μια καλή εναλλακτική λύση έναντι της προσαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA), αλλά παρουσιάζει πληθώρα αδυναμιών. Όταν εφαρμόζεται προσεκτικά και με καλή κρίση, προσφέρει πολύ χρήσιμες πληροφορίες σε ότι αφορά την πρόβλεψη των σεισμικών απαιτήσεων και των αδυναμιών υφιστάμενων κυρίως κατασκευών που δεν προσφέρουν οι ελαστικές αναλύσεις. Παρόλα αυτά, η μέθοδος βασίζεται σε πολλές υποθέσεις και είναι δυνατόν να καταλήξει σε παραπλανητικά αποτελέσματα. Έτσι η ανάλυση pushover, αποτελεί ένα αρκετά χρήσιμο εργαλείο για το μηχανικό, αλλά εμπεριέχει παγίδες που πρέπει να αναγνωριστούν ώστε να αποφευχθούν τυχόν παρερμηνείες. Το βασικό μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι δεν λαμβάνει υπόψη τις ιδιομορφές πέραν της θεμελιώδους, έτσι ενδείκνυται να εφαρμόζεται μόνο σε κατασκευές των οποίων η ταλάντωση ελέγχεται από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.

Σε ότι αφορά τις παραδοχές για τις πιθανοτικές κατανομές των τυχαίων μεταβλητών, η λογαριθμοκανονική κατανομή για τις αντοχές των υλικών, με τις παραμέτρους που επιλέχθηκαν, είναι μια καλή προσέγγιση των πραγματικών τιμών και βασίστηκαν στις προτάσεις της σχετικής βιβλιογραφίας. Η κατανομή του ποσοστού του οπλισμού των υποστρωμάτων βασίστηκε σε εμπειρικά δεδομένα λαμβάνοντας υπόψη τις κατασκευαστικές συνήθειες και τις κοινωνικοοικονομικές συνθήκες της εποχής κατά την οποία υποτέθηκε ότι μελετήθηκε το δόμημα. Παρόλα αυτά, η θεώρηση ότι σε όλες τις περιπτώσεις υπάρχει διαφορά στο ποσοστό οπλισμού από όροφο σε όροφο, ανταποκρίνεται μεν στην υπόθεση ότι τυχόν σφάλματα στην όπλιση πιθανόν να είναι συστηματικά σε επίπεδο ορόφου, αλλά σε καμία περίπτωση δεν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα. Έτσι γίνεται αντιληπτό ότι το δείγμα που προέκυψε για την πιθανοτική διερεύνηση δεν είναι αντιπροσωπευτικό για κανένα πραγματικό πληθυσμό κατασκευών. Πάντως το πρόβλημα του προσδιορισμού των πιθανοτικών προσομοιωμάτων για αυτές τις τυχαίες μεταβλητές, συνοδεύεται από το γενικότερο πρόβλημα που αφορά τον προσδιορισμό αξιόπιστων μηχανικών προσομοιωμάτων ακριβούς περιγραφής της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων από ΟΣ υπό την επιβολή σεισμικής διέγερσης.

Συνοψίζοντας, η παρούσα εργασία, αποτελεί μια παρουσίαση της μεθόδου πιθανοτικής διερεύνησης της σεισμικής απόκρισης και δεν ενδείκνυται για ασφαλή συμπεράσματα, παρόλο που τα αποτελέσματα κρίνονται ικανοποιητικά τηρουμένων των παραδοχών και υποθέσεων που έγιναν. Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στη σωστή εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, μέσω της ορθής χρήσης και αξιοποίησης των δυνατοτήτων του λογισμικού (SAP2000), καθώς και με τον ακριβή υπολογισμό των διαγραμμάτων απόκρισης (ροπής-πλαστικής στροφής) των μελών πάντα με βάση τους σχετικούς κανονισμούς. Τέλος η παρούσα εργασία, χρήζει βελτίωσης σε ότι αφορά την περαιτέρω διερεύνηση της υπάρχουσας βιβλιογραφίας και στην παρουσίαση των αποτελεσμάτων η οποία όμως δεν έγινε λόγω έλλειψης χρόνου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Β.Δ. [1954], ΦΕΚ 160 Α/26-7-1954, Περί Κανονισμού δια την Μελέτην και Εκτέλεσιν Οικοδομικών Έργων εξ Ωπλισμένου Σκυροδέματος.

Β.Δ. [1959], ΦΕΚ 36 Α/26-2-1959, Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων.

Δήμου, Χ. [2004], Βέλτιστος Σχεδιασμός Κατασκευών με Περιορισμούς Αξιοπιστίας και Χρήση Ανταγωνιστικών Γενετικών Αλγόριθμων, Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

ΕΑΚ [2000], ΦΕΚ 2184 Β/20-12-1999, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.

ΕΚΩΣ [2000], ΦΕΚ 1329 Β/6-11-2000, Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος.

Ευροκώδικας, 8 [2004], Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος-3, Αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας και Ενισχύσεις Κτιρίων, Βρυξέλες, Βέλγιο.

Θώμος, Γ. [2006]. Αποτίμηση με Πιθανοτικές Μεθόδους της Σεισμικής Συμπεριφοράς Κατασκευών υπό Σταδιακώς Αυξανόμενη Φόρτιση, Διδακτορική Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

ΚΑΝΕΠΕ [2009], Κανονισμός Επεμβάσεων, Σχέδιο Κειμένου-3, ΟΑΣΠ, Αθήνα.

Παπαδρακάκης, Μ., [2003], Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων Σύγχρονες Μέθοδοι, Μαθήματα Στατικής V, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Ρεπαπής, Κ. [2007]. Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Ω.Σ., Διδακτορική Διατριβή, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Τρέζος, Κ.Γ., Θώμος, Γ.Κ. [2006], Συντελεστές Ασφαλείας για την Εφαρμογή της Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης, 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη.

Χριστοφή, Α., [2010], Επιτελεστικός Σχεδιασμός Κτιρίων με Κριτήρια Τρωτότητας, Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Ψυχάρης, Ν.Γ., [2007], Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το Μάθημα Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

ATC-40, [1996], Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, California

ATC-58, [2009], Guidelines for Seismic Performance Assessment of Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, California

CSI Reference Manual, For SAP2000, ETABS and SAFE, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

FEMA-273, [1997], Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FEMA-356, [2000], Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Ghobarah, A., [2004], On Drift Limits Associated with Different Damage Levels, Performance Based Seismic Design and Implementations, Bled, Slovenia

Giannopoulos, I.P., [2009], Seismic Assessment of a RC Building According to FEMA - 356 and Eurocode 8, 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Πάφος, Κύπρος.

Jalayer, F., Iervolino, I., Manfredi, G., [2010], Structural Modeling Uncertainties and their Influence on Seismic Assessment of Existing RC Structures, Department of Structural Engineering, University of Naples Federico II.

Matala, A., [2008], Sample Size Requirement for Monte Carlo Simulations using Latin Hypercube Sampling, Helsinki University of Technology.

Ozal, A.K., [2008], Evaluation of Deformation Capacity Criteria of Eurocode 8, Graduate Program in Earthquake Engineering, Bogazici University.

Oracle Crystal Ball, Fusion Edition, User Manual, Release 11.1.1.1.00, Redwood City, California.

Papadrakakis, M., Tsompanakis, Y., Lagaros, N., Fragiadakis, M., [2004], Reliability Based Optimization of Steel Frames Under Seismic Loading Conditions Using Evolutionary Computation, Journal of Theoretical and Applied Mechanics, Warsaw, Poland.

Ramamoorthy, S.K., Gardoni, P., Bracci, J.M., [2006], Seismic Fragility Estimates for Reinforced Concrete Buildings, Center of Design and Construction Integration, Zachry Department of Civil Engineering, A&M University, Texas.

SEAOC (Structural Engineers Association of California), [1995], Performance Based Seismic Engineering of Buildings, SEAOC Sacramento, California.

Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M., [2009], Incremental Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty, Earthquake Engng Struct. Dyn.