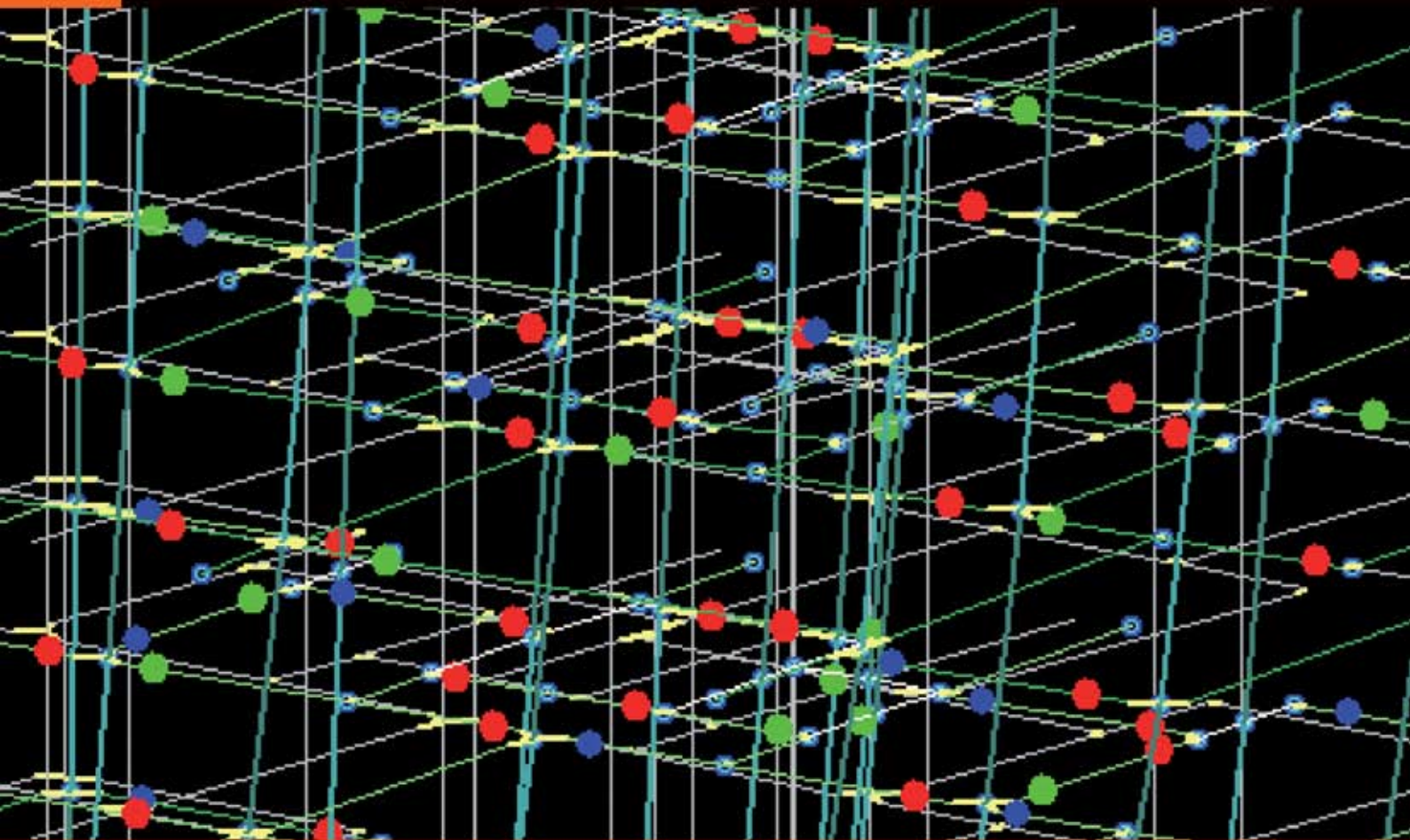


..... (10NL)
fespa

Performance Pushover Analysis

Pushover

Θεωρητικά στοιχεία



LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΑ ΥΨΗΛΗΣ ΑΠΟΔΟΣΗΣ

Pushover

Θεωρητικά στοιχεία



Αθήνα, Οκτώβριος 2013

Version 1.0.28

Περιεχόμενα

1	Pushover	4
1.1	Γενικά	4
1.1.1	Στόχοι μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.....	5
1.1.2	Πλεονεκτήματα ανελαστικής ανάλυσης.....	5
1.1.3	Χρήση Pushover σε νέα και υφιστάμενα κτίρια	6
1.1.4	Ο συντελεστής α_u/α_1	6
1.1.5	Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover	8
1.2	Προσομοίωση	9
1.2.1	Φορτία και μέλη της κατασκευής.....	10
1.2.2	Κατανομή σεισμικών φορτίων	10
1.2.3	Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία.....	12
1.3	Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών	14
1.3.1	Αντοχή σκυροδέματος.....	14
1.3.2	Περίσφιξη	16
1.4	Συμπεριφορά δομικών στοιχείων	18
1.4.1	Διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης.....	18
1.4.2	Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων (M-φ).....	19
1.4.3	Γωνία στροφής-χορδής.....	27
1.4.4	Ενεργός δυσκαμψία.....	33
1.4.5	Διάτμηση.....	34
1.4.6	Επιρροές 2 ^{ης} τάξης	35
1.5	Διαφοροποιήσεις Μεταλλικών Κατασκευών	39
1.5.1	Διάγραμμα F-δ	39
1.6	Καμπύλη αντίστασης	41
1.6.1	Γενικά	41
1.6.2	Μέθοδοι επίλυσης	41
1.6.3	Παραδείγματα	46
1.7	Στοχευόμενη μετατόπιση	53
1.7.1	Μέθοδος EC8 (Μέθοδος N2).....	53
1.7.2	Μέθοδος ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Μέθοδος των συντελεστών)	59
1.7.3	Στάθμες επιτελεστικότητας	61
1.8	Τελικός έλεγχος επάρκειας Equation Section (Next)	64
1.8.1	Καθολικός έλεγχος κατασκευής	64
1.8.2	Έλεγχος σε επίπεδο μέλους.....	65
1.8.3	Εύρεση του μέγιστου σεισμικού συντελεστή που αντιστοιχεί σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας	66
1.9	Τοιχοπληρώσεις Equation Section (Next)	69
1.9.1	Γενικά	69
1.9.2	Είδη τοιχοπληρώσεων	70
1.9.3	Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων	75
1.9.4	Απομειώσεις αντοχής τοιχοπληρώσεων	78

1.9.5 Γιατί να συμπεριλάβω τις τοιχοπληρώσεις στο υπολογιστικό μοντέλο;82

1

Pushover

1.1 Γενικά

Ένα πρόβλημα εξαιρετικής σημασίας στη δομοστατική μηχανική είναι ο υπολογισμός της απόκρισης ελαστοπλαστικών φορέων υπό στατική ή δυναμική φόρτιση. Οι ισοδύναμες στατικές αναλύσεις που προτείνονταν από τους κανονισμούς τα προηγούμενα χρόνια, αδυνατούσαν να αποκαλύψουν την πραγματική συμπεριφορά των κατασκευών. Η ραγδαία εξέλιξη των προσωπικών ηλεκτρονικών υπολογιστών και των αλγορίθμων επίλυσης έχει καταστήσει πλέον δυνατή την εφαρμογή των ανελαστικών μεθόδων υπολογισμού από τους μηχανικούς της πράξης. Η μη γραμμική ανάλυση των κατασκευών εξελίσσεται όλο ένα και περισσότερο σε ένα αναγκαίο εργαλείο του δομοστατικού σχεδιασμού.

Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί, όπως ο Ευρωπαϊκός κανονισμός για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών (Ευρωκώδικας 8, 2004), τα πρότυπα του Αμερικάνικου συλλόγου πολιτικών μηχανικών για τη σεισμική αποκατάσταση υπάρχουσων κατασκευών (ASCE, 2007) και ο Ελληνικός κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2012) προτείνουν ότι η διαθέσιμη πλαστιμότητα μιας κατασκευής θα πρέπει να προσδιορίζεται μέσω μιας στατικής, ανελαστικής ανάλυσης Pushover. Αντίθετα, μια δυναμική, ελαστοπλαστική ανάλυση χρονοϊστορίας δεν προτείνεται ακόμα, λόγω της αυξημένης πολυπλοκότητας και του υπέρογκου υπολογιστικού κόστους που αυτή απαιτεί.

Η προτίμηση των κανονισμών στην ανάλυση Pushover αποδίδεται στο συνδυασμό της ακριβέστερης προσέγγισης της συμπεριφοράς των μελών μέσω της ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών, ενώ η σεισμική ένταση εκφράζεται απλά μέσω μίας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση του δομήματος. Ως κατάρρευση ορίζεται η δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ή η αδυναμία του φορέα να

αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Οι προκύπτουσες παραμορφώσεις της κατασκευής συγκρίνονται έπειτα με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

1.1.1 Στόχοι μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

Η μια εκ των δύο ανελαστικών ειδών ανάλυσης κατασκευών που προτείνονται στους σύγχρονους κανονισμούς είναι η ανελαστική στατική ανάλυση ή αλλιώς πιο γνωστή ως ανάλυση Pushover. Η χρήση της μεθόδου έχει μια σειρά στόχων:

- Τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Την τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο (λόγος α_u/α_i).
- Την εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού.

Ο μελετητής μηχανικός έχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσει τη μέθοδο Pushover τόσο στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό παλαιότερων κτιρίων όσο και στην ανάλυση νέων κατασκευών. Η χρήση της μεθόδου στον ανασχεδιασμό παλαιότερων κατασκευών και στη μελέτη νέων κατασκευών διαφοροποιείται σε ορισμένα σημεία όπως αναλύεται παρακάτω.

1.1.2 Πλεονεκτήματα ανελαστικής ανάλυσης

Η μη γραμμική ανάλυση υπερέχει της κλασικής ελαστικής καθώς παρουσιάζει τα ακόλουθα πλεονεκτήματα.

- Είναι πιο ακριβής διότι δεν βασίζεται μόνο στη δυσκαμψία των μελών, αλλά συνεκτιμά και την αντοχή τους. Επίσης, καθιστά δυνατό τον έλεγχο της δυνατότητας παραμόρφωσης όπως αυτή διαμορφώνεται βάσει π.χ. της περίσφιγξης και της λεπτομέρειας όπλισης.
- Εξασφαλίζεται η εποπτεία κατανομής των βλαβών στον φορέα.
- Γίνεται απαλλαγή από ικανοτικά προσομοιώματα.
- Μπορεί να ελεγχθεί η επάρκεια του φορέα για πολλές επιτελεστικότητες ταυτόχρονα (*Άμεση χρήση, Προστασία ζωής, Αποφυγή κατάρρευσης*)

- Παρέχει πληροφόρηση σχετικά με την μορφή της δομικής ανεπάρκειας και βοηθάει να σχεδιαστεί η ενίσχυση είτε με αύξηση της αντοχής, είτε με αύξηση της πλαστιμότητας, είτε με συνδυασμό τους.

Σύμφωνα με τα παραπάνω στο τέλος μιας στατικής μελέτης με βάση τη μη γραμμική ανάλυση επιτυγχάνεται ο πληρέστερος έλεγχος της συμπεριφοράς της κατασκευής, ενώ παράλληλα εξασφαλίζεται η οικονομικότητα χωρίς υποχωρήσεις στην ασφάλεια.

1.1.3 Χρήση Pushover σε νέα και υφιστάμενα κτίρια

Η μη γραμμική στατική ανάλυση είναι απαραίτητη όπως προαναφέρθηκε, για διαφορετικούς λόγους τόσο σε νέα όσο και σε παλιά κτίρια. Η διαφοροποίηση έγκειται στο σκοπό που επιδιώκεται να επιτευχθεί μέσω της ανάλυσης αυτής.

Νέα Κτίρια

Σε νέα κτίρια επιδιώκεται μέσω της ανάλυσης Pushover, η **χάραξη της καμπύλης αντίστασης** της κατασκευής και εξ' αυτής ο **προσδιορισμός του λόγου α_w/α_1** όπως αυτός αναλύεται στην §1.1.4. Ο λόγος α_w/α_1 χρησιμοποιείται τελικά στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q της κατασκευής. Οι απαραίτητοι έλεγχοι της κατασκευής παρόλα αυτά πραγματοποιούνται με βάση τα αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης. Θεωρείται ότι υπάρχει πλήρης γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, της θεωρητικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

Υφιστάμενα Κτίρια

Σε παλαιές κατασκευές που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται, στόχος της ανάλυσης Pushover είναι η **χάραξη της καμπύλης αντίστασης** και βάσει αυτής, ο **προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας** για δεδομένη σεισμική διέγερση (Βλέπε §1.7). Με βάση το σημείο επιτελεστικότητας πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων ή δυνάμεων. Θεωρείται ότι υπάρχει γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, της πραγματικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών που μπορεί να κυμαίνεται από πλήρης έως περιορισμένη.

1.1.4 Ο συντελεστής α_w/α_1

Ο ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς q μιας κατασκευής είναι σταθερός ή ανάλογος του λόγου α_w/α_1 , σύμφωνα με την τάξη της πλαστιμότητάς της (EC8-1, §5.2.2.2). Ο λόγος απαιτείται από τον EC8 στην ανάλυση νέων κατασκευών και είναι δυνατόν να προσδιοριστεί με δύο τρόπους:

1. **Προσεγγιστικά**, ανάλογα με το στατικό σύστημα του φορέα και με κατάλληλη απομείωση σε περίπτωση που το κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.
2. **Υπολογιστικά**, με πραγματοποίηση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover)

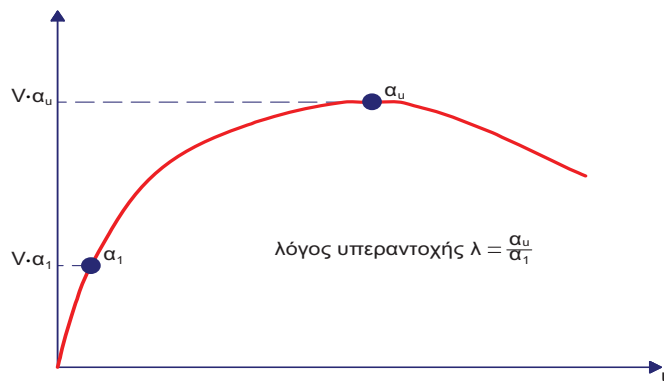
Ο λόγος αυτός απαρτίζεται από:

α_1 = τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να φτάσει κάποιο μέλος της κατασκευής στην καμπτική διαρροή ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές (εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο φέροντα οργανισμό).

α_u = τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο κτίριο για την αστάθεια του τελευταίου, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές.

Είναι φανερό πως σε μια αμφιέριστη δοκό ο λόγος αυτός είναι ίσος με 1, διότι η δημιουργία της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης εφόσον δεν υπάρχει υπεραντοχή, είναι ικανή να οδηγήσει σε κατάρρευση. Συνεπώς, όσο μεγαλύτερη είναι η ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω πλαστικών παραμορφώσεων, τόσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος αυτός.

Η μέγιστη τιμή του λόγου σύμφωνα με τον EC8, όταν δεν πραγματοποιείται ανάλυση Pushover είναι 1.3, ενώ για τιμές μεγαλύτερες, απαιτείται επαλήθευση με χρήση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης. Αυτή η επαλήθευση είναι αναγκαία, προκειμένου να είναι βέβαιο πως η κατασκευή είναι «ικανή» να αναπτύξει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις πριν να φτάσει στο σημείο κατάρρευσης. Ωστόσο η μέγιστη τιμή του λόγου που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο σχεδιασμό είναι 1.5, ακόμα και αν η ανάλυση Pushover προβλέπει μεγαλύτερο. Ενδεικτικά το διάγραμμα α-δ φαίνεται στο Σχήμα 1.1.

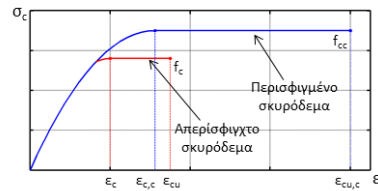


Σχήμα 1.1: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής.

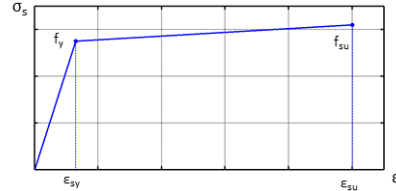
1.1.5 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover

Υλικά

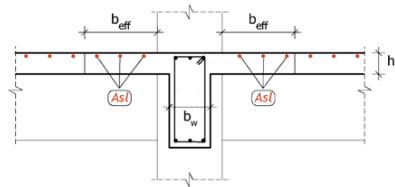
Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος



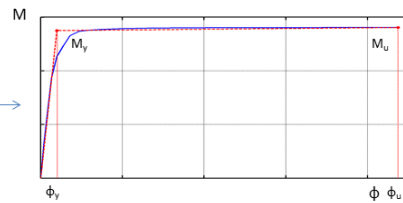
Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα



Επίπεδο διατομής



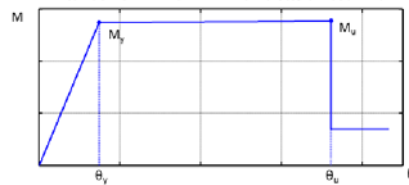
Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων (M-φ)



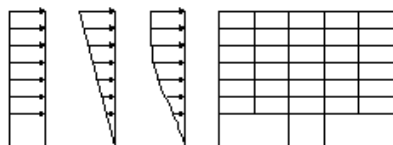
Επίπεδο μέλους



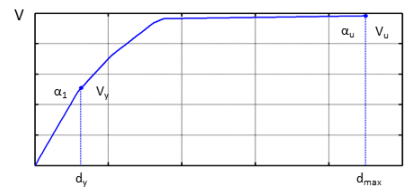
Διάγραμμα ροπών-γωνιών στροφής χορδής (M-θ)



Επίπεδο κατασκευής



Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης (V-d)



Σχήμα 1.2: Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover

Για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης απαιτείται ο προσδιορισμός της αντοχής των μελών της κατασκευής. Η διαδικασία που ακολουθείται φαίνεται στο **Σχήμα 1.2**. Η πορεία εξαγωγής της καμπύλης αντίστασης ακολουθεί τη λογική της εκκίνησης από την τοπική αντοχή των κρίσιμων διατομών μέσα στην κατασκευή (άκρα των φερόντων μελών της κατασκευής) και της κατάληξης στη γενική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής. Αρχικά ορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών και χαράσσεται το διάγραμμα **ροπών-καμπυλοτήτων** των ακραίων διατομών των φερόντων μελών της κατασκευής για διάφορα επίπεδα αξονικής δύναμης. Έτσι συνεκτιμάται η αλληλεπίδραση αξονικής ορθής έντασης και διαξονικής κάμψης. Γνωρίζοντας τον τρόπο απόκρισης των κρίσιμων διατομών ενός μέλους είναι δυνατή η εύρεση της συμπεριφοράς αυτού, η οποία εκφράζεται με το διάγραμμα **ροπών-γωνιών στροφής χορδής**. Η γενικότερη απόκριση της κατασκευής υπό οριζόντια φόρτιση μπορεί πλέον να προσδιοριστεί βασισμένη στην απόκριση των επιμέρους μελών της.

Στα επόμενα αναλύεται διεξοδικά το κάθε επίπεδο προσομοίωσης και ανάλυσης, όπως επεξηγείται από τους σύγχρονους κανονισμούς και ενσωματώνεται στο FESPA.

1.2 Προσομοίωση

Βασικό στοιχείο της ανάλυσης είναι η ορθή προσομοίωση της κατασκευής και τοποθέτηση των κατάλληλων φορτίων ώστε να λαμβάνονται σε αυτή όλα τα απαραίτητα στοιχεία, τα οποία θα οδηγήσουν σε αξιόπιστα αποτελέσματα

1.2.1 Φορτία και μέλη της κατασκευής

Αρχές προσομοίωσης	Διατάξεις
<p>A. Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό του EC8-1 (§4.3.3.4.1 (5)P).</p> <p>B. Εφαρμογή των πλευρικών στατικών φορτίων στη στάθμη κάθε διαφράγματος σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών σεισμικών δυνάμεων.</p> <p>C. Η εφαρμογή τους σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική»), θα οδηγήσει σε δυο αποτελέσματα για κάθε κρίσιμη διατομή, εκ των οποίων το δυσμενέστερο θα χρησιμοποιηθεί στον έλεγχο.</p> <p>D. Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται γενικά τόσο τα κύρια, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις εφόσον λαμβάνεται υπόψη η φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου. Σε αντίθετη περίπτωση τα δευτερεύοντα στοιχεία θα αποκλείονται από την ανάλυση.</p>	<p>ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.3.1)</p>

Πίνακας 1.1: Βασικές απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τα μέλη και τις φορτίσεις της κατασκευής.

Βασικές απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ ως προς την τοποθέτηση των φορτίων στην κατασκευή και τη συμπεριφορά των μελών αυτής συνοψίζει ο Πίνακας 1.1.

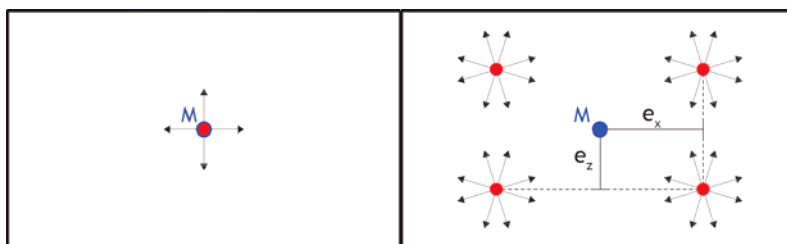
1.2.2 Κατανομή σεισμικών φορτίων

Η σεισμική ένταση εκφράζεται με οριζόντια φόρτιση κατανομής σύμφωνης με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων, η οποία αυξάνεται σταδιακά μέχρι το επίπεδο της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος, το οποίο ταυτίζεται με την οροφή του κτιρίου.

Οριζόντια Κατανομή Φορτίων

Η εφαρμογή των οριζόντιων φορτίων γίνεται στη στάθμη του διαφράγματος (πλάκα ορόφου). (EC8-3, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.3). Εφαρμόζονται σε δύο διευθύνσεις για θετικό και αρνητικό πρόσημο σύμφωνα με την EC8-1 §4.3.3.4.1(7)Α και ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.3.1(β). Για κάθε μια από τις τέσσερις περιπτώσεις που προκύπτουν εφαρμόζονται δυο καθ' ύψος κατανομές των οριζόντιων φορτίων παράγοντας έτσι συνολικά 8 φορτίσεις. Δυνατή είναι επίσης

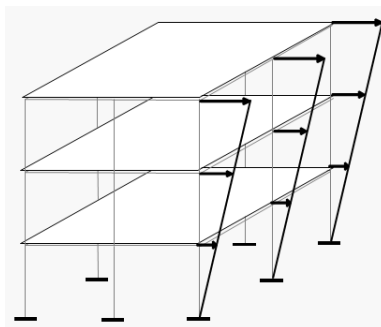
η εισαγωγή τυχηματικής εκκεντρότητας προκειμένου να υλοποιηθεί η απαίτηση της EC8-1 §4.3.3.5.1 για συνδυασμό των οριζόντιων δράσεων. Δεδομένης της μη γραμμικότητας της ανάλυσης δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Συνεπώς, για να επιτευχθεί χωρική επαλληλία οι συνδυασμοί δράσεων που λαμβάνονται καλύπτουν όλες τις διευθύνσεις φόρτισης εισάγοντας π.χ. φορτία σε δύο κάθετες διευθύνσεις. Έπειτα, για να ληφθεί υπόψη η ταυτόχρονη δράση των εντατικών μεγεθών, αυτά συνδιάζονται με τον κανόνα του 100/30, δηλαδή λαμβάνοντας το 100% των μεγεθών στην κύρια διεύθυνση φόρτισης και το 30% στη δευτερεύουσα.



Σχήμα 1.3: Διευθύνσεις φόρτισης διαφράγματος χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα και με τυχηματική εκκεντρότητα.

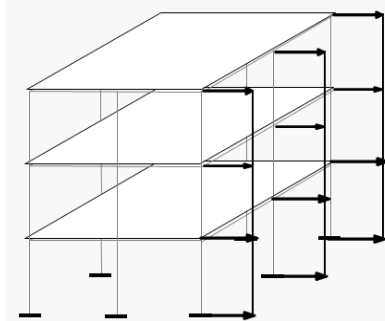
Καθ' ύψος Κατανομή

1. **Τριγωνική Κατανομή** (EC8-3 §4.4.4.1): Η επιλογή της 1^{ης} κατανομής οριζόντιων φορτίων είναι ανάλογη με πλευρικές δυνάμεις που είναι συμβατές με την κατανομή οριζοντίων δυνάμεων που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση όπως αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 1.4.



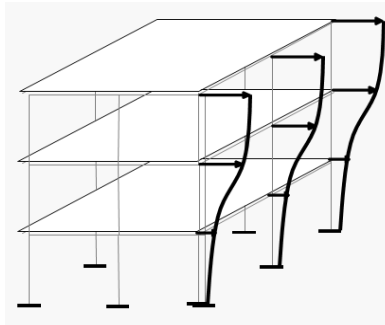
Σχήμα 1.4: Τριγωνική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος.

2. **Ομοιόμορφη Κατανομή** (EC8-3 §4.4.4.1): Η επιλογή της 2^{ης} κατανομής οριζοντίων φορτίων βασίζεται σε οριζόντιες δυνάμεις, οι οποίες είναι ανάλογες με τη μάζα ανεξάρτητα από τη στάθμη.



Σχήμα 1.5: Ορθογωνική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος.

3. **Ιδιομορφική Κατανομή:** Η επιλογή της 3^{ης} κατανομής οριζόντιων φορτίων βασίζεται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας όπως αυτή προέκυψε από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.



Σχήμα 1.6: Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος.

1.2.3 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

Η διάκριση των επιμέρους μελών της κατασκευής σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία βασίζεται στο κατά πόσο σημαντική είναι η συνεισφορά τους στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων (KAN.ΕΠΕ. §2.4.3.4 και EC8-1 §4.2.2). Ως κύρια (ή πρωτεύοντα) μέλη χαρακτηρίζονται όλα τα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια του δομήματος υπό σεισμικά φορτία. Όσον αφορά τα δευτερεύοντα μέλη η δυσκαμψία και η αντοχή τους στις σεισμικές δράσεις αγνοείται, ενώ διατηρούν την ικανότητα ανάλιψης των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας. Πιο συγκεκριμένα ως δευτερεύοντα μέλη μπορούν να χαρακτηριστούν τα εξής: (KAN.ΕΠΕ. §5.1.2)

- Υφιστάμενα υποστυλώματα και δοκοί, των οποίων η συνεισφορά στην αντίσταση έναντι σεισμού κρίνεται χαμηλή λόγω π.χ. βλάβης ή είναι αναξιόπιστη λόγω αβεβαιότητας σχετικά με τον τρόπο δόμησης.
- Φυτευτά υποστυλώματα.
- Δοκοί σύζευξης και γενικά δοκοί μικρού μήκους που συμβάλλουν σε τοιχώματα, αλλά δεν είναι οπλισμένες κατάλληλα.
- Όλος ο υφιστάμενος φορέας μπορεί να χαρακτηριστεί ως δευτερεύον εφόσον προβλέπεται ότι νέοι φορείς (τοιχώματα, μεταλλικοί σύνδεσμοι κ.α.) θα αναλάβουν το σύνολο της σεισμικής δράσης.

Τόσο τα κύρια όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία μιας κατασκευής ελέγχονται με βάση τις δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμικών δυνάμεων και μετακινήσεων.

- Γενικά, η διάκριση των φερόντων στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα έχει επίδραση στους συντελεστές ασφαλείας υλικών για έλεγχο σε όρους δυνάμεων. Συγκεκριμένα, για δευτερεύοντα μέλη η αντοχή προσδιορίζεται κατά περίπτωση από τις μέσες ή τις χαρακτηριστικές τιμές χωρίς διαίρεση με συντελεστές ασφαλείας γ_c , γ_s . Το αποτέλεσμα είναι οι αντοχές των υλικών και κατ' επέκταση και οι αντιστάσεις (τέμνουσα) να προκύπτει μεγαλύτερη στα δευτερεύοντα μέλη απ' ότι στα πρωτεύοντα. (EC8-3 §2.2.1 και ΚΑΝ.ΕΠΕ. πιν. Π4.1).
- Για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων η διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα μέλη αφορά μόνο τις στάθμες επιτελεστικότητας **B**-Σημαντικών Βλαβών (SD) και **Γ**-Οιονεί κατάρρευση (NC). Στις δυο αυτές στάθμες για τα δευτερεύοντα μέλη ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται, δηλαδή, να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ' ότι τα πρωτεύοντα στοιχεία. (EC8-3 §3.2.2. & §Α.3.2.3 και ΚΑΝ.ΕΠΕ. §9.3.1). Για έλεγχο στην στάθμη **A** – Περιορισμός βλαβών (DL) τα κριτήρια επιτελεστικότητας για κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία ταυτίζονται.

Σε αυτό το σημείο πρέπει να επισημανθεί το γεγονός πως η τοιχοποιία δε θεωρείται δευτερεύον στοιχείο και η εκτίμηση της επίδρασης της στην απόκριση της κατασκευής θα πρέπει να εκτιμηθεί από το μελετητή μηχανικό και να ληφθεί υπόψη σε περίπτωση που είναι δυσμενής. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.1.4.2). Επίσης, ο χαρακτηρισμός κάποιων στοιχείων ως δευτερευόντων σεισμικών μελών δε θα πρέπει να μεταβάλλει την ταξινόμηση του φορέα από μη-κανονικό σε όψη και κάτοψη σε κανονικό σε όψη και κάτοψη [EC8-1, §4.2.2(5)].

1.3 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών

Η εισαγωγή των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών με ορθό τρόπο στην προσομοίωση αποτελεί ιδιαίτερα σημαντικό χαρακτηριστικό κάθε ανάλυσης. Ο EC8 προβλέπει τιμές αντοχής υλικών που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε νέες κατασκευές όπως αναλύεται παρακάτω. Το θέμα περιπλέκεται στην περίπτωση επισκευής υφιστάμενων κτιρίων όπου η γνώση μπορεί να είναι περιορισμένη. Οι τιμές αντοχής που προβλέπονται για νέα κτίρια μπορούν σε αυτή την περίπτωση με χρήση των συντελεστών εμπιστοσύνης να χρησιμοποιηθούν και σε υφιστάμενα.

1.3.1 Αντοχή σκυροδέματος

Η ανάλυση πραγματοποιείται με χρήση των μέσων αντοχών των υλικών. Σε υφιστάμενη κατασκευή οι μέσες αντοχές μπορούν να προκύψουν από επί τόπου πυρηνοληψία ή από τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές αντοχές.

Όταν η μέση αντοχή σκυροδέματος υφιστάμενων μελών προκύπτει από επί τόπου δοκιμές, οι αναμενόμενες τιμές για την αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου δίνεται στα επόμενα.

- Η μέση αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου f_c και κυβικού $f_{c,cube}$ συσχετίζονται σύμφωνα και με EC2-1-1 πίν.3.1 με τον ακόλουθο τύπο:

$$f_{cm} = f_{cm,cube}/1.25$$

- Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος αυξάνεται με την πάροδο του χρόνου λόγω σκλήρυνσης. Η μεταβολή αυτή μπορεί να εκτιμηθεί βάσει της EC2-1-1 §3.1.2(6):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

όπου ο συντελεστής $\beta_{cc}(t)$ για 10 έως 30 έτη και τσιμέντο χαμηλής ή μέσης αντοχής μπορεί να ληφθεί περίπου ίσος με $1.20 \div 1.25$. Τελικά η αντοχή του κυλινδρικού δοκιμίου είναι:

$$f_{cm}(t) = f_{cm,cube} \cdot 1.25/1.25 = f_{cm,cube}$$

Όταν είναι γνωστή η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής του σκυροδέματος, τότε η μέση τιμή μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}, \text{ EC2 πίνακας 3.1}$$

$$f_{cm} = \min \{ f_{ck} + 5 \text{ (MPa)}, 1.20 \cdot f_{ck} \}, \text{ KAN.EΠΕ Παράρτημα 4.2}$$

Οι παραπάνω θεωρήσεις συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα για τις σύνηθες κατηγορίες σκυροδέματος υφιστάμενων κτιρίων:

	Ποιότητα υφιστάμενου σκυροδέματος όπως προδιαγράφεται στην μελέτη		Αποτίμηση Φ.Ι.
	Μέση τιμή κυβικού δοκιμίου [MPa]	Χαρακτηριστική τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{ck} [MPa]	Ενδεικτική Μέση αναμενόμενη τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{cm} [MPa]
B160	16		16
B225	22.5		22.5
B300	30		30
C16/20		16	23÷30
C20/25		20	29÷35

Πίνακας 1.2: Αναμενόμενες μέσες αντοχές για υφιστάμενο σκυρόδεμα

Η μέση αντοχή του χάλυβα B500(C ή A) προκύπτει ως εξής:

$$f_{ym} = 1.15f_{yk}, \text{ EC8-2 §E.2.2}$$

$$f_{ym} = (1.10 \text{ ή } 1.05) \cdot f_{yk} \text{ για } \Phi \leq 16 \text{ ή } \Phi \geq 18, \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ Παράρτημα 4.1}$$

Εναλλακτικά και σύμφωνα με προδιαγραφή κατασκευαστών (ΣΙΔΕΝΟΡ) είναι ίση με:

$$f_{ym} = 550 \div 560 (\text{MPa})$$

Η οριακή παραμόρφωση του διαμήκους σπλισμού ϵ_{su} υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση λαμβάνεται ίση με 6% για την κατηγορία χάλυβα C.

Τα παραπάνω συνοψίζονται στον **Πίνακας 1.3** για τις σύνηθες κατηγορίες χάλυβα.

	Νέος οπλισμός Χαρακτηρ. τιμές	Υφιστάμενος οπλισμός Μέσες τιμές			
	B500C	S500s ή B500C	S500	StIII ή S400	StI ή S220
Αντοχή fyk ή fym [MPa]	fyk = 500	fym = 550 ÷ 575	fym = 550 ÷ 575	fym = 460 ÷ 480	fym = 260 ÷ 290
Οριακή παραμόρφω ση esuk ή esum	6.0 ÷ 7.5%	10%	5%	5%	10 ÷ 12%

Πίνακας 1.3: Ενδεικτικές – προτεινόμενες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής και παραμόρφωσης για νέο χάλυβα και αντίστοιχες μέσες τιμές για υφιστάμενο χάλυβα.

1.3.2 Περίσφιγξη

Στους σύγχρονους Κανονισμούς η ευμενής επιρροή της τριαξονικής θλίψης στην αντοχή και πλαστιμότητα του σκυροδέματος περιλαμβάνεται με προτεινόμενα μοντέλα περίσφιγξης.

1.3.2.1 Επιρροή της περίσφιγξης (Μοντέλο του EC8-3)

Η αντοχή και συμπεριφορά του σκυροδέματος διαφέρει ανάλογα με το αν αυτό υπόκειται σε μονοαξονική ή τριαξονική θλίψη. Συγκεκριμένα, η εξασφάλιση επαρκούς περίσφιγξης σε διατομή σκυροδέματος οδηγεί σε αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας του, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.7. Οι παρακάτω εξισώσεις αναφέρονται στο EC8-3 §A.3.1.1.

Η αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3.7 \left(\frac{\alpha_p f_{yw}}{f_c} \right)^{0.86} \right]$$

f_c μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (MPa)

f_{yw} όριο διαρροής του εγκάρσιου ή του οπλισμού περίσφιγξης

α είναι ο συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφιγξης, όπως προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right)$$

ρ_{sx} το ποσοστό του εγκάρσιου χάλυβα που είναι παράλληλος στην κατεύθυνση x της φόρτισης.

$$\rho_{sx} = \frac{A_{sw}}{b_w s_h}$$

s_h απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

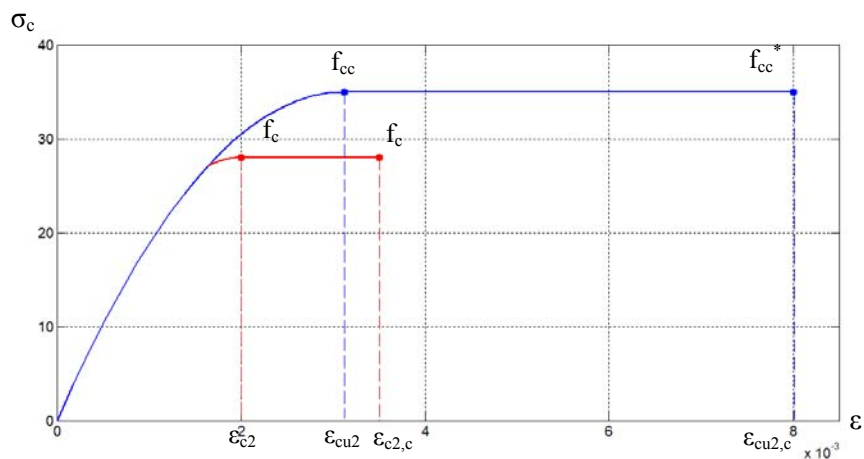
Η ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην αντοχή f_{cc} θεωρείται ότι αυξάνει πάνω από την τιμή ϵ_{c2} του μη περισφιγμένου σκυροδέματος ως εξής:

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c2} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right]$$

Όπως γίνεται φανερό από την ανωτέρω εξίσωση, η ανηγμένη παραμόρφωση του σκυροδέματος αυξήθηκε εξαιτίας της περισφιγξης και αυτό οδηγεί σε πιο πλάσטיμη συμπεριφορά του μέλους.

Η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση της ακραίας ίνας της θλιβόμενης ζώνης λαμβάνεται ίση με:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 0.5 \frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c}$$



Σχήμα 1.7: Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων για απερίσφιγτο και περισφιγμένο δοκίμιο

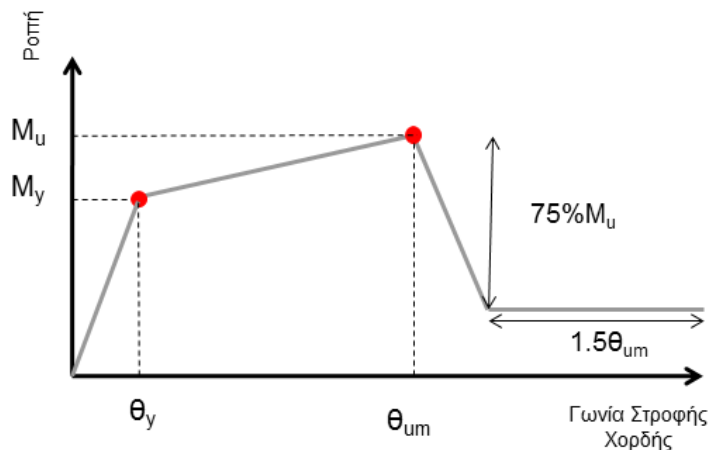
Εφαρμογή στο Fespa

Το μοντέλο περίσφιγξης το οποίο ενσωματώνεται στο Fespa είναι αυτό του EC8-3. Μέσω της παραμέτρου «Κτίριο > Pushover > Προσαύξηση οριακής παραμόρφωσης λόγω περίσφιγξης» ο μελετητής έχει την δυνατότητα να επιλέξει αν θα χρησιμοποιηθεί το μοντέλο περίσφιγξης του EC8-3 ή εάν οι υπολογισμοί θα πραγματοποιηθούν για απερίσφιγχο σκυρόδεμα.

1.4 Συμπεριφορά δομικών στοιχείων

1.4.1 Διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης

Είναι φανερό πως η ανελαστική στατική ανάλυση βασίζεται στην εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής. Η ανελαστικότητα προκύπτει με τη συσχέτιση των γενικευμένων μεγεθών δύναμης F (δύναμη ή ροπή) με τις αντίστοιχες παραμορφώσεις δ (μετατοπίσεις ή στροφές). Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο υπόψη μέλος. Στην περίπτωση αξονικά καταπονούμενων μελών το ρόλο του F παίζει η δύναμη και του δ η μετακίνηση, ενώ στην περίπτωση καμπτόμενων μελών το ρόλο του F παίζει η ροπή M ενώ του δ η γωνία στροφής θ . Η γενική μορφή του διαγράμματος $M-\theta$ φαίνεται στο Σχήμα 1.8.



Σχήμα 1.8: Γενική μορφή διαγράμματος $M-\theta$.

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα ασχοληθούμε με καμπτόμενα μέλη και συνεπώς όλα τα επόμενα διαγράμματα θα είναι $M-\theta$. Οι περιοχές στις οποίες μπορεί να

χωρισθεί το διάγραμμα $M-\theta$ για τη συνήθη περίπτωση της ανελαστικής σχέσης ροπών-γωνιών στροφής-χορδής είναι οι ακόλουθες:

1. Ελαστική περιοχή μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η οριακή αντοχή M_y και η παραμόρφωση διαρροής θ_y υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού όπως αναφέρονται παρακάτω στην §1.4.3.
2. Μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία. Το μήκος του κλάδου εξαρτάται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας θ_{um} , σχέσεις για τον υπολογισμό του οποίου δίνονται στον στη συνέχεια.
3. Η παραμένουσα αντίσταση του στοιχείου εκφράζεται μέσω του οριζόντιου κλάδου που φαίνεται στο Σχήμα 1.8. Μέσω αυτού του κλάδου εκφράζεται η ικανότητα του μέλους να παραλάβει μόνο κατακόρυφα φορτία.

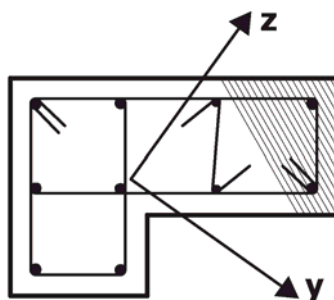
Εφαρμογή στο Fespa

Το διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης που καθορίζει την ελαστική και μετελαστική συμπεριφορά του στροφικού ελατηρίου που προσομοιώνει την πλαστική άρθρωση ενσωματώνεται στο FESPA με τη μορφή που φαίνεται στο Σχήμα 1.8, με κράτυνση και παραμένουσα αντοχή $20\% \cdot M_u$.

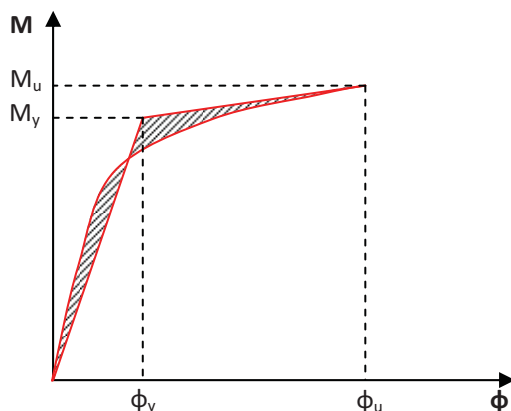
1.4.2 Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων ($M-\phi$)

1.4.2.1 Εισαγωγή

Ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής στη μη γραμμική στατική ανάλυση απαιτεί την εύρεση της αντοχής των διατομών των μελών. Για κάθε κρίσιμη διατομή, είναι δυνατή η εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων. Βασική παραδοχή της προσέγγισης αποτελεί ότι η επιπεδότητα των διατομών διατηρείται στην παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα. Το διάγραμμα είναι δυνατό να υπολογιστεί με ακρίβεια τόσο για συμμετρικές όσο και για ασύμμετρες διατομές και για συνδυασμό αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης, Σχήμα 1.9.



Σχήμα 1.9: Διατομή με θλιβόμενη ζώνη τυχαίου σχήματος



Σχήμα 1.10: Διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων διατομής.

Το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων είναι μη γραμμικό και η διγραμμικοποίηση αυτού επιτυγχάνεται με την εξαγωγή διγραμμικού διαγράμματος του οποίου η ενέργεια (εμβαδόν του χωρίου ανάμεσα στο διάγραμμα και τον οριζόντιο άξονα) ισούται με την ενέργεια του αρχικού μη γραμμικού διαγράμματος. Η διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων τελικά έγκειται στην εξίσωση των γραμμοσκιασμένων εμβαδών που διακρίνονται στο Σχήμα 1.10.

1.4.2.2 Υπολογιστικές λεπτομέρειες

Ο υπολογισμός των απαραίτητων εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων που χρησιμοποιούνται στο διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων (Σχήμα 1.10) μπορεί να γίνει είτε με χρήση επαναληπτικής διαδικασίας είτε με εφαρμογή κλειστών τύπων.

Κλειστοί τύποι

Η **ροπή στη διαρροή** μπορεί να υπολογιστεί μέσω κλειστών τύπων σε περίπτωση που η θλιβόμενη ζώνη του στοιχείου είναι ορθογωνική όπως αναφέρεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παράρτημα 7^Α) και γίνεται ως εξής:

Ροπή στη διαρροή:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1+\delta) - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1-\xi_y)\rho + (\xi_y - \delta)\rho + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta) \right] \cdot (1-\delta) \frac{E_s}{2} \right\}$$

όπου η **καμπυλότητα στη διαρροή** $(1/r)_y$ για ορθογωνικές διατομές (και λοιπές διατομές σταθερού πλάτους θλιβόμενης ζώνης) προσδιορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$(1/\Gamma)_y = \frac{f_y}{E_s (1-\xi_y) d}$	<p>Η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυόμενου οπλισμού.</p>
$(1/\Gamma)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d}$	<p>Η διαρροή διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος.</p>

Πίνακας 1.4: Καμπυλότητα στη διαρροή διατομής

Η μικρότερη τιμή αντιστοιχεί στη ζητούμενη καμπυλότητα στη διαρροή.

Στις παραπάνω εξισώσεις χρησιμοποιούνται οι παρακάτω παράμετροι:

ρ, ρ', ρ_y , είναι τα ποσοστά του εφελκυόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους καταναμημένου οπλισμού

$$\delta' = d'/d$$

Όπου

d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα

d το στατικό ύψος

f_c η μέση τιμή της αντοχής του σκυροδέματος όπως αυτή προκύπτει από επιτόπιες δοκιμές για υπάρχοντα κτίρια και διαιρεμένη με τον κατάλληλο συντελεστή εμπιστοσύνης.

f_y η μέση τιμή της τάσης διαρροής του χάλυβα όπως αυτή προκύπτει από επιτόπιες δοκιμές για υπάρχοντα κτίρια και διαιρεμένη με τον κατάλληλο συντελεστή εμπιστοσύνης.

E_s, E_c τα μέτρα ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος αντίστοιχα

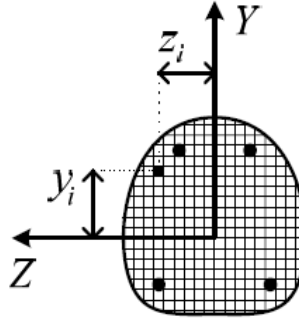
ξ_y το ύψος θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ανηγμένο στο στατικό ύψος, για τον υπολογισμό του οποίου διατίθενται σχέσεις στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ημειμπερικές σχέσεις για τον προσδιορισμό της καμπυλότητας στη διαρροή μπορούν να χρησιμοποιηθούν με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπως αναφέρονται στο παράρτημα 7^Α.

Επαναληπτική διαδικασία για την εξαγωγή διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων

Στη γενικότερη και συνηθέστερη περίπτωση, όπου η θλιβόμενη ζώνη δεν είναι ορθογωνική (εξαιτίας μεταβολής της θέσης και της κλίσης του ουδέτερου άξονα

στο υποστύλωμα), η ροπή διαρροής υπολογίζεται με επαναληπτική διαδικασία. Η ανάλυση πραγματοποιείται υποδιαιρώντας τη διατομή του σκυροδέματος σε ίνες (Σχήμα 1.11) αναγνωρίζοντας τις περιοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα ανεξάρτητα.



Σχήμα 1.11: Διακριτοποίηση διατομής σε ίνες για τον αριθμητικό υπολογισμό του διαγράμματος $M-\phi$.

Σύμφωνα με την παραδοχή της επιπεδότητας η κατανομή της παραμόρφωσης στη διατομή στην περίπτωση μονοαξονικής κάμψης περιγράφεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\varepsilon(y) = \varepsilon_0 - \gamma \cdot \phi \quad (1.4.1)$$

Όπου ε_0 είναι η παραμόρφωση στον κεντροβαρικό άξονα, ϕ είναι η καμπυλότητα της διατομής και y η απόσταση από τον κεντροβαρικό άξονα.

Η διατομή υπόκειται αρχικά μία σταθερή παραμόρφωση $\varepsilon = \varepsilon_0$ για μηδενική καμπυλότητα, τέτοια ώστε να εφαρμοστεί στη διατομή όλη η αξονική δύναμη N . Παράλληλα, ενδέχεται να αναπτυχθεί ροπή αν η διατομή είναι ασύμμετρα οπλισμένη. Εφόσον η διατομή παραμένει στη γραμμική περιοχή η παραμόρφωση που πρέπει να εφαρμοστεί αρχικά είναι:

$$\varepsilon_0 = \frac{N}{A_c E_c + A_s E_s} \quad (1.4.2)$$

Αν η παραμόρφωση ε_0 υπερβαίνει τη γραμμική περιοχή, τότε εφαρμόζεται μία διαδικασία με δοκιμές, με σκοπό να εφαρμοστεί στη διατομή όλη η αξονική δύναμη.

Στη διατομή στη συνέχεια υποβάλλονται μικρές μεταβολές της κατανομής παραμόρφωσης (μεταβολές της παραμόρφωσης $\Delta \varepsilon_0$ και της καμπυλότητας $\Delta \phi$). Σε αυτές τις μεταβολές αντιστοιχούν μεταβολές της αξονικής δύναμης και ροπής των οποίων ο υπολογισμός γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις.

$$\Delta N = \iint_A \Delta \sigma dA \quad (1.4.3)$$

$$\Delta M = - \iint_A \Delta \sigma \cdot y dA \quad (1.4.4)$$

Όπου $\Delta \sigma$ είναι η μεταβολή των τάσεων στο χωρίο της διατομής.

Αντικαθιστώντας την εξίσωση (1.4.1) στις εξισώσεις (1.4.3) και (1.4.4) και μετατρέποντας το ολοκλήρωμα σε πεπερασμένο άθροισμα, σύμφωνα με τη συμβολή της κάθε ίνας, προκύπτει.

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n (E_t \cdot A)_i & -\sum_{i=1}^n (E_t \cdot A)_i \cdot y_i \\ -\sum_{i=1}^n (E_t \cdot A)_i \cdot y_i & \sum_{i=1}^n (E_t \cdot A)_i \cdot y_i^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \epsilon_0 \\ \Delta \phi \end{Bmatrix} \quad (1.4.5)$$

Όπου n είναι ο συνολικός αριθμός των ινών, E_t το εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας του νόμου του υλικού της ίνας i , A_i το εμβαδόν της ίνας i και y_i η απόσταση της ίνας i από τον κεντροβαρικό άξονα.

Η επαναληπτική διαδικασία που εφαρμόζεται στο βήμα k είναι η εξής:

1. Η συνολική καμπυλότητα μετά τη μικρή αύξηση που εφαρμόζεται είναι:

$$\phi_k = \phi_{k-1} + \Delta \phi_k \quad (1.4.6)$$

Προκειμένου να διατηρηθεί η αξονική δύναμη που έχει ήδη εφαρμοστεί, τίθεται η απαίτηση $\Delta N_k^n = 0$. Προκύπτει έτσι η μεταβολή της παραμόρφωσης $\Delta \epsilon_0$ που πρέπει να εφαρμοστεί από την 1η εξίσωση της σχέσης (1.4.5) και για δυσκαμψία αυτή του προηγούμενου βήματος $k-1$.

Εκκινούν εσωτερικές επαναλήψεις (δείκτης n) μέσα στο βήμα k ώστε να ικανοποιείται πάντα στο τέλος τους η προαναφερθείσα απαίτηση $\Delta N_k^n = 0$.

2. Υπολογίζεται η νέα παραμόρφωση στο κ.β. και η νέα καμπυλότητα από τη σχέση:

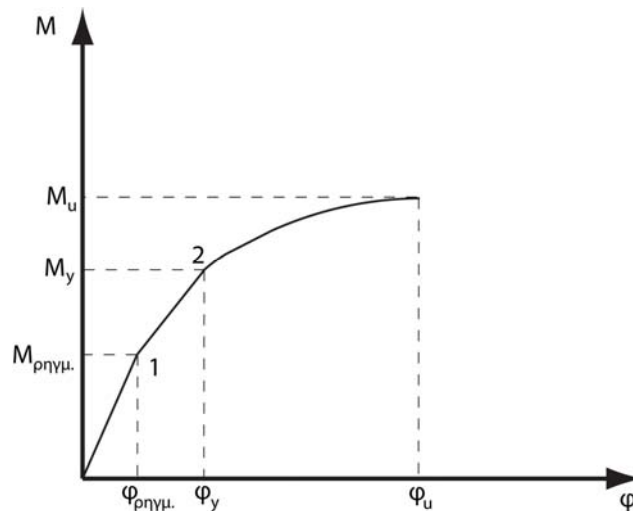
$$\begin{Bmatrix} \epsilon_0 \\ \phi \end{Bmatrix}_k^n = \begin{Bmatrix} \epsilon_0 \\ \phi \end{Bmatrix}_k^{n-1} + \begin{Bmatrix} \Delta \epsilon_0 \\ 0 \end{Bmatrix}_k^n \quad (1.4.7)$$

3. Επαναυπολογίζονται οι όροι του μητρώου δυσκαμψίας της εξίσωσης (1.4.5) με βάση την αρχή της επιπεδότητας και του μη-γραμμικού νόμου των υλικών.
4. Υπολογίζεται το μη ισορροπούμενο αξονικό φορτίο ΔN_k^n από την πρώτη εξίσωση της σχέσης (1.4.5).

5. Εάν $|\Delta N_k^n| \geq \text{tol}$ όπου tol είναι μία τιμή ανοχής, τότε η διαδικασία επαναλαμβάνεται από το βήμα 2. Διαφορετικά υπολογίζεται η τιμή της ροπής ΔM_k από τη 2^η εξίσωση της σχέσης (1.4.5).

Στο τέλος κάθε βήματος ενημερώνεται η ροπή αντοχής και συνεχίζεται η αναζήτηση του διαγράμματος $M-\varphi$ από το στάδιο 1 προσθέτοντας ακόμη μία αύξηση $\Delta\varphi_k$.

Μετά την περάτωση των βημάτων του αλγορίθμου προκύπτει το μη-γραμμικό διάγραμμα $M-\varphi$ όπως αυτό παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.12.



Σχήμα 1.12: Βήματα εξαγωγής διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων διατομής για συγκεκριμένη αξονική δύναμη.

Εφαρμογή στο Fespa

Στο Fespa υπολογίζεται η ροπή στη διαρροή είτε μέσω κλειστών τύπων για ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη είτε μέσω επαναληπτικής διαδικασίας για μη ορθογωνική.

Επιλογή επιπέδων αξονικής δύναμης για εξαγωγή διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων

Όπως προαναφέρθηκε η επίδραση της αξονικής δύναμης στην καμπτική αντοχή των μελών θα πρέπει να ληφθεί υπόψη. Η επιλογή των αξονικών δυνάμεων για την ακριβή εξαγωγή διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων στο FESPA γίνεται με μια διαδικασία που δεν επιβαρύνει υπολογιστικά τη μέθοδο επίλυσης βοηθώντας τόσο στην ταχύτητα επίλυσης όσο και στη συνολική ευστάθεια της μεθόδου οδηγώντας σε αποτελέσματα πολύ ικανοποιητικής ακρίβειας.

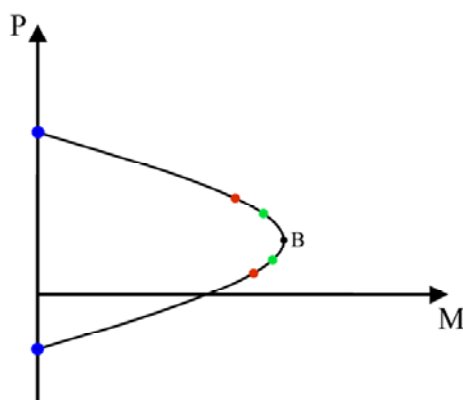
Η διαδικασία που ακολουθείται για την επιλογή των αξονικών δυνάμεων για τις οποίες θα γίνει ακριβής υπολογισμός των διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων σε μια συγκεκριμένη διατομή είναι:

A) Για κάθε επιμέρους γωνία κλίσης του ουδέτερου άξονα πραγματοποιείται ακριβής υπολογισμός της αξονικής δύναμης για την οποία η διατομή παρουσιάζει τη μέγιστη καμπτική της αντοχή (Balance point-B στο Σχήμα 1.13).

B) Υπολογισμός με ακρίβεια των σημείων του διαγράμματος αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης- αξονικής δύναμης, που αντιστοιχούν στη μέγιστη θλιπτική και εφελκυστική αντοχή της διατομής για μηδενική ροπή (σημεία πάνω στον κατακόρυφο άξονα Σχήμα 1.13).

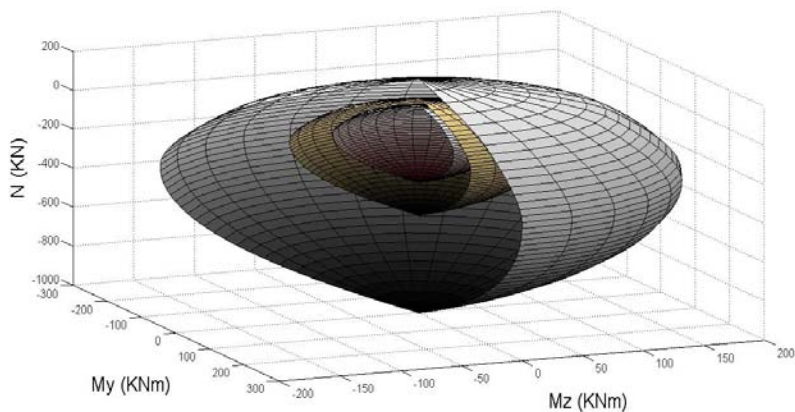
Γ) Ανάλογα με την επιλογή του χρήστη για ενσωμάτωση 3 ή 5 αξονικών δυνάμεων υπολογίζονται επιπρόσθετα 2 ή 4 σημεία εκατέρωθεν του σημείου B.

Δ) Για κάθε ενδιάμεση κατάσταση οι υπολογισμοί γίνονται με χρήση γραμμικής παρεμβολής. Αυτή η προσέγγιση είναι αποδεκτή καθώς είναι φανερό από το Σχήμα 1.13 ότι οι κλίσεις ανάμεσα στα ακριβώς υπολογισθέντα σημεία είναι περίπου σταθερές.



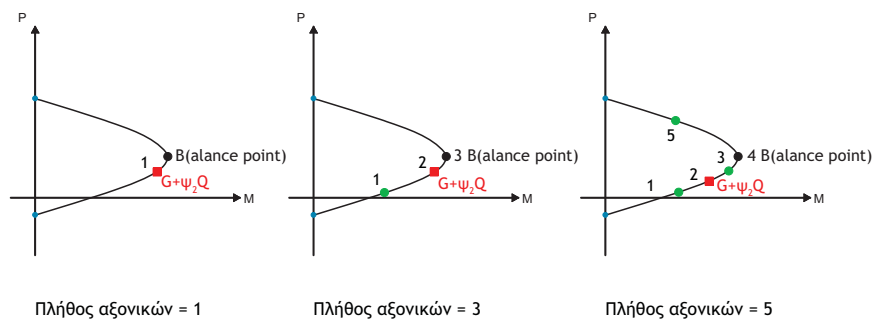
Σχήμα 1.13: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής δύναμης.

Στο Σχήμα 1.14 διακρίνεται η τρισδιάστατη απεικόνιση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Κάθε σημείο πάνω σε κάθε επιφάνεια αντιστοιχεί σε μια εντατική κατάσταση ροπών-αξονικής δύναμης που θα προκαλούσε διαρροή στην αντίστοιχη διατομή. Κάθε εξωτερική επιφάνεια αντιστοιχεί σε διατομή με μεγαλύτερο ποσοστό οπλισμού έτσι ώστε να προκύπτει αυξανόμενη αντοχή.



Σχήμα 1.14: Τρισδιάστατη απεικόνιση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης-αξονικής δύναμης

Τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων υπολογίζονται τελικά ακριβώς για τις εξής περιπτώσεις αξονικής ανάλογα με την επιλογή του χρήστη όπως παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα:



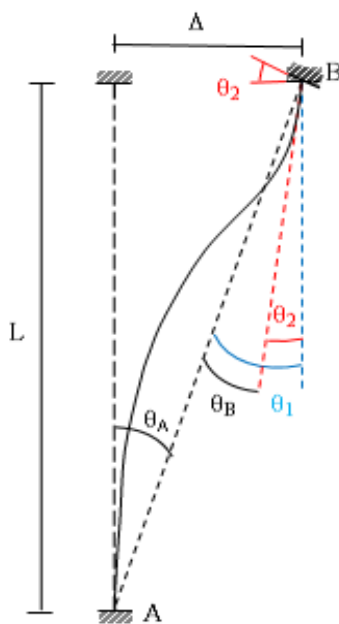
Σχήμα 1.15: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής δύναμης. Πλήθος και σχετικό μέγεθος αξονικών δυνάμεων, για τις οποίες θα συνταχθούν διαγράμματα Ροπών – Καμπυλοτήτων.

- 1 αξονική δύναμη που αντιστοιχεί σε φόρτιση $G+0.3Q$
- 3 αξονικές δυνάμεις (αξονική δύναμη στο Balance point και στα 2 εκατέρωθεν)
- 5 αξονικές δυνάμεις (αξονική δύναμη στο Balance point και στα 4 εκατέρωθεν)

1.4.3 Γωνία στροφής-χορδής

Όσον αφορά στις καμπτικές παραμορφώσεις μελών οπλισμένου σκυροδέματος, η καμπυλότητα χάνει το φυσικό της νόημα να περιγράφει τον βαθμό παραμόρφωσης του μέλους μετά τη ρηγμάτωση. Αυτό οφείλεται στη συνύπαρξη εκτός από καμπτικών παραμορφώσεων και παραμορφώσεων που οφείλονται σε διατμητική ρηγμάτωση λόγω λοξών εφελκυστικών τάσεων, σε διατμητικά φαινόμενα αλλά και σε φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού.

Για τους προαναφερθέντες λόγους τα μεγέθη τα οποία συνήθως επιλέγονται για τον προσδιορισμό της αντοχής είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ . Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου στο άκρο του και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Η γωνία στροφής χορδής είναι η στροφή στο άκρο του μέλους όταν εξαληφθούν οι κινήσεις στερεοί σώματος.



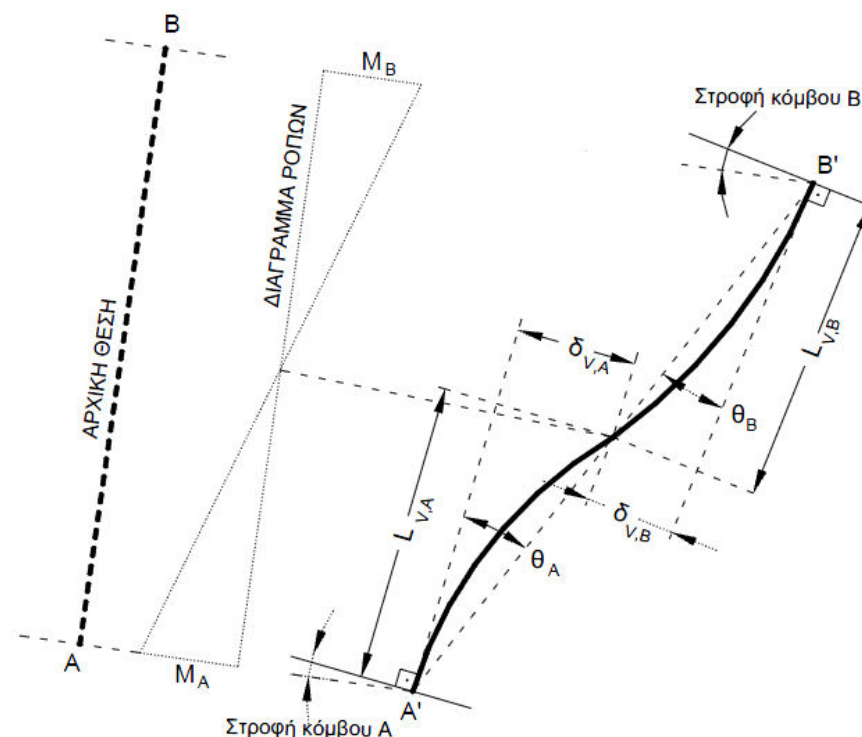
Σχήμα 1.16: Γωνίες στροφής χορδής σε κάθε κόμβο υποστύλωματος.

Στο Σχήμα 1.16 διακρίνεται απλοποιητικά η γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής σε ένα καμπτόμενο υποστύλωμα. Στην κορυφή του υποστύλωματος επιβάλλεται οριζόντια μετατόπιση Δ και στροφή θ_2 . Συνεπώς, η γωνία στροφής χορδής του άκρου του B είναι η διαφορά της επικόμβιας στροφής από τη στροφή που οφείλεται στην μετακίνηση Δ . Αντίθετα, στον

κόμβο A η γωνία στροφής χορδής προκύπτει μόνο από την οριζόντια μετακίνηση Δ .

$$\theta_B = \theta_1 - \theta_2 = \frac{\Delta}{L} - \theta_2$$

$$\theta_A = \frac{\Delta}{L}$$

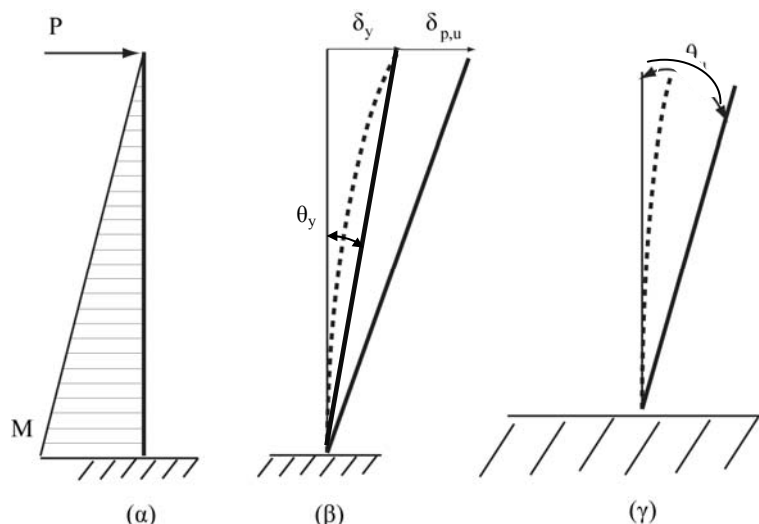


Σχήμα 1.17: Γωνίες στροφής χορδής σε κάθε κόμβο μέλους.

Στο Σχήμα 1.17 φαίνονται το μήκος διάτμησης L_v , καθώς επίσης και οι γωνίες στροφής χορδής θ_i σε κάθε κόμβο. Είναι φανερό ότι το παραμορφωμένο μέλος συντρέχει κάθετα στον κόμβο και συνεπώς οι συγκεκριμένες γωνίες στροφής χορδής σχετίζονται με την παραμορφωμένη κατάσταση μέλους στην ελαστική περιοχή.

Επιπρόσθετα, η γωνία στροφής χορδής προβόλου υποκείμενου σε οριζόντια φόρτιση φαίνεται και από το Σχήμα 1.18. Η διακεκομμένη γραμμή αποτελεί την παραμορφωμένη κατάσταση του προβόλου στη διαρροή, όπου η οριζόντια

μετακίνηση κορυφής έχει τιμή δ_y και αντιστοιχεί σε γωνία στροφής χορδής θ_y . Η κατακόρυφη γραμμή είναι η εφαπτομένη στον άξονα του στοιχείου υπό διαρροή.



Σχήμα 1.18: Πρόβολος υποκείμενος σε οριζόντια φόρτιση. Φαίνονται το διάγραμμα ροπών (α), το μέλος στην παραμορφωμένη κατάσταση τη στιγμή της διαρροής και μετά την πλαστικοποίηση της στήριξης (β) και λεπτομέρεια κοντά στη στήριξη όπου σχηματίζεται η πλαστική άρθρωση (γ).

Η γωνία στροφής χορδής δίνεται για πρόβολο από τον ακόλουθο γενικό τύπο (EC8-2 §2.3.5.3):

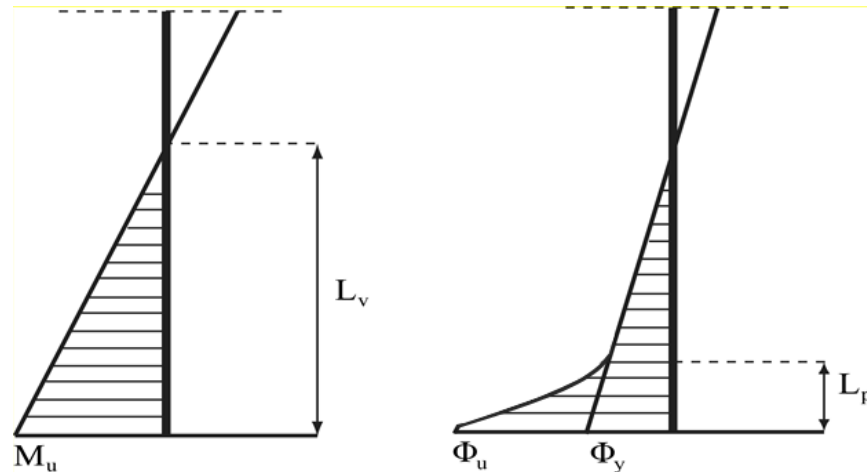
$$\theta = \frac{\Delta}{L_v}$$

Η γενική πλαστιμότητα του φορέα εξαρτάται από την τοπική πλαστιμότητα στις πλαστικές αρθρώσεις. Η τελευταία μπορεί να εκφραστεί ως ο λόγος της καμπυλότητας της διατομής στην οριακή κατάσταση αστοχίας προς την καμπυλότητα στη διαρροή:

$$\mu_\phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y}$$

Με παρόμοιο τρόπο η τοπική πλαστιμότητα μπορεί να εκφραστεί μέσω μετακινήσεων ή στροφών χορδών αλλά η πλέον κατάλληλη μέθοδος θεωρείται αυτή των καμπυλοτήτων. Το διάγραμμα ροπών και οι καμπυλοότητες κατά μήκος ενός μέλους το οποίο έχει μια πλαστική άρθρωση στο ένα του άκρο φαίνεται στο

Σχήμα 1.19. Από το σχήμα φαίνεται πως στο σημείο εμφάνισης της πλαστικής άρθρωσης η ροπή έφτασε στη ροπή αστοχίας M_u και πως η καμπυλότητα μέσα στο μήκος της πλαστικής άρθρωσης L_p παρουσιάζει σημαντική αύξηση μη διατηρώντας ωστόσο τη γραμμική κατανομή της.



Σχήμα 1.19: Διάγραμμα ροπών και καμπυλοτήτων κατά μήκος ενός μέλους που εμφανίζει πλαστική άρθρωση στο ένα του άκρο.

Για γραμμική μεταβολή της ροπής κάμψεως, η στροφή διαρροής θ_y μπορεί να υποτεθεί εξιδανικευμένα ίση με:

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{1}{L_v} \int_0^{L_v} \Phi(x) x dx = \frac{1}{L_v} \int_0^{L_v} \frac{\Phi_y x^2}{L_v} dx = \frac{\Phi_y L_v}{3}$$

Σε αυτή την εξίσωση της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή δε λαμβάνονται φαινόμενα που εμφανίζονται σε μέλη οπλισμένου σκυροδέματος όπως αναλύεται πιο κάτω στις εξισώσεις που προτείνονται από τους Κανονισμούς και ενσωματώνονται στο Fespa.

Η **γωνία στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή** της κρίσιμης περιοχής του μέλους μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τις σχέσεις που περιέχει ο Πίνακας 1.5. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2)

Δοκοί και υποστυλώματα	$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$
Τοιχώματα	$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_{cm}}}$

Πίνακας 1.5: Γωνία στροφής-χορδής στη διαρροή.

Στις ανωτέρω σχέσεις:

$1/r_y$ είναι η καμπυλότητα στη διαρροή ϕ_y , η οποία είναι δυνατό να υπολογιστεί με ακρίβεια για οποιοδήποτε σχήμα της θλιβόμενης ζώνης της διατομής.

L_v το μήκος διάτμησης του στοιχείου

Εφαρμογή στο Fespa

Το μήκος διάτμησης L_v λαμβάνεται με ακρίβεια για κάθε μέλος έπειτα από υπολογισμό των εντατικών μεγεθών με τα επιβαλλόμενα φορτία του και προσδιορισμό του σημείου μηδενισμού των ροπών.

a_v είναι μια παράμετρος που είναι ίση με 1 αν αναμένεται διατμητική ρηγμάτωση (λοξή ρηγμάτωση) του στοιχείου πριν την καμπτική ενώ διαφορετικά είναι ίση με το 0. Ο έλεγχος πραγματοποιείται με σύγκριση της αντοχής του μέλους χωρίς συνδετήρες σε διάτμηση και του M_y/L_v .

h είναι το ύψος της διατομής σε περίπτωση ορθογωνικής θλιβόμενης ζώνης. Στην περίπτωση που ο ουδέτερος άξονας δεν είναι παράλληλος σε κάποια πλευρά της διατομής (όπως συνήθως συμβαίνει στην περίπτωση των υποστυλωμάτων), το h λαμβάνεται με βάση την εισαγωγή στη διατομή μιας έλλειψης, που έχει διαστάσεις ίσες με τις 2 πλευρές του υποστυλώματος. Για συγκεκριμένη γωνία στροφής του ουδέτερου άξονα ως προς την οριζόντια διεύθυνση, είναι δυνατός ο υπολογισμός του αντίστοιχου ύψους της διατομής.

z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων που έχει ληφθεί ίσος με το 0.9 του στατικού ύψους

ϵ_y είναι η παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα του οπλισμού

d_b είναι η μέση διάμετρος ράβδου του εφελκυσμένου οπλισμού

Οι τιμές των f_y και f_c τίθενται σε MPa. Πρέπει να σημειωθεί εδώ πως η αντοχή του σκυροδέματος, που υπεισέρχεται στις εξισώσεις της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή είναι η μέση τιμή f_{cm} , όπως αναφέρεται στην §1.3.1. Από τους τρεις όρους των σχέσεων υπολογισμού της γωνίας στροφής-χορδής στην διαρροή (Πίνακας 1.5)

- Ο πρώτος εκφράζει τη συμβολή των **καμπτικών παραμορφώσεων** στην προσδιοριζόμενη θ_y
- Ο δεύτερος όρος εκφράζει τις μέσες **διατμητικές παραμορφώσεις** στο μήκος L_v
- Ο τρίτος όρος εκφράζει την επιρροή της **εξόλκευσης** του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η διαθέσιμη τιμή της γωνίας στροφής χορδής (οριακή ικανότητα στροφής χορδής) υπολογίζεται με βάση τις παρακάτω σχέσεις (KAN.ΕΠΕ. §7.2.4.1, EC8-3, A.3.2.2(4)).

1	$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01:\omega')}{\max(0.01:\omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} (a_s)^{0.35} \cdot 25^{\left(\frac{a_s f_{yw}}{f}\right)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d})$
2	$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \right)$

Πίνακας 1.6: Γωνία στροφής στην οριακή κατάσταση της διατομής

a_s ο λόγος διάτμησης $a_s = M/Vh$

ω, ω' μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος).

v $= N/bhf_c$ (b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης).

ρ_s $= A_{sh}/bwsh$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.

ρ_d γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

γ_{el} 1.7 για κύρια μέλη και 1 για δευτερεύοντα [EC8-A.3.2.2(9)]

- θ_y είναι η στροφή της χορδής στη διαρροή
- φ_u είναι η οριακή καμπυλότητα στην ακραία διατομή
- φ_y είναι η καμπυλότητα διαρροής στην ακραία διατομή
- L_v είναι το μήκος διάτμησης, που γενικά είναι ίσο με το λόγο ροπής προς τέμνουσα στην ακραία διατομή.
- L_{pl} είναι το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, η τιμή του οποίου εξαρτάται από τον τρόπο με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η ενίσχυση της αντοχής και της ικανότητας παραμόρφωσης του σκυροδέματος, η οποία οφείλεται στην περίσφιγξη κατά τον υπολογισμό της οριακής καμπυλότητας της ακραίας διατομής φ_u . Έτσι για την περίπτωση που χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα περίσφιγξης που σχετίζεται με τα όσα αναφέρθηκαν στην Επιρροή της Περίσφιγξης, η τιμή που χρησιμοποιείται είναι (EC8-3, A3.2.2(8)):

$$L_{pl} = \frac{L_v}{30} + 0.2h + 0.11 \frac{d_b f_y \text{ (MPa)}}{\sqrt{f_c \text{ (MPa)}}$$

d_b είναι η μέση τιμή διαμέτρου των ράβδων που βρίσκονται σε εφελκυσμό.

Πρέπει να σημειωθεί σε αυτό το σημείο πως στην εξίσωση που δίνει το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, οι τιμές αντοχής των υλικών θα πρέπει να προκύπτουν όπως αναφέρεται για τις γωνίες στροφής χορδής στη διαρροή.

Εφαρμογή στο Fespa

Οι εξισώσεις της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή και στην οριακή κατάσταση ενσωματώνονται στο Fespa. Πιο συγκεκριμένα για την οριακή γωνία στροφής χορδής θ_{um} όσον αφορά τις δοκούς χρησιμοποιείται η 1^η σχέση του Πίνακα 1.6, ενώ για τα υποστυλώματα η 2^η.

1.4.4 Ενεργός δυσκαμψία

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους διάτμησης ενός μέλους L_v μπορεί να υπολογιστεί με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.2.3) :

$$EI_{\text{eff}} = \frac{M_y L_v}{3\theta_y}$$

Όπου

M_y, θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου (όπως προκύπτει από τις προαναφερθείσες εξισώσεις). Η τελική τιμή της ενεργού δυσκαμψίας για κάθε μέλος λαμβάνεται ως ο μέσος όρος των τεσσάρων τιμών που

προκύπτουν στα άκρα του για αρνητικές και θετικές ροπές σε αντισυμμετρική κάμψη.

1.4.5 Διάτμηση

Διατμητική αντοχή

V_R - Διατμητική αντοχή μέλους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. EC8-3 (A.12), ΚΑΝ.ΕΠΕ. (7Γ.1)

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1-0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1-0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right]$$

Όπου:

- h** ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D στις κυκλικές διατομές),
- x** ύψος της θλιβόμενης ζώνης.
- N** αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)
- L_v** μήκος διάτμησης.
- A_c** εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με $b_w d$ σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w και στατικό ύψος d , ή με $\pi D_c^2/4$ (όπου D_c είναι η διάμετρος του πυρήνα της διατομής εντός των συνδετήρων) σε κυκλικές διατομές.
- f_c** θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (MPa).
- ρ_{tot}** συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).
- V_w** συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, ίση με:
 - Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w :
 - $V_w = \rho_w b z f_{yw}$
 - όπου:
 - ρ_w** το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού,
 - z** μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με $d-d'$ σε υποστρώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H , ή με $0.8h$ σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και
 - f_{yw}** η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

- Για κυκλικές διατομές:

$$V_w = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (D-2c)$$

όπου:

A_{sw} το εμβαδόν της διατομής ενός κυκλικού συνδετήρα,

s η απόσταση μεταξύ διαδοχικών συνδετήρων και

c η επικάλυψη του οπλισμού.

$V_{R,max}$ - Διατμητική αντοχή κορμού τοιχώματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε όρους σύνθλιψης του κορμού. EC8-3 (A.15), ΚΑΝ.ΕΠΕ. (7Γ.4)

$$V_{R,max} = \frac{0.85 \left(1 - 0.06 \min \left(5; \mu_{\Delta}^{pl} \right) \right)}{\gamma_{el}} \cdot \left(1 + 1.8 \min \left(0.15; \frac{N}{A_c f_c} \right) \right) \cdot \left(1 + 0.25 \max \left(1.75; 100 \rho_{tot} \right) \right) \cdot \left(1 - 0.2 \min \left(2; \frac{L_v}{h} \right) \right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z$$

$V_{R,max}$ - Διατμητική αντοχή «κοντού» υποστρώματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε όρους σύνθλιψης της διαγωνίου. EC8-3 (A.16), ΚΑΝ.ΕΠΕ. (7Γ.5)

Για υποστρώματα με λόγο διάτμησης $as = L_v/h \leq 2,0$ είναι

$$V_{R,max} = \frac{4/7 \left(1.00 - 0.02 \min \left(5; \mu_{\Delta}^{pl} \right) \right)}{\gamma_{el}} \cdot \left(1.00 + 1.35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \cdot \left(1 + 0.45 \left(100 \rho_{tot} \right) \right) \cdot \sqrt{\min \left(40; f_c \right)} b_w z \sin 2\delta$$

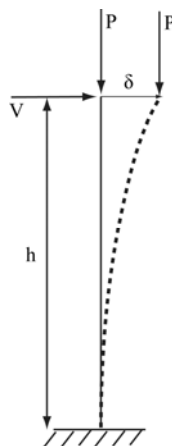
Εφαρμογή στο Fespa

Στην φάση της ανάλυσης πραγματοποιείται έλεγχος διάτμησης για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

1.4.6 Επιρροές 2^{ης} τάξης

Η στατική 1^{ης} τάξης σχετίζεται με ισορροπία στον απαραμόρφωτο φορέα με την παραδοχή ότι οι μετακινήσεις είναι αρκετά μικρές. Αυτή η παραδοχή είναι αποδεκτή σε αρκετά δύσκαμπτες κατασκευές πολιτικού μηχανικού. Στη στατική 2^{ης} τάξης θεωρείται ότι ο απαραμόρφωτος φορέας δεν ταυτίζεται με τον

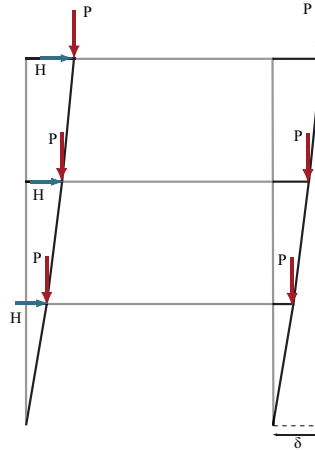
παραμορφωμένο και συνεπώς η ισορροπία ροπών λαμβάνεται στην παραμορφωμένη κατάσταση.



Σχήμα 1.20: Φαινόμενα 2ης τάξης σε αξονικά θλιβόμενο πρόβολο υπό εγκάρσια δύναμη στο ελεύθερο άκρο.

Στην ανελαστική στατική ανάλυση, οι στατικές επιρροές 2^{ης} τάξεως θα πρέπει να συνεκτιμώνται στην ανάλυση (ΚΑΝΕΠΕ §5.4.7) διότι στην οροφή του δομήματος η μετακίνηση δ μπορεί να πάρει μεγάλες τιμές. Η ενσωμάτωση των φαινομένων 2^{ης} τάξης λόγω της εμφάνισης επιπρόσθετων ροπών, γενικά επιταχύνει την εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα. Συνεπώς γίνεται κατανοητό πως η αγνόηση αυτών των φαινομένων μπορεί να οδηγήσει σε υπερεκτίμηση της αντοχής του κτιρίου.

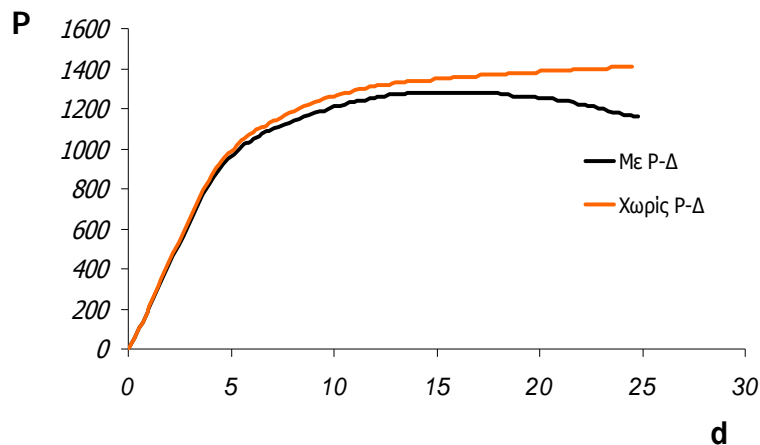
Η ενσωμάτωση τους, αντίθετα, οδηγεί στην εμφάνιση επιπρόσθετων ροπών λόγω του μοχλοβραχίονα που εμφανίζεται μεταξύ των κατακόρυφα ασκούμενων φορτίων και των μετακινησιακά ακλόνητων στηρίξεων. Αυτό φαίνεται στο Σχήμα 1.21 όπου διακρίνονται ο απαραμόρφωτος και παραμορφωμένος φορέας υπό οριζόντια φόρτιση καθώς και ο μοχλοβραχίονας δ μεταξύ ενός κατακόρυφου συγκεντρωμένου φορτίου P του ανώτατου ορόφου και της ακλόνητης στήριξης της βάσης.



Σχήμα 1.21: Επιρροή φαινομένων P-Δ σε τυπικό πλαίσιο.

Η επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξης σε ένα τυπικό πλαίσιο υποκείμενο σε σταδιακά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση (ανάλυση Pushover) φαίνεται συγκρίνοντας τις καμπύλες αντίστασης της ίδιας κατασκευής για τις περιπτώσεις που λαμβάνονται και δε λαμβάνονται υπόψη όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.22.

Στην άνω καμπύλη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης αγνοούνται και η μέγιστη τέμνουσα βάσης φτάνει την τιμή 1400 kN. Η ενσωμάτωση της επιρροής των φαινομένων 2^{ης} τάξης οδηγεί σε μείωση της μέγιστης τέμνουσας η οποία γίνεται ίση με 1300kN ενώ διακρίνεται και η μείωση της οριζόντιας δυσκαμψίας της κατασκευής, σε σημείο μάλιστα που να προκύπτει και φθίνων κλάδος στην καμπύλη Pushover. Η αγνόηση των φαινομένων 2^{ης} τάξης σε αυτή την περίπτωση οδηγεί σε υπερεκτίμηση της αντοχής κατά 7%.



Σχήμα 1.22: Σύγκριση καμπυλών αντίστασης κατασκευής χωρίς και με ενσωμάτωση της επιρροής των φαινομένων 2ης τάξης.

Είναι φανερό πως η αγνόηση των φαινομένων 2^{ης} τάξης είναι κατά της ασφαλείας και ιδιαίτερα σε περιπτώσεις κτιρίων μικρής «οριζόντιας δυσκαμψίας». Συνεπώς σε κτίρια εύκαμπτα η ενσωμάτωση αυτών των φαινομένων θεωρείται επιτακτική.

Εφαρμογή στο Fespa

Το FESPA λαμβάνει υπόψη στην ανάλυση τα φαινόμενα P-Δ εφόσον είναι ενεργοποιημένη η αντίστοιχη επιλογή (Κτίριο→Pushover→Φαινόμενα 2^{ης} τάξης P-Δ). Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η μόρφωση σε κάθε βήμα του μητρώου δυσκαμψίας της κατασκευής σύμφωνα με τις ανανεωμένες συντεταγμένες των κόμβων. Με αυτόν τον τρόπο η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα συνεκτιμάται στη συνολική του δυσκαμψία.

1.5 Διαφοροποιήσεις Μεταλλικών Κατασκευών

1.5.1 Διάγραμμα F-δ

Δοκοί και υποστυλώματα σε κάμψη (EC8-3, Παράρτημα Β)

Το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης στην περίπτωση καμπτόμενων μελών από χάλυβα όπως και στην περίπτωση του σκυροδέματος δίδεται ως διάγραμμα ροπής M και γωνίας στρώσης-χορδής θ .

Για γραμμική μεταβολή της ροπής κάμψεως, η στρώση διαρροής θ_y μπορεί να υποτεθεί εξιδανικευμένα ίση με:

$$\theta_y = \frac{M_y L_s}{3EI}$$

Η ικανότητα οριακής ανελαστικής παραμόρφωσης θ_u , θα πρέπει να εκφράζεται σε όρους πλαστικής στρώσης στο άκρο του μέλους, ως πολλαπλάσιο της στρώσης της χορδής στη διαρροή θ_y στο εν λόγω άκρο ανάλογα με την κατηγορία της διατομής. Για δοκούς και υποστυλώματα με αδιάστατο αξονικό φορτίο ν , όχι μεγαλύτερο από 0,30, οι ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις μπορεί να προσδιορίζονται σύμφωνα με τον Πίνακα 1.7

Κατηγορία διατομής	Οριακή κατάσταση		
	DL	SD	NC
1	1,0 θ_y	6,0 θ_y	8,0 θ_y
2	0,25 θ_y	2,0 θ_y	3,0 θ_y

Πίνακας 1.7: Ικανότητα πλαστικής στρώσης στο άκρο των δοκών ή υποστυλωμάτων με αδιάστατο αξονικό φορτίο ν όχι μεγαλύτερο από 0,30.

Μέλη υπό αξονική ένταση

Το διάγραμμα F-δ στην περίπτωση αξονικά καταπονούμενων μελών από χάλυβα δίδεται ως διάγραμμα δύναμης F και αξονικής παραμόρφωσης.

Για συνδέσμους υπό θλίψη η ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης θα πρέπει να εκφράζεται σε όρους αξονικής παραμόρφωσης του συνδέσμου, ως πολλαπλάσιο της αξονικής παραμόρφωσης του συνδέσμου υπό φορτίο λυγισμού, Δ_c . Για συνδέσμους υπό θλίψη (εκτός από τους συνδέσμους πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους) οι ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις μπορούν να λαμβάνονται σύμφωνα με τον Πίνακα 1.8.

$$\Delta_c = \frac{P_{cr} L}{EA}$$

Κατηγορία διατομής	Οριακή Κατάσταση		
	DL	SD	NC
1	0,25 Δ_c	4,0 Δ_c	6,0 Δ_c
2	0,25 Δ_c	1,0 Δ_c	2,0 Δ_c

Πίνακας 1.8: Ικανότητα αξονικής παραμόρφωσης θλιβόμενων συνδέσμων (εκτός από τους συνδέσμους πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους)

Για συνδέσμους σε εφελκυσμό η ανελαστική ικανότητα παραμόρφωσης θα πρέπει να εκφράζεται σε όρους αξονικής παραμόρφωσης του συνδέσμου, ως πολλαπλάσιο της αξονικής παραμόρφωσης του συνδέσμου στο εφελκυστικό όριο διαρροής, Δ_t . Για συνδέσμους σε εφελκυσμό (εκτός από συνδέσμους σε πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους) κατηγορίας διατομής 1 ή 2, οι ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις μπορούν να λαμβάνονται σύμφωνα με τον Πίνακα 1.9.

$$\Delta_t = \frac{f_y L}{E}$$

Οριακή κατάσταση		
DL	SD	NC
0,25 Δ_t	7,0 Δ_t	9,0 Δ_t

Πίνακας 1.9: Ικανότητα αξονικής παραμόρφωσης συνδέσμων σε εφελκυσμό (εκτός από τους συνδέσμους πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους).

Για δοκούς ή υποστυλώματα σε εφελκυσμό η ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης θα πρέπει να εκφράζεται σε όρους αξονικής παραμόρφωσης του μέλους, ως πολλαπλάσιο της αξονικής του παραμόρφωσης στο όριο εφελκυστικής διαρροής, Δ_t . Για δοκούς ή υποστυλώματα σε εφελκυσμό (εκτός από εκείνα σε πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους) κατηγορίας διατομής 1 ή 2, οι ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις μπορούν να λαμβάνονται σύμφωνα με τον Πίνακα 1.10.

Οριακή κατάσταση		
DL	SD	NC
0,25 Δ_t	3,0 Δ_t	5,0 Δ_t

Πίνακας 1.10: Ικανότητα αξονικής παραμόρφωσης δοκών ή υποστυλωμάτων σε εφελκυσμό (εκτός από δοκούς ή υποστυλώματα πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους).

1.6 Καμπύλη αντίστασης

1.6.1 Γενικά

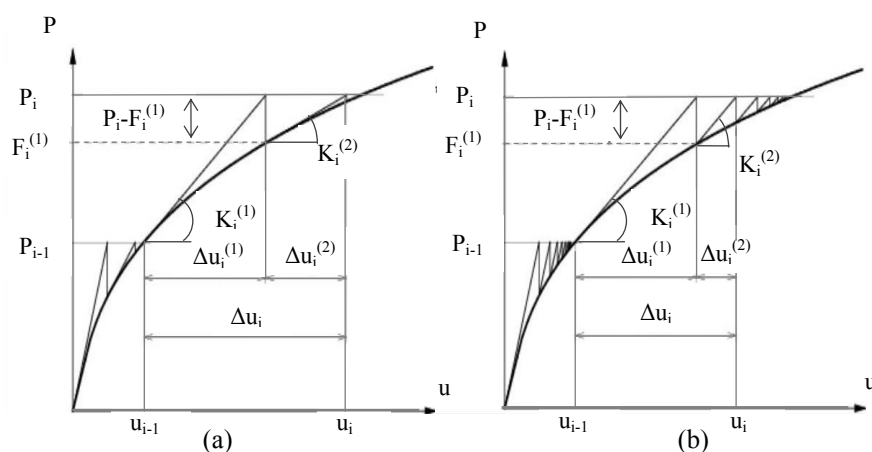
Για τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις με σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμός της μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Κατά τη διάρκεια αυτής τη διαδικασίας στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σε επόμενο βήμα. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία. Η καμπύλη αντίστασης θα προσδιορίζεται με βάση τον EC8-1, §4.3.3.4.2.3(1), (2).

1.6.2 Μέθοδοι επίλυσης

Η εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης γίνεται είτε με αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου, είτε με αύξηση επιβαλλόμενων μετατοπίσεων και εύρεση του φορτίου που ισορροπεί τις παραμορφώσεις αυτές. Η πρώτη περίπτωση αναφέρεται ως «Μέθοδος ελέγχου Δυνάμεων» (Load control) και η δεύτερη περίπτωση «Μέθοδος ελέγχου Μετακινήσεων» (Displacement control).

Μέθοδος των Δυνάμεων

Η μέθοδος αυτή σχετίζεται με σταθερή αύξηση της επιβαλλόμενης δύναμης και υπολογισμό της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου. Η γενικότερη μη-γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής αντιμετωπίζεται με διαδοχικές γραμμικές επιλύσεις σύμφωνα με τη γενική μεθοδολογία επίλυσης μη-γραμμικών συστημάτων Newton-Raphson (Σχήμα 1.23).



Σχήμα 1.23: Μέθοδος των δυνάμεων: (α) Πλήρης μέθοδος Newton-Raphson και (β) Τροποποιημένη μέθοδος Newton-Raphson.

Ο αλγόριθμος ανίχνευσης της μη-γραμμικής καμπύλης περιλαμβάνει την επιβολή του εξωτερικού φορτίου σε βήματα ΔP και την επίλυση του αντίστοιχου γραμμικού συστήματος σύμφωνα με το τρέχον εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής. Η μη-γραμμική φύση του προβλήματος απαιτεί τη διενέργεια διαδοχικών επαναληπτικών επιλύσεων μέσα σε κάθε βήμα ώστε να επιτευχθεί ισορροπία. Πιο συγκεκριμένα μέσα σε κάθε βήμα i πραγματοποιούνται οι ακόλουθοι υπολογισμοί.

- Υπολογισμός επαυξητικών επικόμβιων μετατοπίσεων $\Delta u_i^{(1)}$ της 1^{ης} επανάληψης.

$$\Delta P = K_i^{(1)} \cdot \Delta u_i^{(1)} \quad (1.4.8)$$

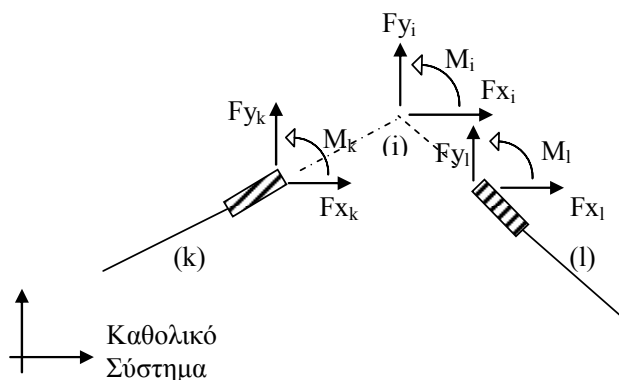
Το εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας $K_i^{(1)}$ είναι το ίδιο με το μητρώο που έχει υπολογιστεί στην τελευταία επανάληψη j του προηγούμενου βήματος $i-1$, $K_{i-1}^{(j)}$, ενώ παράλληλα αποθηκεύονται τα εφαπτομενικά μητρώα δυσκαμψίας του κάθε μέλους $k_{i-1}^{(j)}$.

- Ανανέωση των συνολικών επικόμβιων μετακινήσεων.

$$u_i^{(1)} = u_{i-1} + \Delta u_i^{(1)} \quad (1.4.9)$$

- Προσδιορισμός των γωνιών στροφής χορδής κάθε μέλους από τις ολικές επικόμβιες μετατοπίσεις της τρέχουσας επανάληψης
- Εύρεση της τρέχουσας εφαπτομενικής δυσκαμψίας κάθε άκρου μέλους και υπολογισμός των τοπικών μητρώων δυσκαμψίας των μελών $k_i^{(1)}$.
- Υπολογισμός των επαυξητικών επικόμβιων δράσεων των μελών και μόρφωση του συνολικού μητρώου εσωτερικών δράσεων σύμφωνα με τη συμβολή του κάθε μέλους.

$$\begin{aligned}\Delta F_i^{(1)} &= k_i^{(1)} \cdot \Delta u_i^{(1)} \\ F_i^{(1)} &= F_{i-1} + \Delta F_i^{(1)}\end{aligned}\quad (1.4.10)$$



Σχήμα 1.24: Μόρφωση μητρώου εσωτερικών δράσεων

- Υπολογισμός υπολειμματικών δράσεων (διαφορά εσωτερικών-εξωτερικών φορτίων) και έλεγχος σύγκλισης της μεθόδου.

$$\Delta P_i^{(1)} = P_i - F_i^{(1)} \quad (1.4.11)$$

- Σε περίπτωση ικανοποίησης του κριτηρίου σύγκλισης το βήμα ολοκληρώνεται και γίνεται εκ νέου επαύξηση του εξωτερικού φορτίου. Σε περίπτωση μη ικανοποίησης, ανάλογα με το είδος της μεθόδου Newton-Raphson που επιλέγεται γίνονται τα ακόλουθα:

Πλήρης μέθοδος Newton-Raphson: Μόρφωση του συνολικού εφαπτομενικού μητρώου δυσκαμψίας της κατασκευής $K_i^{(2)}$ σύμφωνα με τα ανανεωμένα τοπικά μητρώα των μελών.

Τροποποιημένη μέθοδος Newton-Raphson: Διατηρείται το εφαπτομενικό μητρώο της αρχικής επανάληψης $K_i^{(2)} = K_i^{(1)}$.

- Εκκίνηση της 2^{ης} επανάληψης και εύρεση των νέων επαυξητικών μετατοπίσεων $\Delta u_i^{(2)}$ με το ρόλο της εξωτερικής δύναμης να διαδραματίζει το μη ισορροπούμενο φορτίο $\Delta P_i^{(1)}$

Στο **Fespa** ως κριτήρια σύγκλισης περιλαμβάνονται τα εξής:

Κριτήριο που να ελέγχει αν η νόρμα του διανύσματος των επαυξητικών μετατοπίσεων είναι μικρότερη ενός ορίου που ορίζεται από το χρήστη:

$$|\{\Delta u\}_i^{(j)}| \leq \text{tol}$$

Κριτήριο που να ελέγχει αν το έργο των μη ισορροπούμενων δράσεων είναι μικρότερο ενός ορίου που ορίζεται από το χρήστη:

$$(\{\Delta u\}_i^{(j)})^T \cdot \Delta P_i^{(j)} \leq \text{tol}$$

Σύμφωνα με το Σχήμα 1.23, αν και η πλήρης μέθοδος Newton-Raphson εκτελεί λιγότερες επαναλήψεις μέσα σε κάθε βήμα, ο συνολικός υπολογιστικός χρόνος του βήματος είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο της τροποποιημένης μεθόδου, λόγω του αυξημένου υπολογιστικού κόστους της μόρφωσης και αντιστροφής του ανανεωμένου μητρώου δυσκαμψίας. Η καταλληλότητα της κάθε μεθόδου εξαρτάται από το είδος και το βαθμό της μη-γραμμικότητας του εκάστοτε προβλήματος. Σε γενικές γραμμές πάντως, προτείνεται να εκτελείται αρχικά η τροποποιημένη μέθοδος Newton-Raphson και σε περίπτωση αποτυχίας αριθμητικής σύγκλισης να δοκιμάζεται έπειτα η πλήρης.

Μέθοδος των μετατοπίσεων

Η δεύτερη μέθοδος σχετίζεται με επιβολή μετακινήσεων και εύρεση του συντελεστή που πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα εξωτερικά φορτία ώστε η προκύπτουσα μετατόπιση στον κόμβο ελέγχου να προκύψει ίση με τη δεδομένη. Ως δεδομένο τίθεται η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου και διαιρώντας την τιμή αυτή με τον αριθμό βημάτων προκύπτει η μετακίνηση κάθε βήματος. Ως άγνωστες παράμετροι είναι οι επικόμβιες μετατοπίσεις της κατασκευής (εκτός από τη δεδομένη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου) και ο φορτιστικός συντελεστής λ .

$$P_{i+1}^{(1)} = P_i + \lambda_i^{(1)} \cdot \hat{P} \quad (1.4.14)$$

- Για τις τρέχουσες ολικές μετατοπίσεις της κατασκευής υπολογίζεται το διάνυσμα των εσωτερικών δράσεων της κατασκευής $F_i^{(1)}$.
- Υπολογίζονται οι υπολειπόμενες μετατοπίσεις $\Delta u_i^{-(2)}$ από τη σχέση:

$$P_{i+1}^{(1)} - F_i^{(1)} = K_i \cdot \Delta u_i^{-(2)} \quad (1.4.15)$$

- Αν οι υπολοιπόμενες μετατοπίσεις δεν ικανοποιούν το κριτήριο σύγκλισης υπολογίζεται ο φορτιστικός συντελεστής της 2^{ης} επανάληψης.

$$\lambda_i^{(2)} = - \frac{\Delta u_i^{-(2)}}{\hat{\Delta u}_i} \quad (1.4.16)$$

- Η διαδικασία συνεχίζεται μέχρι να εξαλειφθούν οι υπολειπόμενες μετατοπίσεις (Σχήμα 1.25), όταν πρακτικά δηλαδή η νόρμα τους γίνει μικρότερη από μία ανοχή.

Πλεονεκτήματα-Μειονεκτήματα της κάθε μεθόδου

Μέθοδος ελέγχου δυνάμεων:

+: Φορτίο σαφώς καθορισμένο σε κάθε βήμα.

-: Αδυναμία προσδιορισμού του φθίνοντα κλάδου της καμπύλης αντίστασης.

Μέθοδος ελέγχου Μετακινήσεων:

+: Δυνατότητα προσδιορισμού του φθίνοντα κλάδου της καμπύλης αντίστασης.

-: Υπολογιστικά πιο χρονοβόρα από τη μέθοδο των δυνάμεων.

Εφαρμογή στο Fespa

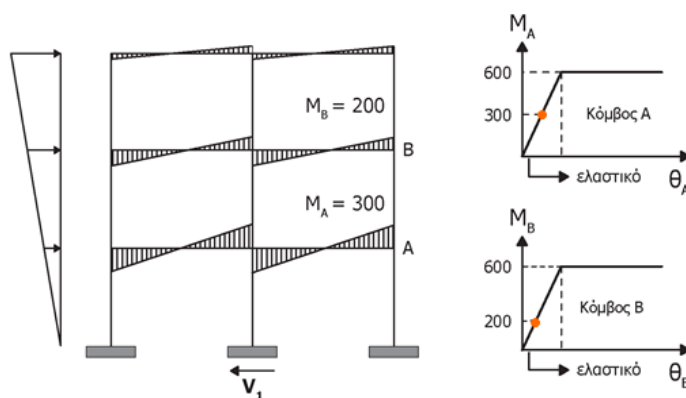
Στο Fespa είναι δυνατή η εκτέλεση και των δύο μεθόδων επίλυσης καθώς και όλων των εναλλακτικών αλγορίθμων Newton-Raphson που ενσωματώνουν. Επίσης, ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να ορίσει τον κόμβο ελέγχου, τον συνολικό αριθμό των βημάτων επίλυσης, τον μέγιστο αριθμό επαναλήψεων κάθε βήματος καθώς και τα όρια σύγκλισης.

1.6.3 Παραδείγματα

Η διαδικασία εξαγωγής της καμπύλης αντίστασης για την πλαισιωτή κατασκευή του επόμενου σχήματος απεικονίζεται σχηματικά σε τρεις φάσεις. Το παρακάτω παράδειγμα παρουσιάζεται απλοποιητικά ώστε να είναι δυνατή η εποπτική παρακολούθηση και η κατανόηση της μεθόδου από τον αναγνώστη. Μία πλήρης

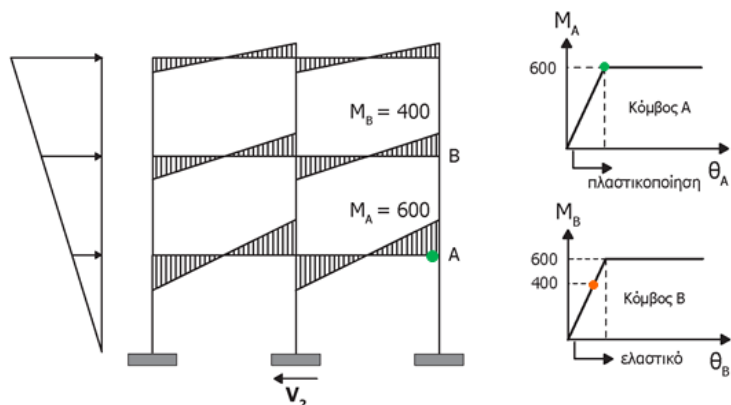
μη-γραμμική ανάλυση θα πρέπει να διενεργείται σύμφωνα με τους αλγορίθμους που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο §1.6.2 μέσω του προγραμματισμού τους σε H/Y.

1. Στην πρώτη φάση η κατασκευή (Σχήμα 1.26) έχει τέμνουσα βάσης V_1 , φορτισμένη από τριγωνική καθ' ύψος κατανομή. Τα άκρα A και B των δοκών του πρώτου και δεύτερου ορόφου αντίστοιχα βρίσκονται στην ελαστική περιοχή και οι τιμές ροπών και καμπυλοτήτων που εμφανίζουν για τη δεδομένη φόρτιση φαίνονται στα αντίστοιχα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων. Για σταθερά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση και εφόσον το σύστημα συμπεριφέρεται ελαστικά η πλαστικοποίηση θα εμφανιστεί πρώτα στο σημείο A που εμφανίζει τη μεγαλύτερη ένταση εφόσον έχει υποτεθεί ότι οι αντοχές των δύο άκρων είναι ίδιες.



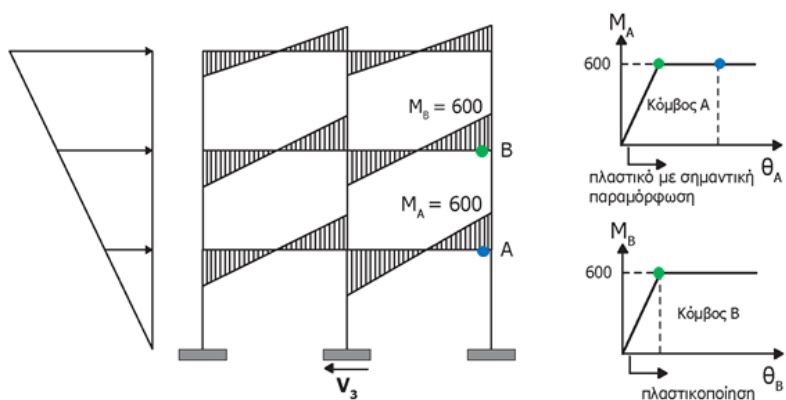
Σχήμα 1.26: Ελαστική φάση φόρτισης της κατασκευής

2. Στη δεύτερη φάση (Σχήμα 1.27) η κατασκευή έχει τέμνουσα βάσης V_2 και για αυτή τη φόρτιση το άκρο A έφτασε την πλαστική ροπή αντοχής της διατομής του. Εξαιτίας του οριζόντιου μετελαστικού κλάδου του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων γίνεται κατανοητό πως στο εξής για μεγαλύτερες φορτίσεις η διατομή στο σημείο A δε θα παραλαμβάνει μεγαλύτερη ροπή αλλά θα εμφανίζει συνεχώς αυξανόμενη καμπυλότητα. Εξαιτίας της εμφάνισης πλαστικής άρθρωσης στο σημείο A, το μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής τροποποιείται και γίνεται ανακατανομή ροπών. Η διατομή στο σημείο B βρίσκεται ακόμα στην ελαστική περιοχή.



Σχήμα 1.27: Φάση 1ης πλαστικοποίησης της κατασκευής

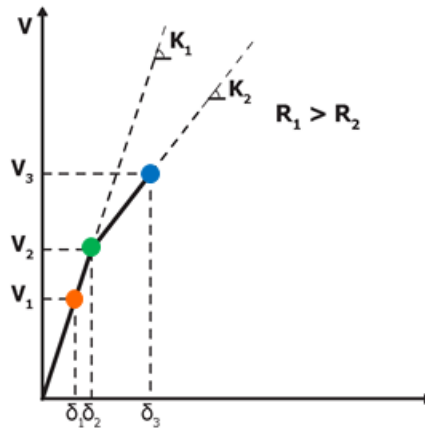
3. Στην τρίτη φάση (Σχήμα 1.28) η κατασκευή εμφανίζει τέμνουσα βάσης V_3 και για αυτή τη φόρτιση η διατομή στο σημείο B φτάνει στην πλαστική ροπής αντοχής της. Η ροπή στο σημείο A παραμένει σταθερή και ίση με αυτή της προηγούμενης φάσης, ενώ η καμπυλότητα της διατομής σε αυτό το σημείο έχει αυξηθεί τόσο ώστε να περάσει στη δεύτερη στάθμη επιτελεστικότητας.



Σχήμα 1.28: Φάση 2ης εμφάνισης πλαστικής άρθρωσης της κατασκευής

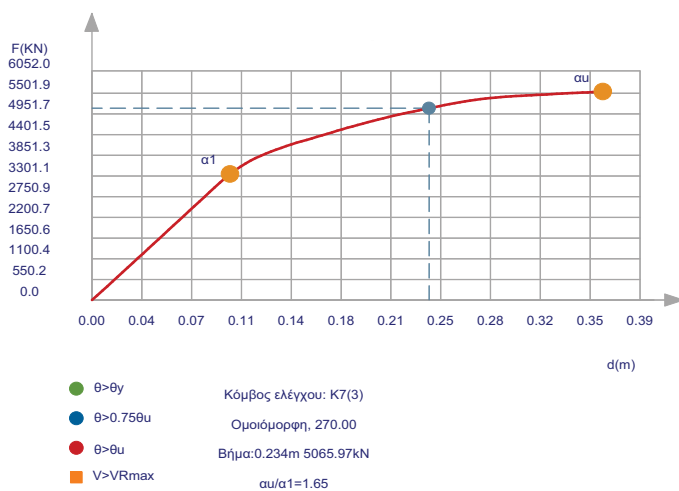
Η διαδικασία συνεχίζεται για μεγαλύτερες τιμές φόρτισης μέχρι το σημείο κατάρρευσης της κατασκευής εξαιτίας επαρκούς αριθμού πλαστικών αρθρώσεων ή μηχανισμού ορόφου. Η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής μπορεί πλέον να κατασκευαστεί με χρήση των τεμνουσών βάσης και της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου (συνήθως Κ.Β. διαφράγματος οροφής) πολλών φάσεων. Στο Σχήμα 1.29 διακρίνεται η ελαστική συμπεριφορά σταθερής

δυσκαμψίας έως και τη δεύτερη φάση. Επίσης είναι ορατή η μείωση της δυσκαμψίας με την εμφάνιση της πλαστικής άρθρωσης στη δοκό του κόμβου Α. Η διαδοχική εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής θα οδηγήσει σε τελικό στάδιο σε εξαιρετικά μεγάλη μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής και τελικά σε μηχανισμό.



Σχήμα 1.29: Διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κόμβου ελέγχου

Στο FESPA η καμπύλη αντίστασης για ένα συγκεκριμένο κόμβο ελέγχου της κατασκευής έχει τη μορφή που φαίνεται στο Σχήμα 1.30. Οι πληροφορίες που διακρίνονται αφορούν τις τιμές α_1 και α_u που αποτελούν όπως έχει ήδη αναλυθεί βασικό αποτέλεσμα της ανάλυσης Pushover και τη θέση στην οποία βρίσκεται στο δεδομένο βήμα η κατασκευή πάνω στην καμπύλη αντίστασης. Επιπρόσθετα διακρίνονται στο υπόμνημα οι Στάθμες Επιτελεσματικότητας, ο έλεγχος διατηρητικής αστοχίας, το είδος κατανομής της οριζόντιας φόρτισης, το βήμα με την τέμνουσα βάσης σε αυτό και ο λόγος α_u / α_1 .

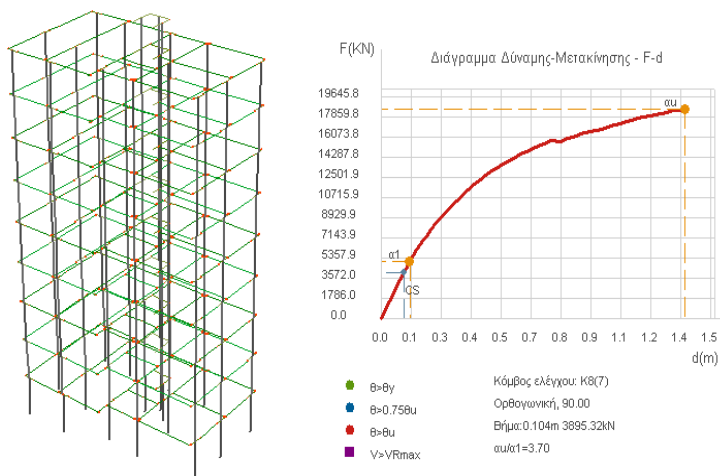


Σχήμα 1.30: Καμπύλη αντίστασης στο FESPA.

Ενδεικτικά σχήματα των βημάτων εξαγωγής της καμπύλης αντίστασης από το Fespa διακρίνονται παρακάτω για την περίπτωση ορθογωνικής κατανομής της οριζόντιας φόρτισης. Στην καμπύλη αντίστασης η θέση της κατασκευής στο εξεταζόμενο βήμα φαίνεται ως CS (Current Step), ενώ οι έννοιες των α_1 και α_u επεξηγήθηκαν στην §1.1.4.

1. Ελαστική κατασκευή

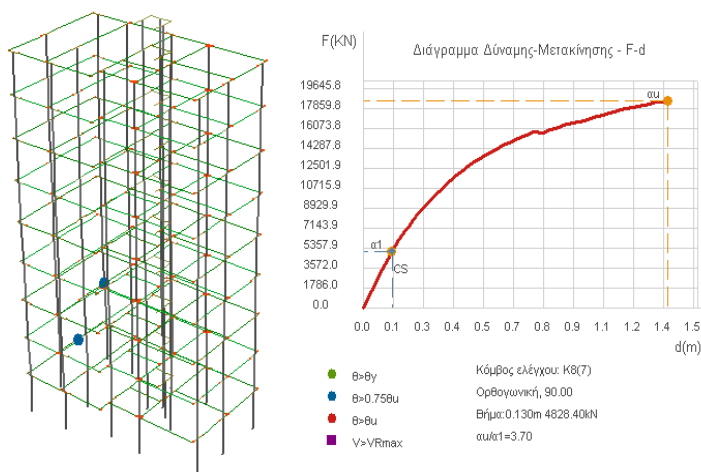
Καμία πλαστική άρθρωση δεν έχει εμφανιστεί στην κατασκευή και αυτή συμπεριφέρεται ελαστικά. Η θέση της κατασκευής CS βρίσκεται κάτω από τη θέση α_1 .



Σχήμα 1.31: Ελαστική κατασκευή και θέση αυτής στην καμπύλη αντίστασης στο Fespa

2. Πρώτη πλαστικοποίηση

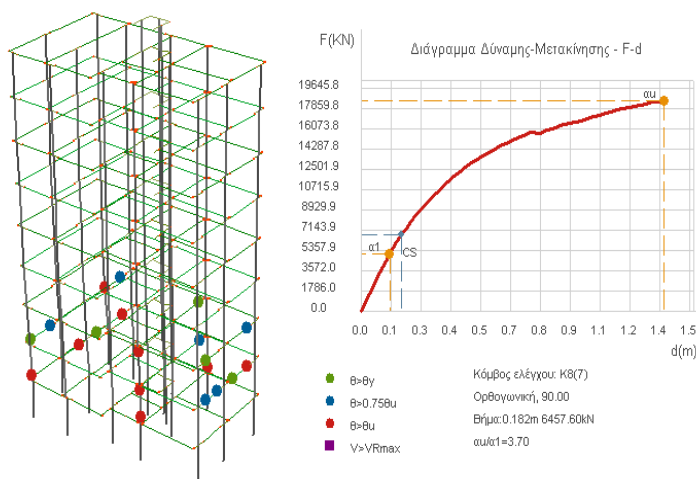
Οι δύο πρώτες πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται και η γωνία στροφής-χορδής σε αυτές είναι μεγαλύτερη από τα 3/4 της οριακής τιμής που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών. Η θέση της κατασκευής CS βρίσκεται ακριβώς στη θέση α₁.



Σχήμα 1.32: Πρώτη πλαστικοποίηση της κατασκευής και θέση αυτής στην καμπύλη αντίστασης στο Fespa

3. Συνέχιση πλαστικοποίησης των φερόντων μελών της κατασκευής

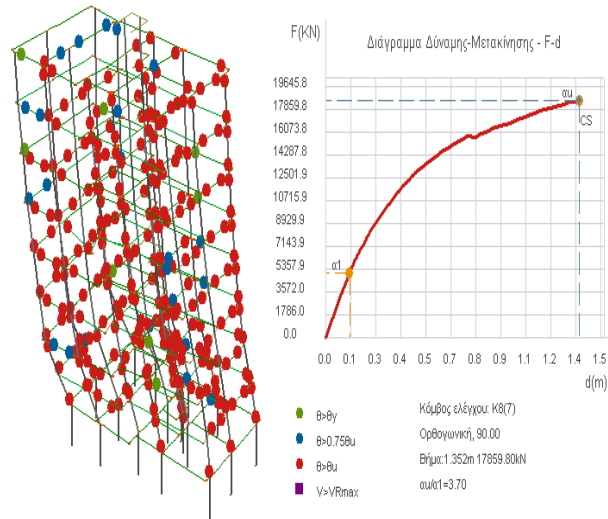
Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στην κατασκευή που βρίσκονται σε διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας. Η θέση της κατασκευής CS έχει ξεπεράσει την τιμή $\alpha 1$.



Σχήμα 1.33: Επέκταση της πλαστικοποίησης σε περισσότερα φέροντα στοιχεία και θέση της κατασκευής στην καμπύλη αντίστασης στο *Fespa*

4. Κατάρρευση της κατασκευής

Πραγματοποίηση της θεωρητικής κατάρρευσης της κατασκευής σε αυτό το βήμα μετά από σχηματισμό επαρκώς ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων πολλές εκ των οποίων βρίσκονται στην τελευταία στάθμη επιτελεστικότητας.



Σχήμα 1.34: Κατάρρευση της κατασκευής και θέση αυτής στην καμπύλη αντίστασης στο Fespa

1.7 Στοχευόμενη μετατόπιση

1.7.1 Μέθοδος EC8 (Μέθοδος N2)

Μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο

Για να γίνει δυνατή η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού είναι αναγκαία αρχικά η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβαθμίου. Η κατανομή των φορτίων στο επίπεδο του κέντρου βάρους των ορόφων γίνεται με βάση την κατανομή των αδρανειακών του χαρακτηριστικών σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_j} \quad (1.7.1)$$

όπου i, j οι στάθμες της κατασκευής, V είναι η τέμνουσα βάσης, φ_i οι ιδιομορφικές μετατοπίσεις του διαφράγματος i και m_i οι αντίστοιχες μάζες. Οι συντελεστές φ_i υποδεικνύουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους.

Οι τιμές των ιδιομορφικών μετατοπίσεων κανονικοποιούνται ως προς την μετακίνηση οροφής ώστε η τιμή του φ στην οροφή να γίνεται ίση με τη μονάδα.

Με χρήση της εξίσωσης (1.7.1) η μετατροπή του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος σε πολυβάθμιο σύστημα γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$Q = \Gamma Q^* \quad (1.7.2)$$

Όπου

Q^* οποιοδήποτε μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Q το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα

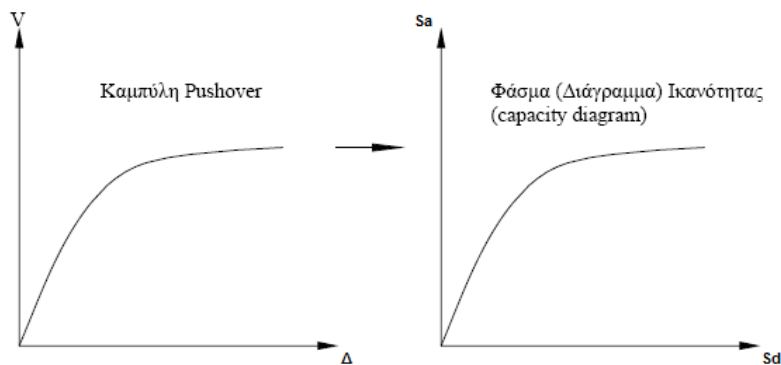
Γ ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από την ακόλουθη σχέση [EC8-1 (B.3)]:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (1.7.3)$$

Ο αριθμητής στη σχέση (1.7.3) ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος m^* .

Εφόσον οι δυνάμεις και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο μετασχηματισμό που δίνεται από τη σχέση (1.7.2), η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος θα ισούται με τη δυσκαμψία του αντίστοιχου πολυβάθμιου. Δε συμβαίνει όμως το ίδιο με τις ιδιοπεριόδους των δύο συστημάτων.

Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Η μετατροπή γίνεται με βάση τις παρακάτω σχέσεις.



Σχήμα 1.35: Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος

$$S_a = \frac{V}{\alpha \cdot m_{tot}} \quad (1.7.4)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \varphi_{top}} \quad (1.7.5)$$

V τέμνουσα βάσης του πολυβάθμιου συστήματος.

m_{tot} συνολική μάζα πολυβάθμιου συστήματος.

φ_{top} η κανονικοποιημένη ιδιομορφική μετακίνηση κορυφής. Συνήθως ισούται με τη μονάδα.

α ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη ιδιομορφή της παραμόρφωσης, που δίνεται από την ακόλουθη σχέση, όπου φαίνεται πως ο όρος του αθροίσματος στον αριθμητή αντιπροσωπεύει τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

$$\alpha = \frac{\Gamma \sum m_i \varphi_i}{m_{tot}} = \Gamma \frac{m^*}{m_{tot}} \quad (1.7.6)$$

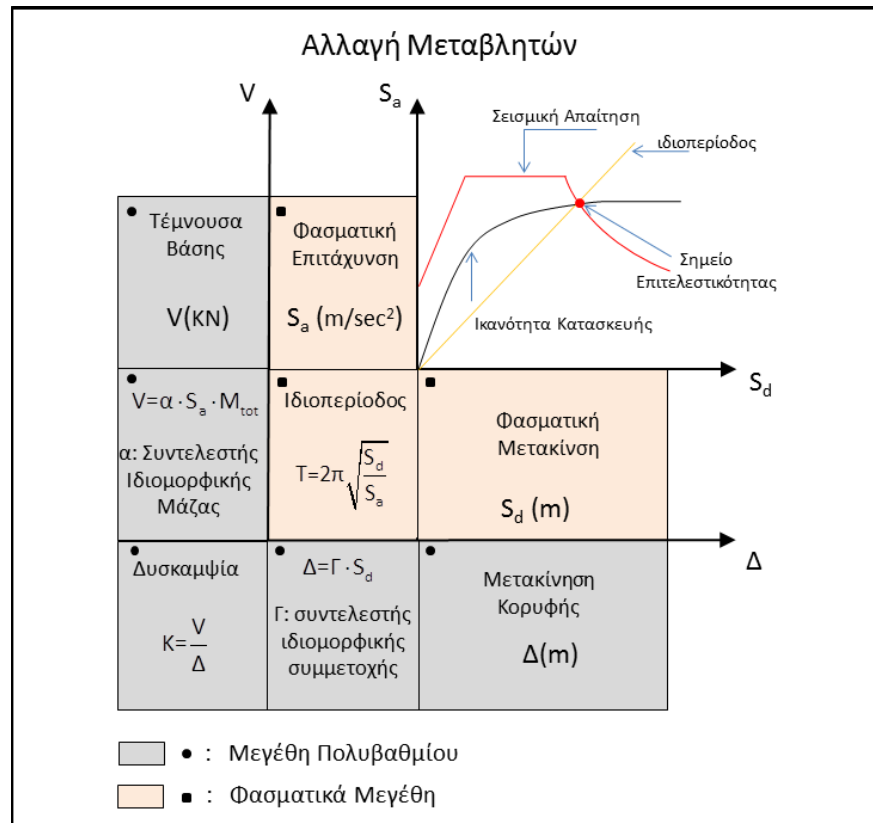
Δ μετακίνηση οροφής πολυβάθμιου συστήματος

Οι παραπάνω σχέσεις μπορούν να μετατραπούν σε όρους δύναμης-μετακίνησης του αντίστοιχου μονοβαθμίου όπως αναγράφονται στο Παράρτημα Β του EC8-1, ως εξής:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} = S_a \cdot m^* \quad (1.7.7)$$

$$d^* = \frac{\Delta}{\Gamma} = S_d \quad (1.7.8)$$

Στο παρακάτω σχήμα συνοψίζεται η διαδικασία μετατροπής της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου σε φάσμα ικανότητας.



Σχήμα 1.36: Μετατροπή μεγεθών από το πολυβάθμιο σύστημα για τη δημιουργία του διαγράμματος ADRS.

Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του μονοβάθμιου σε ιδεατό διγραμμικό φάσμα

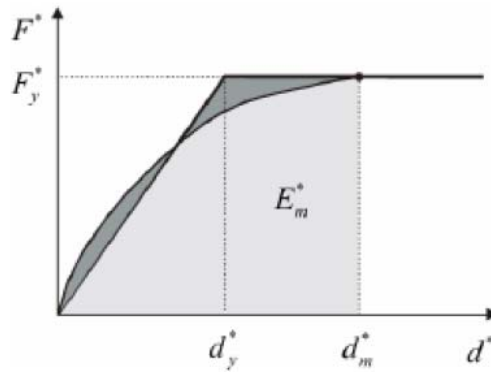
Σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EC8-1 η καμπύλη αντίστασης του μονοβάθμιου συστήματος διαγραμμικοποιείται καθώς η πρώτη διαρροή στο πολυβάθμιο σύστημα δεν ταυτίζεται με τη διαρροή του μονοβαθμίου. Το

διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, το οποίο σημαίνει πως ο μεταελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Η κλίση του ελαστικού κλάδου είναι τέτοια ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται κάτω και πάνω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.37.

Βάσει αυτής της παραδοχής, η μετακίνηση διαρροής του εξιδανικευμένου μονοβάθμιου συστήματος d_y^* δίνεται από:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (1.7.9)$$

όπου E_m^* είναι το εμβαδόν κάτω από την αρχική καμπύλη έως τη μέγιστη μετακίνηση και εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης. Ακολουθεί μια επαναληπτική διαδικασία για τον προσδιορισμό της μετακίνησης διαρροής.



Σχήμα 1.37: Μετατροπή του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή σε διγραμμικό. (EC8-1)

Η ιδιοπερίοδος του εξιδανικευμένου ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος δυνάμει των προαναφερθέντων σχέσεων δίνεται από τη σχέση [EC8-1 (B.7)]:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (1.7.10)$$

Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Μετά τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος, είναι δυνατός ο υπολογισμός **ελαστικής στοχευόμενης μετακίνησης** σύμφωνα με τη σχέση:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (1.7.11)$$

Όπου

$S_e(T^*)$ η ελαστική φασματική επιτάχυνση στην περίοδο T^* .

Η **ανελαστική στοχευόμενη μετακίνηση** d_t^* του μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται ως εξής:

1. $T^* < T_C$ (μικρές ιδιοπερίοδοι κατασκευών):

- Εάν $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ελαστική και συνεπώς

$$d_t^* = d_{et}^*$$

- Εάν $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$, η απόκριση είναι μη γραμμική και

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad \text{όπου} \quad q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

2. $T^* \geq T_C$ (μεσαίες και μεγάλες ιδιοπερίοδοι κατασκευών) όπου θεωρείται ότι ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων και συνεπώς

$$d_t^* = d_{et}^*$$

Επαναληπτική Διαδικασία

Εαν η επιδιωκόμενη μετακίνηση d_t^* διαφέρει σημαντικά από τη μέγιστη μετακίνηση του μονοβάθμιου d_m^* , μπορεί να εφαρμοστεί βηματική διαδικασία στην οποία υπολογίζεται ξανά το διγραμμικό διάγραμμα όπου πλέον αντί της d_m^* χρησιμοποιείται η d_t^* (και η αντίστοιχη F_y^*) στη σχέση (1.7.9).

1.7.1.1 Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του πολυβάθμιου συστήματος.

Τελικά η ανελαστική στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος δίνεται από:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (1.7.12)$$

1.7.2 Μέθοδος ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Μέθοδος των συντελεστών)

Αφού όπως και προηγουμένως έχει μετατραπεί η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής σε φάσμα αντίστασης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ακολουθούν τα παρακάτω βήματα.

Μετατροπή του φάσματος αντίστασης σε ιδεατό διγραμμικό φάσμα.

Το διγραμμικό φάσμα αντίστασης κατασκευάζεται με κράτυνση κάτι το οποίο σημαίνει πως ο μεταελαστικός κλάδος έχει κλίση, που ισούται με K_s . Με παρόμοιο τρόπο με τη Μέθοδο N2 γίνεται η διγραμμικοποίηση του φάσματος αντίστασης.

Υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_e

Με τη χρήση δυναμικής ανάλυσης υπολογίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής βάσει ελαστικής δυσκαμψίας K_i . Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί σε δυσκαμψία K_e , μπορεί έπειτα να υπολογιστεί εύκολα:

$$\frac{T_e}{T_i} = \frac{2\pi\sqrt{\frac{m}{K_e}}}{2\pi\sqrt{\frac{m}{K_i}}} \Rightarrow T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1.7.13)$$

Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης Δ

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κορυφής Δ μπορεί να υπολογιστεί από την ακολουθεί εξίσωση:

$$\Delta = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (1.7.14)$$

Οι τιμές των συντελεστών ορίζονται ως εξής σύμφωνα με την §5.7.4.1 του ΚΑΝΕΠΕ:

C_0 Συντελεστής που συνδέει την πραγματική μετακίνηση κορυφής Δ , με τη φασματική μετακίνηση S_d του ισοδύναμου ελαστικού φορέα. Οι τιμές που παίρνει ο συντελεστής C_0 μπορεί να λαμβάνονται ίσες με 1.0, 1.2, 1.3, 1.4 και 1.5 για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5 και ≥ 10 αντίστοιχα.

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

$$C_1 = 1 \quad T \geq T_s$$

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1) \cdot \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad \text{για} \quad T < T_s \quad (1.7.15)$$

Επίσης $C_1 \leq 1,5$ για $T_e \leq 1\text{sec}$

T_s Η περίοδος που ορίζεται από το σημείο τομής ου τμήματος του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση, με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα. Δηλαδή κατά ΕΑΚ $T_s = T_2$ και κατά EC8 $T_s = T_c$.

R Συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο ελαστικής απαίτησης προς τη δύναμη διαρροής:

$$R = \frac{V_{el}}{V_y} \quad (1.7.16)$$

V_{el} Η απαίτηση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού

V_y Τέμνουσα διαρροής που προκύπτει από το διγραμμικοποιημένο διάγραμμα της καμπύλης αντίστασης

Είναι φανερό πως $\mu = C_1 \cdot R$ και συνεπώς μέχρι στιγμής η μέθοδος των συντελεστών ταυτίζεται με τη μέθοδο N2.

C₂ Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Μπορεί να πάρει τιμές σύμφωνα με τον Πίνακα Σ5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ή να πάρει την τιμή 1. Παρατηρείται διαφοροποίηση ανάμεσα στις στάθμες και αυτό διότι η υστερητική απόσβεση είναι σημαντικότερη σε μεγαλύτερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα.

C₃ Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση των μετακινήσεων λόγω επιρροής Ρ-Δ. Ο συντελεστής μπορεί να πάρει τιμές σύμφωνα με τη σχέση

$$C_3 = 1 + 5 \cdot \frac{(\theta - 0.1)}{T_e} \quad (1.7.17)$$

όπου θ είναι ο συντελεστής σχετικής μεταθετότητας, ίσος με τη μέγιστη τιμή από τις προκύπτουσες για τον κάθε όροφο της κατασκευής. Συγκεκριμένα ισούνται με το λόγο της ροπής δεύτερης τάξης προς τη ροπή πρώτης τάξης:

$$\theta = \max(\theta_i) = \max\left(\frac{P_i \cdot \delta_i}{V_i \cdot h_i}\right) \quad (1.7.18)$$

P_i Κατακόρυφο φορτίο του ορόφου i

δ_i Σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση, μετρούμενη στο κέντρο δυσκαμψίας

V_i Συνολική τέμνουσα δύναμη του i ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση για το σεισμικό συνδυασμό των φορτίων σύμφωνα με την κλασική ανάλυση

h_i Ύψος του κάθε ορόφου

Στη συνήθη περίπτωση κτιρίων από σκυρόδεμα και τοιχοποια όπου $\theta < 0.1$ ο συντελεστής C3 λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι για τιμές C2=C3=1 οι μέθοδος των συντελεστών ταυτίζεται με τη μέθοδο N2.

Εφαρμογή στο Fespa

Αρχικά το Fespa, πραγματοποιεί μια ελαστική δυναμική ανάλυση για τον προσδιορισμό των ιδιομορφών και του ποσοστού συμμετοχής της κάθε μιας. Έπειτα ακολουθεί είτε η διαδικασία του EC8-1- Παράρτημα Β που περιγράφηκε προηγουμένως για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης πραγματοποιώντας τον απαραίτητο αριθμό επαναλήψεων για τη σύγκλιση της μεθόδου, είτε η μέθοδος των συντελεστών βάσει των οδηγιών που εμπεριέχονται στον ΚΑΝΕΠΕ.

1.7.3 Στάθμες επιτελεστικότητας

Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής (δηλαδή το αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που θα πρέπει να έχει η κατασκευή με βάση την επιλογή του Κύριου του Έργου. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής:

- Περιορισμού βλαβών (**Damage Limitation - DL**)

Η οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών ή αλλιώς η Στάθμη επιτελεστικότητας A - Άμεση χρήση, μετά τον σεισμό εισάγει το κριτήριο ο φορέας να έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν περάσει τη διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής για κύρια και δευτερεύοντα μέλη είναι:

$$\theta < \theta_{DL} = \theta_y$$

- Σημαντικών βλαβών (Severe Damage - SD)

Για την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών ή αλλιώς για την Στάθμη επιτελεστικότητας B - Προστασία ζωής τα φέροντα στοιχεία επιτρέπεται να εμφανίσουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα πρωτεύοντα μέλη εξασφαλίζεται ότι διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας θ_u . Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής χορδής εκφράζεται ως εξής:

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2\gamma_{Rd}} \quad \text{για πρωτεύοντα μέλη}$$

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2} \quad \text{για δευτερεύοντα μέλη}$$

- Οιονεί κατάρρευση (Near Collapse - NC)

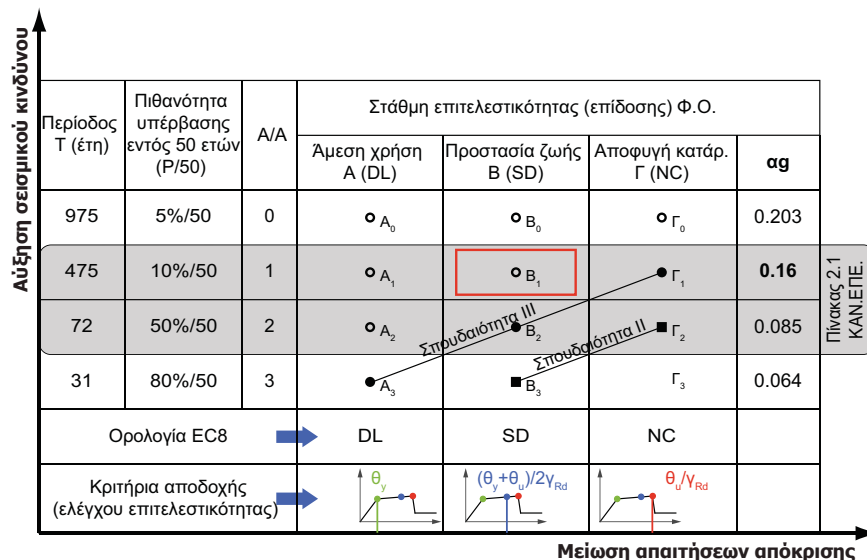
Στην οριακή κατάσταση Οιονεί κατάρρευσης ή αλλιώς στην Στάθμη επιτελεστικότητας Γ - Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης για τα φέροντα στοιχεία εξασφαλίζεται ότι δεν θα υπάρξει υπέρβαση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας. Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής χορδής εκφράζεται ως εξής:

$$\theta < \theta_{NC} = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}} \quad \text{για πρωτεύοντα μέλη}$$

$$\theta < \theta_{NC} = \theta_u \quad \text{για δευτερεύοντα μέλη}$$

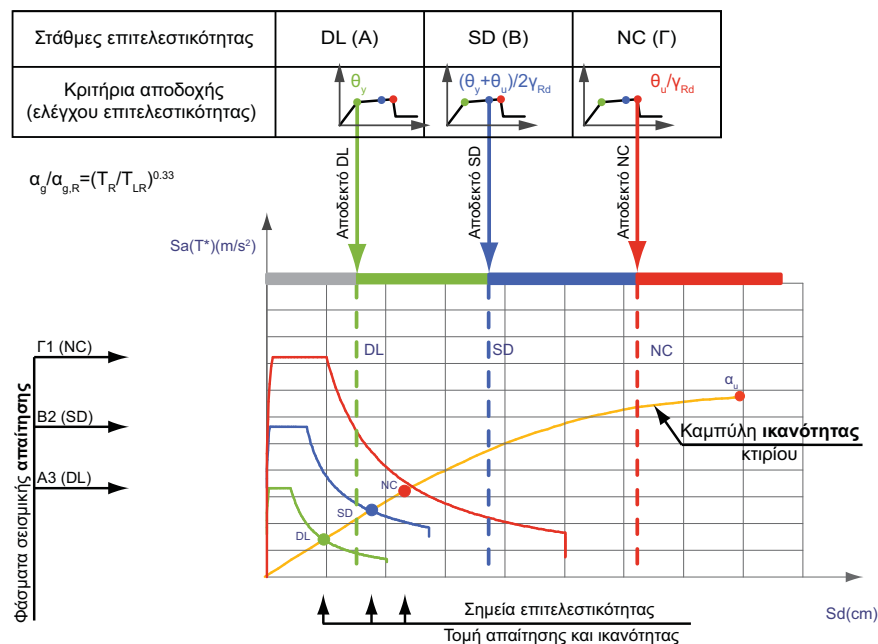
Σε κάθε περίπτωση, στις στάθμες επιτελεστικότητας SD, NC οι δευτερεύουσες δοκοί επιτρέπεται να μην ελέγχονται για αυτές τις στάθμες αυτές σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9Α (4.3).

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά οι προαναφερθείσες στάθμες επιτελεστικότητας όπως αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σε κόκκινο πλαίσιο ορίζεται ο βασικός στόχος σχεδιασμού και αποτίμησης στον οποίο βασίζονται οι διατάξεις του EC8, αλλά και του προηγούμενου ΕΑΚ. Ο στόχος αυτός είναι η προστασία ζωής των ενοίκων σε ένα σεισμικό γεγονός που έχει περίοδο επανάληψης 10% στα 50 χρόνια. Επίσης, μία υφιστάμενη κατασκευή, ανάλογα με τη σπουδαιότητα της, παρουσιάζει διαφορετικούς στόχους αποτίμησης για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Σύμφωνα με τον πίνακα Πίνακας 1.11 η τάξη σπουδαιότητας III ενός αυθαιρέτου θα πρέπει να πληρεί τις καταστάσεις A₃, B₂, Γ₁ για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας DL, SD, NC αντίστοιχα.



Πίνακας 1.11: Στάθμες Επιτελεστικότητας

Στο Σχήμα 1.38 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για μια συγκεκριμένη κατασκευή καθώς και τα ελαστικά σεισμικά φάσματα απαίτησης για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας. Με τις χρωματιστές κουκίδες πάνω στην καμπύλη σημειώνονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις και με κατακόρυφες διακεκομμένες οι αντίστοιχες ικανότητες μετακίνησης τις κατασκευής για κάθε στάθμη. Το γεγονός ότι και οι 3 διακεκομμένες γραμμές βρίσκονται στα δεξιά των στοχευόμενων μετακινήσεων καθιστά την παρούσα κατασκευή επαρκή στις απαιτήσεις αποτίμησης.



Σχήμα 1.38: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας ADRS και στάθμες επιτελεστικότητας για συγκεκριμένη κατασκευή στο FESPA.

Παρατήρηση

Μετά την επιλογή της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας της κατασκευής θα πρέπει να ελεγχθεί ότι για μετακίνηση ίση με την υπολογισθείσα στοχευόμενη μετακίνηση, κανένα μέλος δεν υπερβαίνει την οριακή τιμή της γωνίας στροφής χορδής. Σε αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση της κατασκευής προς αύξηση της αντοχής. Αναλυτικά η διαδικασία ελέγχου επάρκειας περιγράφεται στην §1.8.

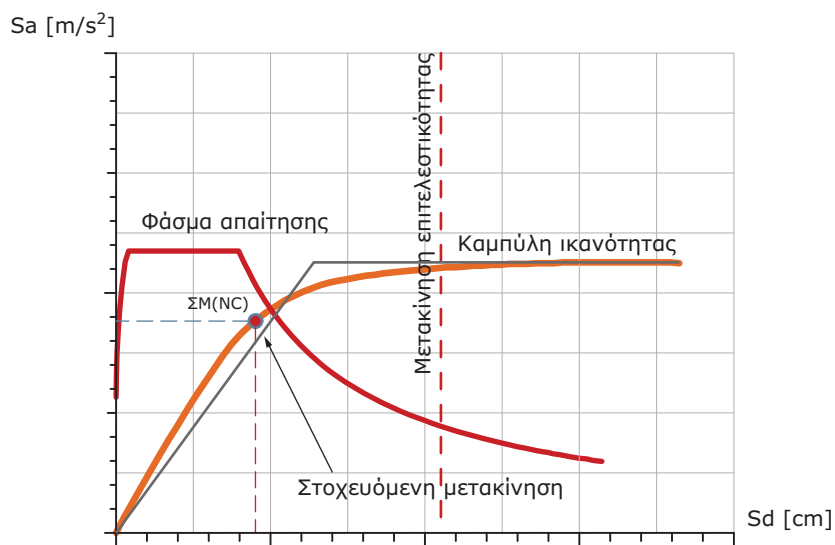
1.8 Τελικός έλεγχος επάρκειας

1.8.1 Καθολικός έλεγχος κατασκευής

Ο σχεδιασμός ενός νέου κτιρίου με βάση τους Ευρωκώδικες έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να επαρκεί για στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγής Κατάρρευσης. Στο Σχήμα 1.39 φαίνονται το ελαστικό φάσμα, η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής και η μετακίνηση που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγής Κατάρρευση. Σημειώνεται επίσης η στοχευόμενη μετακίνηση που λόγω των αυξημένων πλαστικών παραμορφώσεων δεν βρίσκεται στο σημείο

τομής της καμπύλης με το ελαστικό φάσμα, αλλά στο σημείο όπου θα αντιστοιχούσε η τομή με ένα υποβαθμισμένο πλαστικό φάσμα.

Ο έλεγχος γίνεται με βάση τις μετακινήσεις και συγκεκριμένα αν η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεσματικότητας είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη. Η διαδικασία αυτή έγκειται στην παρατήρηση αν η διακεκομμένη γραμμή (μετακίνηση για την αστοχία του πρώτου κύριου μέλους της κατασκευής) βρίσκεται δεξιά της στοχευόμενης μετατόπισης, γεγονός που θα σήμαινε την επάρκεια της κατασκευής. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα η απαίτηση αυτή ικανοποιείται.



Σχήμα 1.39: Τελικός έλεγχος επάρκειας κατασκευής

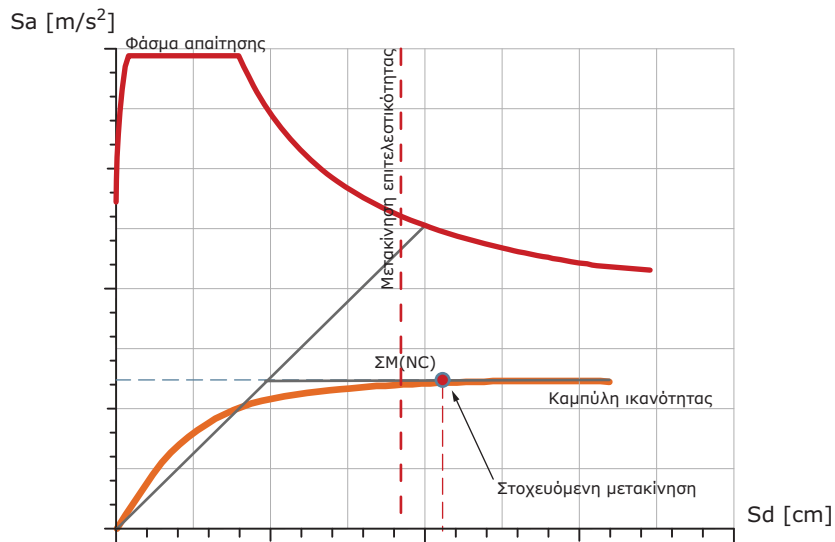
1.8.2 Έλεγχος σε επίπεδο μέλους

Έπειτα από την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής, βρίσκονται για κάθε μέλος ξεχωριστά οι γωνίες στροφής-χορδής που αντιστοιχούν στο βήμα επίλυσης όπου παρατηρείται η μετακίνηση αυτή. Ως συντελεστής επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεσματικότητας ορίζεται ο λόγος της ευρισκόμενης αυτής τιμής προς την αντίστοιχη τιμή που ορίζει το κριτήριο επιτελεσματικότητας. Τα παραπάνω ισχύουν για την περίπτωση της κάμψης, ενώ όσον αφορά την τέμνουσα ο λόγος επάρκειας αφορά μόνο την Αποφυγή Κατάρρευσης και υπολογίζεται ως ο λόγος της τέμνουσας του μέλους που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση προς την διατμητική αντοχή του μέλους.

$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_{\text{lim}}}, \quad \lambda = \frac{V}{V_R} \quad (1.8.1)$$

Για κάθε μέλος υπολογίζονται οι λόγοι επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεσματικότητας για όλες τις σεισμικές φορτίσεις που εκτελούνται. Στην περίπτωση που η κατασκευή δεν πληρεί τον καθολικό έλεγχο επάρκειας (Σχήμα 1.40) κάποιοι λόγοι επάρκειας θα υπερβούν τη μονάδα. Συνεπώς, απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα σε περίπτωση νέου δομήματος ή ενίσχυση σε περίπτωση υπάρχοντος. Στόχος είναι η εκπλήρωση όλων των στόχων επιτελεσματικότητας και επιτυγχάνεται γενικά με τις εξής περιπτώσεις:

- Με αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής μέσω αύξησης των διαστάσεων των διατομών και του σπλισμού
- Με αύξηση της διατιθέμενης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.



Σχήμα 1.40: Μη ικανοποίηση του ελέγχου επάρκειας

1.8.3 Εύρεση του μέγιστου σεισμικού συντελεστή που αντιστοιχεί σε κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας

Πλεονέκτημα της μη γραμμικής ανάλυσης Pushover αποτελεί η δυνατότητα προσδιορισμού του μέγιστου σεισμικού συντελεστή που μπορεί να επιβληθεί σε μία κατασκευή έτσι ώστε αυτή να μην ξεπεράσει οριακά την αντίστοιχη στάθμη επιτελεσματικότητας. Παράλληλα, είναι εφικτός ο υπολογισμός της πιθανότητας

υπέρβασης του μέγιστου σεισμικού γεγονότος κατά τη συμβατική διάρκεια ζωής του έργου. Είναι προφανής η σημασία της παραπάνω πληροφορίας στη διαδικασία αποδοχής ενός σχεδιασμού νέου δομήματος ή στη διαδικασία αποτίμησης ενός υφιστάμενου δομήματος.

Οι εδαφικές σεισμικές επιταχύνσεις που αναφέρονται στο Εθνικό Προσάρτημα για τον Ευρωκώδικα 8 αναφέρονται σε σεισμικό γεγονός με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια). Στον Ευρωκώδικα 8 (EC8-2, Παράρτημα Α) δίνεται η ακόλουθη σχέση με την οποία γίνεται δυνατός ο υπολογισμός της εδαφικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί σε σεισμό με δεδομένη πιθανότητα επαναφοράς.

$$\frac{a_{gc}}{a_{g,R}} = \left(\frac{T_{RC}}{T_{NCR}} \right)^{1/3} \quad (1.8.2)$$

a_{gc} η σεισμική εδαφική επιτάχυνση του ζητούμενου σεισμού

$a_{g,R}$ η σεισμική εδαφική επιτάχυνση για συγκεκριμένη ζώνη σεισμικότητας. (Εθνικό Προσάρτημα για τον Ευρωκώδικα 8.1).

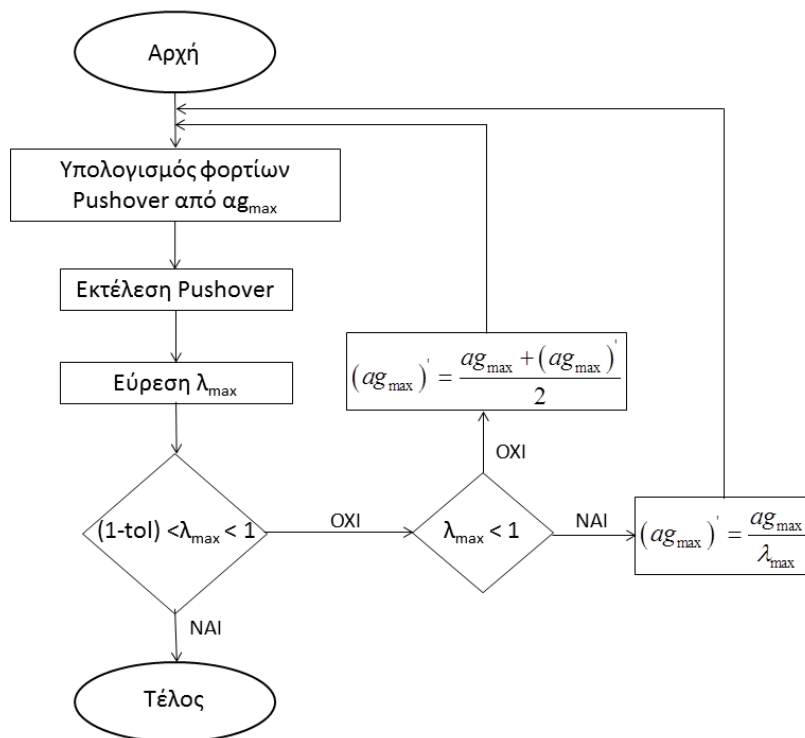
T_{RC} η περίοδος επανάληψης του ζητούμενου σεισμού (π.χ. από ΣΠΜΕ, 72 χρόνια)

T_{NCR} η περίοδος επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού ($T_{NCR}=475$ χρόνια)

Η χρησιμότητα της παραπάνω σχέσης αναδεικνύεται όταν οριστεί ως στόχος σχεδιασμού η εκπλήρωση κάποιας στάθμης επιτελεστικότητας για δεδομένη περίοδο επανάληψης. Συνεπώς, γίνεται υπολογισμός του αντίστοιχου σεισμικού συντελεστή και υπολογίζονται τα φορτία με τα οποία θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση Pushover. Μετά το πέρας της ανάλυσης υπολογίζεται ο δυσμενέστερος συντελεστής επάρκειας των μελών. Λόγω της μη γραμμικότητας δεν ισχύει η αναλογία μεταξύ δεδομένου και αποτελέσματος και επομένως ο μέγιστος σεισμικός συντελεστής πρέπει να εκτιμηθεί βάση μιας επαναληπτικής διαδικασίας με τη μέθοδο της διχοτόμησης.

Η διαδικασία προϋποθέτει διαδοχικές μη γραμμικές επιλύσεις και υπολογισμό του μέγιστου συντελεστή επάρκειας κάθε φορά. Ο νέος σεισμικός συντελεστής ($a_{g_{max}}$) κάθε νέας ανάλυσης μπορεί να υπολογιστεί με βάση τον προηγούμενο $a_{g_{max}}$ και τον μέγιστο λόγο επάρκειας λ_{max} (Σχήμα 1.41). Η επαναληπτική μέθοδος ολοκληρώνεται όταν ο μέγιστος συντελεστής επάρκειας πλησιάσει τη μονάδα χωρίς ωστόσο να την ξεπεράσει.

Η προτεινόμενη επαναληπτική διαδικασία περιγράφεται σύμφωνα με το διάγραμμα ροής του παρακάτω σχήματος.



Σχήμα 1.41: Διάγραμμα ροής της διαδικασίας υπολογισμού του μέγιστου σεισμικού συντελεστή.

Έπειτα, με δεδομένη τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση υπολογίζεται πάλι από τη σχέση (1.8.2) η περίοδος επανάληψης της επιτάχυνσης αυτής T_{RC} . Τέλος, η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης αυτής στη διάρκεια ζωής του έργου δίνεται από τη σχέση:

$$P_{RC} = 1 - e^{-\frac{T_L}{T_{RC}}} \quad (1.8.3)$$

P_{RC} η πιθανότητα υπέρβασης του μέγιστου σεισμικού γεγονότος με περίοδο επανάληψης T_{RC}

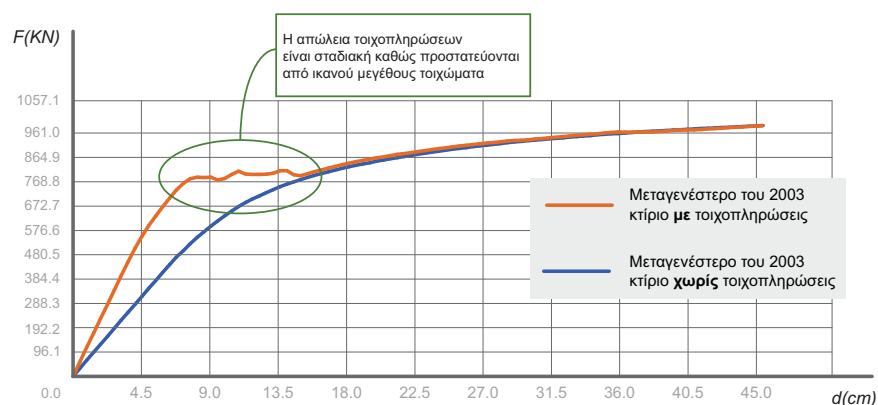
T_L η συμβατική διάρκεια ζωής του έργου ($T_L=50$ χρόνια)

T_{RC} η περίοδος επανάληψης του μέγιστου σεισμού που αντέχει η κατασκευή, όπως υπολογίστηκε στη σχέση (1.8.2).

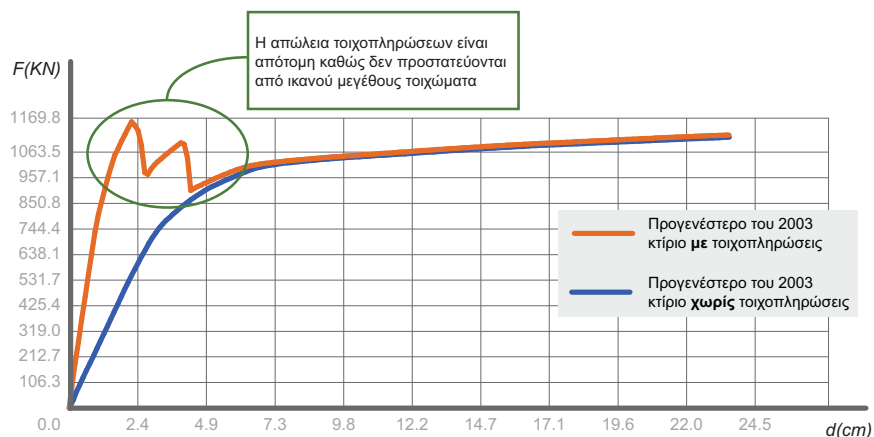
1.9 Τοιχοπληρώσεις

1.9.1 Γενικά

Οι τοιχοπληρώσεις αν και εν γένει είναι μη δομικά μέλη, ωστόσο έχουν σημαντική επιρροή στη γενική απόκριση της κατασκευής όταν υπόκειται σε πλευρικά φορτία. Συγκριμένα, αλληλεπιδρούν με τα περιβάλλοντα πλαίσια η πλευρική συνολική δυσκαμψία και αντοχή της κατασκευής αυξάνονται. Ο σωστός αντισεισμικός σχεδιασμός απαιτεί τα περιβάλλοντα πλαίσια να είναι ισχυρότερα των τοιχοπληρώσεων ώστε η αστοχία τους να έπεται την αστοχία των τοιχοπληρώσεων. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα σε μια στατική μη γραμμική ανάλυση η τελική αντοχή των δύο προσομοιωμάτων με και χωρίς τοιχοπληρώσεις να είναι η ίδια. Επιπρόσθετα, η επιρροή των τοιχοπληρώσεων είναι ακόμα πιο σημαντική σε κτίρια κατασκευασμένα πριν το 2003 όπου η χρήση μεγάλων τοιχωμάτων ήταν περιορισμένη (Σχήμα 1.43). Αντίθετα, στο Σχήμα 1.42 τα ισχυρά τοιχώματα εξασφαλίζουν σημαντική αντοχή και μετά την αστοχία των τοιχοπληρώσεων με αποτέλεσμα η μέγιστη αντοχή της κατασκευής με και χωρίς τοιχοπληρώσεις να ταυτίζεται.

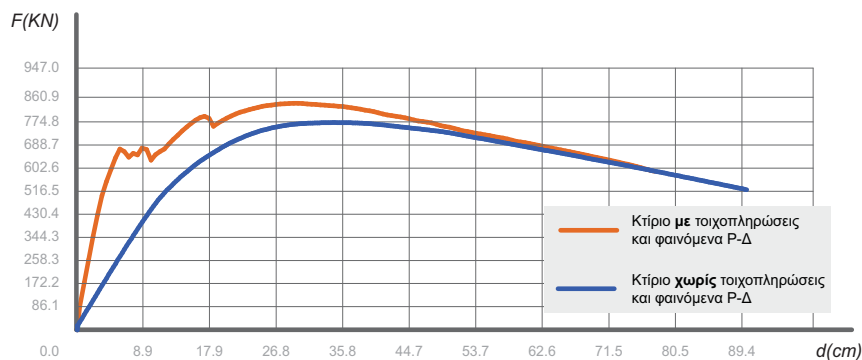


Σχήμα 1.42: Επιρροή τοιχοπληρώσεων σε κτίριο νεότερου του 2003, το οποίο διαθέτει τοιχώματα που βροβλέπονται στον ΕΑΚ 2003.



Σχήμα 1.43: Επιρροή τοιχοπληρώσεων σε τυπικό κτίριο παλαιότερου του 2003.

Στην περίπτωση κτιρίων όπου οι γεωμετρικές μη γραμμικότητες εμφανίζονται να έχουν σημαντική επιρροή, η επιπλέον δυσκαμψία που προσφέρουν οι τοιχοπληρώσεις καθυστερεί την πτώση του αρνητικού κλάδου δυσκαμψίας. (Σχήμα 1.44)



Σχήμα 1.44: Επιρροή τοιχοπληρώσεων σε κτίριο με έντονα φαινόμενα P-Δ.

1.9.2 Είδη τοιχοπληρώσεων

➤ Υφιστάμενες και νέες άοπλες τοιχοπληρώσεις

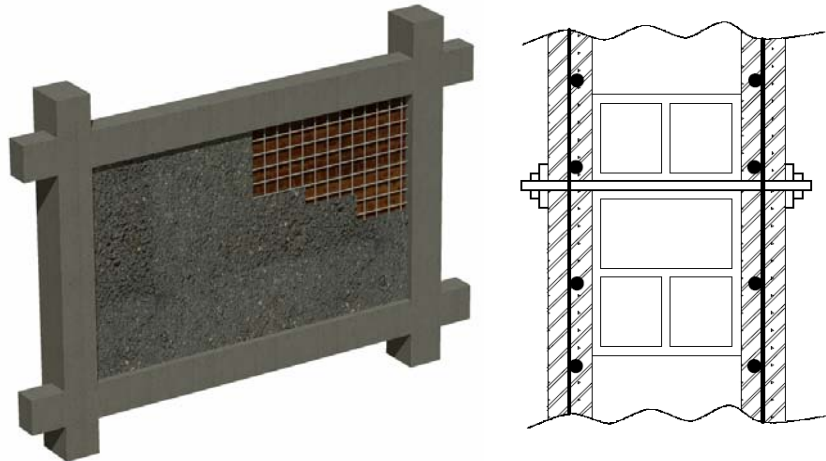
Αφορά την συνήθη περίπτωση άοπλων πλινθοπληρώσεων υφιστάμενων ή προστιθέμενων. Ενδέχεται να υπάρχουν οριζόντια σενάζ και ανοίγματα περιορισμένων, όμως, διαστάσεων.



Σχήμα 1.45: Φάνωμα άοπλης τοιχοπλήρωσης.

➤ **Ενισχυμένες (ή οπλισμένες) τοιχοπληρώσεις**

Πρόκειται συνήθως για υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις ακόμη και βλαμμένες, στις οποίες προστίθεται –προτιμότερα– αμφοτερόπλευρος μανδύας σκυροδέματος οπλισμένος με πλέγμα. Βασική προϋπόθεση είναι ο μανδύας να είναι επαρκώς στερεωμένος με την τοιχοποιία π.χ. μέσω διαμπερών συνδέσμων όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.46. Το πάχος της κάθε πλευράς του μανδύα συνιστάται να μην είναι μικρότερο από 50 mm, έτσι ώστε να είναι εφικτή η διαμόρφωση αγκίστρων στον προστιθέμενο οπλισμό κορμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ §8.5.4).

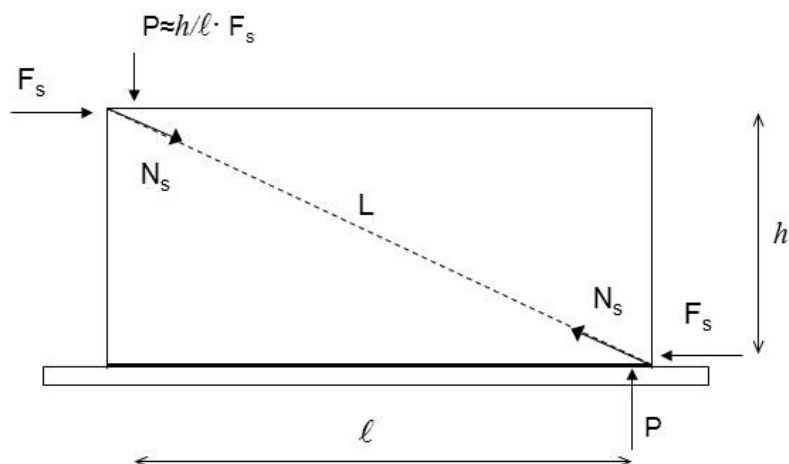


Σχήμα 1.46: Φάτνωμα ενισχυμένης (ή οπλισμένης) τοιχοπλήρωσης και ενδεικτική τομή στην οποία παρουσιάζεται ο μανδύας και η σύνδεσή του με την τοιχοποιία

Πρόκειται για μια σχετικά απλή και οικονομική μέθοδο ενίσχυσης συγκριτικά με τις εκτεταμένες επεμβάσεις που προϋποθέτει η ενίσχυση των φέροντων στοιχείων, ενώ μπορεί να αναβαθμίσει σημαντικά τόσο την δυσκαμψία, όσο και την αντοχή υφιστάμενων κατασκευών.

➤ Τοιχωματοποίηση πλαισίου

Για την τοιχωματοποίηση φατνωμάτων πλαισίων με έγχυτο ή και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σύμφωνα με τις πρόνοιες της §8.5.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. πρέπει να εξασφαλίζεται η επαρκής σύνδεση του τοιχώματος με το πλαίσιο. Αυτό επιτυγχάνεται π.χ. καθ' ύψος με την συνέχεια των οπλισμών στον ανώτερο όροφο ή την αγκύρωσή τους στη δοκό και με την επιμήκυνση του νέου τοιχώματος οριζοντίως ώστε να περιβάλλει τα εκατέρωθεν υποστυλώματα υπό μορφή ενίσχυσης αυτών. Το εμφανιζόμενο τοίχωμα καθώς και ο τυχόν μανδύας των υποστυλωμάτων συνιστάται να συνεχίζουν καθ' όλο το ύψος της κατασκευής.



Σχήμα 1.47: Δυνάμεις που ασκούνται σε ένα φάτνωμα

Θεωρείται ότι ένα μέρος της διατμητικής έντασης F_s αναλαμβάνεται από το διαγώνιο θλιπτήρα $N_s = \frac{L}{l} \cdot F_s$ και το υπόλοιπο από βλήτρα διατασσόμενα κατά την περίμετρο του φαντώματος. Η αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα δίνεται από τη σχέση:

$$N_R = \lambda \cdot f'_c \cdot t_w \cdot b_w \quad (1.9.1)$$

N_R η απομένουσα αντίσταση του διαγώνιου θλιπτήρα μετά την κρίσιμη παραμόρφωση του $\epsilon_c = 2 \cdot 10^{-3}$.

f'_c η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υπό εγκάρσιο εφελκυσμό. ($f'_c = 0.6 \cdot f_c$).

t_w πάχος του φαντώματος.

b_w το ενεργό πλάτος του διαγώνιου θλιπτήρα. ($b_w = 0.15 \cdot L$)

λ συντελεστής απομένουσας απόκρισης του διαγώνιου θλιπτήρα μετά την υπέρβαση της κρίσιμης παραμόρφωσής του. Μπορεί να λαμβάνεται $\lambda = 0.4$.

Το υπόλοιπο μέρος της διατμητικής έντασης αναλαμβάνουν τα βλήτρα που διατάσσονται οριζόντια και κατακόρυφα και ο έλεγχος αντοχής τους είναι:

- Οριζόντια βλήτρα:

$$F_{\beta\lambda,οριζ} = F_s - \frac{l}{L} N_R \leq \frac{1}{2} n_s F_{ud} \quad (1.9.2)$$

- Κατακόρυφα βλήτρα:

$$F_{βλ,κατ} = \frac{h}{L} F_{βλ,οριζ} \leq \frac{1}{2} n_u F_{ud} \quad (1.9.3)$$

n_δ, n_u Ο αριθμός των βλήτρων κατά μήκος της δοκού και κατά μήκος κάθε υποστυλώματος αντίστοιχα.

F_{ud} η αντοχή βλήτρου συνεκτιμώντας την επιρροή της ανακύκλισης της φόρτισης, υπολογιζόμενη με την αντοχή του ασθενέστερου από τα σκυροδέματα του πλαισίου και φτνώματος.

Σύμφωνα με την §8.2.1.3(β)(v) του ΚΑΝ.ΕΠΕ διατάσσεται ένα ελάχιστο ποσοστό οπλισμού διεπιφάνειας $\rho_\delta = A_{s\delta}/A_{c\delta}$:

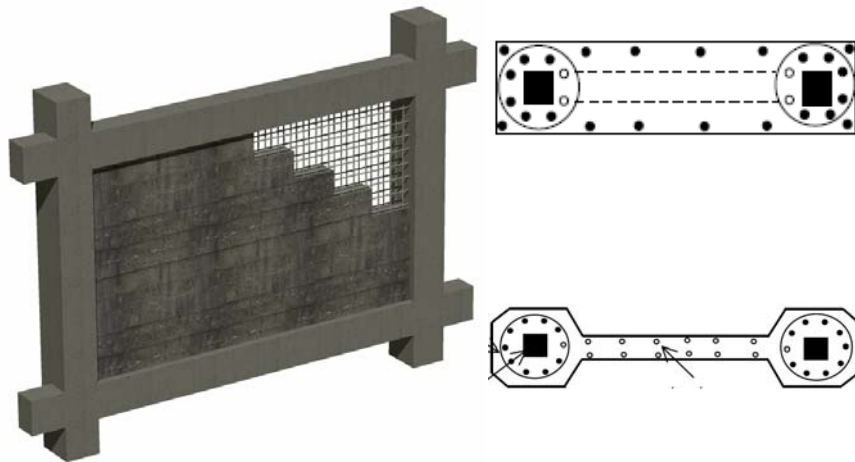
$$\rho_{\delta, \min} = 0.20 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \geq 0.12\% \quad (1.9.4)$$

$A_{s\delta}$ το εμβαδόν του εγκάρσιου οπλισμού.

$A_{c\delta}$ το εμβαδόν της διεπιφάνειας.

f_{ctm} η αντοχή του ισχυρότερου σκυροδέματος.

Σε κάθε περίπτωση τα προβλεπόμενα βλήτρα δεν πρέπει να είναι μικρότερα από 3Φ16 ανά μέτρο της περιμέτρου.



Σχήμα 1.48: Τοιχωματοποίηση πλαισίου με οπλισμένο σκυρόδεμα και οριζόντιες τομές όπου παρουσιάζεται εμφάνιση πλάτους μεγαλύτερου ή μικρότερου από το πλάτος της δοκού.

Εφαρμογή στο Fespa

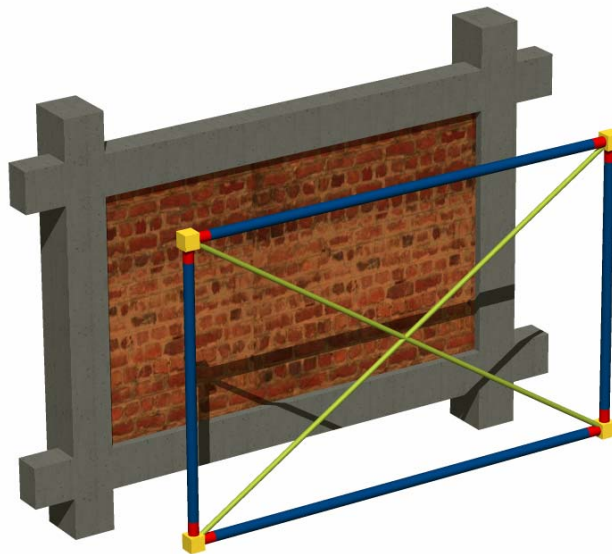
Σε μια ανάλυση αποτίμησης στο πρόγραμμα Fespa ελέγχεται η αντοχή σε θλίψη του διαγώνιου θλιπτήρα σκυροδέματος, ενώ υπολογίζονται και τα απαιτούμενα βλήτρα στις κατακόρυφες και οριζόντιες διεπιφάνειες.

1.9.3 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Μοντελοποίηση τοιχοπληρώσεων

Οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώνονται με διαγώνιους ράβδους δικτύωματος που **δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων**. Η προσοίωση μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε μέσω της θλιβόμενης ράβδου είτε μέσω της θλιβόμενης και εφελκυσμένης με τη μισή δυστένεια η καθεμία (Σχήμα 1.49). Στην περίπτωση της θλιβόμενης ράβδου τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής της υπολογίζονται ως εξής:

- **Πάχος:** Λαμβάνεται ίσο με το συνολικό πάχος της τοιχοπλήρωσης. ($t_{\text{eff}}=t$)
- **Πλάτος:** Εκτιμάται με βάση την ισορροπία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων-δυνάμεων από όπου προκύπτει: $b=0.15L$ (KAN.ΕΠΕ §7.4.1 (Σ.15)), όπου το $L = \sqrt{l^2 + h^2}$ είναι το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα.



Σχήμα 1.49: Φυσικό μοντέλο και υπολογιστικό προσομοίωμα τοιχοπλήρωσης.

Εφαρμογή στο Fespa

Ο χρήστης σε κάθε φάτνωμα τοιχοπλήρωσης σχεδιάζει και τις δύο διαγώνιες ράβδους και το πρόγραμμα λαμβάνει αυτόματα στους υπολογισμούς τη θλιβόμενη ράβδο. Στην περίπτωση προσομοίωσης και με θλιβόμενη και με εφελκυσόμενη ράβδο το πρόγραμμα ορίζει αυτόματα τη μισή δυστένεια σε κάθε μία.

Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων

Η θλιπτική χαρακτηριστική αντοχή της άοπλης τοιχοπλήρωσης δίνεται από τη σχέση:

$$f_{wc,k} = k \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad (1.9.5)$$

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

f_b η θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος που παίρνει τιμές από 3.1 έως 5.5 MPa

f_m η θλιπτική αντοχή του κονιάματος που παίρνει τιμές από 1.53 έως 1.75 MPa.

Από τη σχέση (1.9.5) προκύπτει ότι η χαρακτηριστική αντοχή της άοπλης τοιχοπλήρωσης κυμαίνεται από 1.6 έως 2.6 MPa. Η μέση αντοχή της θλιβόμενης ράβδου υπολογίζεται από τη χαρακτηριστική αντοχή της τοιχοπλήρωσης με έναν πολλαπλασιαστικό συντελεστή $\lambda=1.25$ ($\overline{f_{wc}} = 1.25 \cdot f_{wc,k}$) ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη μετατροπή της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση, τη δυσμενή υπό γωνία εφαρμογής του φορτίου και την ευμενή επιρροή της περίσφιξης που εξασφαλίζουν τα περιβάλλοντα δομικά στοιχεία.

Παράλληλα με τα μεγάθη αντοχής της τοιχοπλήρωσης δίνονται (KAN.ΕΠΕ §7.4.1) και τα μεγέθη παραμόρφωσης:

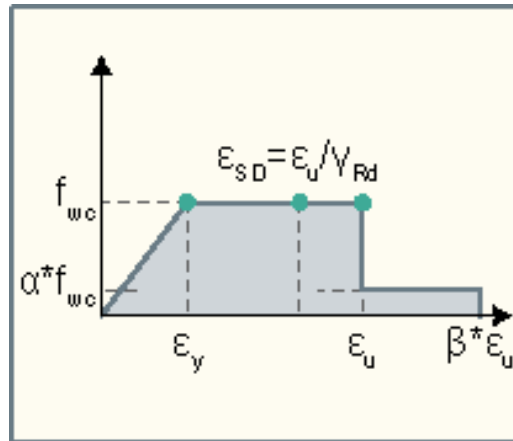
- **Παραμόρφωση διαρροής:** $\varepsilon_y = 10^{-3} \sim 1.5 \cdot 10^{-3}$
- **Παραμόρφωση αστοχίας:** $\varepsilon_u = 2.0 \cdot 10^{-3} \sim 3.5 \cdot 10^{-3}$
- **Παραμόρφωση στάθμης επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών (SD):**
 $\varepsilon_{SD} = \varepsilon_u / \gamma_{Rd}$

Όπου (KAN.ΕΠΕ §9.3.1):

- $\gamma_{Rd} = 1.3$ για άοπλες τοιχοπληρώσεις υφιστάμενες ή νέες.
- $\gamma_{Rd} = 1.2$ για ενισχυμένες τοιχοπληρώσεις ή τοιχοματοποίηση πλαισίων.

Η επιλογή των τιμών ε_y και ε_u οφείλει να γίνεται κατ' αντιστοιχία προς τις αναγραφόμενες περιοχές τιμών, δηλ. **για μικρές ε_y να ισχύουν και μικρές ε_u** .

Στην περίπτωση των ενισχυμένων τοιχοπληρώσεων επιτρέπεται να συνεκτιμηθεί παραμένουσα αντοχή μετά την αστοχία ίση με $f_{wc,res} = \alpha \cdot f_{wc}$ με $\alpha=0.25$, η οποία διατηρείται μέχρι η παραμόρφωση να γίνει ίση με $\varepsilon_{max} = \beta \cdot \varepsilon_u$ με $\beta=1.5$.



Σχήμα 1.50: Σκελετικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων τοιχοπλήρωσης και αντίστοιχες επιτελεστικότητες, $\alpha=0.25$, $\beta=1.50$

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στη χρήση των μέσων και χαρακτηριστικών τιμών των υλικών σε υφιστάμενες και νέες τοιχοπληρώσεις. Σε υφιστάμενη τοιχοποιία χρησιμοποιείται η μέση αντοχή $\overline{f_{wc}}$ ενώ σε νέα η χαρακτηριστική αντοχή $f_{wc,k}$. Στην περίπτωση ενισχυμένης τοιχοπλήρωσης για το υφιστάμενο μέρος χρησιμοποιείται η μέση αντοχή ενώ για το προστιθέμενο σκυρόδεμα και χάλυβα λαμβάνονται οι χαρακτηριστικές τιμές f_{ck} και f_{yk} αντίστοιχα. Τέλος στην τοιχοματοποίηση πλαισίου χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές σκυροδέματος και χάλυβα. Τα παραπάνω παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον επόμενο πίνακα.

Είδος τοιχοπλήρωσης	Τιμή αντοχής που εισάγεται στο Fespa	Τιμή αντοχής που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό της δύναμης της θλιβόμενης διαγωνίου
Υφιστάμενη	$(f_{wc,k})$	$\left(\frac{f_{wc,k}}{\gamma_m}\right)$
Νέα	$(f_{wc,k})$	$\left(\frac{f_{wc,k}}{\gamma_m}\right)$
Ενισχυμένη	$(f_{wc,k})$ για το υφιστάμενο μέρος (f_{ck}) για το σκυρόδεμα (f_{yk}) για το χάλυβα	$\left(\frac{f_{wc,k}}{\gamma_m}\right)$ για το υφιστάμενο μέρος (f_{ck}) για το σκυρόδεμα (f_{yk}) για το χάλυβα
Τοιχοματοποίηση πλαισίου	(f_{ck}) για το σκυρόδεμα (f_{yk}) για το χάλυβα	(f_{ck}) για το σκυρόδεμα (f_{yk}) για το χάλυβα

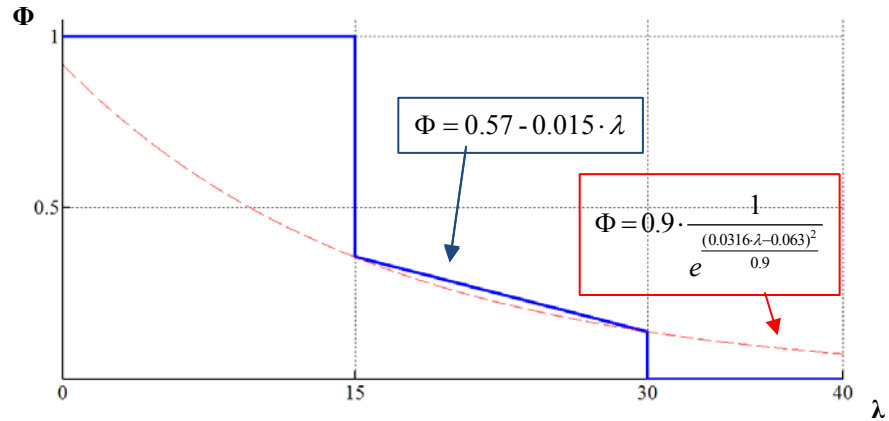
Πίνακας 1.12: Είδη αντοχών ανάλογα με το είδος τοιχοπλήρωσης.

1.9.4 Απομειώσεις αντοχής και δυστένειας τοιχοπληρώσεων

➤ Απομειώσεις λόγω αστοχίας εκτός επιπέδου (Φ)

Για να ληφθεί υπόψη η πιθανή εκτός επιπέδου αστοχία της τοιχοπλήρωσης η θλιπτική αντοχή της μειώνεται μέσω του συντελεστή Φ . Η απομείωση γίνεται συναρτήσει της λυγηρότητας η οποία ορίζεται ως το πλίκο μήκους προς πάχος τοιχοπλήρωσης L/t . Συγκεκριμένα ο συντελεστής Φ δίνεται από την ακόλουθη σχέση ή το παρακάτω διάγραμμα (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.4.1(ε)).

$$\begin{aligned} \Phi &= 1 && \text{για } \lambda \leq 15 \\ \Phi &= 0.9 \cdot \frac{1}{e^{\frac{(0.0316 \cdot \lambda - 0.063)^2}{0.9}}} \approx 0.57 - 0.015 \cdot \lambda && \text{για } 15 < \lambda \leq 30 \quad (1.9.6) \\ \Phi &= 0 && \text{για } \lambda > 30 \end{aligned}$$



Σχήμα 1.51: Διάγραμμα υπολογισμού μειωτικού συντελεστή Φ .

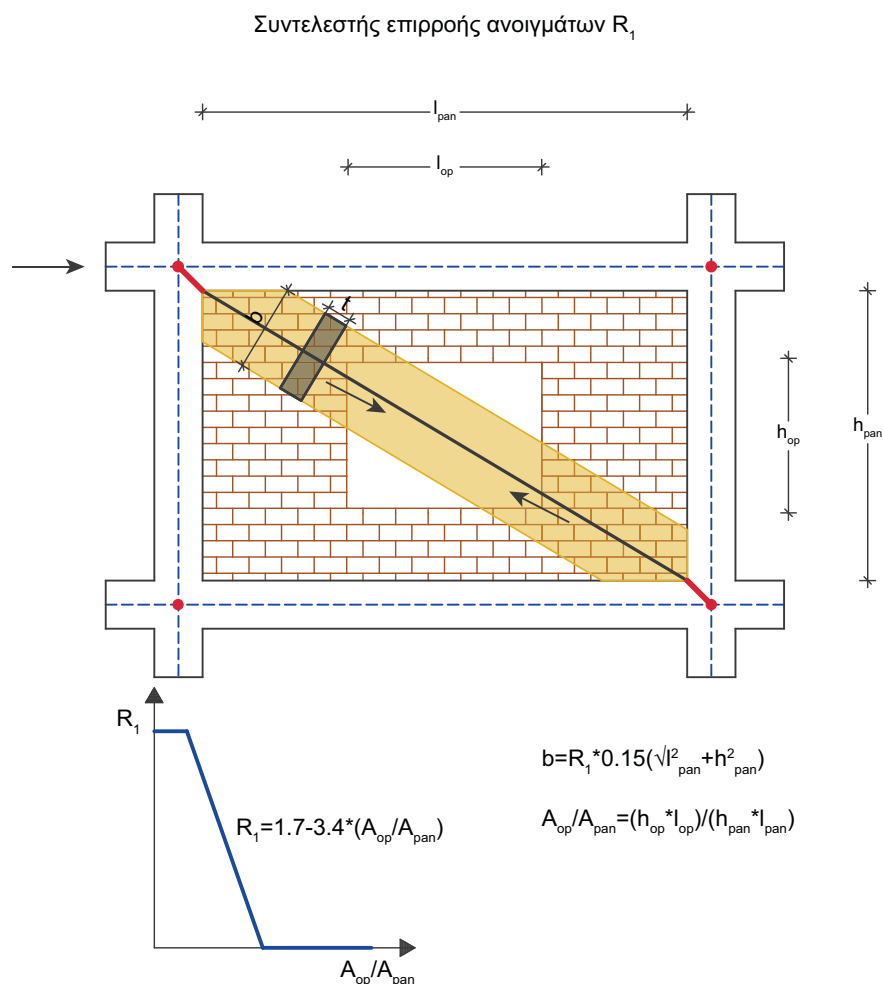
Εφαρμογή στο Fespa

Το Fespa υπολογίζει αυτόματα το πάχος και τη λυγηρότητα της κάθε διαγώνιας δοκού που προσομειώνει τοιχοπλήρωση και η τιμή του συντελεστή Φ σε κάθε περίπτωση υπολογίζεται από την ακριβή σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

➤ Απομειώσεις λόγω ανοιγμάτων (R_1)

Μέσω του συντελεστή απομείωσης R_1 μπορεί να ληφθεί υπόψη η επιρροή των ανοιγμάτων του φατνώματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ §7.4.1(δ)). Εξαρτάται από το λόγο του εμβαδού του ανοίγματος προς το συνολικό εμβαδόν του φατνώματος ($\alpha = A_{\text{open}}/A_{\text{panel}}$) και δίνεται από τις ακόλουθες σχέσεις ή το παρακάτω διάγραμμα:

$$\begin{aligned}
 R_1 &= 1.0 && \text{για } \alpha \leq 0.2 \\
 R_1 &= 1.7 - 3.4 \cdot \alpha && \text{για } 0.2 < \alpha \leq 0.5 \\
 R_1 &= 0 && \text{για } \alpha > 0.5
 \end{aligned}
 \tag{1.9.7}$$



Σχήμα 1.52: Υπολογισμός μειωτικού συντεστή R_1 .

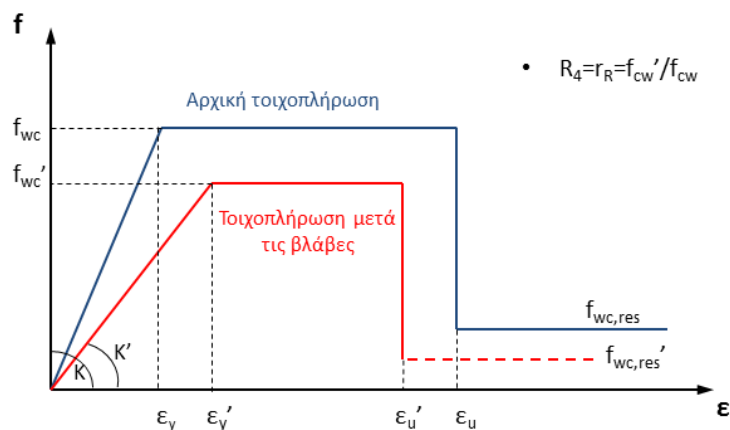
➤ Απομειώσεις λόγω αρμών (R_2 , R_3)

Ο συντελεστής R_2 εκτιμά το ποσοστό πληρώσεως των κατακόρυφων αρμών και λαμβάνει τιμές από $R_2=0.60-0.90$. Ένας πρόσθετος μειωτικός συντελεστής $R_3=0.85$ πρέπει να εισάγεται όταν το πάχος των οριζόντιων αρμών της τοιχοποιίας υπερβαίνει τα 15mm (KAN.ΕΠΕ §7.4.1).

➤ Απομειώσεις λόγω βλαβών (R_4)

Ο συντελεστής R_4 λαμβάνει υπόψη τους μειωτικούς συντελεστές r για βλαμμένες, άοπλες τοιχοπληρώσεις σύμφωνα με τον πίνακα Π3 του

παρατήματος 7Δ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ουσιαστικά ο συντελεστής R_4 ισούται με το συντελεστή r_R που αφορά την απομείωση αντοχής f_{wc} . Ο συντελεστής r_k για την απομείωση δυσκαμψίας μπορεί να δοθεί έμμεσα τροποποιώντας την παραμόρφωση διαρροής ϵ_y .



Σχήμα 1.53: Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων τοιχοπλήρωσης πριν και μετά τις βλάβες.

➤ Απομειώσεις λόγω στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων (γ_m)

Η περιγραφή των στάθμων αξιοπιστίας δεδομένο (Σ.Α.Δ.) τοιχοπληρώσεων και οι αντίστοιχοι μειωτικοί συντελεστές παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (ΚΑΝ.ΕΠΕ §3.7.3).

Επίπεδο γνώσης Σ.Α.Δ.	Περιγραφή	Συντ. Ασφαλείας γ_m
KL1- Ανεκτή γνώση	-	Δεν επιτρέπεται
KL2- Ικανοποιητική γνώση	Προσδιορισμός χαρακτηριστικών από ημιεμπειρικές σχέσεις με βάση τα επιμέρους δομικά στοιχεία της τοιχοπλήρωσης.	2.00
KL3- Υψηλή γνώση	Τα μηχανικά χαρακτηριστικά προκύπτουν από επιτόπου και εργαστηριακές δοκιμές.	2.50

Πίνακας 1.13: Σ.Α.Δ. στην περίπτωση τοιχοπληρώσεων.

Σε ό,τι αφορά τα γεωμετρικά δεδομένα του δομήματος, η Σ.Α.Δ. εξαρτάται από την προέλευση του δεδομένου και διαφοροποιείται κατά περίπτωση, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον πίνακα 3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

➤ Απομειωμένη μέση θλιπτική αντοχή τοιχοπλήρωσης

Έπειτα από τον προσδιορισμό των επιμέρους μειωτικών συντελεστών η τελική μέση θλιπτική τάση αντοχής της τοιχοπλήρωσης προκύπτει ως:

$$f_{wc,red} = \frac{R_i \cdot \Phi}{\gamma_m} \cdot f_{wc} \quad (1.9.8)$$

Επιπρόσθετα, η μέση θλιπτική δύναμη αντοχή της θλιβόμενης ράβδου προσομοίωσης υπολογίζεται ως:

$$F_{wc,red} = b \cdot t \cdot f_{wc,red} \quad (1.9.9)$$

Εφαρμογή στο Fespa

Ο χρήστης δίνει σαν δεδομένο το γινόμενο $R=R_1 \cdot R_2 \cdot R_3 \cdot R_4$ για κάθε τοιχοπλήρωση ξεχωριστά ενώ ο συντελεστής Φ υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

1.9.5 Γιατί να συμπεριλάβω τις τοιχοπληρώσεις στο υπολογιστικό μοντέλο;

1. **Αύξηση Αντοχής και δυσκαμψίας:** Με την ενσωμάτωση των τοιχοπληρώσεων στο υπολογιστικό προσομοίωμα η ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής αυξάνεται με παράλληλη αύξηση συνήθως και της μέγιστης αντοχής. Αυτό έχει ως συνέπεια υφιστάμενα κτίρια που χωρίς τις τοιχοπληρώσεις δεν ικανοποιούσαν τους ελέγχους επιτελεστικότητας να παρουσιάζουν μειωμένους λόγους επάρκειας με θεώρηση ενεργών τοιχοπληρώσεων.
2. **Διεύρυνση των επιλογών ενίσχυσης:** Σε περιπτώσεις όπου μία κατασκευή δεν πληροί τα κριτήρια επιτελεστικότητας η ενίσχυση των τοιχοπληρώσεων αντί του φέροντος οργανισμού αποτελεί έναν απλούστερο και οικονομικότερο τρόπο συνολικής αύξησης της αντοχής του κτιρίου.
3. **Δυνατότητα εντοπισμού ρεαλιστικότερων μηχανισμών αστοχίας:** Σε ορόφους όπου οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν νωρίτερα από τις τοιχοπληρώσεις ανώτερων ορόφων ενδέχεται να αναπτυχθεί μηχανισμός ορόφου λόγω τις μεγάλης διαφοράς δυσκαμψίας. Αυτό είναι ενδεχόμενο να συμβεί σε παλαιότερα κτίρια όπου δεν υπάρχουν ισχυρά τοιχώματα.

4. **Ρεαλιστικότερη προσομοίωση της κατασκευής:** Δυνατότητα ελέγχου της πληρότητας και επάρκειας του τρόπου ροής των δυνάμεων στο φορέα (loadpath) προσομοιώνοντας όλα τα στοιχεία που την επηρεάζουν.